

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ



ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

**ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΤΗΣ ΚΥΠΡΟΥ ΜΕ ΜΗ
ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ (ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ
ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8)**

ΦΛΩΡΕΝΤΙΑ Α. ΚΑΒΟΥΡΑ

ΜΑΪΟΣ 2010

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

Δημήτριος Βαμβάτσικος, Επίκουρος Καθηγητής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου
Επιβλέπων Καθηγητής

.....

Παναγιώτης Ρουσσής, Επίκουρος Καθηγητής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου
Μέλος Εξεταστικής Επιτροπής

.....

Δήμος Χαρμπής, Επίκουρος Καθηγητής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου
Μέλος Εξεταστικής Επιτροπής

.....

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η απόκριση των δομημάτων σε σεισμική φόρτιση είναι ένα περίπλοκο φαινόμενο για να υπολογιστεί με ελαστική γραμμική ανάλυση. Για το λόγο αυτό τα τελευταία χρόνια παρατηρείται μια ραγδαία εξέλιξη της ανάλυσης των κατασκευών με τη βοήθεια μη γραμμικών μεθόδων, οι οποίες μπορούν να προσφέρουν μεγαλύτερη ακρίβεια στην σεισμική απόκριση ενός φορέα. Παρ' όλα αυτά όμως, η πλειονότητα των μηχανικών δεν τις εφαρμόζει πρακτικά διότι είναι πολύπλοκες και συχνά δύσχρηστες, καθώς επίσης όχι και τόσο διαδεδομένες. Άρα, πρέπει να γίνουν προσπάθειες να καλυφθεί το κενό ανάμεσα στη θεωρία και στην πράξη των μεθόδων ανάλυσης μιας κατασκευής.

Ως μια πρώτη προσπάθεια γεφύρωσης, εφαρμόστηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση και ανάλυση στατικής αντίστασης (pushover analysis) σε τρία κτίρια από δομικό χάλυβα, σχεδιασμένα σύμφωνα με τα φορτία από του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα και κατά τις πρόνοιες των Ευρωκωδίκων 3 και 4. Πρόκειται για ένα μονώροφο πλαισιακό κτίριο με μεσοπάτωμα, ένα τριώροφο πλαισιακό κτίριο μη κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος του και ένα δεκατριώροφο μη κανονικό κτίριο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας. Δύο από τα κύρια χαρακτηριστικά που τα διέπουν ήταν η έντονη πολυπλοκότητά και ασυμμετρία τους, καθ' ότι πρόκειται για κτίρια τα οποία έχουν σχεδιαστεί από επαγγελματία μελετητή, με έντονο το αρχιτεκτονικό τους στοιχείο, έχοντας εμφανή σημάδια των στροφικών ιδιομορφών τους, χωρίς όμως να είναι εύστρεπτα. Για τον λόγο αυτό δημιουργήθηκαν τρισδιάστατα ακριβή προσομοιώματα με μέλη κατανεμημένης ή σημειακής πλαστικότητας. Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την ανάλυση ήταν αυτή που παρατίθεται στον Ευρωκώδικα 8 και εκτελέστηκε με την βοήθεια λογισμικού δωρεάν διαθέσιμου στο διαδίκτυο.

Κατά την ανάλυση διαπιστώθηκε ότι οι μη γραμμικές αναλύσεις δυσκολεύονται αρκετά να συγκλίνουν, ειδικά όταν πρόκειται για τη στατική μη γραμμική, σε κτίρια με πολλά μέλη των οποίων η προσομοίωση γίνεται σε τρεις διαστάσεις. Παρατηρήθηκε επίσης, ότι οι απαιτήσεις συμπεριφοράς του Κυπριακού Αντισεισμικού ικανοποιούνται από την αρχική ελαστική σχεδίαση ακόμα και υπό τα σχεδόν διπλάσια σεισμικά φορτία του Κυπριακού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8. Από την άλλη πλευρά όμως, υπάρχουν εμφανή περιθώρια βελτίωσης της ασφάλειας και της οικονομίας αν αξιοποιηθεί η μη γραμμική σχεδίαση. Επίσης, παρατηρήθηκε ότι η ακριβής προσομοίωση επέτρεψε την παρατήρηση των στρεπτικών φαινομένων στα κτίρια καθώς και τοπικών φαινομένων P-δ όπου είχαμε συνδέσμους δυσκαμψίας, τα οποία όμως δεν επηρέασαν την τελική ασφάλεια.

ABSTRACT

The response of structures to seismic loading is phenomenon too complex to be estimated with elastic linear analysis. For this reason, in recent years, there has been a rapid development in structural analysis by using non linear methods, which can provide higher accuracy in determining the seismic response of a structure. Despite that, the truth is that most engineers do not use them in practice, because they are complex and not very user friendly and as a result, they are not so popular. Therefore, efforts should be made to bridge the gap between the various theoretical and practical methods of analysis of structures.

As a first attempt to cross the distance between them, we have applied non linear dynamic analysis and static pushover analysis on three steel buildings designed for loads designed in the Cyprus Seismic Code and according to Eurocodes 3 and 4. The first one is a single storey portal frame building with a mezzanine, the second one is a three- storey frame building irregular in both plan and height and the third one is an asymmetric high rise thirteen- storey eccentrically braced building. Two of the main features that govern all cases are the fact that they were a) very complex and b) asymmetrical since they are actual buildings, designed by a professional architect thus having strong architectural features. Thus, accurate three dimensional models were created using distributed- or lumped-plasticity beam-column elements. The methodology used for the analysis conforms to Eurocode 8 and it was implemented using free software available online.

During the analysis process it was realized that both non-linear analysis methods have difficulties converging especially when using static pushover analysis in buildings which are composed of many members modelled in three dimensions. It was also observed that the full range of the requirements of the Cyprus Seismic Code are still satisfied even when the nearly double seismic loads of the Cypriot National Annex of Eurocode 8 are applied. Nevertheless, it was realized that there is a wide margin to improve the safety and even the cost of construction even if we take advantage of non linear methods. Furthermore, we observed that the realistic modelling uncovered torsional effects in the structures, and also $P-\delta$ effects locally at the braces which nevertheless do not affect the safety of the buildings.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή ολοκληρώθηκε χάρη στη συνεχή και πολύπλευρη βοήθεια και καθοδήγηση μου από τον Ακαδημαϊκό μου Σύμβουλο, Δρα. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου. Τον ευχαριστώ θερμά για την άψογη συνεργασία που είχαμε τα δύο αυτά χρόνια και που μοιράστηκε τις γνώσεις του μαζί μου πάνω σε αυτό το πολύ ενδιαφέρον θέμα για εμένα. Επίσης, τον ευχαριστώ για την συνεχή βοήθειά του και υποστήριξή του στο πρόσωπό μου ώστε να καταφέρουμε το καλύτερο δυνατό αποτέλεσμα και ευελπιστώ στην συνέχιση της συνεργασίας μας.

Θα ήθελα επιπλέον να ευχαριστήσω τον Δρα. Παναγιώτη Ρουσή, Επίκουρο Καθηγητή στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου και τον Δρα. Δήμο Χαρμπή Επίκουρο Καθηγητή στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου οι οποίοι αποτελούν μέλη της επιτροπής εξέτασης της διατριβής.

Να ευχαριστήσω επίσης τον κ. Πλάτωνα Στυλιανού, Πολιτικό Μηχανικό για την βοήθειά του σαν πρώτος μελετητής των κτιρίων αλλά και για την τρίχρονη επαγγελματική συνεργασία μέσα από την οποία διδάχτηκα την μελέτη κτιρίων σε περιβάλλον γραφείου. Επίσης, να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου σε αυτόν και την οικογένειά του για την συμπαράστασή τους κάτι που βοήθησε πολύ ώστε να ολοκληρωθεί η διατριβή αυτή. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους αρχιτέκτονες των τριών έργων που αναλύθηκαν στην διατριβή, κ. Ζήνων Ζήνωνος και την κόρη του Ελένη καθώς και τον κ. Γιώργο Μιχαήλ, για την άδεια που μας έδωσαν να χρησιμοποιήσουμε αρχιτεκτονικές κατόψεις, όψεις και προοπτικά των κτιρίων τόσο στην παρουσίαση όσο και στην εργασία και την άμεση ανταπόκρισή τους όταν τους χρειαστήκαμε.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου για την συνεχή υποστήριξή αυτά τα χρόνια που φοιτούμε σαν πρώτη γενιά φοιτητών του τμήματός του, καθώς επίσης και τους καθηγητές μας που μας μεταδίδουν τις γνώσεις τους με μεγάλο ζήλο εδώ και εφτά χρόνια που λειτουργεί το Τμήμα.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους συναδέλφους μου στο γραφείο για την άψογη επαγγελματική συνεργασία και την καθημερινή επαφή και συμπαράσταση η οποία μου έδωσε πολύ δύναμη ώστε να βγάλω σε πέρας τις πολλαπλές απαιτήσεις της δουλειάς και της σχολής.

Στην συνέχεια νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω τους φίλους μου που μου στάθηκαν όλα τα χρόνια διαμονής μου στην Κύπρο και ήταν δίπλα μου πάντα όταν τους χρειαζόμουν. Χωρίς αυτούς θα ήταν πολύ δύσκολο να μπορέσω να ανταποκριθώ στις καθημερινές δυσκολίες αλλά να τους ευχαριστήσω επίσης που μου δίνουν την δυνατότητα να μοιραστώ τις χαρές μου μαζί τους. Ιδιαίτερα να εκφράσω την βαθιά μου αγάπη και ευγνωμοσύνη στους Νίκο Χαραλαμπίκη, Μαρία Χριστοφή, Χαράλαμπο Καρτακούλη, Ευτυχία Μαυρονικόλα, Αλέκα Παπαιωάννου, Έλενα Ζαίμη και Μαρία Γιάνκου οι οποίοι παίζουν καθοριστικό ρόλο στην καθημερινότητά μου.

Τέλος, και κύρια για εμένα θέλω να ευχαριστήσω τους γονείς μου Αναστάσιο και Χρυσή καθώς και τις αδελφές μου Αντιγόνη και Άννα για την αμέριστη συμπαράστασή τους και για την δύναμη που αντλώ από αυτούς ώστε να μπορώ να συνεχίζω και να καταφέρω να ολοκληρώσω αυτήν την έρευνα, παρά τις όποιες δυσκολίες. Τους ευχαριστώ που είναι πάντα δίπλα μου και με υποστηρίζουν σε κάθε απόφαση που παίρνω στην ζωή μου. Ιδιαίτερα, να ευχαριστήσω τον πατέρα μου ο οποίος ήταν ο πρώτος που πίστεψε ότι θα μπορούσα να φτάσω ως εδώ και που με ώθησε να ασχοληθώ με κάτι το οποίο στην πορεία το λάτρεψα.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	12
1.1 Γενική Περιγραφή.....	12
1.2 Σκοπός και Στόχοι της Διατριβής	13
1.3 Επιμέρους Κεφάλαια της Διατριβής	14
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	16
2.1 Επιμέρους Κεφάλαια.....	16
2.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού	17
2.3 Κριτήρια επιτελεσματικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8	18
2.4 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων	18
2.5 Σεισμικές δράσεις	19
2.6 Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα και ειδικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8	20
2.6.1 Γενικά.....	20
2.7 Απαιτήσεις Υλικού	22
2.8 Συνδέσεις	23
2.9 Πλαίσια	24
2.9.1 Κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια από χάλυβα.....	24
2.9.2 Κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους από χάλυβα.....	27
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	34
3.1 Γραμμική ελαστική ανάλυση.....	34
3.1.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος	34
3.1.2 Ελαστική Στατική Μέθοδος Ανάλυσης.....	35
3.2 Μη γραμμική ανελαστική ανάλυση.....	37
3.2.1 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης (pushover analysis)	38
3.2.2 Ανελαστική δυναμική ανάλυση	44
3.3 Εθνικό Προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8	44
3.3.1 Φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα.....	44

3.3.2 Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS EN 1998-1:2005 Eurocode 8)	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	52
4.1 Περιγραφή μονώροφου κτιρίου	52
4.2 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κτιρίου.....	57
4.3 Μη γραμμικό ανελαστικό προσομοίωμα κτιρίου	60
4.4 Υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα	61
4.4.1 Προσομοίωση διατομών υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα:	61
4.4.2 Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα:	62
4.4.3 Προσομοίωση υλικών:	63
4.4.4 Υπολογισμός φορτίων:	65
4.4.5 Προσομοίωση μεσοπατώματος:	65
4.4.6 Προσομοίωση οροφής.....	66
4.4.7 Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας	67
4.4.8 Προσομοίωση συνδέσεων ροπής	67
4.5 Ιδιομορφική ανάλυση.....	68
4.6 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης- Καμπύλες αντίστασης	69
4.6.1 Καμπύλη στατικής αντίστασης με προσομοίωση μελών κατανεμημένης πλαστικότητας βάσει δυσκαμψίας.....	72
4.6.2 Καμπύλη στατικής αντίστασης με προσομοίωση μελών συγκεντρωμένης πλαστικότητας	74
4.7 Δυναμική ανελαστική μέθοδος	75
4.8 Συμπεράσματα	82
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.....	84
5.1 Περιγραφή τριώροφου κτιρίου	84
5.2 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κτιρίου.....	87
5.3 Μη γραμμικό ανελαστικό προσομοίωμα κτιρίου	87
5.3.1 Υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	88
5.4 Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα:.....	90
5.5 Σύμμικτη κατασκευή πλακών ορόφων από χάλυβα-υπολογισμός φορτίου	92
5.6 Υπολογισμός φορτίων.....	96
5.7 Ιδιομορφική ανάλυση.....	97

5.8	Ανάλυση Στατικής Αντίστασης- Καμπύλες αντίστασης	98
5.9	Δυναμική ανελαστική μέθοδος	101
5.10	Συμπεράσματα	106
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6		110
6.1	Περιγραφή δεκατριώροφου κτιρίου.....	110
6.2	Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κτιρίου.....	116
6.3	Μη γραμμικό ανελαστικό προσομοίωμα κτιρίου	117
6.3.1	Υπόγειο-μεσοπάτωμα-ισόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα:.....	120
6.3.2	Προσομοίωση υλικών:	124
6.3.3	Υπολογισμός φορτίων για υπόγειο-ισόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα:	125
6.3.4	Προσομοίωση αρμού διαστολής ανάμεσα στα κτίρια Α και Β:.....	126
6.3.5	Έντεκα όροφοι από στοιχεία από χάλυβα και πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα	127
6.3.6	Σύμμικτη κατασκευή πλακών ορόφων από χάλυβα-υπολογισμός φορτίου....	128
6.3.7	Προσομοίωση διαγώνιων δυσκαμψίας.....	132
6.4	Ιδιομορφική ανάλυση.....	134
6.5	Ανάλυση Στατικής Αντίστασης- Καμπύλες αντίστασης	136
6.5.1	Ανάλυση στατικής αντίστασης αρχικού στατικού προσομοιώματος.....	136
6.6	Ανάλυση Στατικής Αντίστασης δεύτερου στατικού προσομοιώματος	139
6.7	Ανάλυση στατικής αντίστασης δεύτερου προσομοιώματος ως προς άξονα y	143
6.8	Δυναμική ανελαστική μέθοδος	145
6.9	Συμπεράσματα	155
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7		157
7.1	Σύνοψη αποτελεσμάτων	157
7.2	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	160

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1: Παραδοχές σχεδιασμού στις περιπτώσεις φορέων με χαμηλή (περίπτωση Α) και μεσαία-υψηλή πλαστιμότητα (περίπτωση Β).	20
Σχήμα 2.2: Ελαστοπλαστική απόκριση φορέα.	21
Σχήμα 2.3: Ροπές που οφείλονται στα βαρυτικά και στα οριζόντια φορτία στον σχεδιασμό έναντι σεισμού. (από Elghazouli, 2007)	26
Σχήμα 2.4: Ομοιογένεια δυσκαμψίας κάθε ορόφου υπό αναστροφή φορτίου (σχήμα αντίστοιχο με την παρουσίαση Μπίσμπου, 2003).	27
Σχήμα 2.5: Ικανοτικός σχεδιασμός για τη λειτουργία πλαισίου (από Elghazouli, 2007). ..	28
Σχήμα 2.6: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους τύπου V.	29
Σχήμα 2.7: Κατακόρυφες σεισμικές ζεύξεις και η συμπεριφορά τους σε οριζόντια φορτία.	30
Σχήμα 2.8: Οριζόντιες σεισμικές ζεύξεις και η συμπεριφορά τους σε οριζόντια φορτία (αντίστοιχο με παρουσίαση Μπίσμπους, 2003).	30
Σχήμα 3.1: Μοντέλο ανελαστικής συμπεριφοράς (αντίστοιχο με παρουσίαση Αθανασιάδου, 2003).	38
Σχήμα 3.2: Ελαστοπλαστική εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου (SDOF) συστήματος στην ανάλυση στατικής αντίστασης (Fardis et al., 2005)	41
Σχήμα 3.3: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετατόπισης του ισοδύναμου δομικού συστήματος στη ανάλυση στατικής αντίστασης για α) μεγάλες περιόδους ($T^* > T_c$) και για β) μικρές περιόδους ($T^* < T_c$) (από Fardis et al 2005)	43
Σχήμα 3.4: Σεισμικές ζώνες Κύπρου σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα (από Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα, 1991)	45

Σχήμα 3.5: Φάσμα απόκρισης Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα για τους διάφορους τύπους εδαφών (από Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα, 1991).....	46
Σχήμα 3.6: Σεισμικές ζώνες Κύπρου σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).	48
Σχήμα 3.7: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).	49
Σχήμα 3.8: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα (μπλε γραμμή) και με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (κόκκινη γραμμή) για την περιοχή της Λάρνακας για $\xi=5\%$ (Σχεδιάστηκε για συντελεστές Κ.Α.Κ. $\alpha=2.5$, $\beta=1.0$, $T_2=0.4$ sec, $I=1.0$, $K=1$, $A_{\max}=0.15g$ και για συντελεστές του EC8 $\alpha_g=0.25g$, $S=1.2$, $\eta=1$, $T_B=0.15$ sec, $T_C=0.5$ sec, $T_D=2.0$).	50
Σχήμα 3.9: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα (μπλε γραμμή) και με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (κόκκινη γραμμή) για την περιοχή της Λευκωσίας για $\xi=5\%$, (Σχεδιάστηκε για συντελεστές Κ.Α.Κ. $\alpha=2.5$, $\beta=1.0$, $T_2=0.4$ sec, $I=1.0$, $K=1$, $A_{\max}=0.10g$ και για συντελεστές του EC8 $\alpha_g=0.15g$, $S=1.2$, $\eta=1$, $T_B=0.15$ sec, $T_C=0.5$ sec, $T_D=2.0$)..	51
Σχήμα 4.1: Αρχιτεκτονική κάτοψη στο επίπεδο του μεσοπατώματος.	53
Σχήμα 4.2: Νότια και Βόρεια όψη κτιρίου.	54
Σχήμα 4.3: Στατική κάτοψη κτιρίου στο ύψος των ανοιγμάτων (3.5 m)	55
Σχήμα 4.4: Στατική κάτοψη κτιρίου στο ύψος περιμετρικά της οροφής.....	55
Σχήμα 4.5: Πρώτο πλαίσιο (βόρεια όψη κτιρίου).....	56
Σχήμα 4.6: Δεύτερο και τρίτο πλαίσιο κτιρίου.....	56
Σχήμα 4.7: Τέταρτο πλαίσιο κτιρίου	57
Σχήμα 4.8: Πέμπτο πλαίσιο κτιρίου	57
Σχήμα 4.9: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct.	60
Σχήμα 4.10: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα.	61

Σχήμα 4.11: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.4).	62
Σχήμα 4.12: (α)-(β) Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.4) και (γ) υποδιαίρεση δοκών και υποστυλωμάτων σε στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας.....	63
Σχήμα 4.13: Σχέση τάσεων- παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3).	64
Σχήμα 4.14: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3).	64
Σχήμα 4.15: Λεπτομέρεια οροφής με τεγίδες διατομής Z.	66
Σχήμα 4.16: Προσομοίωση ραβδωτών στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)	67
Σχήμα 4.17: Συνδέσεις στις οποίες μελετήθηκε η δυσκαμψία.	68
Σχήμα 4.18: Προσομοίωση συνδέσεων στις κύριες ενώσεις των πλαισίων.....	68
Σχήμα 4.19: Πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου με ιδιοπερίοδο $T_1=0.81$ sec.	69
Σχήμα 4.20: Δεύτερη ιδιομορφή του κτιρίου με ιδιοπερίοδο $T_2=0.72$ sec.....	69
Σχήμα 4.21: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και κατανομή φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την x διεύθυνση.	70
Σχήμα 4.22: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και κατανομή φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την y διεύθυνση.	70
Σχήμα 4.23: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την y διεύθυνση. Αποκλίνουσα συμπεριφορά υποστυλωμάτων στον κεντρικό άξονα του φορέα, στην ασθενή διεύθυνσή τους.....	71
Σχήμα 4.24: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου και διγραμμοποίηση της (προσομοίωση διατομών κατανεμημένης πλαστικότητας βάσει δυσκαμψίας).....	72
Σχήμα 4.25: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου και διγραμμοποίηση της (προσομοίωση διατομών συγκεντρωμένης πλαστικότητας).	74

Σχήμα 4.26: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής AGW000 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.172g.	76
Σχήμα 4.27: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής AND270 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.244g.	76
Σχήμα 4.28: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής B-ICC000 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.358g.	77
Σχήμα 4.29: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής BLD090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.239g.	77
Σχήμα 4.30: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής FAR000 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.273g.	77
Σχήμα 4.31: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής GLP177 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.357g.	77
Σχήμα 4.32: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής HDA165 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.269g.	78
Σχήμα 4.33: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής HOL090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.231g.	78
Σχήμα 4.34: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής PEL090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.210g.	78
Σχήμα 4.35: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής WAH090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.638g.	78
Σχήμα 4.36: Κόμβοι που επιλέχθηκαν για να δώσουν τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης.	80
Σχήμα 5.1: Προοπτικό σχέδιο τριώροφου δομήματος.	85
Σχήμα 5.2: Κάτοψη στατικού συστήματος μεσοπατώματος και ορόφου.	86
Σχήμα 5.3: Κάτοψη στατικού συστήματος στο ύψος της πλάκας άνωθεν υπογείου.	86
Σχήμα 5.4: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct.	88

Σχήμα 5.5: Σχέση τάσεων- παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)	88
Σχήμα 5.6: Λεπτομέρειες υποστύλων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα.	89
Σχήμα 5.7: Λεπτομέρεια τοιχείων ανελκυστήρα.	90
Σχήμα 5.8: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)	90
Σχήμα 5.9: Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (από εγχειρίδιο Seismostruct).	92
Σχήμα 5.10: Σύμμικτη πλάκα μεσοπατώματος, πλάκας ορόφου.	92
Σχήμα 5.11: Τελική προσομοίωση των πλακών από χάλυβα τα οποία εισήχθησαν στο πρόγραμμα Seismostruct.	93
Σχήμα 5.12: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 400) με δευτερεύουσα δοκό (IPE 220).	94
Σχήμα 5.13: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 400) με κύρια δοκό (IPE 370) και υποστύλωμα C1 UC254x254x107.	94
Σχήμα 5.14: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 370) με κύρια δοκό (IPE 370) και υποστύλωμα C1 UC 254x254x107 (άκρη κτιρίου).	95
Σχήμα 5.15: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 400) με κύρια δοκό (IPE 370) και υποστύλωμα C1 UC254x254x107.	96
Σχήμα 5.16: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)	96
Σχήμα 5.17: Πρώτη ιδιομορφή κτιρίου (μεταφορική στον x άξονα), με ιδιοπερίοδο $T_1=0.68$ sec.	97
Σχήμα 5.18: Δεύτερη ιδιομορφή κτιρίου (μεταφορική στον y άξονα), με ιδιοπερίοδο $T_2=0.48$ sec.	98
Σχήμα 5.19: Τρίτη ιδιομορφή κτιρίου (στροφική στον z άξονα), με ιδιοπερίοδο $T_3=0.47$ sec.	98

Σχήμα 5.20: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και διάταξη των φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την x διεύθυνση.....	99
Σχήμα 5.21: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και διάταξη φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την y διεύθυνση.....	99
. Σχήμα 5.22: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου στην x διεύθυνση και διγραμμοποίησή της.....	100
Σχήμα 5.23: Κόμβοι που επιλέχθηκαν για εξαγωγή μετακινήσεων σε δυναμική ανάλυση.....	103
Σχήμα 5.24: Προσομοίωμα με διατομές συγκεντρωμένης (σχήμα Α) και κατανεμημένης (σχήμα Β) πλαστικότητας χωρίς υποδιαίρεση των στοιχείων ανά μέλος.....	106
Σχήμα 5.25: Προσομοίωμα με διατομές συγκεντρωμένης (σχήμα Α) και κατανεμημένης (σχήμα Β) πλαστικότητας με πυκνότερη διακριτοποίηση μόνο των δοκών(4 στοιχεία ανά μέλος).....	107
Σχήμα 5.26: Προσομοίωμα με διατομές συγκεντρωμένης (σχήμα Α) και κατανεμημένης (σχήμα Β) πλαστικότητας με πυκνότερη διακριτοποίηση όλων των στοιχείων του προσομοιώματος (4 στοιχεία ανά μέλος).	107
Σχήμα 5.27: Παραμόρφωση του φορέα και μη σύγκλιση κατά την ανάλυση στατικής αντίστασης στον άξονα y.....	108
Σχήμα 5.28: Παραμόρφωση του φορέα με συγκέντρωση των παραμορφώσεων κοντά στον πυρήνα του κτιρίου.	109
Σχήμα 6.1: Προοπτικό σχέδιο δεκατριώροφου δομήματος.....	111
Σχήμα 6.2: Τομή 13-όροφης κατασκευής.....	112
Σχήμα 6.3: Πρόσοψη 13-όροφης κατασκευής.....	113
Σχήμα 6.4: Κάτοψη θεμελίωσης 13-όροφης κατασκευής.	114
Σχήμα 6.5: Κάτοψη ισογείου 13-όροφης κατασκευής και διαχωρισμός σε δύο τμήματα με αρμό διαστολής (τμήμα Α αριστερά και Β δεξιά).....	115
Σχήμα 6.6: Κάτοψη τυπικού ορόφου από χάλυβα.....	116

Σχήμα 6.7: Προσομοίωση διαφραγμάτων σύμφωνα με την πρώτη προσπάθεια προσομοίωσης του κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct 4.0.....	118
Σχήμα 6.8: Ακριβής αρχική προσομοίωση του φορέα.	118
Σχήμα 6.9: Όροφος από χάλυβα με κύριους μόνο δοκούς και συνδέσεις.	119
Σχήμα 6.10: Δεύτερη προσπάθεια για προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα Seismostruct 4.0.3.....	119
Σχήμα 6.11: Τελικό τρισδιάστατο προσομοίωμα κατασκευής στο πρόγραμμα Seismostruct (πρόσοψη και προοπτικό)	120
Σχήμα 6.12: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα.	122
Σχήμα 6.13: Προσομοίωση τοιχείων	123
Σχήμα 6.14: Λεπτομερής κάτοψη με αναλυτική κατανομή υποστυλωμάτων και δοκών.	124
Σχήμα 6.15: Σχέση τάσεων- ανοιγμένων παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (από εγχειρίδιο Seismostruct)	125
Σχήμα 6.16: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού (από εγχειρίδιο Seismostruct).	125
Σχήμα 6.17: Κατανομή φορτίων στις δοκούς.....	126
Σχήμα 6.18: Προσομοίωση αρμού και συμπεριφορά διαγράμματος μετακίνησης στον άξονα x.....	127
Σχήμα 6.19: Σχέση τάσης- παραμόρφωσης χάλυβα σε ανακύκλιση (από εγχειρίδιο Seismostruct)	127
Σχήμα 6.20: Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (από εγχειρίδιο Seismostruct)	128
Σχήμα 6.21: Σύμμικτη πλάκα ορόφων 2-13	129
Σχήμα 6.22: Όροφος από χάλυβα με κύριους μόνο δοκούς και συνδέσεις.	130

Σχήμα 6.23: Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού από χάλυβα B2=IPE450 πάνω στην κύρια δοκό B1=HEA500	130
Σχήμα 6.24: Σύνδεση κύριας δοκού B1=HEA 500 πάνω σε κύρια δοκό και στο υποστύλωμα C1=HEM650 (σχήμα α) και κύριας δοκού σε κύρια δοκό (σχήμα β).	130
Σχήμα 6.25: Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας	132
Σχήμα 6.26: Συμπεριφορά συνδέσμων δυσκαμψίας και μορφές αστοχίας τους δεδομένου ότι δεν αστοχεί η δοκός.	133
Σχήμα 6.27: Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας στο πρόγραμμα Seismostruct	133
Σχήμα 6.28: Πρώτη ιδιοπερίοδος κτιρίου $T_1=2.22\text{sec}$ (μεταφορική στον x άξονα)	134
Σχήμα 6.29: Δεύτερη ιδιοπερίοδος κτιρίου $T_2=1.72\text{sec}$ (μεταφορική στον y άξονα)	135
Σχήμα 6.30: Τρίτη ιδιοπερίοδος κτιρίου $T_3=1.56\text{ sec}$ (στροφική).....	135
Σχήμα 6.31: Κατανομή φορτίων για στατική υπερωθητική ανάλυση, στην δυτική όψη του κτιρίου.....	136
Σχήμα 6.32: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου και διγραμμοποίηση της.	137
Σχήμα 6.33: Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου σε περίπτωση μη υποδιαίρεσης των δοκών του φορέα.....	139
Σχήμα 6.34: Αρχική συμπεριφορά των διαγώνιων δυσκαμψίας με διαρροή των ακραίων ελατηρίων των συνδέσμων.	140
Σχήμα 6.35: Αλλαγή της συμπεριφοράς των διαγώνιων δυσκαμψίας με την προσομοίωση πιο δύσκαμπτων ακραίων ελατηρίων των συνδέσμων.	140
Σχήμα 6.36: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας) και διγραμμοποίησή της (κόμβος n2414).	141
Σχήμα 6.37: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας) (κόμβοι n1314 και n4514 αντίστοιχα).	142
Σχήμα 6.38: Επιβολή φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης του κτιρίου ως προς άξονα y (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας).	143

Σχήμα 6.39: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου ως προς άξονα y (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας) και διγραμμικοποίηση της (κόμβος n1314).....	144
Σχήμα 6.40: Κόμβοι που επιλέχθηκαν για να δώσουν τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης.....	147
Σχήμα 6.41: Διαφοροποίηση σχετικών μετατοπίσεων (%) ανά στάθμη ανά κόμβο και καταγραφή.	152
Σχήμα 6.42: Διαφοροποίηση σχετικών μετατοπίσεων (%) ανά στάθμη ανά κόμβο και καταγραφή.	153
Σχήμα 6.43: Διαφοροποίηση σχετικών μετατοπίσεων (%) ανά στάθμη ανά κόμβο και καταγραφή.	154

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1: Επιμέρους κεφάλαια του Ευρωκώδικα 8.	16
Πίνακας 2.2: Τιμές συντελεστή γ_1 και κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων (EN 1998-1)...	19
Πίνακας 2.3: Άνω όριο για συντελεστή συμπεριφοράς (από A. Elghazouli, 2007).....	22
Πίνακας 2.4: Έλεγχος αντοχής διατομής δοκού.	25
Πίνακας 2.5: Έλεγχοι υποστυλωμάτων υπό θλίψη.....	25
Πίνακας 2.6: Γεωμετρία σεισμικών ζεύξεων (αντίστοιχο με παρουσίαση Μπίσμπος, 2003).	31
Πίνακας 2.7:Κατηγορίες σεισμικών ζεύξεων.	31
Πίνακας 2.8: Πλαστικές στροφές σεισμικών ζεύξεων (αντίστοιχο με παρουσίαση Μπίσμπος, 2003).....	32
Πίνακας 3.1: Σεισμικές ζώνες Κύπρου με αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους.....	45
Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα.....	46
Πίνακας 3.3: Συντελεστής Γηπέδου S	46
Πίνακας 3.4: Σεισμικές ζώνες Κύπρου με αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου (CYS EN 1998-1:2005 Eurocode 8)....	48
Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους και τιμές παραμέτρων που αναφέρονται στο φάσμα απόκρισης σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).	48
Πίνακας 4.1: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων κτιρίου.	61
Πίνακας 4.2: Λεπτομέρειες δοκού υπογείου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	61
Πίνακας 4.3: Υπολογισμός φορτίων.....	65

Πίνακας 4.4: Καταγραφές σεισμών που εφαρμόστηκαν στο κτίριο	75
Πίνακας 4.5: Συντελεστές κλιμάκωσης καταγραφών.....	79
Πίνακας 4.6: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους για προσομοίωση διατομών κατανεμημένης πλαστικότητας (πίνακας 1) και συγκεντρωμένης πλαστικότητας (πίνακας 2).	81
Πίνακας 5.1: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων υπογείου.....	89
Πίνακας 5.2: Λεπτομέρειες δοκών υπογείου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.	89
Πίνακας 5.3: Διατομές ανά όροφο.....	90
Πίνακας 5.4: Υπολογισμός φορτίων.....	97
Πίνακας 5.5: Συντελεστές κλιμάκωσης καταγραφών*.....	102
Πίνακας 5.6: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων (%) για κάθε καταγραφή για τους επιλεγμένους κόμβους.	104
Πίνακας 6.1: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων κτιρίου	121
Πίνακας 6.2: Λεπτομέρειες δοκών κτιρίου.....	121
Πίνακας 6.3: Διατομές ανά όροφο.....	131
Πίνακας 6.4: Συντελεστές κλιμάκωσης καταγραφών*.....	146
Πίνακας 6.5: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων αρχικού προσομοιώματος επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους στην μια διεύθυνση (x).....	148
Πίνακας 6.6: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων τελικού προσομοιώματος επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους στις δυο διευθύνσεις.....	149
Πίνακας 6.7: Μέσοι όροι και τυπικές αποκλίσεις σχετικών μετατοπίσεων ορόφων τελικού προσομοιώματος επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους στις δυο διευθύνσεις.....	151

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενική Περιγραφή

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται αυξημένο ενδιαφέρον τόσο των ερευνητών όσο και των μηχανικών που δουλεύουν σε πρακτικό επίπεδο, για την διενέργεια ανελαστικών αναλύσεων στα πλαίσια του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών. Για τον λόγο αυτό, παρατηρείται μια ραγδαία ανάπτυξη των μη- γραμμικών ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης τόσο σε νέα κτίρια ώστε να εκτιμηθούν οι αντοχές τους, όσο και σε υφιστάμενα κτίρια ώστε να εκτιμηθούν οι απώλειες και αστοχίες που τυχόν θα δημιουργηθούν μετά από ένα ισχυρό σεισμό. Σε αυτό βοηθάει επίσης, η γρήγορη ανάπτυξη της ικανότητας των μηχανικών στην προσομοίωση κτιρίων τα τελευταία χρόνια χάρη στα νέα προγράμματα ανάλυσης και τον ανταγωνισμό ανάμεσα στις εταιρείες των λογισμικών.

Η Ανάλυση Στατικής Αντίστασης (Static Pushover Analysis) και η Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (nonlinear dynamic analysis) αποτελούν τις δυο μη γραμμικές ανελαστικές αναλύσεις οι οποίες εφαρμόζονται ευρέως στην πράξη. Ειδικά η Ανάλυση Στατικής Αντίστασης ή αλλιώς Υπερωθητική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis) ή ακόμα Ανελαστική Στατική Ανάλυση, αποτελεί την πιο διαδεδομένη απλοποιημένη μέθοδο προσεγγιστικού υπολογισμού της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών και εφαρμόζεται ευρέως σε διάφορες παραλλαγές.

Από τις πρώτες μελέτες που συναντώνται πάνω σε μη γραμμικές μεθόδους, είναι η έρευνα των Freeman et al το 1975 η οποία είναι μια αρχική μορφή της σημερινής μεθόδου 'Φάσματος Ικανότητας' (Capacity Spectrum method). Στη συνέχεια οι Saiidi and Sozen (1981) ασχολήθηκαν με την μη γραμμική δυναμική ανάλυση ενός μονοβάθμιου συστήματος στην οποία στηρίχθηκαν οι Fajfar and Fischinger (1980) και δημιούργησαν την πρώτη εκδοχή της μεθόδου N2. Σημερινά παραδείγματα μελετών μη γραμμικών μεθόδων συναντώνται και σε πολλούς κώδικες χωρών σε διάφορες μορφές όπως ο ATC 40, FEMA 273, FEMA 356, όπως επίσης και η μέθοδος N2 του Ευρωκώδικα 8. Επίσης, πολλές έρευνες έχουν γίνει τα τελευταία χρόνια πάνω σε μη γραμμικές αναλύσεις πολυβάθμιων συστημάτων όπως ενδεικτικά αυτή των Krawinkler et Seneviratna (1998),

των Foutch και Yun (2001) , των Fragiaco et al (2006), ή των Πενέλη και Παπανικολάου (2009). Επίσης έχουν γίνει και αρκετές έρευνες για τις μεθόδους της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης όπως η IDA (Incremental Dynamic Analysis) των Vamvatsikos and Cornell (2001) ή η μέθοδος που χρησιμοποιούν στην έρευνά τους οι Chi, El-Tawil, Deierlein and Abel (1998) για την αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου ύστερα από ισχυρή σεισμική δόνηση στο San Fernando Valley.

1.2 Σκοπός και Στόχοι της Διατριβής

Με δεδομένο ότι οι Ευρωκώδικες από την 1^η Ιανουαρίου 2011 θα αποκτήσουν ισχύ ως πρότυποι κανονισμοί σε όλα τα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης σε συνδυασμό βέβαια με τα εκάστοτε Εθνικά Προσαρτήματα, εξετάζονται οι διατάξεις που αφορούν την Ανάλυση των Κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Για τον σκοπό αυτό επιλέχθηκαν τρία κτίρια κατασκευασμένα από χάλυβα, των οποίων η πρώτη ανάλυση και διαστασιολόγηση έχουν γίνει μέσα στην προηγούμενη πενταετία στην Κύπρο, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και τα φορτία του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα, με την βοήθεια Γραμμικών Ελαστικών Αναλύσεων.

Συγκεκριμένα αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η εξέταση μιας σειράς θεμάτων που αφορούν την επάρκεια του αρχικού ελαστικού σχεδιασμού των τριών κτιρίων και την εφαρμοσιμότητα των εξελιγμένων ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης. Για το σκοπό αυτό, εκτελέστηκαν ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις, για δέκα διαφορετικές διεγέρσεις, καθώς και ανελαστικές στατικές αναλύσεις για τα κτίρια αυτά, οι οποίες βασίστηκαν στους Ευρωκώδικες 8 και 3. Επίσης, εξετάστηκαν διάφορα θέματα σχετικά με την επάρκεια των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8, για τις ιδιαιτερότητες του κάθε κτιρίου. Για παράδειγμα, ελέγχθηκαν θέματα σχετικά με τυχόν υπεραντοχές των κτιρίων, η απαιτούμενη πλαστιμότητα και το αναμενόμενο σχήμα παραμόρφωσης των φορέων. Ακόμη, η συμπεριφορά των μη κανονικών (τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος του κτιρίου) και παράλληλα στρεπτικά ευαίσθητων κτιρίων τα οποία καλούνται οι μηχανικοί της πράξης να διαστασιολογήσουν, να αναλύσουν και να επιβλέψουν σε περιβάλλον γραφείου. Κτίρια στα οποία ο αρχιτεκτονικός παράγοντας και οι ανάγκες του ιδιοκτήτη, τα κάνουν να ξεφεύγουν από τα κανονικά και συμμετρικά κτίρια, τα οποία πολλές φορές χρησιμοποιούνται μόνο για ερευνητικούς σκοπούς.

Επιπλέον, αντιμετωπίστηκαν αρκετά θέματα τα οποία αφορούν την ακριβή προσομοίωση ενός φορέα στο πλαίσιο της μη γραμμικής ανάλυσης. Μάλιστα, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση

στην προσομοίωση των διαφραγμάτων, των συνδέσμων δυσκαμψίας, των πυρήνων από οπλισμένο σκυρόδεμα, των μεταλλικών συνδέσεων και της κατανομής των μαζών.

1.3 Επιμέρους Κεφάλαια της Διατριβής

Στην παρούσα εργασία εφαρμόζεται μεθοδολογία μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης κτιρίων από χάλυβα σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και με τη βοήθεια επίσης του Ευρωκώδικα 3 και 4. Για τον σκοπό αυτό διαλέγονται τρία κτίρια από χάλυβα, τα οποία ήδη έχουν διαστασιολογηθεί με την βοήθεια ελαστικών αναλύσεων που χρησιμοποιούνται σε περιβάλλον γραφείου. Στη συνέχεια, συλλέγονται τα αρχιτεκτονικά και τα στατικά σχέδια των κτιρίων αυτών, οι τεχνικές προδιαγραφές, οι γεωτεχνικές τους μελέτες και τα τεύχη υπολογισμών που προκύπτουν από την ισοδύναμη στατική ανάλυση καθώς και από την ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση και τέλος συζητούνται και εξετάζονται τυχόν ιδιαιτερότητες και οι στατικές και αρχιτεκτονικές λεπτομέρειες του κάθε κτιρίου ξεχωριστά.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά σε κάποιες από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, στις οποίες στηρίχτηκε ο ικανοτικός σχεδιασμός των κτιρίων, δίνοντας ιδιαίτερη έμφαση στο μέρος 6 το οποίο ασχολείται ειδικά με τις κατασκευές από χάλυβα. Γίνεται έτσι μια ανάλυση σε κάποιους από τους ελέγχους που γίνονται σε θέματα που αφορούν τις συνδέσεις των κτιρίων από χάλυβα, κάποιες ειδικές απαιτήσεις για το υλικό, καθώς επίσης και κάποιες ειδικές μέριμνες για τα πλαίσια από χάλυβα και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας τους.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται μια εκτενής αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης ενός κτιρίου. Επίσης, αναφέρονται με λεπτομέρειες η μεθοδολογία, τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα των μη γραμμικών ανελαστικών αναλύσεων στις οποίες στηρίχθηκε η διατριβή, όπως επίσης και των γραμμικών ελαστικών αναλύσεων πάντα με γνώμονα τον τρόπο που παρουσιάζονται στον Ευρωκώδικα 8.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται και αναλύεται το πρώτο κτίριο. Πρόκειται για μια κατασκευή που βρίσκεται στη βιομηχανική περιοχή της Λευκωσίας και χρησιμοποιείται ως γραφεία μιας εταιρείας στην Λευκωσία και παράλληλα ως αποθηκευτικός χώρος των εμπορευμάτων τους. Τα θεμέλια του είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και η ανωδομή είναι από χάλυβα. Το δόμημα είναι τύπου μονώροφου πλαισίου (portal frame). Το ύψος του καλύπτει ύψος δυο ορόφων (7.5 μέτρα), έχοντας ένα μεσοπάτωμα στα τρία μέτρα το οποίο αποτελείται από γραφειακούς χώρους. Περιγράφονται με λεπτομέρειες στο κεφάλαιο αυτό

οι ιδιαιτερότητες του συγκεκριμένου κτιρίου καθώς και η προσομοίωσή του στο πρόγραμμα Seismostruct (Seismosoft, 2004) στο οποίο αναλύεται μη γραμμικά ανελαστικά. Στο τέλος παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και τα συμπεράσματα.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το δεύτερο κτίριο το οποίο βρίσκεται στην Λευκωσία και αποτελείται από τρεις ορόφους και ένα μεσοπάτωμα. Χρησιμοποιείται ως χώρος καταστημάτων, γραφείου και δυο διαμερισμάτων. Στο συγκεκριμένο κτίριο είναι πολύ έντονο το αρχιτεκτονικό στοιχείο αφού πρόκειται για ένα μη κανονικό κτίριο με πολλούς αρχιτεκτονικούς όγκους και με ασυμμετρία στην κάτοψη. Γίνεται περιγραφή της προσομοίωσής του για μη γραμμική ανάλυση καθώς και των αποτελεσμάτων ανάλυσης που προκύπτουν στατικά και δυναμικά.

Στο έκτο κεφάλαιο προσομοιώνεται και αναλύεται ένα δεκατριώροφο κτίριο που βρίσκεται στο κέντρο της Λάρνακας. Αποτελείται από ένα υπόγειο χώρο στάθμευσης, από οπλισμένο σκυρόδεμα, από ένα ισόγειο και ένα μεσοπάτωμα επίσης από οπλισμένο σκυρόδεμα, και από έντεκα ορόφους από χάλυβα. Η κατασκευή αυτή αποτελεί ένα από τα πιο μεγάλα εμπορικά κέντρα της Κύπρου και αποτελείται κυρίως από καταστήματα, γραφειακούς χώρους εκτός από τους τελευταίους ορόφους οι οποίοι χρησιμοποιούνται και ως διαμερίσματα. Λόγω του μεγέθους του και του μεγάλου αριθμού μελών και κόμβων που προέκυψαν κατά την διάρκεια της προσομοίωσής του, το συγκεκριμένο κτίριο πέρασε από πολλά στάδια προσομοίωσης και ανάλυσης. Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται και δικαιολογείται η τελική μορφή του φορέα και δίνεται ιδιαίτερη έμφαση σε τυχόν αδυναμίες των προγραμμάτων για τέτοιου είδους αναλύσεις σε μεγάλα κτίρια. Επιπλέον, το συγκεκριμένο κτίριο, λόγω της έντονης μη κανονικότητας του και του ασύμμετρα τοποθετημένου πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα, εξετάζεται εκτενέστερα σε επίπεδο του σχήματος παραμόρφωσής του και αναλύεται η καμπύλη τρωτότητάς του και οι ανοιγμένες παραμορφώσεις των ορόφων του. Επίσης, δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στην προσομοίωση των συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου Λ των ορόφων αφού είναι τα μέλη που θα παραλάβουν κυρίως τα οριζόντια φορτία που δέχεται η κατασκευή.

Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται μια σύνοψη της μεθοδολογίας καθώς και των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις αναλύσεις και τις καμπύλες αντίστασης των κτιρίων. Επίσης, προτείνονται ιδέες για μελλοντική έρευνα και εξέλιξη της συγκεκριμένης έρευνας καθώς και τρόποι βελτίωσής της.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται ανάλυση για κάποιες από τις ενότητες του Ευρωκώδικα 8 που αφορούν τον σχεδιασμό και την ανάλυση κτιρίων δίνοντας ιδιαίτερη έμφαση στις ειδικές διατάξεις του έκτου μέρους για κτίρια από χάλυβα.

2.1 Επιμέρους Κεφάλαια

Ο Ευρωκώδικας 8 (Eurocode 8) καλύπτει το σχεδιασμό κτιρίων έναντι σεισμικών φορτίων ενώ παράλληλα ασχολείται και με τις σχετιζόμενες διαδικασίες ανάλυσης και κάποιες γενικές έννοιες και κανόνες που είναι εφαρμόσιμα σε όλες τις κατασκευές από σεισμική φόρτιση. Αποτελείται από τα εξής έξι μέρη:

Πίνακας 2.1: Επιμέρους κεφάλαια του Ευρωκώδικα 8.

EN 1998-1	Γενικοί κανόνες, Σεισμικές δράσεις, Κανόνες για σχεδιασμό κτιρίων
EN 1998-2	Γέφυρες
EN 1998-3	Αξιολόγηση και ενίσχυση κτιρίων
EN 1998-4	Σιλό και αγωγοί
EN 1998-5	Θεμελιώσεις, Κατασκευές αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα
EN 1998-6	Πύργοι

Κατά τη διάρκεια της εργασίας αυτής δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή στο πρώτο μέρος του Ευρωκώδικα με παράλληλη μελέτη του πέμπτου μέρους (EN 1998-1, EN 1998-5). Συγκεκριμένα, το πρώτο μέρος (EN 1998-1) καλύπτει τους κανόνες σχεδιασμού και λεπτομερειών για κτίρια από σκυρόδεμα, χάλυβα, σύμμικτες κατασκευές (χάλυβα-σκυρόδεμα), ξύλο, κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία και επίσης για κτίρια που χρησιμοποιούν σεισμική μόνωση στην βάση τους. Όσον αφορά το πέμπτο μέρος του Ευρωκώδικα (EN 1998-5) καλύπτει τον σχεδιασμό κτιρίων για σεισμικά φορτία που

εφαρμόζονται στο έδαφος και στα θεμέλια της κατασκευής, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους (π.χ. την αντοχή, δυσκαμψία και απόσβεση) με κυκλική φόρτιση του εδάφους καθώς και την μελέτη κατάλληλων προσομοιώσεων για την ευστάθεια όπως επίσης και την αλληλεπίδραση του εδάφους και της θεμελίωσης της κατασκευής.

2.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού

Η καλή σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου οφείλεται κυρίως σε κάποια χαρακτηριστικά τα οποία θα πρέπει να καλύπτει και θα πρέπει να είναι τα παρακάτω (Section 4, EN 1998-1):

- Η απλότητα της κατασκευής, δηλαδή η ικανότητά της να παραλαμβάνει όλες τις σεισμικές δυνάμεις κατά την διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης και η σωστή μεταφορά των φορτίων μέσω των κατακόρυφων στοιχείων στα θεμέλια της κατασκευής.
- Η κανονικότητα σε κάτοψη και τομή που μπορεί να επιτευχθεί με την ομοιόμορφη και συμμετρική κατανομή των δομικών στοιχείων της κατασκευής ώστε να επιτρέπεται η άμεση μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων, ακόμα και αν απαιτείται ο διαχωρισμός του κτιρίου σε επιμέρους συμμετρικά τμήματα με την χρήση σεισμικών αρμών. Επίσης, αφορά την ομοιόμορφη κατανομή της μάζας και δυσκαμψίας καθ' ύψος και την αποφυγή δημιουργίας 'μαλακών ορόφων'.
- Η αντοχή και η δυσκαμψία στις δυο κύριες διευθύνσεις που αφορά την ανάληψη των δυνάμεων και η μείωση των μετακινήσεων στις δύο διευθύνσεις, κάτι που επιτυγχάνεται με τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής και ειδικά με τα τοιχώματα.
- Η υπερστατικότητα της κατασκευής ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί τρόποι στήριξης που να επιτρέπουν την ανακατανομή των ροπών και να μειώνουν τον κίνδυνο καθολικής κατάρρευσης.
- Η στρεπτική της αντίσταση που επιτυγχάνεται με την κανονικότητα της κάτοψης του κτιρίου και με την τοποθέτηση των στοιχείων δυσκαμψίας περιμετρικά ώστε να μειώνονται οι μετακινήσεις και οι στροφές.
- Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών εξασφαλίζοντας την λειτουργία τους ως ενιαίο σύνολο και την μεταφορά των δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.
- Επαρκής θεμελίωση ώστε να εξασφαλίζεται η μεταφορά των δυνάμεων στο έδαφος και επίσης, η ομαλή μετάδοση των σεισμικών φορτίων της ανωδομής.

2.3 Κριτήρια επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός στον Ευρωκώδικα 8 στηρίζεται σε δυο στάθμες επιτελεστικότητας:

- Αποφυγή αστοχίας (No (-local) collapse) με 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια και περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια
- Περιορισμό ζημιών (damage limitation) με 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 10 χρόνια και περίοδο επαναφοράς τα 95 χρόνια.

Οι δύο αυτές στάθμες επιτελεστικότητας καλύπτουν δυο διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης. Σκοπός του πρώτου (No- (local-) collapse), είναι η προστασία της ζωής από σπάνιες σεισμικές δράσεις, και η πρόληψη της τοπικής κατάρρευσης του κτιρίου ή των στοιχείων του. Επίσης, εξετάζεται η διατήρηση της ακεραιότητας της κατασκευής και η ικανότητα της ανάληψης σεισμικών φορτίων ύστερα από το σεισμικό γεγονός. Όσο αφορά τη δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας (damage limitation) περιορίζει τις δομικές και μη δομικές βλάβες σε συχνές σεισμικές διεγέρσεις. Σ' αυτό το επίπεδο τα στοιχεία της κατασκευής δεν έχουν μόνιμες παραμορφώσεις, διατηρούν πλήρως την αντοχή και την δυσκαμψία τους και δεν χρειάζονται δομικές επισκευές, πιθανότατα μόνο κοσμητικές επεμβάσεις.

2.4 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων

Τα κτίρια σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 έχουν χωριστεί σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας και σύμφωνα με αυτές καθορίζεται ο συντελεστής γ_I ο οποίος πολλαπλασιάζει τις τιμές του φάσματος σχεδιασμού. Οι κατηγορίες αυτές διαμορφώνονται σύμφωνα με τα εξής κριτήρια:

- συνέπειες σε ανθρώπινες ζωές που θα είχε μια πιθανή κατάρρευσή τους (π.χ. κατοικία έναντι σχολείου)
- αναγκαιότητα χρήσης τους αμέσως μετά τον σεισμό (π.χ. νοσοκομεία)
- τυχόν συνέπειες μιας πιθανής κατάρρευσής τους στην οικονομία του τόπου, στην κοινωνική ζωή ή ακόμα και στο περιβάλλον (π.χ. μουσεία, εργοστάσια τοξικών)

Στον παρακάτω πίνακα (Πιν 2.1) καθορίζονται οι τιμές του συντελεστή γ_I ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου:

Πίνακας 2.2: Τιμές συντελεστή γ_I και κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων (EN 1998-1)

Σπουδαιότη.	Κτίρια	γ_I
I	Κτίρια εξαιρετικής αναγκαιότητας αμέσως μετά τον σεισμό όπως νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κ.λ.π.	1.4
II	Κτίρια που πιθανή κατάρρευσή τους θα προκαλούσε μεγάλες απώλειες σε ζωές όπως σχολεία, θέατρα, τόποι συνάθροισης κ.λ.π.	1.2
III	Συνηθισμένα κτίρια, όπως κατοικίες, γραφεία κ.λ.π.	1.0
IV	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας, όπως αποθήκες, αγροτικά κτίρια κ.λ.π.	0.8

2.5 Σεισμικές δράσεις

Σε τοπικό επίπεδο οι σεισμικές δράσεις συνδυάζονται με άλλες δράσεις που διευκρινίζονται στον EN1990 για τον σχεδιασμό έναντι σεισμού. Αυτός ο συνδυασμός είναι ο εξής:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου $G_{k,j}$ είναι τα μόνιμα βαρυντικά φορτία όπως το ιδιοβάρος της κατασκευής, A_{Ed} είναι μια σεισμική μεταβλητή σχεδίασης η οποία συνδέεται με την περίοδο επαναφοράς του κτιρίου πολλαπλασιαζόμενη επί τον συντελεστή σπουδαιότητας, και $Q_{k,i}$ είναι τα μεταβλητά φορτία όπως ο άνεμος, το φορτίο του χιονιού, τα θερμοκρασιακά κ.λ.π.

Ο συντελεστής $\psi_{2,i}$ αναφέρεται στο Παράρτημα A1 του EN1990 (Annex A1 of EN1990) με τις ακόλουθες τιμές:

- $\psi_{2,i} = 0$ για θερμοκρασιακά φορτία και φορτία ανέμου
- $\psi_{2,i} = 0$ για φορτία χιονιού σε ύψη κάτω των 1000 μέτρων από την στάθμη της θάλασσας
- $\psi_{2,i} = 0$ για κινητά φορτία στις βατές στέγες
- $\psi_{2,i} = 0.3$ για τα κινητά φορτία σε κατοικίες και γραφεία
- $\psi_{2,i} = 0.6$ για δημόσια κτίρια και τόπους συνάθροισης

2.6 Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα και ειδικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8

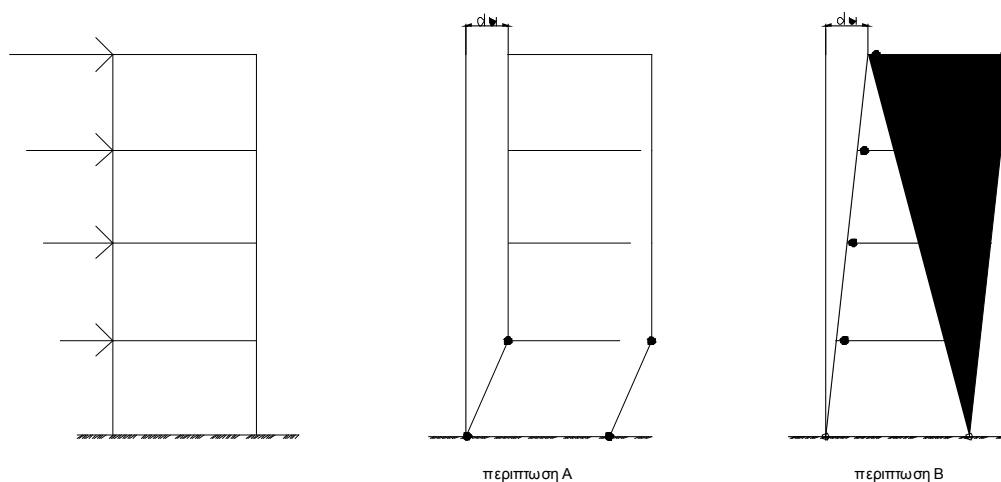
2.6.1 Γενικά

Γενικά οι φορείς των οποίων η συμπεριφορά μελετάται από τον Ευρωκώδικα 8 χωρίζονται στους φορείς που έχουν αποσβετική συμπεριφορά (dissipative structures) και σε αυτούς που δεν έχουν (non dissipative structures). Αναλυτικότερα, έχουμε τον παρακάτω διαχωρισμό:

- Κατηγορία χαμηλής πλαστιμότητας (Ductility Class Low-DCL)
- Φορείς με ανάλωση / απελευθέρωση ενέργειας (dissipative structures)

Κατηγορία Μέσης πλαστιμότητας (Ductility Class Medium- DCM)

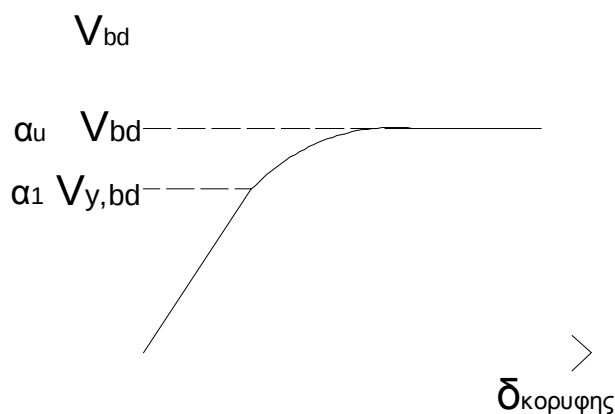
Κατηγορία Υψηλής πλαστιμότητας (Ductility Class High-DCH)



Σχήμα 2.1: Παραδοχές σχεδιασμού στις περιπτώσεις φορέων με χαμηλή (περίπτωση A) και μεσαία-υψηλή πλαστιμότητα (περίπτωση B).

Γενικά οι κατασκευές σχεδιάζονται για να έχουν πλάσטיμη συμπεριφορά και χαρακτηρίζονται από λιγότερη δυσκαμψία και αντοχή από αυτές που δεν έχουν τέτοια συμπεριφορά. Αυτό εκφράζεται μέσα από τα ελαστικά φορτία του σεισμού από ένα συντελεστή q (>1) ο οποίος είναι μεγαλύτερος για φορείς με υψηλή πλαστιμότητα και του οποίου η τιμή για κατασκευές από χάλυβα διαφέρει για διαφορετικά είδη κατασκευών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 μόνο ένας τύπος φορέα χαρακτηρίζεται ως μη πλάστιμος: τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου K (Section 6.8-EC8). Το όριο του

συντελεστή συμπεριφοράς q για πλαίσια από χάλυβα είναι 4 για φορείς με μέση στάθμη πλαστιμότητας (DCM) και $5a_u/a_1$ για φορείς με υψηλή στάθμη πλαστιμότητας. Ο συντελεστής a_u/a_1 εξαρτάται από την υπερστατικότητα και τις υπεραντοχές του φορέα, προκύπτει από την Ανάλυση Στατικής Αντίστασης και δεν μπορεί να υπερβαίνει την τιμή 1.6. Συγκεκριμένα, η παράμετρος a_u είναι το ποσοστό της τέμνουσας βάσης (σχεδιασμού) V_{bd} που αντιστοιχεί σε μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό και a_1 είναι το ποσοστό της V_{bd} που αντιστοιχεί στην πρώτη καμπτική διαρροή στον φορέα (EN 1998-1, 7.3.2 (3)) (βλέπε Σχήμα 2.2).



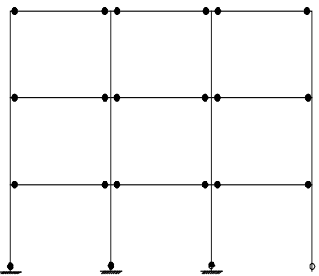
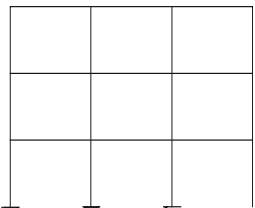
Σχήμα 2.2: Ελαστοπλαστική απόκριση φορέα.

Στον Πίνακα 2.2 παρατίθενται αναλυτικά οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q για στατικά συστήματα με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.

Η ένταση και η ανάλυση ενός φορέα υπολογίζονται με την βοήθεια των παρακάτω αναλύσεων οι οποίες αναλύονται στο τρίτο κεφάλαιο της διατριβής:

- A. Γραμμική ανάλυση (στατική ή ιδιομορφική)
- B. Μη γραμμική (συνηθίζεται σε φορείς με υψηλή πλαστιμότητα)
 - i. Ανάλυση Στατικής Αντίστασης (static pushover)
 - ii. Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (nonlinear dynamic time history analysis)

Πίνακας 2.3: Άνω όριο για συντελεστή συμπεριφοράς (από Α. Elghazouli, 2007)

	Επίπεδο πλαστιμότητας	Συντελεστής Συμπεριφοράς (q)	Σημειώσεις
Με χαμηλή πλαστιμότητα	DCL	1.5	Λεπτομέρειες στον EC3
Χαμηλή πλαστιμότητα κυρίως στις δοκούς	DCH	$5a_u/a_1$	Τιμές a_u/a_1 : Μονώροφο ενός ανοίγματος =1.1 (Single portal frames) Πολυώροφο ενός ανοίγματος =1.2 (Single-span multi-storey) Πολυώροφο πολλών ανοιγμάτων=1.3 (Multi-span multi-storey) $a_u/a_1 \leq 1.6$ Επιτρ. Κατηγορίες διατομής: DCM($1.5 < q < 2.0$)=Κατηγο ρία 1,2 ή 3 DCM($2.0 < q < 4.0$)=Κατηγο ρία 1 ή 2 DCH($q < 4.0$)=Κατηγορία 1
	DCM	4.0	
Ανάλωση/ Απελευθέρωση ενέργειας κυρίως στους συνδέσμους δυσκαμψίας	DCH	4.0	Επιτρ. Κατηγορίες διατομής: DCM($1.5 < q < 2.0$)=Κατηγο ρία 1,2 ή 3 DCM($2.0 < q < 4.0$)=Κατηγο ρία 1 ή 2 DCH($q < 4.0$)=Κατηγορία 1
	DCM	4.0	

2.7 Απαιτήσεις Υλικού

Το κεφάλαιο αυτό του Ευρωκώδικα (EN 1998-1, Section 6.2) ασχολείται με τις απαιτήσεις που πρέπει να πληρεί ο χάλυβας που χρησιμοποιείται στις κατασκευές και τις υπεραντοχές που θα πρέπει να καλύπτει. Χαρακτηρίζεται κυρίως από τον συντελεστή υπεραντοχής του

χάλυβα ο οποίος συμβολίζεται με τον όρο γ_{ov} και συνίσταται $\gamma_{ov}=1.25$ για να ικανοποιείται η συνθήκη :

$$f_{y,max} \leq 1.1\gamma_{ov} f_y \quad (2.1)$$

δηλαδή η πραγματική τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται στο έργο δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την αναγραφόμενη τιμή $f_{y,max}$, περισσότερο από 10 %.

Επίσης, καλύπτεται και το θέμα των κοχλιών οι οποίοι πρέπει να είναι ποιότητας 8.8 είτε 10.9 στις κοχλιωτές συνδέσεις των στατικών συστημάτων που παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία.

2.8 Συνδέσεις

Όσο αφορά τις συνδέσεις χωρίζονται σε αυτές που είναι μερικής αντοχής (partial strength) και τις ημιάκαμπτες (semi – rigid), οι οποίες χρειάζονται πολλούς υπολογισμούς και ελέγχους που καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα 3. Επιπλέον, προβλέπονται οι περιοχές που δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις όπου στην περίπτωση που διαλέγεται να είναι οι δοκοί, παρατηρούνται υπεραντοχές στις συνδέσεις, ενώ στην αντίθετη περίπτωση, όπου έχουμε δηλαδή πλαστικές αρθρώσεις στην σύνδεση και οι δοκοί σχεδιάζονται με υπεραντοχές, τότε θα πρέπει οι συνδέσεις να καθίστανται μερικής αντοχής και ημιάκαμπτες και απαιτείται ειδικός μη γραμμικός υπολογισμός με την βοήθεια της ανάλυσης στατικής αντίστασης.

Επίσης, για τον ικανοτικό σχεδιασμό των κοχλιώσεων και των εσωραφών μερικής διείσδυσης θα πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$S_d = 1.1\gamma_{ov} R_{fy} \leq R_d \quad (2.2)$$

Επιπρόσθετα κάποιες από τις πρόσθετες απαιτήσεις για τις κοχλιώσεις είναι οι εξής:

- Η προένταση θα πρέπει να ελέγχεται με ποιότητα επιφανειών τριβής A ($\mu=0.5$) ή B ($\mu=0.4$) για κατηγορίες κοχλιώσεων B, C και E σύμφωνα με τον EC3.
- Ειδικά για τις κατηγορίες B και C κρίσιμη πρέπει να είναι η σύνθλιψη άντυγας και ο έλεγχος που θα πρέπει να γίνεται ώστε να αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία είναι ο παρακάτω:

$$1.2F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \quad (2.3)$$

2.9 Πλαίσια

Αναλυτικότερα, το κεφάλαιο αυτό του Ευρωκώδικα 8, ασχολείται κυρίως με τα όρια και τις ειδικές μέριμνες που κάνει ο Ευρωκώδικας για τα πλαίσια με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας (EN 1998-1, Section 6.7, EN 1998-1, Section 6.6) .

Στην περίπτωση των πλαισίων γίνεται η υπόθεση ότι οι συνδέσεις των μελών είναι άκαμπτες και πληρούνται όλα τα σεισμικά κριτήρια. Επίσης, άλλη μια παραδοχή που γίνεται είναι ότι οι πλαστικές αρθρώσεις παρατηρούνται στις δοκούς, οπότε τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν πολύ στην μη γραμμική συμπεριφορά του πλαισίου.

Όσο αφορά τον σχεδιασμό τους σε σεισμό επικρατεί η ελαστική ανάλυση, η οποία είναι είτε ισοδύναμη στατική, εφαρμόζοντας γραμμικά φορτία σε κάθε όροφο και υπολογίζοντας την τέμνουσα βάσης, είτε η δυναμική φασματική ανάλυση η οποία σχετίζεται με την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ($S_d(T)$) συναρτήσει της μάζας της κατασκευής δηλαδή των ιδιοφορτίων και των επιβαλλόμενων φορτίων σε αυτή (EN 1998-1, Section 6.6).

2.9.1 Κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια από χάλυβα

Γενικά η τακτική που ακολουθείται στα κτίρια από χάλυβα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, είναι να σχεδιάζονται με ασθενείς δοκούς και ισχυρά υποστυλώματα. Η άποψη στην οποία στηρίζεται αυτός ο κανόνας είναι να προστατεύονται τα στοιχεία που δέχονται αξονική δύναμη (υποστυλώματα) και πάνω απ'όλα να αποφεύγεται η δημιουργία μηχανισμού ορόφου. Επιπρόσθετα, έχει παρατηρηθεί ότι βλάβες σε υποστυλώματα προκαλούν κατάρρευση και δύσκολα διορθώνονται ενώ οι βλάβες σε δοκούς επιδιορθώνονται ευκολότερα και προκαλούν κυρίως τοπικές καταρρεύσεις. Αναλυτικότερα οι κανόνες και οι έλεγχοι που πρέπει να ακολουθούνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους.

Καταρχάς γίνεται αναφορά στις απαιτήσεις για τα πλάστιμα μέλη των πλαισίων, δηλαδή τις δοκούς (EN 1998-1, Section 6.6.2). Στον έλεγχο που γίνεται για στρέψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό απαιτείται να γίνεται η υπόθεση πως στο άκρο της δοκού το οποίο καταπονείται έχει σχηματιστεί πλαστική άρθρωση.

Όσο αφορά τους ελέγχους για την αντοχή της διατομής επικεντρώνονται κυρίως στον έλεγχο της αξονικής δύναμης, της διατμητικής δύναμης και της ροπής που δέχεται η διατομή. Στην περίπτωση της αξονικής θα πρέπει η δρώσα αξονική δύναμη (N_{Ed}) να μην υπερβαίνει το 15% της αντοχής σε αξονική δύναμη ($N_{pl,Rd}$). Έπειτα, η διατμητική δύναμη

σχεδιασμού (V_{Ed}) θα πρέπει να περιορίζεται στο 50% της αντοχής σε διατμητική δύναμη ($V_{pl,Rd}$) και τέλος η ικανότητα σε φέρουσα ροπή (M_{Ed}) θα μπορεί να εξαντλείται. Συγκεντρωτικά οι έλεγχοι παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.4: Έλεγχος αντοχής διατομής δοκού.

Έλεγχος N:	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$	(2.4)
Έλεγχος V:	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$	(2.5)
Έλεγχος M:	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	(2.6)

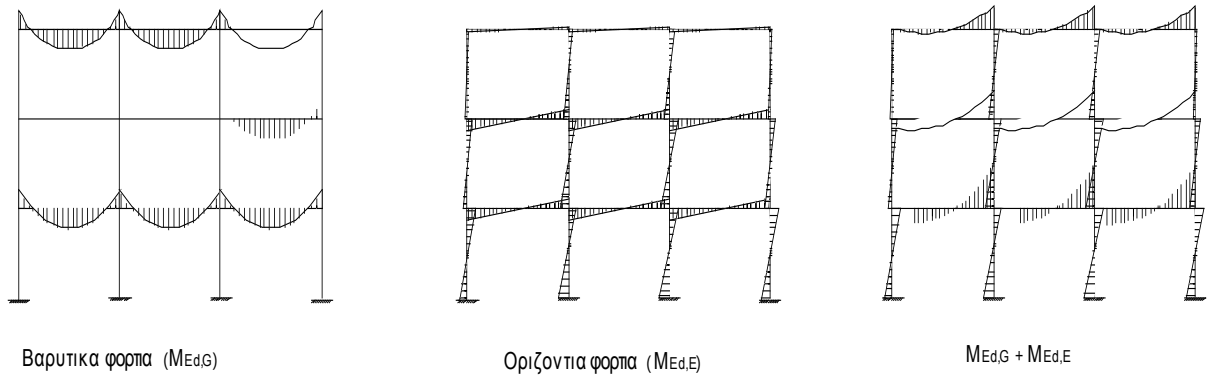
Από την άλλη πλευρά, τα υποστυλώματα πρέπει να ελέγχονται σε θλίψη και σε τέμνουσα (prEN 1998-1, Section 6.6.3). Οι έλεγχοι σε θλίψη περιλαμβάνουν τις σχέσεις, που φαίνονται στον Πίνακα 2.5.

Πίνακας 2.5: Έλεγχοι υποστυλωμάτων υπό θλίψη.

Έλεγχος N:	$N_{Ed,col} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$	(2.7)
Έλεγχος V:	$V_{Ed,col} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}$	(2.8)
Έλεγχος M:	$M_{Ed,col} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$	(2.9)

όπου :

$M_{Ed,G}$ και $M_{Ed,E}$	είναι οι καμπτικές ροπές για τον σχεδιασμό έναντι σεισμού, που οφείλονται στα βαρυτικά φορτία της κατασκευής και στις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις για τα υποστυλώματα σε θλίψη.
$V_{Ed,G}$ και $V_{Ed,E}$	είναι οι διατμητικές δυνάμεις που οφείλονται στα βαρυτικά φορτία και στα σεισμικά φορτία αντίστοιχα.
$N_{Ed,G}$ και $N_{Ed,E}$	είναι οι αξονικές δυνάμεις που οφείλονται στα βαρυτικά φορτία και στα σεισμικά φορτία αντίστοιχα.
γ_{ov}	ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα (παράγραφος 2.6.2)
Ω	ο συντελεστής υπεραντοχής των δοκών όπου $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ όλων των δοκών στις οποίες δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις, $M_{Ed,i}$ είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού στη δοκό i για το σχεδιασμό σε σεισμό και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η δρώσα ροπή στην αντίστοιχη πλαστική άρθρωση της δοκού.



Σχήμα 2.3: Ροπές που οφείλονται στα βαρυτικά και στα οριζόντια φορτία στον σχεδιασμό έναντι σεισμού. (από Elghazouli, 2007)

Όσο αφορά τον έλεγχο του υποστυλώματος σε τέμνουσα θα πρέπει η δρώσα τέμνουσα δύναμη να μην υπερβαίνει το 50% της αντοχής σε τέμνουσα όπως φαίνεται στην Εξίσωση 2.10.

$$\text{Έλεγχος V: } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0.5 \quad (2.10)$$

Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στον Ευρωκώδικα 8 για τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (‘P-Δ’ or ‘second-order’ effects) και τις ανοιγμένες σχετικές μετατοπίσεις (interstorey drifts) των ορόφων (EN 1998-1, Sections 4.4.2.2, 4.4.3.2) τα οποία επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την συμπεριφορά των πλαισίων. Τα φαινόμενα αυτά πρέπει να λαμβάνονται υπόψη αν ισχύει η πιο κάτω ανίσωση:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2.11)$$

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας για τις ανηγμένες σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων.

P_{tot} είναι το βαρυτικό φορτίο του ορόφου εξεταζόμενο στην κατάσταση σχεδιασμού έναντι σεισμού.

d_r είναι η σχετική μετατόπιση του ορόφου, η οποία χαρακτηρίζεται ως η διαφορά των μετατοπίσεων d_s (μετακίνηση ορόφου πολλαπλασιαζόμενη με συντελεστή συμπεριφοράς, EN 1998-1, Section 4.3.4) στο πάνω και στο κάτω επίπεδο του εξεταζόμενου ορόφου.

V_{tot} είναι η τέμνουσα του ορόφου σε σεισμό

h είναι το ύψος του ορόφου

Αν ο συντελεστής θ βρίσκεται ανάμεσα στα όρια $0,1 < \theta \leq 0,2$ τα φαινόμενα δευτέρας τάξης θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, πολλαπλασιάζοντας τις σχετικές σεισμικές

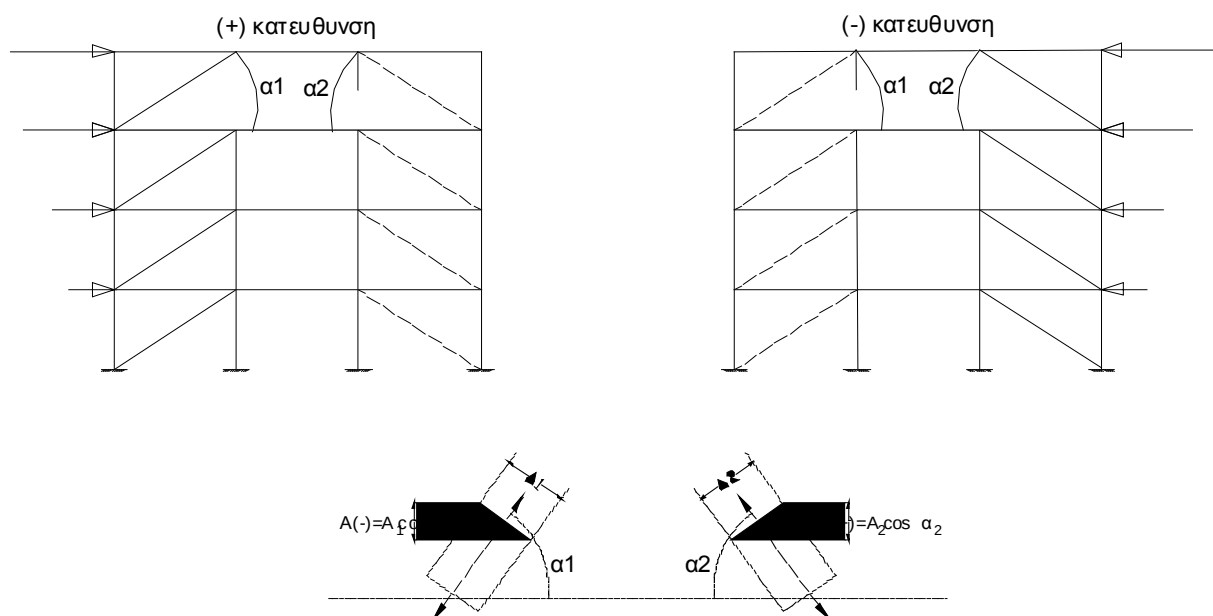
δράσεις με τον συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$. Τέλος, ο συντελεστής θ θα πρέπει να είναι μικρότερος του 0.3.

2.9.2 Κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους από χάλυβα

Κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια με διαγώνιους κεντρικούς συνδέσμους από χάλυβα

Στον Ευρωκώδικα 8 γίνεται αναφορά στα κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (concentric bracings) και με έκκεντρους συνδέσμους (eccentric bracings) (EN 1998-1, Section 6.7- Section 6.8).

Ένα παράδειγμα πλαισίου με κεντρικούς συνδέσμους φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 2.4). Ως πρώτη απαίτηση για την συμπεριφορά των συνδέσμων δυσκαμψίας που θέτει ο Ευρωκώδικας, είναι για την διαρροή τους, η οποία όταν βρίσκονται σε εφελκυσμό, θα πρέπει να προηγείται της αστοχίας των συνδέσεων και της διαρροής – λυγισμού των δοκών και των υποστυλωμάτων (EN 1998-1, Section 6.7.1.1). Επίσης, δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην διάταξη των διαγώνιων συνδέσμων καθ' ύψος των ορόφων. Σύμφωνα, δηλαδή με τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 6.7.1.2) θα πρέπει να υπάρχει μια ομοιογένεια δυσκαμψίας σε κάθε όροφο υπό την επιβολή ανάστροφου φορτίου στις δύο αντίθετες πλευρές του πλαισίου. (Εδώ αξίζει να αναφερθεί ότι η απαίτηση αυτή του Ευρωκώδικα πληρείται για πλαίσια με διαγώνιους ράβδους τύπου X ή V λόγω των συμμετρικών διατάξεών τους).



Σχήμα 2.4: Ομοιογένεια δυσκαμψίας κάθε ορόφου υπό αναστροφή φορτίου (σχήμα αντίστοιχο με την παρουσίαση Μπίσμπου, 2003).

Πάνω σε αυτή την παραδοχή στηρίζεται και η επόμενη ανισότητα σε κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

όπου A^+ και A^- είναι οι οριζόντιες προβολές των διαγώνιων συνδέσμων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές διεγέρσεις επιβάλλονται στην θετική και στην αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (Σχήμα 2.4).

Επιπλέον, η επιβαλλόμενη αξονική δύναμη που δέχονται οι διαγώνιοι ράβδοι δεν θα πρέπει να ξεπερνά την πλαστική αξονική δύναμη δηλαδή:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (2.12)$$

Όσο αφορά τις δοκούς και τα υποστυλώματα, προκειμένου να ικανοποιούν τον ικανοτικό σχεδιασμό πρέπει να πληρείται η παρακάτω ανίσωση:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (2.13)$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντίσταση σε κάμψη της δοκού ή του υποστυλώματος σε λυγισμό, σύμφωνα με τον EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε κάμψη με την καμπτική ροπή σχεδιασμού M_{Ed} ,

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη της δοκού ή στο υποστυλώμα χάρη σε μη σεισμικές δράσεις συμπεριλαμβανομένου συνδυασμών δράσεων για τον σχεδιασμό σε σεισμό.

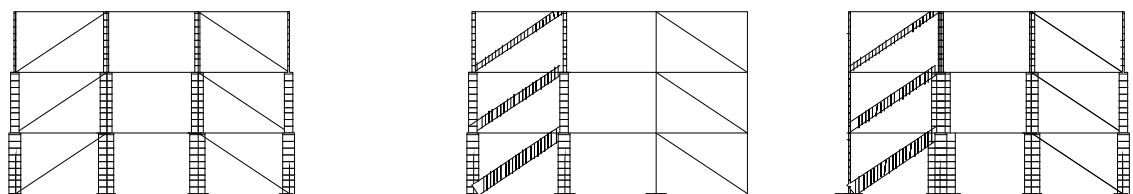
$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού για σεισμικά φορτία.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

Ω είναι η μικρότερη τιμή του συντελεστή $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ όλων των διαγώνιων συνδέσμων του πλαισίου όπου:

$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίσταση σχεδιασμού της διαγώνιου i σε αξονική δύναμη.

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή της αξονικής δύναμης για την ίδια διαγώνια ράβδο i υπό σεισμικά φορτία.

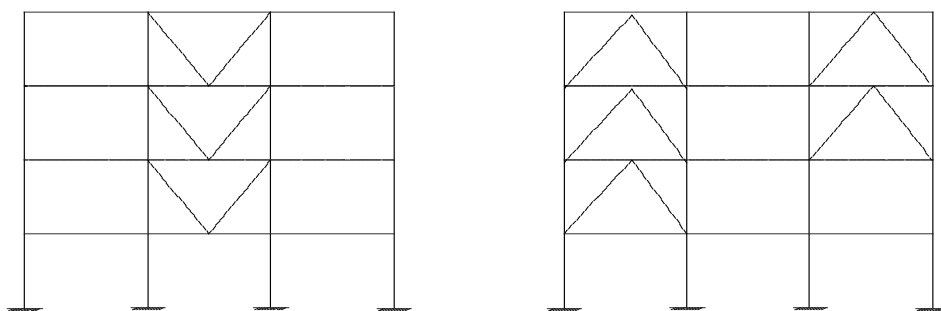


Βαρυτικά φορτία ($N_{Ed,G}$)

Οριζοντια φορτια ($N_{Ed,E}$)

$N_{Ed,G} + N_{Ed,E}$

Σχήμα 2.5: Ικανοτικός σχεδιασμός για τη λειτουργία πλαισίου (από Elghazouli, 2007).



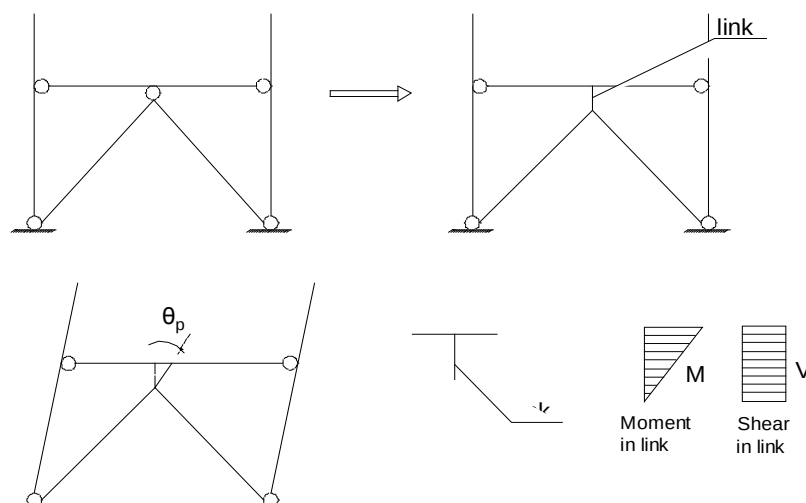
Σχήμα 2.6: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους τύπου V.

Κριτήρια σχεδιασμού για πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας από χάλυβα

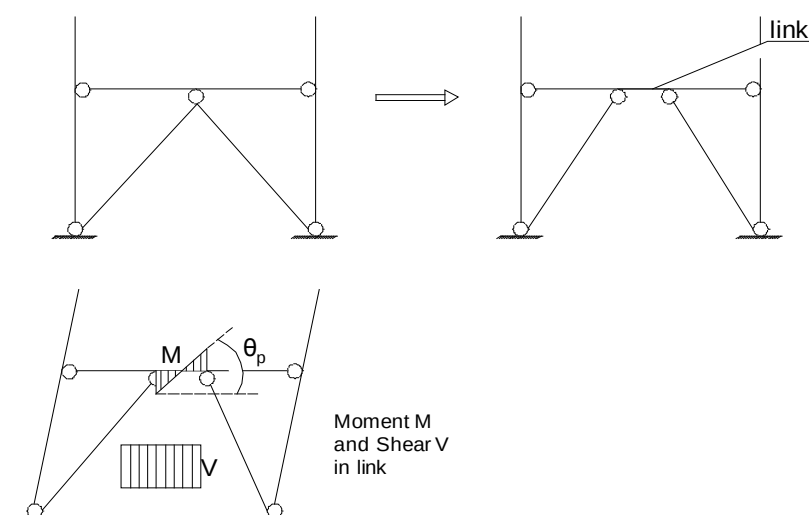
Το κεφάλαιο 6.8 του ευρωκώδικα (EN 1998-1, Section 6.8) ασχολείται με τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, (eccentric bracings), στους οποίους γίνεται και ιδιαίτερη έρευνα και αναφορά στο κεφάλαιο αυτό, λόγω της χρησιμοποίησής τους ως κύρια δομικά στατικά στοιχεία, στο τρίτο κτίριο που αναλύεται στο έκτο κεφάλαιο της εργασίας. Έτσι, θα αναφερθούν κάποιες ειδικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για αυτού του είδους τα πλαίσια και θα γίνει αναφορά για την συμπεριφορά τους στο έκτο κεφάλαιο.

Οι θεμελιώδεις απαιτήσεις που αναφέρονται είναι οι παρακάτω:

- Η απόσβεση της ενέργειας να αναλαμβάνεται από τις σεισμικές ζεύξεις (seismic links) μέσω διατμητικών ή/και καμπτικών μηχανισμών πλαστικοποίησης.
- Πρέπει να εξασφαλίζεται ομοιογενής πλαστική συμπεριφορά του συνόλου των σεισμικών ζεύξεων.
- Πρόκειται για οριζόντιες ή κατακόρυφες ράβδους οι οποίες αποτελούν δομικά στοιχεία και ανάλογα με την διατομή τους μπορούν να συνεισφέρουν σημαντικά στην παραλαβή των φορτίων του ανέμου σε ένα δομικό σύστημα.



Σχήμα 2.7: Κατακόρυφες σεισμικές ζεύξεις και η συμπεριφορά τους σε οριζόντια φορτία.



Σχήμα 2.8: Οριζόντιες σεισμικές ζεύξεις και η συμπεριφορά τους σε οριζόντια φορτία (αντίστοιχο με παρουσίαση Μπίσμπους, 2003).

Οι σεισμικές ζεύξεις χωρίζονται σε τρία είδη ανάλογα με τον τρόπο που διαρρέουν:

- **Κοντές** ζεύξεις, οι οποίες διαρρέουν διατμητικά.
- **Μακρές** ζεύξεις, οι οποίες διαρρέουν καμπτικά.
- **Ενδιάμεσες** ζεύξεις, οι οποίες διαρρέουν διατμητικά και καμπτικά.

Οι σεισμικές ζεύξεις σχεδιάζονται για το υπολογιζόμενο σεισμικό φορτίο που επιδρά στη διάτμηση και στην κάμψη του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τους παρακάτω περιορισμούς:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (2.14)$$

Όπου $V_{p,link}$ και $M_{p,link}$ είναι η διατμητική και καμπτική αντοχή του στοιχείου, αντίστοιχα. Επίσης, οι παρακάτω παράμετροι χρησιμοποιούνται για να θέσουν τα όρια των διαφόρων κατηγοριών σεισμικών ζεύξεων:

Για δοκούς διατομής I και μήκους e ισχύουν:

Πίνακας 2.6: Γεωμετρία σεισμικών ζεύξεων (αντίστοιχο με παρουσίαση Μπίσμπους, 2003).

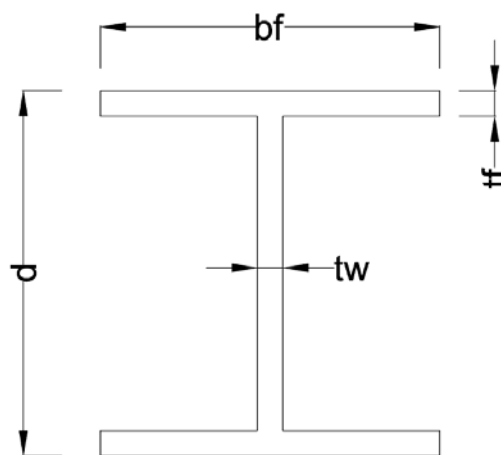
$$V_{p,link} = f_y t_w (d - t_f) / \sqrt{3}$$

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

$$M_{p,link} / V_{p,link} = \sqrt{3} b (t_f / t_w)$$

$$e_s = 1.6 M_{p,link} / V_{p,link}$$

$$e_L = 3.0 M_{p,link} / V_{p,link}$$



Πίνακας 2.7: Κατηγορίες σεισμικών ζεύξεων.

Ζεύξεις	Συνθήκη	θ_{pR}
Κοντές	$e < e_s$	0.08 rad
Μακρές	$e > e_L$	0.02 rad
Ενδιάμεσες	$e_s < e < e_L$	Με Γραμμική παρεμβολή

Επίσης, ο Ευρωκώδικας 8 αναφέρεται στην στροφή των πλαστικοποιημένων αρθρώσεων, θέτοντας σαν έλεγχο:

$$\theta_p \leq \theta_{pR} \quad (2.15)$$

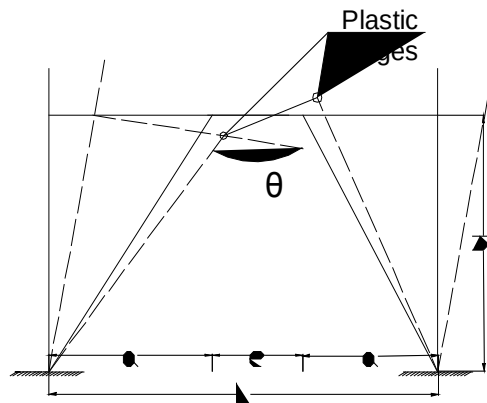
όπου τα όρια του θ_{pR} δίνονται στον πίνακα 2.8 για κάθε κατηγορία σεισμικών ζεύξεων. Στο σχήμα του πίνακα (σχήμα 2.8) δίνεται με περισσότερες λεπτομέρειες η έννοια αυτής της μεταβλητής.

Πίνακας 2.8: Πλαστικές στροφές σεισμικών ζεύξεων (αντίστοιχο με παρουσίαση Μπίσμπος, 2003).

Δ_{el} = ελαστική σχετική μετατόπιση οροφου

$d = q\Delta_{el}$

$\theta_p = (\delta/h)[1 + 2(a/e)]$



Επιπλέον, γίνεται μια αναφορά του Ευρωκώδικα στις νευρώσεις που πρέπει να έχουν τα άκρα των διαγώνιων στην σύνδεσή τους με την δοκό προκειμένου να εξασφαλίζονται σε διατμητικό λυγισμό των σεισμικών ζεύξεων. Γενικά θα πρέπει το πλάτος να μην είναι μεγαλύτερο της διαφοράς τους ($b_f - 2t_w$) και το πάχος τους όχι μικρότερο από $0,75t_w$ ή 10 mm, (το μεγαλύτερο από τα δύο). Έτσι, τα ακραία νεύρα απαιτούνται παντού ενώ τα ενδιάμεσα σε ορισμένες περιπτώσεις που εξαρτώνται από την ικανότητα στροφής των πλαστικών αρθρώσεων θ_p όταν πρόκειται για κοντές ζεύξεις ή την τοποθέτηση δύο μόνο στις μακρές ζεύξεις.

Τέλος, όσο αφορά τον ικανοτικό σχεδιασμό των μελών που δεν περιέχουν σεισμικές ζεύξεις (EN 1998-1, Section 6.8.3), δηλαδή των δοκών και των διαγώνιων, των πλαισίων, πρέπει να πληρούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (2.16)$$

Όπου:

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ είναι η αντοχή σε αξονική του υποστυλώματος ή της διαγώνιου σύμφωνα με τον EN 1993, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση της καμπτικής ροπής ή M_{Ed} και την διατμητική V_{Ed} οι οποίες λαμβάνονται στην τιμή σχεδιασμού τους για σεισμό.

$N_{Ed,G}$ είναι η θλιπτική δύναμη του υποστυλώματος ή της διαγώνιου που οφείλεται στις μη-σεισμικές δυνάμεις (π.χ. ιδιοβάρος), συμπεριλαμβανομένου των συνδυασμών των δράσεων για τον σχεδιασμό υπό σεισμικά φορτία.

$N_{Ed,E}$ είναι η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα ή στο διαγώνιο μέλος, λόγω των σεισμικών φορτίων.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

Ω είναι ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής που παίρνει την μικρότερη από τις παρακάτω τιμές:

Την μικρότερη τιμή από $\Omega_1 = 1,5 V_{p,link,i}/V_{Ed,i}$ για τις κοντές ζεύξεις.

Την μικρότερη τιμή από $\Omega_1 = 1,5 M_{p,link,i}/M_{Ed}$ για τις ενδιάμεσες και τις μακρές ζεύξεις.

όπου:

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού για την διατμητική και την καμπτική ροπή του μέλους i για το σχεδιασμό έναντι σεισμού.

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ είναι η διατμητική και πλαστική αντοχή σε κάμψη του μέλους i

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ο σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι αρχικά να κάνει μια αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης ενός κτιρίου και στο τέλος να επικεντρωθεί στις δυο μη γραμμικές ανελαστικές μεθόδους και τις ειδικές διατάξεις και μεθόδους που χρησιμοποιούνται γι' αυτές από τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3), όπως χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση των εξεταζόμενων κτιρίων.

3.1 Γραμμική ελαστική ανάλυση

Γενικά η γραμμική ελαστική ανάλυση εφαρμόζεται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων και είναι η πιο διαδεδομένη μέθοδος για την ανάλυση και διαστασιολόγηση των κτιρίων στους περισσότερους μηχανικούς. Οι δύο κυριότερες επιμέρους μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης είναι η δυναμική φασματική και η ελαστική στατική. Και στις δύο αυτές μεθόδους η κατασκευή προσομοιώνεται με ελαστικά στοιχεία (δοκός, υποστήλωμα) όπως επίσης και το έδαφος.

3.1.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Γενικά η συγκεκριμένη μέθοδος, σύμφωνα με το κεφάλαιο 4.3.3.3 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.3), μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό όλων των κτιρίων, ειδικά κτιρίων μη κανονικών καθ' ύψος και εκτελείται συνήθως με το φάσμα που δίνει ο Αντισεισμικός Κανονισμός. Θα πρέπει στην ανάλυση με την συγκεκριμένη μέθοδο να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στα αποτελέσματα της ανάλυσης. Αυτές οι ιδιομορφές θα πρέπει να καλύπτουν τις παρακάτω απαιτήσεις:

- Το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε διεύθυνση από το σύνολο των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη να υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

- Η μάζα m_k που ενεργοποιείται από την ιδιομορφή k , προκαλεί στη διεύθυνση του σεισμού τέμνουσα βάσης που εκφράζεται ως:

$$F_{bk} = S_d(T_k) m_k \quad (3.1)$$

Όπου $S_d(T_k)$ η τιμή της επιτάχυνσης που προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού για την ιδιοπερίοδο T_k . Είναι προφανές ότι το άθροισμα των μαζών όλων των ιδιομορφών σε μια διεύθυνση είναι ίση με την συνολική μάζα του κτιρίου.

- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που ενεργοποιούν μάζα μεγαλύτερη από το 5% της συνολικής.
- Λαμβάνεται υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών k έτσι ώστε να ισχύει:

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad T_k \geq 0.20 \text{ sec} \quad (3.2)$$

Όπου n είναι ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση και T_k είναι η k ιδιοπερίοδος.

- Δύο ιδιομορφές i και j ($i > j$) θεωρούνται ανεξάρτητες αν ισχύει:

$$T_i \leq 0.9 T_j \quad (3.3)$$

- Αν όλες οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους η τελική τιμή του μεγέθους απόκρισης E_E είναι:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.4)$$

όπου E_{Ei} είναι η τιμή της εξεταζόμενης απόκρισης για την ιδιομορφή i .

3.1.2 Ελαστική Στατική Μέθοδος Ανάλυσης

Η μέθοδος αυτή σύμφωνα με το κεφάλαιο 4.3.3.2 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.2), εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος και με ιδιοπεριόδους που δεν ξεπερνάνε τις παρακάτω τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

Όπου T_C είναι το τέλος του οροπέδιου σταθερών επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού και δίνεται στους πίνακες 3.2 και 3.3 του Ευρωκώδικα 8 και συνδέεται με την κατηγορία του εδάφους στην οποία εδράζεται το κτίριο.

Η τέμνουσα βάσης F_b σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δίνεται από την σχέση:

$$F_{ba} = \zeta(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.5)$$

όπου:

$S_a(T_1)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για ιδιοπερίοδο T_1

T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην διεύθυνση που λαμβάνεται υπόψη.

m είναι η συνολική μάζα του κτιρίου.

λ είναι ο διορθωτικός συντελεστής ο οποίος ισούται με $\lambda = 0,85$ εάν $T_1 \leq 2 T_C$ και αν το κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους, και $\lambda = 1,0$ σε κάθε άλλη περίπτωση.

Εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.2.2.(2)) η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μπορεί να προσδιοριστεί με ιδιομορφική ανάλυση ή με οποιαδήποτε μέθοδο της Δυναμικής των Κατασκευών (π.χ. μέθοδος Rayleigh (Chopra, 2001)).

- Για κτίρια χαμηλότερα των 40 μέτρων η ιδιοπερίοδος για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.6)$$

όπου:

C_t είναι 0,085 για χωρικά πλαίσια από χάλυβα, 0,075 για πλαίσιακούς φορείς από σκυρόδεμα και 0,050 για όλους τους υπόλοιπους φορείς.

H είναι το ύψος του κτιρίου σε m.

- Εναλλακτικά, για κατασκευές με διατμητικά τοιχώματα από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία η τιμή του C_t δίνεται από την σχέση:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (3.7)$$

όπου

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2 \right] \quad (3.8)$$

και

A_c είναι το συνολικό εμβαδό τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου σε m^2

A_i το εμβαδό του i τοιχώματος στο ισόγειο σε m^2

H το ύψος του κτιρίου

l_{wi} είναι το μήκος του i τοιχώματος στον πρώτο όροφο σε διεύθυνση παράλληλη με τις δρώσες δυνάμεις σε m, με την προϋπόθεση ότι l_{wi}/H δεν υπερβαίνει την τιμή 0.9.

- Εναλλακτικά, η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου (σε sec) εκτιμάται από τη σχέση:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (3.9)$$

Όπου

d είναι η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου (σε m) για οριζόντια δύναμη ίση προς τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.

Κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ' ύψος

Η κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ' ύψος του κτιρίου πρέπει να υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.10)$$

όπου

F_i είναι η οριζόντια δύναμη του ορόφου i

F_b είναι η τέμνουσα βάσης

s_i, s_j είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις των μαζών m_i, m_j σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες των ορόφων i, j .

Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνουν γραμμικά καθ' ύψος του κτιρίου τότε χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος προσέγγισης της τέμνουσας βάσης του κτιρίου:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.11)$$

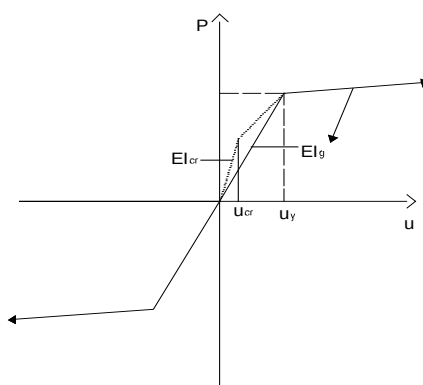
όπου:

z_i, z_j είναι οι κατακόρυφες αποστάσεις των μαζών m_i, m_j από την θεμελίωση ή πλάκα υπογείου.

3.2 Μη γραμμική ανελαστική ανάλυση

Οι μη γραμμικές ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 4.3.3.4 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.4) και χωρίζονται στην ανάλυση στατικής αντίστασης ή υπερωθητική ανάλυση (pushover analysis) και στην ανελαστική δυναμική ανάλυση. Σύμφωνα με αυτόν, η κύρια χρήση των ανελαστικών μεθόδων είναι να εκτιμηθεί η σεισμική απόδοση των νέων κτιρίων αλλά και να γίνεται αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών. Για τις μεθόδους αυτές απαιτούνται πιο σύνθετα μοντέλα προσομοίωσης από αυτά που χρησιμοποιούνται στις ελαστικές μεθόδους, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη και η κατανομή της αντοχής εκτός από την κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας (EN 1998-1, Section 4.3.3.4.1(1)).

- Επίσης, ως ελάχιστο, χρησιμοποιείται ένα διγραμμικό διάγραμμα δύναμης – παραμόρφωσης (Σχήμα 3.1) σε επίπεδο δομικού στοιχείου. Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία, η δυσκαμψία των στοιχείων που εισάγεται στον ελαστικό κλάδο δεν θα είναι η αρχική (EI_g) αλλά μειωμένη ώστε να λαμβάνεται υπόψη η ρηγμάτωση (EI_{cr}). Σε πλάστιμα δομικά στοιχεία, που έχουν την δυνατότητα να παρουσιάσουν μετελαστικές παραμορφώσεις, ως δυσκαμψία στην ελαστική περιοχή μπορεί να θεωρηθεί αυτή που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής u_y . Επιπλέον, επιτρέπεται η χρήση τρι-γραμμικών μοντέλων που θεωρούν διαφορετικές τιμές δυσκαμψίας πριν και μετά την ρηγμάτωση και ο μηδενισμός της δυσκαμψίας μετά την διαρροή (EN 1998-1, Section 4.3.3.4.1).



Σχήμα 3.1: Μοντέλο ανελαστικής συμπεριφοράς (αντίστοιχο με παρουσίαση Αθανασιάδου, 2003).

- Γενικά, αν δεν γίνονται περαιτέρω αναλύσεις, οι ιδιότητες των στοιχείων μπορούν να στηρίζονται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών, οι οποίες πρέπει να εκτιμώνται από τις χαρακτηριστικές τιμές που δίνονται στο EN 1992 ή EN 1996 ή στα ENs που σχετίζονται με υλικά (EN 1998-1, Section 4.3.3.4.1).
- Για τον προσδιορισμό της σχέσης δύναμη-παραμόρφωση των στοιχείων, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι αξονικές δυνάμεις που προκαλούνται από τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι ροπές των κατακόρυφων στοιχείων λόγω φορτίων βαρύτητας μπορούν να αγνοούνται, εκτός αν επηρεάζουν σημαντικά τη συμπεριφορά του φορέα.

3.2.1 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης (pushover analysis)

Η ανάλυση στατικής αντίστασης είναι μια στατική ανάλυση η οποία λαμβάνει υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 4.3.3.4.2 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.4.2). Γενικά, πραγματοποιείται υπό

τους όρους ότι τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας παραμένουν σταθερά ενώ τα οριζόντια φορτία των ορόφων μεταβάλλονται ακολουθώντας τις μετατοπίσεις των ορόφων που αυξάνονται.

Η ανάλυση στατικής αντίστασης, μπορεί να εφαρμοστεί τόσο στην μελέτη νέων, όσο και στην μελέτη υφιστάμενων κτιρίων για τους παρακάτω σκοπούς:

- Για τον υπολογισμό των συντελεστών υπεραντοχής $au/a1$. Η μικρότερη από τις τιμές που προκύπτουν από τις διαφορετικές κατανομές των οριζόντιων δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου, θεωρείται ως τιμή του συντελεστή υπεραντοχής. (Ο συντελεστής $au/a1$ εξαρτάται από την υπερστατικότητα και τις υπεραντοχές του φορέα που προκύπτουν από την Ανάλυση Στατικής Αντίστασης και δεν μπορεί να υπερβαίνει την τιμή 1.6, (βλέπε προηγούμενο κεφάλαιο)).
- Για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών αρθρώσεων και των θέσεων όπου δημιουργούνται βλάβες.
- Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών δεδομένου ότι υπάρχουν πολλά κτίρια τα οποία έχουν κατασκευαστεί χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό, δημιουργείται η ανάγκη εκτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας για σκοπούς πρόληψης και προετοιμασίας αντιμετώπισης τυχόν ζημιών από μελλοντικούς σεισμούς.
- Σαν μια εναλλακτική λύση αντί της στατικής ελαστικής ανάλυσης, για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών, με χρήση του αυθαίρετου συντελεστή συμπεριφοράς q .
- Η στοχευόμενη μετατόπιση (target displacement) με βάση την οποία γίνεται ο σχεδιασμός του κτιρίου, προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ως η μετακίνηση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Η προσομοίωση των κτιρίων γίνεται με τους εξής τρόπους:

- Κτίρια τα οποία δεν πληρούν τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη, πρέπει να αναλύονται με χρήση προσομοιώματος χωρικού πλαισίου, ενώ κτίρια κανονικά σε κάτοψη μπορούν να προσομοιωθούν με δύο επίπεδα πλαίσια, ένα σε κάθε διεύθυνση.
- Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση χαμηλών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία (μέχρι τρεις ορόφους) με λόγο ύψους προς μήκος τοίχων μικρότερο της μονάδας. Θα πρέπει όμως, να έχουν συμπεριφορά διατμητικού τύπου όπου κάθε όροφος μπορεί να αναλυθεί ανεξάρτητα από τους υπόλοιπους.

Όσο αφορά την οριζόντια κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορούν να θεωρηθούν δύο είδη κατανομών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.4.2.2). Αυτές είναι :

- Μια ομοιόμορφη κατανομή, με θεώρηση οριζόντιων δυνάμεων ανάλογων με τις μάζες των ορόφων.
- Μια ιδιομορφική κατανομή, με κατανομή των δυνάμεων καθ' ύψος ανάλογη προς την θεμελιώδη ιδιομορφή. Μπορεί όμως να ασκηθεί μια τριγωνική κατανομή σε περίπτωση που η πρώτη ιδιομορφή μπορεί να προσεγγιστεί με οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνουν γραμμικά καθ' ύψος.

Η σχέση μεταξύ τέμνουσας βάσης και μετακίνησης του σημείου-κορυφής εκφράζονται από την καμπύλη αντίστασης του κτιρίου. Οι τιμές της μετακίνησης πρέπει να κυμαίνονται από 0 έως 150% της στοχευόμενης μετατόπισης, που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ως η μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετατόπισης για την ανάλυση στατικής αντίστασης

Η στοχευόμενη μετατόπιση προσδιορίζεται στο Annex B EN 1998-1. Σύμφωνα με αυτό, προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Η σχέση που δίνει τις κανονικοποιημένες οριζόντιες δυνάμεις F_i και τις κανονικοποιημένες μετακινήσεις Φ_i είναι η παρακάτω:

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (3.12)$$

Όπου m_i είναι η μάζα του i -στου ορόφου.

Οι μετακινήσεις κανονικοποιούνται με τρόπο ώστε $\Phi_n = 1$, όπου n είναι ο κόμβος ελέγχου, δηλαδή αυτός στον οποίο επιβάλλεται η αυξανόμενη μετατόπιση.

Μετατροπή πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (SDOF)

Η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (SDOF) στηρίζεται στην μέθοδο N2 του Fajfar (Fajfar, 2000), όπου η μάζα m^* του ισοδύναμου στατικού συστήματος προσδιορίζεται ως:

$$m^* = \sum_i m_i F_i \sum_i \quad (3.13)$$

Και ο συντελεστής μετατροπής, που ουσιαστικά είναι ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής στην μετακίνηση οροφής (κορυφής) δίνεται από τον τύπο:

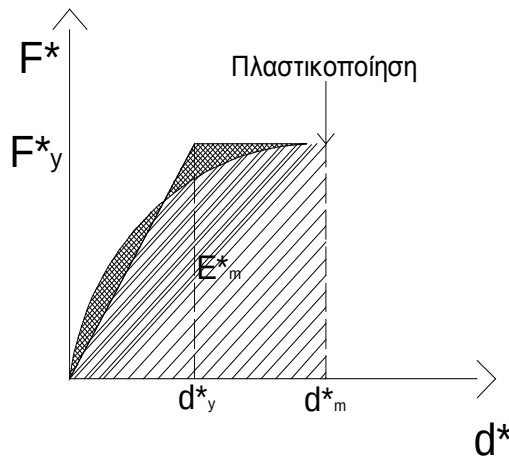
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (3.14)$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.15)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.16)$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (συνήθως κόμβος στην οροφή του κτιρίου) αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF).



Σχήμα 3.2: Ελαστοπλαστική εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου (SDOF) συστήματος στην ανάλυση στατικής αντίστασης (Fardis et al., 2005)

Προσδιορισμός ελαστικής εξιδανίκευσης της καμπύλης στατικής αντίστασης (διγραμμική προσέγγιση)

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απαίτησης στα πλαίσια υπολογισμού της στοχευόμενης μετατόπισης, είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της ιδιοπερίόδου T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου στατικού συστήματος (SDOF). Σύμφωνα με την μέθοδο N2 του Fajfar (Fajfar, 2000) η ιδιοπερίοδος και η δύναμη στο σημείο διαρροής F_y^* (Σχήμα 3.2) προσδιορίζονται με τη βοήθεια της ελαστοπλαστικής εξιδανίκευσης (διγραμμική προσέγγιση) της καμπύλης αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF). Η διγραμμικοποίηση αυτή της καμπύλης αντίστασης (Σχήμα 3.2) προσδιορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε το εμβαδό της περιοχής που βρίσκεται κάτω από την καμπύλη

αντίστασης και τις ευθείες της διγραμμικής εξιδανίκευσης αυτής να ισούται με το εμβαδό της περιοχής που βρίσκεται πάνω από αυτές (Σχήμα 3.2).

Σύμφωνα με αυτή τη παραδοχή, η μετακίνηση στο σημείο διαρροής, d_y^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δίνεται από τον τύπο:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.17)$$

Όπου d_m^* είναι η μετακίνηση του ισοβάθμιου μονοβάθμιου συστήματος και E_m^* είναι το τέμνον μέτρο ελαστικότητας στο σημείο διαρροής της διγραμμικής εξιδανίκευσης.

Προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

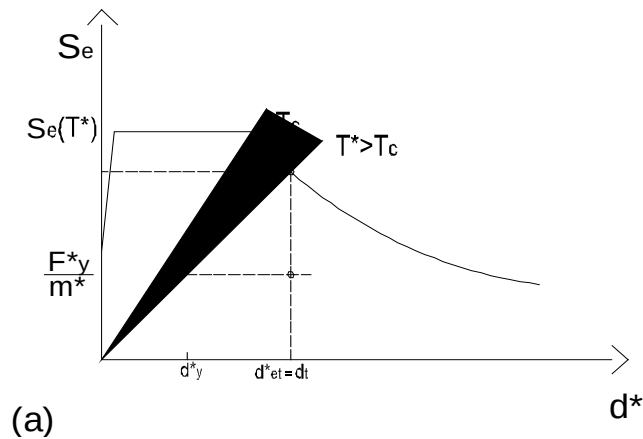
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.18)$$

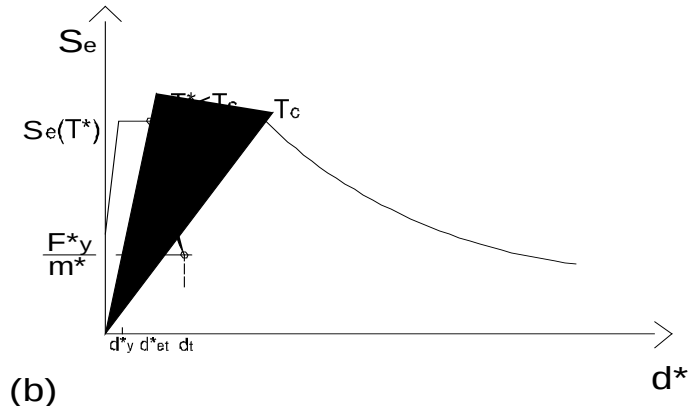
Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετατόπισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.19)$$

Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* .





Σχήμα 3.3: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετατόπισης του ισοδύναμου δομικού συστήματος στη ανάλυση στατικής αντίστασης για α) μεγάλες περιόδους ($T^* > T_c$) και για β) μικρές περιόδους ($T^* < T_c$) (από Fardis et al 2005)

Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης d_t^* για κτίρια με μικρές περιόδους (Σχήμα 3.3, (b)) και για κτίρια με μεσαίες ή μεγάλες περιόδους (Σχήμα 3.3, (a)) χρησιμοποιούνται διαφορετικοί τύποι υπολογισμού. Ως όριο σύγκρισης για τον χαρακτηρισμό της περιόδου σε μικρή ή μεγάλη θεωρείται η ιδιοπερίοδος T_c η οποία συνδέεται με την κατηγορία εδάφους που στηρίζεται το κτίριο και αντιπροσωπεύει το τέλος του οροπεδίου σταθερών φασματικών επιταχύνσεων.

α) Αν $T^* < T_c$ (μικρή περίοδος) (Σχήμα 3.3, (b))

Αν $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική οπότε:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.20)$$

Αν $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη γραμμική και η στοχευόμενη μετατόπιση προσεγγίζεται από την σχέση q - μ - T που προτείνεται στην έρευνα των Vidic et al (1994) :

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.21)$$

Όπου q_u είναι η σχέση μεταξύ της επιτάχυνσης του κτιρίου $S_e(T^*)$ στην ελαστική περιοχή και στη δύναμη F_y^* / m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (3.22)$$

β) Αν $T^* \geq T_c$ (μεσαία ή μεγάλη περίοδος) (Σχήμα 3.3, (a))

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (3.23)$$

3.2.2 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 4.3.3.4.3 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 4.3.3.4.3) η ανελαστική δυναμική ανάλυση εξετάζει την ανελαστική απόκριση μίας κατασκευής σε σεισμό με απευθείας ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων κίνησης στον χρόνο. Η ανάλυση αυτή στηρίζεται στα επιταχυνσιογραφήματα του εδάφους που εισάγονται στην βάση του κτιρίου, που μπορεί να προέρχονται από καταγραφές πραγματικών σεισμών ή να είναι τεχνητά.

- Για την πιο αξιόπιστη εφαρμογή της μεθόδου αυτής χρειάζονται τουλάχιστον τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα. Σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν εφτά διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα, τα τελικά μεγέθη απόκρισης προκύπτουν ως μέσοι όροι αυτών που προκύπτουν για κάθε επιταχυνσιογράφημα. Νεότερες έρευνες όμως έχουν δείξει ότι 10-20 καταγραφές είναι ακόμα καλύτερα σε κάθε περίπτωση. (D. Vamvatsikos and C. Cornell, 2002).
- Σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.3.1 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, Section 3.2.3.1), τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιούνται για τη δυναμική ανελαστική ανάλυση πρέπει να κανονικοποιούνται ως προς το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού για τη ζώνη επικινδυνότητας και την κατηγορία εδάφους που ανήκει το κτίριο.
- Επίσης, πρέπει η μέση τιμή των φασμάτων επιταχύνσεων των επιμέρους επιταχυνσιογραφημάτων να μην είναι μικρότερη από την αντίστοιχη επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού στο διάστημα περιόδων $0.2T_1 \leq T \leq 2T_1$ όπου T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής. (Τέτοιου είδους κριτήρια μπορούν πια να ελεγχθούν με πολύ γρήγορο και εύκολο τρόπο μέσω λογισμικών όπως για παράδειγμα το πρόγραμμα Rexel των Iervolino et al, 2009).

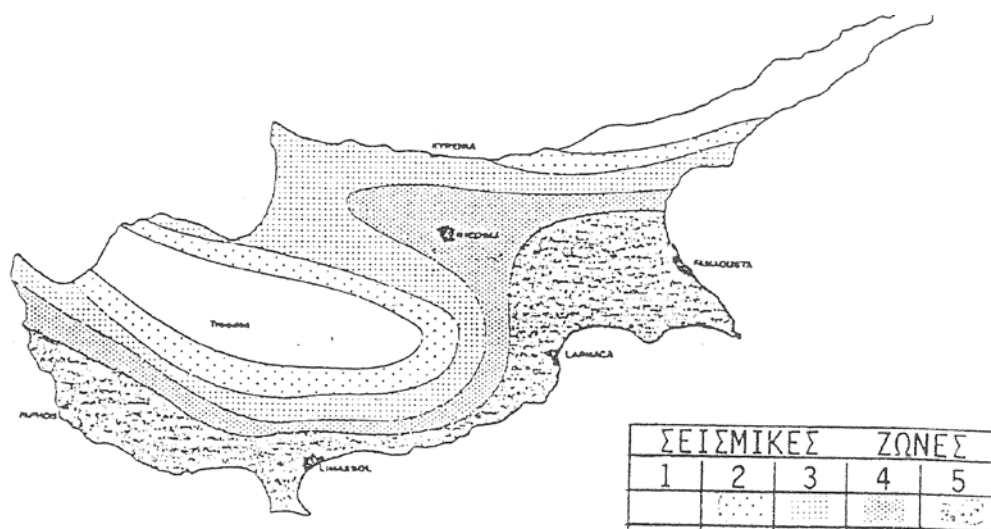
3.3 Εθνικό Προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8

3.3.1 Φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα

Μέχρι την 1η Ιανουαρίου του 2011 στην Κύπρο θα εφαρμόζεται ο Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας στην ανάλυση και στον σχεδιασμό νέων κτιρίων. Αξίζει να σημειωθεί όμως, ότι ο Κώδικας αυτός κάλυπτε μόνο τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ανέλυε δηλαδή θέματα που αφορούσαν την διαστασιολόγηση και την συμπεριφορά ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, δίνοντας όμως παράλληλα στο έκτο κεφάλαιό του, τα σεισμικά φορτία σύμφωνα με τα οποία μπορούσε και ένα κτίριο από χάλυβα να αναλυθεί. Έτσι, όλα τα κτίρια από χάλυβα ενώ αναλύονταν με τα σεισμικά φορτία και τις μεθόδους που ίσχυαν στον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα, διαστασιολογούνταν σύμφωνα με τις διατάξεις και τις λεπτομέρειες που έθετε ο Ευρωκώδικας 3 ή τα Βρετανικά Πρότυπα.

Ο σεισμικός χάρτης της Κύπρου σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα ήταν ο παρακάτω:



Σχήμα 3.4: Σεισμικές ζώνες Κύπρου σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα (από Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα, 1991)

Η Κύπρος ήταν χωρισμένη σε πέντε σεισμικές ζώνες με μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για την κάθε μια (Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας, 1991, παράγραφος 6.2):

Πίνακας 3.1: Σεισμικές ζώνες Κύπρου με αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους.

Ζώνη	Amax (g)
1,2,3	0.075
4	0.1
5	0.15

Επίσης σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.4.2.1 (Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας, 1992, παράγραφος 6.4.2.1) τα εδάφη χωρίζονταν σε τρεις κατηγορίες:

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα.

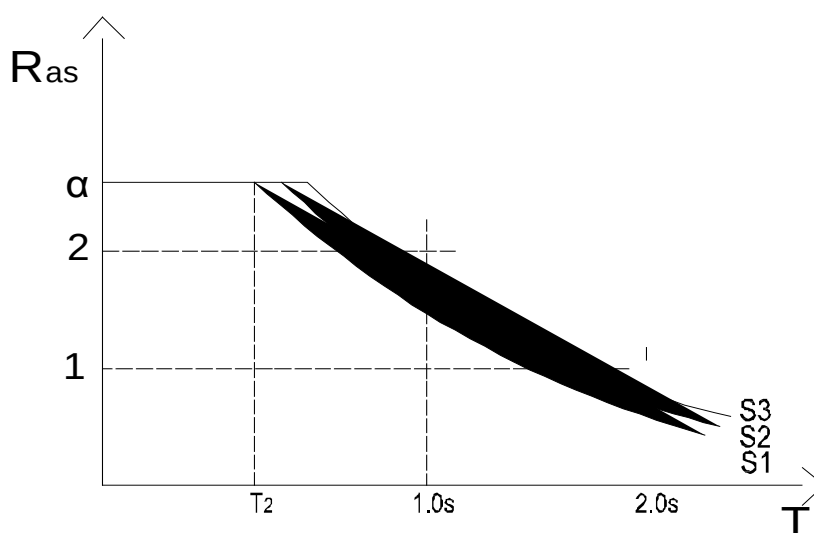
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή
S1	βράχος
S2	Κοκκώδη ή σκληρά αργιλικά εδάφη
S3	Μαλακά έως μέτρια σκληρά αργιλικά και αμμώδη εδάφη

Επίσης, σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.4.2.2. (Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας, 1992, παράγραφος 6.4.2.2) ορίζεται μια μεταβλητή η οποία ονομάζεται συντελεστής γηπέδου (πεδίου) S ο οποίος χρησιμοποιείται για να τροποποιεί το πρότυπο φάσμα ελαστικής απόκρισης για να λαμβάνει υπόψη την κατηγορία εδάφους. (βλέπε Πίνακας 3.3)

Πίνακας 3.3: Συντελεστής Γηπέδου S

Κατηγορία εδάφους	Συντελεστής Γηπέδου S
S1	1.0
S2	1.25
S3	1.5

Το φάσμα απόκρισης έτσι όπως παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 6.4.3 είναι το παρακάτω για κάθε τύπο εδάφους:



Σχήμα 3.5: Φάσμα απόκρισης Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα για τους διάφορους τύπους εδαφών (από Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα, 1991).

Όπου:

$$\begin{aligned}
 \text{Αν } T < T_2 \quad \bar{R}_{as}(T) &= a \\
 T > T_2 \quad \bar{R}_{as}(T) &= S \times a \times \left(\frac{T_2}{T} \right) \times \beta
 \end{aligned}
 \tag{3.24}$$

$$\alpha = 2.5$$

$$\text{Όπου: } \beta = 1.0$$

$$T_2 = 0.4 \text{ sec}$$

Και:

$$R_a = \bar{R}_{as} \times I \times \frac{1}{K} \times A_{\max} \tag{3.25}$$

I = συντελεστής σπουδαιότητας

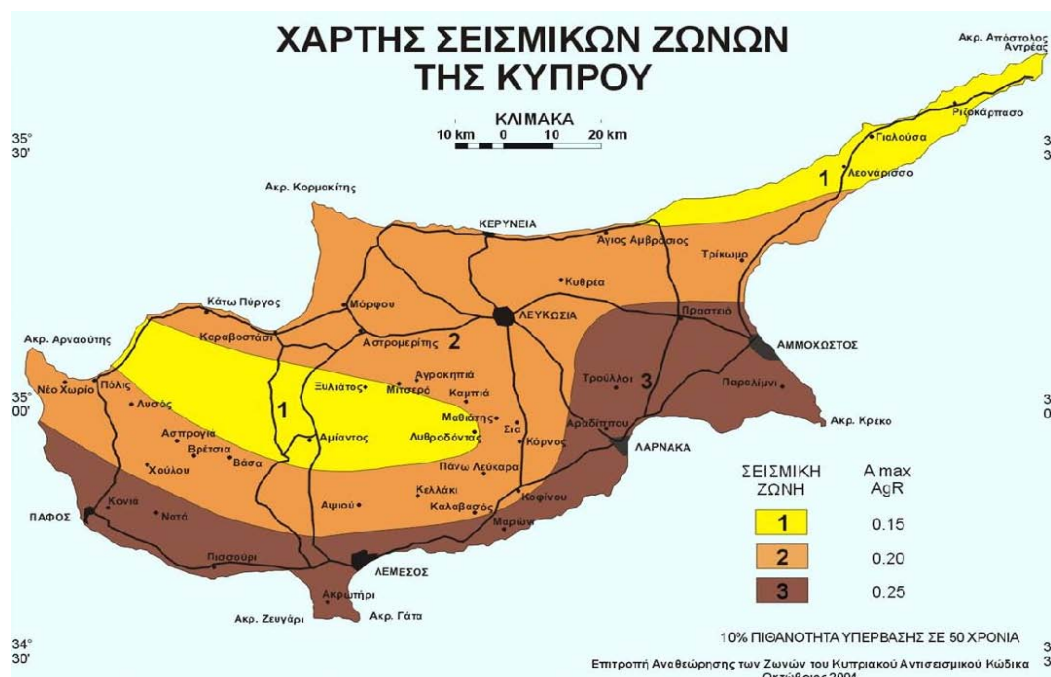
Όπου: K = συντελεστής συμπεριφοράς

$A_{\max}$ = η μέγιστη επιταχυνση εδάφους για την σχετική σεισμική ζώνη

3.3.2 Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS EN 1998-1:2005 Eurocode 8)

Από την 1η Ιανουαρίου έχει τεθεί σε ισχύ ο Ευρωκώδικας 8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων, με παράλληλη απόσυρση του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα που ίσχυε από το 1992 στην Κύπρο. Κάθε Ευρωκώδικας συνοδεύεται από το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα το οποίο προσαρμόζει τα δεδομένα των Ευρωκωδίκων προσαρμοσμένα για κάθε χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Έτσι, σε αυτό το κεφάλαιο αναλύεται το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου (CYS, 2005) για τον Ευρωκώδικα 8, κάνοντας μια παράλληλη σύγκριση του φάσματος απόκρισης που ίσχυε σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα και παρουσιάζεται πιο πάνω.

Όπως διακρίνεται και στο νέο σεισμικό χάρτη της Κύπρου, οι σεισμικές ζώνες μειώνονται σε τρεις (σε σχέση με πέντε που ίσχυε στον σεισμικό χάρτη της Κύπρου σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα) και οι μέγιστες σεισμικές επιταχύνσεις του εδάφους έχουν αυξηθεί αρκετά. Ισχύει δηλαδή:



Σχήμα 3.6: Σεισμικές ζώνες Κύπρου σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

Πίνακας 3.4: Σεισμικές ζώνες Κύπρου με αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου (CYS EN 1998-1:2005 Eurocode 8).

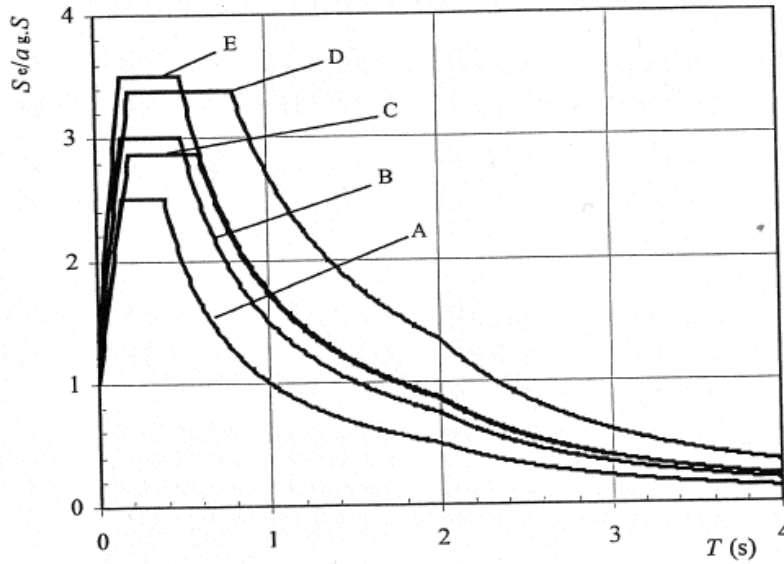
Ζώνη	Amax
1	0.15
2	0.2
3	0.25

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους και τιμές παραμέτρων που αναφέρονται στο φάσμα απόκρισης σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

Κατηγ. εδάφους	Περιγραφή	C_u (kPa)	S	T_B (s)	T_c (s)	T_D (s)
A	Βράχος	-	1.0	0.15	0.4	2.0
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, αμμοχάλικο	>250	1.2	0.15	0.5	2.0
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή	70-250	1.15	0.20	0.6	2.0

	μέτριας πυκνότητας άμμου, αμμοχάλικου					
D	Αποθέσεις μέσου ή πολύ χαλαρού χώματος	<70	1.35	0.20	0.8	2.0
E	Τύπος εδάφους επιφανειακές αποθέσεις		1.4	0.15	0.5	2.0

Για τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ φαίνεται στο σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.7: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

Για το φάσμα ισχύει:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.26)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.27)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.28)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.29)$$

Όπου:

$S_e(T)$ ελαστική φασματική επιτάχυνση

T είναι η ιδιοπερίοδος του γραμμικού μονοβάμιου συστήματος

a_g είναι η επιτάχυνση εδάφους για τύπο εδάφους A ($a_g = \square a_{gR}$);

T_B είναι το πιο μικρό όριο της περιόδου στο οροπέδιο σταθερών επιταχύνσεων του φάσματος

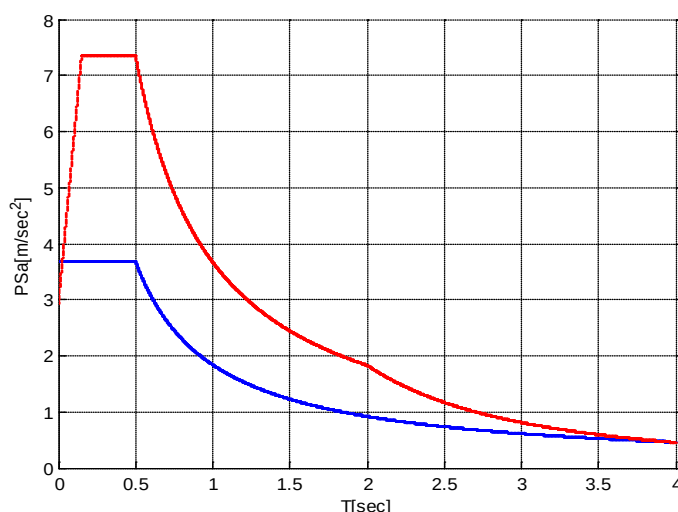
T_C είναι το μεγαλύτερο όριο της περιόδου στο οροπέδιο σταθερών επιταχύνσεων του φάσματος

T_D είναι η τιμή που ορίζει την αρχή της περιοχής της σταθερής φασματικής μετατόπισης

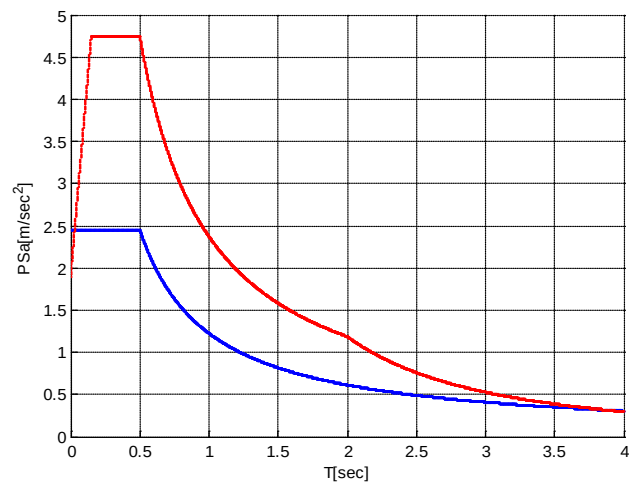
S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός παράγοντας απόσβεσης με τιμή $\eta = 1$ για 5% ιξώδης απόσβεση

Γενικά, σε σύγκριση των δύο κωδίκων παρατηρείται μια μείωση των σεισμικών ζωνών από πέντε (Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας, Κ.Α.Κ.) σε τρεις (Ευρωκώδικας 8) και μια αύξηση των μέγιστων σεισμικών επιταχύνσεων (A_{max}). Επίσης, ο Ευρωκώδικας 8 διαχωρίζει περισσότερους τύπους εδαφών. Ο τρόπος με τον οποίο επηρεάζονται τα φάσματα των περιοχών της Λάρνακας και της Λευκωσίας για τύπο εδάφους B (EC8) και S2 (Κ.Α.Κ) (σε αυτές τις περιοχές όπως ήδη αναφέρθηκε, βρίσκονται τα κτίρια που αναλύονται στην διατριβή), φαίνεται στα φάσματα:



Σχήμα 3.8: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα (μπλε γραμμή) και με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (κόκκινη γραμμή) για την περιοχή της Λάρνακας για $\xi=5\%$ (Σχεδιάστηκε για συντελεστές Κ.Α.Κ. $\alpha=2.5$, $\beta=1.0$, $T_2=0.4$ sec, $I=1.0$, $K=1$, $A_{max}=0.15g$ και για συντελεστές του EC8 $a_g=0.25g$, $S=1.2$, $\eta=1$, $T_B=0.15$ sec, $T_C=0.5$ sec, $T_D=2.0$).



Σχήμα 3.9: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα (μπλε γραμμή) και με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (κόκκινη γραμμή) για την περιοχή της Λευκωσίας για $\xi=5\%$, (Σχεδιάστηκε για συντελεστές Κ.Α.Κ. $\alpha=2.5$, $\beta=1.0$, $T_2=0.4$ sec, $I=1.0$, $K=1$, $A_{\max}=0.10g$ και για συντελεστές του EC8 $a_g=0.15g$, $S=1.2$, $\eta=1$, $T_B=0.15$ sec, $T_C=0.5$ sec, $T_D=2.0$)..

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

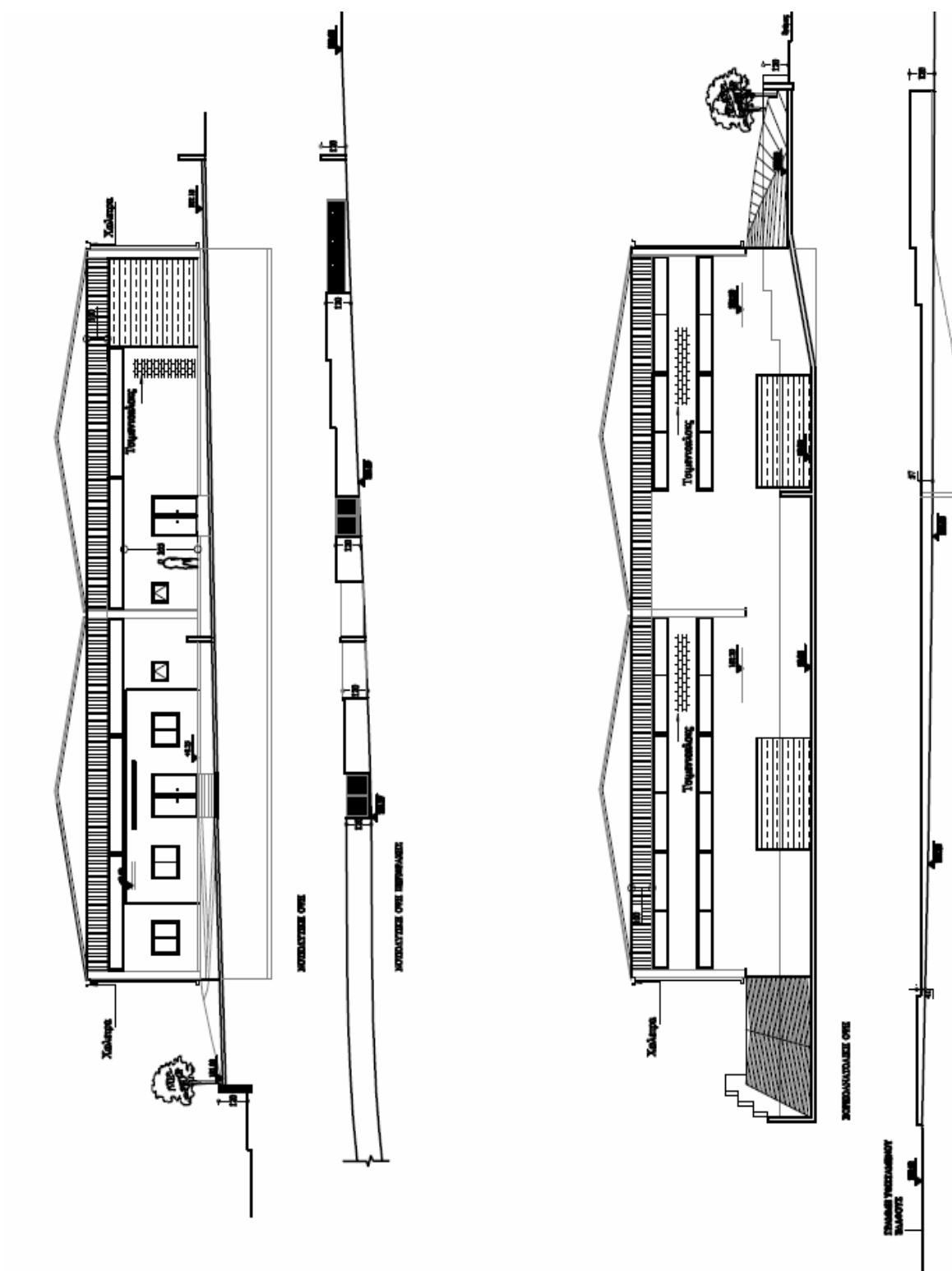
Το πρώτο κτίριο το οποίο αναλύθηκε με την μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης είναι ένα κτίριο τύπου μονώροφου πλαισίου (portal frame) με ύψος ισοδύναμο των δυο ορόφων του οποίου τα θεμέλια είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα και η ανωδομή από χάλυβα. Χρησιμοποιείται ως γραφειακός χώρος μιας εταιρείας στην Λευκωσία καθώς και ως αποθηκευτικός χώρος των εμπορευμάτων της. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος προσομοίωσης του κτιρίου για μη γραμμική ανάλυση όπως επίσης και τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

4.1 Περιγραφή μονώροφου κτιρίου

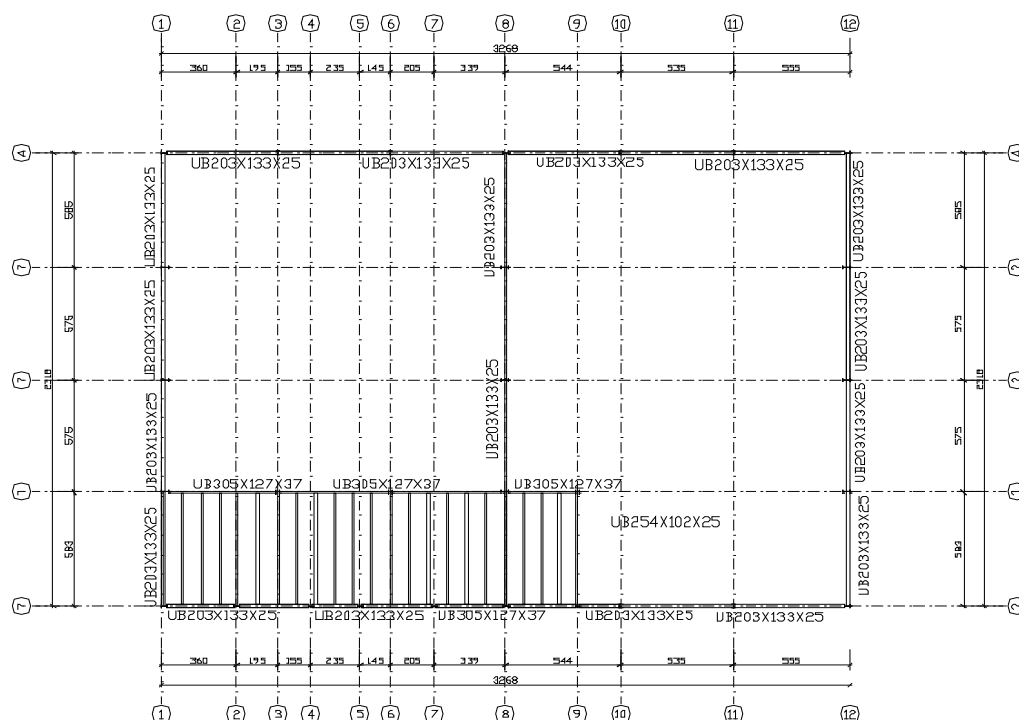
Το πρώτο κτίριο το οποίο αναλύθηκε με την μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης είναι ένα μονώροφο κτίριο το οποίο βρίσκεται στην βιομηχανική περιοχή της Λευκωσίας. Πρόκειται για μια κατασκευή από χάλυβα, με θεμέλια όμως από οπλισμένο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιείται ως γραφειακός χώρος μιας εταιρείας η οποία έχει την έδρα της στην Λευκωσία, καθώς και ως αποθηκευτικός χώρος των μηχανημάτων και των εμπορευμάτων της. Η ιδιαιτερότητά της έγκειται στο γεγονός ότι το ύψος της φτάνει το ύψος δύο ορόφων (7.2 μέτρα), στα μεγάλα ανοίγματα κατά μήκος της κατασκευής, στο μεσοπάτωμα στερεωμένο σε δοκούς από χάλυβα όπως επίσης και στην στήριξη των χαλύβδινων υποστυλωμάτων της κατασκευής σε θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως διακρίνεται στα επόμενα σχήματα (Σχήμα 4.1, Σχήμα 4.3, Σχήμα 4.4) ο φορέας της κατασκευής αποτελείται από πέντε πλαίσια, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με περιμετρικές συνδετήριους δοκούς στο ύψος των ανοιγμάτων και της οροφής τύπου Universal Beams (UB) καθώς και με την χαλύβδινη οροφή και τους αντιανέμιους συνδέσμους, και καλύπτοντας μια έκταση της τάξης των 740 m².



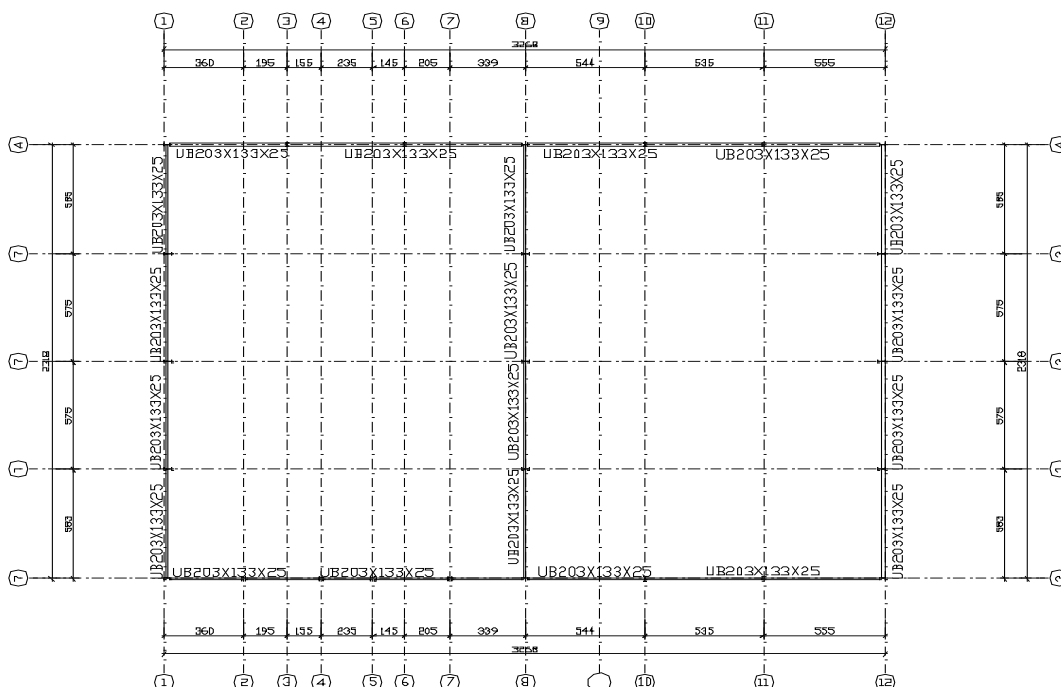
Σχήμα 4.1: Αρχιτεκτονική κάτοψη στο επίπεδο του μεσοπατώματος.



Σχήμα 4.2: Νότια και Βόρεια όψη κτιρίου.

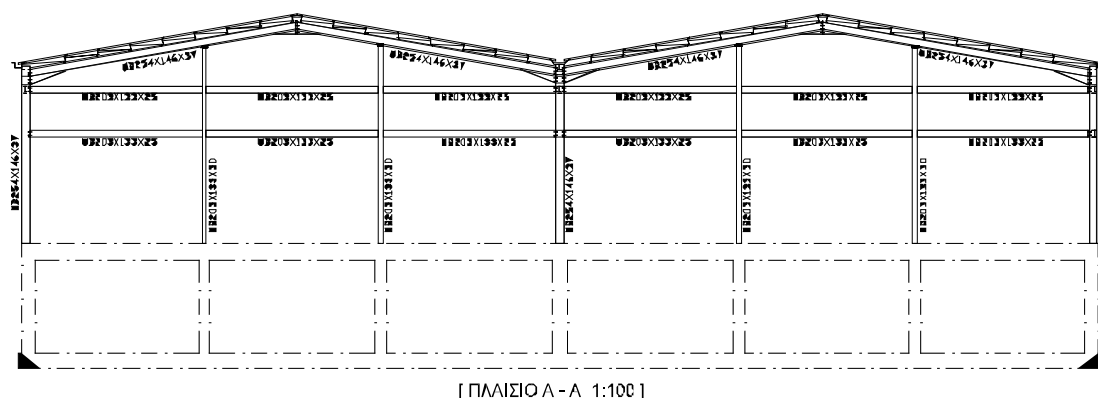


Σχήμα 4.3: Στατική κάτοψη κτιρίου στο ύψος των ανοιγμάτων (3.5 m)

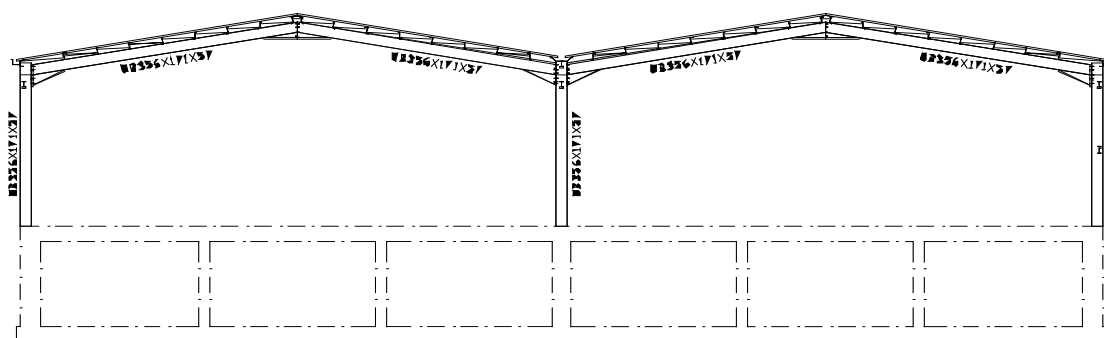


Σχήμα 4.4: Στατική κάτοψη κτιρίου στο ύψος περιμετρικά της οροφής.

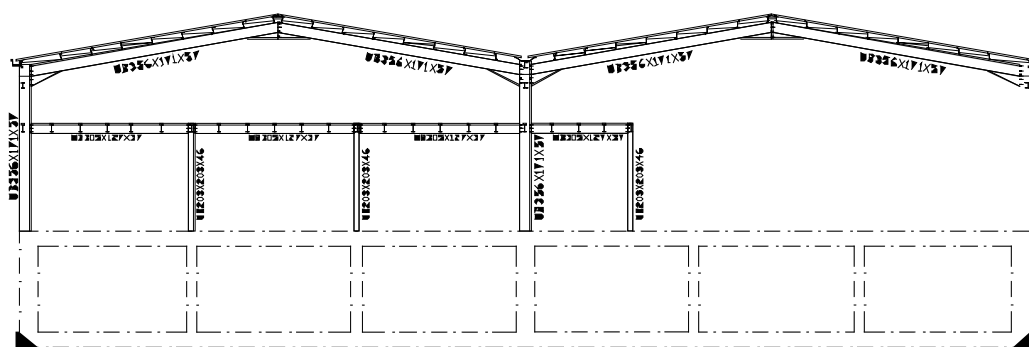
Όπως φαίνεται και από τις κατόψεις του κτιρίου στα τρία του επίπεδα, το πρώτο επίπεδο αποτελείται από στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα, πλάκα) από οπλισμένο σκυρόδεμα, και τα επόμενα δύο επίπεδα από στοιχεία από χάλυβα. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα υποστυλώματα από χάλυβα είναι διατομών UB 356X171X57, UB 254X146X37, UB 203X133X30 καθώς και οι δοκοί στέγης UB 203X133X25 και μεσοπατώματος UB 305X127X37 και UB 254X102X25. Η πλάκα του μεσοπατώματος είναι σύμμικτη από χαλυβδόφυλλο πάχους 1.0 χιλιοστού. Η οροφή συνδέεται με τεγίδες διατομής Z 200X18 χιλιοστά.



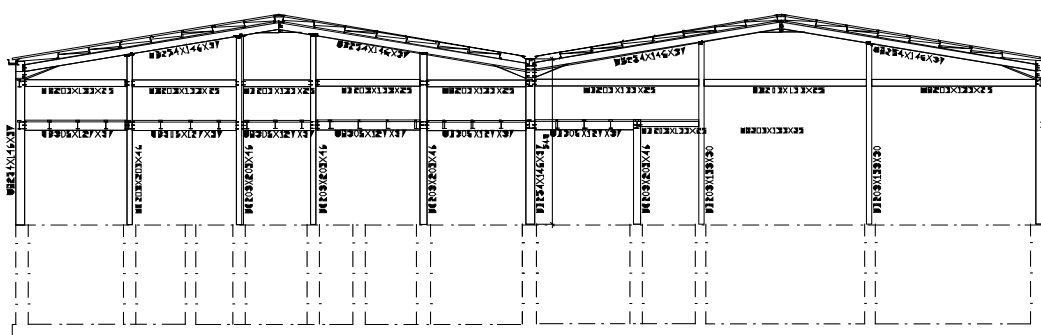
Σχήμα 4.5: Πρώτο πλαίσιο (βόρεια όψη κτιρίου)



Σχήμα 4.6: Δεύτερο και τρίτο πλαίσιο κτιρίου



Σχήμα 4.7: Τέταρτο πλαίσιο κτιρίου



Σχήμα 4.8: Πέμπτο πλαίσιο κτιρίου

4.2 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κτιρίου

Το μονώροφο αυτό κτίριο, σχεδιάστηκε και διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με τα φορτία που προέκυψαν από τα φάσμα του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και 4 για τις κατασκευές από χάλυβα και τις σύμμικτες κατασκευές. Ο αρχικός ικανοτικός σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων έγινε με το λογισμικό Statics 2004 (Multisoft, 1992) με την βοήθεια της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Γενικά, τα στοιχεία του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, πεδιλόπλακα) εξιδανικεύονται με γραμμικά μέλη, των οποίων ο άξονας συμπίπτει με τον άξονα των πραγματικών διατομών, ενώ η σύνδεση με το υποκείμενο έδαφος γίνεται με άκαμπτα μέλη. Όσο αφορά την πλάκα από σκυρόδεμα στο επίπεδο του εδάφους, προσομοιώνεται ως δίσκος απόλυτα απαραμόρφωτος στο επίπεδό του, διασφαλίζοντας έτσι την διαφραγματική της λειτουργία. Επιπλέον, η σύνδεση με το προσομοίωμα εδάφους

εξιδανικεύεται με γραμμικό ελατήριο που ακολουθεί τον νόμο του Hooke ($q=k_s \times \delta$), όπου k_s η σταθερά ελατηρίου και παράλληλα δείκτης δυσκαμψίας του εδάφους.

Όσον αφορά την διαστασιολόγηση των διατομών, λαμβάνονται υπόψη τα κατακόρυφα φορτία, η σεισμική φόρτιση και η θερμοκρασιακή μεταβολή, βασιζόμενες στην αρχή της επαλληλίας. Γενικά, ο τρόπος με τον οποίο γίνεται η ανάλυση σε τέτοιου είδους προγράμματα είναι ο παρακάτω:

- Καθορίζονται οι ιδιότητες της κατασκευής:
 - Ορίζεται το μητρώο μάζας $[M]$ και το μητρώο δυσκαμψίας $[K]$.
 - Εκτιμάται το ποσοστό απόσβεσης ζ .
- Καθορίζονται οι ιδιοσυχνότητες $[\Omega]$ και οι ιδιομορφές $[\Phi]$ του ταλαντούμενου συστήματος.
- Υπολογίζεται η κρίσιμη απόσβεση της n-ιοστής ιδιομορφής με τα ακόλουθα βήματα:
 - Από το δοσμένο φάσμα αποκρίσεως ή το φάσμα σχεδιασμού για κάθε ιδιοπερίοδο T_n προσδιορίζονται οι σεισμικές επιταχύνσεις σχεδιασμού.
 - Υπολογίζονται οι δρώσες μάζες για κάθε ιδιομορφή και στη συνέχεια τα ισοδύναμα στατικά φορτία σχεδιασμού.
 - Υπολογίζονται για τα παραπάνω φορτία και για κάθε ιδιομορφή τα μεγέθη αποκρίσεως (έξι συνιστώσες μετακίνησης και έξι συνιστώσες έντασης).
- Καθορίζεται η μέγιστη απόκριση κάθε μεγέθους συνδυάζοντας τις τιμές απόκρισης των ιδιομορφών οι οποίες συνεκτιμούνται χρησιμοποιώντας στατικές μεθόδους.

Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί τη μέθοδο συνδυασμού CQC (Chopra, 2001) η οποία δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα ακόμα και στην περίπτωση που οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι κοντινές. Η επίλυση του γενικευμένου προβλήματος ιδιοτιμών γίνεται με τον παρακάτω υπολογισμό:

$$[K] [\Phi] = [M] [\Phi] [\Omega^2] \quad (4.1)$$

όπου:

$[K]$ = το μητρώο δυσκαμψίας

$[M]$ = το διαγώνιο μητρώο μάζας

$[\Omega^2]$ = διαγώνιο μητρώο ιδιοτιμών

$[Φ]$ = το μητρώο των ιδιοδιανυσμάτων

Επίσης, η εξίσωση που διέπει την κίνηση του φορέα για την σεισμική φόρτιση , περιγράφεται από το σύστημα N διαφορικών εξισώσεων 2ας τάξεως:

$$[M][\ddot{U}] + [C][\dot{U}] + [K][U] = -[M]\ddot{u}_g \quad (4.2)$$

$[K]$ = το μητρώο δυσκαμψίας

$[C]$ = το μητρώο απόσβεσης

$[M]$ = το διαγώνιο μητρώο μάζας

$[V]$ = το μητρώο ταχυτήτων

$[W]$ = το μητρώο επιταχύνσεων

$[U]$ = το μητρώο μετακινήσεων

$[W_g]$ = σεισμική επιτάχυνση

Η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και η απόσβεση λαμβάνονται υπ' όψη στην παραπάνω εξίσωση μέσω του φάσματος σχεδιασμού που προδιαγράφει ο Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας. Το σύστημα λύνεται με την μαθηματική μέθοδο των ιδιομορφών με την οποία επιτυγχάνεται η αποσύζευξη του αρχικού συστήματος σε N ανεξάρτητες μεταξύ τους διαφορικές εξισώσεις, γεγονός που επιτρέπει την εξοικονόμηση χρόνου υπολογισμού. Στη συνέχεια, υπολογίζονται η μέγιστη απόκριση κάθε ιδιομορφής, για το δεδομένο φάσμα απόκρισης.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η φέρουσα ικανότητα και η λειτουργικότητα του φορέα, εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Έτσι, κατά την εκτέλεση του προγράμματος εκτελούνται στις κρίσιμες διατομές των μελών έλεγχοι έναντι:

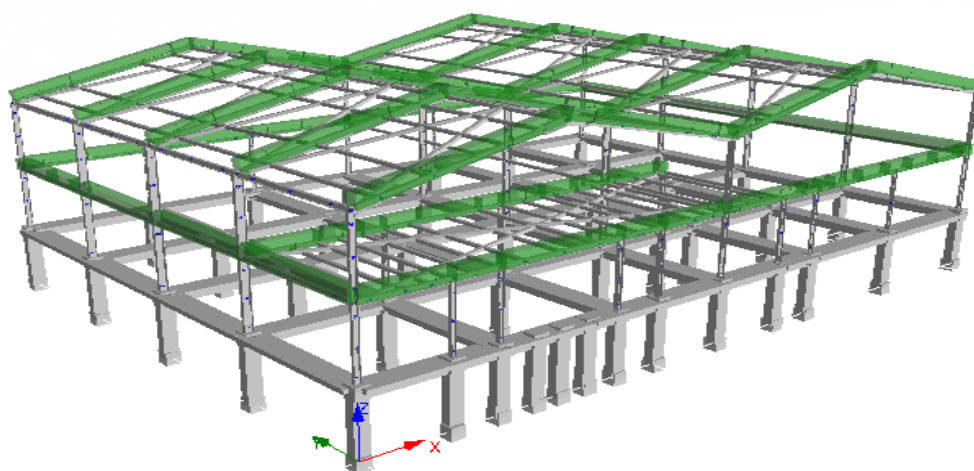
- Οριακών καταστάσεων αντοχής ορθών εντατικών μεγεθών: (ροπή κάμψης και αξονική δύναμη πλακών, δοκών, πέλδλων και υποστυλωμάτων).
- Διατμητικών καταπονήσεων (τέμνουσα και στρέψη, δοκών, υποστυλωμάτων, πεδίλοδοκών.
- Διάτρησης πεδίων.
- Λυγισμού κατακόρυφων στοιχείων.

- Οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας ρηγματώσεων και παραμορφώσεων – βελών κάμψης.

Όσον αφορά το συγκεκριμένο κτίριο, σχεδιάστηκε για Μέγιστη Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους $A_{max}=0.10g$, επίπεδο πλαστιμότητας II, συντελεστή σπουδαιότητας 1, τιμή χαρακτηριστικής περιόδου $T_2=0,40$ sec, συντελεστή συμπεριφοράς $K=3.0$, συντελεστή γηπέδου 1.25 (αργιλικά εδάφη), συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\alpha=2.5$, θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους $T_x=T_y=0.17$ sec και φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού με σεισμικό συντελεστή $R_a(T)=0.125$.

4.3 Μη γραμμικό ανελαστικό προσομοίωμα κτιρίου

Όσον αφορά τη μη γραμμική ανάλυση του φορέα έγινε με την χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Seismostruct 5.0.3 (Seismosoft,1994) το οποίο λαμβάνει υπόψη τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών. Κατά τη διαδικασία προσομοίωσης και ανάλυσης του φορέα στο πρόγραμμα εξετάστηκαν διάφορα θέματα όπως η προσομοίωση των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από χάλυβα. Στο συγκεκριμένο κτίριο λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων που έπρεπε να αντιμετωπιστούν, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στις συνδέσεις ροπής των στοιχείων από χάλυβα τα οποία έπρεπε να συνδυάσουν την αντισεισμικότητα του κτιρίου με παράλληλη κάλυψη των μεγάλων ανοιγμάτων (16 μέτρα) και του ύψους του κτιρίου (7.2 μέτρα). Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων και η κορυφαία σύνδεση του ζυγώματος, εξετάστηκαν ως προς την δυσκαμψία τους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και βρέθηκαν ουσιαστικά να είναι στερεές (πακτώσεις).



Σχήμα 4.9: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct.

4.4 Υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα

4.4.1 Προσομοίωση διατομών υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα:

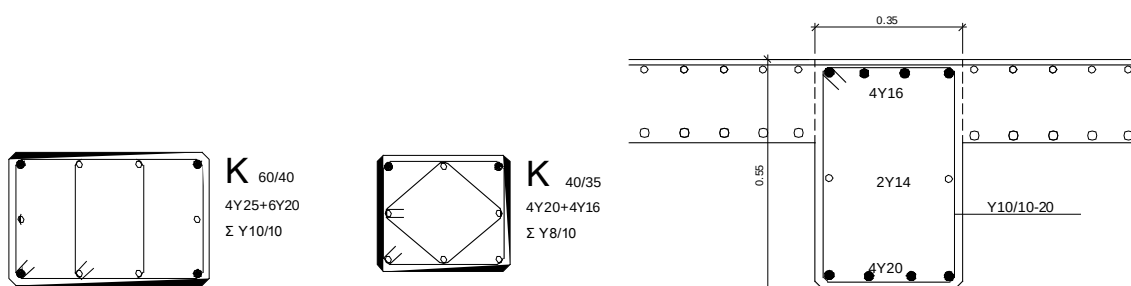
Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη ενότητα ο κτιριακός φορέας προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα Seismostruct 4.0.9 (Seismosoft,1994). Η προσομοίωση του υπογείου, το οποίο θεωρήθηκε πακτωμένο με όλους τους κόμβους του περιορισμένους για μετακίνηση στον χώρο στο επίπεδο των θεμελίων και για μετακίνηση στους άξονες x και y στο επίπεδο του εδάφους, έγινε με την βοήθεια ελαστικών γραμμικών στοιχείων. Τα στοιχεία αυτά προσδιορίστηκαν από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών, EA (όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και A το εμβαδό της διατομής), EI_{xx} και EI_{yy} (όπου E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και I_{xx} και I_{yy} οι ροπές αδράνειας ως προς τους άξονες x-x και y-y) και GJ (όπου G ο συντελεστής ακαμψίας και J μια σταθερά στρέψης. Αναλυτικά οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, στους δυο ορόφους και στο υπόγειο, ήταν τα παρακάτω:

Πίνακας 4.1: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων κτιρίου.

Υποστύλωμα	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	60X40	4Y25+6Y20	Y10/10
K2	40X35	4Y20+4Y16	Y10/10

Πίνακας 4.2: Λεπτομέρειες δοκού υπογείου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

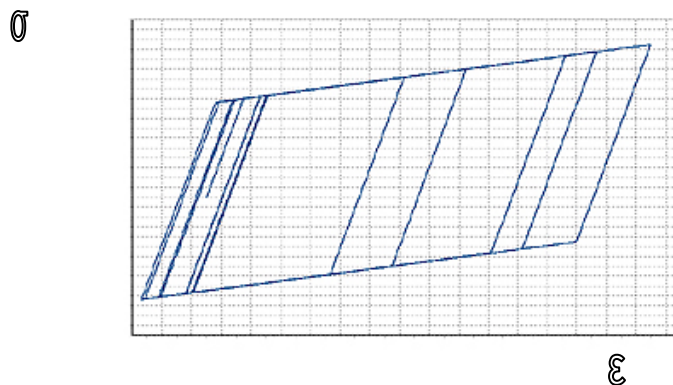
Δοκός	Διαστάσεις	Οπλισμός Άνω	Οπλισμός Κάτω	Συνδετήρες αριστερά	Συνδετήρες μέσο	Συνδετήρες δεξιά
Δ1	35X55	4Y16	4Y20	Y10/10	Y10/20	Y10/10



Σχήμα 4.10: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

4.4.2 Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα:

Όσον αφορά το χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε ένα διγραμμικό με κινηματική κράτυνση μοντέλο, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$, τάση διαρροής $f_y = 430 \text{ MPa}$, συντελεστή κράτυνσης $\mu = 0,005$ και ειδικό βάρος $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ και του οποίου η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



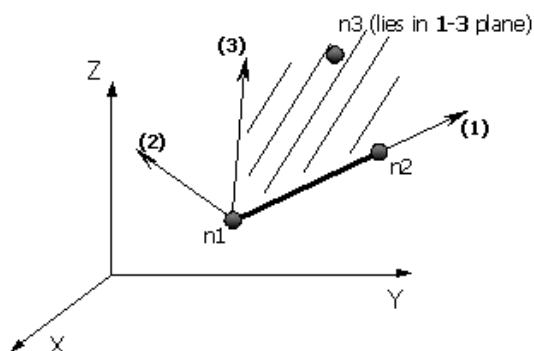
Σχήμα 4.11: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.4).

Τα στοιχεία από χάλυβα στο συγκεκριμένο κτίριο προσομοιώθηκαν με δύο τρόπους.

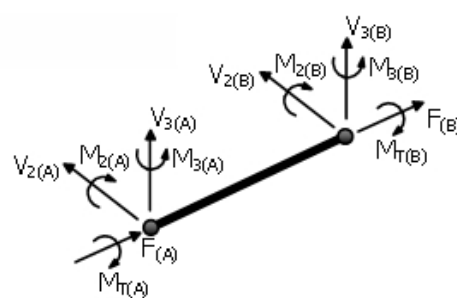
- Ως πρισματικά στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών βάση της δυσκαμψίας (displacement- based fiber elements).
- Ως πρισματικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα δύο άκρα της διατομής με παράλληλη θεώρηση της υπόλοιπης διατομής ως ελαστική.

Έτσι, κάθε στοιχείο του φορέα υποδιαιρέθηκε σε τέσσερα ραβδωτά στοιχεία με αναλογία μηκών (15%-35%-35%-15%) το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα την πυκνότερη υποδιαίρεση στα σημεία που υπάρχουν κόμβοι και συνδέσεις δοκού με υποστύλωμα ή δοκού με δοκό όπου οι δράσεις και οι μετακινήσεις αναμένονται να είναι αυξημένες. Με αυτό τον τρόπο επίσης, έγινε καλύτερη κατανομή των ροπών στις διατομές των δοκών αφού λάβαμε υπόψη ορθότερα την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων. Έγινε έτσι μια πιο αξιόπιστη αποτύπωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς στις κρίσιμες ζώνες των στοιχείων. Οπότε, κάθε επιμέρους μέλος προσδιορίστηκε από έναν κόμβο αρχής (n1) και ένα κόμβο τέλους (n2) καθώς και από έναν κόμβο αναφοράς (n3) (Σχήμα 4.12). Οι κόμβοι αρχής και τέλους του στοιχείου χαρακτηρίζονταν από έξι βαθμούς ελευθερίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.12β.

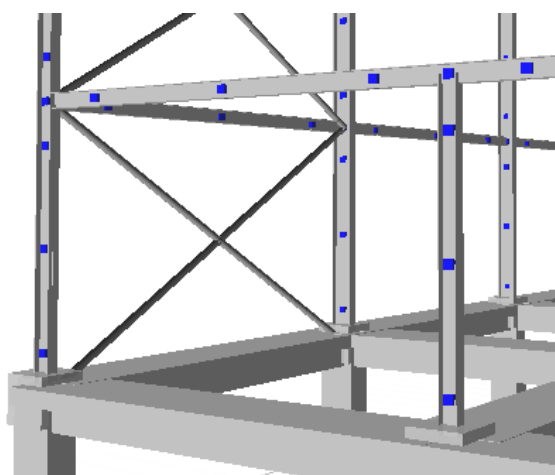
Local Axes and Output Notation:



(α)



(β)

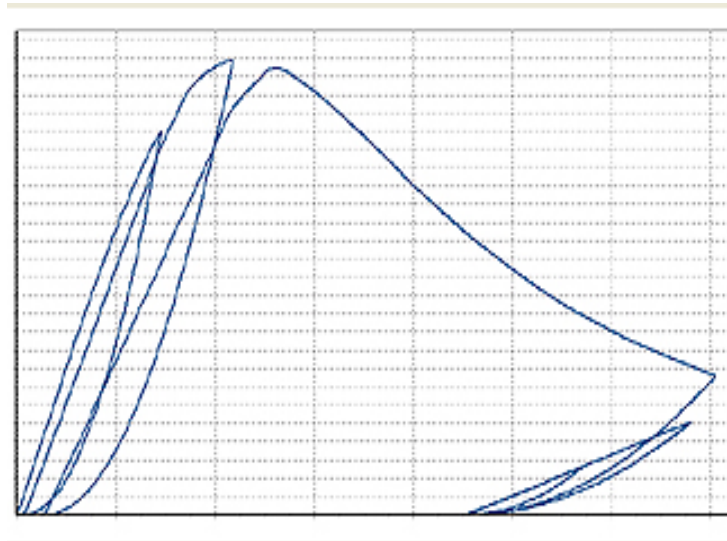


(γ)

Σχήμα 4.12: (α)-(β) Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.4) και (γ) υποδιαίρεση δοκών και υποστυλωμάτων σε στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας.

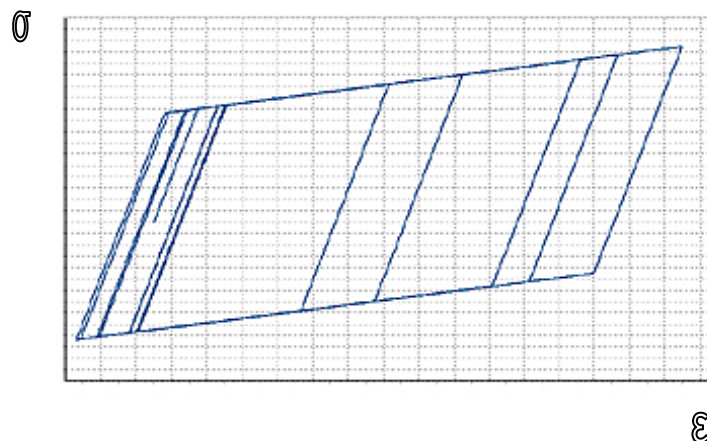
4.4.3 Προσομοίωση υλικών:

Η κατηγορία του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι C25/30 και ο χάλυβας οπλισμού S500. Οπότε, προσομοιώθηκε σαν μονοαξονικό μη γραμμικό υλικό με θλιπτική αντοχή $f_c=25.0$ MPa, εφελκυστική αντοχή $f_t=3.0$ MPa, παραμόρφωση στην μέγιστη τάση $\epsilon_c=0.002$ και συντελεστή περίσφιξης $K=1,2$ ο οποίος υπολογίστηκε με το μοντέλο Mander et al (1988) και είχε την παρακάτω συμπεριφορά:



Σχήμα 4.13: Σχέση τάσεων- παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3).

Όσον αφορά το χάλυβα οπλισμού, χρησιμοποιήθηκε ένα διγραμμικό με κινηματική κράτυνση μοντέλο, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$, τάση διαρροής $f_y = 500 \text{ MPa}$, συντελεστή κράτυνσης $\mu = 0,005$ και ειδικό βάρος $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ και του οποίου η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.14: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3).

4.4.4 Υπολογισμός φορτίων:

Όσον αφορά τα βαρυντικά φορτία της οροφής και των δοκών που βρίσκονται στο επίπεδο κάτω από τα ανοίγματα, υπολογίστηκαν από τον συνδυασμό $G+0.3Q$ του αρχικού σχεδιασμού και ασκήθηκαν ως κατανεμημένο φορτίο στις διακριτοποιημένες δοκούς της κατασκευής, σύμφωνα με τα φορτία που ασκούνταν κυρίως από το μεσοπάτωμα, την εξωτερική τοιχοποιία του κτιρίου όπως επίσης και από τα φορτία που ασκούνται από το πανέλο της οροφής στις αντίστοιχες περιμετρικές δοκούς. Οπότε τα φορτία στις δοκούς στο επίπεδο των ανοιγμάτων και του μεσοπατώματος όσο και στο επίπεδο της οροφής κυμάνθηκαν από 0.7 kN/m έως 1.4 kN/m.

Πίνακας 4.3: Υπολογισμός φορτίων

Φορτίο	Υπολογισμός	Τιμή φορτίου
Φορτίο πλάκας μεσοπατώματος	$8(\text{ειδικό βάρος}) \cdot 0,2(\text{πάχος πλάκας}) + 1,3(\text{πατώματα})$	2,9 kN/m ²
Φορτίο από πανέλο οροφής στις περιμετρικές δοκούς	$8(\text{ειδικό βάρος}) \cdot 0,15\text{m}(\text{πάχος πανέλου})$	1,2 kN/m ²
Μπατική τοιχοποιία (πάχους 250 cm) επί περιμετρικών δοκών	$3,6 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ύψος τοιχοποιίας πάνω τα ανοίγματα}$	
Επιπλέον φορτίο περιμετρικής κάλυψης μεσοπατώματος επί εσωτερικών δοκών	$2,1 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ύψος μεσοπατώματος}$	
Ωφέλιμα φορτία		2 kN/m ²

4.4.5 Προσομοίωση μεσοπατώματος:

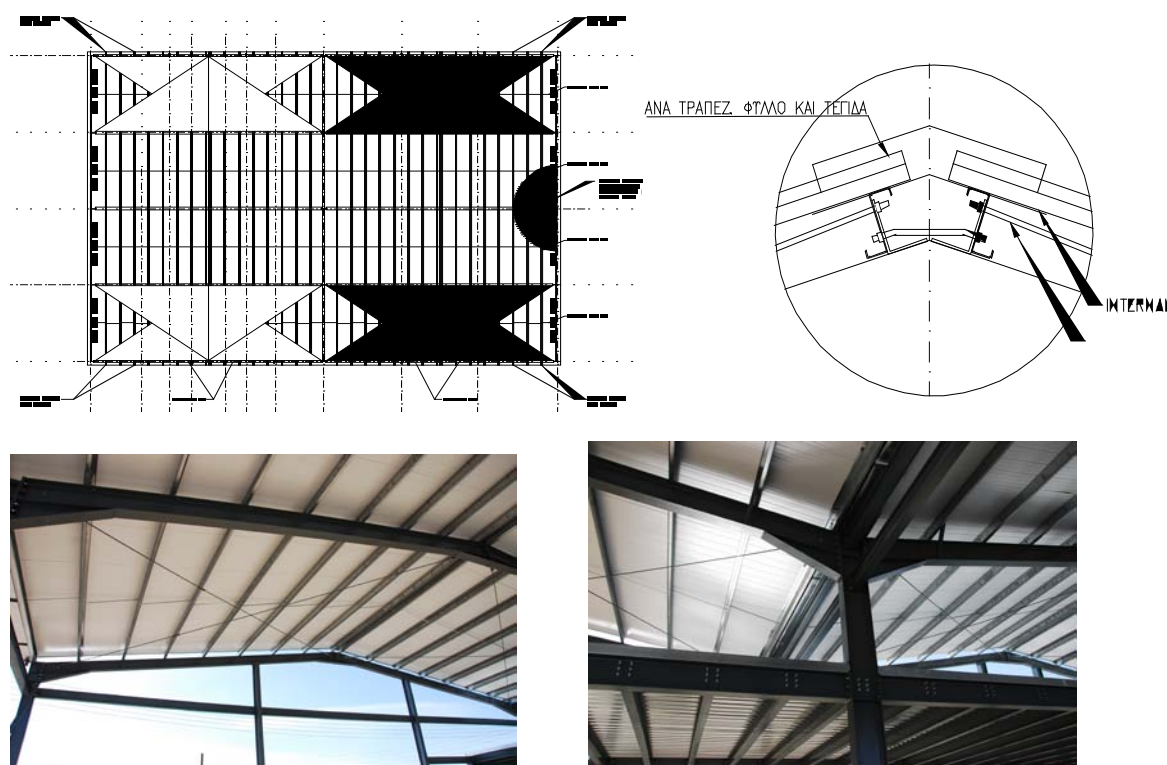
Το μεσοπάτωμα του κτιρίου βρίσκεται περίπου στα 3.5 μέτρα πάνω από το έδαφος, στο ύψος των ανοιγμάτων. Είναι κατασκευασμένο από δοκούς από χάλυβα διατομής UB 254X102X25 οι οποίοι πακτώνονται πάνω σε περιμετρική δοκό του κτιρίου εξωτερικά και σε επιπρόσθετες δοκούς εσωτερικά του κτιρίου που έχουν τοποθετηθεί και στηριχτεί με υποστυλώματα διατομών UB 356X171X57. Πάνω από τις δοκούς έχει τοποθετηθεί σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο πάχους 1 χιλιοστού (Στατική κάτοψη κτιρίου στο ύψος των ανοιγμάτων (3.5 m), Σχήμα 4.3).

Ο τρόπος με το οποίο το μεσοπάτωμα προσομοιώθηκε για μη γραμμική ανάλυση (Σχήμα 4.9) ήταν με την βοήθεια ελαστικών συνδέσμων με μεγάλη αξονική ακαμψία και μικρή ροπή αδράνειας οι οποίοι συνδέουν τις περιμετρικές δοκούς του μεσοπατώματος μεταξύ

τους. Με τον τρόπο αυτό επίσης εξασφαλίζεται και η ένωση του μεσοπατώματος με το υπόλοιπο κτίριο και η μεταφορά των φορτίων του στις περιμετρικές δοκούς.

4.4.6 Προσομοίωση οροφής

Όσον αφορά την οροφή του κτιρίου πρόκειται για μια κατασκευή η οποία αποτελείται από τεγίδες διατομής Z και διαστάσεων 200X18 cm τοποθετημένες ανά 100 cm κάθετα στην φορά των κυρίων δοκών της οροφής που σχηματίζουν τα ‘ψαλίδια’ του κυρίως φορέα, πάνω στα οποία και συνδέονται. Μεταξύ τους οι τεγίδες συνδέονται με ελκυστήρες ανοίγματος διαμέτρου 12 mm και πάνω από αυτές είναι τοποθετημένο τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο όπως επίσης και αντιανέμιοι σύνδεσμοι διαμέτρου 16 mm οι οποίοι ενώνουν τις κύριες δοκούς μεταξύ τους.



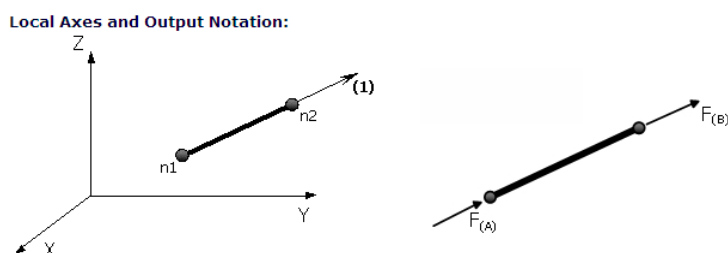
Σχήμα 4.15: Λεπτομέρεια οροφής με τεγίδες διατομής Z.

Ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώθηκε η οροφή του κτιρίου ήταν παρόμοια με τον τρόπο προσομοίωσης του μεσοπατώματος. Χρησιμοποιήθηκαν δηλαδή ελαστικοί σύνδεσμοι με μεγάλη αξονική ακαμψία και μικρή ροπή αδράνειας στην θέση των τεγίδων όπως επίσης και στην θέση των αντιανέμιων συνδέσμων. Έτσι, τοποθετήθηκαν στο επίπεδο της οροφής ελαστικοί σύνδεσμοι οι οποίες ενώνουν τις κύριες δοκούς μεταξύ τους και χιαστί στα

επίπεδα που δημιουργούνται ανάμεσα στα πλαίσια και με αυτό τον τρόπο εξασφάλιζαν την ένωση των πλαισίων μεταξύ τους και κατά συνέπεια της κατασκευής ολόκληρης.

4.4.7 Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας

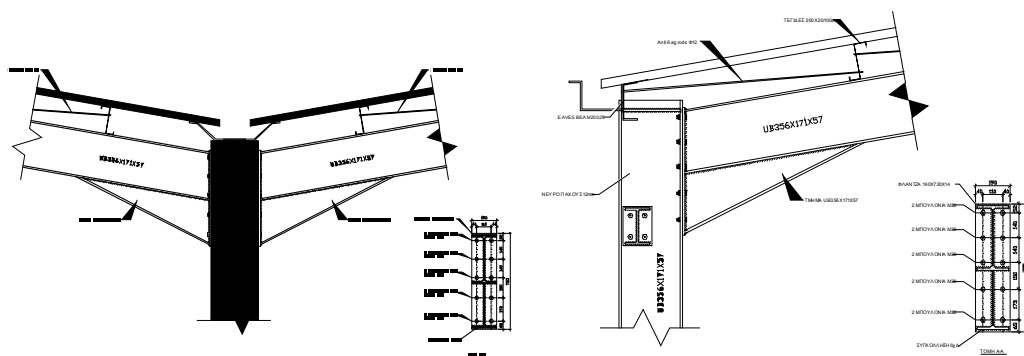
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν ως ελαστο-πλαστικά ραβδωτά στοιχεία διατομής UPN 80X80X6mm τα οποία συμμετέχουν μόνο στην παραλαβή δυνάμεων στην αξονική τους κατεύθυνση. Άρα χρησιμοποιούνται κυρίως στην παραλαβή των φορτίων του ανέμου.

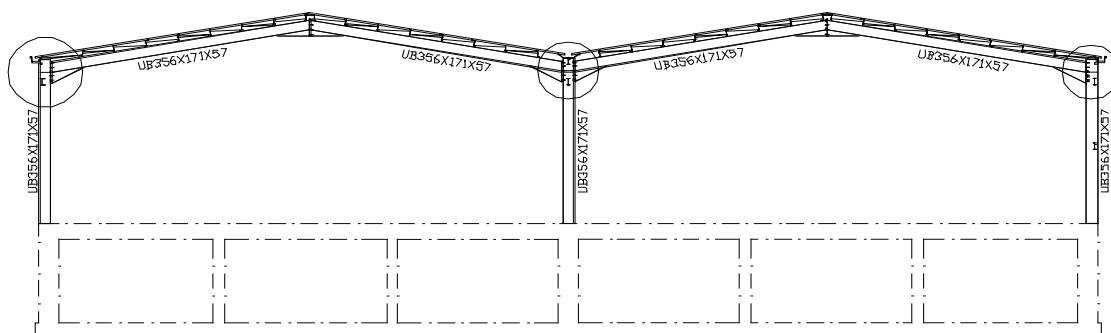


Σχήμα 4.16: Προσομοίωση ραβδωτών στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)

4.4.8 Προσομοίωση συνδέσεων ροπής

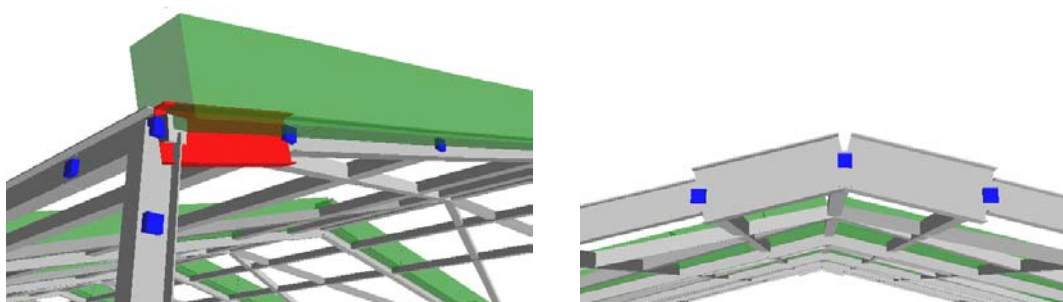
Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων στο δόμημα (32 m μήκος και 23 m πλάτος), όπως επίσης και λόγω της ύπαρξης συνδέσμων δυσκαμψίας που συμμετέχουν μόνο στην παραλαβή των φορτίων του ανέμου, υπήρξε η ανάγκη κατά την ανάλυση του συγκεκριμένου κτιρίου να ελεγχθούν δύο συνδέσεις ροπής των πλαισίων ώστε να διαπιστωθεί ο βαθμός στρωφικής δυσκαμψίας τους. Για τον λόγο αυτό έγινε έλεγχος της δυσκαμψίας δύο κύριων συνδέσεων δοκού- υποστύλωματος του κτιρίου και με την βοήθεια του Ευρωκώδικα 3 βρέθηκε ότι πρόκειται για άκαμπτες συνδέσεις, την σύνδεση δηλαδή που ενώνει την δοκό με το υποστύλωμα στην μέση των δύο 'ψαλιδιών' όσο και την ακραία σύνδεση δοκού- υποστύλωματος (Σχήμα 4.17).





Σχήμα 4.17: Συνδέσεις στις οποίες μελετήθηκε η δυσκαμψία.

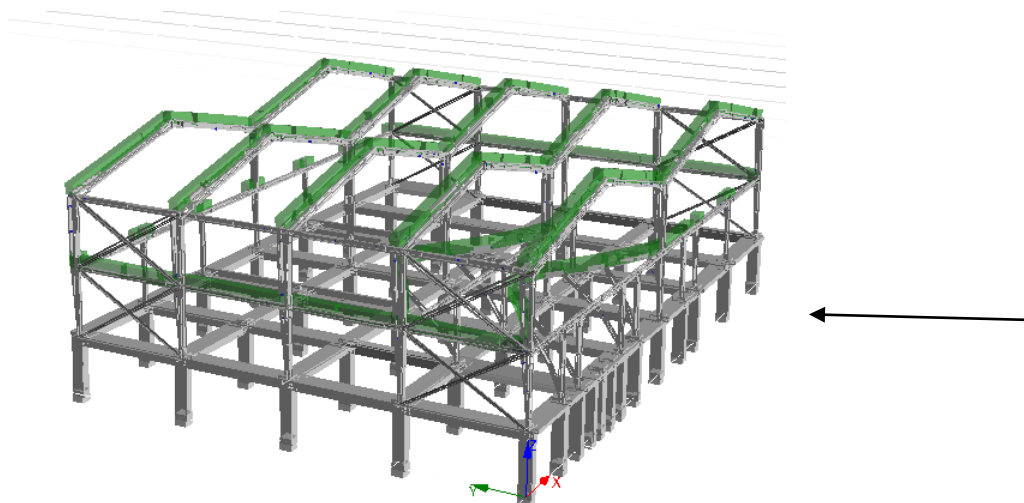
Η προσομοίωση των ενισχυμένων γοφοειδών άκρων των δοκών (Σχήμα 4.17) στο ανελαστικό προσομοίωμα της κατασκευής στο Seismostruct 5.0.3 έγινε με την βοήθεια με ισοδύναμων ενισχυμένων διατομών τύπου I οι οποίες είχαν σταθερή διατομή με διαστάσεις ανάλογες των μέσων διαστάσεων των ενισχυμένων γοφοειδών άκρων των δοκών.



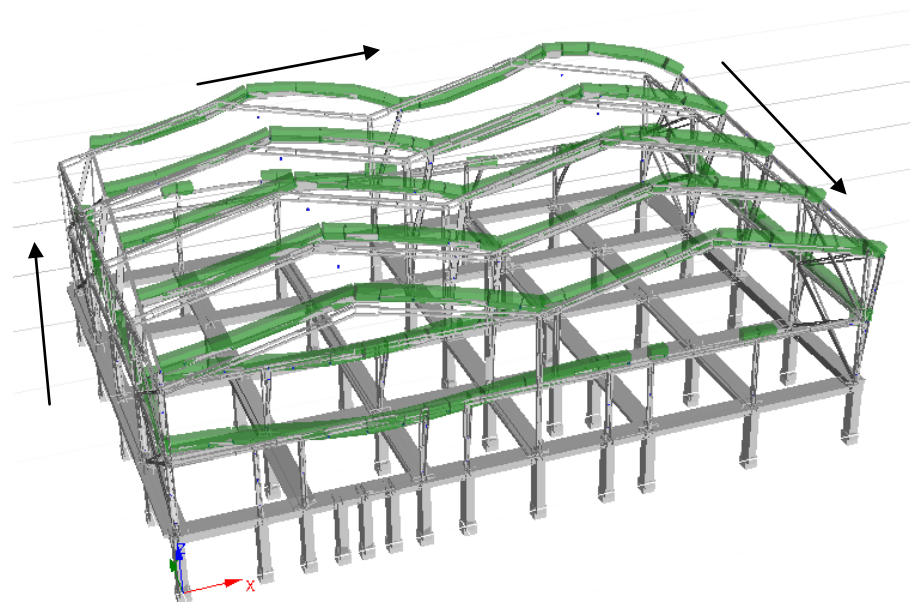
Σχήμα 4.18: Προσομοίωση συνδέσεων στις κύριες ενώσεις των πλαισίων.

4.5 Ιδιομορφική ανάλυση

Στην ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου υπολογίστηκε η πρώτη ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0.81\text{sec}$ και η δεύτερη με ιδιοπερίοδο $T= 0.72 \text{ sec}$. Η πρώτη χαρακτηρίζεται κυρίως μεταφορική ως προς τον άξονα y με ιδιαίτερη μετακίνηση του μεσοπατώματος, ενώ η δεύτερη κυρίως στροφική με άξονα περιστροφής κυρίως τον κατακόρυφο άξονα κοντά στο μέσο του μεσοπατώματος.



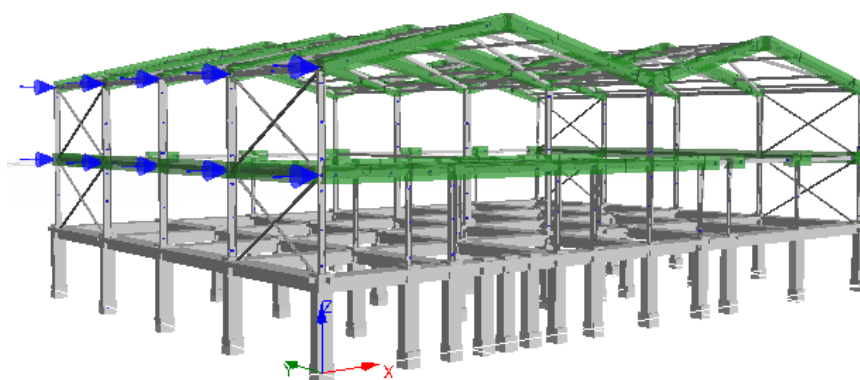
Σχήμα 4.19: Πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου με ιδιοπερίοδο $T_1=0.81$ sec.



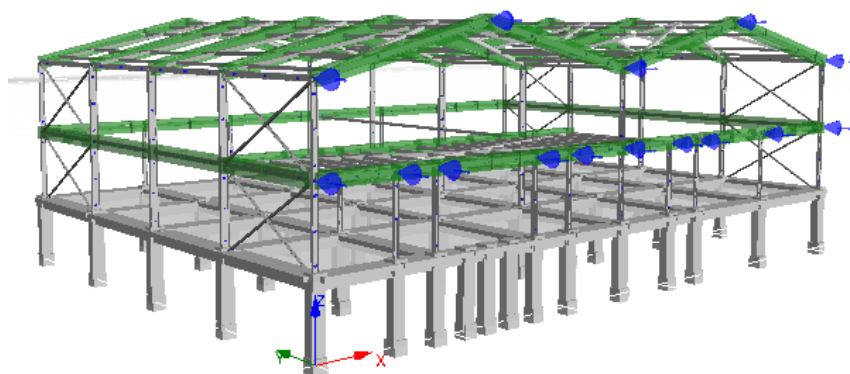
Σχήμα 4.20: Δεύτερη ιδιομορφή του κτιρίου με ιδιοπερίοδο $T_2=0.72$ sec.

4.6 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης- Καμπύλες αντίστασης

Για την ανάλυση στατικής αντίστασης χρειάστηκε να ασκηθούν στο κτίριο συγκεντρωμένα φορτία στις διευθύνσεις x και y σύμφωνα με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή ασκήθηκαν φορτία στην ανατολική (Σχήμα 4.21) και στη βόρεια (Σχήμα 4.22) πλευρά του κτιρίου, αναλογικά με τη μάζα που αντιστοιχούσε σε κάθε κόμβο, με σκοπό το άθροισμά τους να ισούται με την 1kN.

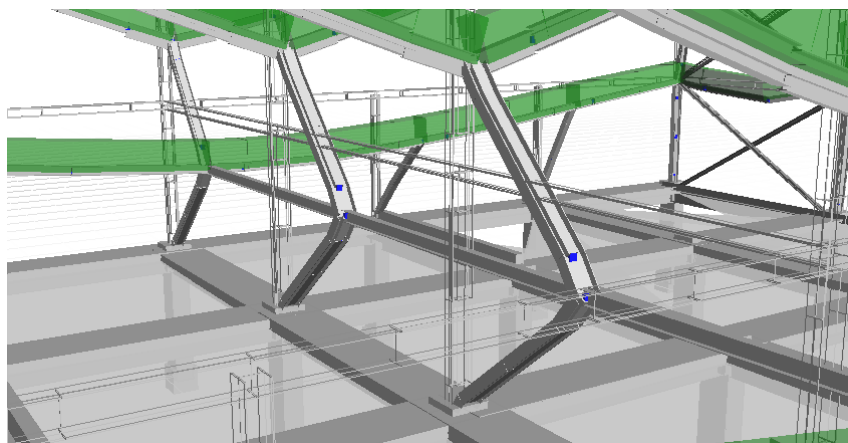


Σχήμα 4.21: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και κατανομή φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την x διεύθυνση.



Σχήμα 4.22: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και κατανομή φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την y διεύθυνση.

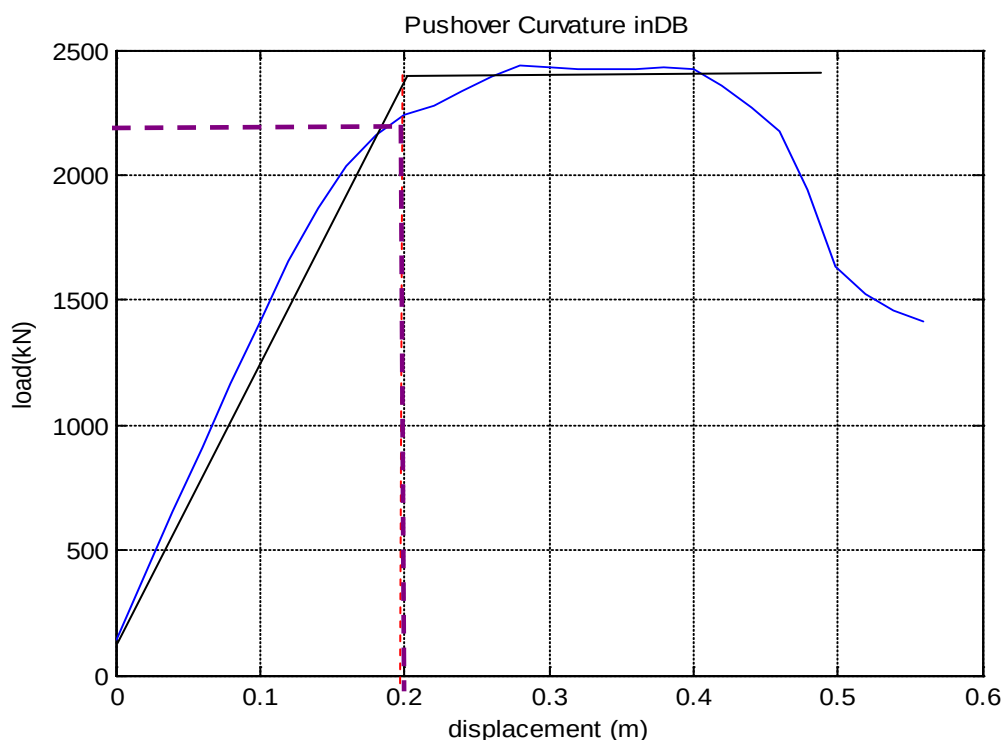
Έτσι, ασκήθηκε διάταξη ομοιόμορφων συγκεντρωμένων φορτίων με άθροισμα 1kN. Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω του μεγάλου ύψους των υποστυλωμάτων και της μη ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργίας στο επίπεδο του μεσοπατώματος, το προσομοίωμα δεν μπορούσε να συγκλίνει κατά την ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς τον άξονα y, κάτι το οποίο φαίνεται και από την αποκλίνουσα συμπεριφορά των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στον κεντρικό άξονα του φορέα, στην ασθενή διεύθυνσή τους (Σχήμα 4.23).



Σχήμα 4.23: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την y διεύθυνση. Αποκλίνουσα συμπεριφορά υποστυλωμάτων στον κεντρικό άξονα του φορέα, στην ασθενή διεύθυνσή τους.

Στόχος κατά την υπερωθητική ανάλυση είναι να βρεθούν τυχόν υπεραντοχές του κτιρίου οι οποίες εκτιμώνται μέσω της εύρεσης της στοχευόμενης μετατόπισης και αξιολόγησή της σε σύγκριση με την καμπύλη ικανότητας. Για τον σκοπό αυτό ακολουθήθηκε η μέθοδος N2 του Fajfar (Peter Fajfar, 2000), η οποία παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3.2 της διατριβής και την οποία ακολουθεί και ο Ευρωκώδικας 8 για την εφαρμογή της ανάλυσης στατικής αντίστασης (EN 1998-1, ANNEX B). Οπότε, σε αρχικό στάδιο από την ανάλυση του κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct 5.0.3 (Seismosoft, 2004) προέκυψε η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου η οποία διγραμμοποιήθηκε προσεγγιστικά (Σχήμα 4.24).

4.6.1 Καμπύλη στατικής αντίστασης με προσομοίωση μελών κατανεμημένης πλαστικότητας βάσει δυσκαμψίας



Σχήμα 4.24: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου και διγραμμοποίηση της (προσομοίωση διατομών κατανεμημένης πλαστικότητας βάσει δυσκαμψίας).

Στη συνέχεια, υπολογίσθηκαν οι μάζες του κτιρίου και κάθε ορόφου ξεχωριστά.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 340 \text{ tons} \quad (4.3)$$

Και ο συντελεστής μετατροπής του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{340}{296} = 1.15 \quad (4.4)$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους (*a=μετακίνηση στο σημείο διαρροής της διαγραμμοποίησης της καμπύλης αντίστασης):

$$F_{(SDOF)}^* = \frac{F_{b(MDOF)}}{\Gamma} = \frac{2410}{1.15} = 2095 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$d_{(SDOF)}^* = \frac{d_{n(a)}}{\Gamma} = \frac{0.2}{1.15} = 0.174 \text{ m} \quad (4.6)$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) .

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$T_{(SDOF)}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 3.34 \text{ sec} \quad (4.7)$$

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

$$d_{et(SDOF)}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.178 \text{ m} \quad (4.8)$$

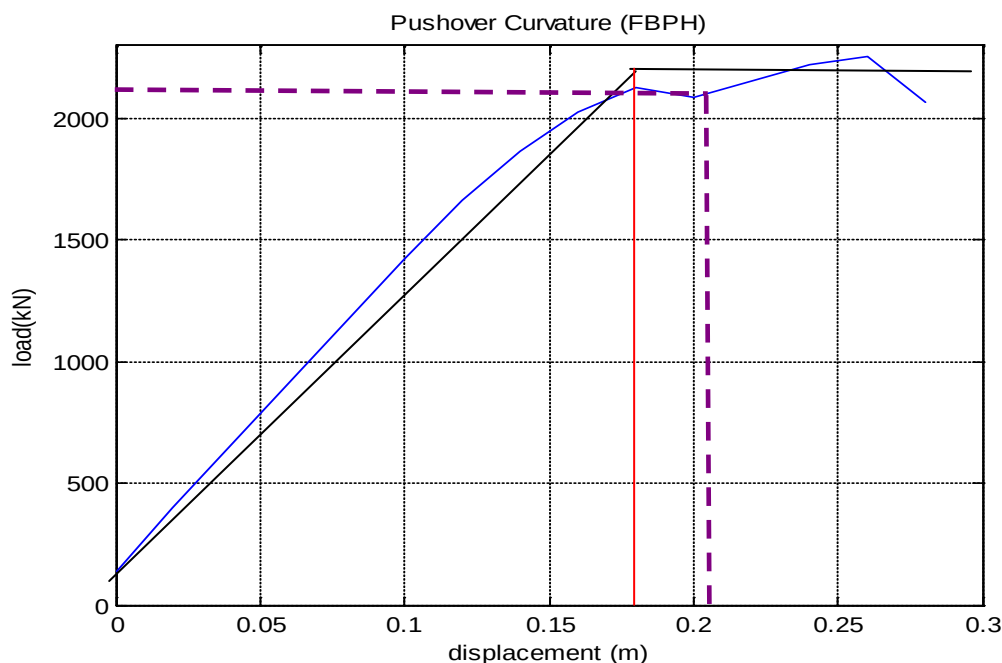
Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* η οποία υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης που βρίσκεται στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_c \times T_D}{T^2} \right] = 0.63 \text{ m/sec}^2 \quad (4.9)$$

Τέλος η στοχευόμενη μετατόπιση του πολυβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε στα 0.20 m η οποία αντιστοιχεί στο διάγραμμα σε $F_y=2.400 \text{ kN}$ περίπου.

$$d_{et(MDOF)} = d^* \times \Gamma = 0.20 \text{ m} \quad (4.10)$$

4.6.2 Καμπύλη στατικής αντίστασης με προσομοίωση μελών συγκεντρωμένης πλαστικότητας



Σχήμα 4.25: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου και διγραμμοποίηση της (προσομοίωση διατομών συγκεντρωμένης πλαστικότητας).

Στη συνέχεια, υπολογίσθηκε η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 340 \text{ tons} \quad (4.11)$$

και ο συντελεστής μετατροπής του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{340}{296} = 1.15 \quad (4.12)$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους (*a=μετακίνηση στο σημείο διαρροής της διαγραμμοποίησης της καμπύλης αντίστασης):

$$F^*_{(SDOF)} = \frac{F_{b(MDOF)}}{\Gamma} = \frac{2250}{1.15} = 1957 \text{ kN} \quad (4.13)$$

$$d^*_{(SDOF)} = \frac{d_{n(a)}}{\Gamma} = \frac{0.175}{1.15} = 0.152 \text{ m} \quad (4.14)$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) .

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$T_{(SDOF)}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 3.23 \text{ sec} \quad (4.15)$$

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

$$d_{et(SDOF)}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.185 \text{ m} \quad (4.16)$$

Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* η οποία υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης που βρίσκεται στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_c \times T_D}{T^2} \right] = 0.7 \text{ m/sec}^2 \quad (4.17)$$

Τέλος η στοχευόμενη μετατόπιση του πολυβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε στα 0.21m η οποία αντιστοιχεί στο διάγραμμα σε $F_y=2.400 \text{ kN}$ περίπου.

$$d_{et(MDOF)} = d^* \times \Gamma = 0.21 \text{ m} \quad (4.18)$$

4.7 Δυναμική ανελαστική μέθοδος

Κατά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν δέκα σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες εφαρμόστηκαν στο κτίριο στην x και y διεύθυνση ταυτόχρονα για κάθε καταγραφή. Τα στοιχεία των καταγραφών αυτών φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.4: Καταγραφές σεισμών που εφαρμόστηκαν στο κτίριο

Καταγραφή – Σταθμοί	R^1 (km)	Τύπος εδάφους ²	ϕ_1^3 (deg)	ϕ_2^3 (deg)	PGA_1 (g)	PGA_2 (g)
Loma Prieta 1989 (M=6.9) ⁴						
1. Agnews State Hospital (AGW)	28.2	C,D	000	090	0.17	0.16
2. Hollister Diff Array (HDA)	25.8	-,D	165	255	0.27	0.28
3. Anderson Dam Downstream (AND)	21.4	B,D	270	360	0.24	0.24
4. WAHO (WAH)	16.9	-,D	000	090	0.37	0.64

Northridge 1994 (M=6.7)

5. Glendale - Las Palmas (GLP)	25.4	C,C	177	267	0.36	0.21
6. La Faring Rd (FAR)	23.9	C,B	000	090	0.27	0.24
7. La Hollywood Storage FF(HOL)	25.5	C,D	090	360	0.23	0.36
8. Baldwin Hills.(BLD)	31.3	B,B	090	360	0.24	0.17

San Fernando 1971 (M=6.6)

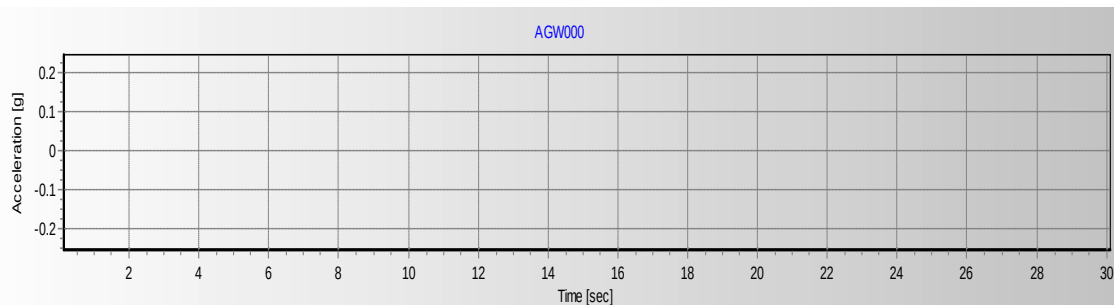
9. La Hollywood Stor. Lot (PEL)	21.2	C,D	090	180	0.21	0.17
---------------------------------	------	-----	-----	-----	------	------

Superstition Hills 1987 (M=6.7)

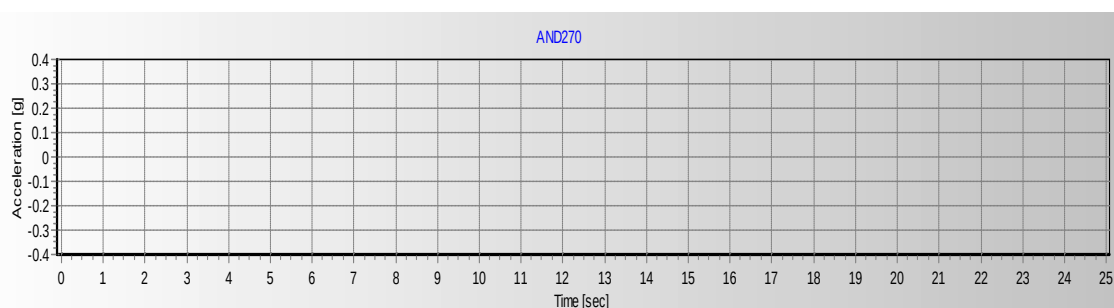
10. El Centro Imp CoCenter (B-ICC000)	13.9	C,D	000	090	0.36	0.26
---------------------------------------	------	-----	-----	-----	------	------

¹ Κοντινότερη απόσταση από ρήγμα, ² USGS, Τύποι εδαφών, ³ Διεύθυνση συνιστωσών, ⁴ Μέγεθος ροπής

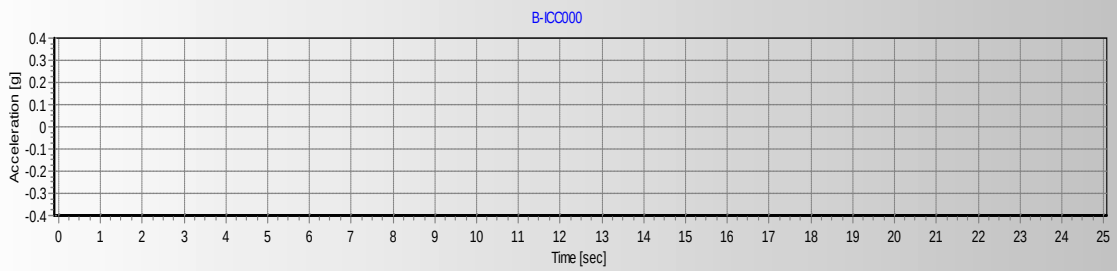
Επιπλέον οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων για κάθε καταγραφή, παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα:



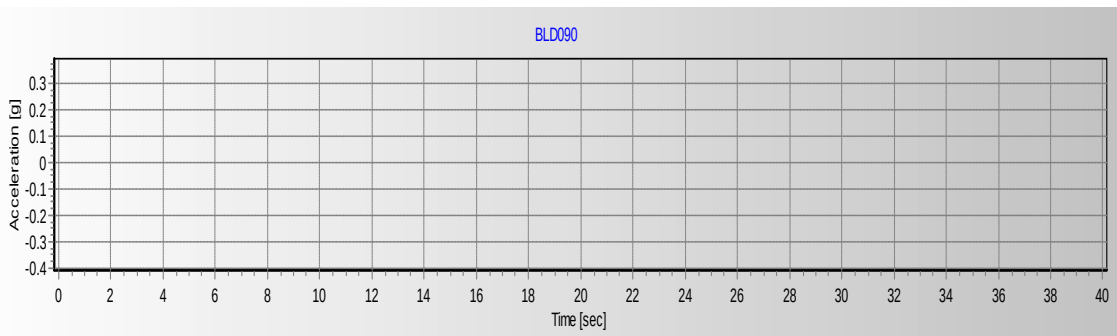
Σχήμα 4.26: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής AGW000 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.172g.



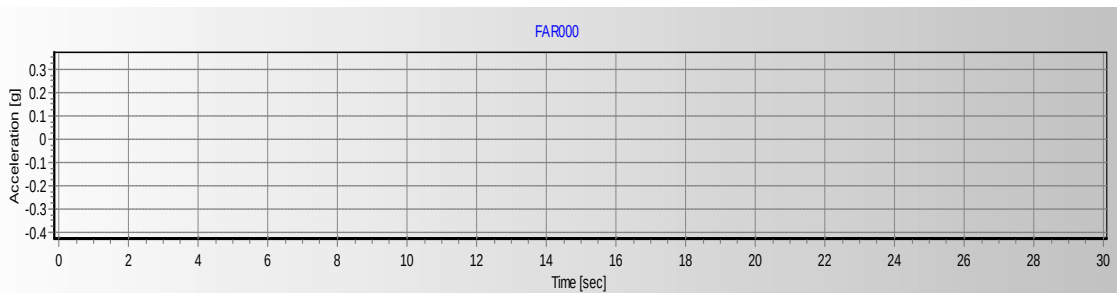
Σχήμα 4.27: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής AND270 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.244g.



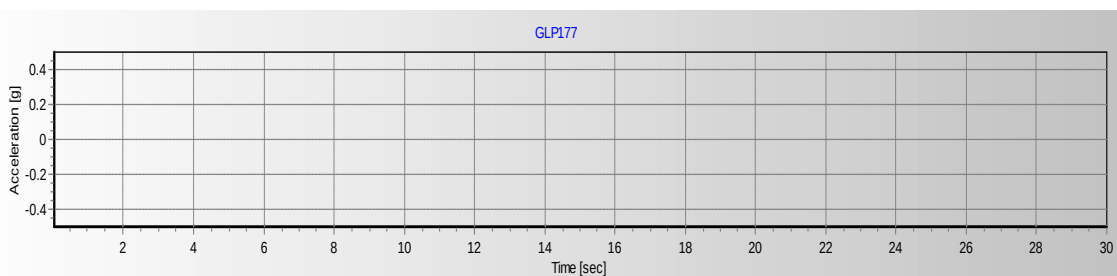
Σχήμα 4.28: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής B-ICC000 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.358g.



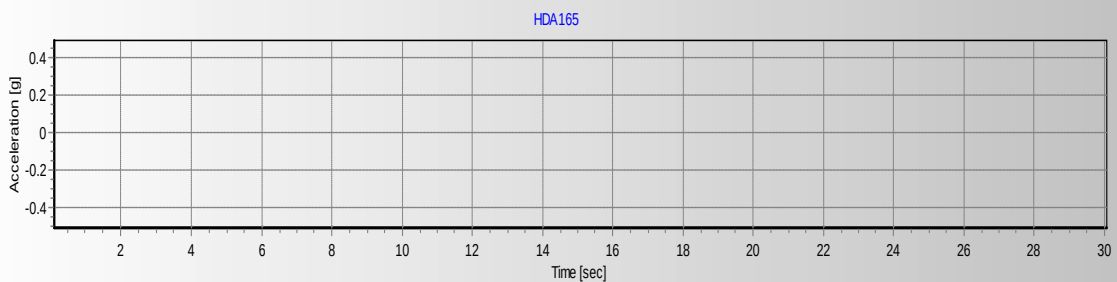
Σχήμα 4.29: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής BLD090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.239g.



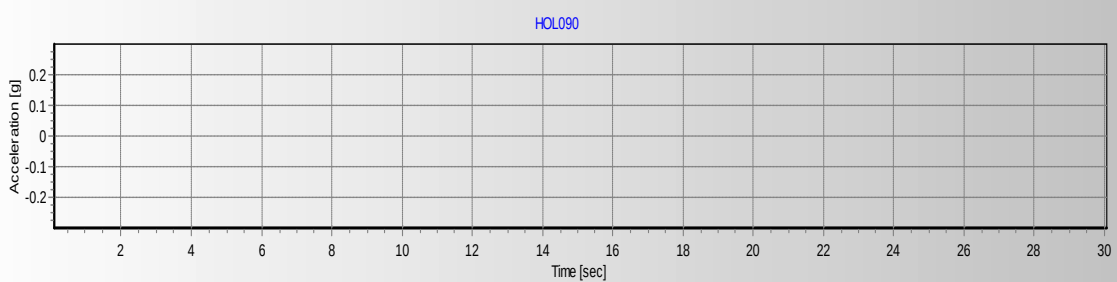
Σχήμα 4.30: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής FAR000 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.273g.



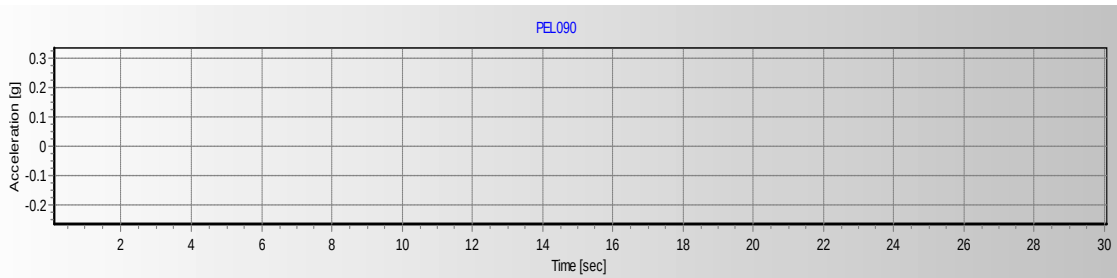
Σχήμα 4.31: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής GLP177 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.357g.



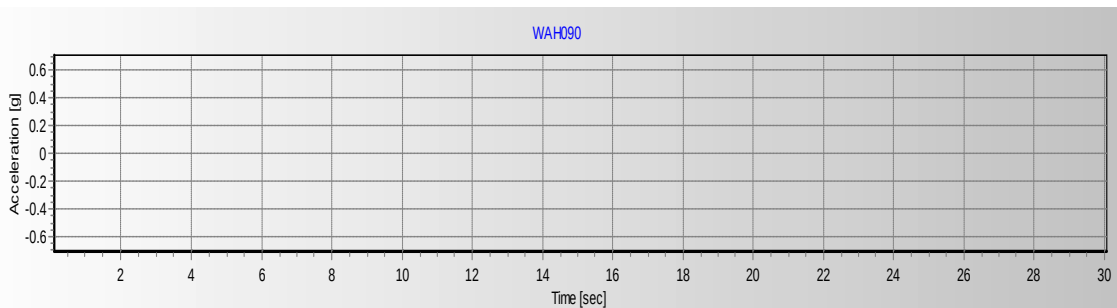
Σχήμα 4.32: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής HDA165 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.269g



Σχήμα 4.33: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής HOL090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.231g.



Σχήμα 4.34: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής PEL090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.210g.



Σχήμα 4.35: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων της καταγραφής WAH090 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.638g.

Προκειμένου να μπορέσει να γίνει η δυναμική ανάλυση με τις παραπάνω καταγραφές, έπρεπε να κλιμακωθούν βάσει του συντελεστή σχεδιασμού για να φθάσουν στην επιθυμητή ένταση η οποία χαρακτηρίζει την περιοχή μελέτης. Έτσι, από το φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για κάθε καταγραφή και για ιδιοπερίοδο ίση με αυτή της πρώτης ιδιομορφής του πολυβάθμιου συστήματος ($T=0.81$ sec) και απόσβεση ίση με 5% βρέθηκαν οι αντίστοιχες ψευδοεπιταχύνσεις από τα φάσματα απόκρισης των αντίστοιχων καταγραφών. Ο υπολογισμός του συντελεστή κλιμάκωσης γίνεται μέσω του λόγου της ψευδοεπιτάχυνσης σχεδιασμού που προκύπτει από το φάσμα του Ευρωκώδικα $S_a(T_1)$ (από το φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 3.7), για ιδιοπερίοδο $T=0.81$ sec και για τύπο εδάφους B προκύπτει η φασματική επιτάχυνση $S_a(0.81\text{sec})$ από τον υπολογισμό:

$$S_a = a_g \times s \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.20g \times 1.2 \times 1.2 \times 2.5 \times \left[\frac{0.5}{0.81} \right] = 0.45g$$

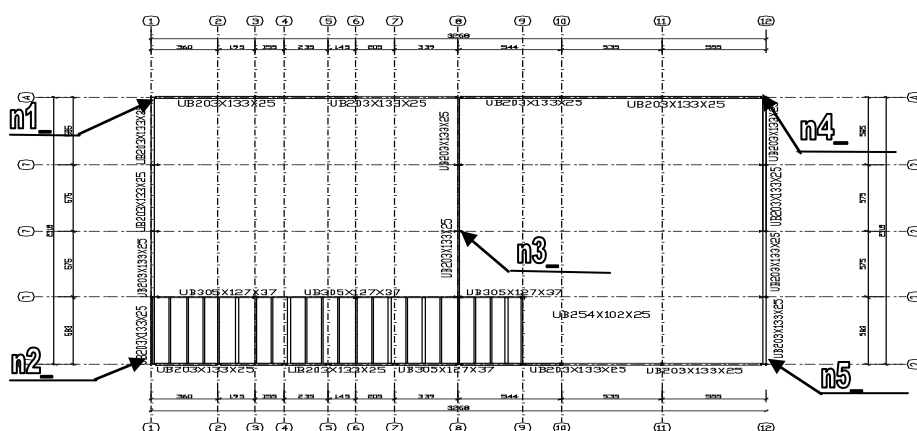
,προς την ψευδοεπιτάχυνση $PSa_x(T_1, 5\%)$ από το φάσμα απόκρισης της καταγραφής για την διεύθυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή (μεταφορική στην x διεύθυνση). Έτσι, οι συντελεστές κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.5: Συντελεστές κλιμάκωσης καταγραφών.

Καταγραφή	$S_a(T_1, 5\%)$ (EC 8)	$PSa_x(T_1, 5\%)$	Συντελεστής κλιμάκωσης
Loma Prieta 1989(AGW000-090)	0.45 g	0.39g	1.15
Superstition Hills (B-ICC000-090)	0.45 g	0.565g	0.80
Northridge 1994 (BLD090-360)	0.45 g	0.12g	3.75
Northridge 1994 (FAR000-090)	0.45 g	0.34g	1.32
Northridge 1994 (GLP177-267)	0.45 g	0.135g	3.33
Loma Prieta 1989(HDA165-255)	0.45 g	0.59g	0.76
Northridge 1994 (HOL090-360)	0.45 g	0.22g	2.04
San Fernando 1971(PEL090-180)	0.45 g	0.32g	1.40
Loma Prieta 1989(WAH000-090)	0.45 g	0.11g	4.1
Loma Prieta 1989(AND270-360)	0.45 g	0.59g	0.80

Έτσι, διαλέχθηκαν πέντε κόμβοι οι οποίοι έδωσαν τις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων από τη δυναμική ανάλυση. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι κόμβοι αυτοί επιλέχθηκαν να είναι

τόσο περιμετρικά όσο και ένα κεντρικό κόμβο στην κάτοψη του κτιρίου. Στην παρακάτω κάτοψη διακρίνονται οι προαναφερόμενοι κόμβοι (Σχήμα 4.36).



Σχήμα 4.36: Κόμβοι που επιλέχθηκαν για να δώσουν τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης.

Οι σχετικές μετατοπίσεις υπολογίστηκαν μέσω του προγράμματος βρίσκοντας τις διαφορές των μετατοπίσεων των κόμβων για την στάθμη του μεσοπατώματος (στάθμη 1) και της στάθμης από το μεσοπάτωμα μέχρι την οροφή (στάθμη 2) και διαιρώντας την με το ύψος του ορόφου. Έτσι, υπολογίστηκε η σχετική οριζόντια μετατόπιση των παραπάνω κόμβων ως το διανυσματικό άθροισμα της τετραγωνικής ρίζας των τετραγώνων των μετατοπίσεων στις διευθύνσεις x και y . Τα αποτελέσματα των σχετικών μετατοπίσεων επί τοις εκατό (%) κάθε ορόφου, από τις δυναμικές αναλύσεις για κάθε καταγραφή παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 4.6). Αναλυτικά στην πρώτη στήλη αντιστοιχούν τα ονόματα των διεγέρσεων οι οποίες ασκήθηκαν στο κτίριο, στην δεύτερη στήλη ο κόμβος στον οποίο αντιστοιχούν οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (Σχήμα 4.36) ενώ στις δύο άλλες στήλες αντιστοιχούν τα δύο επίπεδα που προαναφέρθηκαν.

Πίνακας 4.6: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους για προσομοίωση διατομών κατανεμημένης πλαστικότητας (πίνακας 1) και συγκεντρωμένης πλαστικότητας (πίνακας 2).

Καταγραφή	Κόμβος	1	2
Pushover	F2100	0.043	0.175
AGW000-090	n1__	0.048	0.370
	n2__	0.038	0.293
	n3__	0.043	0.058
	n4__	0.053	0.397
	n5__	0.025	0.022
B-ICC000-090	n1__	0.061	0.412
	n2__	0.048	0.335
	n3__	0.066	0.092
	n4__	0.081	0.446
	n5__	0.051	0.458
BLD090-360	n1__	0.140	0.500
	n2__	0.136	0.440
	n3__	0.169	0.179
	n4__	0.124	0.523
	n5__	0.126	0.546
FAR000-090	n1__	0.112	0.500
	n2__	0.077	0.422
	n3__	0.109	0.159
	n4__	0.123	0.521
	n5__	0.080	0.540
GLP177-267	n1__	0.119	0.547
	n2__	0.084	0.447
	n3__	0.142	0.201
	n4__	0.140	0.565
	n5__	0.092	0.868
HDA165-255	n1__	0.068	0.403
	n2__	0.063	0.304
	n3__	0.082	0.093
	n4__	0.081	0.424
	n5__	0.060	0.465

HOL090-180	n1__	0.144	0.572
	n2__	0.122	0.430
	n3__	0.180	0.227
	n4__	0.180	0.536
	n5__	0.130	0.642
PEL090-180	n1__	0.081	0.400
	n2__	0.064	0.345
	n3__	0.091	0.098
	n4__	0.088	0.463
	n5__	0.064	0.456
WAH090-180	n1__	0.489	1.025
	n2__	0.439	0.965
	n3__	0.456	0.680
	n4__	0.411	1.067
	n5__	0.365	1.131
AND270-360	n1__	0.064	0.420
	n2__	0.060	0.307
	n3__	0.072	0.100
	n4__	0.084	0.415
	n5__	0.061	0.465
Μέσος όρος (ανά κόμβο)	n1__	0.133	0.500
	n2__	0.113	0.430
	n3__	0.141	0.190
	n4__	0.137	0.540
	n5__	0.105	0.560

4.8 Συμπεράσματα

Από τα αναλυτικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στις προηγούμενες ενότητες, μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα σχετικά με την προσομοίωση, την εφαρμογή των εξελιγμένων μεθόδων ανελαστικής δυναμικής και στατικής ανάλυσης και του σχεδιασμού του κτιρίου σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

- Το προσομοίωμα του κτιρίου χρειάστηκε ειδικούς υπολογισμούς και μέριμνες για τις συνδέσεις του, λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων του και των αρκετά δύσκαμπτων συνδέσεων ροπής οι οποίες ήταν ενισχυμένες με γοφοειδή άκρα.

- Γενικά το γεγονός ότι τα πολλά υποστυλώματα είχαν ελεύθερο ύψος δύο ορόφων, η μη ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος του μεσοπατώματος, το μεσοπάτωμα τοποθετημένο ασύμμετρα στο δόμημα, έδιναν μια ελαφρώς στροφική συμπεριφορά στον φορέα η οποία φάνηκε από την ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου.
- Κατά την ανάλυση στατικής αντίστασης στον y άξονα ενώ στο προσομοίωμα ασκούσαν φορτίο προς τη μια διεύθυνση, παρατηρήθηκε ότι η μεσαία σειρά των υποστυλωμάτων λύγιζε αντίθετα (στην ίδια διεύθυνση με άλλη φορά) με αποτέλεσμα να μην μπορεί η ανάλυση να προχωρήσει περαιτέρω. Το γεγονός αυτό μπορεί να θεωρηθεί ως πιθανό πρόβλημα του λογισμικού.
- Η καμπύλη στατικής αντίστασης για το κτίριο διέφερε αισθητά για τα δύο προσομοιώματα που έγιναν για τον συγκεκριμένο φορέα, δηλαδή το προσομοίωμα με τις διατομές κατανεμημένης και συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Οι στοχευόμενες μετατοπίσεις παρόλα αυτά όπως υπολογίστηκαν από την μέθοδο του Ευρωκώδικα 8 παρατηρήθηκε να είναι πολύ κοντά, και συγκεκριμένα η στοχευόμενη μετατόπιση για το προσομοίωμα με τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας να είναι στην περιοχή που έχει αρχίσει η διαρροή του κτιρίου.
- Στην δυναμική ανελαστική ανάλυση οι σχετικές μετατοπίσεις των δύο σταθμών του κτιρίου (μεσοπάτωμα και στέγη), δεν άγγιζαν το όριο σχετικών μετατοπίσεων που δίνεται κατά την ελαστική φασματική μέθοδο και είναι το 1.25%. Ένας από τους λόγους που πιθανότατα συνέβη αυτό είναι ότι κατά τη σχεδίαση του κτιρίου ως κρίσιμος συνδυασμός μπορεί να κρίθηκε αυτός του ανέμου και να διαστασιολογήθηκε το κτίριο σύμφωνα με αυτόν και όχι σύμφωνα με τα φορτία του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού.
- Η διασπορά των αποτελεσμάτων των σχετικών μετατοπίσεων στους διάφορους κόμβους στην ίδια στάθμη του κτιρίου η οποία συνδέεται με την ασύμμετρη τοποθέτηση της πλάκας του μεσοπατώματος στην κάτοψη του κτιρίου.
- Το κτίριο σύμφωνα με την δυναμική ανελαστική ανάλυση παρουσίασε υπεραντοχές οι οποίες παρόλο που το κτίριο είναι σχεδιασμένο με τα σεισμικά φορτία που προβλέπει ο Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας, είναι τέτοιες ώστε να καλύπτουν τα υψηλά σεισμικά φορτία και τα όρια που θέτει ο Ευρωκώδικας 8.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Το δεύτερο κτίριο που αναλύθηκε στην διατριβή είναι ένα τριώροφο κτίριο το οποίο αποτελείται από ένα υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα και ανωδομή η οποία αποτελείται από ισόγειο, μεσοπάτωμα και έναν όροφο, από χάλυβα. Η χρήση του κτιρίου επικεντρώνεται σε χώρους καταστημάτων στο ισόγειο και στο μεσοπάτωμα ενώ ο όροφος αποτελείται από ένα γραφείο και δυο διαμερίσματα. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος προσομοίωσης του κτιρίου για μη γραμμική ανάλυση όπως επίσης και τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

5.1 Περιγραφή τριώροφου κτιρίου

Το δεύτερο δόμημα το οποίο αναλύθηκε με την μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης είναι για ένα κτίριο στην Λευκωσία το οποίο αποτελείται από ένα υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα και την ανωδομή του από χάλυβα. Η ανωδομή αποτελείται τα παρακάτω επίπεδα:

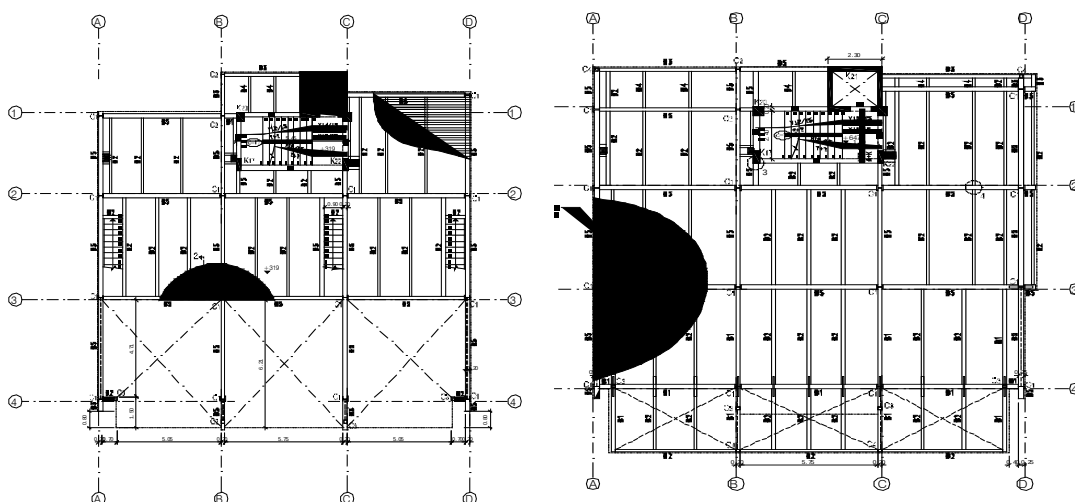
- Ένα μεσοπάτωμα σε ύψος 3.20 μέτρα από το έδαφος
- Ισόγειο σε ύψος 6.10 μέτρα από το έδαφος
- Όροφο σε ύψος 9.40 μέτρα από το έδαφος
- Δωμάτιο για τις δεξαμενές του νερού και τις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις σε ύψος 12.40 μέτρα από το έδαφος.

Οι διαστάσεις του κτιρίου σε κάτοψη διαφέρουν στα τρία επίπεδα αφού στο επίπεδο του ορόφου υπάρχουν εξωτερικοί πρόβολοι τόσο στην ανατολική όσο και στην δυτική όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.1). Έτσι, το υπόγειο έχει διαστάσεις κάτοψης 18 x 21 μέτρα, το μεσοπάτωμα 18 x 15.5 μέτρα ενώ η πλάκα άνωθεν ισογείου και άνωθεν ορόφου 18 x 19 μέτρα (Σχήμα 5.2, Σχήμα 5.3). Ο πυρήνας του κτιρίου είναι τοποθετημένος στην δυτική πλευρά του κτιρίου κάτι που καθιστά το κτίριο μη κανονικό και μη συμμετρικό σε κάτοψη, ενώ οι πρόβολοι το καθιστούν μη συμμετρικό καθ' ύψος του.

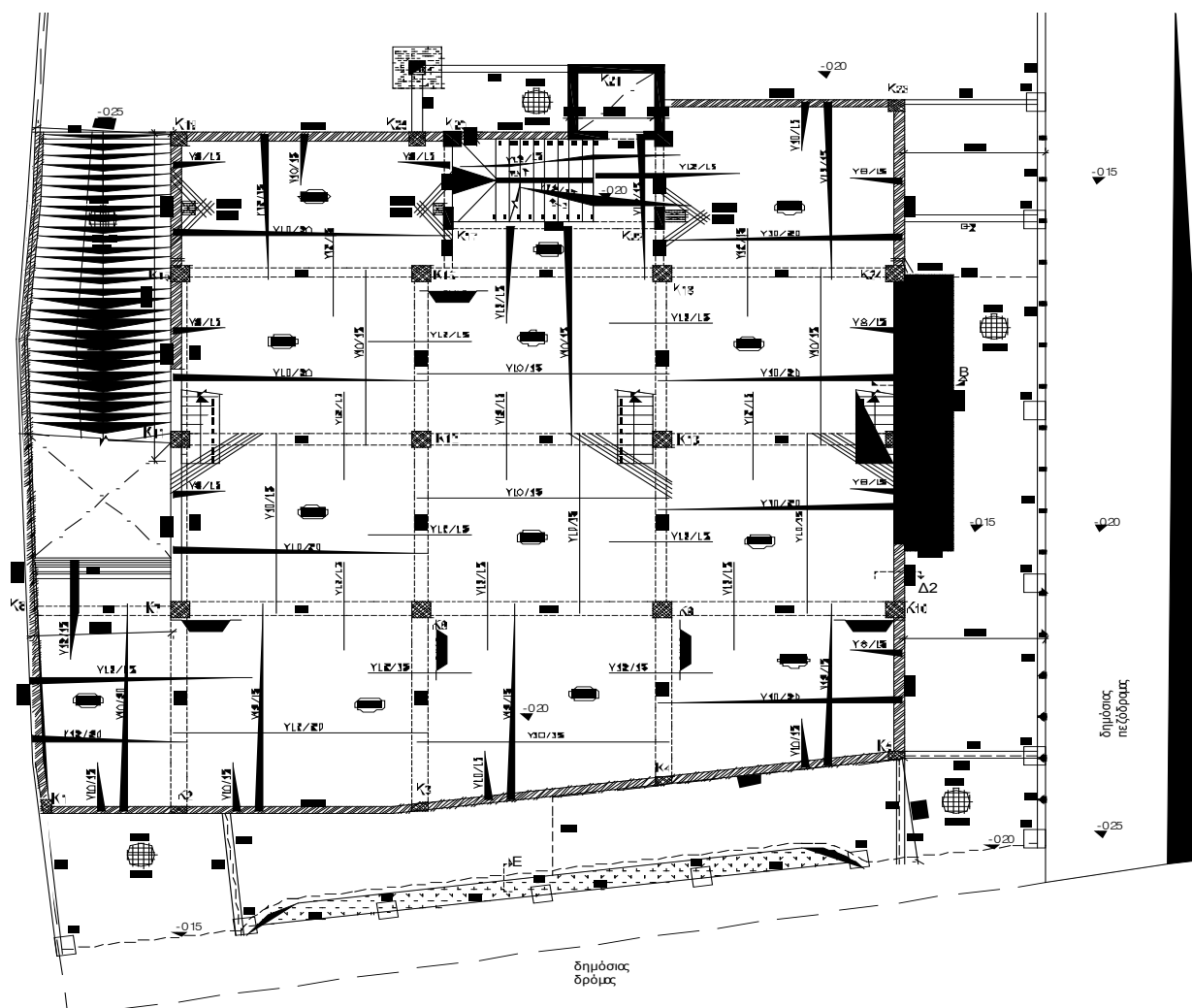
Όπως φαίνεται και από τις προσόψεις και τις κατόψεις του κτιρίου η πλάκα του μεσοπατώματος (στο οποίο η πρόσβαση γίνεται με εσωτερικές σκάλες από χάλυβα) τοποθετείται 5 μέτρα εσωτερικά της πρόσοψης του κτιρίου, με αποτέλεσμα η σειρά των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στον πρώτο άξονα του κτιρίου να έχουν ύψος δύο ορόφων. Επίσης, οι αρχιτεκτονικοί όγκοι του κτιρίου που εξέχουν στον όροφο απαιτούν την χρήση φυτευτών υποστυλωμάτων τα οποία βοηθούν στην μεταφορά των φορτίων των προβόλων στο έδαφος.



Σχήμα 5.1: Προοπτικό σχέδιο τριώροφου δομήματος.



Σχήμα 5.2: Κάτοψη στατικού συστήματος μεσοπατώματος και ορόφου.



Σχήμα 5.3: Κάτοψη στατικού συστήματος στο ύψος της πλάκας άνωθεν υπογείου.

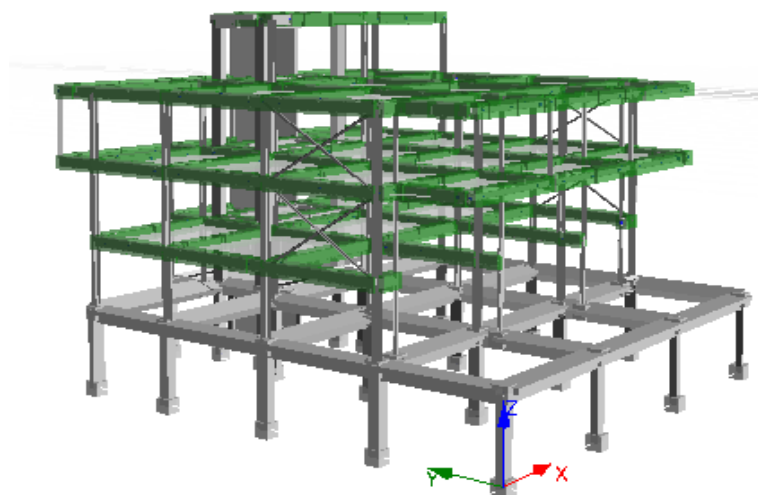
5.2 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κτιρίου

Το τριώροφο αυτό κτίριο, σχεδιάστηκε και διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με τα φορτία που προέκυψαν από τα φάσμα του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και 4 για τις κατασκευές από χάλυβα και τις σύμμικτες κατασκευές. Ο αρχικός σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων έγινε με το λογισμικό Statics 2004 (Multisoft 1992) με την βοήθεια της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Γενικά, τα στοιχεία του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα, πεδιλοδοκοί) εξιδανικεύονται με γραμμικά μέλη, των οποίων ο άξονας συμπίπτει με τον άξονα των πραγματικών διατομών, ενώ η σύνδεση με το υποκείμενο έδαφος γίνεται με άκαμπτα μέλη. Όσο αφορά την πλάκα, προσομοιώνεται ως δίσκος απόλυτα απαραμόρφωτος στο επίπεδό του, διασφαλίζοντας έτσι την διαφραγματική της λειτουργία. Επιπλέον, η σύνδεση με το προσομοίωμα του εδάφους εξιδανικεύεται με γραμμικό ελατήριο που ακολουθεί τον νόμο του Hooke ($q=k_s\delta$), όπου k_s η σταθερά ελατηρίου και παράλληλα δείκτης δυσκαμψίας του εδάφους.

Όσον αφορά το συγκεκριμένο κτίριο, σχεδιάστηκε για Μέγιστη Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους $A_{max}=0.10g$, επίπεδο πλαστιμότητας II, συντελεστή σπουδαιότητας 1, τιμή χαρακτηριστικής περιόδου $T_2=0,40$ sec, συντελεστή συμπεριφοράς $K=2.1$, συντελεστή γηπέδου 1.25 (αργιλικά εδάφη), συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\alpha=2.5$, θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους $T_x=T_y=0.17$ sec και φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού με σεισμικό συντελεστή $R_a(T)=0.119$.

5.3 Μη γραμμικό ανελαστικό προσομοίωμα κτιρίου

Όσον αφορά τη μη γραμμική ανάλυση του φορέα έγινε με την χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Seismostruct 5.0.3 (Seismosoft, 1994) το οποίο λαμβάνει υπόψη τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών. Κατά τη διαδικασία προσομοίωσης και ανάλυσης του φορέα στο πρόγραμμα εξετάστηκαν διάφορα θέματα όπως η προσομοίωση των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από χάλυβα και επίσης, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στην προσομοίωση και την συμπεριφορά των προβόλων.

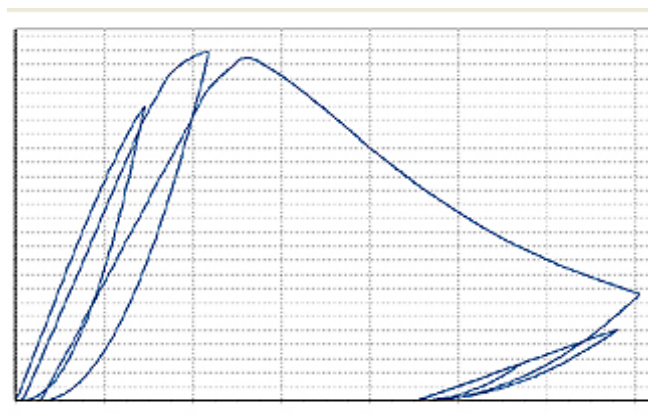


Σχήμα 5.4: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct.

5.3.1 Υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα

Προσομοίωση διατομών υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα:

Η κατηγορία του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι C25/30 και ο χάλυβας οπλισμού S500. Οπότε, προσομοιώθηκε σαν μονοαξονικό μη γραμμικό υλικό με θλιπτική αντοχή $f_c=25.0$ MPa, εφελκυστική αντοχή $f_t=3.0$ MPa, παραμόρφωση στη μέγιστη τάση $\epsilon_c=0.002$ και συντελεστή περίσφιξης $K=1,2$ ο οποίος υπολογίστηκε με το μοντέλο Mander et al (1988) και είχε την παρακάτω συμπεριφορά:



Σχήμα 5.5: Σχέση τάσεων- παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη ενότητα ο κτιριακός φορέας προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα Seismostruct 5.0.3 (Seismosoft, 1994). Η προσομοίωση των μελών του

υπογείου, το οποίο θεωρήθηκε πακτωμένο με όλους τους κόμβους του περιορισμένους για μετακίνηση στον χώρο στο επίπεδο των θεμελίων και για μετακίνηση στους άξονες x και y στο επίπεδο της επιφάνειας εδάφους, έγινε με την βοήθεια ελαστικών γραμμικών στοιχείων. Τα στοιχεία αυτά προσδιορίστηκαν από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών, EA (όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και A το εμβαδό της διατομής), EI_{xx} και EI_{yy} (όπου E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και I_{xx} και I_{yy} οι ροπές αδράνειας ως προς τους άξονες $x-x$ και $y-y$) και GJ (όπου G ο συντελεστής ακαμψίας και J μια σταθερά στρέψης). Αναλυτικά οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, στους δυο ορόφους και στο υπόγειο, ήταν τα παρακάτω:

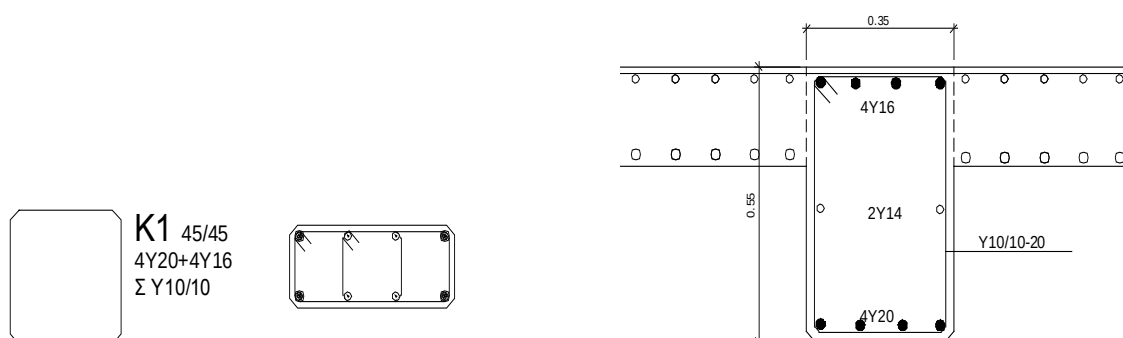
Πίνακας 5.1: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων υπογείου.

Υποστύλωμα	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	45X45	4Y20+4Y16	Y10/10
K2	25X60	4Y25+4Y20	Y10/10
K ανελκυστήρα	220X20	12Y25+8Y20	Y10/10

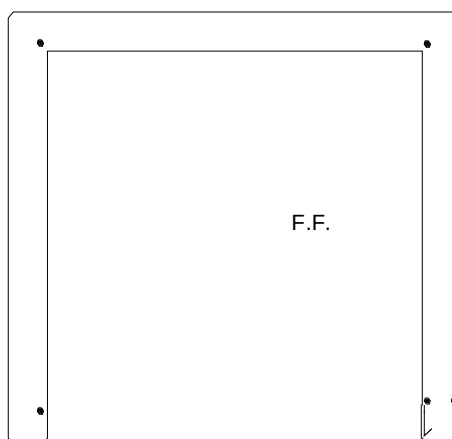
(όπου Y η διάμετρος της διατομής της ράβδου οπλισμού από νευροχάλυβα. Για παράδειγμα λέγοντας Y10/10 εννοείται ότι τοποθετούνται ράβδοι οπλισμού από νευροχάλυβα διατομής 10mm ανά 10cm καθ' ύψος του υποστυλώματος).

Πίνακας 5.2: Λεπτομέρειες δοκών υπογείου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Δοκός	Διαστάσεις	Οπλισμός Άνω	Οπλισμός Κάτω	Συνδετήρες αριστερά	Συνδετήρες μέσο	Συνδετήρες δεξιά
Δ1	30X60	4Y16	4Y20	Y10/10	Y10/20	Y10/10



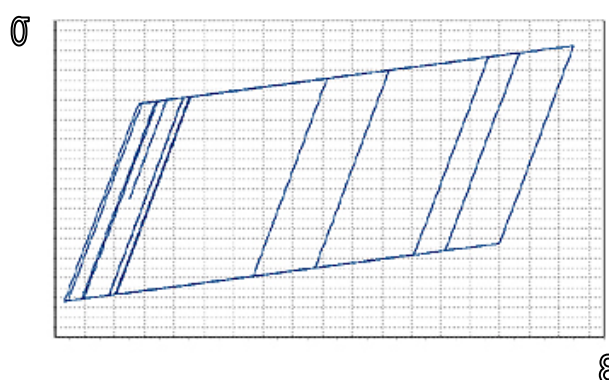
Σχήμα 5.6: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 5.7: Λεπτομέρεια τοιχείων ανελκυστήρα.

5.4 Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα:

Όσον αφορά το χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε ένα διγραμμικό με κινηματική κράτυνση μοντέλο, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$, τάση διαρροής $f_y = 430 \text{ MPa}$, συντελεστή κράτυνσης $\mu = 0,005$ και ειδικό βάρος $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ και του οποίου η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.8: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)

Πίνακας 5.3: Διατομές ανά όροφο.

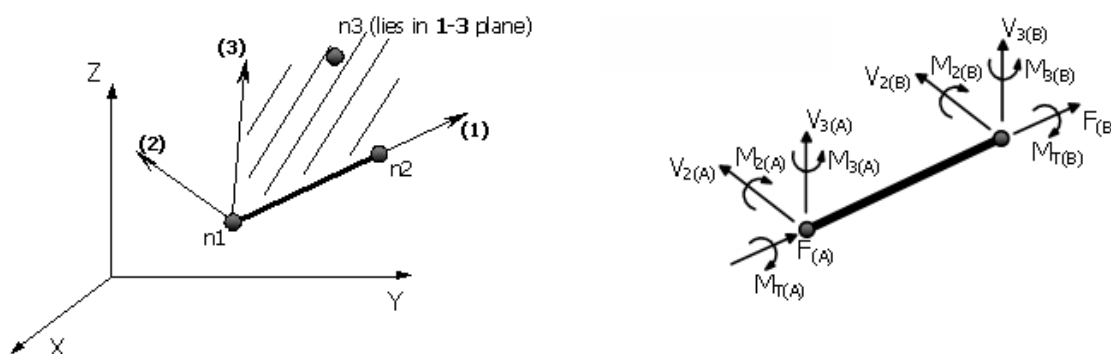
Όροφος	Υποστυλ.	Δοκοί	Σύνδεσμοι	Τοιχεία ανελκ.	Υλικά
Υπόγειο	K1: 45x45 K2: 25x60	Δ1: 30x60	-	3x220x20	Οπλισμένο σκυρόδεμα
Μεσοπάτωμα	C1: UC 254x254x107 C2: UC 203x203x71	B1: IPE 400 B2: IPE 220 B3: IPE 330	-	3x220x20	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας

Ισόγειο	C1: UC 254x254x107	B1: IPE 400	SHS 90x90x5	3x220x20	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
	C2: UC 203x203x71	B2: IPE 220			
	C3: SHS 150x150x10	B3: IPE 330			
	C4: SHS 150x150x5				
1 ^{ος} όροφος	C1: UC 254x254x107	B1: IPE 400	SHS 90x90x5	3x220x20	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
	C2: UC 203x203x71	B2: IPE 220			
	C3: SHS 150x150x10	B3: IPE 330			
	C4: SHS 150x150x5				

Τα στοιχεία από χάλυβα στους ορόφους προσομοιώθηκαν με δύο τρόπους σε έξι διαφορετικά προσομοιώματα ανάλογα με την υποδιαίρεση των μελών του φορέα (των οποίων τα αποτελέσματα παρατίθενται στην ενότητα 5.7). Άρα οι διατομές από χάλυβα προσομοιώθηκαν:

- Ως πρισματικά στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών, βάσει της δυσκαμψίας.
- Ως πρισματικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με διατομές ινών σ'ένα σταθερό μήκος στα άκρα του στοιχείου (Scott and Fenves, 2006) και παράλληλη θεώρηση του υπόλοιπου ως ελαστικό στοιχείο.

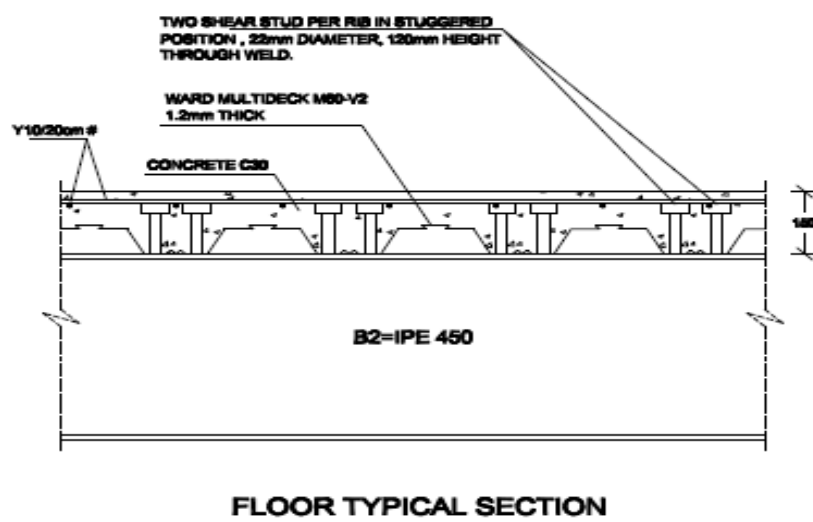
Έτσι, οι δοκοί του φορέα διακριτοποιήθηκαν σε τέσσερα ραβδωτά στοιχεία με αναλογία μηκών (15%-35%-35%-15%) το οποίο έχει ως αποτέλεσμα την πυκνότερη υποδιαίρεση στα σημεία που υπάρχουν κόμβοι και συνδέσεις δοκού με υποστύλωμα ή δοκού με δοκό όπου οι δράσεις και οι μετακινήσεις αναμένονται να είναι αυξημένες. Έγινε έτσι μια πιο αξιόπιστη αποτύπωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς στις κρίσιμες ζώνες των στοιχείων. Οπότε, κάθε διατομή προσδιορίστηκε από έναν κόμβο αρχής (n1) και ένα κόμβο τέλους (n2) καθώς και από έναν κόμβο αναφοράς (n3) (Σχήμα 5.9). Οι κόμβοι αρχής και τέλους του στοιχείου χαρακτηρίζονταν από έξι βαθμούς ελευθερίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.9β.

Local Axes and Output Notation:

Σχήμα 5.9: Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (από εγχειρίδιο Seismostruct).

5.5 Σύμμικτη κατασκευή πλακών ορόφων από χάλυβα-υπολογισμός φορτίου

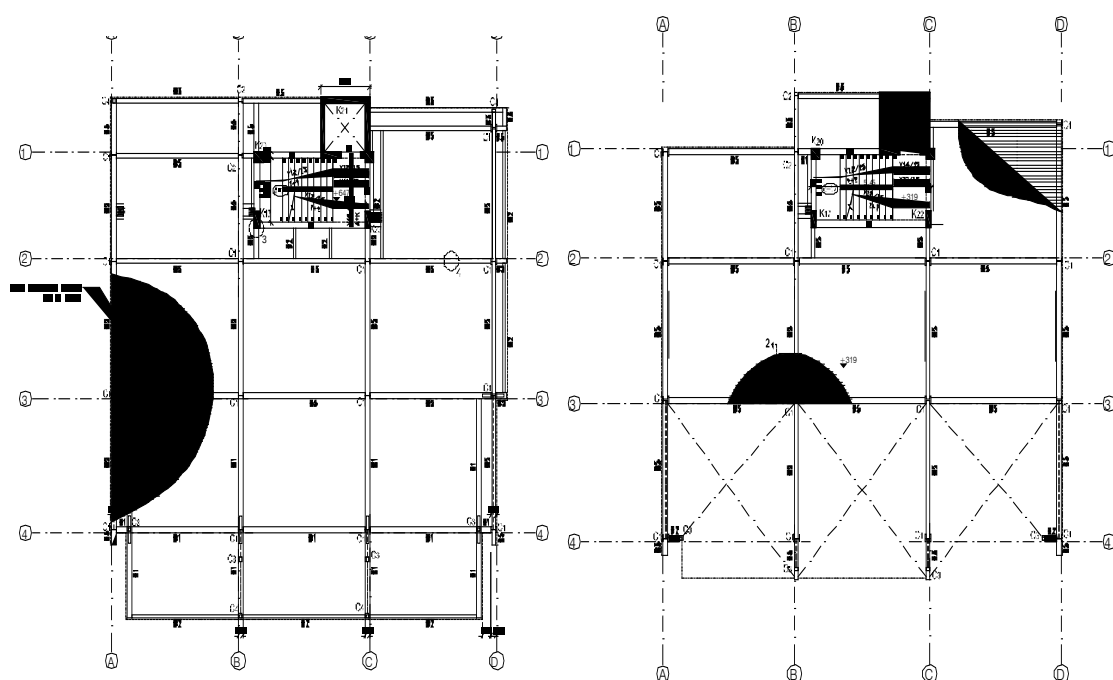
Όσο αφορά τις πλάκες της ανωδομής από χάλυβα, πρόκειται για σύμμικτες πλάκες οι οποίες αποτελούνται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο πάχους 1.0 χιλιοστού, διατμητικούς ήλους διαμέτρου 22 χιλιοστών συγκολλημένους πάνω στις δοκούς της κατασκευής, μία σάρα χαλύβδινου οπλισμού διατομής 10 χιλιοστών τοποθετημένη ανά 20 εκατοστά και μια στρώση σκυροδέματος τύπου C30. Η λεπτομέρεια της σύμμικτης πλάκας φαίνεται στο Σχήμα 5.10 όπου μπορούν να διακριθούν οι λεπτομέρειές της.



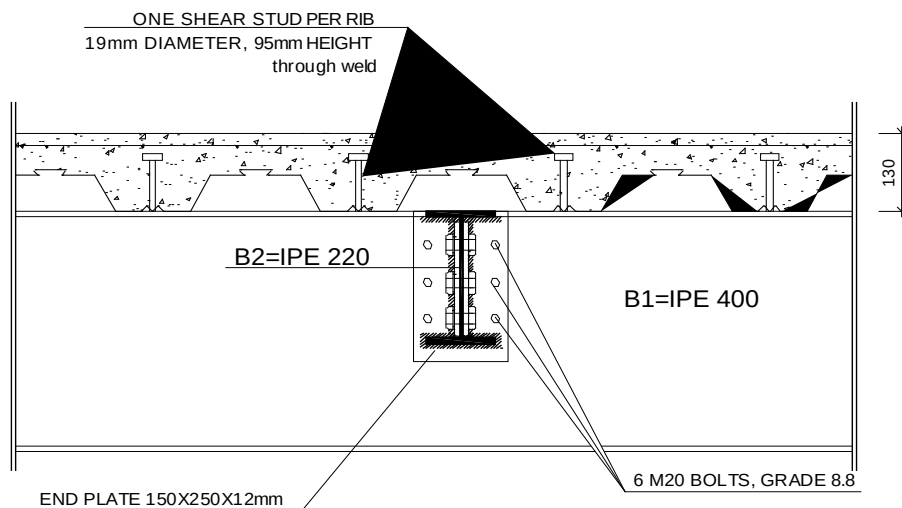
Σχήμα 5.10: Σύμμικτη πλάκα μεσοπατώματος, πλάκας ορόφου

Το βαρυτικό φορτίο υπολογίστηκε στα 2.04 kN/m^2 και ασκήθηκε στην ανωδομή με τον ίδιο τρόπο που ασκήθηκε και στους ορόφους από οπλισμένο σκυρόδεμα μαζί με τα φορτία από την εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία καθώς και το ωφέλιμο φορτίο. Δηλαδή, ως κατανεμημένο φορτίο σε κάθε μια από τις διακριτοποιημένες δοκούς των ορόφων.

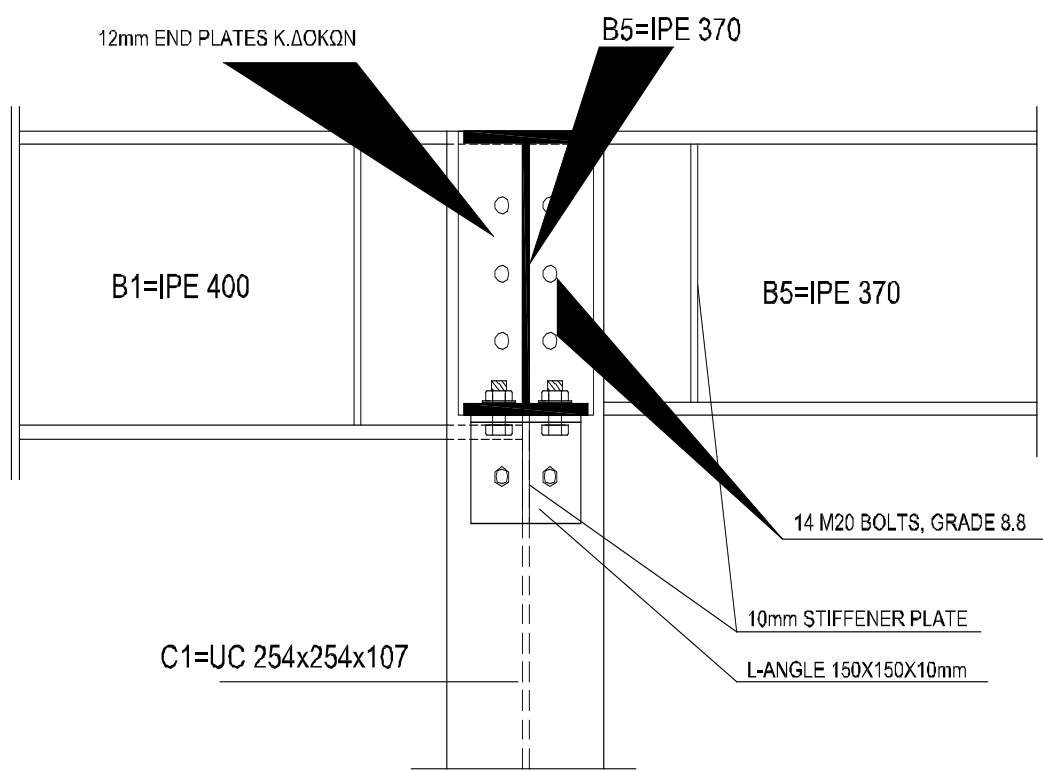
Σ' αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι επειδή οι συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών από χάλυβα (Σχήμα 5.12) κρίθηκαν αρθρωτές και ωφελούσαν μόνο στην παραλαβή των βαρυτικών φορτίων, γι' αυτό το λόγο αγνοήθηκαν (Σχήμα 5.11). Έτσι, το βαρυτικό φορτίο κατανεμήθηκε στις κύριες δοκούς από χάλυβα οι οποίες θεωρούνται πακτωμένες μεταξύ τους αλλά και με τα χαλύβδινα υποστυλώματα (C1 διατομής HEM650) λόγω των νευρώσεων στις συνδέσεις τους που εμποδίζουν την κίνηση και την στροφή στους άξονες, όπως φαίνεται στα Σχήμα 5.13- Σχήμα 5.15.



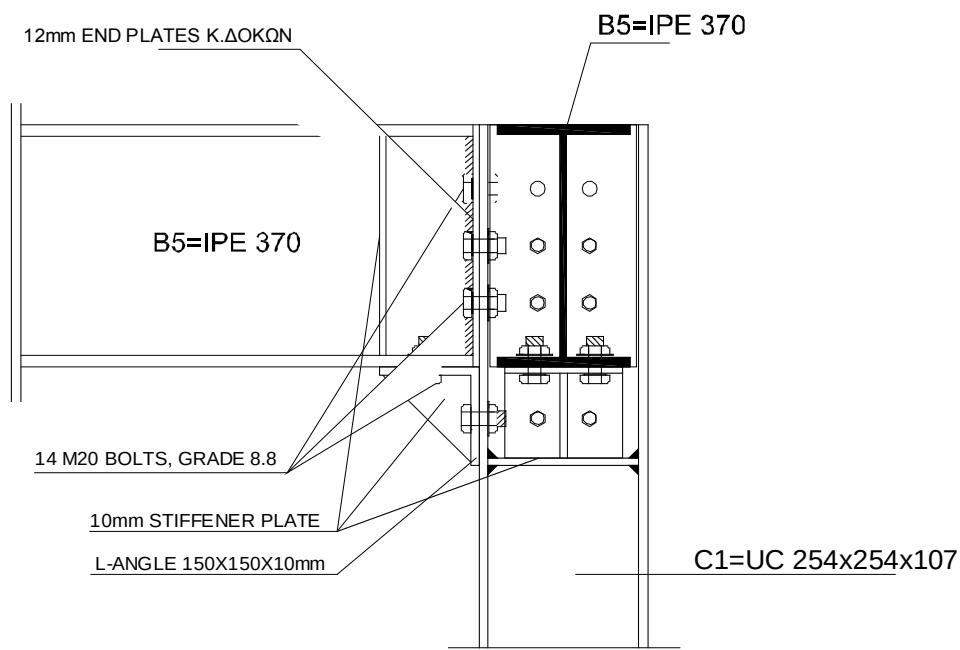
Σχήμα 5.11: Τελική προσομοίωση των πλακών από χάλυβα τα οποία εισήχθησαν στο πρόγραμμα Seismostruct.



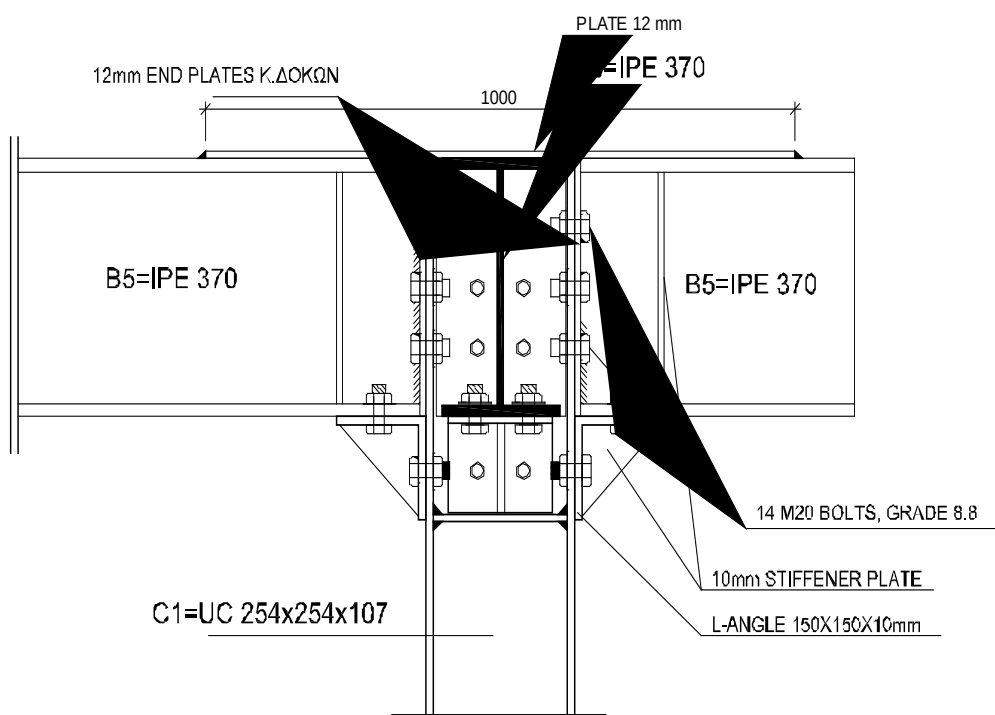
Σχήμα 5.12: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 400) με δευτερεύουσα δοκό (IPE 220).



Σχήμα 5.13: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 400) με κύρια δοκό (IPE 370) και υποστύλωμα C1 UC254x254x107.



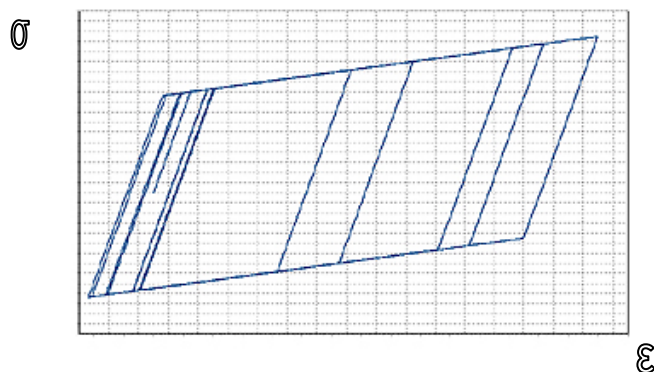
Σχήμα 5.14: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 370) με κύρια δοκό (IPE 370) και υποστήλωμα C1 UC 254x254x107 (άκρη κτιρίου)





Σχήμα 5.15: Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 400) με κύρια δοκό (IPE 370) και υποστύλωμα C1 UC254x254x107.

Όσον αφορά το χάλυβα οπλισμού, χρησιμοποιήθηκε ένα διγραμμικό με κινηματική κράτυνση μοντέλο, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$, τάση διαρροής $f_y = 500 \text{ MPa}$, συντελεστή κράτυνσης $\mu = 0,005$ και ειδικό βάρος $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ και του οποίου η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.16: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού (εγχειρίδιο Seismostruct 5.0.3)

5.6 Υπολογισμός φορτίων

Όσον αφορά τα βαρυντικά φορτία των δοκών των πλακών στα διάφορα επίπεδα, υπολογίστηκαν από το συνδυασμό $G+0.3Q$ του αρχικού σχεδιασμού και ασκήθηκαν ως κατανεμημένο φορτίο στις διακριτοποιημένες δοκούς της κατασκευής, σύμφωνα με τα φορτία που ασκούνταν κυρίως από τις σύμμικτες πλάκες στα διάφορα επίπεδα, την εξωτερική τοιχοποιία του κτιρίου όπως επίσης και από τα φορτία που ασκούνται από το την εσωτερική τοιχοποιία στις αντίστοιχες περιμετρικές δοκούς.

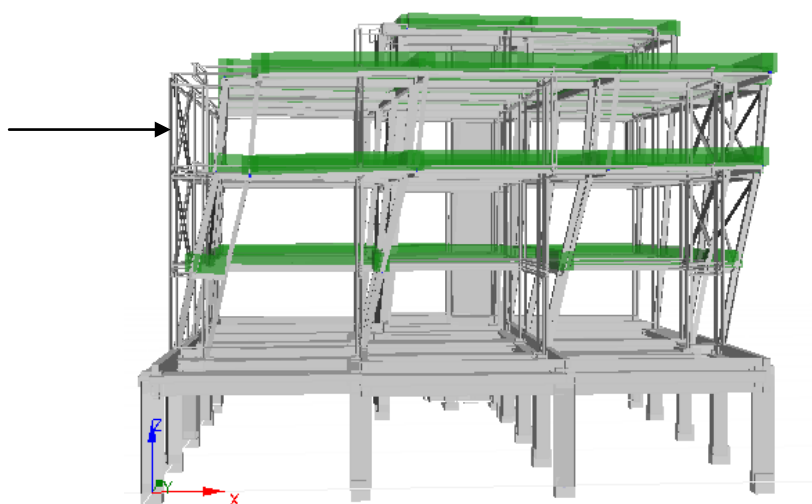
Πίνακας 5.4: Υπολογισμός φορτίων

Φορτίο	Υπολογισμός	Τιμή φορτίου
Φορτίο πλακών	$8(\text{ειδικό βάρος}) \cdot 0,2(\text{πάχος πλάκας}) + 1,3(\text{πατώματα})$	$2,9 \text{ KN/m}^2$
Φορτίο στις περιμετρικές δοκούς από μπατική τοιχοποιία	$3,6 \text{ KN/m}^2 \times \text{ύψος τοιχοποιίας εκτός ανοιγμάτων}$	
Φορτίο στις δοκούς από δρομική τοιχοποιία	$2,1 \text{ KN/m}^2 \times \text{ύψος ορόφου}$	
Ωφέλιμα φορτία		2 KN/m^2

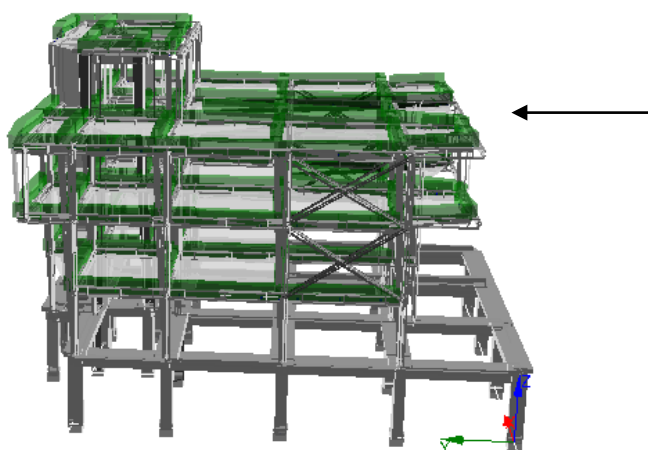
Οπότε τα φορτία στις δοκούς στο επίπεδο των ανοιγμάτων και του μεσοπατώματος όσο και στο επίπεδο της οροφής κυμάνθηκαν από 0.6 kN/m έως 1.7 kN/m .

5.7 Ιδιομορφική ανάλυση

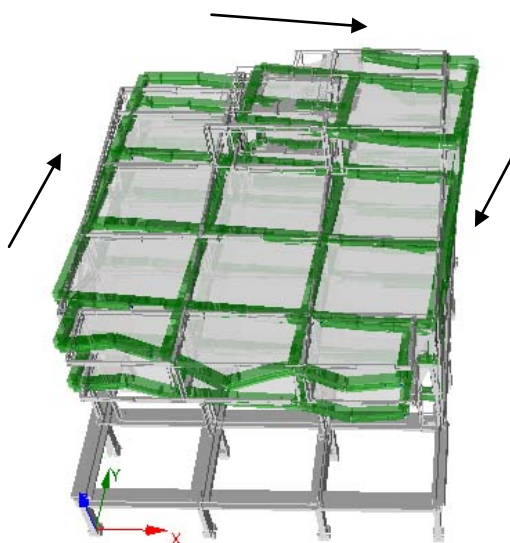
Από την ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου προκύπτουν κυρίως οι τρεις παρακάτω ιδιομορφές. Η πρώτη ιδιομορφή χαρακτηρίζεται όπως φαίνεται και από το σχήμα από μια μεταφορική κίνηση στον άξονα x ($T_1=0.68 \text{ sec}$), η 2^η ιδιομορφή ($T_2=0.48 \text{ sec}$) από μια μεταφορική κίνηση στον άξονα y ενώ η 3^η ($T_3=0.47 \text{ sec}$) από μια στρεπτική κίνηση γύρω από τον άξονα z . Καθοριστικό ρόλο στις ιδιομορφές παίζει ο πυρήνας από οπλισμένο σκυρόδεμα ο οποίος είναι έκκεντρα τοποθετημένος και δημιουργεί μια τάση για στρέψη στην κατασκευή κάτι που φαίνεται σε μικρή κλίμακα στην 3^η ιδιομορφή.



Σχήμα 5.17: Πρώτη ιδιομορφή κτιρίου (μεταφορική στον x άξονα), με ιδιοπερίοδο $T_1=0.68 \text{ sec}$.



Σχήμα 5.18: Δεύτερη ιδιομορφή κτιρίου (μεταφορική στον y άξονα), με ιδιοπερίοδο $T_2=0.48$ sec.

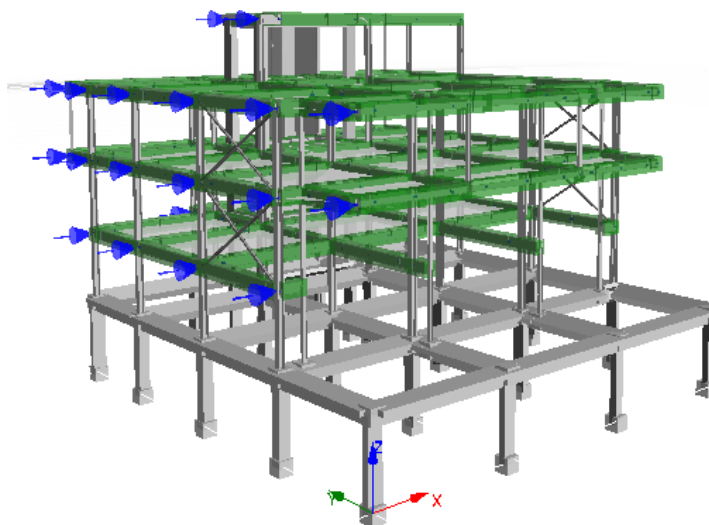


Σχήμα 5.19: Τρίτη ιδιομορφή κτιρίου (στροφική στον z άξονα), με ιδιοπερίοδο $T_3=0.47$ sec.

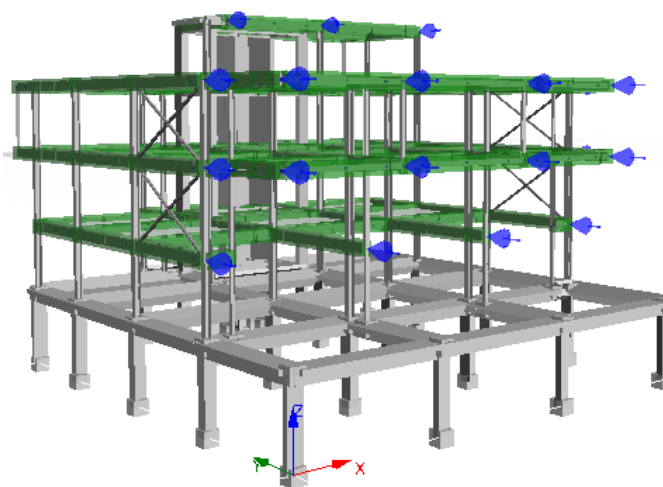
5.8 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης- Καμπύλες αντίστασης

Για την ανάλυση στατικής αντίστασης χρειάστηκε να ασκηθούν στο κτίριο συγκεντρωμένα φορτία στις διευθύνσεις x και y σύμφωνα με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή ασκήθηκαν φορτία στην ανατολική (Σχήμα

5.20) και στην βόρεια (Σχήμα 5.21) πλευρά του κτιρίου, αναλογικά με την μάζα που αντιστοιχούσε σε κάθε κόμβο, με σκοπό το άθροισμά τους να ισούται με 1kN.

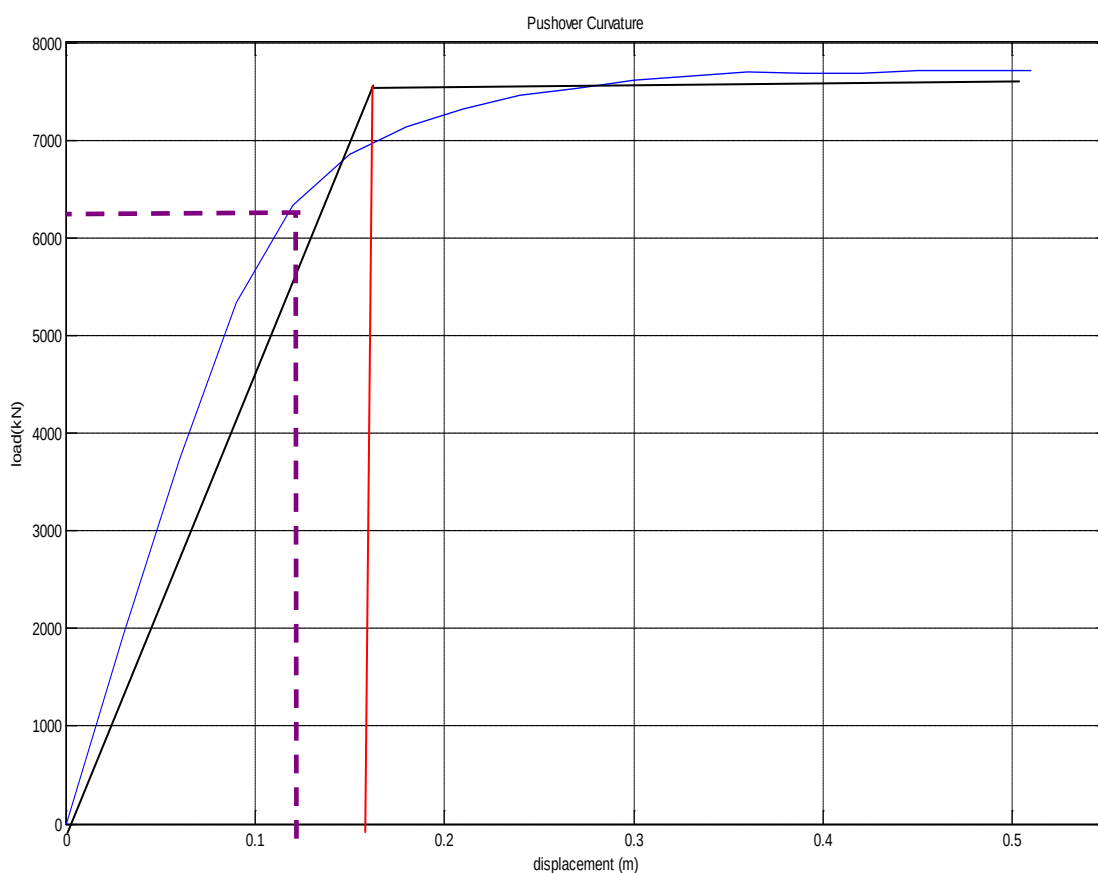


Σχήμα 5.20: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και διάταξη των φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την x διεύθυνση.



Σχήμα 5.21: Προσομοίωμα του δομικού συστήματος και διάταξη φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς την y διεύθυνση.

Και σ' αυτή όμως την περίπτωση το πρόγραμμα δεν μπορούσε να συγκλίνει και να μας δώσει αποτελέσματα για την ανάλυση στατικής αντίστασης στον άξονα y.



Σχήμα 5.22: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου στην x διεύθυνση και διγραμμοποίησή της.

Υπολογίστηκε η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 = 430 \text{ tons} \quad (5.1)$$

και ο συντελεστής μετατροπής του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{430}{326} = 1.3 \quad (5.2)$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους (*a= μετατόπιση που αντιστοιχεί στο σημείο διαρροής της διγραμμοποίησης της καμπύλης αντίστασης):

$$F^*_{(SDOF)} = \frac{F_{b(MDOF)}}{\Gamma} = \frac{7700}{1.3} = 5923 \text{ kN} \quad (5.3)$$

$$d^*_{(SDOF)} = \frac{d_{n(a)}}{\Gamma} = \frac{0.175}{1.3} = 0.135 \text{ m} \quad (5.4)$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) .

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$T_{(SDOF)}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 1.96 \text{ sec} \quad (5.5)$$

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

$$d_{et(SDOF)}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.12 \text{ m} \quad (5.6)$$

Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* η οποία υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης που βρίσκεται στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_D}{T} \right] = 0.19 \text{ m/sec}^2 \quad (5.7)$$

Τέλος η στοχευόμενη μετατόπιση του πολυβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε στα 0.16m η οποία αντιστοιχεί στο διάγραμμα σε $F_y=7.400 \text{ kN}$ περίπου.

$$d_{et(MDOF)}^* = d^* \times \Gamma = 0.16 \text{ m} \quad (5.8)$$

5.9 Δυναμική ανελαστική μέθοδος

Κατά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν δέκα σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες ασκήθηκαν στο κτίριο στις δυο διευθύνσεις (x και y) και των οποίων τα στοιχεία φαίνονται στον Πίνακα 4.4 του προηγούμενου κεφαλαίου.

Προκειμένου να μπορέσει να γίνει η δυναμική ανάλυση με τις παραπάνω καταγραφές, έπρεπε να κλιμακωθούν βάσει του συντελεστή σχεδιασμού προκειμένου να φθάσουν στην επιθυμητή ένταση η οποία χαρακτηρίζει την περιοχή μελέτης. Έτσι, από το φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για κάθε καταγραφή και για ιδιοπερίοδο ίση με αυτή της πρώτης ιδιομορφής του πολυβάθμιου συστήματος ($T=0.68 \text{ sec}$) και απόσβεση ίση με 5% βρέθηκαν οι αντίστοιχες ψευδοεπιταχύνσεις από τα φάσματα απόκρισης των αντίστοιχων καταγραφών. Ο υπολογισμός του συντελεστή κλιμάκωσης γίνεται μέσω του λόγου της ψευδοεπιτάχυνσης σχεδιασμού που προκύπτει από το φάσμα του Ευρωκώδικα $S_a(T_1)$ (Από το φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 3.7) και για ιδιοπερίοδο $T=0.68 \text{ sec}$ προκύπτει η φασματική επιτάχυνση $S_a(0.68\text{sec})$ από τον υπολογισμό:

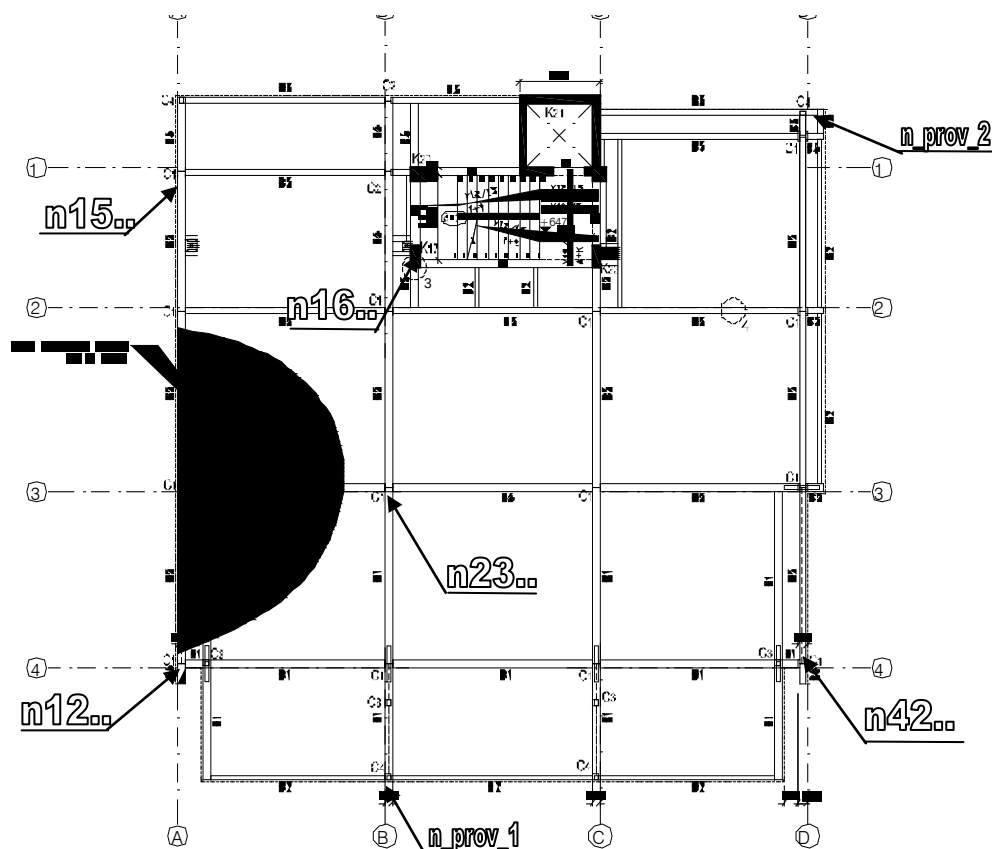
$$S_a = a_g \times s \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.20g \times 1.0 \times 1.2 \times 2.5 \times \left[\frac{0.5}{0.68} \right] = 0.53g \Rightarrow Sa(T_1)=0.53g$$

προς την ψευδοεπιτάχυνση $PSa_x(T_1, 5\%)$ από το φάσμα απόκρισης της καταγραφής για την διεύθυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή (μεταφορική στην x διεύθυνση). Έτσι, οι συντελεστές κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.5: Συντελεστές κλιμάκωσης καταγραφών*.

Καταγραφή	$PSa_x(T_1, 5\%)$ (φάσμα απόκρισης καταγραφής) [g]	Συντελεστής κλιμάκωσης
Loma Prieta 1989(AGW000-AGW090)	0.4918	1.1
Loma Prieta 1989(HDA165-HDA255)	0.6652	0.80
Loma Prieta 1989(AND270-AND360)	0.4343	1.22
Loma Prieta 1989(WAH000-WAH090)	1.0107	0.52
Northridge 1994 (BLD090-BLD360)	0.1566	3.38
Northridge 1994 (FAR000-FAR090)	0.6897	0.77
Northridge 1994 (GLP177-GLP267)	0.1986	2.67
Northridge 1994 (HOL090-HOL360)	0.1949	2.72
San Fernando 1971(PEL090-PEL180)	0.2160	2.45
Superstition Hills 1987(B-ICC000-B-ICC090)	0.6123	0.87

Έτσι, διαλέχθηκαν κάποιοι κόμβοι οι οποίοι έδωσαν τις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων από την δυναμική ανάλυση. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι κόμβοι αυτοί επιλέχθηκαν να είναι πάνω από ένα για τον λόγο ότι παρατηρήθηκε στην ιδιομορφική ανάλυση, το κτίριο να παρουσιάζει κάποια στρεπτικά φαινόμενα με αποτέλεσμα να πρέπει να ελεγχθούν οι σχετικές μετατοπίσεις σε διάφορα σημεία στην κάτοψη των ορόφων. Στην παρακάτω κάτοψη διακρίνονται οι κόμβοι που επιλέχθηκαν για την εύρεση των σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων (Σχήμα 6.40).



Σχήμα 5.23: Κόμβοι που επιλέχθηκαν για εξαγωγή μετακινήσεων σε δυναμική ανάλυση.

Οι σχετικές μετατοπίσεις υπολογίστηκαν μέσω του προγράμματος βρίσκοντας την διαφορά των μετατοπίσεων των κόμβων για κάθε όροφο και διαιρώντας την με το ύψος του ορόφου. Οι οριζόντιες σχετικές μετατοπίσεις ανά όροφο υπολογίστηκαν ως διανυσματικό άθροισμα δηλαδή με την τετραγωνική ρίζα των τετραγώνων των σχετικών μετατοπίσεων στις δύο διευθύνσεις (x και y). Έτσι, τα αποτελέσματα των σχετικών μετατοπίσεων επί τοις εκατό (%) κάθε ορόφου, από τις δυναμικές αναλύσεις για κάθε καταγραφή παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.6). Αναλυτικά στην πρώτη στήλη αντιστοιχούν τα ονόματα των διεγέρσεων οι οποίες ασκήθηκαν στο κτίριο, στην δεύτερη στήλη ο κόμβος στον οποίο αντιστοιχούν οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων ενώ οι πέντε άλλες στήλες αντιστοιχούν στις στάθμες των ορόφων για τα οποία γίνεται λόγος. Για παράδειγμα, η στάθμη 1 στην πλάκα άνωθεν υπογείου, η στάθμη 2 αντιστοιχεί στην πλάκα μεσοπατώματος, η στάθμη 3 στην πλάκα ισογείου, η στάθμη 4 στην πλάκα πρώτου ορόφου και τέλος η στάθμη 5 στην οροφή.

Πίνακας 5.6: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων (%) για κάθε καταγραφή για τους επιλεγμένους κόμβους.

Καταγραφή	Κόμβος	1	2	3	4	5
Pushover	F ₆₃₀₀	0.000	1.20	1.00	0.650	-
AGW000-090	12__	0.000	0.104	0.107	0.049	-
	15__	0.000	0.082	0.062	0.039	-
	16__	0.000	0.052	0.053	0.038	0.035
	23__	0.000	0.089	0.067	0.046	0.035
	42__	0.000	0.109	0.121	0.051	-
	Prov_1	-	-	-	0.055	-
	Prov_2	-	-	-	0.037	0.057
B-ICC000-090	12__	0.000	0.224	0.172	0.077	-
	15__	0.000	0.143	0.090	0.062	-
	16__	0.000	0.077	0.084	0.063	0.054
	23__	0.000	0.152	0.110	0.068	-
	42__	0.000	0.183	0.200	0.085	-
	Prov_1	-	-	-	0.086	-
	Prov_2	-	-	-	0.063	0.080
BLD090-360	12__	0.000	0.454	0.368	0.174	-
	15__	0.000	0.274	0.178	0.113	-
	16__	0.000	0.180	0.168	0.116	0.095
	23__	0.000	0.220	0.180	0.121	-
	42__	0.000	0.383	0.412	0.176	-
	Prov_1	-	-	-	0.186	-
	Prov_2	-	-	-	0.157	0.211
FAR000-090	12__	0.000	0.168	0.121	0.061	-
	15__	0.000	0.110	0.076	0.048	-
	16__	0.000	0.071	0.066	0.056	0.040
	23__	0.000	0.085	0.070	0.061	-
	42__	0.000	0.144	0.154	0.085	-
	Prov_1	-	-	-	0.072	-
	Prov_2	-	-	-	0.065	0.080
GLP177-267	12__	0.000	0.814	0.387	0.198	-
	15__	0.000	1.170	0.584	0.428	-
	16__	0.000	0.953	0.417	0.380	0.470
	23__	0.000	0.870	0.430	0.336	-

	42__	0.000	1.21	0.393	0.195	-
	Prov_1	-	-	-	0.240	-
	Prov_2	-	-	-	0.660	0.581
HDA165-255	12__	0.000	0.240	0.200	0.087	-
	15__	0.000	0.140	0.102	0.064	-
	16__	0.000	0.100	0.090	0.063	0.043
	23__	0.000	0.118	0.103	0.070	-
	42__	0.000	0.220	0.213	0.100	-
	Prov_1	-	-	-	0.095	-
	Prov_2	-	-	-	0.072	0.082
HOL090-360	12__	0.000	3.000	0.611	0.295	-
	15__	0.000	2.670	0.975	0.450	-
	16__	0.000	2.254	1.028	0.540	0.535
	23__	0.000	2.430	0.910	0.483	-
	42__	0.000	1.53	0.757	0.340	-
	Prov_1	-	-	-	0.334	-
	Prov_2	-	-	-	0.505	0.970
PEL090	12__	0.000	0.480	0.324	0.163	-
	15__	0.000	0.410	0.373	0.255	-
	16__	0.000	0.273	0.301	0.235	0.238
	23__	0.000	0.287	0.290	0.205	-
	42__	0.000	0.330	0.375	0.164	-
	Prov_1	-	-	-	0.170	-
	Prov_2	-	-	-	0.236	0.277
WAH000-090	12__	0.000	0.268	0.160	0.093	-
	15__	0.000	0.225	0.185	0.134	-
	16__	0.000	0.163	0.180	0.134	0.135
	23__	0.000	0.173	0.170	0.116	-
	42__	0.000	0.170	0.186	0.098	-
	Prov_1	-	-	-	0.097	-
	Prov_2	-	-	-	0.124	0.160
AND270	12__	0.000	0.324	0.136	0.100	-
	15__	0.000	0.270	0.244	0.170	-
	16__	0.000	0.195	0.213	0.162	0.160
	23__	0.000	0.201	0.200	0.122	-
	42__	0.000	0.168	0.150	0.092	-
	Prov_1	-	-	-	0.102	-

	Prov_2	-	-	-	0.164	0.200
Μέσος όρος	12__	0.000	0.610	0.260	0.130	-
(ανά κόμβο)	15__	0.000	0.550	0.287	0.176	-
	16__	0.000	0.432	0.260	0.180	0.180
	23__	0.000	0.462	0.253	0.163	0.035
	42__	0.000	0.450	0.281	0.140	-
	Prov_1	-	-	-	0.143	-
	Prov_2	-	-	-	0.210	0.270

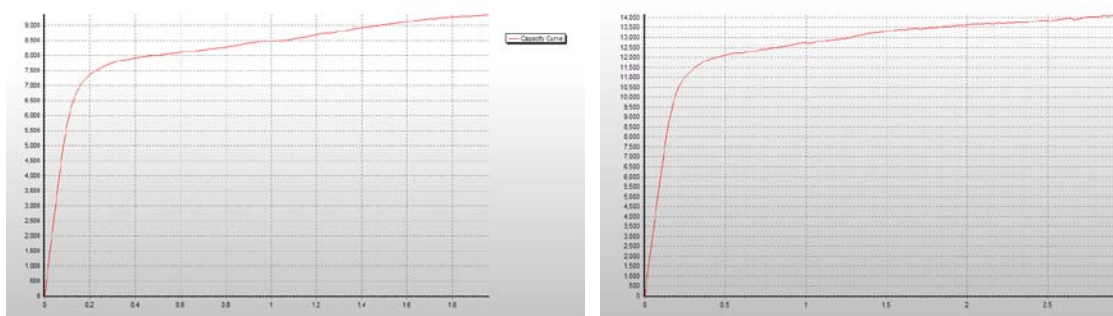
(όπου Prov= πρόβολος)

5.10 Συμπεράσματα

Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα έγιναν αρκετές προσπάθειες ώστε να προκύψει καμπύλη στατικής αντίστασης. Παρατηρήθηκε ότι ο τρόπος που θα προσομοιωθεί το κτίριο επηρεάζει κατά πολύ το αποτέλεσμα στην ανάλυση στατικής αντίστασης. Για παράδειγμα, χρησιμοποιήθηκαν προσομοιώματα στα οποία:

- Κάθε μέλος του φορέα αντιστοιχεί σε ένα στοιχείο προσομοιώματος
- Είχαν διακριτοποιηθεί πυκνότερα οι δοκοί του προσομοιώματος
- Είχαν διακριτοποιηθεί πυκνότερα όλα τα μέλη του προσομοιώματος (δοκοί-υποστυλώματα)

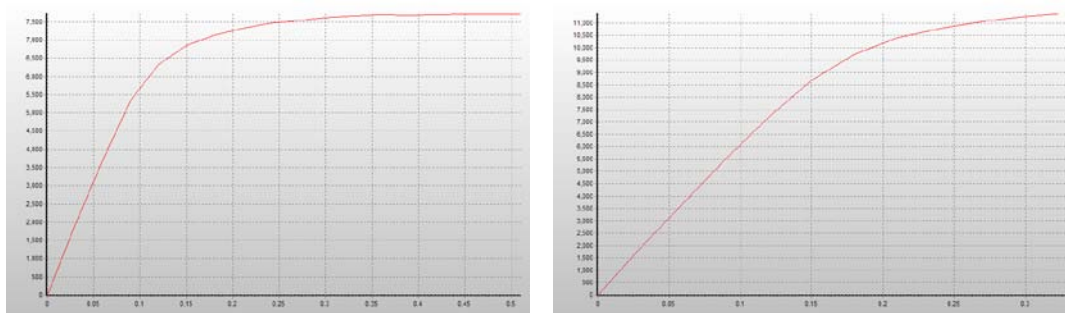
με παράλληλη προσομοίωση των στοιχείων σε κατανεμημένης και συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν ήταν τα παρακάτω:



Σχήμα 5.24: Προσομοίωμα με διατομές συγκεντρωμένης (σχήμα Α) και κατανεμημένης (σχήμα Β) πλαστικότητας χωρίς υποδιαίρεση των στοιχείων ανά μέλος.

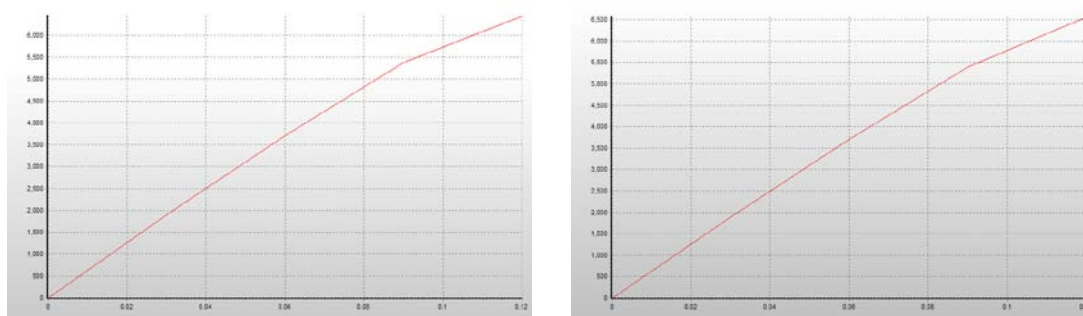
Στις καμπύλες στατικής αντίστασης (ικανότητας) αντιστοιχεί στην πρώτη περίπτωση μέγιστο φορτίο στα 9000 kN και αρχή της διαρροής στα 0.15 m (Σχήμα Α) ενώ στην

δεύτερη περίπτωση (Σχήμα Β) παρατηρείται μέγιστο φορτίο στα 14.000 kN και αρχή της διαρροής του κτιρίου στα 0.25 m.



Σχήμα 5.25:Προσομοίωμα με διατομές συγκεντρωμένης (σχήμα Α) και κατανεμημένης (σχήμα Β) πλαστικότητας με πυκνότερη διακριτοποίηση μόνο των δοκών(4 στοιχεία ανά μέλος).

Στις καμπύλες στατικής αντίστασης αντιστοιχεί στην πρώτη περίπτωση μέγιστο φορτίο στα 7500 kN και αρχή της διαρροής στα 0.10 m (Σχήμα Α) ενώ στην δεύτερη περίπτωση (Σχήμα Β) παρατηρείται μέγιστο φορτίο στα 11.000 kN και αρχή της διαρροής του κτιρίου στα 0.15 m.

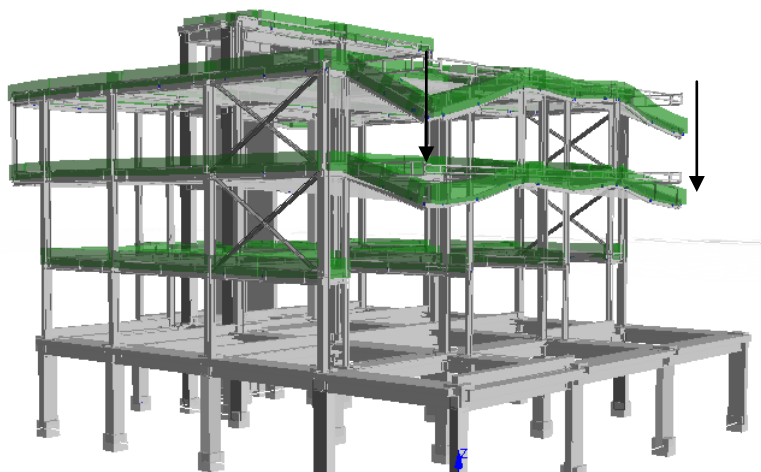


Σχήμα 5.26:Προσομοίωμα με διατομές συγκεντρωμένης (σχήμα Α) και κατανεμημένης (σχήμα Β) πλαστικότητας με πυκνότερη διακριτοποίηση όλων των στοιχείων του προσομοιώματος (4 στοιχεία ανά μέλος).

Στις καμπύλες στατικής αντίστασης αντιστοιχεί στην πρώτη περίπτωση μέγιστο φορτίο στα 6000 kN και αρχή της διαρροής στα 0.08 m (Σχήμα Α) ενώ στην δεύτερη περίπτωση (Σχήμα Β) παρατηρείται μέγιστο φορτίο στα 6500 kN και αρχή της διαρροής του κτιρίου στα 0.08 m.

Από τις παραπάνω αναλύσεις οι διαφορές που παρατηρούνται είναι της τάξης του 20% περίπου για την αντοχή διαρροής και 30% περίπου στην αντίστοιχη μετατόπιση.

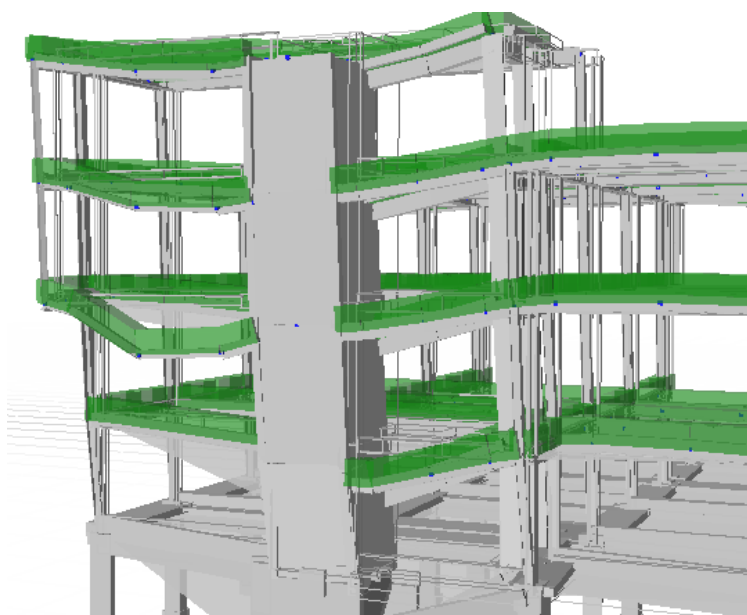
- Και αυτό το προσομοίωμα δυσκολεύτηκε να συγκλίνει κατά την ανάλυση στατικής αντίστασης ως προς τον άξονα y με κυριότερη παραμόρφωση αυτή του προβόλου ο οποίος αστοχούσε ακόμα και αν δεν δέχονταν το πλήρες φορτίο για την ανάλυση στατικής αντίστασης στον άξονα y .



Σχήμα 5.27: Παραμόρφωση του φορέα και μη σύγκλιση κατά την ανάλυση στατικής αντίστασης στον άξονα y .

- Η διασπορά των αποτελεσμάτων των σχετικών μετατοπίσεων στους διάφορους κόμβους στην ίδια στάθμη του κτιρίου η οποία συνδέεται με την ασύμμετρη τοποθέτηση του πυρήνα του κτιρίου καθώς επίσης και της ασυμμετρίας καθ' ύψος του κτιρίου.
- Το κτίριο σύμφωνα με την δυναμική ανελαστική ανάλυση παρουσίασε υπεραντοχές οι οποίες παρόλο που το κτίριο είναι σχεδιασμένο με τα σεισμικά φορτία που προβλέπει ο Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας, είναι τέτοιες ώστε να καλύπτουν τα υψηλά σεισμικά φορτία και τα όρια που θέτει ο Ευρωκώδικας 8.
- Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση οι σχετικές μετατοπίσεις των πέντε σταθμών του κτιρίου, δεν άγγιξαν το όριο σχετικών μετατοπίσεων που δίνεται κατά την ελαστική φασματική μέθοδο και είναι το 1.25%, εκτός από μια καταγραφή η οποία έδωσε σχετικές μετατοπίσεις αρκετά μεγαλύτερες (HOL 090-360) από το όριο αυτό. Έτσι, προκύπτει ότι υπάρχουν λίγες πιθανότητες να έρθει σεισμός συμβατός με το φάσμα ο οποίος μπορεί να επιφέρει υπέρβαση της οριακής κατάστασης ασφάλειας ζωής στο κτίριο. Συγκεκριμένα, στα αποτελέσματα της συγκεκριμένης καταγραφής

παρατηρήθηκε από το παραμορφωμένο σχήμα του κτιρίου ότι συσσωρεύτηκε σφάλμα κοντά στον πυρήνα του κτιρίου με παράλληλη «κατάρρευση» των μελών που συνδέονταν με αυτόν (Σχήμα 5.28). Άρα τίθεται υπό αμφισβήτηση η αξιοπιστία της εν λόγω ανάλυσης. Από την άλλη πλευρά στις περιπτώσεις που σχετικές μετατοπίσεις δεν άγγιζαν το όριο που θέτει ο ελαστικός σχεδιασμός (1.25%) η κυρίως παραμόρφωση του φορέα παρατηρούνταν στον πρόβολο του κτιρίου (Σχήμα 5.27)



Σχήμα 5.28: Παραμόρφωση του φορέα με συγκέντρωση των παραμορφώσεων κοντά στον πυρήνα του κτιρίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΕΚΑΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Το τρίτο κτίριο που αναλύθηκε στην διατριβή είναι ένα δεκατριώροφο κτίριο το οποίο αποτελείται από ένα υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα, ένα ισόγειο, μεσοπάτωμα και μηχανολογικό όροφο από οπλισμένο σκυρόδεμα και έντεκα ορόφους από χάλυβα. Η χρήση του κτιρίου επικεντρώνεται σε γραφειακούς χώρους και χώρους καταστημάτων μέχρι τον έκτο όροφο, ενώ οι τρεις τελευταίοι όροφοι χρησιμοποιούνται ως διαμερίσματα. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος προσομοίωσης του κτιρίου για μη γραμμική ανάλυση όπως επίσης και τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

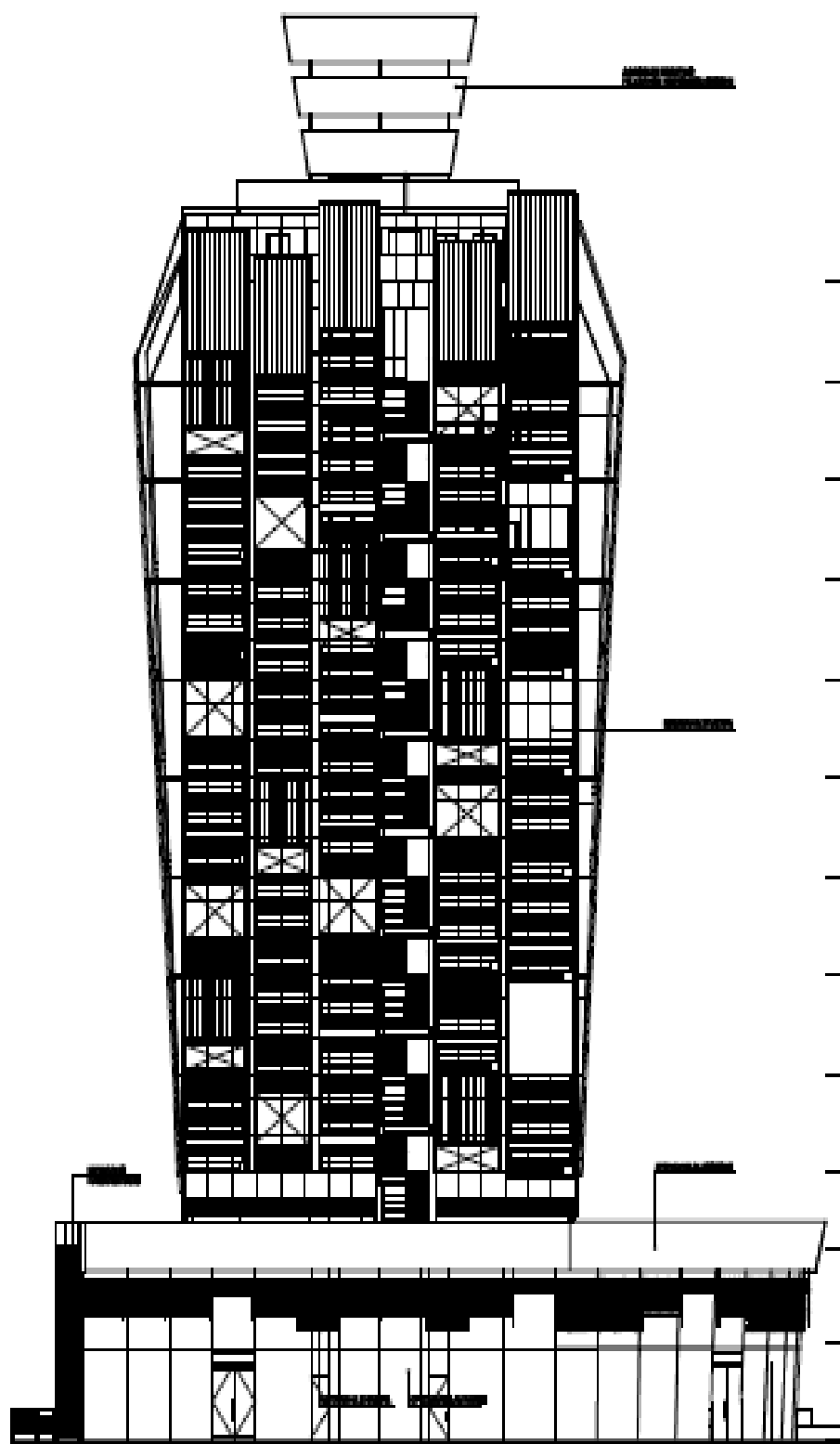
6.1 Περιγραφή δεκατριώροφου κτιρίου

Όσον αφορά το δόμημα πρόκειται για ένα μικτό σύστημα το οποίο αποτελείται από υπόγειο μεσοπάτωμα και ισόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα και 11 ορόφους από χάλυβα. Το ύψος κάθε ορόφου είναι περίπου 3,9 μέτρα και το συνολικό ύψος του κτιρίου φτάνει τα 50 μέτρα πάνω από το έδαφος. Στο Σχήμα 6.1 φαίνεται το προοπτικό σχέδιο της κατασκευής όπως επίσης στο Σχήμα 6.3 φαίνεται η αρχιτεκτονική άποψη του κτιρίου σε τομή και σε πρόσοψη. Επίσης, στο Σχήμα 6.4, 6.4 και 6.5 παρατίθενται οι κατόψεις της θεμελίωσης υπογείου, ισογείου και ενός τυπικού ορόφου από χάλυβα. Οι διαστάσεις των κατόψεων του κτιρίου είναι 46,5 x 36,5 μέτρα για το υπόγειο, 37,5 x 22 μέτρα για το μεσοπάτωμα και το ισόγειο και 20 x 15 μέτρα για τους έντεκα ορόφους από χάλυβα.

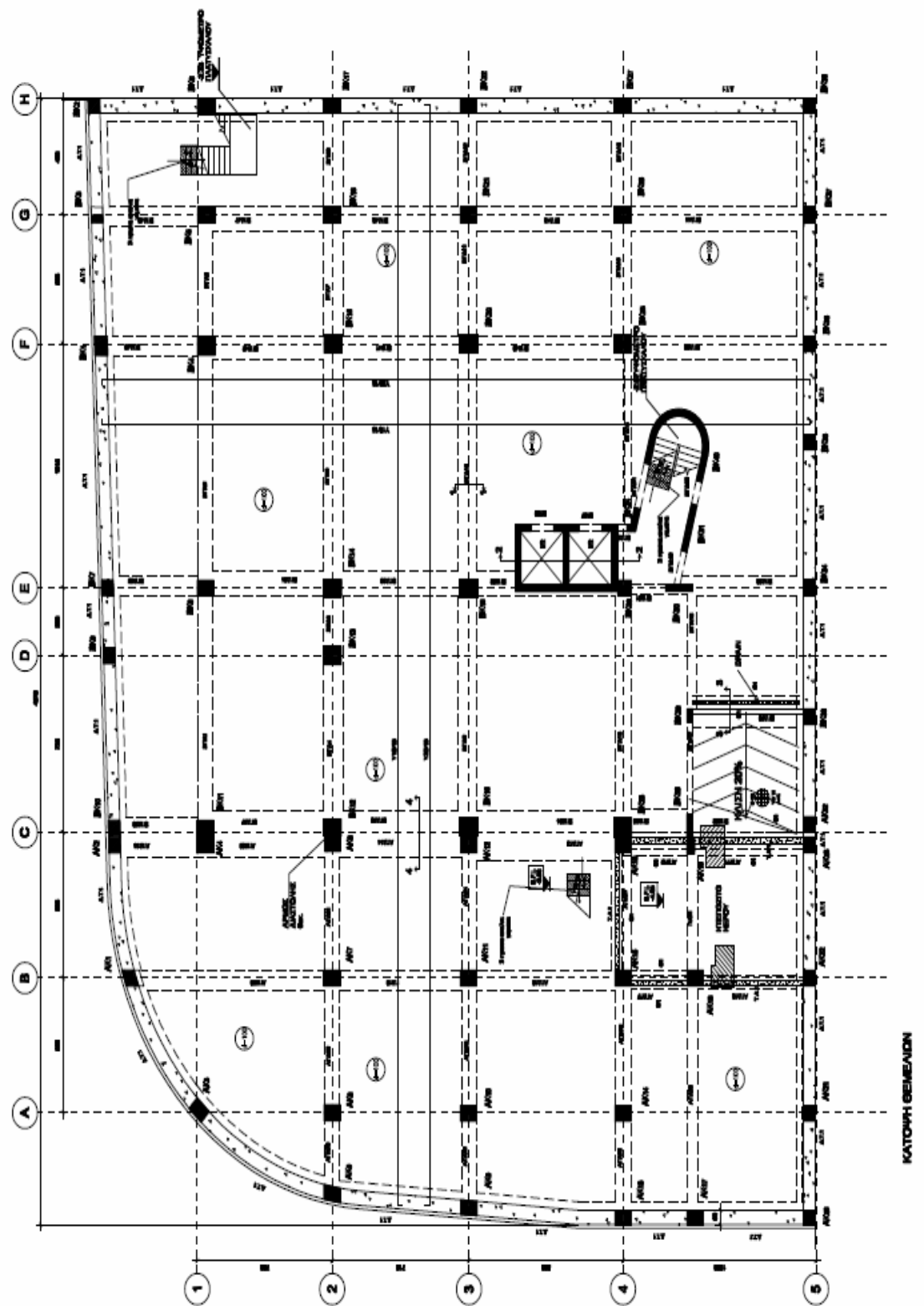
Το κτίριο αποτελείται κυρίως από γραφειακούς χώρους και καταστήματα. Όπως διακρίνεται και στις κατόψεις του κτιρίου τα κύρια χαρακτηριστικά που ξεχωρίζουν στην κατασκευή είναι η ασύμμετρη μορφή του κάτι που το καθιστά μη κανονικό, καθώς επίσης και ο ισχυρός πυρήνας από οπλισμένο σκυρόδεμα (τοιχώματα ανελκυστήρων και κλιμακοστασίου καθ' όλο το ύψος του κτιρίου) ο οποίος είναι έκκεντρα τοποθετημένος στο κτίριο, κάτι που ενδεχομένως το καθιστά στρεπτικά ευαίσθητο, κάτι το οποίο θα συζητηθεί στην ιδιομορφική ανάλυσή του. Επιπλέον, ο χωρισμός του κτιρίου λόγω της μεγάλης έκτασής του σε δύο κτίρια με αρμό διαστολής δεκ. και ένα σύνολο από μεταλλικά κλιμακοστάσια εσωτερικά και εξωτερικά της κατασκευής καθιστούν το κτίριο αρκετά περίπλοκο τόσο σε αρχιτεκτονικό όσο και σε δομικό επίπεδο.



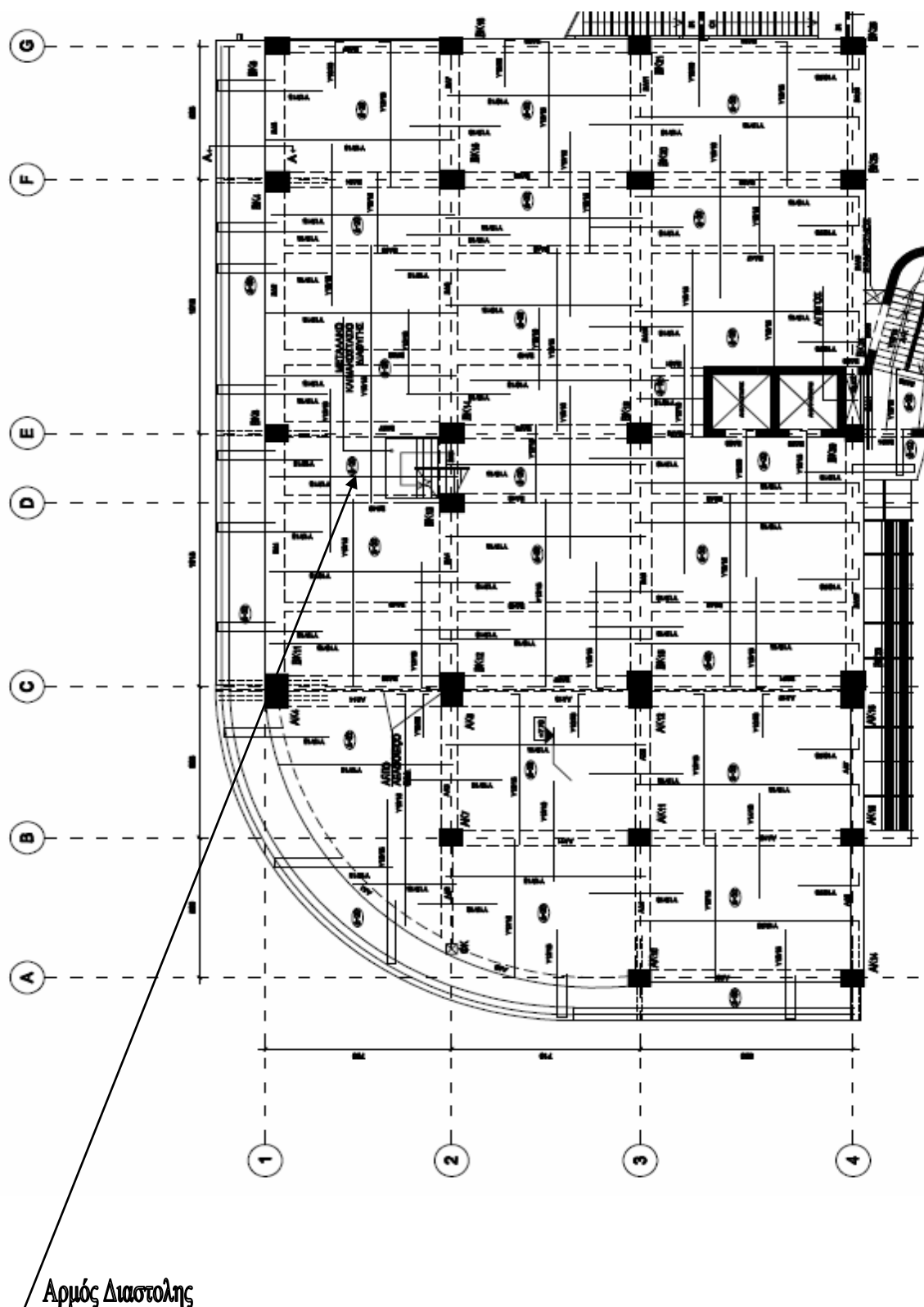
Σχήμα 6.1: Προοπτικό σχέδιο δεκατριώροφου δομήματος



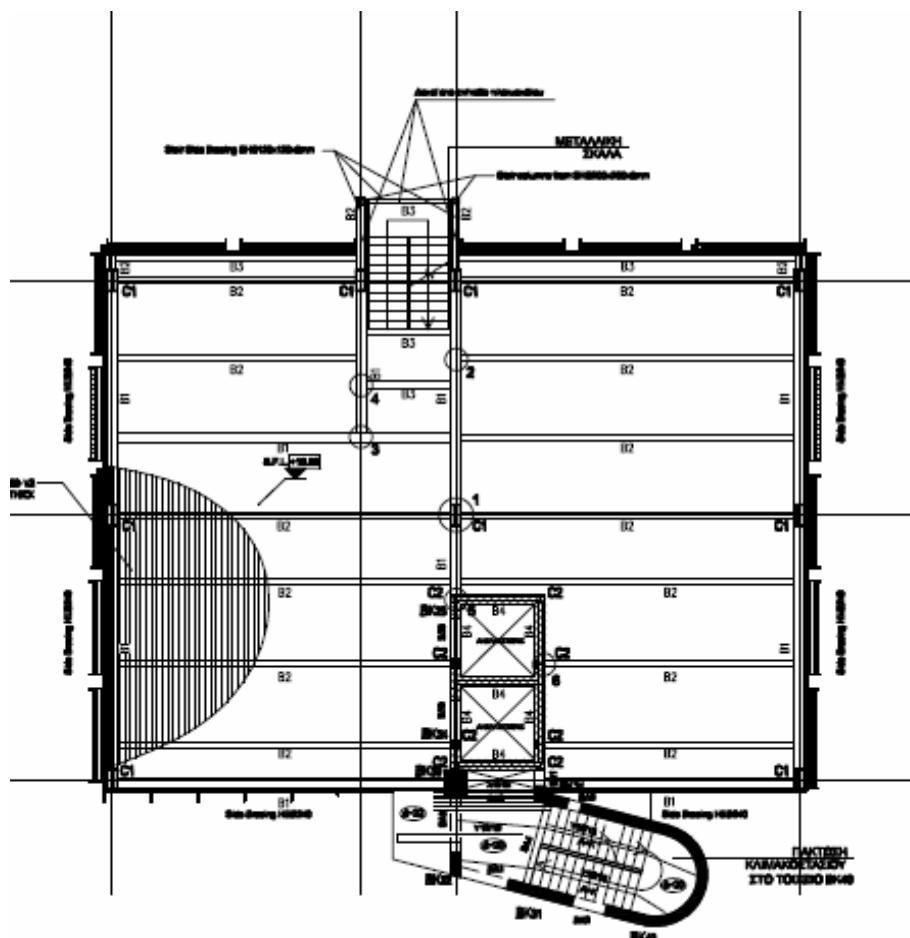
Σχήμα 6.3: Πρόσοψη 13-όροφης κατασκευής.



Σχήμα 6.4: Κάτοψη θεμελίωσης 13-όροφης κατασκευής.



Σχήμα 6.5: Κάτοψη ισογείου 13-όροφης κατασκευής και διαχωρισμός σε δύο τμήματα με αρμό διαστολής (τμήμα Α αριστερά και Β δεξιά)



Σχήμα 6.6: Κάτοψη τυπικού ορόφου από χάλυβα

6.2 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κτιρίου

Το 13όροφο αυτό κτίριο, σχεδιάστηκε και διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με τα φορτία που προέκυψαν από τα φάσμα του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και 4 για τις κατασκευές από χάλυβα και τις σύμμικτες κατασκευές. Ο αρχικός σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων έγινε με το λογισμικό Statics 2004 (Multisoft 1992) με την βοήθεια της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Γενικά, τα στοιχεία του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα, πεδιλοδοκοί) εξιδανικεύονται με γραμμικά μέλη, των οποίων ο άξονας συμπίπτει με τον άξονα των πραγματικών διατομών, ενώ η σύνδεση με το προσομοίωμα του εδάφους γίνεται με άκαμπτα μέλη. Όσο αφορά την πλάκα, προσομοιώνεται ως δίσκος απόλυτα απαραμόρφωτος στο επίπεδό του, διασφαλίζοντας έτσι την διαφραγματική της λειτουργία. Επιπλέον, το έδαφος εξιδανικεύεται με γραμμικό ελατήριο που ακολουθεί τον νόμο του Hooke ($q=k_s\delta$), όπου k_s η σταθερά ελατηρίου και παράλληλα δείκτης δυσκαμψίας του εδάφους.

Όσο αφορά το συγκεκριμένο κτίριο, σχεδιάστηκε για Μέγιστη ανοιγμένη Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους $A_{max}=0.15g$, επίπεδο πλαστιμότητας II, συντελεστή σπουδαιότητας 1, τιμή χαρακτηριστικής περιόδου $T_2=0,40$ sec, συντελεστή συμπεριφοράς $K=3.0$, συντελεστή γηπέδου 1.25 (αργιλικά εδάφη), συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\alpha=2.5$, θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους $T_x=T_y=1\text{sec}$ και φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού με σεισμικό συντελεστή $R_a(T)=0.063$.

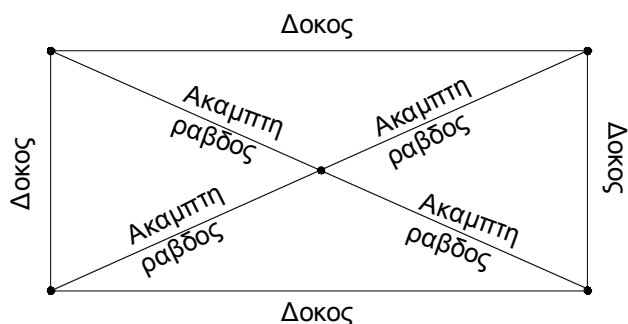
6.3 Μη γραμμικό ανελαστικό προσομοίωμα κτιρίου

Η ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου, η στατική και δυναμική ανελαστική ανάλυση έγιναν με την χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Seismostruct 5.0.3 (Seismosoft,1994) το οποίο λαμβάνει υπόψη τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών. Κατά τη διαδικασία προσομοίωσης και ανάλυσης του φορέα στο πρόγραμμα εξετάστηκαν διάφορα θέματα όπως η προσομοίωση όλων των στοιχείων από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, της κατασκευής, η ισοδύναμη κατανομή των μαζών στον κύριο φορέα της κατασκευής, η ισοδύναμη ελαστική προσομοίωση του υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, η διαφραγματική λειτουργία των πλακών, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ καθώς επίσης και η προσομοίωση του αρμού που ενώνει τα κτίρια Α και Β. Έτσι, εξετάστηκαν θέματα όπως η ανάλυση του κτιρίου σύμφωνα με τον EC8, τυχόν υπεραντοχή του κτιρίου σε σύγκριση με τον αρχικό σχεδιασμό του με τα φορτία από το φάσμα του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα, οι μέγιστες ανηγμένες παραμορφώσεις των ορόφων καθώς και το σχήμα παραμόρφωσης του φορέα.

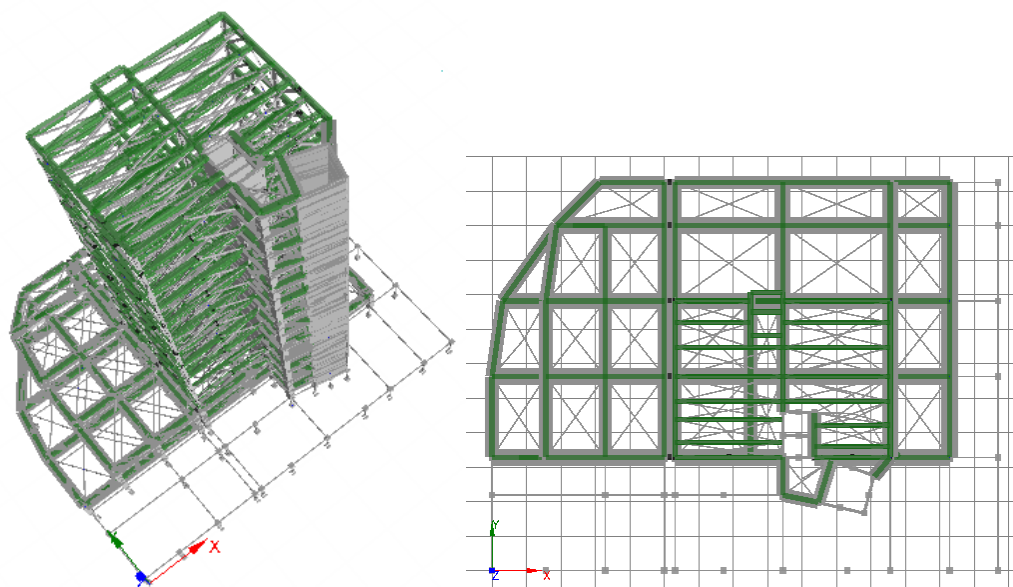
6.3.1 Προσπάθειες προσομοίωσης κτιρίου

Στην πρώτη προσπάθεια που έγινε για την προσομοίωση του κτιρίου, με την έκδοση του Seismostruct 4.0 (Seismosoft, 2004), προσομοιώθηκαν και τα δύο τμήματα (τμήμα Α και Β) στους ορόφους από οπλισμένο σκυρόδεμα όπως επίσης και οι όροφοι από χάλυβα οι οποίοι προσομοιώθηκαν με όλα τα κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία από τα οποία αποτελούνταν. Έτσι, δημιουργήθηκαν 3.280 κόμβοι και 3.908 ενεργά μέλη τα οποία είχαν διακριτοποιηθεί σε τέσσερα μέρη (συνολικά 6.480 μέλη). Το γεγονός, ότι η συγκεκριμένη έκδοση του Seismostruct δεν έδινε την δυνατότητα για την άμεση προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών, οδήγησε στην προσομοίωσή τους με ελαστικούς χιαστί συνδέσμους με μεγάλη αξονική ακαμψία και μικρή ροπή αδράνειας οι οποίοι συνδέονται μ' ένα κόμβο που βρισκόταν στο μέσο της πλάκας με τους κόμβους που τον περιβάλλουν (Σχήμα 6.7). Οι δυνατότητες του προγράμματος όμως δεν έδωσαν την δυνατότητα να αναλυθεί το συγκεκριμένο προσομοίωμα λόγω του πολύ μεγάλου αριθμού

μελών και κόμβων με αποτέλεσμα να παίρνει αρκετή ώρα να γίνει η ανάλυση και να μην μπορεί να συγκλίνει. Έτσι, δημιουργήθηκε ένα δεύτερο προσομοίωμα του κτιρίου με λιγότερα μέλη και κόμβους.



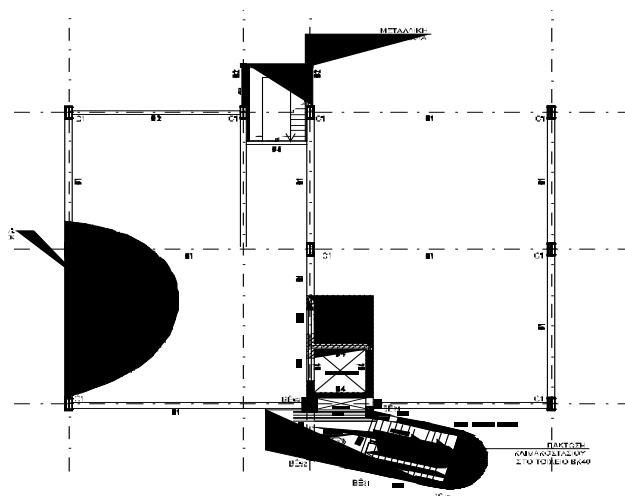
Σχήμα 6.7: Προσομοίωση διαφραγμάτων σύμφωνα με την πρώτη προσπάθεια προσομοίωσης του κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct 4.0.



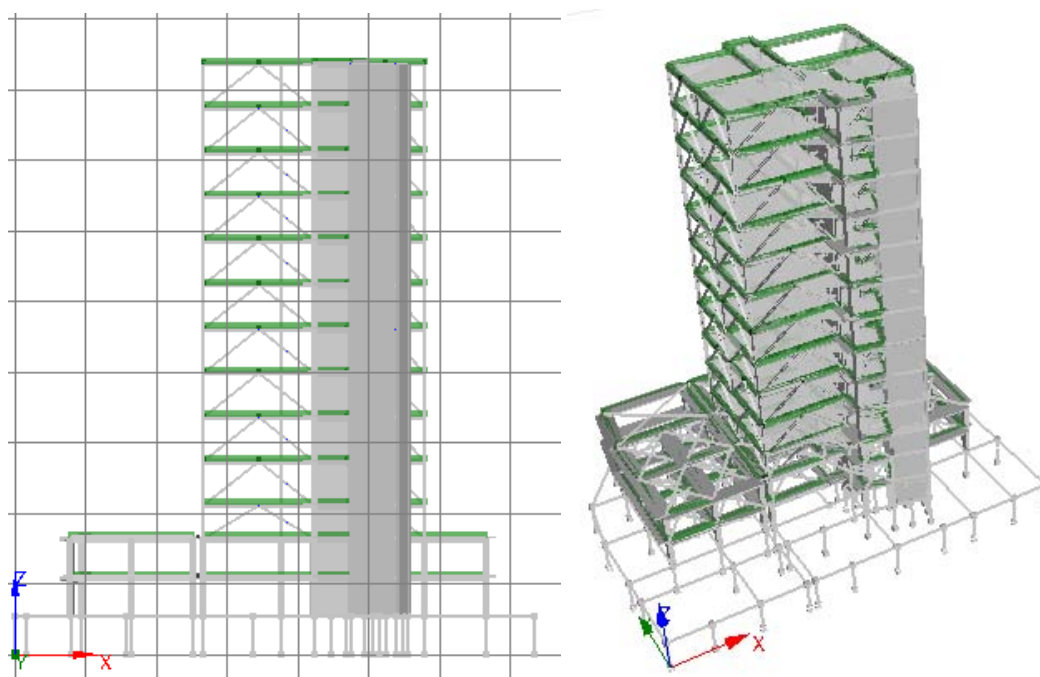
Σχήμα 6.8: Ακριβής αρχική προσομοίωση του φορέα.

Στη δεύτερη προσπάθεια που έγινε για την προσομοίωση του φορέα, με την έκδοση του Seismostruct 4.0.9 η οποία επέτρεπε τον ορισμό της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών μέσω κινηματικής δέσμευσης τύπου διαφράγματος που ένωνε όλους τους κόμβους κάθε ορόφου με έναν κεντρικό κόμβο σε κάθε πλάκα, έτσι δινόταν η δυνατότητα να συμπεριφέρεται ο όροφος ως μια πλάκα απαραμόρφωτη στο επίπεδό της. Επίσης, έγινε προσπάθεια να προσομοιωθούν μόνο δοκοί με συνδέσεις ροπής στους ορόφους από χάλυβα, κάτι το οποίο οδήγησε να γίνει μια ανακατανομή των φορτίων στις δοκούς που

παραλαμβάνουν κυρίως τα φορτία του ορόφου, με αποτέλεσμα οι διατομές και οι κόμβοι του προσομοιώματος να μειωθούν σε μεγάλο βαθμό.



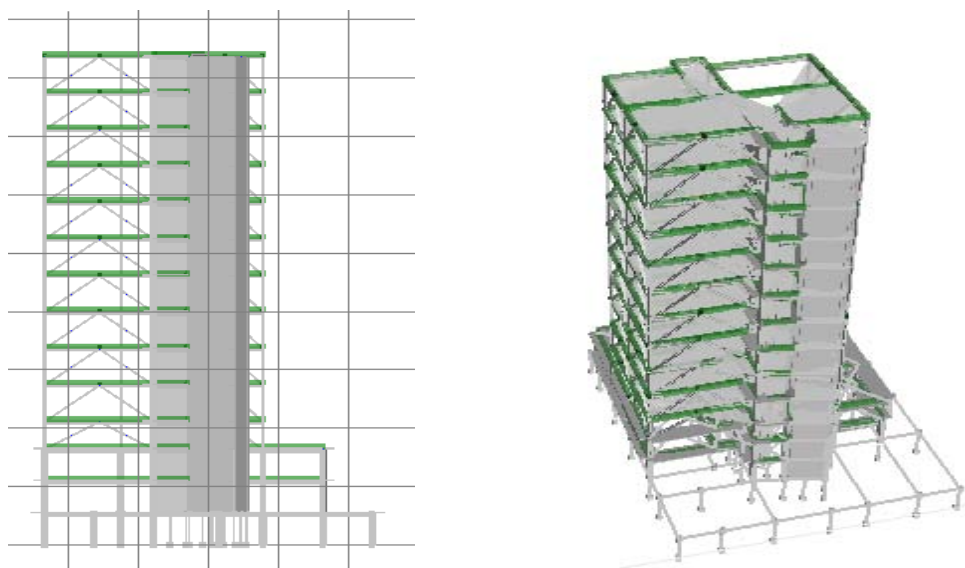
Σχήμα 6.9: Όροφος από χάλυβα με κύριους μόνο δοκούς και συνδέσεις.



Σχήμα 6.10: Δεύτερη προσπάθεια για προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα Seismostruct 4.0.3.

Και σ' αυτή όμως την περίπτωση το πρόγραμμα δεν μπορούσε να δώσει ακριβή και αξιόπιστα αποτελέσματα. Έτσι, η τρίτη προσπάθεια για προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα, έγινε χωρίς το τμήμα Α του υπογείου, ισογείου και του μεσοπατώματος, σε προσπάθεια να μειωθεί και άλλο ο αριθμός των μελών του προσομοιώματος και αφού

κρίθηκε ότι το τμήμα Β ήταν αυτό που αναλάμβανε να μεταφέρει κυρίως τα φορτία του φορέα στο έδαφος. Άλλος ένας παράγοντας ο οποίος οδήγησε σε αυτό το συμπέρασμα ήταν ότι τα τμήματα Α και Β των θεμελίων συνδέονταν μεταξύ τους με αρμό διαστολής ο οποίος επέτρεπε την κίνηση των δύο τμημάτων ανεξάρτητα μεταξύ τους. Έτσι, η τελική ανάλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα Seismostruct 5.0.3 (Seismosoft 1994) με το παρακάτω προσομοίωμα (Σχήμα 6.11) το οποίο είναι πιο απλό σε σχέση με το αρχικό, αφού έγινε ανακατανομή των φορτίων στις δοκούς ώστε να καλύπτεται η αρχική λεπτομερέστερη προσομοίωση. Οι κόμβοι που δημιουργήθηκαν μειώθηκαν στους 1020 όπως και τα μέλη στα 1660.



Σχήμα 6.11: Τελικό τρισδιάστατο προσομοίωμα κατασκευής στο πρόγραμμα Seismostruct (πρόσωση και προοπτικό)

Στα παραπάνω σχήματα φαίνεται ο τελικός φορέας όπως προσομοιώθηκε τελικά στο πρόγραμμα Seismostruct 5.0.3. (Seismosoft, 1994). Μπορούν να γίνουν διακριτά τα θεμέλια, τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα τοιχεία του πυρήνα καθ' ύψος του κτιρίου, ο φορέας από χάλυβα και οι διαγώνιοι ράβδοι δυσκαμψίας.

6.3.2 Υπόγειο-μεσοπάτωμα-ισόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα:

Προσομοίωση διατομών υπογείου-μεσοπατώματος και ισόγειου από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η προσομοίωση του υπογείου, το οποίο θεωρήθηκε πακτωμένο με όλους τους κόμβους του περιορισμένους για μετακίνηση και στροφή στη στάθμη των θεμελίων και για μετακίνηση στους άξονες x και y στη στάθμη της επιφάνειας του εδάφους, έγινε με την

βοήθεια ελαστικών γραμμικών στοιχείων. Τα στοιχεία αυτά προσδιορίστηκαν από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών, EA (όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και A το εμβαδό της διατομής), EI_{xx} και EI_{yy} (όπου E το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και I_{xx} και I_{yy} οι ροπές αδράνειας ως προς τους άξονες $x-x$ και $y-y$) και GJ (όπου G ο συντελεστής ακαμψίας και J μια σταθερά στρέψης. Αναλυτικά οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, στους δυο ορόφους και στο υπόγειο, παρουσιάζονται στους πίνακες Πίνακας 6.1 και Πίνακας 6.2.

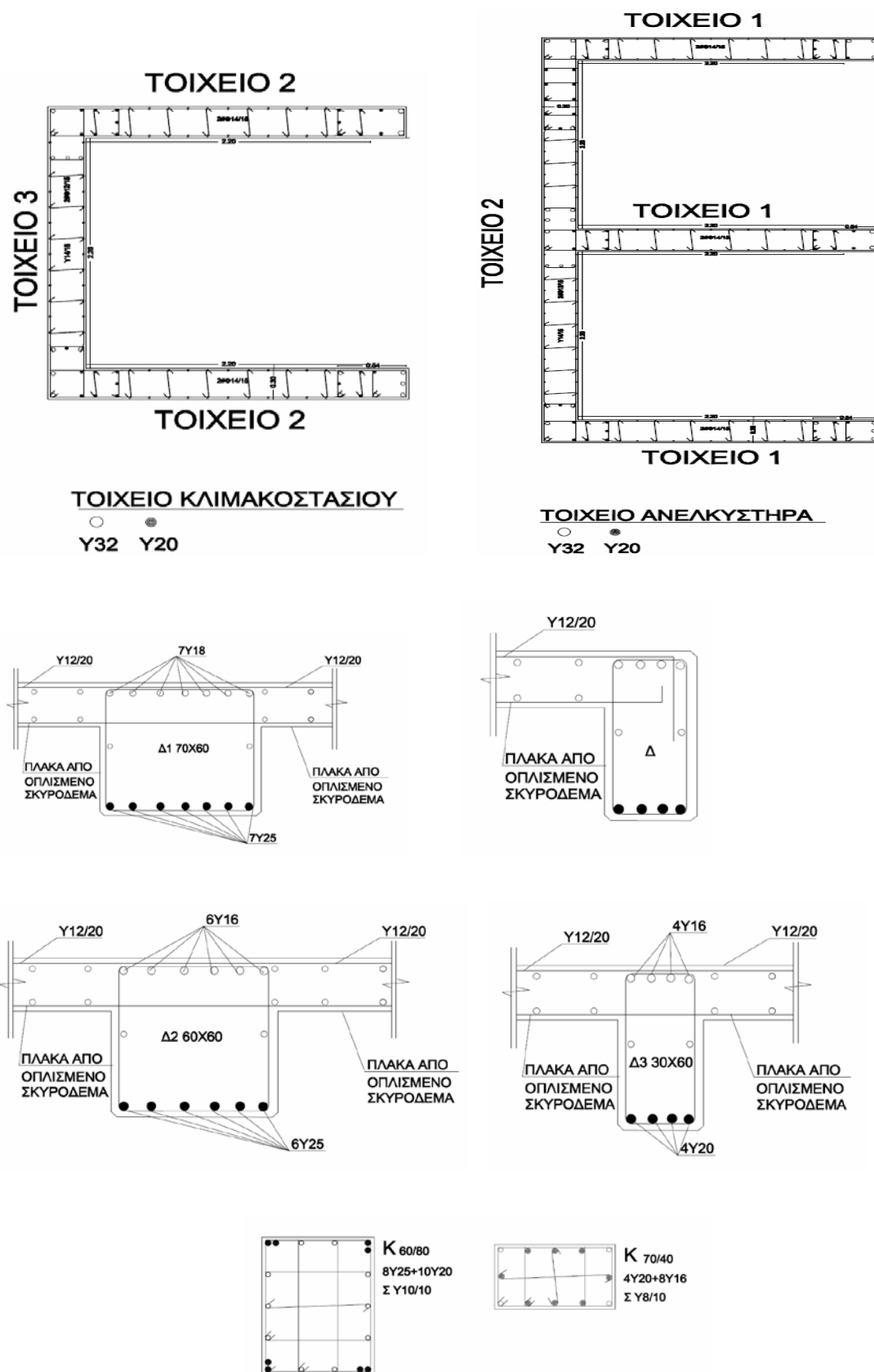
Πίνακας 6.1: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων κτιρίου

Υποστύλωμα	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	60X80	8Y25+10Y20	Y10/10
K2	70X40	4Y20+8Y16	Y10/10
Τοιχείο1	300X30	12Y32+4Y20	Y10/10
Τοιχείο2	450X30	16Y32+4Y20	Y10/10
Τοιχείο3	350X30	12Y32+4Y20	Y10/10

* όπου Y η διάμετρος της διατομής του νευροχάλυβα οπλισμού. Για παράδειγμα λέγοντας Y10/10 εννοείται ότι τοποθετείται νευροχάλυβας οπλισμού διατομής 10mm ανά 10cm καθ' ύψος του υποστυλώματος.

Πίνακας 6.2: Λεπτομέρειες δοκών κτιρίου.

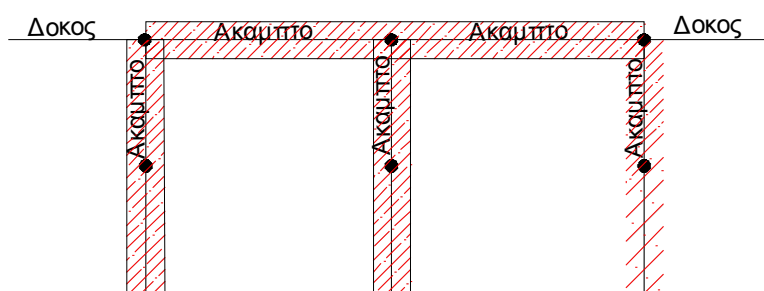
Δοκός	Διαστάσεις	Οπλισμός Άνω	Οπλισμός Κάτω	Συνδετήρες αριστερά	Συνδετήρες μέσο	Συνδετήρες δεξιά
Δ1	70X60	7Y18	7Y25	3Y10/10	3Y10/20	3Y10/10
Δ2	60X60	6Y16	6Y25	2Y10/10	2Y10/20	2Y10/10
Δ3	30X60	4Y16	4Y20	Y8/10	Y8/20	Y8/10



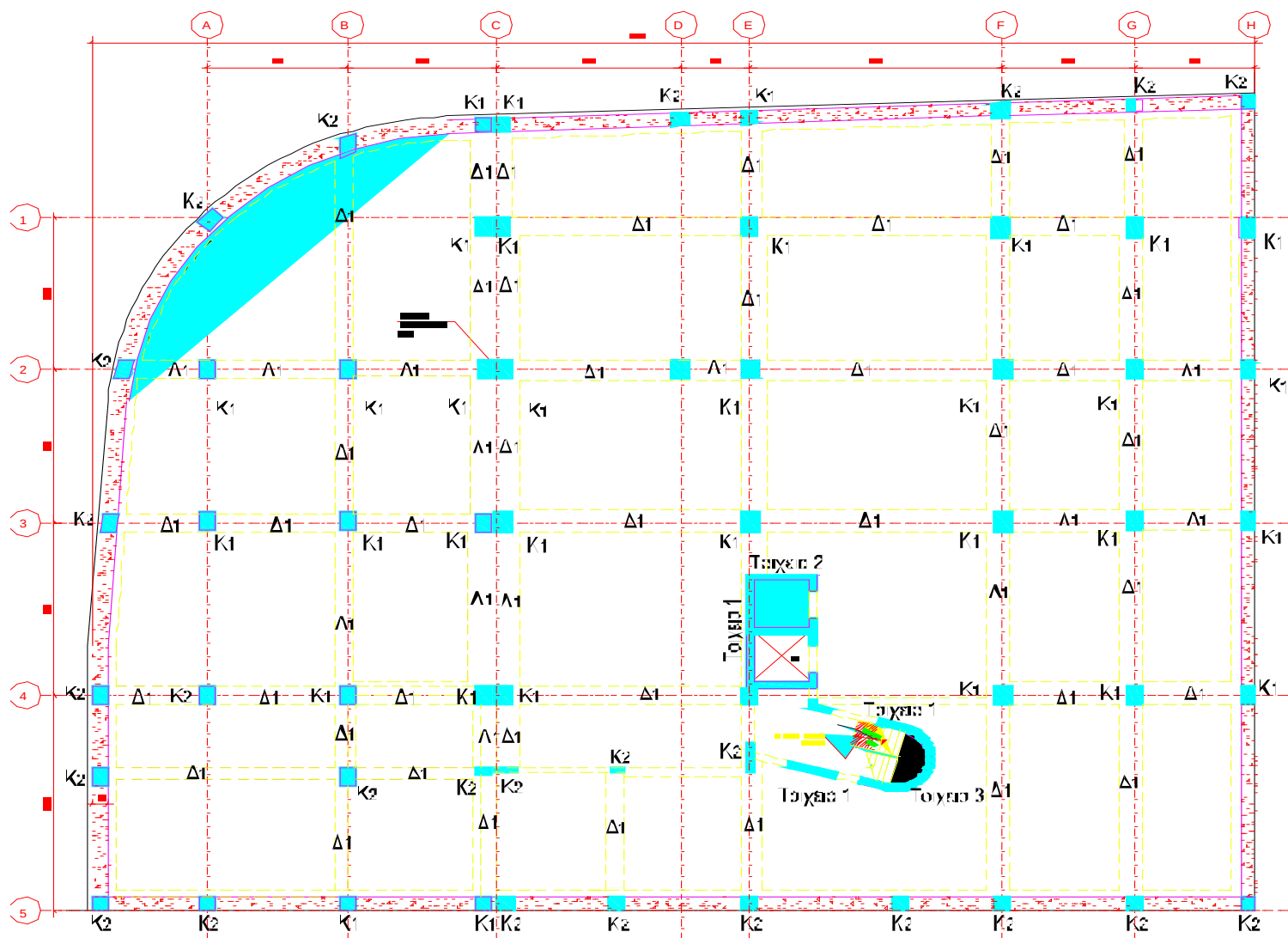
Σχήμα 6.12: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Επιπλέον τα μέλη της ανωδομής από οπλισμένο σκυρόδεμα δηλαδή οι δοκοί, τα τοιχεία και τα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα αναπαραστάθηκαν με πρισματικά ελαστο-πλαστικά ραβδωτά στοιχεία ινών. Έτσι, τα στοιχεία του φορέα διακριτοποιήθηκαν σε τέσσερα ραβδωτά στοιχεία με αναλογία μηκών (15%-35%-35%-15%) το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα την πυκνότερη υποδιαίρεση στα σημεία που υπάρχουν κόμβοι και συνδέσεις δοκού με υποστύλωμα ή δοκού με δοκό όπου οι δράσεις και οι μετακινήσεις αναμένονται να είναι αυξημένες. Έγινε έτσι μια πιο αξιόπιστη αποτύπωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς στις κρίσιμες ζώνες των στοιχείων.

Επίσης, όσον αφορά τους τοιχωματικούς πυρήνες του φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα, προσομοιώθηκαν ανά σκέλος με ραβδωτά στοιχεία στο κέντρο μάζας κάθε σκέλους και η οριζόντια κινηματική τους δέσμευση μεταξύ των σκελών και μεταξύ των σκελών και των δοκών προσομοιώθηκε με άκαμπτα ελαστικά στοιχεία τα οποία χαρακτηρίζονταν από μέτρο ελαστικότητας δεκαπλάσιο σε σχέση με αυτό του σκυροδέματος ($E_{rigid}=10E_s$).



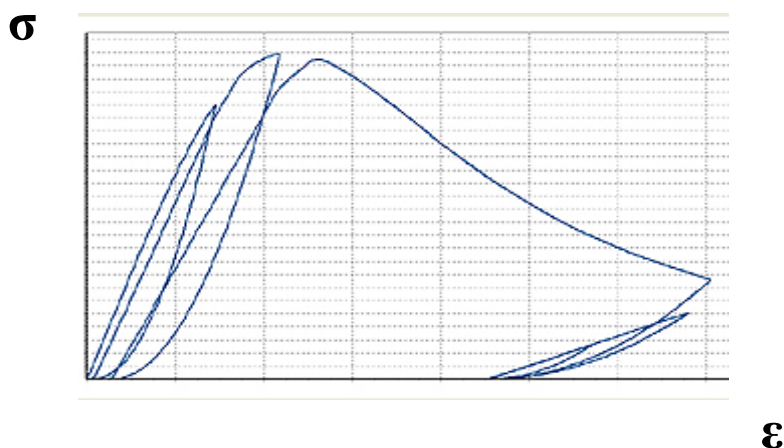
Σχήμα 6.13: Προσομοίωση τοιχείων



Σχήμα 6.14: Λεπτομερής κάτοψη με αναλυτική κατανομή υποστυλωμάτων και δοκών.

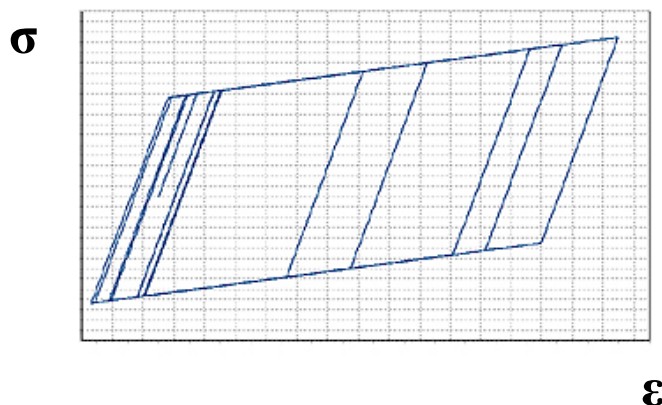
6.3.3 Προσομοίωση υλικών:

Η κατηγορία του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι C25/30 και ο χάλυβας οπλισμού S500. Οπότε, προσομοιώθηκε ως μονοαξονικό μη γραμμικό υλικό με θλιπτική αντοχή $f_c=25.0$ MPa, εφελκυστική αντοχή $f_t=3.0$ MPa, παραμόρφωση στην μέγιστη τάση $\epsilon_c=0.002$ και συντελεστή περίσφιξης $K=1,2$ ο οποίος υπολογίστηκε με το μοντέλο Mander et al (1988) και είχε την παρακάτω συμπεριφορά:



Σχήμα 6.15: Σχέση τάσεων- ανοιγμένων παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (από εγχειρίδιο Seismostruct)

Όσον αφορά τον χάλυβα οπλισμού, χρησιμοποιήθηκε ένα διγραμμικό με κινηματική κράτυνση μοντέλο, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$, τάση διαρροής $f_y = 500 \text{ MPa}$, συντελεστή κράτυνσης $\mu = 0,005$ και ειδικό βάρος $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ και του οποίου η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

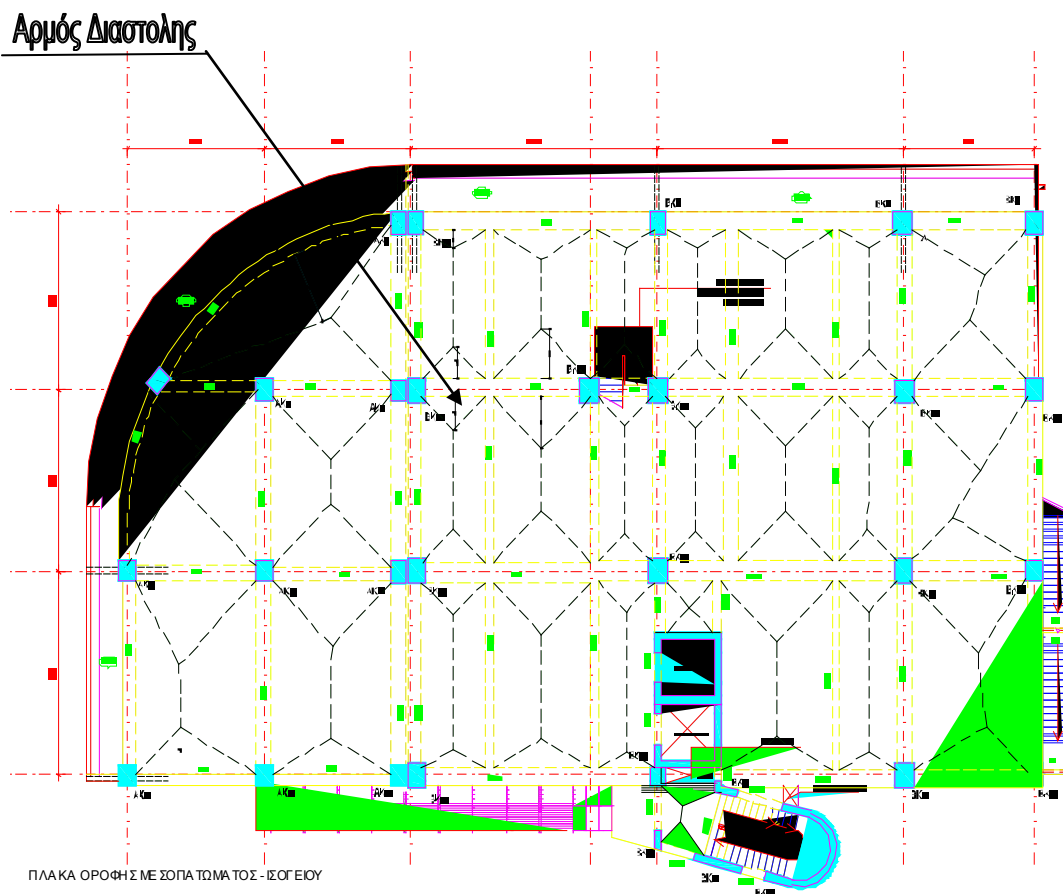


Σχήμα 6.16: Ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού (από εγχειρίδιο Seismostruct).

6.3.4 Υπολογισμός φορτίων για υπόγειο-ισόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα:

Όσον αφορά τα βαρυντικά φορτία κάθε ορόφου υπολογίστηκαν από το συνδυασμό $G+0.3Q$ του αρχικού σχεδιασμού και ασκήθηκαν σαν κατανεμημένο φορτίο στις διακριτοποιημένες δοκούς της κατασκευής, σύμφωνα με τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής (Σχήμα 6.17). Ο τρόπος που κατανεμήθηκαν ήταν μέσω διαίρεσης της κάτοψης κάθε φατνώματος σε τρίγωνα και τραπέζια μέσω γραμμών διανομής φορτίου (Σχήμα 6.17). Οι γωνίες τους

διαμορφώνονταν ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης στις 45° αν ήταν ίδιες και στις 60° σε περίπτωση που υπήρχε πακτωμένο σύνορο με ένα άλλο ελεύθερης έδρασης.



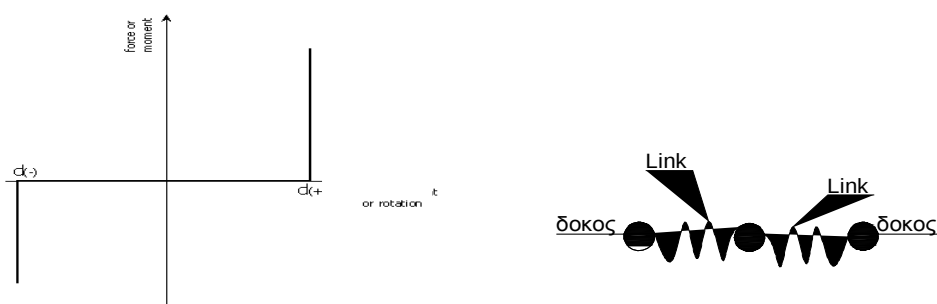
Σχήμα 6.17: Κατανομή φορτίων στις δοκούς

Έτσι τα κατανεμημένα φορτία που ασκήθηκαν στις δοκούς κυμάνθηκαν από 1 KN/m στις δοκούς που περικλείονται από μικρές πλάκες όπως για παράδειγμα όσες βρίσκονται κοντά στα τοιχεία του ανελκυστήρα και του κλιμακοστασίου, έως 4.2 KN/m για τις ακραίες κυρίως δοκούς που δέχονται φορτία από μεγάλων διαστάσεων πλάκες όπως επίσης και από τον πρόβολο από οπλισμένο σκυρόδεμα.

6.3.5 Προσομοίωση αρμού διαστολής ανάμεσα στα κτίρια Α και Β:

Ο αρμός διαστολής ο οποίος ένωνε τα τμήματα Α και Β των ορόφων του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχημα 6.5) προσομοιώθηκε, στις αρχικές μορφές του προσομοιώματος, μέσω διατομών οι οποίες ένωναν τον έναν κόμβο της ακραίας δοκού με έναν άλλο που είχε τοποθετηθεί στο μέσο της απόστασης μεταξύ των δυο ακραίων κόμβων των δυο κτιρίων, και έδιναν την δυνατότητα για διαφορετική συμπεριφορά στους

έξι βαθμούς ελευθερίας (τρεις μετακινήσεις και τρεις στροφές) μέσω διαφορετικών καμπύλων δύναμης- μετατόπισης. Έτσι, στην προκειμένη περίπτωση για την προσομοίωση του αρμού δεσμεύτηκε η κίνηση στις δύο διευθύνσεις y και z και οι στροφές στις τρεις διευθύνσεις ενώ επιτράπηκε μόνο η κίνηση στον τοπικό άξονα x όπου και προσομοιώθηκε μέσω στοιχείου/ αγκίστρου (καμπύλη Gap/Hook) (Σχήμα 6.18), η οποία χαρακτηρίζεται από δύο μετατοπίσεις στην θετική και αρνητική φορά που όταν ξεπέρνιονται ενεργοποιείται το ελατήριο μεγάλης δυσκαμψίας K_{goor} . Εναλλακτικά μία εκ των δύο μπορεί να γίνει πολύ μεγάλη ώστε να μην ενεργοποιείται.

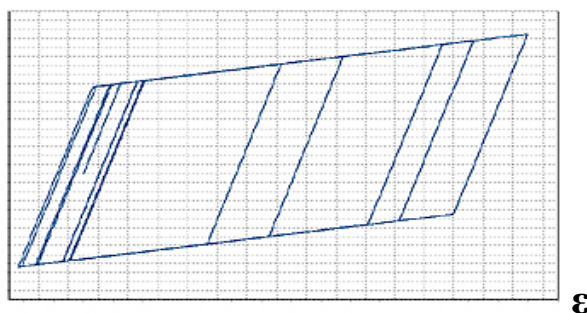


Σχήμα 6.18: Προσομοίωση αρμού και συμπεριφορά διαγράμματος μετακίνησης στον άξονα x .

6.3.6 Έντεκα όροφοι από στοιχεία από χάλυβα και πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα

Όσον αφορά τον χάλυβα, χρησιμοποιήθηκαν οι δύο τύποι S430 και S500, οι οποίοι προσομοιώθηκαν με την βοήθεια δυο διγραμμικών με κινηματική κράτυνση μοντέλων, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$, τάση διαρροής $f_y = 430 \text{ MPa}$ και $f_y = 500 \text{ MPa}$ αντίστοιχα, συντελεστή κράτυνσης $\mu = 0,005$ και ειδικό βάρος $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ και των οποίων η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

σ



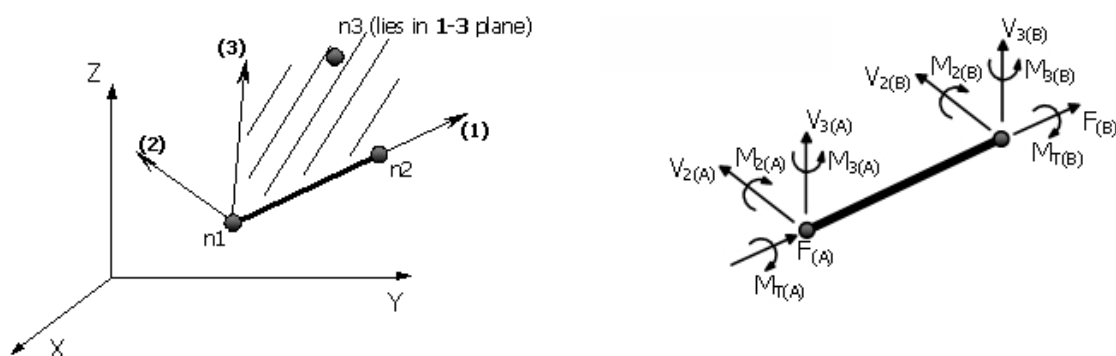
Σχήμα 6.19: Σχέση τάσης- παραμόρφωσης χάλυβα σε ανακύκλωση (από εγχειρίδιο Seismostruct)

Τα στοιχεία από χάλυβα στους ορόφους προσομοιώθηκαν με δύο τρόπους σε έξι διαφορετικά προσομοιώματα ανάλογα με την υποδιαίρεση των μελών του φορέα (των οποίων τα αποτελέσματα παρατίθενται στην ενότητα 7 του συγκεκριμένου κεφαλαίου). Άρα οι διατομές από χάλυβα προσομοιώθηκαν:

- Ως πρισματικά στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών, βάση της δυσκαμψίας της.
- Ως πρισματικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με διατομές ινών σ'ένα σταθερό μήκος στα άκρα του στοιχείου (Scott and Fenves, 2006) και παράλληλη θεώρηση του υπόλοιπου ως ελαστικό στοιχείο.

Έτσι, οι δοκοί του φορέα διακριτοποιήθηκαν σε τέσσερα ραβδωτά στοιχεία με αναλογία μηκών (15%-35%-35%-15%) το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα την πυκνότερη υποδιαίρεση στα σημεία που υπάρχουν κόμβοι και συνδέσεις δοκού με υποστήλωμα ή δοκού με δοκό όπου οι δράσεις και οι μετακινήσεις αναμένονται να είναι αυξημένες. Έγινε έτσι μια πιο αξιόπιστη αποτύπωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς στις κρίσιμες ζώνες των στοιχείων. Οπότε, κάθε διατομή προσδιορίστηκε από έναν κόμβο αρχής ($n1$) και ένα κόμβο τέλους ($n2$) καθώς και από έναν κόμβο αναφοράς ($n3$) (Σχήμα 6.20). Οι κόμβοι αρχής και τέλους του στοιχείου χαρακτηρίζονταν από έξι βαθμούς ελευθερίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.20β.

Local Axes and Output Notation:

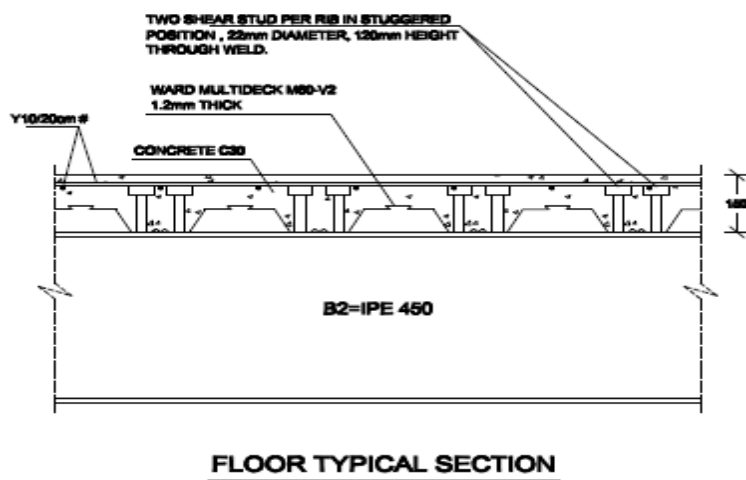


Σχήμα 6.20: Προσομοίωση στοιχείων από χάλυβα, κόμβοι αρχής και τέλους (από εγχειρίδιο Seismostruct)

6.3.7 Σύμμικτη κατασκευή πλακών ορόφων από χάλυβα-υπολογισμός φορτίου

Όσον αφορά τις πλάκες των ορόφων από χάλυβα πρόκειται για σύμμικτες πλάκες οι οποίες αποτελούνται από ένα χαλυβδόφυλλο πάχους 1.2mm, διατμητικούς ήλους διαμέτρου 22mm συγκολλημένα πάνω στα δοκάρια της κατασκευής, μία σχάρα χαλύβδινου οπλισμού

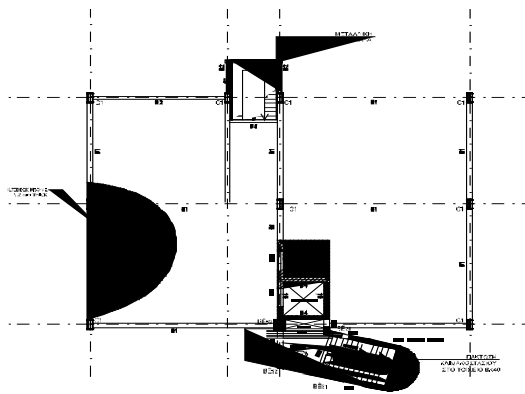
διατομής 10 mm τοποθετημένη ανά 20cm και μια στρώση σκυροδέματος τύπου C30. Η λεπτομέρεια της σύμμικτης πλάκας φαίνεται στο Σχήμα 6.21 όπου μπορούν να διακριθούν οι λεπτομέρειές του.



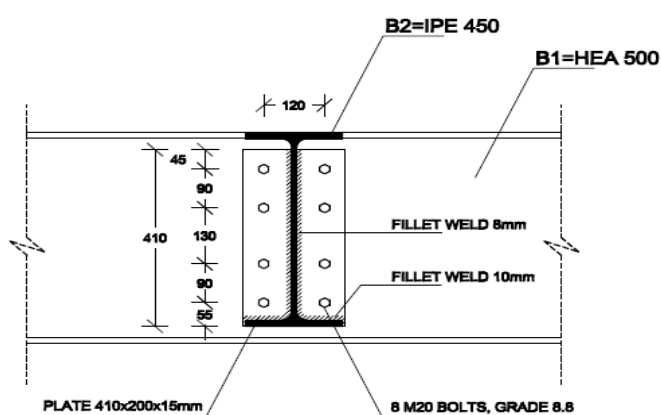
Σχήμα 6.21: Σύμμικτη πλάκα ορόφων 2-13

Το βαρυντικό φορτίο υπολογίστηκε στα 2.04 kN/m² και ασκήθηκε στους έντεκα ανώτερους ορόφους με τον ίδιο τρόπο που ασκήθηκε και στους ορόφους από οπλισμένο σκυρόδεμα μαζί με τα φορτία από την εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία καθώς και το ωφέλιμο φορτίο. Δηλαδή, ως κατανεμημένο φορτίο σε κάθε μια από τις διακριτοποιημένες δοκούς των ορόφων.

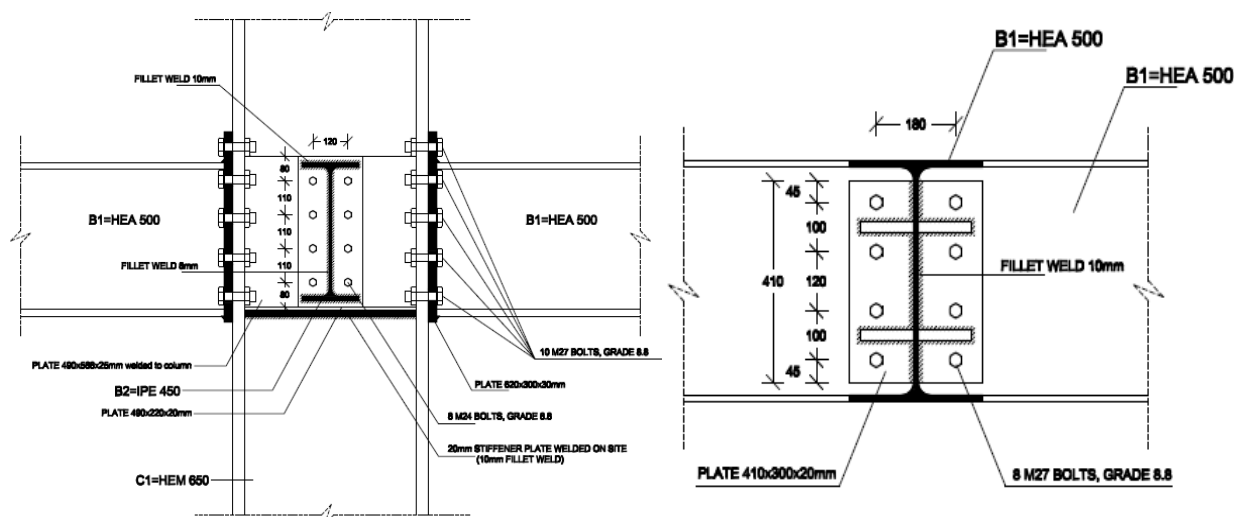
Σ' αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι επειδή οι συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών από χάλυβα (Σχήμα 6.22) κρίθηκαν αρθρωτές και ωφελούσαν μόνο στην παραλαβή των βαρυντικών φορτίων (αφού τα σεισμικά φορτία παραλαμβάνονται από τους συνδέσμους τύπου Λ), γι' αυτό το λόγο αγνοήθηκαν (Σχήμα 6.23). Έτσι, το βαρυντικό φορτίο κατανεμήθηκε στις κύριες δοκούς από χάλυβα οι οποίες θεωρούνται πακτωμένες μεταξύ τους αλλά και με τα χαλύβδινα υποστυλώματα (C1 διατομής HEM650) λόγω των νευρώσεων στις συνδέσεις τους που εμποδίζουν την κίνηση και την στροφή στους άξονες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.24.



Σχήμα 6.22: Όροφος από χάλυβα με κύριους μόνο δοκούς και συνδέσεις.



Σχήμα 6.23: Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού από χάλυβα B2=IPE450 πάνω στην κύρια δοκό B1=HEA500



Σχήμα 6.24: Σύνδεση κύριας δοκού B1=HEA 500 πάνω σε κύρια δοκό και στο υποστυλώμα C1=HEM650 (σχήμα α) και κύριας δοκού σε κύρια δοκό (σχήμα β).

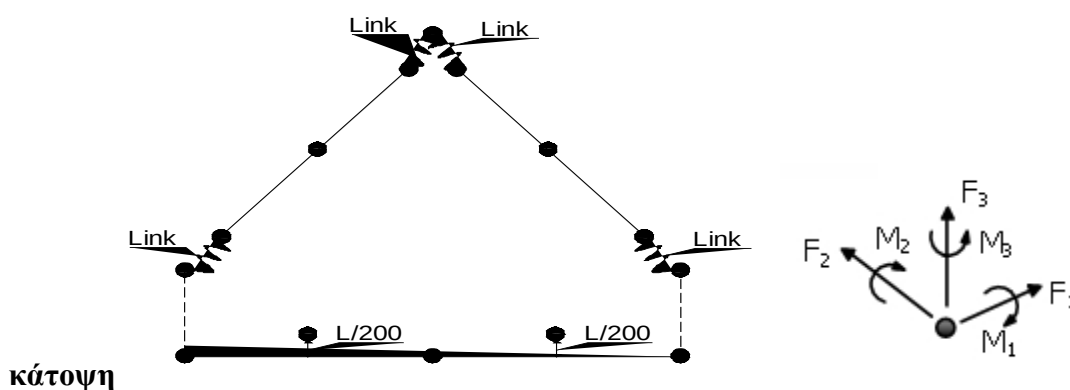
Πίνακας 6.3: Διατομές ανά όροφο

Όροφος	Υποστυλ.	Δοκοί	Σύνδεσμοι	Τοιχεία ανέλκ.	Τοιχεία κλιμακοστ.	Υλικά
Υπόγειο	K1 60x80 K2 70x40	Δ1 70x60 Δ2 60x60 Δ3 30x60	-	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα
Μεσοπάτωμα	K1 60x80 K2 70x40	Δ2 60x60 Δ3 30x60	-	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα
Ισόγειο	K1 60x80 K2 70x40	Δ2 60x60 Δ3 30x60	-	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα
1 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
2 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
3 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
4 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
5 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
6 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
7 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
8 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
9 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
10 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας
11 ^{ος} όροφος	C1 HEM 650 K1 60x80	B1 HEA 500 B2 IPE 450 Δ3 30x60	HEB 240	1x450x30 3x300x30	2x450x30 1x350x30	Οπλισμένο σκυρόδεμα Χάλυβας

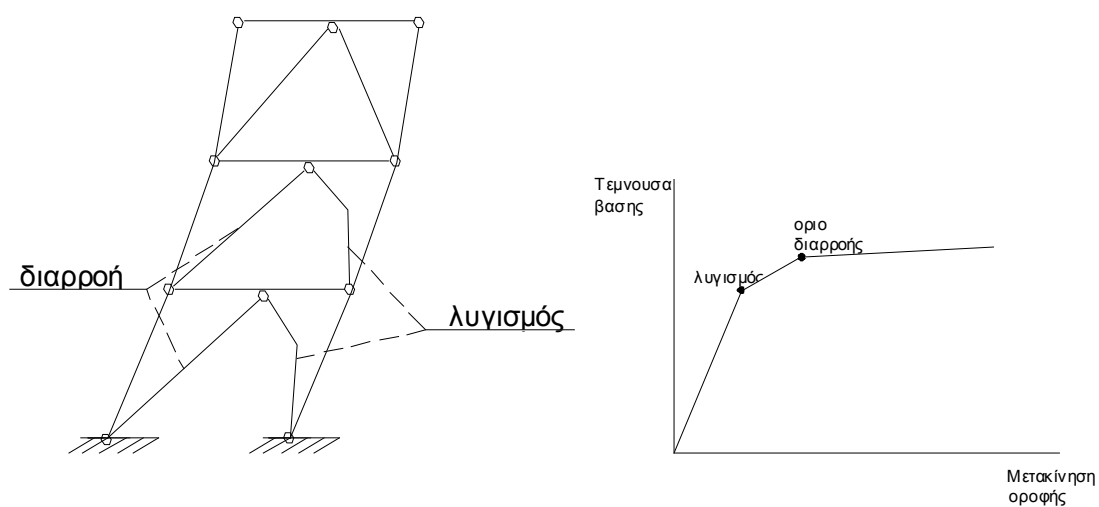
6.3.8 Προσομοίωση διαγώνιων δυσκαμψίας

Για την παραλαβή τόσο των οριζόντιων σεισμικών φορτίων όσο και των φορτίων του ανέμου, τοποθετήθηκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι σύμφωνα με τα στατικά σχέδια αποτελούνται από διατομές HEB 240. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.10 έχουν τοποθετηθεί στις τρεις από τις τέσσερις όψεις του κτιρίου δηλαδή στην βόρεια, στην ανατολική και στην δυτική. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 χαρακτηρίζονται σαν «κεντρικοί σύνδεσμοι με σεισμικές ζεύξεις» και γίνονται ειδικές πρόνοιες για τον ικανοτικό τους σχεδιασμό. Όσο για την προσομοίωσή τους για μη γραμμική ανελαστική ανάλυση στο πρόγραμμα Seismostruct 5.0.3, έγινε ειδική μελέτη και ακολουθήθηκε ειδική μεθοδολογία σύμφωνα με την έρευνα των Yang et al (2007).

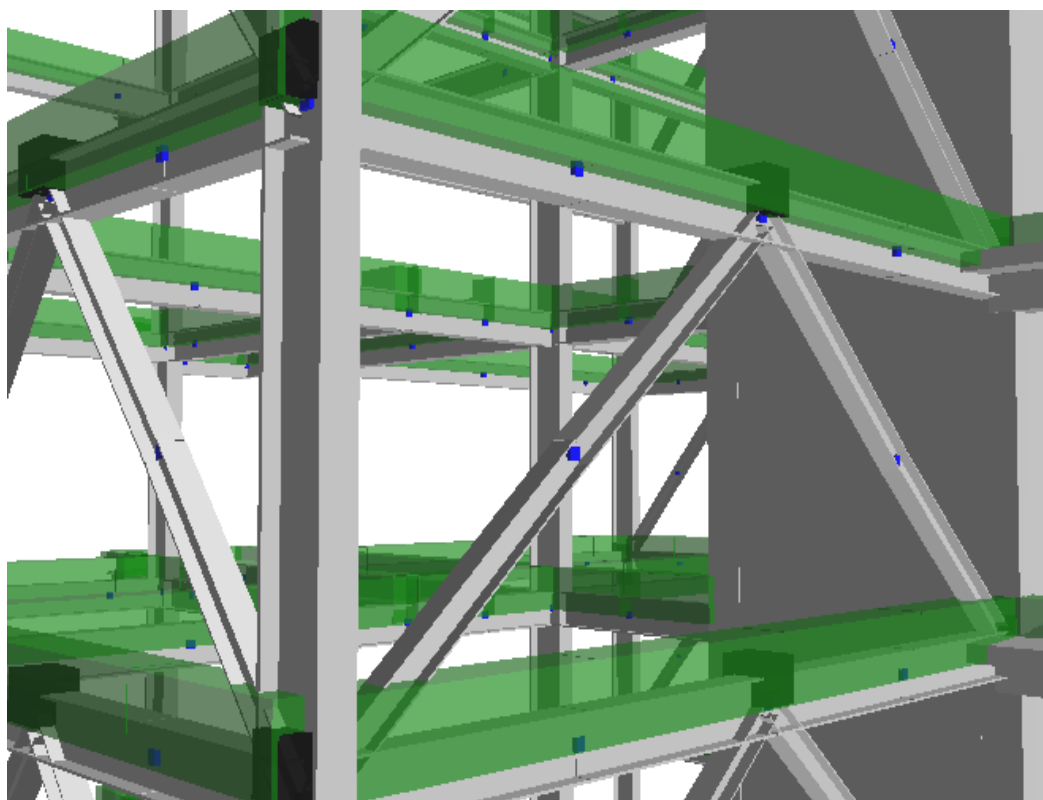
Έτσι, οι διαγώνιοι προσομοιώθηκαν ως πρισματικά στοιχεία ινών κατανεμημένης πλαστικότητας βάσει δυσκαμψίας, τα οποία είχαν τα χαρακτηριστικά της διατομής HEB 240. Τα στοιχεία ενώθηκαν μεταξύ τους με ελατήρια τα οποία ένωναν δύο κατασκευαστικούς κόμβους και έδιναν την δυνατότητα για διαφορετική συμπεριφορά στους έξι βαθμούς ελευθερίας (τρεις μετακινήσεις και τρεις στροφές) μέσω διαφορετικών καμπύλων δύναμης- μετατόπισης. Έτσι, με αυτό τον τρόπο προσομοιώθηκαν οι συνδέσεις των διαγώνιων μεταξύ τους όπως επίσης και των διαγώνιων με τα υποστυλώματα και τις δοκούς, με δυνατότητα ελευθερίας στις στροφές στους δύο άξονες (y και z) αλλά παγιωμένες τις τρεις μετακινήσεις και την στροφή ως προς τον άξονα x . Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω κάποιων ατελειών στην τοποθέτηση των διαγώνιων, στο κέντρο των διατομών έχουν τοποθετηθεί δύο κόμβοι και έχουν μετακινηθεί κατά το μήκος της διαγώνιου δια 200 ως προς τον άξονα y (Yang et al, 2007).



Σχήμα 6.25: Προσομοίωση συνδέσεων δυσκαμψίας



Σχήμα 6.26: Συμπεριφορά συνδέσμων δυσκαμψίας και μορφές αστοχίας τους δεδομένου ότι δεν αστοχεί η δοκός.

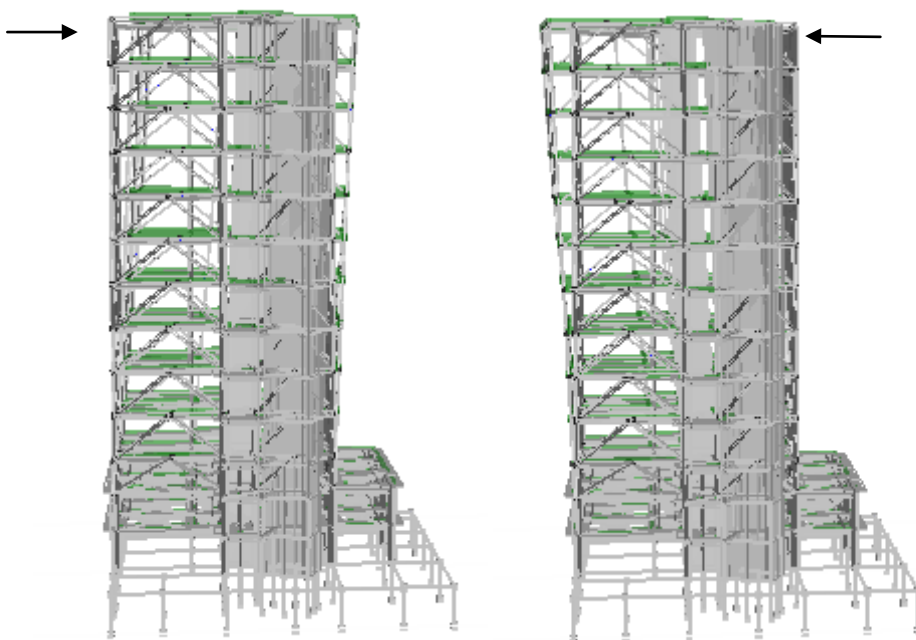


Σχήμα 6.27: Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας στο πρόγραμμα Seismostruct

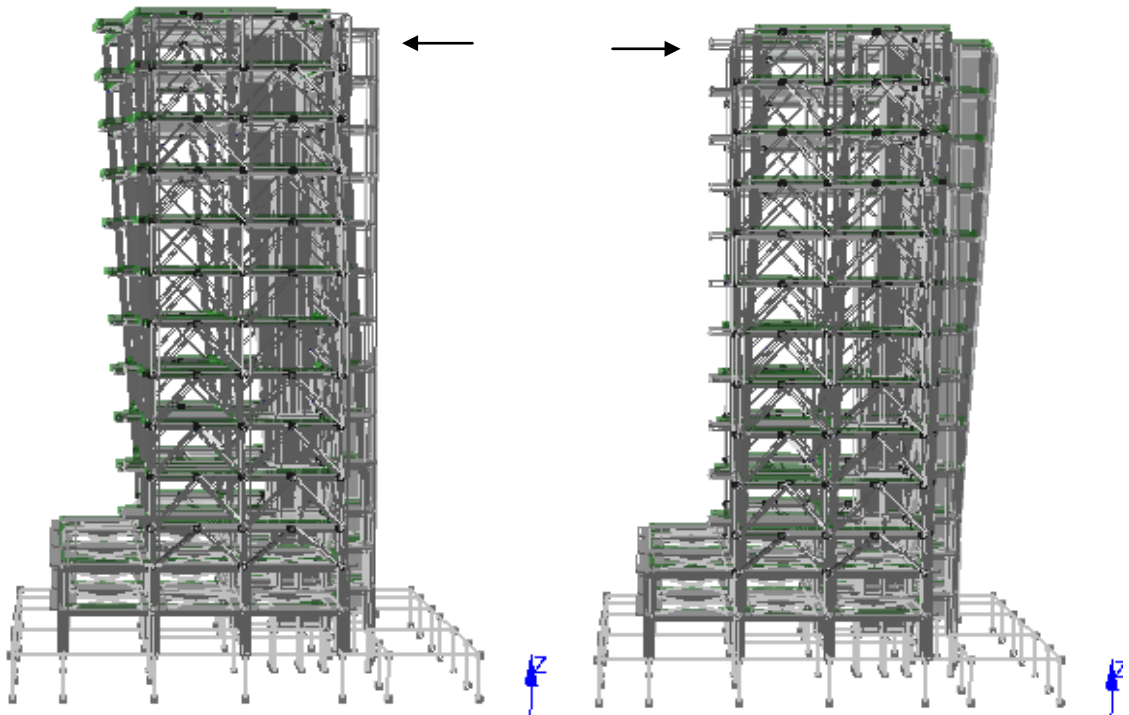
6.4 Ιδιομορφική ανάλυση

6.4.1 Ιδιομορφική ανάλυση

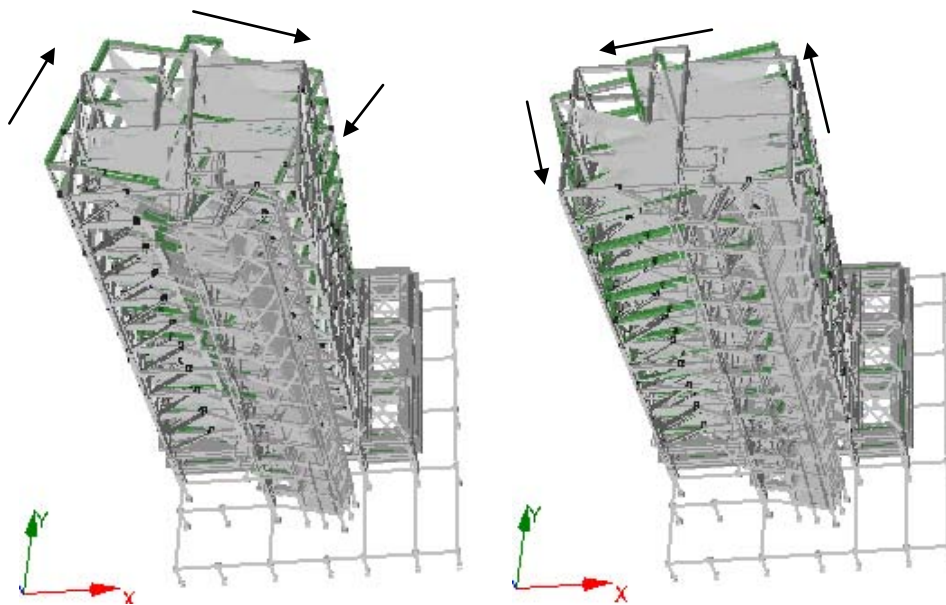
Η πρώτη ιδιομορφή χαρακτηρίζεται όπως φαίνεται και από το σχήμα από μια μεταφορική κίνηση στον άξονα x ($T_1 = 2.22 \text{ sec}$), η 2^η ιδιομορφή ($T_2 = 1.72 \text{ sec}$) από μια μεταφορική κίνηση στον άξονα y ενώ η 3^η ($T_3 = 1.56 \text{ sec}$) από μια στρεπτική κίνηση γύρω από τον άξονα z. Καθοριστικό ρόλο στις ιδιομορφές παίζει ο πυρήνας από οπλισμένο σκυρόδεμα ο οποίος είναι έκκεντρα τοποθετημένος και δημιουργεί μια τάση για στρέψη στην κατασκευή κάτι που φαίνεται σε μικρή κλίμακα ακόμα και στην 2^η ιδιομορφή.



Σχήμα 6.28: Πρώτη ιδιοπερίοδος κτιρίου $T_1 = 2.22 \text{ sec}$ (μεταφορική στον x άξονα)



Σχήμα 6.29: Δεύτερη ιδιοπερίοδος κτιρίου $T_2=1.72\text{sec}$ (μεταφορική στον y άξονα)

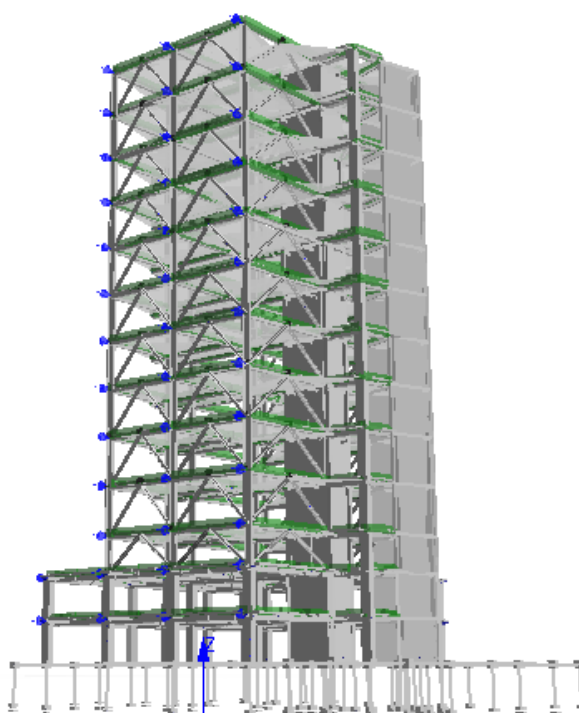


Σχήμα 6.30: Τρίτη ιδιοπερίοδος κτιρίου $T_3=1.56\text{ sec}$ (στροφική)

6.5 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης- Καμπύλες αντίστασης

6.5.1 Ανάλυση στατικής αντίστασης αρχικού στατικού προσομοιώματος

Για την εκτέλεση της ανάλυσης στατικής αντίστασης στο κτίριο ακολουθήθηκε η μέθοδος της ‘ομοιόμορφης κατανομής’ των φορτίων. Έτσι, ασκήθηκε συγκεντρωμένο φορτίο σε κάθε ένα από τους ακραίους κόμβους του κτιρίου στην οριζόντια διεύθυνση x και στην διεύθυνση y , φροντίζοντας το άθροισμά τους να ισούται με την μονάδα και παράλληλα να είναι ανάλογα με την μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε όροφο και κατ’ επέκταση σε κάθε κόμβο.

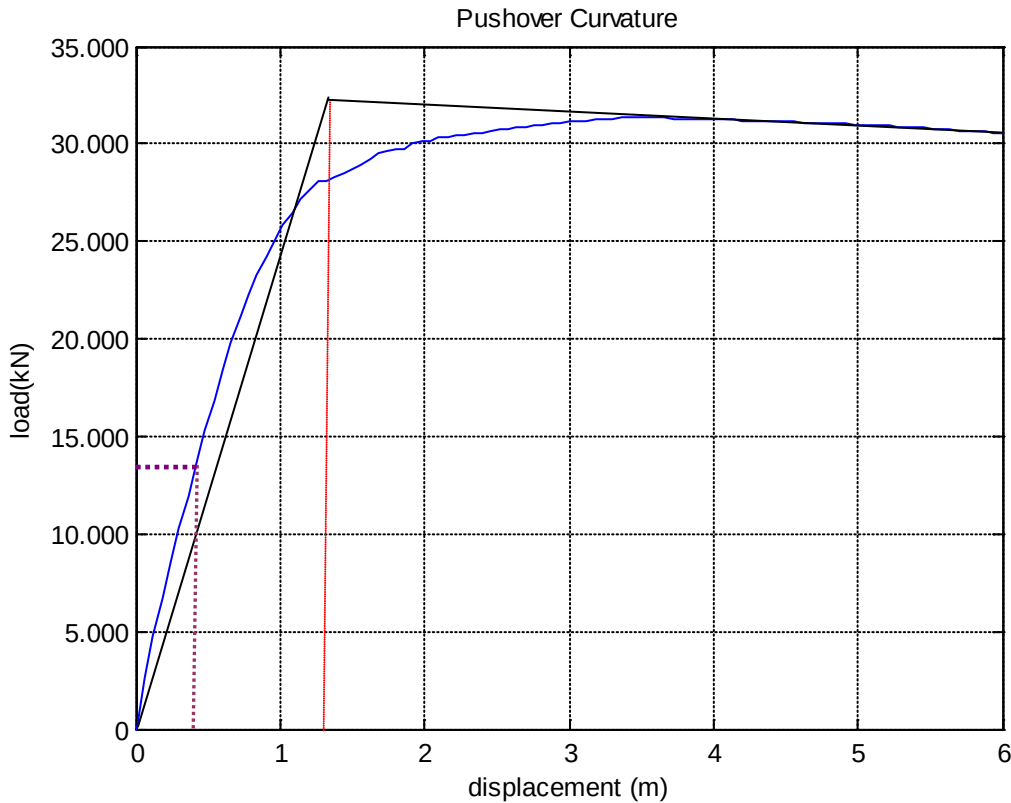


Σχήμα 6.31: Κατανομή φορτίων για στατική υπερωθητική ανάλυση, στην δυτική όψη του κτιρίου.

Έτσι, ασκήθηκαν συγκεντρωμένα φορτία της τάξης των 0.012-0.024 kN στους ορόφους από χάλυβα και της τάξης των 0.04-0.068 kN στους ορόφους από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στόχος κατά την υπερωθητική ανάλυση είναι να βρεθούν τυχόν υπεραντοχές του κτιρίου οι οποίες εκτιμώνται μέσω της εύρεσης της στοχευόμενης μετατόπισης και αξιολόγησής της σε σύγκριση με την καμπύλη αντίστασης. Για τον σκοπό αυτό ακολουθήθηκε η μέθοδος N2 του Fajfar (Peter Fajfar, 2000), η οποία παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3.2 της διατριβής και την οποία ακολουθεί και ο Ευρωκώδικας 8 για την εφαρμογή της ανάλυσης στατικής αντίστασης (EN 1998-1, ANNEX B).

Οπότε σε αρχικό στάδιο από την ανάλυση του κτιρίου στο πρόγραμμα Seismostruct 5.0.3 προέκυψε η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου η οποία διγραμμικοποιήθηκε προσεγγιστικά (Σχήμα 6.32).



Σχήμα 6.32: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου και διγραμμικοποίηση της.

Στη συνέχεια, η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 = 1053 \text{ tons} \quad (\text{εξίσωση 3.13})$$

Και ο συντελεστής μετατροπής του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{1053}{684} = 1.5 \quad (\text{εξίσωση 3.14})$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους (*a= μετατόπιση που αντιστοιχεί στο σημείο διαρροής της διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης):

$$F_{(SDOF)}^* = \frac{F_{b(MDOF)}}{\Gamma} = \frac{31.365}{1.5} = 20.910 \text{ kN} \quad (\text{εξίσωση 3.15})$$

$$d_{(SDOF)}^* = \frac{d_{n(a)}}{\Gamma} = \frac{1.2}{1.5} = 0.8 \text{ m} \quad (\text{από εξίσωση 3.16})$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) .

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$T_{(SDOF)}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 3.98 \text{ sec} \quad (\text{από εξίσωση 3.18})$$

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

$$d_{et(SDOF)}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.22 \text{ m} \quad (\text{από εξίσωση 3.19})$$

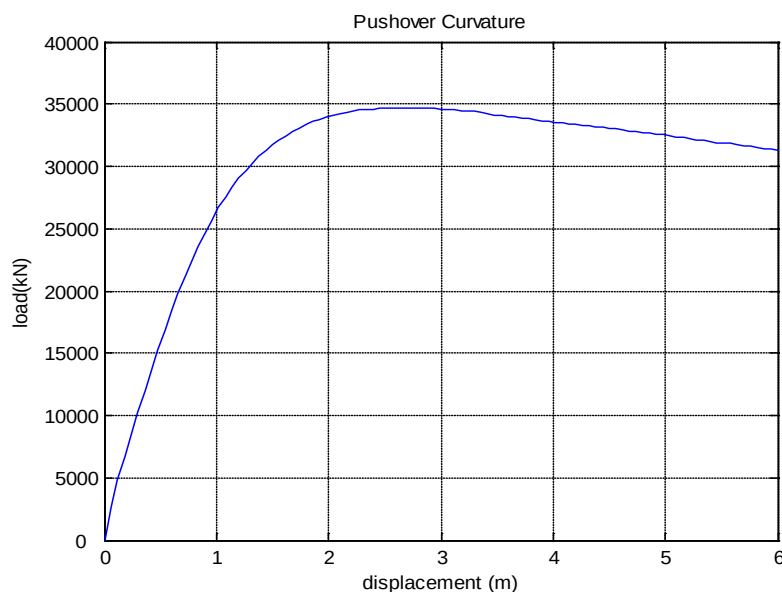
Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* η οποία υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης που βρίσκεται στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_c \times T_D}{T^2} \right] = 0.53 \text{ m/sec}^2$$

Τέλος η στοχευόμενη μετατόπιση του πολυβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε στα 0.33m η οποία αντιστοιχεί στο διάγραμμα σε $F_y=13.100 \text{ kN}$ περίπου.

$$d_{et(MDOF)} = d^* \times \Gamma = 0.33 \text{ m}$$

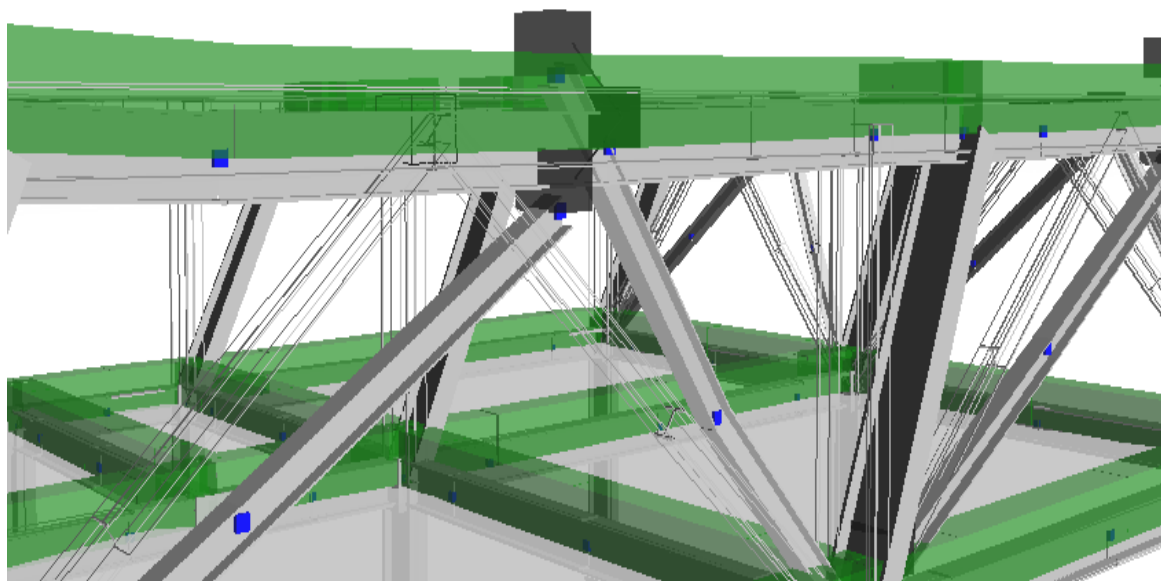
Γενικά, θα αναμένονταν η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου να είχε μια άλλη μορφή. Δηλαδή μετά την διαρροή να υπήρχε μια μείωση της αντοχής η οποία θα οδηγούσε στην αστοχία του φορέα για μεγάλες μετακινήσεις. Για την συμπεριφορά αυτή υπεύθυνα είναι τα φαινόμενα 2ας τάξης τα οποία ειδικά σε κτίρια πολυώροφα και σε ανάλυση σε τρεις διαστάσεις επηρεάζουν αρκετά την συμπεριφορά του φορέα όμως η ανάλυση δέχεται μόνο μια ελαφρά και βαθμιαία πτώση της ικανότητας του κτιρίου. Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι οποιαδήποτε παρέμβαση στο προσομοίωση του κτιρίου μπορεί να επηρεάσει την καμπύλη αντίστασης. Για παράδειγμα, σε περίπτωση που οι δοκοί της κατασκευής δεν είχαν διακριτοποιηθεί θα προέκυπτε η παρακάτω καμπύλη αντίστασης για το κτίριο όπου από την μια πλευρά φαίνεται να έχει μεγαλύτερη αντοχή ενώ φαίνεται καθαρά η περιοχή διαρροής και πιο έντονα η περιοχή η οποία αρχίζει το κτίριο να διαρρέει (Σχήμα 6.33). Όμως το προσομοίωμα αυτό είναι λιγότερο ρεαλιστικό.



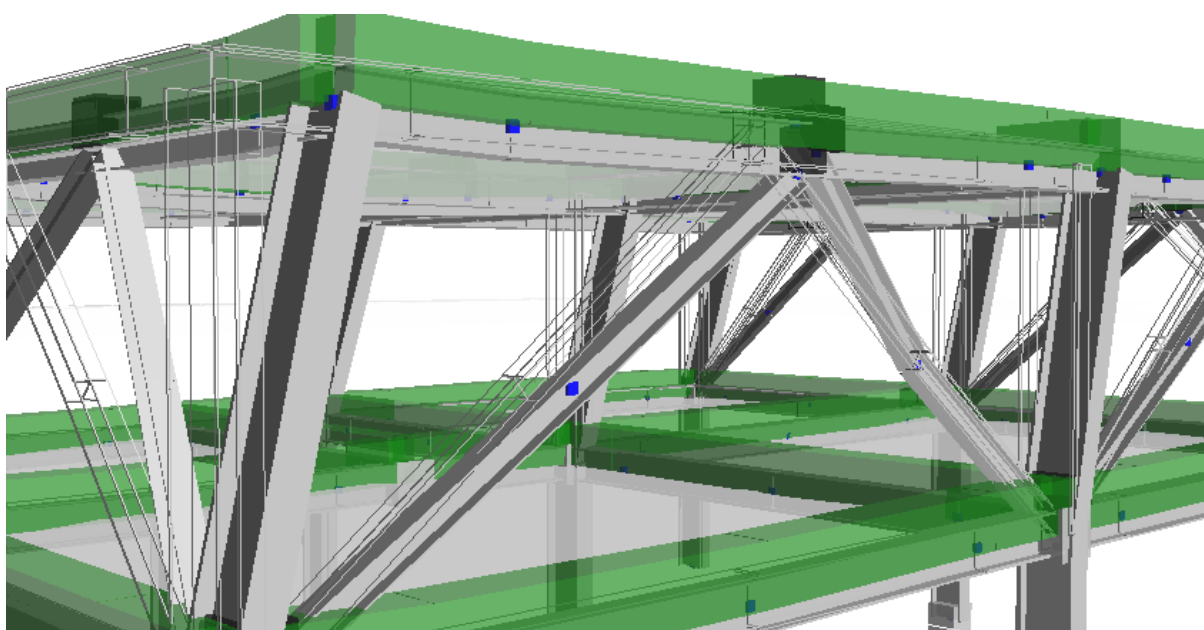
Σχήμα 6.33: Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου σε περίπτωση μη υποδιαίρεσης των δοκών του φορέα.

6.6 Ανάλυση Στατικής Αντίστασης δεύτερου στατικού προσομοιώματος

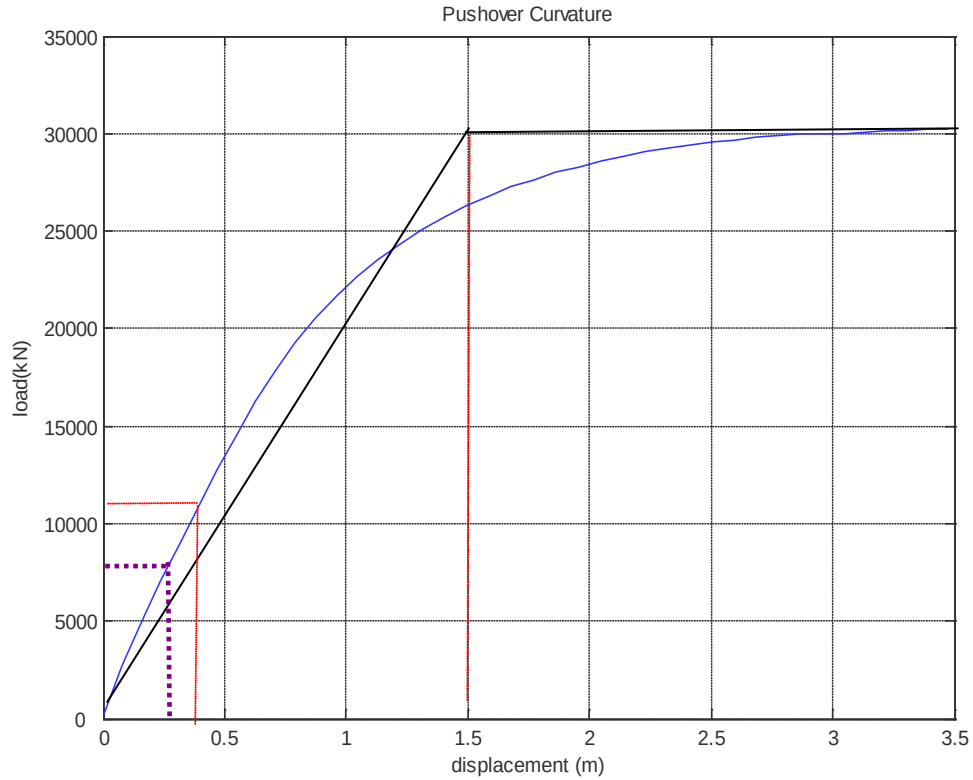
Το αρχικό προσομοίωμα της κατασκευής η αλήθεια είναι ότι δυσκολεύονταν αρκετά να συγκλίνει, φαινόμενο το οποίο μας οδήγησε στο να πάμε πίσω στο προσομοίωμα και να ελέγξουμε τοπικά τη συμπεριφορά των ορόφων. Παρατηρήθηκε λοιπόν, ότι αρχικά αστοχούσαν τα ακραία ελατήρια των συνδέσμων αντί οι διαγώνιοι δυσκαμψίας ή οι δοκοί. Έτσι, δημιουργήθηκε νέο προσομοίωμα με πιο δύσκαμπτες σεισμικές ζεύξεις των διαγώνιων δυσκαμψίας, το οποίο οδηγούσε στην διαρροή των δοκών και τον λυγισμό των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στην συνέχεια έγινε ακόμα μια αλλαγή στην προσομοίωση των στοιχείων του δομήματος. Έτσι, οι διατομές των δοκών και των υποστλωμάτων προσομοιώθηκαν ως στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας ενώ οι διαγώνιοι δυσκαμψίας ως στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας βάσει των δυνάμεων (force based) ή βάσει ευκαμψίας. Οι αλλαγές αυτές στο προσομοίωμα οδήγησαν σε αποτελέσματα πιο αξιόπιστα που προσεγγίζουν πιο πολύ την πραγματική συμπεριφορά του δομήματος και καλύπτουν επίσης τους περιορισμούς που θέτει ο Ευρωκώδικας 8 (Σχήμα 6.26). Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι ο χρόνος ανάλυσης του κτιρίου μειώθηκε αισθητά χάρη στις προαναφερθείσες αλλαγές.



Σχήμα 6.34: Αρχική συμπεριφορά των διαγωνίων δυσκαμψίας με διαρροή των ακραίων ελατηρίων των συνδέσμων.



Σχήμα 6.35: Αλλαγή της συμπεριφοράς των διαγωνίων δυσκαμψίας με την προσομοίωση πιο δύσκαμπτων ακραίων ελατηρίων των συνδέσμων.



Σχήμα 6.36: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας) και διγραμμικοποίησή της (κόμβος n2414).

Στη συνέχεια υπολογίσθηκε η μάζα του κτιρίου,

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 1053 \text{ tons} \quad (6.1)$$

Και ο συντελεστής μετατροπής του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{1053}{684} = 1.5 \quad (6.2)$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους (*a= μετατόπιση που αντιστοιχεί στο σημείο διαρροής της διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης):

$$F^*_{(SDOF)} = \frac{F_{b(MDOF)}}{\Gamma} = \frac{30.200}{1.5} = 20.133 \text{ kN} \quad (6.3)$$

$$d_{(SDOF)}^* = \frac{d_{n(a.)}}{\Gamma} = \frac{1.5}{1.5} = 1 \text{ m} \quad (6.4)$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF).

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$T_{(SDOF)}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 4.52 \text{ sec} \quad (6.5)$$

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

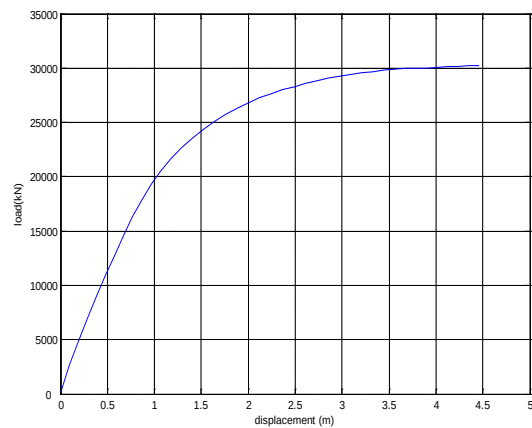
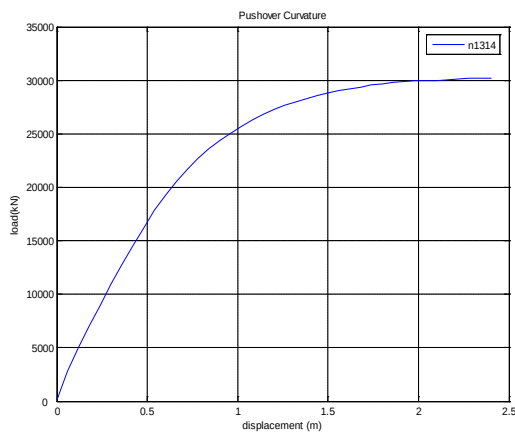
$$d_{et(SDOF)}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.26 \text{ m} \quad (6.6)$$

Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* η οποία υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης που βρίσκεται στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] = 0.51 \text{ m/sec}^2 \quad (6.7)$$

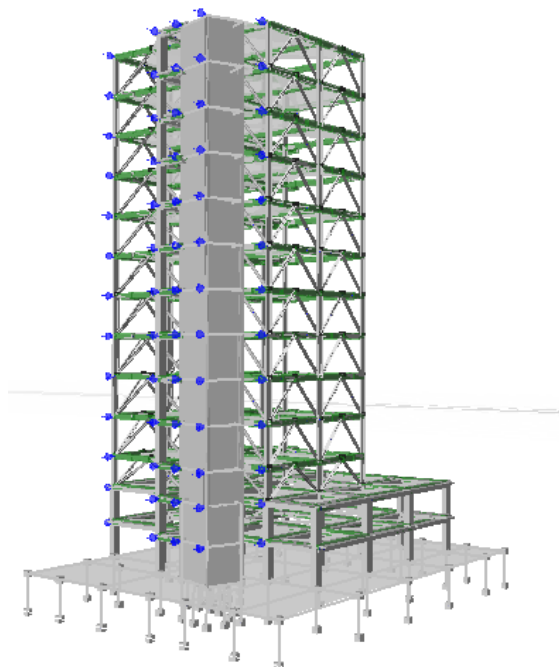
Τέλος η στοχευόμενη μετατόπιση του πολυβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε στα 0.39m η οποία αντιστοιχεί στο διάγραμμα σε $F_y=13.100 \text{ kN}$ περίπου.

$$d_{et(MDOF)} = d^* \times \Gamma = 0.39 \text{ m} \quad (6.8)$$



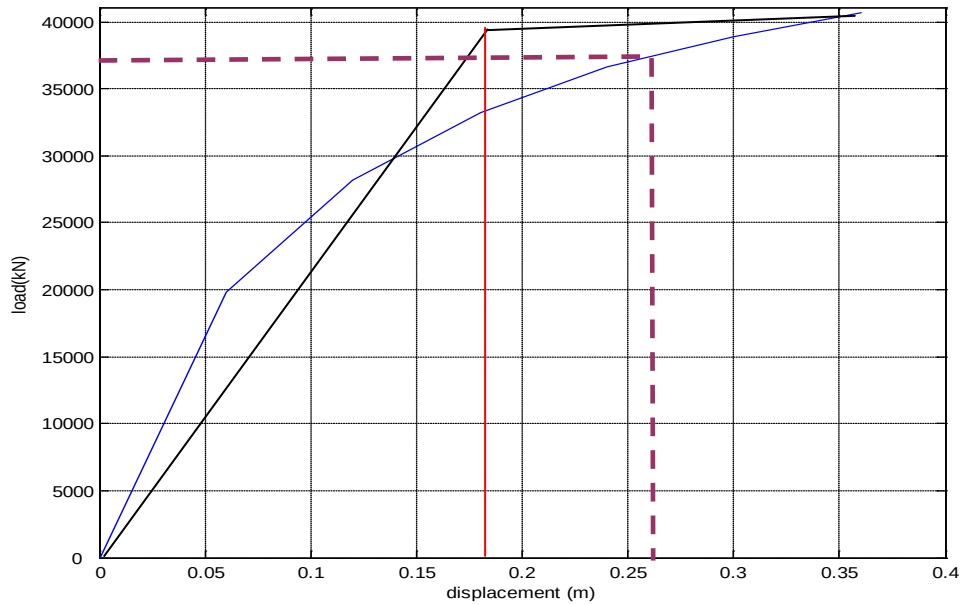
Σχήμα 6.37: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας) (κόμβοι n1314 και n4514 αντίστοιχα).

6.7 Ανάλυση στατικής αντίστασης δεύτερου προσομοιώματος ως προς άξονα y



Σχήμα 6.38: Επιβολή φορτίων για ανάλυση στατικής αντίστασης του κτιρίου ως προς άξονα y (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας).

Για την ανάλυση ασκήθηκαν συγκεντρωμένα φορτία της τάξης των 0.007 kN στους κόμβους που αντιστοιχούσαν σε στοιχεία από χάλυβα και της τάξης των 0.01-0.016 kN στους κόμβους που αντιστοιχούσαν σε στοιχεία οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 6.39: Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου ως προς άξονα y (διατομές συγκεντρωμένης πλαστικότητας) και διγραμμικοποίηση της (κόμβος n1314).

Στη συνέχεια υπολογίσθηκαν οι μάζες του κτιρίου και κάθε ορόφου ξεχωριστά.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 1053 \text{ tons} \quad (6.9)$$

Και ο συντελεστής μετατροπής του πολυβάθμιου συστήματος σε μονοβάθμιο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{1053}{684} = 1.5 \quad (6.10)$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) υπολογίζονται από τους τύπους (*a= μετατόπιση που αντιστοιχεί στο σημείο που διγραμμικοποιείται η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου):

$$F_{(SDOF)}^* = \frac{F_{b(MDOF)}}{\Gamma} = \frac{39.800}{1.5} = 26.533 \text{ kN} \quad (6.11)$$

$$d_{(SDOF)}^* = \frac{d_{n(a.)}}{\Gamma} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \text{ m} \quad (6.12)$$

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης και d_n η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντίστοιχα, του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) .

Η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με:

$$T^*_{(SDOF)} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 4.33 \text{ sec} \quad (6.13)$$

Η στοχευόμενη μετατόπιση του κτιρίου με ιδιοπερίοδο T^* δίνεται από τον τύπο:

$$d^*_{et(SDOF)} = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.26 \text{ m} \quad (6.14)$$

Όπου $S_e(T^*)$ είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού για T^* η οποία υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης που βρίσκεται στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 (CYS, 2005).

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] = 0.55 \text{ m/sec}^2 \quad (6.15)$$

Τέλος η στοχευόμενη μετατόπιση του πολυβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε στα 0.39m η οποία αντιστοιχεί στο διάγραμμα σε $F_y=40.000 \text{ kN}$ περίπου.

$$d^*_{et(MDOF)} = d^* \times \Gamma = 0.39 \text{ m} \quad (6.16)$$

6.8 Δυναμική ανελαστική μέθοδος

Κατά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν οι δέκα σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν και στα δυο προηγούμενα κτίρια (Πίνακας 4.4). Προκειμένου να μπορέσει να γίνει η δυναμική ανάλυση με τις παραπάνω καταγραφές, έπρεπε να κλιμακωθούν βάσει του συντελεστή σχεδιασμού προκειμένου να φθάσουν στην επιθυμητή ένταση η οποία χαρακτηρίζει την περιοχή μελέτης. Έτσι, από το φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για κάθε καταγραφή και για ιδιοπερίοδο ίση με αυτή της πρώτης ιδιομορφής του πολυβάθμιου συστήματος ($T=2.22 \text{ sec}$) και απόσβεση ίση με 5% βρέθηκαν οι αντίστοιχες ψευδοεπιταχύνσεις από τα φάσματα απόκρισης των αντίστοιχων καταγραφών. Ο υπολογισμός του συντελεστή κλιμάκωσης γίνεται μέσω του λόγου της ψευδοεπιτάχυνσης σχεδιασμού που προκύπτει από το φάσμα του Ευρωκώδικα $S_a(T_1)$ (από το φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 3.7) και για ιδιοπερίοδο $T=2.22 \text{ sec}$ προκύπτει η φασματική επιτάχυνση $S_a(2.22\text{sec})$ από τον υπολογισμό:

$$S_a = a_g \times s \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] = 0.25g \times 1.15 \times 1.2 \times 2.5 \times \left[\frac{0.6 \times 2}{2.22^2} \right] = 0.18g \Rightarrow S_a(T_1)=0.18g$$

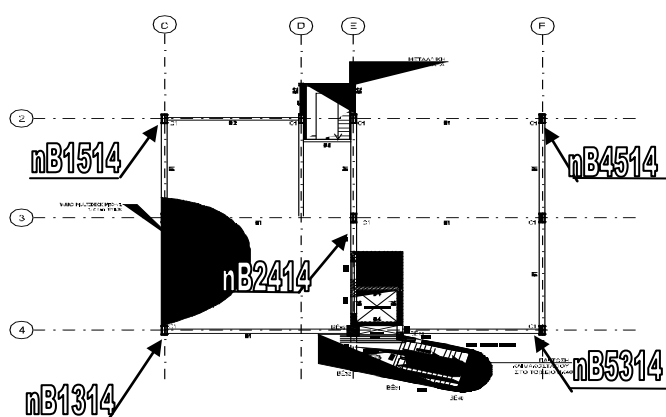
προς την ψευδοεπιτάχυνση $PSa_x(T_1, 5\%)$ από το φάσμα απόκρισης της καταγραφής για την

διεύθυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή (μεταφορική στην x διεύθυνση). Έτσι, οι συντελεστές κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6.4: Συντελεστές κλιμάκωσης καταγραφών*.

Καταγραφή	PSax($T_1, 5\%$) (φάσμα απόκρισης καταγραφής) [g]	Συντελεστής κλιμάκωσης
Loma Prieta 1989(AGW0000-090)	0.0788	2.28
Loma Prieta 1989(WAH090-180)	0.079	2.28
Loma Prieta 1989(AND270-360)	0.0621	2.89
Loma Prieta 1989(HDA165-255)	0.2265	0.80
Northridge 1994 (BLD090-360)	0.11	1.64
Northridge 1994 (FAR000-090)	0.04	4.50
Northridge 1994 (GLP177-267)	0.0206	8.73
Northridge 1994 (HOL090-180)	0.067	2.69
San Fernando 1971(PEL090-360)	0.07	2.57
Superstition Hills (B-ICC000-090)	0.1596	1.13

Έτσι, διαλέχθηκαν κάποιοι κόμβοι οι οποίοι έδωσαν τις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων από την δυναμική ανάλυση. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι κόμβοι αυτοί επιλέχθηκαν να είναι πάνω από ένα για τον λόγο ότι απ' ότι παρατηρήθηκε στην ιδιομορφική ανάλυση, το κτίριο παρουσιάζει κάποια στρεπτικά φαινόμενα με αποτέλεσμα να πρέπει να ελεγχθούν οι σχετικές μετατοπίσεις σε διάφορα σημεία στην κάτοψη των ορόφων. Οι κόμβοι αυτοί στην ανάλυση ειδικά των τελευταίων καταγραφών έφτασαν τους τέσσερις ενώ στις πρώτες τους δύο για το πρώτο προσομοίωμα ενώ για το τελικό προσομοίωμα εξετάστηκαν οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων και στους τέσσερις κόμβους του κτιρίου. Στην παρακάτω κάτοψη διακρίνονται οι κόμβοι που επιλέχθηκαν για την εύρεση των σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων (Σχήμα 6.40).



Σχήμα 6.40: Κόμβοι που επιλέχθηκαν για να δώσουν τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης.

Οι σχετικές μετατοπίσεις υπολογίστηκαν μέσω του προγράμματος βρίσκοντας την διαφορά των μετατοπίσεων των κόμβων για κάθε όροφο και διαιρώντας την με το ύψος του ορόφου. Έτσι, τα αποτελέσματα των σχετικών μετατοπίσεων επί τοις εκατό (%) κάθε ορόφου, από τις δυναμικές αναλύσεις για κάθε καταγραφή παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 6.6). Αναλυτικά στην πρώτη στήλη αντιστοιχούν τα ονόματα των διεγέρσεων οι οποίες ασκήθηκαν στο κτίριο, στην δεύτερη στήλη ο κόμβος στον οποίο αντιστοιχούν οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (Σχήμα 6.40) ενώ στις δεκατέσσερις άλλες στήλες αντιστοιχούν τα επίπεδα ανάμεσα στους ορόφους για τα οποία γίνεται λόγος. Για παράδειγμα, η στάθμη 1 στην πλάκα άνωθεν υπογείου, η στάθμη 2 αντιστοιχεί στην πλάκα μεσοπατώματος, η στάθμη 3 στην πλάκα ισογείου ενώ η στάθμη 4 στην πλάκα του πρώτου ορόφου από χάλυβα κ.τ.λ.

Πίνακας 6.5: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων αρχικού προσομοιώματος επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους στην μια διεύθυνση (x).

Καταγραφή	Κόμβος	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pushover	F13600	0.000	0.611	0.764	0.762	0.941	0.962	0.965	0.949	0.923	0.882	0.826	0.767	0.725	0.687
AGW000	13__	0.000	0.058	0.052	0.043	0.06	0.056	0.057	0.063	0.068	0.072	0.075	0.079	0.081	0.077
	24__	0.000	0.039	0.038	0.058	0.08	0.084	0.080	0.082	0.088	0.094	0.098	0.097	0.106	0.101
B-ICC000	13__	0.000	0.087	0.069	0.072	0.108	0.111	0.113	0.110	0.109	0.112	0.112	0.112	0.110	0.104
	24__	0.000	0.044	0.066	0.104	0.137	0.143	0.145	0.146	0.155	0.156	0.153	0.147	0.138	0.126
BLD090	13__	0.000	0.079	0.078	0.062	0.092	0.097	0.106	0.115	0.121	0.125	0.127	0.128	0.128	0.120
	24__	0.000	0.043	0.056	0.090	0.126	0.132	0.132	0.138	0.145	0.149	0.151	0.150	0.146	0.135
FAR000	13__	0.000	0.132	0.114	0.111	0.153	0.151	0.151	0.153	0.167	0.178	0.185	0.188	0.187	0.178
	24__	0.000	0.102	0.126	0.230	0.275	0.219	0.198	0.192	0.210	0.268	0.325	0.354	0.357	0.324
GLP177	13__	0.000	0.218	0.199	0.136	0.178	0.145	0.148	0.186	0.216	0.245	0.286	0.317	0.329	0.323
	24__	0.000	0.163	0.161	0.129	0.149	0.184	0.246	0.279	0.267	0.216	0.223	0.267	0.286	0.286
HDA165	13__	0.000	0.062	0.057	0.047	0.069	0.070	0.076	0.081	0.084	0.086	0.087	0.086	0.085	0.079
	24__	0.000	0.030	0.040	0.067	0.094	0.096	0.099	0.101	0.103	0.101	0.099	0.100	0.096	0.084
HOL090	13__	0.000	0.114	0.098	0.090	0.130	0.132	0.137	0.143	0.149	0.153	0.156	0.155	0.154	0.146
	24__	0.000	0.059	0.080	0.107	0.143	0.136	0.119	0.117	0.146	0.164	0.175	0.178	0.178	0.167
PEL090	13__	0.000	0.095	0.083	0.074	0.107	0.109	0.118	0.128	0.135	0.138	0.139	0.138	0.137	0.130
	24__	0.000	0.052	0.071	0.106	0.147	0.160	0.175	0.180	0.177	0.169	0.159	0.155	0.151	0.140
	45__	0.000	0.048	0.057	0.140	0.194	0.219	0.234	0.236	0.229	0.220	0.214	0.202	0.185	0.163
WAH090	13__	0.000	0.156	0.141	0.118	0.136	0.118	0.102	0.133	0.170	0.195	0.207	0.209	0.209	0.202
	15__	0.000	0.089	0.088	0.129	0.190	0.181	0.168	0.175	0.217	0.233	0.220	0.211	0.251	0.235
	24__	0.000	0.081	0.101	0.088	0.095	0.099	0.099	0.117	0.130	0.139	0.143	0.166	0.192	0.188
	45__	0.000	0.088	0.082	0.130	0.186	0.180	0.169	0.176	0.218	0.235	0.222	0.211	0.251	0.249
AND270	13__	0.000	0.097	0.089	0.068	0.096	0.091	0.083	0.090	0.103	0.113	0.121	0.130	0.133	0.127
	24__	0.000	0.069	0.082	0.121	0.147	0.135	0.120	0.140	0.155	0.189	0.211	0.218	0.212	0.193

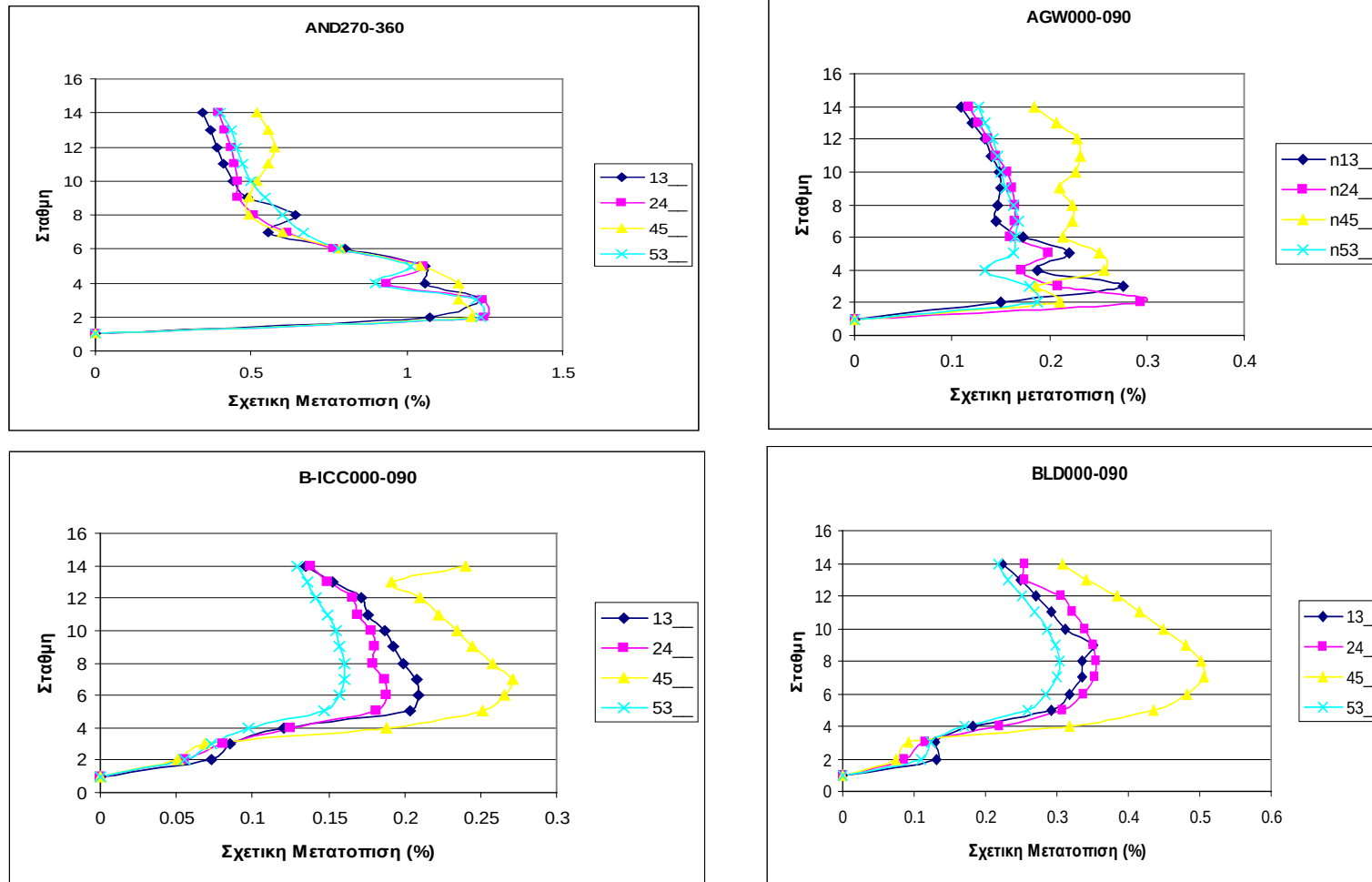
Πίνακας 6.6: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων τελικού προσομοιώματος επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους στις δυο διευθύνσεις

Καταγραφή	Κόμβος	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pushoverx	F11000	0.000	0.463	0.579	0.469	0.667	0.682	0.682	0.668	0.645	0.616	0.584	0.552	0.525	0.496
Pushovery	F35000	0.000	0.014	0.157	0.427	0.508	0.535	0.545	0.554	0.558	0.558	0.553	0.544	0.533	0.536
AGW000	13__	0.000	0.151	0.275	0.188	0.219	0.172	0.145	0.146	0.151	0.148	0.139	0.133	0.121	0.109
	24__	0.000	0.293	0.209	0.172	0.200	0.161	0.165	0.164	0.162	0.156	0.146	0.138	0.127	0.117
	45__	0.000	0.211	0.187	0.256	0.252	0.214	0.223	0.223	0.211	0.227	0.232	0.229	0.207	0.185
	53__	0.000	0.188	0.179	0.134	0.163	0.165	0.168	0.163	0.155	0.150	0.146	0.142	0.134	0.127
B-ICC000	13__	0.000	0.073	0.085	0.121	0.204	0.210	0.210	0.200	0.192	0.187	0.176	0.172	0.152	0.135
	24__	0.000	0.055	0.081	0.126	0.182	0.188	0.187	0.180	0.181	0.178	0.169	0.166	0.149	0.138
	45__	0.000	0.051	0.068	0.188	0.251	0.266	0.271	0.258	0.245	0.235	0.223	0.210	0.192	0.240
	53__	0.000	0.055	0.073	0.097	0.147	0.157	0.161	0.160	0.157	0.155	0.150	0.142	0.136	0.129
BLD090	13__	0.000	0.131	0.129	0.182	0.292	0.318	0.336	0.336	0.351	0.312	0.293	0.271	0.248	0.224
	24__	0.000	0.086	0.117	0.220	0.307	0.338	0.354	0.353	0.351	0.340	0.321	0.306	0.254	0.254
	45__	0.000	0.075	0.091	0.317	0.435	0.481	0.505	0.502	0.481	0.450	0.416	0.385	0.340	0.308
	53__	0.000	0.110	0.123	0.170	0.258	0.284	0.301	0.304	0.299	0.286	0.269	0.251	0.232	0.218
FAR000	13__	0.000	0.150	0.175	0.244	0.388	0.397	0.391	0.368	0.359	0.359	0.368	0.377	0.348	0.312
	24__	0.000	0.133	0.168	0.269	0.348	0.358	0.351	0.348	0.360	0.363	0.352	0.340	0.320	0.296
	45__	0.000	0.142	0.213	0.507	0.614	0.627	0.607	0.571	0.572	0.571	0.594	0.582	0.548	0.495
	53__	0.000	0.173	0.207	0.274	0.366	0.378	0.383	0.406	0.433	0.452	0.466	0.458	0.436	0.393
GLP177	13__	0.000	0.397	0.495	0.445	0.745	0.819	0.884	0.910	0.883	0.818	0.786	0.796	0.755	0.673
	24__	0.000	0.340	0.429	0.520	0.756	0.801	0.849	0.864	0.854	0.819	0.812	0.848	0.798	0.727
	45__	0.000	0.331	0.402	0.565	1.041	0.985	0.993	0.947	0.922	0.878	0.871	0.921	0.866	0.732

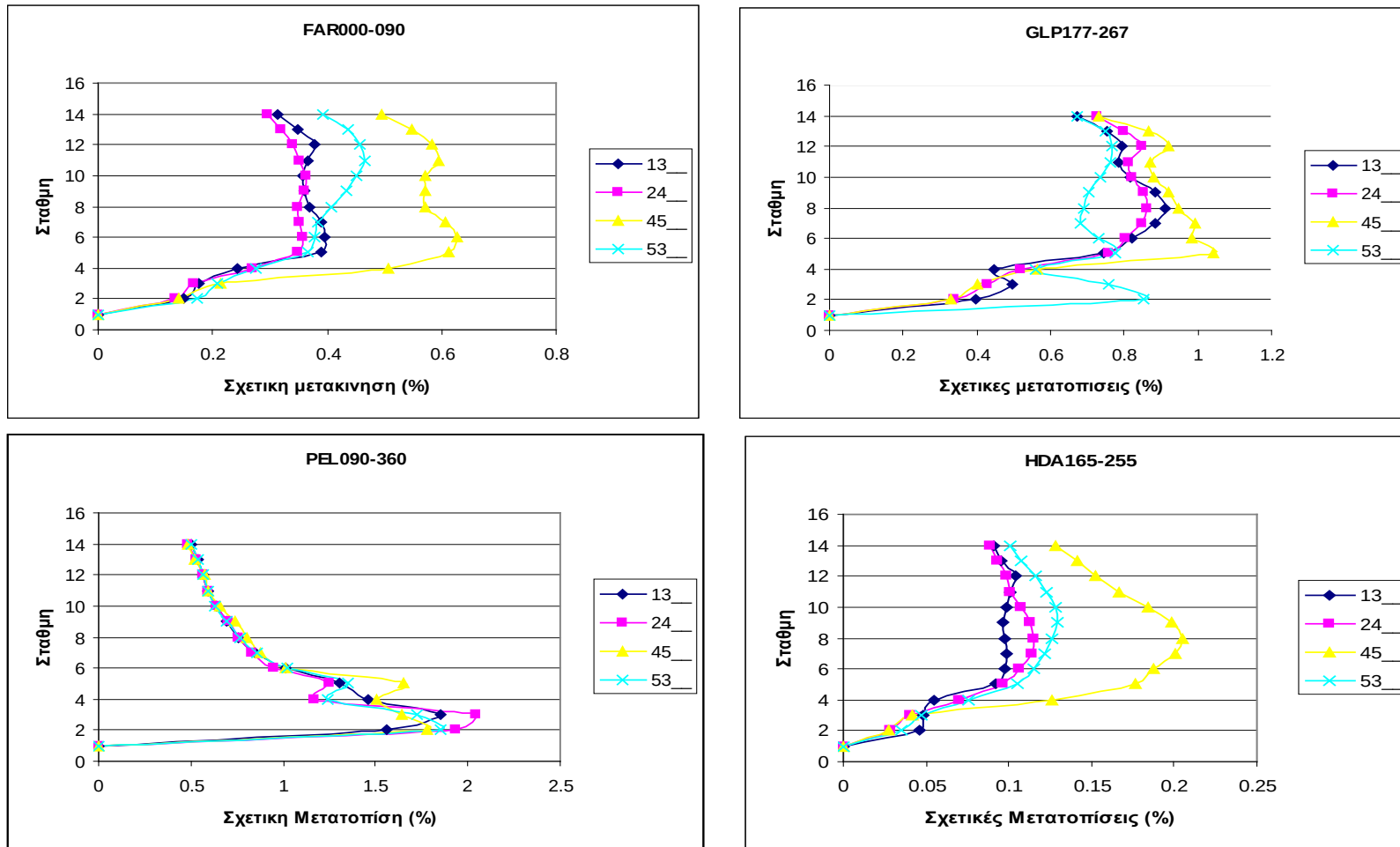
HDA165	53__	0.000	0.853	0.756	0.559	0.755	0.732	0.681	0.690	0.704	0.734	0.761	0.767	0.750	0.674
	13__	0.000	0.046	0.048	0.055	0.092	0.098	0.100	0.097	0.096	0.0970	0.100	0.104	0.095	0.090
	24__	0.000	0.030	0.040	0.070	0.090	0.106	0.114	0.115	0.112	0.107	0.104	0.100	0.090	0.088
	45__	0.000	0.027	0.042	0.127	0.177	0.188	0.200	0.205	0.198	0.184	0.167	0.152	0.141	0.128
HOL090	53__	0.000	0.040	0.050	0.075	0.105	0.115	0.122	0.126	0.130	0.128	0.123	0.116	0.110	0.100
	13__	0.000	1.232	1.058	0.585	0.759	0.622	0.508	0.441	0.406	0.393	0.387	0.383	0.364	0.329
	24__	0.000	1.208	0.826	0.676	0.904	0.631	0.450	0.407	0.407	0.417	0.423	0.453	0.409	0.361
	45__	0.000	1.024	0.956	1.072	1.203	0.738	0.482	0.395	0.412	0.444	0.469	0.491	0.463	0.390
PEL090	53__	0.000	1.230	1.022	0.781	0.806	0.664	0.559	0.494	0.443	0.403	0.382	0.372	0.358	0.331
	13__	0.000	1.560	1.854	1.460	1.304	1.014	0.849	0.755	0.691	0.635	0.593	0.564	0.534	0.599
	24__	0.000	1.936	2.04	1.165	1.249	0.949	0.829	0.761	0.700	0.639	0.592	0.568	0.528	0.480
	45__	0.000	1.776	1.639	1.509	1.652	1.017	0.88	0.806	0.736	0.658	0.596	0.571	0.519	0.484
WAH090	53__	0.000	1.854	1.726	1.243	1.353	1.021	0.853	0.756	0.691	0.633	0.592	0.563	0.540	0.504
	13__	0.000	0.130	0.185	0.269	0.400	0.450	0.391	0.368	0.360	0.359	0.330	0.377	0.310	0.300
	24__	0.000	0.133	0.166	0.269	0.340	0.358	0.338	0.390	0.400	0.500	0.352	0.390	0.320	0.296
	45__	0.000	0.142	0.213	0.507	0.614	0.627	0.607	0.571	0.572	0.571	0.594	0.582	0.548	0.495
AND270	53__	0.000	0.120	0.207	0.274	0.315	0.378	0.383	0.406	0.461	0.462	0.466	0.458	0.436	0.400
	13__	0.000	1.074	1.100	1.060	1.090	0.803	0.570	0.642	0.520	0.440	0.411	0.410	0.470	0.446
	24__	0.000	1.240	1.200	0.930	1.051	0.765	0.618	0.511	0.459	0.457	0.449	0.439	0.417	0.394
	45__	0.000	1.208	1.165	1.168	1.043	0.784	0.603	0.492	0.494	0.521	0.556	0.574	0.557	0.518
	53__	0.000	1.237	1.225	0.900	1.014	0.783	0.665	0.601	0.544	0.500	0.474	0.452	0.435	0.404

Πίνακας 6.7: Μέσοι όροι και τυπικές αποκλίσεις σχετικών μετατοπίσεων ορόφων τελικού προσομοιώματος επί τοις εκατό (%) για κάθε καταγραφή για τους κόμβους στις δυο διευθύνσεις

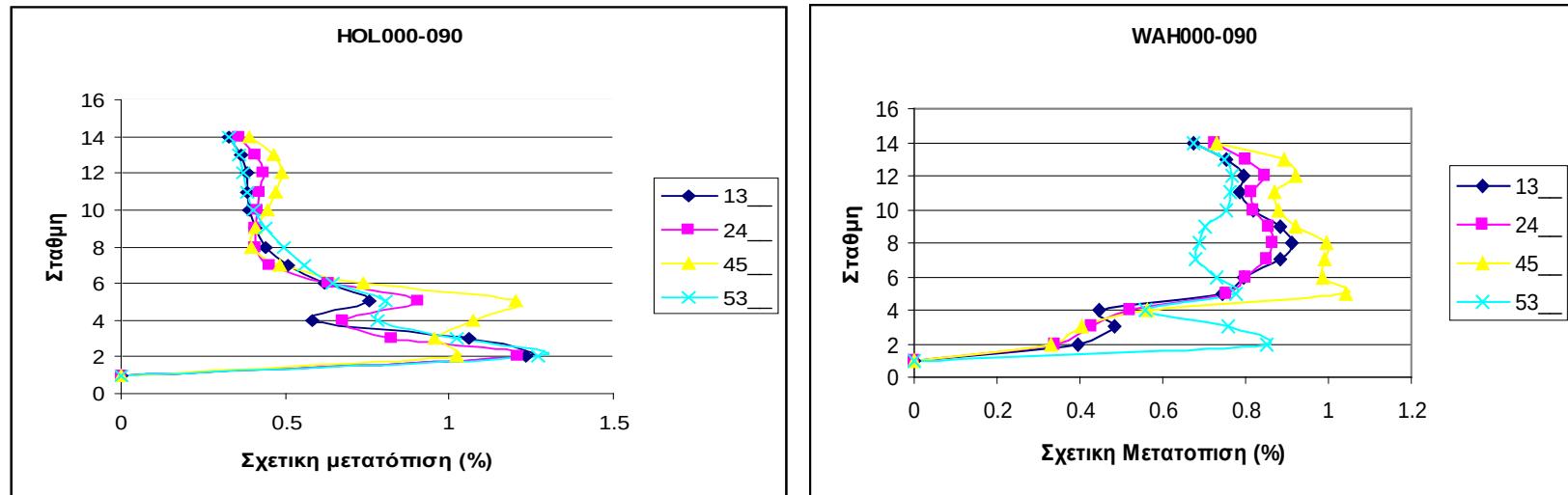
Μέσος Όρος	Κόμβος	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Τυπική απόκλιση	13__	0.000	0.521	0.584	0.479	0.580	0.524	0.486	0.481	0.450	0.421	0.404	0.400	0.374	0.339
	24__	0.000	0.567	0.558	0.467	0.585	0.510	0.476	0.457	0.444	0.430	0.418	0.418	0.389	0.358
	45__	0.000	0.518	0.517	0.627	0.770	0.628	0.576	0.540	0.520	0.505	0.500	0.504	0.472	0.421
	53__	0.000	0.663	0.611	0.479	0.576	0.501	0.457	0.440	0.425	0.420	0.412	0.403	0.388	0.355
	13__	0.000	0.550	0.600	0.453	0.421	0.347	0.323	0.324	0.303	0.280	0.265	0.270	0.255	0.230
	24__	0.000	0.647	0.634	0.376	0.426	0.335	0.312	0.303	0.293	0.278	0.274	0.285	0.270	0.245
	45__	0.000	0.593	0.543	0.482	0.525	0.363	0.334	0.321	0.301	0.282	0.281	0.300	0.287	0.237
	53__	0.000	0.642	0.580	0.405	0.442	0.340	0.285	0.266	0.256	0.259	0.261	0.262	0.257	0.230



Σχήμα 6.41: Διαφοροποίηση σχετικών μετατοπίσεων (%) ανά στάθμη ανά κόμβο και καταγραφή.



Σχήμα 6.42: Διαφοροποίηση σχετικών μετατοπίσεων (%) ανά στάθμη ανά κόμβο και καταγραφή.



Σχήμα 6.43: Διαφοροποίηση σχετικών μετατοπίσεων (%) ανά στάθμη ανά κόμβο και καταγραφή.

6.9 Συμπεράσματα

Από τα αναλυτικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στις προηγούμενες ενότητες, μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα για το συγκεκριμένο κτίριο σχετικά με την προσομοίωση, την εφαρμογή των εξελιγμένων μεθόδων ανελαστικής δυναμικής και στατικής ανάλυσης και του σχεδιασμού του κτιρίου σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

- Η προσομοίωση του συγκεκριμένου δομήματος κάλυψε πολλά θέματα που αφορούσαν την μη γραμμική προσομοίωση πολύπλοκων μη κανονικών κτιρίων αλλά και τις δυνατότητες του λογισμικού. Συγκεκριμένα παρατηρήθηκε ότι ο αριθμός των μελών που θα αποτελέσουν ένα προσομοίωμα παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στο αν θα μπορέσει τελικά το πρόγραμμα να συγκλίνει και να μας δώσει αποτελέσματα. Από την άλλη πλευρά παρουσιάστηκε και ένας τρόπος εναλλακτικών προσομοιώσεων σε στοιχεία που μπορεί να συμπεριλαμβάνονται στο λογισμικό όπως για παράδειγμα η διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Επίσης, δόθηκε η ευκαιρία ώστε να σκεφτούμε πιο απλά το προσομοίωμα και να δώσουμε απλοποιητικές μεθόδους προσομοίωσης και ανακατανομής των φορτίων στις δοκούς. Τελικώς, το απλούστερο δυνατό προσομοίωμα που ανταποκρίνεται επαρκώς στην πραγματικότητα έδωσε και τα πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.
- Επίσης παρατηρήθηκε μια έντονη διασπορά των αποτελεσμάτων των σχετικών μετατοπίσεων κατά την δυναμική ανελαστική ανάλυση στους διάφορους κόμβους στην ίδια στάθμη του κτιρίου η οποία συνδέεται με την ασύμμετρη τοποθέτηση του πυρήνα με συνέπεια την ύπαρξη στρεπτικών φαινομένων τα οποία όμως ήταν αρκετά περιορισμένα και δεν επηρέασαν την τελική ασφάλεια του κτιρίου.
- Το κτίριο σύμφωνα με την δυναμική ανελαστική ανάλυση μας οδήγησε στο συμπέρασμα της ύπαρξης μεγάλου περιθωρίου ασφάλειας παρόλο που το κτίριο είναι σχεδιασμένο με τα χαμηλά σεισμικά φορτία που προβλέπει ο Κυπριακός Αντισεισμικός Κώδικας. Αν και η δυναμική ανάλυση έγινε με τα σεισμικά φορτία και τα όρια που θέτει ο Ευρωκώδικας 8, η αρχική σχεδίαση παραμένει αποδεκτή.
- Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση οι σχετικές μετατοπίσεις των πέντε σταθμών του κτιρίου, δεν άγγιξαν το όριο σχετικών μετατοπίσεων που δίνεται κατά την ελαστική φασματική μέθοδο και είναι το 1.25%, εκτός από μια καταγραφή η οποία έδωσε σχετικές μετατοπίσεις αρκετά μεγαλύτερες (PEL000-090) από το όριο αυτό. Έτσι,

προκύπτει ότι υπάρχουν λίγες πιθανότητες να έρθει σεισμός συμβατός με το φάσμα ο οποίος μπορεί να επιφέρει κατάρρευση στο κτίριο.

- Τα αποτελέσματα των σχετικών μετατοπίσεων στα δύο προσομοιώματα που φαίνονται στους πίνακες Πίνακας 6.5 και Πίνακας 6.6 διαφέρουν αρκετά. Απ' ότι μπορούμε να συμπεράνουμε καθοριστικό ρόλο παίζουν τόσο η διαφοροποίηση της προσομοίωσης των συνδέσμων δυσκαμψίας όσο και η προσομοίωση των διατομών με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Επίσης, πρέπει να τονιστεί ότι η συμβολή της φόρτισης σε δύο διευθύνσεις στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων είναι σημαντική για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

7.1 Σύνοψη αποτελεσμάτων

Η ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς με την βοήθεια μη γραμμικών αναλύσεων, τριών σύγχρονων κτιρίων από χάλυβα σχεδιασμένων με τα σεισμικά φορτία του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα εξετάστηκε διεξοδικά στα κεφάλαια που προηγούνται. Τα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν από την έρευνα αυτή καλύπτουν πολλά θέματα που αφορούν στην ανάλυση κατασκευών με τις δυο μη γραμμικές μεθόδους, στην προσομοίωση φορέων σε τρεις διαστάσεις με την βοήθεια λογισμικών για τέτοιου είδους αναλύσεις καθώς και στις διατάξεις που θέτει ο Ευρωκώδικας 8 για σεισμική αποτίμηση κτιρίων.

- Γενικά, η ανάλυση ενός φορέα με την βοήθεια μη γραμμικών μεθόδων διαφέρει σε μεγάλο βαθμό από την ανάλυση με γραμμική ελαστική ανάλυση. Οι δυσκολίες που καλούμαστε να αντιμετωπίσουμε ως μηχανικοί στον έλεγχο αποτίμησης και αξιολόγησης της ανελαστικής σεισμικής συμπεριφοράς ενός δομήματος το οποίο πρέπει να συνάδει με τις απαιτήσεις της σύγχρονης κοινωνίας, είναι πολυάριθμες. Επίσης, κυμαίνονται όχι μόνο στο επίπεδο προσομοίωσής του σε τρεις διαστάσεις αλλά και στο επίπεδο επεξεργασίας και αξιολόγησης των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις αναλύσεις είτε αυτές είναι στατικές είτε δυναμικές. Συγκεκριμένα, κατά την ανάλυση των κτιρίων που αναλύονται στα κεφάλαια 4,5 και 6 της διατριβής τα οποία δεν πληρούν τους κανόνες κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος (π.χ. τριώροφο κτίριο στο κεφάλαιο 5 που θέτει ο Ευρωκώδικας 8, έπρεπε να αντιμετωπιστούν προβλήματα μη σύγκλισης του λογισμικού ανάλυσης, όπως για παράδειγμα στις καμπύλες στατικής αντίστασης, για παράδειγμα στα δύο χαμηλότερα κτίρια, και στο δεκατριώροφο λόγω της πολυπλοκότητας τους και του μεγάλου αριθμού μελών (δεκατριώροφο κτίριο) και εν γένει λόγω αδυναμιών του λογισμικού. Το φαινόμενο αυτό επίσης, παρουσιάστηκε στην περίπτωση που είχαμε φορέα δομημένο με υποστυλώματα με ελεύθερο ύψος δύο ορόφων (μονώροφο και τριώροφο

κτίριο) με παράλληλη μη ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας (μονώροφο κτίριο), όπως επίσης και την επιβολή συγκεντρωμένων φορτίων σε υποστυλώματα στην ασθενή διεύθυνσή τους (μονώροφο και τριώροφο κτίριο).

- Ο ανθρώπινος παράγοντας παίζει καθοριστικό ρόλο στα διάφορα στάδια ανάλυσης με την βοήθεια μη γραμμικών μεθόδων καθότι τα σχετικά λογισμικά δεν είναι αυτοματοποιημένα στο επίπεδο αυτών για γραμμική ανάλυση. Για παράδειγμα στον υπολογισμό των μαζών στα διάφορα στοιχεία του δομήματος, στον υπολογισμό των δυσκαμψιών των συνδέσεων του δομήματος και τον χαρακτηρισμό σε πακτώσεις ή αρθρώσεις και παράλληλη προσομοίωσή τους, στον τρόπο εύρεσης απλουστευμένων προσομοιωμάτων με παράλληλη αντιστοιχία τους με τον πραγματικό φορέα για σκοπούς μείωσης της πολυπλοκότητας του φορέα, στον υπολογισμό των φορτίων κατά την ανάλυση στατικής αντίστασης και την κατανομή τους καθ' ύψος του κτιρίου στους διάφορους κόμβους καθώς επίσης στην επεξεργασία των τελικών αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις.
- Η θεώρηση και ανάλυση των κτιρίων με διαφορετικές προσομοιώσεις των μελών (κατανεμημένης – συγκεντρωμένης πλαστικότητας) μπορεί να επιφέρει διαφορές στα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων. Από την μία πλευρά η θεώρηση των μελών ως κατανεμημένης πλαστικότητας κατά την οποία το μέλος χωρίζεται σε στοιχεία ινών και ελέγχεται κατά μήκος του για δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, θεωρείται αρκετά λεπτομερής και χρονοβόρα και από την άλλη πλευρά η θεώρηση διατομών συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα δύο άκρα του μέλους ελέγχοντας μόνο αυτά για τυχόν πλαστικοποιήσεις με ταυτόχρονη θεώρηση του υπόλοιπου μέλους ως ελαστικού. Η διαφορά αυτή διακρίνεται τόσο στις διάφορες καμπύλες στατικής αντίστασης που παρουσιάζονται στα συμπεράσματα του τριώροφου δομήματος, καθώς και στην αισθητή μείωση της χρονικής διάρκειας των αναλύσεων του δεκατριώροφου δομήματος όταν χρησιμοποιούνται τα απλούστερα στοιχεία.
- Από τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις προκύπτει ότι τα ως άνω σύγχρονα κτίρια από χάλυβα τα οποία έχουν αναλυθεί και διαστασιολογηθεί τα τελευταία χρόνια στην Κύπρο, δεν παρουσιάζουν πρόβλημα ασφάλειας για σεισμικά φορτία συμβατά με τον Ευρωκώδικα 8. Οι στοχευόμενες μετατοπίσεις των κορυφών των κτιρίων κυμάνθηκαν μέσα στα τμήματα των καμπύλων αντίστασης στα οποία τα κτίρια άρχισαν να διαρρέουν (π.χ. τα δυο χαμηλότερα κτίρια) ή ακόμα πολύ πριν διαρρεύσουν δηλαδή στην πρακτικά ελαστική περιοχή τους (π.χ. δεκατριώροφο κτίριο).

- Επίσης, από την μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων πραγματικών καταγραφών στην δυναμική ανελαστική ανάλυση, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, δεν άγγιξαν στην πλειονότητά τους το όριο που θέτει η ελαστική ανάλυση (1.25%) κατά τον Κυπριακό Αντισεισμικό Κώδικα και στα τρία κτίρια. Επίσης, η πιθανότητα υπέρβασης των ορίων μετακινήσεων ανέρχεται στο 10% για κάθε κτίριο, για το επίπεδο έντασης σχεδιασμού. Πρόκειται για αποδεκτό ποσοστό δεδομένου ότι συνιστάται να λαμβάνουμε τον μέσο όρο των αποκρίσεων για άνω των επτά καταγραφών και όχι το μέγιστο.
- Επιπλέον, και στα τρία κτίρια, τόσο από την ιδιομορφική ανάλυσή τους όσο και από την διασπορά των αποτελεσμάτων των σχετικών μετατοπίσεων τους κατά την δυναμική ανελαστική ανάλυση, παρατηρήθηκαν στρεπτικά φαινόμενα των ορόφων τα οποία δεν μπορούσαν να αποφευχθούν, σύμφωνα με τις βασικές αρχές σχεδιασμού που θέτει ο Ευρωκώδικας 8, λόγω της ασύμμετρης τοποθέτησης των πυρήνων τους από οπλισμένο σκυρόδεμα (τριώροφο και δεκατριώροφο κτίριο) στην κάτοψη καθώς και του μεσοπατώματος και της μη ύπαρξης διαφράγματικής λειτουργίας των πλακών (μονώροφο κτίριο). Παρ' όλα αυτά δεν επηρεάστηκε η τελική ασφάλεια του κτιρίου καθότι αυτά τα φαινόμενα ήταν περιορισμένα.
- Φαινόμενα μικρών εκτιμώμενων μετατοπίσεων σε πολυώροφα και πολύπλοκα κτίρια, καθώς επίσης και μικρών σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων τους, τα οποία οδηγούν στο συμπέρασμα της ύπαρξης μεγάλου περιθωρίου ασφάλειας (π.χ. δεκατριώροφο κτίριο) μπορούν να αντιμετωπιστούν αρκετά συχνά κατά την μη γραμμική ανάλυση τόσο περίπλοκων αλλά σύγχρονων φορέων καθιστώντας παράλληλα και σαν πιθανό κρίσιμο συνδυασμό αυτόν του ανέμου. Παράλληλα, φαινόμενα P-δ (μη γραμμικά γεωμετρικά φαινόμενα 2^{ης} τάξης) είναι πολύ πιθανό να παρουσιαστούν κατά την ανάλυση συμπεριφοράς των συνδέσμων δυσκαμψίας στους ορόφους τους (δεκατριώροφο κτίριο). Η ακριβής προσομοίωση των συνδέσμων δυσκαμψίας οδήγησαν στην ορθή συμπεριφορά η οποία εκδηλώθηκε με λυγισμό κάποιων από αυτών και την εμφάνιση των φαινομένων P-δ.
- Σαν μια γενική εκτίμηση των μη γραμμικών αναλύσεων είναι ότι μπορούν να καταστούν πολύ χρήσιμα εργαλεία για την σεισμική αποτίμηση ενός κτιρίου νέου ή υφιστάμενου. Το θέμα είναι ότι στην ανάλυση στατικής αντίστασης ειδικά όταν περιπλέκονται μέσα στην ανάλυση στοιχεία όπως μη κανονικότητες ή πολύπλοκα πολυβάθμια προσομοιώματα, μη γραμμικότητες υλικών, μπορεί να χαρακτηριστεί ως

ασταθής μέθοδος αφού δεν μπορεί να δώσει εύκολα αποτελέσματα τα οποία να επεκτείνονται στην περιοχή του φθίνοντα κλάδου (αρνητική δυσκαμψία). Από την άλλη πλευρά η δυναμική ανελαστική μέθοδος μπορεί να χαρακτηριστεί πιο αξιόπιστη μέθοδος η οποία με τις κατάλληλες επεξεργασίες των καταγραφών και την προσαρμογή τους στα δεδομένα της περιοχής μελέτης, μπορεί να ανταποκριθεί στις απαιτήσεις σεισμικής αποτίμησης των σύγχρονων κτιρίων.

Τέλος, πρέπει να επισημανθεί το γεγονός ότι οι κατασκευές από χάλυβα έχουν αρχίσει να αναπτύσσονται τα τελευταία μόνο χρόνια στην Κύπρο. Το δείγμα των κατασκευών αυτών που παρουσιάστηκαν στην μελέτη ήταν μόνο τρία αλλά παρ' όλα αυτά αντιπροσωπευτικά κτίρια τα οποία αντικατοπτρίζουν την κατασκευή στην Κύπρο. Δεν μπορούμε να γενικεύσουμε συμπεράσματά μας για άλλα κτίρια αφού στην μέση μπαίνουν πολλοί παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά τους. Οι παράγοντες αυτοί ξεκινάνε από το μελετητικό γραφείο και τον μελετητή που θα αναλάβει να διαστασιολογήσει το κτίριο, μέχρι το εξειδικευμένο και προσεκτικό προσωπικό που είναι στελεχωμένο το εργοτάξιο το οποίο θα αναλάβει την ανέγερση του δομήματος. Όπως γίνεται αντιληπτό η κατασκευαστική βιομηχανία στις μέρες μας είναι ιδιαίτερα απαιτητική και θα πρέπει κάποια στιγμή και η έρευνα να στραφεί προς τις ανάγκες της αφού συνδέεται άμεσα με τις απαιτήσεις και τις ανάγκες της σημερινής κοινωνίας.

7.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Με βάση όλα τα προηγούμενα διαπιστώνεται και τονίζεται με έμφαση ότι πρέπει να υπάρξει περαιτέρω έρευνα προς την κατεύθυνση της σεισμικής αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων τα οποία είναι δομημένα είτε από χάλυβα είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα, σχεδιασμένα σε διάφορες χρονικές περιόδους, και να γίνει αποτίμηση της σεισμικής τους επάρκειας για τα αυξημένα φορτία του Ευρωκώδικα 8 με μεθόδους μη γραμμικής ανάλυσης. Επίσης, θα πρέπει η έρευνα να κατευθυνθεί προς την εξέλιξη και την βελτίωση των λογισμικών ώστε να είναι πιο εύχρηστα και αυτοματοποιημένα καθώς και πιο γρήγορα στον χρόνο που χρειάζεται να γίνει μια ανάλυση.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ATC. Seismic evaluation and retrofit of concrete building (1966), Vol. 1, ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council.
2. Autodesk (2005), Autocad
3. Αθανασιάδου (2003), Παρουσίαση 'Σχεδιασμός κτιρίων Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8', Θεσσαλονίκη
4. Chopra A. (2001), Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, University of California at Berkeley, Second Edition, Prentice Hall, 328- 332
5. CEN. Eurocode 8 (December 2001) – Design of structures for earthquake resistance, Part 1, European standard EN 1998-1, Draft No.4. Brussel: European Committee for Standardization.
6. Calabrese A., Almeida J.P., Pinho R. (2010) "Numerical issues in distributed inelasticity modelling of RC frame elements for seismic analysis," Journal of Earthquake Engineering, Vol. 14, Special Issue 1.
7. Chi et al (1998), Inelastic analyses of a 17-story steel framed building damaged during Northridge, Engineering Structures, 20: 481-495, Elsevier Science.
8. Elghazouli A. (2007), Seismic design of steel structures to Eurocode 8, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, The structural Engineer, 26-31
9. Fardis M. et al (2005), Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures, Thomas Telford Publishing London, 55-57

10. Fajfar P, Fischinger M. (1987) Non- linear seismic analysis of RC buildings: Implications of a case study. *European Earthquake Engineering*; 1(1):31-43
11. Fajfar P, Fischinger M. (1989) N2 –A method for non linear seismic analysis of regular buildings. In: *Proceedings on the 9th World Conference on Earthquake Engineering* , Tokyo, Kioto; Tokyo:Maruzen,: 5:111-116.
12. Fajfar (2000), *Structural Analysis in Earthquake Engineering – A Breakthrough of Simplified Non- Linear Methods*, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Slovenia, Elsevier Science Ltd.
13. Fajfar A (2000), non linear analysis method for performance- based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3): 573-592.
14. FEMA. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356 (2000), Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
15. Foutch D. , Yun S. (2001), Modeling of steel moment frames for seismic loads, *Journal of Constructional Steel Research* 58 (2002) 529-564.
16. Freeman SA, Nicoletti JP, Tyrell JV., EER (1975), Evaluations of existing buildings for seismic risk- A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. In: *Proceedings of the 1st U.S. National Conference of Earthquake Engineering*, Berkeley,113-122.
17. Fragiacommo M., Amadio C., Rajgelj S. (2006), Evaluation of the structural response under seismic actions using non linear static methods, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1511-1531
18. Iervolino I. et al (2009), REXEL:Computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, *Bull Earthquake Eng* (2010),339-336.
19. Krawinkler H., and Seneviratna G.D.P.K. (1998), Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures* 20, 452-464.

20. Mander J.B., Priestley M.J.N., and Park R., Fellow, ASCE (1988), Theoretical Stress-Strain Model for Confined-Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering , 1804-1825
21. MathWorks (2002), Matlab The Language of Technical Computing.
22. Μπίσμπος (2003), Παρουσίαση ‘Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα και ειδικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8- Βασικές αρχές και Αντισεισμικός σχεδιασμός’ Λεμεσός, Κύπρος.
23. National Annex to CYS EN 1998-1:2005 Eurocode 8 , (2007): Design of structures for Earthquake resistance , Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Eurocodes Committee.
24. PEER database, <http://www.peer.berkeley.edu/nga>.
25. Saiidi M., Sozen MA. Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. Journal of Structural Engineering, ASCE 1981; 107:937-952.
26. Scott M.H., Fenves G.L. (2006) "Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 132,244-252.
27. ΣΠΜΑΚ (1991), Σεισμικός Κώδικας Για κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στην Κύπρο, Συνδεσμος Πολιτικών Μηχανικών και Αρχιτεκτόνων Κύπρου, , Λευκωσία.
28. Multisoft (1994), Statics, users manual.
29. Seismosoft, (2004), Seismostruct, users manual.
30. Vamvatsikos D. and C.A.Cornell (2001), *Incremental dynamic analysis*, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2002; 31: 491-514
31. Wikipedia, (2010), <http://wikipedia.org/>.

