

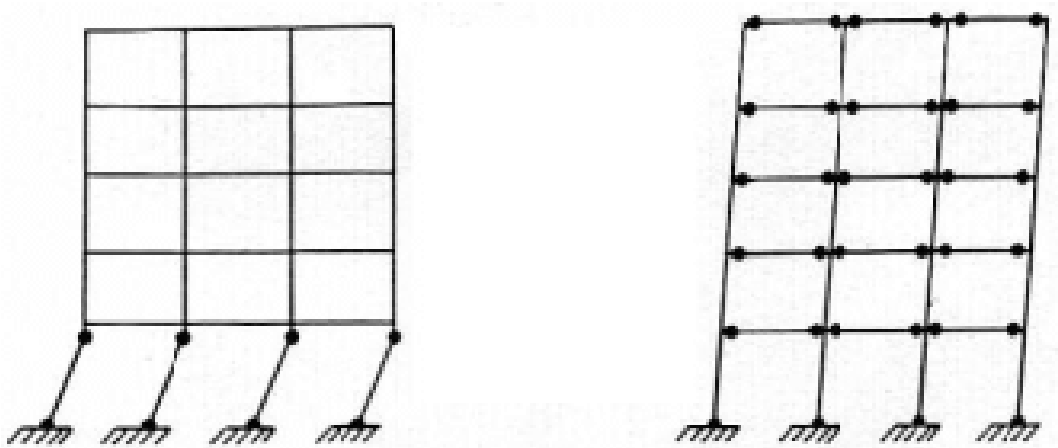


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΗΛΙΑΣ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Β. ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2010

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα καταρχήν να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Βλάση Κουμούση για την πολύτιμη καθοδήγηση του σε όλο το διάστημα της συνεργασίας μας. Η υπομονή του καθώς επίσης και οι ουσιώδεις παρατηρήσεις και διορθώσεις του συνέβαλαν καθοριστικά στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω και τα υπόλοιπα μέλη της επιτροπής, κ. Κ. Σπηλιόπουλο, Αναπληρωτή Καθηγητή Ε.Μ.Π. και κ. Βησ. Παπαδόπουλο, Λέκτορα Ε.Μ.Π. για την συμμετοχή τους και την αξιολόγηση της εργασίας αυτής.

Ένα ακόμα ευχαριστώ στον υποψήφιο διδάκτορα κ. Σάββα Τριανταφύλλου για την προθυμία του και την ουσιώδη συμμετοχή του στην επίλυση των αποριών που μου δημιουργήθηκαν, καθώς και τον κ. Α. Χαραλαμπάκη για την πολύτιμη καθοδήγηση του στη χρήση του προγράμματος myBiAxial.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για την αμέριστη συμπαράσταση, υποστήριξη και κατανόηση που έδειξαν όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η αποτίμηση και αξιολόγηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου κατασκευασμένου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για το σκοπό αυτό έγινε χρήση τόσο ελαστικών όσο και σύγχρονων ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης όπως είναι η στατική και η δυναμική ανελαστική ανάλυση. Για την εφαρμογή των παραπάνω αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000v.14. Πιο αναλυτικά:

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία γενική εισαγωγή για τον τρόπο δημιουργίας των σεισμικών γεγονότων και παρουσιάζεται συνοπτικά το θεωρητικό υπόβαθρο πάνω στο οποίο βασίζεται η θεωρία των φασμάτων απόκρισης.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά οι θεμελιώδεις έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών. Ειδικότερα, γίνεται αναφορά στη διάκριση μεταξύ πρωτεύοντων και δευτερευόντων μελών, στις στάθμες επιτελεστικότητας για το σχεδιασμό νέων ή την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών και στη θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Επίσης παρουσιάζεται η έννοια της πλαστιμότητας και της σημασίας που έχει για τις κατασκευές και τέλος, γίνεται μια αναφορά στην έννοια των πλαστικών αρθρώσεων ως μέσω απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στη θεωρία της σεισμικής μόνωσης και στο σκοπό που αυτή εξυπηρετεί, επίσης παρουσιάζονται και οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες μέθοδοι μόνωσης.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση των συνηθέστερα χρησιμοποιούμενων μεθόδων αποτίμησης των κατασκευών. Αρχικά γίνεται αναφορά στις κυριότερες ελαστικές μεθόδους ανάλυσης οι οποίες είναι η δυναμική φασματική, η ισοδύναμη στατική και η ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι δύο κυριότερες ανελαστικές μέθοδοι οι οποίες είναι η στατική ανελαστική και η δυναμική ανελαστική μέθοδος.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και οι παραδοχές που έγιναν ως προς τα υλικά, το έδαφος θεμελίωσης και τους λοιπούς παραμέτρους.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος εφαρμογής των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης οι οποίες αναφέρθηκαν προηγουμένως. Επίσης, στο τέλος γίνεται μια συνοπτική σύγκριση των εξαγόμενων από το πρόγραμμα αποτελεσμάτων για τρία χαρακτηριστικά μέλη της κατασκευής, μια δοκό, ένα υποστήλωμα και ένα τοιχίο.

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι ανελαστικές αναλύσεις που έγιναν για την κατασκευή. Ειδικότερα, εφαρμόζεται η στατική και η δυναμική ανελαστική ανάλυση και γίνεται μια συνοπτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων.

Στο όγδοο κεφάλαιο γίνεται μια συνοπτική διερεύνηση για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που δίνει το SAP2000, με τη χρήση του προγράμματος myBiAxial.

Ειδικότερα, γίνεται σύγκριση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης για ένα μεμονωμένο υποστύλωμα και των διαγραμμάτων ροπών καμπυλοτήτων για τη συχνότερα εμφανιζόμενη δοκό.

Τέλος, στο ένατο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά κάποια συμπεράσματα κυρίως ως προς την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, με βάση τα όσα εξήχθησαν κατά την εφαρμογή της στατικής και της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

ABSTRACT

In this diploma thesis, an attempt was made to evaluate and assess the inelastic behavior of an existing reinforced concrete building. In the analysis of the structure both elastic and inelastic methods were used based on the Greek and the European Standards (Eurocodes). In addition, the capacity curves for the two main directions UX and UY were constructed and the performance point for each directions was evaluated. Furthermore, in order to perform the dynamic nonlinear analysis the Aigio 1995 – Greece, earthquake was used in the analysis. The results of the above analyses were satisfactory and the structure does not exhibit considerable damage. Finally, an attempt was made to assess the accuracy of results by using different software to assess the moment-curvature diagrams. Thus, a comparison between the bending moment – curvature diagrams , for the most common beam in the building, and the interaction curves, for a specific axial load, was performed. These differences did not altered the overall performance considerably. The analysis was based entirely using the software SAP2000v14.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	v
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	vii
ABSTRACT	ix
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	xi
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	1
1.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ	1
1.3 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	11
2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	11
2.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	11
2.3 ΘΕΩΡΙΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	15
2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ	17
2.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ	23
3.1 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	23
3.2 ΤΥΠΟΙ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	24
3.2.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ.....	24
3.2.2 ΣΥΣΤΗΜΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ – ΕΚΚΡΕΜΕΣ ΤΡΙΒΗΣ.....	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	27
4.1 ΓΕΝΙΚΑ	27
4.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....	28
4.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ.....	30
4.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	31
4.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)	32
4.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	40
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	43
5.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	43
5.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΦΟΡΕΑ.....	43

5.3	ΥΛΙΚΑ.....	46
5.4	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	48
5.5	ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ	50
5.6	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	53
5.7	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΠΛΑΚΩΝ.....	55
5.8	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	56
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ		57
6.1	ΓΕΝΙΚΑ	57
6.2	ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	57
6.2.1	ΓΕΝΙΚΑ	57
6.2.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥ.....	58
6.2.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ.....	58
6.2.4	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ	63
6.3	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....	65
6.3.1	ΓΕΝΙΚΑ	65
6.3.2	ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	65
6.3.3	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΥΜΑΝΤΙΚΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ	68
6.3.4	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ	69
6.4	ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....	72
6.4.1	ΓΕΝΙΚΑ	72
6.4.2	ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΟΣ	72
6.4.3	ΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	75
6.4.4	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ	75
6.5	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΩΝ ΚΑΙ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ	76
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ		83
7.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	83
7.2	ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)	83
7.2.1	ΓΕΝΙΚΑ	83
7.2.2	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ.....	83
7.2.3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)	95
7.2.4	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER ΚΑΤΑ Χ	99

7.2.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER ΚΑΤΑ Υ.....	104
7.3	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	111
7.3.1	ΓΕΝΙΚΑ	111
7.3.2	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΟΧ	111
7.3.3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΟΥ	116
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8:	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ myBiAxial.....	121
8.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	121
8.2	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΡΟΠΩΝ – ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ.....	121
8.3	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ.....	125
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9:	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	131
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		141
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ		143
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:	ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	143
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:	ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΡΟΦΩΝ	146
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ C:	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΟΡΟΦΩΝ.....	154

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τα σεισμικά γεγονότα του παρελθόντος, αλλά και οι επιπτώσεις τους, έχουν οδηγήσει στην αύξηση της έρευνας στο πεδίο των αντισεισμικών κατασκευών. Προς την κατεύθυνση αυτή βοήθησε και η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η οποία παρέχει την δυνατότητα αποτύπωσης του σεισμού με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, επιτρέποντας την καλύτερη αντίληψη του δυναμικού αυτού φαινομένου. Έτσι, εγκαταλείφθηκε η παλαιότερη θεώρηση του σεισμού ως μία οριζόντια πλευρική δύναμη ανάλογη του βάρους της κατασκευής και έγινε περισσότερο αντιληπτό ότι πρόκειται για μεταβαλλόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται στο σώμα του φορέα. Πρόσθετο πλεονέκτημα αποτελεί και η ανάπτυξη λογισμικών ανάλυσης των κατασκευών, τα οποία με την χρήση κατάλληλων φασμάτων ψευδοεπιταχύνσεων προσομοιώνουν την σεισμική απειλή και παράγουν γρήγορα και εύκολα τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη.

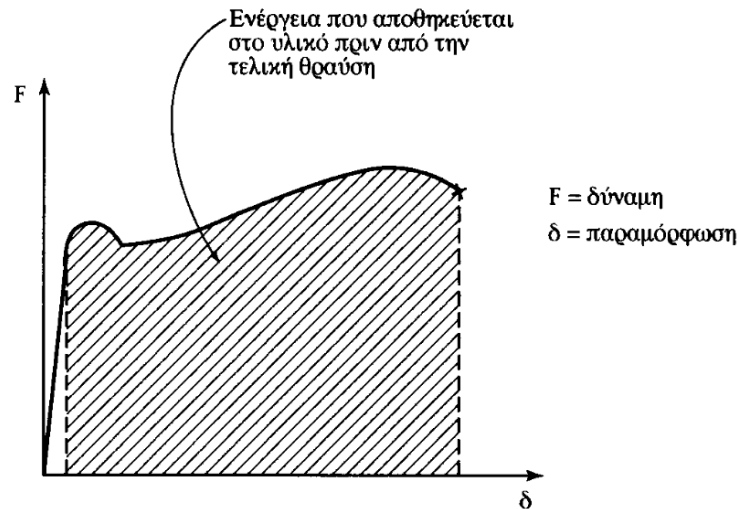
Στην παραπάνω λογική στηρίχθηκαν και οι διάφοροι αντισεισμικοί κανονισμοί και κανονισμοί δομικών υλικών. Παρέχοντας λοιπόν υψηλούς συντελεστές ασφαλείας και αυξημένες αντοχές υλικών, οι σύγχρονες κατασκευές θεωρούνται ασφαλέστερες των παλαιότερων καθώς περιλαμβάνουν όλη την σύγχρονη γνώση στο πεδίο της αντισεισμικής προστασίας.

Γίνεται λοιπόν αντιληπτό ότι κατασκευές οι οποίες δεν έχουν σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς αποτελούν πεδίο μελέτης και ελέγχου ώστε να εκτιμηθεί η ικανότητα ανάληψης της σεισμικής δύναμης. Υφιστάμενες κατασκευές που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Ειδικότερα στον ελλαδικό χώρο, που αποτελεί μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή και στην οποία το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών είναι σχεδιασμένες με βάση παλαιούς κανονισμούς, η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών είναι αναγκαία.

1.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Η γένεση των σεισμών αποδίδεται στις κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών. Οι κινήσεις αυτές οφείλονται στις πιέσεις που ασκούνται από τα ρεύματα μεταφοράς του υλικού του μανδύα, λόγω των ποικίλων φυσικών διεργασιών που συμβαίνουν στο εσωτερικό του. Οι διεργασίες αυτές προκαλούν αύξηση τόσο των τάσεων, όσο και των παραμορφώσεων στις περιοχές επαφής των πλακών. Έτσι, όταν οι τάσεις υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων επέρχεται θραύση της βραχώμαζας. Η ενέργεια που απελευθερώνεται θέτει σε παλμική κίνηση τα πετρώματα εκατέρωθεν του ρήγματος και διαδίδεται στη συνέχεια στο χώρο με τη μορφή σεισμικών κυμάτων. Ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας καταναλώνεται (ενέργεια

αποσβέσεως) λόγω τριβών και ανελαστικών παραμορφώσεων, ενώ το υπόλοιπο (μηχανική ενέργεια) παραμορφώνει και θέτει σε κίνηση την κατασκευή. Η διαδικασία αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αποθήκευση ενός μέρους ενέργειας που παραμορφώνει την κατασκευή, και επιφέρει αστοχία όταν φτάσει στην οριακή τιμή αντοχής.



Εικόνα 1.1 Ενέργεια Πριν την Αστοχία

Με κέντρο την εστία, η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή κυμάτων χώρου. Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P και στα εγκάρσια S. Τα πρώτα είναι κύματα πίεσεως-ελκυσμού, τα δεύτερα είναι διατμητικά με μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλάντωσης. Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται και διαθλώνται και δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα L, φτάνοντας στην επιφάνεια. Τα κύματα αυτά διακρίνονται σε κύματα Reyleigh (R-κύματα) και τα κύματα Love (Q-κύματα).

Με τη σύνθεση όλων των παραπάνω κυματισμών προκύπτει η τελική κίνηση σε τυχόν σημείο της επιφάνειας του εδάφους, η οποία μπορεί να αναλυθεί σε τρεις συνιστώσες, δυο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επίκεντρου.

Ο προσδιορισμός της εδαφικής κίνησης σε τυχόν σημείο γίνεται μέσω τριών επιταχυνσιογραφήματων, δυο οριζόντιων και ενός κατακόρυφου, τα οποία δίνουν την επιτάχυνση του σημείου συναρτήσει του χρόνου. Οι τρεις συνιστώσες της επιτάχυνσης είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, αλλά οι δυο οριζόντιες εμφανίζουν, γενικά πολλές ομοιότητες, τόσο ως προς τις συχνότητες όσο και ως προς τις μέγιστες επιταχύνσεις. Η κατακόρυφη διαφέρει ως προς τις άλλες δύο, ενώ η μέγιστη επιτάχυνση της ισούται περίπου με τα 2/3 των οριζοντίων.

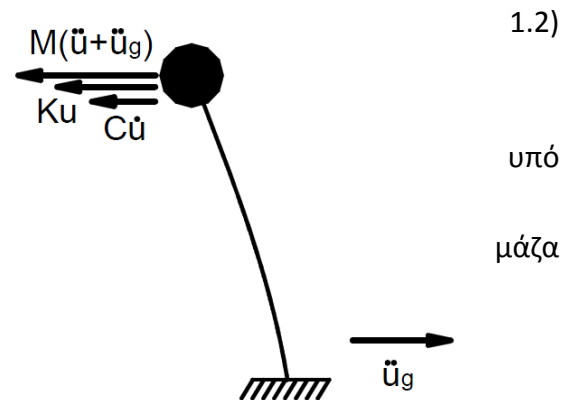
Από τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα κατασκευάζονται και τα φάσματα απόκρισης, με τα οποία δίνεται μια ποσοτική έκφραση των σεισμικών φορτίων σε κάθε κατασκευή σε συνάρτηση με τις μηχανικές της ιδιότητες.

Οι μετακινήσεις που επιβάλλει στην κατασκευή η θεμελίωση θα έπρεπε να αποτελούν την βάση για τον μετέπειτα υπολογισμό των παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών. Ένας

τέτοιος υπολογισμός όμως, προσκρούει σε ανυπέρβλητες υπολογιστικές δυσκολίες με αποτέλεσμα να ακολουθείται στην πράξη η αντίστροφη πορεία υπολογισμού από αυτή που αναφέρθηκε. Έτσι, υπό την σεισμική διέγερση υπολογίζονται πρώτα τα «σεισμικά φορτία» και στη συνέχεια η ένταση και η παραμόρφωση.

Με την επίλυση του ολοκληρώματος Duhamel μπορούμε να προσδιορίσουμε την απόκριση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με ιδιοπερίοδο T και απόσβεση ζ για κάθε χρονική στιγμή μιας δεδομένης σεισμικής διέγερσης [7].

Θεωρούμε τον μονοβάθμιο ταλαντωτή (Εικόνα με μάζα M , δυσκαμψία K και συντελεστή ιξώδους απόσβεσης C . Η βάση του συστήματος υποβάλλεται σε απλή μεταφορική κίνηση $u_0(t)$ το επιταχυνσιογράφημα $u''_0(t)$ ενός επιλεγμένου σεισμού. Υπό τα παραπάνω, η M υπόκειται σε σχετική κίνηση περί τη βάση με μετατόπιση $u(t)$ και σε απόλυτη μετατόπιση:



$$v(t) = u_0(t) + u(t) \quad (1.1) \quad \text{Εικόνα 1.2 Μονοβάθμιος ταλαντωτής}$$

Η διαφορική εξίσωση κίνησης του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι η εξής:

$$Mu''_g(t) + Cu'(t) + Ku(t) = 0 \quad (1.2)$$

η οποία με βάσει την (1.1) παίρνει την μορφή:

$$u''(t) + 2\zeta\omega u'(t) + \omega^2 u(t) = -u''_0(t) \quad (1.3)$$

, όπου $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ (rad / sec) η ιδιοσυχνότητα του συστήματος και

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} \text{ το ποσοστό αποσβέσεως.}$$

Για μηδενικές αρχικές συνθήκες $u(0)=u'(0)=0$ η ειδική λύση της παραπάνω εξίσωσης (1.3) δίνεται από το ολοκλήρωμα Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t u''_0(\tau) \cdot e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (1.4)$$

όπου $\omega_d = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$ η ιδιοσυχνότητα με απόσβεση, η οποία για $\zeta < 0.2$ πρακτικά ταυτίζεται με την ω . Με διαδοχική παραγωγή της παραπάνω έκφρασης της u παίρνουμε τις τρεις συναρτήσεις u , u' , u'' υπό την μορφή:

$$u(t) = -\rho(t) \cdot \sin[\omega_d t - \varphi(t)] \quad (1.5)$$

$$u'(t) = -\omega\rho(t) \cdot \cos[\omega_d t - \varphi(t) + \theta] \quad (1.6)$$

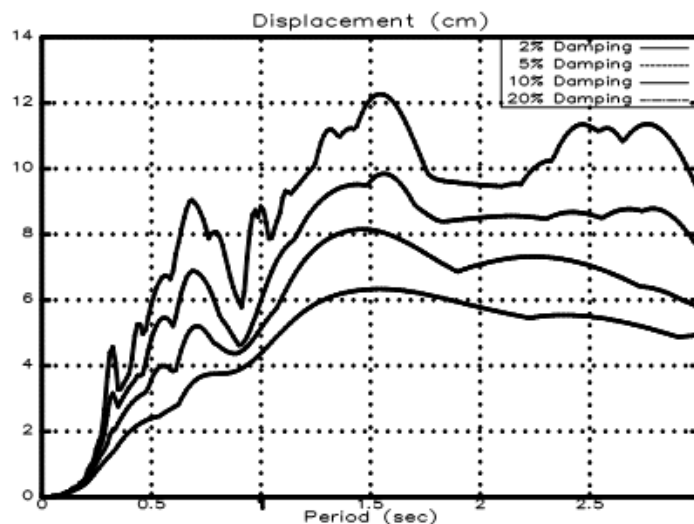
$$u''(t) = +\omega^2\rho(t) \cdot \sin[\omega_d t - \varphi(t) + 2\theta] \quad (1.7)$$

,όπου $\rho(t)$: το πλάτος ταλαντώσεως

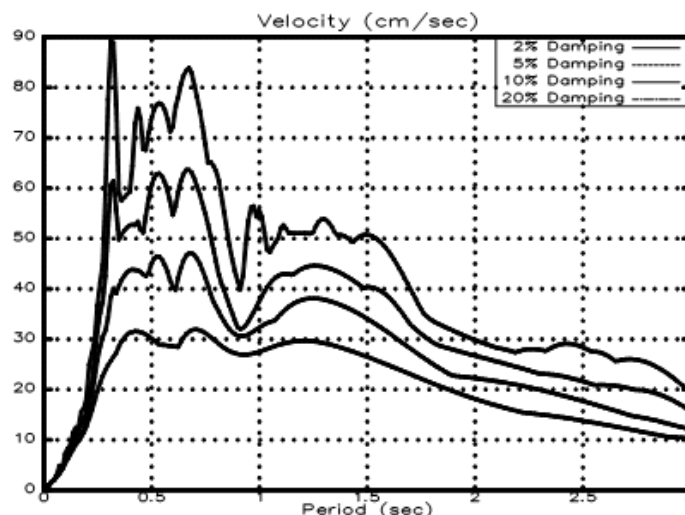
$\varphi(t)$: η γωνία φάσεως και

$$\theta = \arcsin \zeta$$

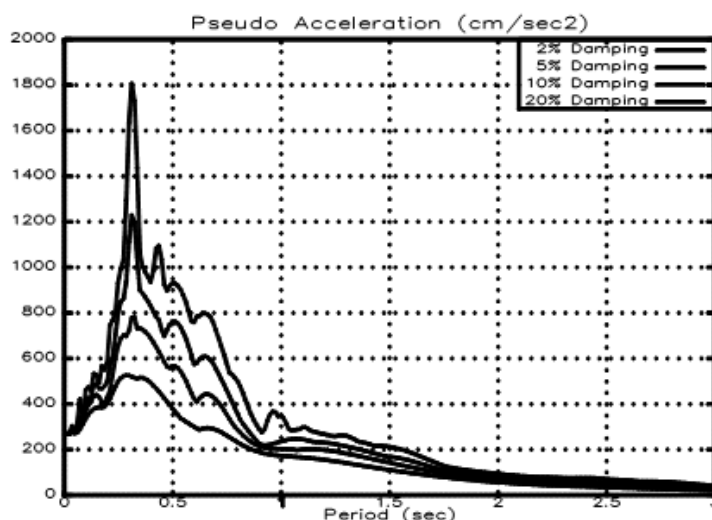
Ακολουθως, για ένα αριθμό ταλαντωτών τους οποίους φορτίζουμε με την ίδια σεισμική διέγερση υπολογίζουμε τις μέγιστες τιμές της σχετικής μετατόπισης, της ταχύτητας και της ολικής επιτάχυνσης. Οι τιμές αυτές για σταθερή απόσβεση ζ είναι συναρτήσεις της ιδιοπεριόδου T των ταλαντωτών. Η γραφική παράσταση των παραπάνω συναρτήσεων με άξονα τετμημένων τις ιδιοπεριόδους T_i των μονοβάθμιων ταλαντωτών αποτελεί το φάσμα απόκρισης της σεισμικής διέγερσης. Έτσι, έχουμε φάσματα ολικών επιταχύνσεων, φάσματα σχετικών ταχυτήτων και φάσματα σχετικών μετακινήσεων. Αλλάζοντας την τιμή της απόσβεσης ζ προκύπτει μια οικογένεια φασμάτων απόκρισης, των οποίων οι τιμές μειώνονται με την αύξηση της αποσβέσεως.



Εικόνα 1.3 Φάσματα Σχετικών Μετατοπίσεων



Εικόνα 1.4 Φάσματα Σχετικών Ταχυτήτων



Εικόνα 1.5 Φάσματα Ολικών Επιταχύνσεων

Για απόσβεση $\zeta < 20\%$ οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και ταχυτήτων, υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$SA = PSA = \omega^2 \cdot SD \quad (1.8)$$

$$SV = PSV = \omega \cdot SD \quad (1.9)$$

Τα πρωτογενή αυτά φάσματα δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν άμεσα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών. Αυτό, οφείλεται στο ότι αναφέρονται σε ένα μόνο παρελθόντα σεισμό και για ένα μόνο συγκεκριμένο σημείο καταγραφής. Αντίθετα, επιθυμία του μηχανικού είναι η προστασία μιας ευρύτερης περιοχής από πολλούς μελλοντικούς σεισμούς, καθώς επίσης και ο συνυπολογισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών για τον τελικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων, η οποία επηρεάζει έντονα το μέγεθος τους. Για τους παραπάνω λόγους τα φάσματα αποκρίσεως υποβάλλονται σε μία εκτεταμένη επεξεργασία μέχρι να πάρουν την τελική τους μορφή.

Η επεξεργασία αυτή παράγει το τυπικό ή χαρακτηριστικό φάσμα βάση της πιθανοτικής θεωρίας της ασφάλειας των κατασκευών και τελικά το φάσμα σχεδιασμού για συγκεκριμένη κατασκευή. Ένα τέτοιο φάσμα δεν αντιστοιχεί σε καμία πραγματική διέγερση, αλλά είναι αντιπροσωπευτικό των χαρακτηριστικών μιας οικογένειας διεγέρσεων, με καθορισμένη πιθανότητα μη υπέρβασης και προκύπτει ως «περιβάλλουσα» πραγματικών μετρήσεων, αφού αμεληθούν κάποιες τοπικές «αιχμές». Ορίζεται συνήθως μέσω κάποιων απλών συναρτήσεων και παραμέτρων για τις διάφορες περιοχές ιδιοπεριόδων του ταλαντωτή. Τα φάσματα ταχυτήτων και μετακινήσεων προκύπτουν από το φάσμα επιταχύνσεων μέσω εφαρμογής των σχέσεων (1.10) και (1.11) επί των τεταγμένων του φάσματος.

$$S_v = S_a \frac{T}{2\pi} = \frac{S_a}{\omega} \quad (1.10)$$

$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (1.11)$$

Όλα τα προηγούμενα φάσματα λέγονται ελαστικά φάσματα διότι στηρίζονται στην υπόθεση της γραμμικά ελαστικής συμπεριφοράς του μονοβάθμιου συστήματος. Στην πραγματικότητα όμως η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δεν είναι ελαστική, αλλά ανελαστική. Προκειμένου λοιπόν τα σεισμικά φορτία να είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα απαιτείται η κατασκευή ανελαστικών φασμάτων απόκρισης λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Μετά την κατασκευή αυτών των φασμάτων θα πρέπει να γίνει στατιστική επεξεργασία για να ληφθούν τα τελικά τυπικά φάσματα, όπως και στην περίπτωση των ελαστικών φασμάτων.

Μια από τις κυριότερες διαφορές μεταξύ ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων είναι ότι σε αντίθεση με τα ελαστικά φάσματα, τα ανελαστικά δεν μπορούν να εφαρμοστούν άμεσα για τα πολυβάθμια συστήματα. Αυτό συμβαίνει διότι στην ανελαστική περιοχή δεν ισχύει ούτε η αρχή της αναλογίας ούτε η αρχή της επαλληλίας.

Για να προκύψει το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού, οι τιμές του διορθωμένου ελαστικού φάσματος διαιρούνται με το συντελεστή q , ο οποίος ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς. Αναλυτικά οι σχέσεις από τις οποίες προκύπτουν τα φάσματα σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές των ιδιοπεριόδων δίνονται στον αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ, 2.1 α, β, γ), παρουσιάζονται όμως και εδώ.

$0 \leq T < T_1$:

$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (1.12)$$

$T_1 \leq T \leq T_2$:

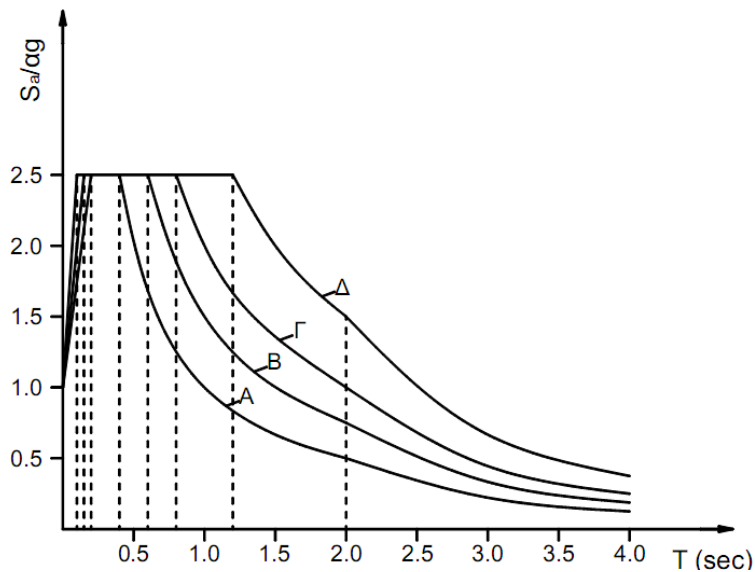
$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \quad (1.13)$$

$T_2 < T$:

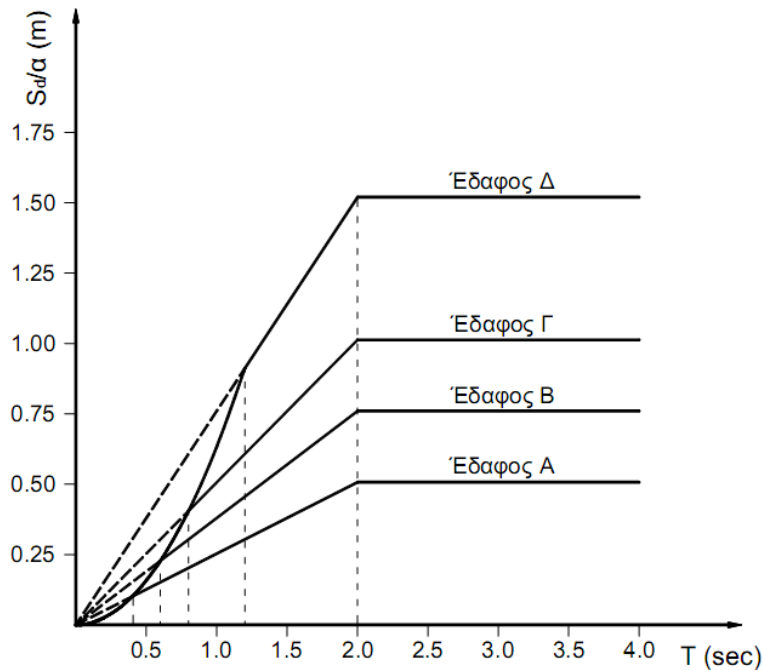
$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (1.14)$$

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_1 και T_2 προκύπτουν με βάση την κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης (Α, Β, Γ, Δ), ενώ οι τιμές των συντελεστών γ_i , η , θ δίνονται από τον αντισεισμικό κανονισμό ανάλογα με την κατασκευή. Τέλος η τιμή του συντελεστή β_0 είναι ίση με 2,5 και εκφράζει την φασματική ενίσχυση.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εκφράζει την ικανότητα καταναλώσεως ενέργειας από την κατασκευή, και είναι συνάρτηση διαφόρων άλλων παραγόντων όπως η πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η απόσβεση, οι τριβές, η μορφή των βρόχων υστέρησης κ.λπ. Πρόκειται επομένως για έναν εμπειρικό συντελεστή, ο οποίος καθορίζεται από τους διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς για κάθε τύπο κατασκευής. Για το σπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q κυμαίνεται μεταξύ 1,5 και 5.



Εικόνα 1.6 Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού για Διάφορα Εδάφη



Εικόνα 1.7 Φάσμα Μετακινήσεων Σχεδιασμού για Διάφορα Εδάφη

Τα παραπάνω ισχύουν για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης. Για την κατακόρυφη χρησιμοποιείται συνήθως το ίδιο φάσμα πολλαπλασιασμένο με την τιμή 2/3 για να ληφθούν υπόψη οι μειωμένες κατακόρυφες επιταχύνσεις.

1.3 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

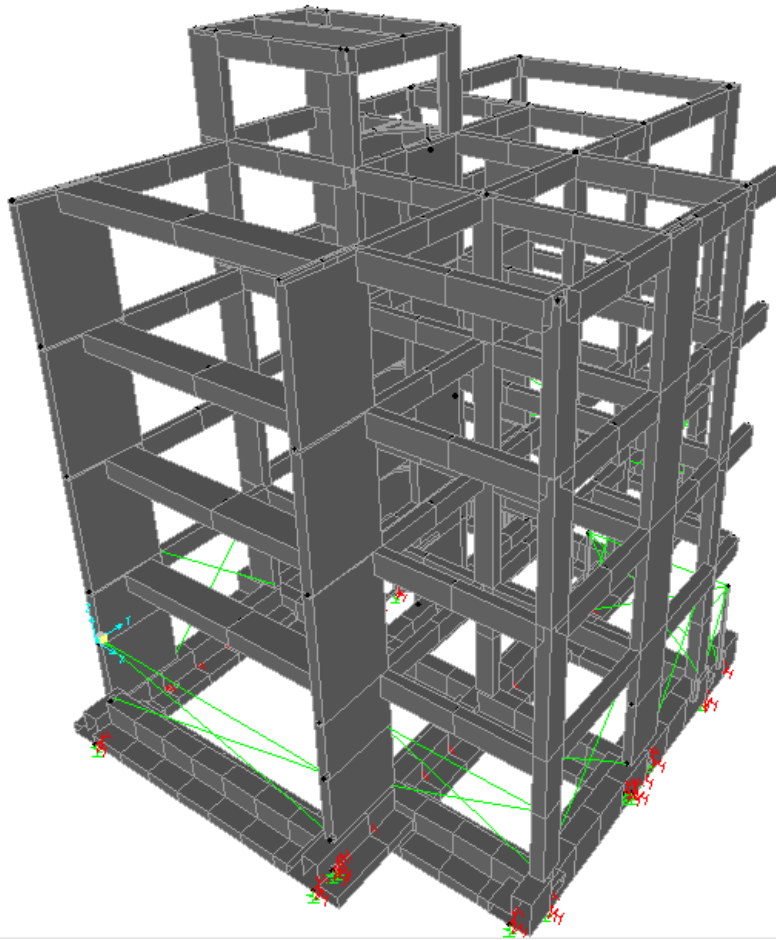
Η Ελλάδα λόγω της θέσης της είναι μια από τις πιο σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες. Το γεγονός αυτό επιβάλλει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή κατά τον σχεδιασμό και την κατασκευή ενός νέου τεχνικού έργου. Ωστόσο, τίθεται και το θέμα της αποτίμησης της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου δομημάτος, το οποίο ίσως να έχει κατασκευαστεί και με διαφορετικό κανονισμό. Ο μηχανικός καλείται να αποτιμήσει την ικανότητα των κατασκευών αυτών να φέρουν σεισμικές δράσεις και να δώσει μια σαφή απάντηση για την αντοχή τους. Κατ' επέκταση απαιτείται η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων, και κανόνων εφαρμογής για την σεισμική τους θωράκιση.

Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι αμερικανικές οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 κ.λπ.

Σκοπός της παρούσης διπλωματικής εργασίας αποτελεί η εφαρμογή τόσο ελαστικών, όσο και σύγχρονων ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου.

Η διαδικασία της προσομοίωσης και της ανάλυσης πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος SAP2000v14. Το κτίριο το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση ήταν ένα

τριώροφο κτίριο κατοικιών στην περιοχή του Χαλανδρίου, το οποίο στην κορυφή του έφερε και δώμα. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου αυτού.



1.8 Τρισδιάστατη Εικόνα Κτιρίου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα.

Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία κλπ.), ενώ σαν δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή να μην συμβάλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, δεν συμμετέχουν όμως σε σημαντικό βαθμό στην ανάληψη σεισμού. Συνεπώς, η διάκριση αυτή έγκειται στο γεγονός ότι για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να συμβούν σε αυτά τα στοιχεία μεγαλύτερες βλάβες και μετακινήσεις σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο, δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό την μέγιστη πλευρική παραμόρφωση για τον σεισμό σχεδιασμού.

Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του λόγω σεισμικών δράσεων.

2.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή τον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εξετάζει την συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως στον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Σε νέες κατασκευές η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν την ελαστικής περιοχής (ανελαστική απόκριση). Για αυτό το σκοπό η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση Pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Στον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων προβλέπονται στόχοι αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό. Οι στάθμες επιτελεστικότητας επομένως, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι:

- Άμεση Χρήση Μετά Το Σεισμό (Immediate Occupancy):

Καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Υπάρχει πιθανότητα να εμφανιστούν μικρές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα.

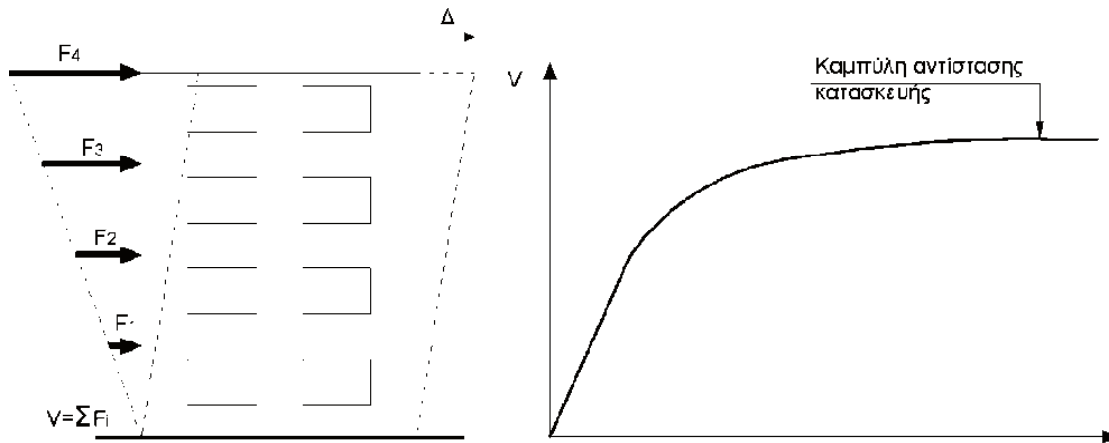
- Προστασία Ζωής (Life Safety)

Κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτρέπεται να συμβούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου χωρίς όμως να σημειωθεί κάποια απώλεια ζωής ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών. Επίσης δεν επιτρέπεται να συμβούν ουσιώδεις βλάβες και στα υλικά που είναι αποθηκευμένα στο κτίριο.

- Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability)

Κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να συμβούν εκτεταμένες σοβαρές μη επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία για ένα χρονικό διάστημα μετά τον σεισμό. Τέλος δεν αποκλείεται ο τραυματισμός ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού.

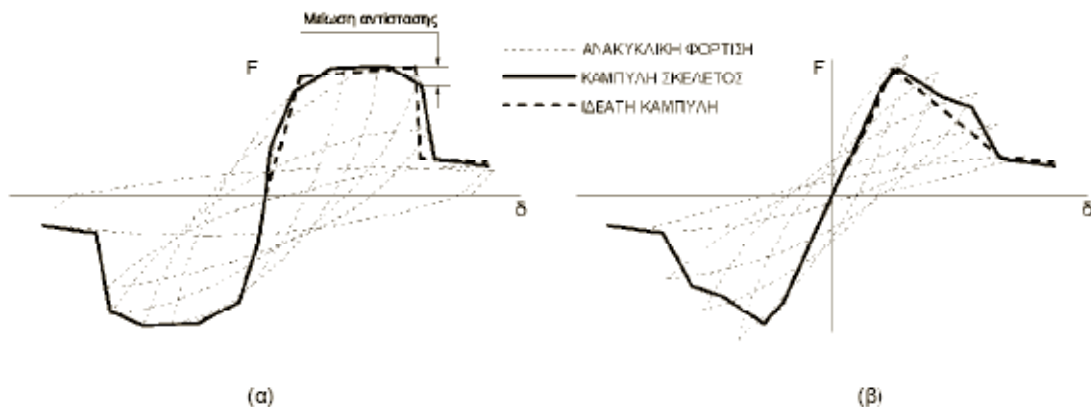
Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας πραγματοποιείται πάνω στην καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης στην κορυφή. Κατασκευάζουμε την καμπύλη αντίστασης υπολογίζοντας την ανελαστική μετακίνηση της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου και έχοντας ορίσει μια κατανομή φορτίων στους ορόφους της κατασκευής (τριγωνική κατανομή, 1η ιδιομορφή, συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών). Η καμπύλη αντίστασης προκύπτει μετά από πληθώρα στατικών επιλύσεων με σταδιακή αύξηση της πλευρικής φόρτισης και άρα της αντίστοιχης τέμνουσας βάσης και διαδοχικό υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής. Σε κάθε βήμα, θα έχουμε μια νέα μειωμένη δυσκαμψία σε εκείνα τα μέλη που έφτασαν σε διαρροή.



Εικόνα 2.1 Καμπύλη Αντίστασης

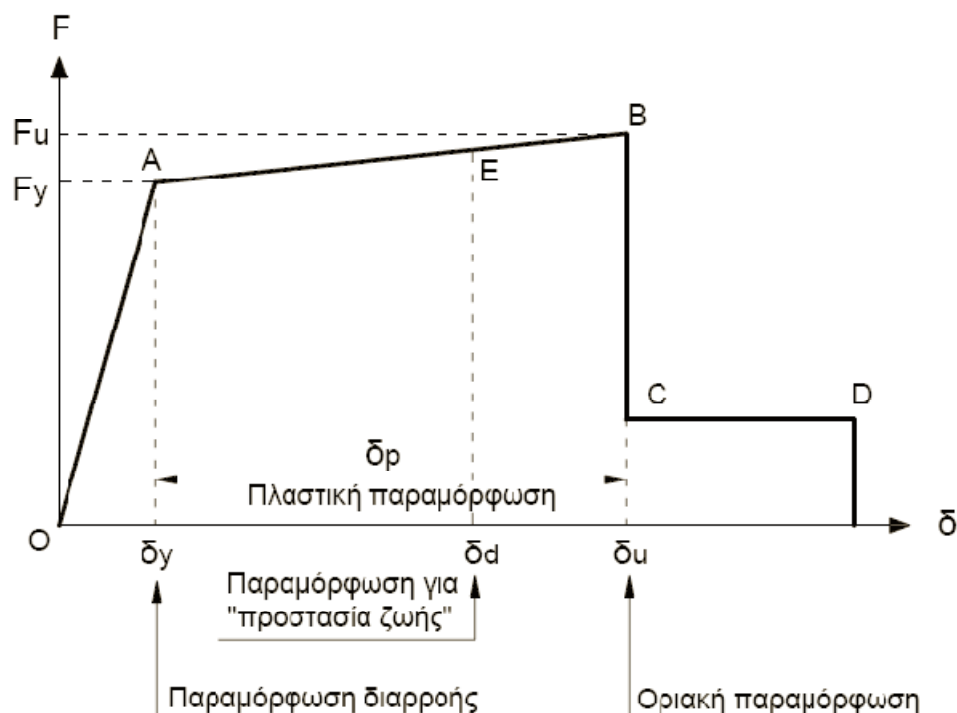
Οι νόμοι που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, «F», με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, «δ». Οι σχετικές αυτές μετακινήσεις, «δ», μπορεί να είναι στροφές, παραμορφώσεις, καμπυλότητες κλπ. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου.

Τα διαγράμματα F-δ έχουν ιδεατή μορφή βάσει της καμπύλης συμπεριφοράς των στοιχείων υπό ανακυκλική φόρτιση. Παρακάτω, φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου το οποίο υποβάλλεται σε α) καμπτική καταπόνηση και β) διατμητική καταπόνηση.



Εικόνα 2.2 α) Στοιχείο Υπό Καμπτική Καταπόνηση, β) Στοιχείο Υπό Διατμητική Καταπόνηση

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F-δ είναι συνήθως αυτή που φαίνετε στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 2.3 Γενική Μορφή Καμπύλης Αντίστασης

Οι κλάδοι του παραπάνω διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

- ΤΜΗΜΑ ΟΑ:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ΟΑ αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

- ΤΜΗΜΑ ΑΒ:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το σημείο Β ορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που συνήθως αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της.

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου ΑΒ θεωρείται οριζόντια. Τότε, η αντίσταση διαρροής, F_y , μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση.

- ΤΜΗΜΑ CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας ενός μέλους, η ικανότητα του να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να παραλάβει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D το στοιχείο χάνει και την ικανότητα του να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία.

Συνήθως, η τιμή αυτής της απομένουσας αντίστασης λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

- ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E:

Στην καμπύλη F-δ ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις παραμορφώσεις δ_d . Το πώς ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας αναφέρθηκε προηγουμένως.

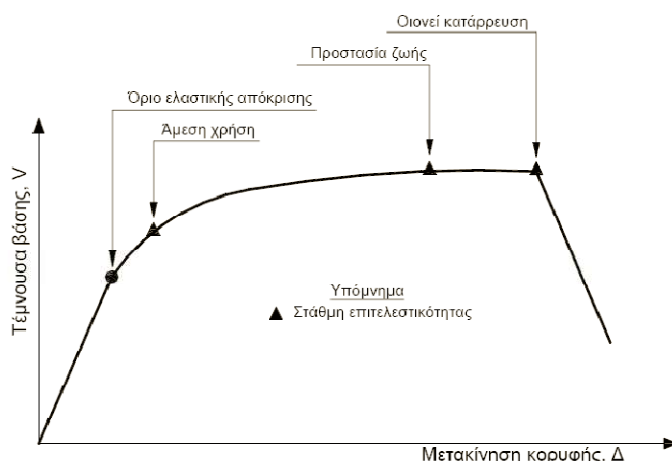
Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις και έτσι, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις, δ_d , που αντιστοιχούν σε πλάστιμα στοιχεία στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

- Πρωτεύοντα Στοιχεία: $\delta_d = 0.5(\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$
- Δευτερεύοντα Στοιχεία: $\delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd}$

Όπου γ_{Rd} : συντελεστής ασφαλείας.

Μετά την ολοκλήρωση των διαγραμμάτων F-Δ και τον ορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας πάνω σε αυτά, μπορούμε να προχωρήσουμε στην κατασκευή της καμπύλης αντίστασης όλης της κατασκευής και στην τοποθέτηση των σημείων που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας, όπως απεικονίζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Εικόνα 2.4 Καμπύλη Αντίστασης και Στάθμες Επιτελεστικότητας

Η στάθμη επιτελεστικότητας όλης της κατασκευής, δηλαδή η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλαβών, δεν ταυτίζεται πάντα με εκείνο το σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολό της να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή τη στάθμη.

2.3 ΘΕΩΡΙΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των καθύψος οριζόντιων φορτίων που εφαρμόζονται για τον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Η κατανομή

αυτή μπορεί να είναι ομοιόμορφη, τριγωνική, σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή και πιο πολύπλοκη με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους μπορεί να γίνει σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (2.1)$$

Όπου οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των φορτίων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της πρώτης ιδιομορφής. Οι τιμές αυτές συνήθως κανονικοποιούνται ώστε η τιμή της κορυφής να αντιστοιχεί στη μονάδα $\varphi_{\text{top}} = 1$.

Η θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου απαιτεί τους εξής συντελεστές:

- Συντελεστής συμμετοχής Γ που δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (2.2)$$

- Μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου:

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (2.3)$$

- Ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

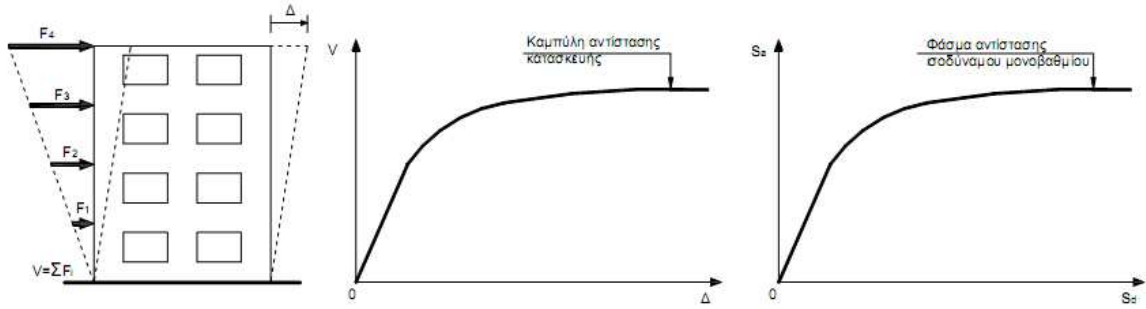
$$a = \Gamma \frac{m^*}{m_{o\lambda}} \quad (2.4)$$

Έτσι η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε μορφή ADRS γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

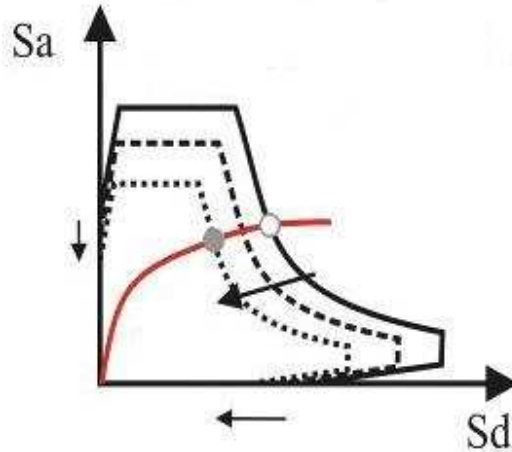
$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{o\lambda}} \quad (2.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad (2.6)$$

όπου Δ η μετακίνηση κορυφής.



Εικόνα 2.5 Καμπύλη Αντίστασης και Φάσμα Αντίστασης



Εικόνα 2.6 Διαγράμματα σε μορφή ADRS

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.1) και $\phi_{top} = 1$ τότε η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου δίνεται, για όλα τα μεγέθη, από την σχέση:

$$Q^* = \Gamma \cdot Q \tag{2.7}$$

όπου:

Q^* το μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα.

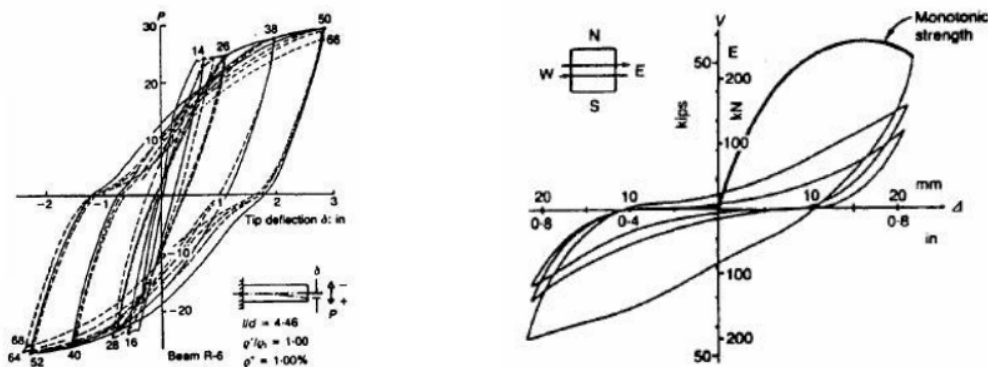
Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού [εξίσωση (2.7)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές ϕ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Τα υλικά τα οποία έχουν μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως

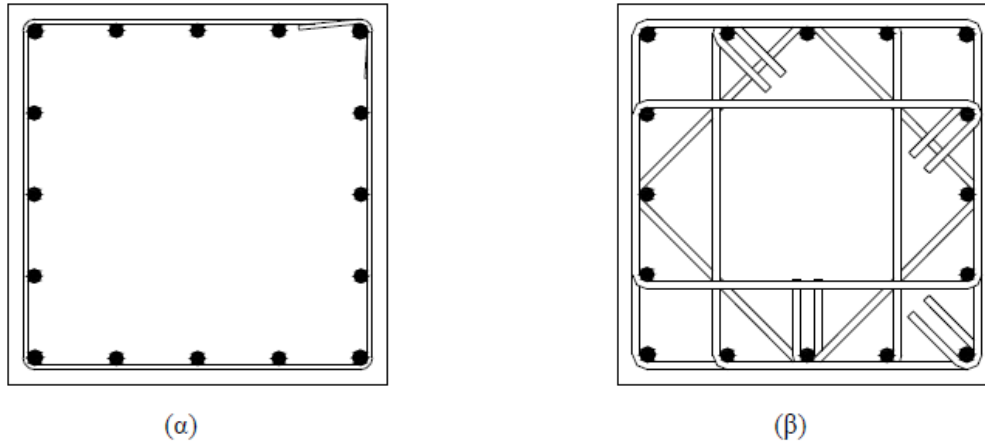
ψαθυρά υλικά (π.χ. το άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. ο χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή όχι σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική διέγερση) οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά, μετά από δυο ή τρεις κύκλους φόρτισης - επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται σχηματικά τα όσα προαναφέρθηκαν.



Εικόνα 2.7 Βρόχοι Υστέρησης για Πλάστιμα και για Ψαθυρά Μέλη

Πρακτικά, η πλάστιμη συμπεριφορά ενός μέλους εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των τμημάτων που συνθέτουν την διατομή του, και συγκεκριμένα του σκυροδέματος που είναι από τη φύση του ψαθυρό υλικό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων λεπτομερειών όπλισης και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες) των διατομών. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ο τρόπος διάταξης των συνδετήρων ενός υποστυλώματος παλιότερα και σήμερα.



Εικόνα 2.8

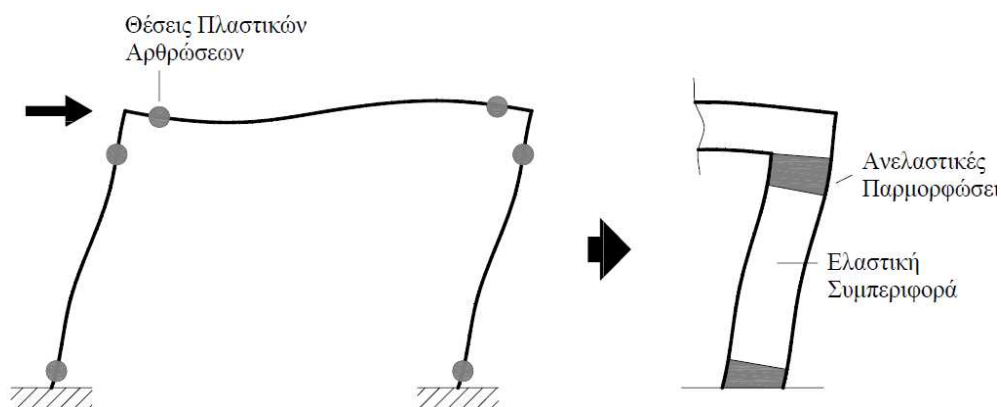
Ειδικά για τα υποστυλώματα, στις κρίσιμες περιοχές με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας θα πρέπει να υπάρχει ικανοποιητικός οπλισμός περίσφιγξης. Ένα από τα πλεονεκτήματα του οπλισμού περίσφιγξης είναι ότι προσδίδει αρκετή ικανότητα πλαστικής στρώσης, έτσι ώστε αυτή να είναι συμβιβαστή με την προεκτιμηθείσα στάθμη συνολικής απορρόφησης ενέργειας του δομήματος, όπως εκφράζεται από τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς που έχει προεπιλεγεί (ΕΚΩΣ, §18.4.4.2).

2.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

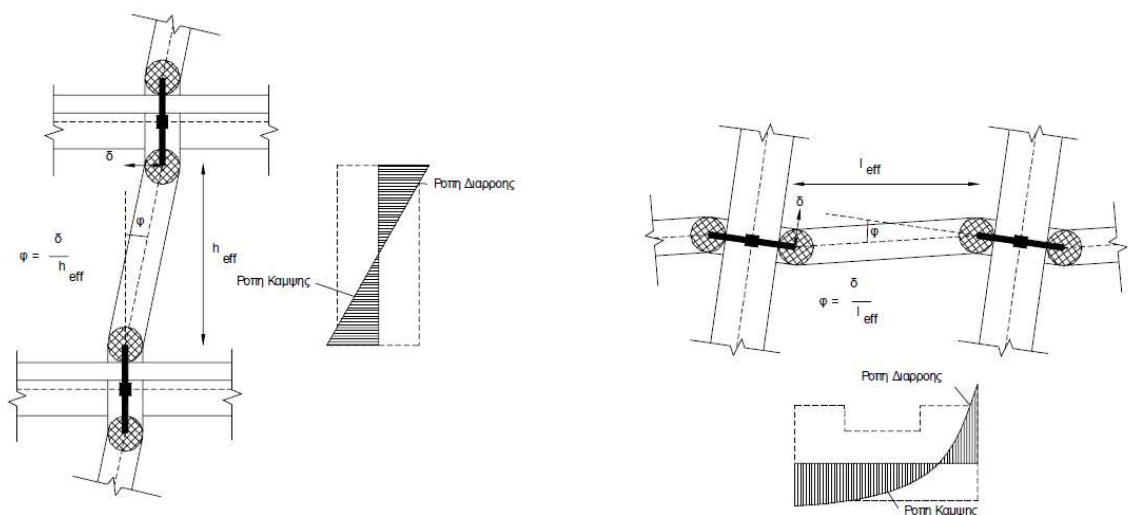
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς q . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρρών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι

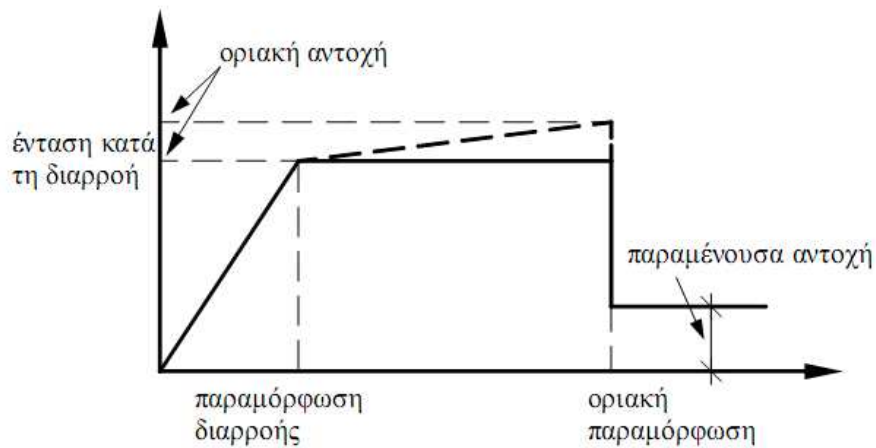
δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



Εικόνα 2.9 Θέσεις Πιθανών Πλαστικών Αρθρώσεων στο Σώμα της Κατασκευής



Εικόνα 2.10 Πλαστικές Αρθρώσεις και Διαγράμματα Ροπών



Εικόνα 2.11 Καμπύλη Έντασης - Παραμόρφωσης

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτίνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο μαθηματικό προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Τελικά η κατενημένη ανελαστικότητα προσομοιώνεται με χρήση ενός στροφικού ελατηρίου, το οποίο βρίσκεται στο μέσον της πλαστικής άρθρωσης και οι ιδιότητές του καθορίζονται από διαγράμματα έντασης παραμόρφωσης (Εικόνα 2.11). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους.

Για καμπτόμενα μέλη ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η περιγραφή της συμπεριφοράς σε όρους ροπών-καμπυλοτήτων ($M - 1/r$), καθώς γνωρίζοντας τους νόμους τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$) των υλικών είναι σχετικά απλή η κατασκευή του διαγράμματος $M - 1/r$ μέχρι την αστοχία και για σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η έννοια της καμπυλότητας στρεβλώνεται λόγω της εμφάνισης ρηγματώσεων, τοπικού λυγισμού των ράβδων οπλισμού και τοπικής καμπτικής αστοχίας του σκυροδέματος. Επιπλέον είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Υπό αυτή την έννοια, στα σύγχρονα προσομοιώματα έντασης - παραμόρφωσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_{pl} και η γωνία στροφής χορδής, τα οποία καλύπτουν τις ανωτέρω απαιτήσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

3.1 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Σκοπός της σεισμικής μόνωσης μίας κτιρίου είναι ο περιορισμός του ποσοστού της σεισμικής ενέργειας που μπορεί να εισαχθεί στην κατασκευή υπό δεδομένη σεισμική διέγερση. Η σεισμική μόνωση λοιπόν δεν αποσκοπεί στην επέμβαση στα δομικά μέρη της κατασκευής και την αύξηση της σεισμικής ενέργειας που αυτά μπορούν να καταναλώσουν. Τα πλεονεκτήματα της έναντι των άλλων μεθόδων εντοπίζονται στις έξης περιπτώσεις:

- Στην περίπτωση κτιρίων μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας στον αρχιτεκτονικό ιστό των οποίων, οποιαδήποτε σημαντική επέμβαση θα αλλοίωνε ουσιαστικά το χαρακτήρα τους και θα μείωνε την αξία τους.
- Στην περίπτωση κτιρίων των οποίων τα περιεχόμενα ή τα μη φέροντα αρχιτεκτονικά στοιχεία είναι πιο πολύτιμα και πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις απ' ότι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός (πχ μουσεία, δημόσια μέγαρα, κρίσιμα υπολογιστικά κέντρα).
- Στην περίπτωση κατασκευών για τις οποίες απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας ακόμα και μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό (νοσοκομεία, πυροσβεστικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις τηλεπικοινωνιών, δεξαμενές καυσίμων κοκ).
- Στη περίπτωση που αντιμετωπίζονται ιδιαίτερα προβλήματα με τη θεμελίωση και επιθυμούμε να μειώσουμε τις δυνάμεις που θα ασκηθούν σε αυτή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνει την εγκατάσταση στο κτίριο ειδικών διατάξεων οι οποίες μεταβάλλοντας ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής εξασφαλίζουν την ευνοϊκότερη απόκρισή της κατά τις αναμενόμενες δυναμικές διεγέρσεις.

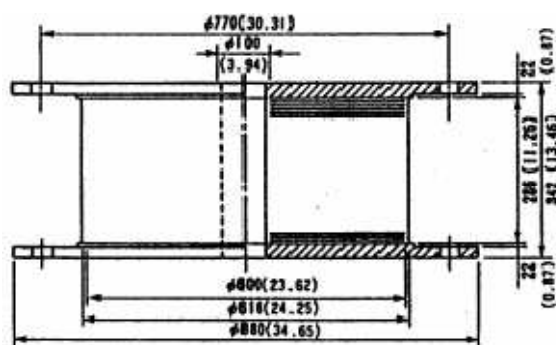
Η ευνοϊκή αυτή απόκριση είναι το αποτέλεσμα της επίτευξης τριών στόχων:

1. Να προσδώσουμε στην κατασκευή μια συγκεκριμένη επιθυμητή ιδιομορφή με όσο το δυνατό μεγαλύτερο συντελεστή συμμετοχής Γ . Όταν εφαρμόζεται σεισμική μόνωση μια από τις βασικές επιδιώξεις είναι η προστασία των μη φερόντων στοιχείων με μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Επομένως επιθυμητή ιδιομορφή θεωρείται αυτή κατά την οποία το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης στην κορυφή εμφανίζεται ως σχετική μετακίνηση δύο τμημάτων της κατασκευής σε κάποιο επίπεδο μόνωσης, ενώ η κίνηση του άνω τμήματος είναι σε μεγάλο βαθμό αυτή του άκαμπτου σώματος.
2. Η ιδιοσυχνότητα που αντιστοιχεί σε αυτή την ιδιομορφή να είναι επαρκώς απομακρυσμένη από τις κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες της διέγερσης, έτσι ώστε, η επιτάχυνση απόκρισης, και κατά συνέπεια και οι αντίστοιχες ελαστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται επί της κατασκευής, να είναι αρκετά μικρές.
3. Ο τρίτος στόχος είναι απορρόφηση ενέργειας (απόσβεση) από στοιχεία σεισμικής μόνωσης ειδικά σχεδιασμένα για το σκοπό αυτό.

3.2 ΤΥΠΟΙ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

3.2.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από επάλληλα στρώματα ελαστικού και χάλυβα. Οι στρώσεις του ελαστικού παρέχουν την οριζόντια (διατμητική) ευπαραμορφωσιμότητα ενώ τα χαλύβδινα φύλλα εμποδίζοντας την πλευρική διόγκωση του ελαστικού εξασφαλίζουν υψηλή κατακόρυφη δυστένεια. Η ευπαραμορφωσιμότητα ελέγχεται επιλέγοντας καταλλήλως το πάχος κάθε στρώσης ελαστικού και των αριθμό των στρώσεων.



Εικόνα 3.1 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με ελαστομερές υψηλής απόσβεσης.



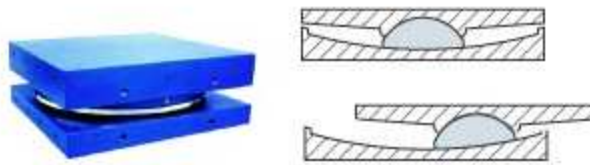
Εικόνα 3.2 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου.

Για την επίτευξη και κάποιας απορρόφησης ενέργειας εφαρμόζονται δύο τεχνικές:

- Χρήση ελαστομερούς υψηλής απόσβεσης (Εικόνα 3.1). Στα ελαστομερή υψηλής απόσβεσης η απορρόφηση ενέργειας οφείλεται στην κατάλληλη χημική σύνθεση του υλικού. Η απόσβεση που επιτυγχάνεται κυμαίνεται μεταξύ 7% και 14% της κρίσιμης.
- Χρήση πυρήνων μολύβδου (Εικόνα 3.2). Στα εφέδρανα αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται κανονικά ελαστομερή χαμηλής απόσβεσης, ενώ η απόσβεση προκύπτει από την υστερητική συμπεριφορά ενός κυλίνδρου από μολύβδο ο οποίος ενσωματώνεται στο κέντρο του εφεδράνου και εξαναγκάζεται έτσι να ακολουθεί τις διατμητικές παραμορφώσεις αυτού. Η διάμετρος του κυλίνδρου είναι συνήθως μεταξύ 15% και 33% της διαμέτρου του εφεδράνου και από αυτή εξαρτάται και το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης που επιτυγχάνεται. Το ποσοστό αυτό μπορεί να ξεπεράσει το 40% για μεγάλες διαμέτρους πυρήνα.

3.2.2 ΣΥΣΤΗΜΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ – ΕΚΚΡΕΜΕΣ ΤΡΙΒΗΣ

Τα εκκρεμή τριβής είναι κατασκευαστικές στηρίξεις που χρησιμοποιούν έναν πρωτοποριακό τρόπο για να επιτύχουν κίνηση εκκρεμούς μιας κατασκευής. Έχουν την μορφή εφεδράνων, κάθε ένα από τα οποία αποτελείται από μια αρθρωτή κύλιση μορφής αντεστραμμένου bowl που εδράζεται μέσα σε μια κοίλη, ανοξειδωτη επιφάνεια μορφής σφαιρικού τομέα (Εικόνα 3.3). Η επιφάνεια της κύλισης αποτελείται από ειδικό υλικό, το οποίο δίνει ως αποτέλεσμα έναν μέγιστο συντελεστή τριβής της τάξεως του 0,1 (ή μικρότερο) σε μεγάλες ταχύτητες κύλισης και έναν ελάχιστο της τάξεως του 0,05 (ή μικρότερο) σε πολύ μικρές ταχύτητες κύλισης. Αυτή η εξάρτηση του συντελεστή τριβής από την ταχύτητα είναι ένα χαρακτηριστικό των υλικών τύπου Teflon. Η τριβή ολίσθησης στην διεπιφάνεια παρέχει την απαραίτητη δύναμη απόσβεσης για την απορρόφηση.



Εικόνα 3.3 Εφέδρανο Τριβής.

Τα εκκρεμή τριβής ενεργοποιούνται μόνο στην περίπτωση όπου η πλευρικά ασκούμενη σεισμική δύναμη ξεπεράσει το στατική τριβή της διεπιφάνειας. Στην περίπτωση αυτή η κατασκευή αρχίζει να ταλαντώνεται με ιδιοπερίοδο που δίνεται από την σχέση:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2.8)$$

όπου R η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας.

Το συγκεκριμένο σύστημα έχει τις παρακάτω ιδιότητες:

- Παραμένει αμετακίνητο για δυνάμεις μικρότερες του γινομένου του συντελεστή στατικής τριβής επί του βάρους που αναλογεί στο κάθε εφέδρανο (στατική τριβή).
- Αναπτύσσει πλευρικές δυνάμεις ανάλογες του βάρους που φέρει το εφέδρανο. Αποτέλεσμα αυτής της συγκεκριμένης ιδιότητας είναι ότι η συνισταμένη πλευρική δύναμη στο κτίριο ασκείται στο κέντρο μάζας αυτού, εξαφανίζοντας έτσι τις εκκεντρότητες.
- Η περίοδος της ταλάντωσης με τα «ενεργοποιημένα» εφέδρανα είναι ανεξάρτητη της μάζας της κατασκευής και σχετίζεται μόνο με την ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας.
- Επιπλέον αυτών των ιδιοτήτων, το σύστημα εκκρεμούς τριβής έχει ιδιότητες κοινές με τα συστήματα απομόνωσης μέσω ολίσθησης, όπως μικρή ευαισθησία στα εύρη συχνοτήτων της διέγερσης και μεγάλο βαθμό σταθερότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

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

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

Οι συνήθεις διαδικασίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την μελέτη νέων κτιρίων ενδεχομένως να μην επαρκούν για την περίπτωση του πολύπλοκου προβλήματος της σεισμικής αποτίμησης. Στους Κανονισμούς που αφορούν νέα κτίρια, υπεισέρχονται διατάξεις που έχουν να κάνουν με την μορφολογία του φορέα (κανονικότητα καθ' ύψος ή σε κάτοψη) καθώς και την διαμόρφωση του οπλισμού των μελών, βάσει των οποίων καθορίζονται σημαντικές παράμετροι των αναλυτικών διαδικασιών, όπως π.χ. ο δείκτης συμπεριφοράς q . Είναι λοιπόν προφανές ότι σε νέα κτίρια ο μηχανικός έχει την δυνατότητα επιλογής και διαμόρφωσης των χαρακτηριστικών του φορέα ώστε να βρίσκεται σε συμφωνία με τις κανονιστικές απαιτήσεις. Αντιθέτως, στις υφιστάμενες κατασκευές δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής, ενώ η κατασκευαστική διαμόρφωση του δομικού συστήματος και των επιμέρους μελών σπανίως συμφωνεί ακόμα και με τις ελάχιστες απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών.

Θα μπορούσε λοιπόν να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, δηλαδή για τη χώρα μας των ΕΑΚ2000 και ΕΚΩΣ2000, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική, κυρίως επειδή υποεκτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς το γεγονός π.χ. ότι τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την

ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής. Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτιμάται πως οι ανελαστικές μέθοδοι σε συνδυασμό με την ολοκληρωμένη λογική του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα θα αντικαταστήσουν σταδιακά τις ελαστικές μεθόδους στους μελλοντικούς Κανονισμούς για τη μελέτη νέων κτιρίων.

4.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας απόκρισης παρέχει την απόκριση της κατασκευής ως συνάρτηση του χρόνου, αλλά ο σχεδιασμό των κατασκευών συνήθως βασίζεται στις μέγιστες τιμές των δυνάμεων και των παραμορφώσεων για όλη τη διάρκεια της σεισμικά επιβαλλόμενης απόκρισης. Για τα μονοβάθμια συστήματα η μέγιστη απόκριση μπορεί να προσδιοριστεί απευθείας από το φάσμα απόκρισης για την εδαφική κίνηση χωρίς να εκτελεσθεί η ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο για πολυβάθμια συστήματα ο προσδιορισμός της μέγιστης απόκρισης μπορεί να γίνει υπό όρους, δηλαδή μπορεί να υπολογιστεί από το φάσμα απόκρισης, αλλά το αποτέλεσμα δεν είναι ακριβές, με την έννοια ότι δεν είναι το ίδιο με αυτό από την ανάλυση χρονοϊστορίας. Η προσέγγιση που παρέχεται είναι, ωστόσο, επαρκώς ακριβής για εφαρμογές σχεδιασμού κατασκευών.

Η δυναμική φασματική ανάλυση είναι μια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης μιας κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση, που καταλήγει όμως σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής υποκείμενης σε σεισμικές δυνάμεις παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση, η οποία πολλαπλασιαζόμενη με την φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης παρέχει τη μέγιστη ιδιομορφική απόκριση. Επομένως η μέθοδος της δυναμικής φασματικής ανάλυσης αποφεύγει την δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για τη ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο εξακολουθεί να είναι μια δυναμική μέθοδος ανάλυσης, επειδή χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης μέσω του φάσματος απόκρισης. Απλά δεν χρειάζεται να επιτελεσθεί κανένας υπολογισμός χρονοϊστορίας απόκρισης, αφού αυτό έχει ήδη γίνει με τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης.

Το μεγάλο κέρδος από τη χρησιμοποίηση της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με την βοήθεια ενός συντελεστή συμπεριφοράς q καθώς και τη επιτυγχανόμενη «στατικοποίηση» όλων των υπολογισμών που αφορούν σε μια ορισμένη ιδιομορφική απόκριση. Το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Επομένως θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που καθορίζονται από το φάσμα σεισμικής απόκρισης επειδή καμία πληροφορία δεν είναι διαθέσιμη για το πότε θα εμφανιστούν αυτές οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές. Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

Complete Quadratic Combination-CQC

Σύμφωνα με την μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC), που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4.3 του ΕΑΚ2000, δύο ιδιομορφές i και j θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \quad (3.1)$$

όπου ζ (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από τη σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\varepsilon_{ij} A_i A_j)} \quad (3.2)$$

όπου

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{10^4(1-r^2) + 4\zeta^2r(1+r)^2} \quad (3.3)$$

Square Root of Sum of Squares-SRSS

Σύμφωνα με την μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS), που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4.4 του ΕΑΚ2000, η πιθανή ακραία τιμή είναι:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \quad (3.4)$$

4.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος είναι μια ελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης η οποία έχει σκοπό τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης μιας κατασκευής. Προκύπτει από την δυναμική φασματική με θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής για κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις υπολογισμού. Με τη μέθοδο αυτή είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής εφαρμόζοντας ισοδύναμες στατικές δυνάμεις ως στατικά φορτία στην κατασκευή σύμφωνα με την Παράγραφο 3.5 του ΕΑΚ2000.

Οι σεισμικές συνιστώσες επιλέγονται παράλληλες προς τις κύριες διευθύνσεις του προς εξέταση κτιρίου και χρησιμοποιείται η επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ όπως προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000

- Η τέμνουσα βάσης προκύπτει από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) \quad (3.5)$$

όπου M η συνολική τελαντούμενη μάζα.

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μπορεί να προκύψει κατά προσέγγιση από τη σχέση:

$$T = 0.09 \frac{H}{L} \sqrt{\frac{H}{H + \rho L}} \quad (3.6)$$

όπου H το ύψος του κτιρίου, L το μήκος του κτιρίου κατά την διεύθυνση υπολογισμού και ρ ο λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

- Η καθύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων είναι:

$$F_i = (V_o - V_H) \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j} \quad (3.7)$$

ή για κανονικά κτίρια:

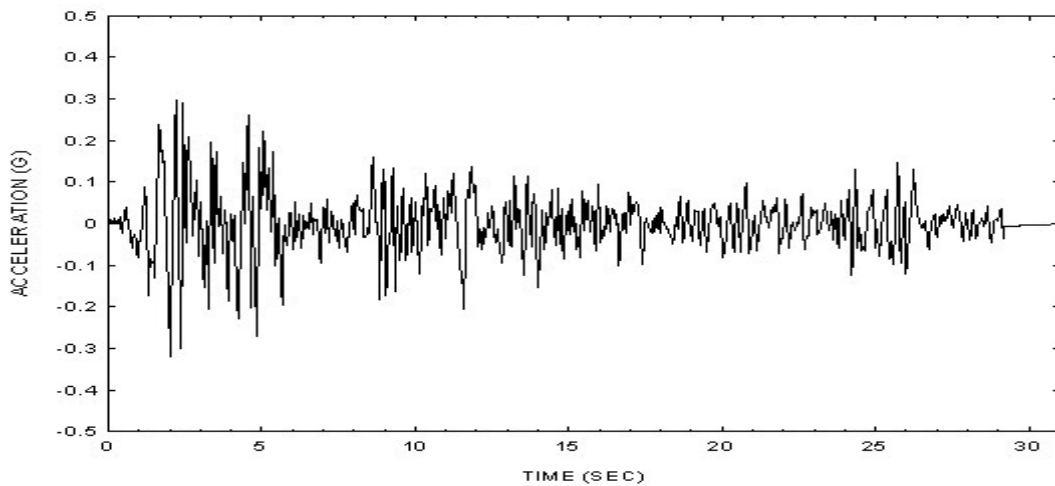
$$F_i = (V_o - V_H) \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j} \quad (3.8)$$

όπου:

$$V_H = \begin{cases} 0.07 \cdot T \cdot V_o \leq 0.25 \cdot V_o \gamma \alpha T \geq 1.0 \text{ sec} \\ 0 \end{cases} \quad (3.9)$$

4.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Η μέθοδος αυτή ασχολείται με τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής ως συνάρτηση του χρόνου όταν το σύστημα υπόκειται σε μία δοθείσα εδαφική επιτάχυνση, ίδια για όλα τα σημεία στήριξης της κατασκευής.



Εικόνα 4.1 Επιταχυνσιογράφημα

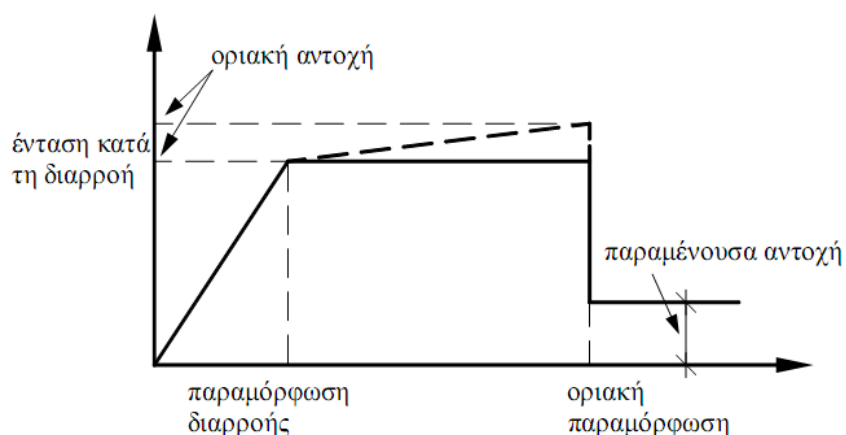
Το σημαντικότερο ίσως πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφικών αποκρίσεων είναι πολύ μικρή και πρακτικώς παραλείπεται. Έτσι π.χ. σε επίπεδα συστήματα αρκεί η χρήση 3 έως 5 ιδιομορφών, ανάλογα με την ομαλότητα του συστήματος. Παρόλα αυτά η ανάλυση χρονοϊστορίας εμφανίζει πολλά άλλα μειονεκτήματα, λόγω των οποίων σπάνια μπορεί να εφαρμοστεί στην πράξη. Καταρχήν η μέθοδος προϋποθέτει γραμμικά ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής και άρα η χρησιμότητα της περιορίζεται στην περίπτωση των μέτριων σεισμών. Θεωρητικά είναι δυνατόν να γίνει χρήση τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων που να αντιστοιχούν σε δεδομένο ανελαστικό φάσμα, οπότε μπορεί να ληφθεί υπόψη έμμεσα και η ανελαστική συμπεριφορά. Αλλά και στην περίπτωση αυτή τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα εμφανίζουν σοβαρά μειονεκτήματα αντιπροσωπευτικότητας, ευαισθησίας και συνοριακών συνθηκών που μπορούν να αλλοιώσουν πλήρως τα αποτελέσματα. Για αυτό το λόγο κατά κανόνα επιβάλλεται η χρήση τριών έως πέντε φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων και στατιστική επεξεργασία των τελικών αποτελεσμάτων.

Επίσης σοβαρά προβλήματα δημιουργούνται και κατά τη διαστασιολόγηση, λόγω των πολλών συνδυασμών εντατικών μεγεθών που πρέπει να εξετασθούν. Ένα ακόμα πρόβλημα που δημιουργείται έχει να κάνει και με τις ποσοτικές διαφορές μεταξύ των διαφόρων εντατικών μεγεθών. Οι διαφορές αυτές μπορεί να είναι τέτοιες που να καθιστούν προβληματική τη διαστασιολόγηση. Είναι λοιπόν προφανές ότι πέρα από τον τεράστιο όγκο των υπολογισμών υπάρχει και πρόβλημα τελικής αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων.

4.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης κατανομής καθ' ύψος τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μίας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση φορτίου - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία. Οι καμπύλες αυτές περιλαμβάνουν την φάση εξασθένησης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντοχή του και έχουν την παρακάτω μορφή.

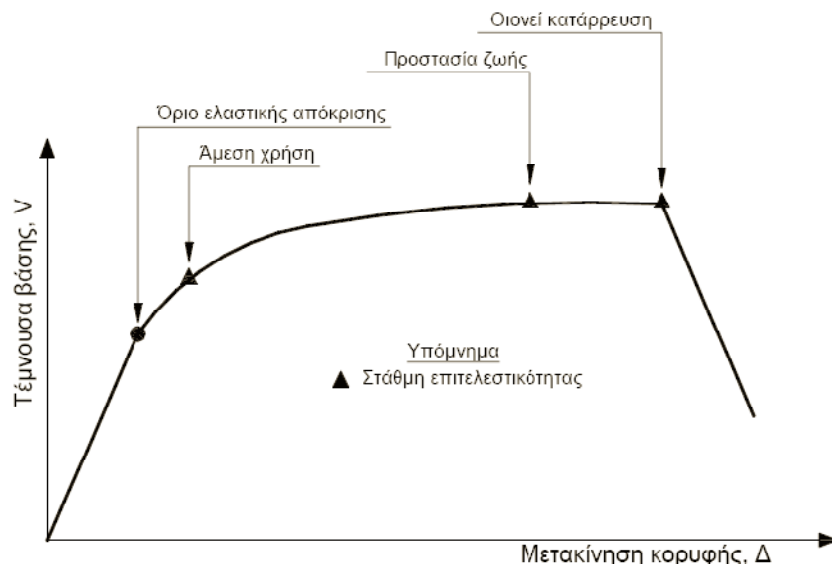


Εικόνα 4.2 Διαγραμματική Καμπύλη Φορτίου – Μετατόπισης

Από την ανάλυση του προσομοιώματος κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης, V_b του κτιρίου και της μετατόπισης κορυφής, δ . Με βάση αυτή την καμπύλη γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης ωστόσο, απαιτείται η αντικατάσταση της καμπύλης αντίστασης από μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία, K_{el} και η αντίστοιχη τέμνουσα διαρροής, V_y .

Η στοχευόμενη μετατόπιση (target displacement) της κατασκευής υπολογίζεται για δεδομένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού, είτε μέσω προσεγγιστικών μεθόδων, είτε χρησιμοποιώντας τη στατική ανελαστική ανάλυση (Static Nonlinear Analysis). Ωστόσο, ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού της μετακίνησης αυτής είναι μέσω της ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, η οποία όμως απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα ανάλυσης και σημαντικό υπολογιστικό κόστος. Πέραν των παραπάνω προβλημάτων δημιουργείται και αυτό της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων καθώς όπως αναφέρεται και στην παρακάτω παράγραφο η επιλογή της σεισμικής διέγερσης επηρεάζει κατά πολύ το τελικό αποτέλεσμα. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί αρκετές μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετατόπισης, όπως η μέθοδος ATC – 40, η μέθοδος των συντελεστών (Coefficient Method), η μέθοδος N2 κ.α.

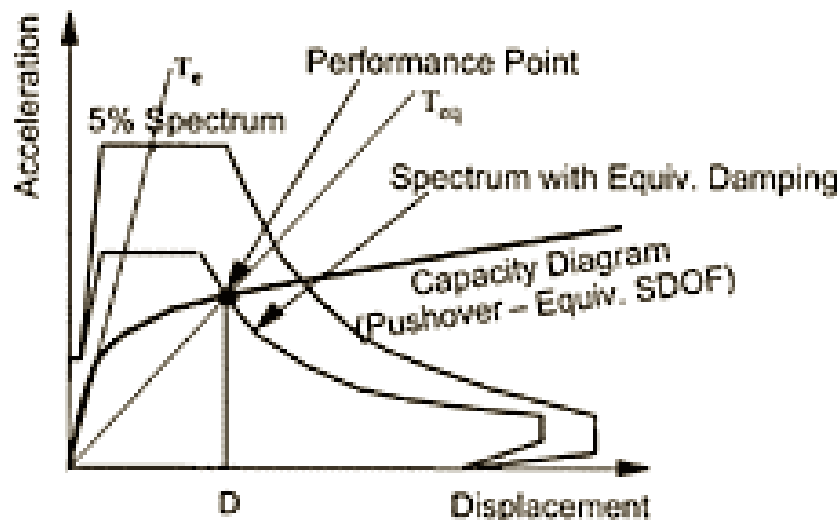
Αφού, υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής σημειώνεται πάνω στην καμπύλη το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας και συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.



Εικόνα 4.3 Ορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας στην Καμπύλη Αντίστασης

- ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Γενικά, επειδή η στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται στην θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (§2.3) και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής γίνεται με βάση την παραμόρφωση για συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης καθύψους, η ακρίβεια της δεν είναι αρκετά ικανοποιητική. Για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής αρκεί η εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand) και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Το σημείο αυτό, όταν η καμπύλη είναι σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) αντιστοιχεί στο σημείο τομής της με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για δεδομένη απόσβεση ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Εικόνα 4.4 Γραφική Απεικόνιση Σημείου Επιτελεστικότητας

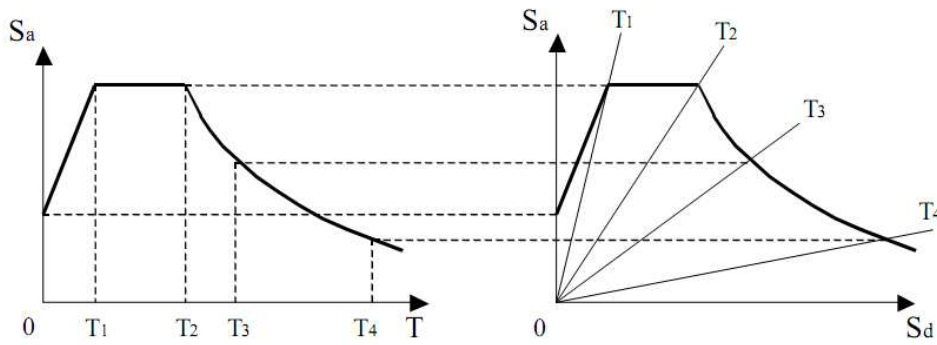
Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης με βάση τη μεθοδολογία ATC – 40 και τη μέθοδο των συντελεστών. Και στις δύο αυτές μεθόδους η μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται με βάση το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, όπου για τη θεωρία πάνω στην οποία βασίζεται έγινε αναφορά σε προηγούμενο κεφάλαιο (§2.3).

1. Μεθοδολογία ATC – 40

Παρακάτω παρουσιάζεται μία από τις τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού που προτείνονται από τον κανονισμό ATC – 40:

Βήμα 1: Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για απόσβεση $\zeta = 5\%$ σε μορφή ADRS:

Η διαδικασία μετατροπής παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

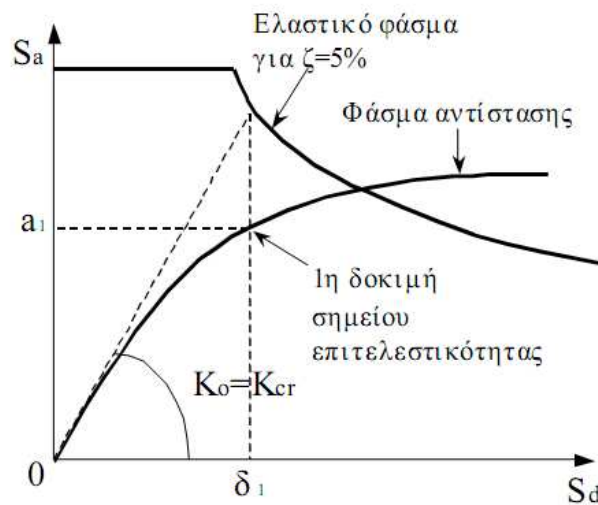
Εικόνα 4.5 Μετατροπή Ελαστικού Φάσματος Σχεδιασμού σε Μορφή ADRS

Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης (capacity curve) και στη συνέχεια του φάσματος αντίστασης (capacity spectrum):

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης και του φάσματος αντίστασης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα έχει αναφερθεί παραπάνω (§).

Βήμα 3: Εύρεση του πρώτου σημείου δοκιμών:

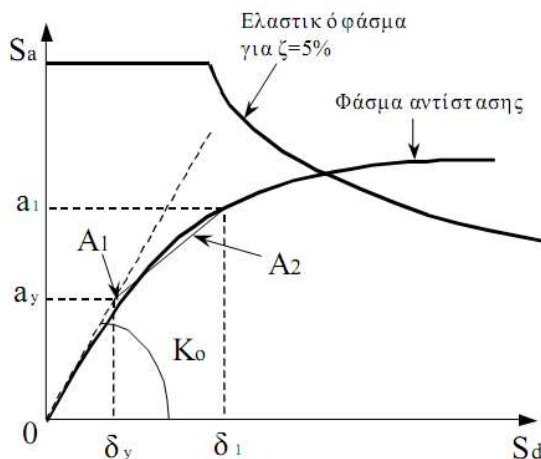
Για τη δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής υπολογίζουμε από το ελαστικό φάσμα με απόσβεση $\zeta = 5\%$ την αντίστοιχη μετακίνηση δ_1 από την οποία γίνεται και η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης. Στη συνέχεια υπολογίζεται και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Τα παραπάνω φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.6 Εύρεση Πρώτου Σημείου Δοκιμών

Βήμα 4: Διγραμμικοποίηση φάσματος αντίστασης

Από το προηγούμενο σημείο φέρνουμε μια ευθεία με τέτοιο τρόπο ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι ίσα. Στη συνέχεια, σημειώνουμε το σημείο τομής της παραπάνω ευθείας με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία της κατασκευής, και το οποίο αντιστοιχεί στη διαρροή με βάση τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς. Με προβολή στους δύο κάθετους άξονες προσδιορίζουμε την μετακίνηση διαρροής, δ_y και την επιτάχυνση διαρροής, α_y αντίστοιχα.



Εικόνα 4.7 Διγραμμικοποίηση Φάσματος Αντίστασης

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης:

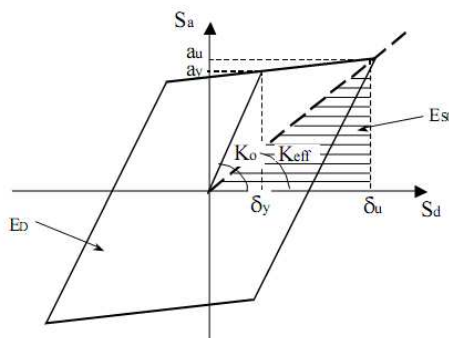
Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ} \tag{3.10}$$

όπου: $\zeta_{ελ}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά

$\zeta_{υστ}$ = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς

Η υστερητική απόσβεση υπολογίζεται από τη σχέση του Chopra (1995) και βασίζεται στη σχέση σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.



Εικόνα 4.8 Υπολογισμός Υστερητικής Απόσβεσης Κατά Chopra

$$\zeta_{υστ} = \frac{0,637 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u} \tag{3.11}$$

Επειδή η παραπάνω σχέση υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας χρησιμοποιείται από τον ATC – 40 ο διορθωτικός συντελεστής κ , έτσι τελικά η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot \alpha_1)}{\alpha_1 \cdot \delta_1} \quad (3.12)$$

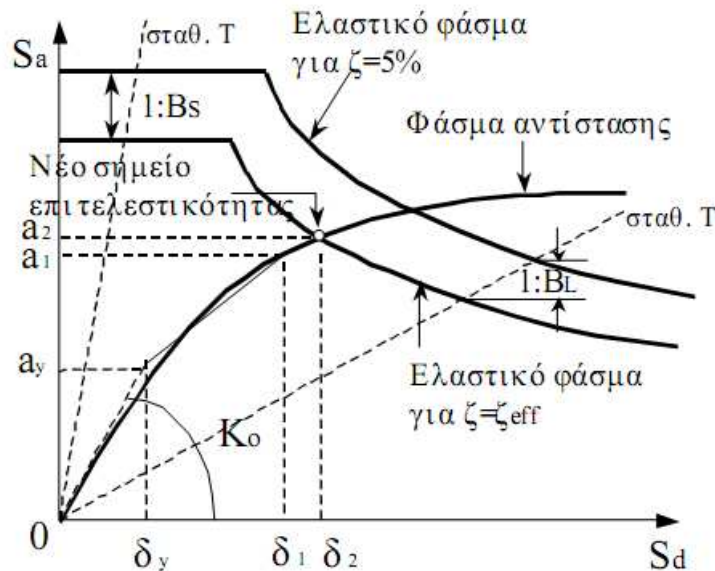
Στη συνέχεια υπολογίζουμε το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$. Αυτό μπορεί να γίνει κατευθείαν από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ χρησιμοποιώντας τους παρακάτω συντελεστές:

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2,12} \geq SR_{A,min} \quad (3.13)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1,65} \geq SR_{V,min} \quad (3.14)$$

Οι ελάχιστες τιμές των παραπάνω συντελεστών καθώς και η σχέσεις υπολογισμού της τιμής του συντελεστή κ δίνονται σε σχετική βιβλιογραφία [8].

Το σημείο τομής του νέου φάσματος με την καμπύλη αντίστασης ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας και αντίστοιχα υπολογίζονται οι νέες τιμές της επιτάχυνσης, a_2 και της μετακίνησης, δ_2 .



Εικόνα 4.9 Κατασκευή Ελαστικού Φάσματος για $\zeta = \zeta_{eff}$ και Εύρεση νέου Σημείου Επιτελεστικότητας

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης

Θεωρούμε ότι η μέθοδος συγκλίνει όταν ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1,05 \cdot \delta_1 \quad (3.15)$$

Σε περίπτωση που δεν ισχύει η παραπάνω σχέση τότε επαναλαμβάνεται η προηγούμενη μεθοδολογία από το βήμα 5 και μετά. Σε αντίθετη περίπτωση η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου.

Βήμα 7: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης κατασκευής

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου με βάση την σχέση:

$$\Delta = \Gamma \cdot \delta^* \quad (3.16)$$

όπου $\Gamma = \alpha$ συντελεστής συμμετοχής της κατασκευής

2. Μέθοδος των Συντελεστών

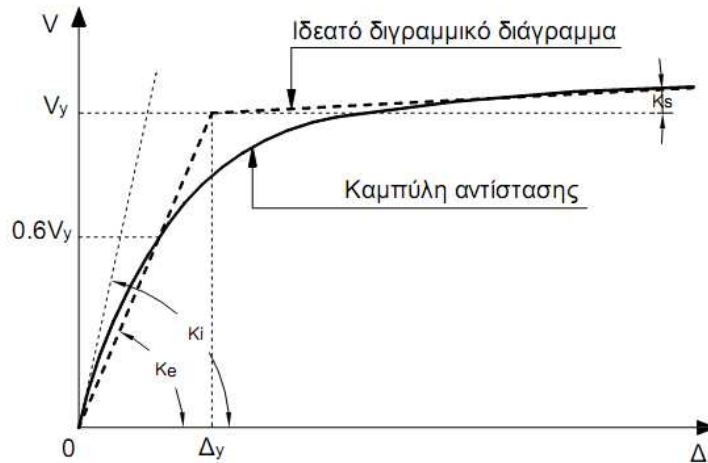
Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης με την παρούσα μέθοδο περιγράφεται τόσο στη FEMA 356, όσο και στον ATC – 40, ενώ αξίζει να αναφερθεί ότι και η μέθοδος αυτή βασίζεται στη θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Στη συνέχεια αναφέρονται ένα - ένα τα βήματα εφαρμογής της μεθόδου

Βήμα 1: Διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης

Στον κανονισμό ATC – 40 προτείνεται η παρακάτω διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης:

- Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος με οριζόντια δυσκαμψία K_s , η οποία επιλέγεται αυθαίρετα κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο όπου η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Προσδιορίζεται ύστερα από κάποιες δοκιμές η ισοδύναμη ελαστική αντίσταση, K_e , ως η κλίση της ευθείας που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο της καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί σε τέμνουσα ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y .
- Τελικά, η τέμνουσα διαρροής αντιστοιχεί στο σημείο τομής των δύο προηγούμενων ευθειών, δηλαδή αυτής με κλίση K_e και αυτής με κλίση K_s που αντιστοιχούν στον ελαστικό και το μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.



Εικόνα 4.10 Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης

Βήμα 2: Προσδιορισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής K_e , υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.17)$$

όπου K_i = η ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής.

T_i = η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά την διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία K_i .

Βήμα 3: Εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης, Δ_t .

Για δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (3.18)$$

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών αναφέρονται σε σχετική βιβλιογραφία [12]

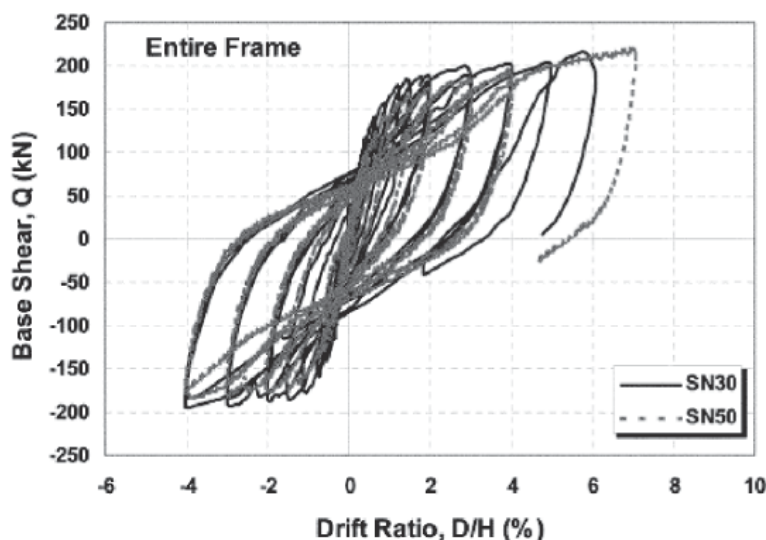
Η μέθοδος Pushover τελεί υπό συνεχή αναθεώρηση, ενώ στους σύγχρονους κανονισμούς επί του παρόντος χρησιμοποιείται η μέθοδος με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Coefficient Method).

Πολλά έχουν ειπωθεί για την ακρίβεια και τη χρησιμότητα της Pushover στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Αυτό που ουσιαστικά μπορεί να παράσχει στον μελετητή είναι μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των κρίσιμων διατομών της κατασκευής, να αποκαλύψει πιθανές αδυναμίες του φορέα, να ανιχνεύσει περιοχές του φορέα οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολο του. Η Pushover δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι

σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της Pushover εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται. Μεγάλη επίσης κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής.

4.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί τη δεύτερη από τις κατηγορίες μη γραμμικών αναλύσεων των κατασκευών. Με την πάροδο των χρόνων και με την εξέλιξη σε διάφορους τομείς της τεχνολογίας, όπως η βελτίωση των αλγορίθμων επίλυσης μη γραμμικών προβλημάτων, η ανάπτυξη πληθώρας λογισμικών που καλύπτουν τέτοιου είδους αναλύσεις και κυρίως η ραγδαία εξέλιξη της υπολογιστικής ισχύος των σύγχρονων ηλεκτρονικών υπολογιστών, οι αναλύσεις αυτές έχουν κερδίσει σημαντικό έδαφος τόσο σε ερευνητικό επίπεδο, όσο και σε επίπεδο σχεδιασμού νέων κατασκευών.



Εικόνα 4.11 Βρόγχοι Υπό Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της μεθόδου θα πρέπει να ελέγχονται σε κάθε περίπτωση και αν κρίνεται απαραίτητο να μειώνεται το χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατό να μειωθούν κάποιοι παράγοντες, όπως για παράδειγμα η απότομη μείωση της δυσκαμψίας από ένα βήμα στο επόμενο, που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας σύγκλισης Newton – Raphson.

Η μη γραμμική ανάλυση Pushover, όπως προαναφέρθηκε, προϋποθέτει καθορισμό ενός πλευρικού προφίλ φορτίσεων και προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης για τον

έλεγχου του φορέα. Αντίθετα, η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας εξαρτάται από δύο παράγοντες. Πρώτον την εξιδανίκευση του φορέα, δηλαδή των προσομοιωμάτων για την αναπαράσταση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του, και δεύτερον της επιλογής του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Το τελευταίο απαιτεί την καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στο σημείο στο οποίο εδράζεται η κατασκευή, κάτι το οποίο είναι δύσκολο να συμβεί.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια του σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφήματων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Για τους παραπάνω λόγους τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα είναι κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με κάποιο φάσμα σχεδιασμού, για την κατασκευή των οποίων ελήφθησαν όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά τη σεισμική κίνηση. Τα τεχνητά αυτά επιταχυνσιογραφήματα διακρίνονται σε πλήρως τεχνητά και σε ήμιτεχνητα τα οποία θυμίζουν περισσότερο τις φυσικές καταγραφές.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφήματων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

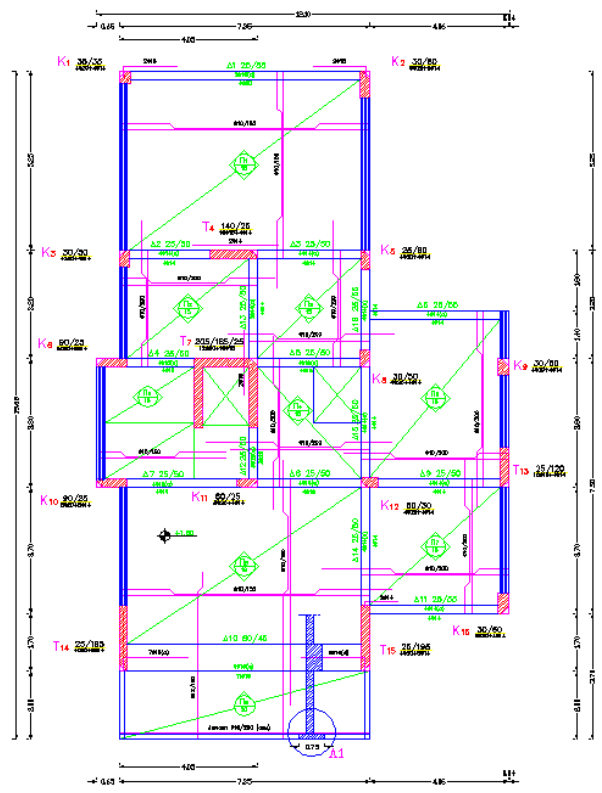
Το κτίριο αναλύεται σαν χωρικό προσομοίωμα, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα στοιχεία που συμβάλουν στην δυσκαμψία πλην της τοιχοποιίας. Χρησιμοποιήθηκαν ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας, ενώ τα φορτία των πλακών τοποθετήθηκαν σαν κατανεμημένα φορτία επί των δοκών. Στις στάθμες των ορόφων απαιτήθηκε να υπάρχει διαφραγματική λειτουργία. Τέλος, το έδαφος προσομοιώθηκε με τη χρήση ελατηρίων (ενός μετακινησιακού και δυο στροφικών) για να είναι πιο ρεαλιστικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

5.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΦΟΡΕΑ

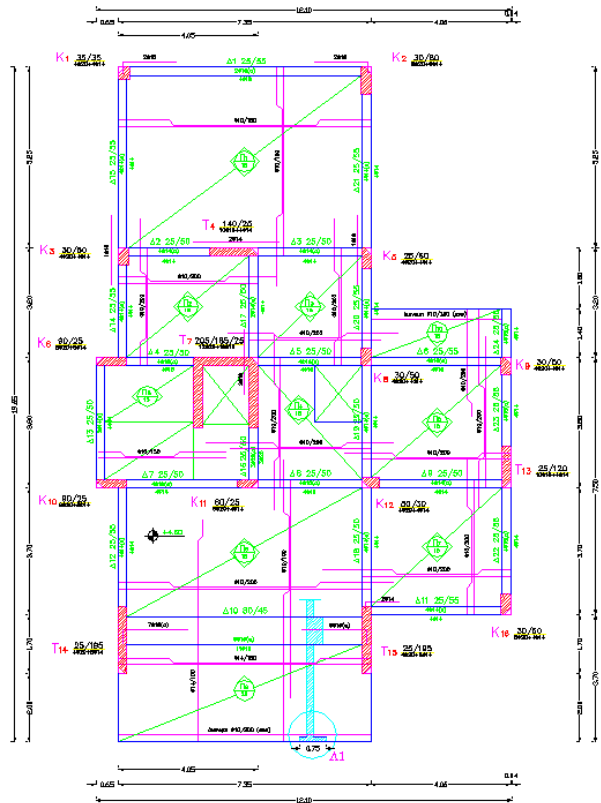
Το κτίριο το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση ήταν ένα τριώροφο κτίριο κατοικιών στην περιοχή του Χαλανδρίου, το οποίο στην κορυφή του έφερε και δώμα.

Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3.1m ενώ το δώμα έχει ύψος 2.6m.

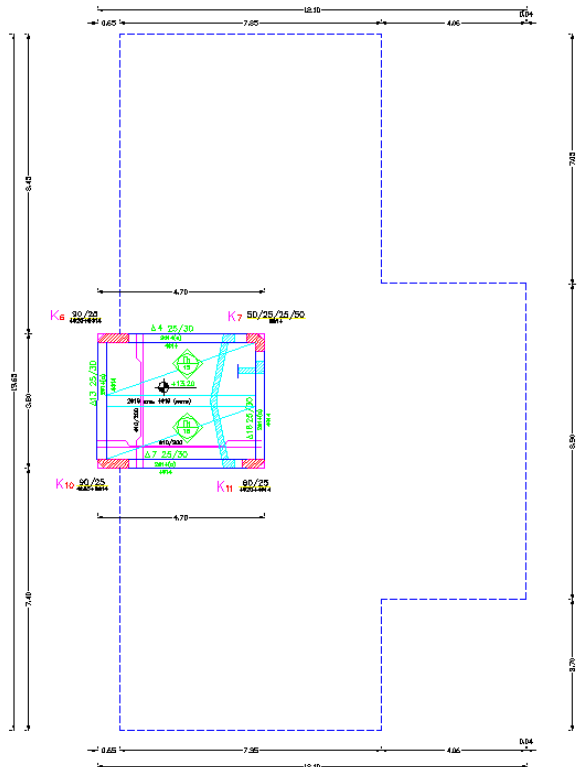
Παρακάτω παρουσιάζονται οι κατόψεις των ορόφων, όπως αυτές δόθηκαν. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο πρώτος, δεύτερος και τρίτος όροφος είναι πρότυποι, ενώ διαφέρει μόνο το ισόγειο το οποίο είναι υπερυψωμένο και βρίσκεται στην στάθμη των 1.5m.



Εικόνα 5.1 Κάτοψη Ισογείου

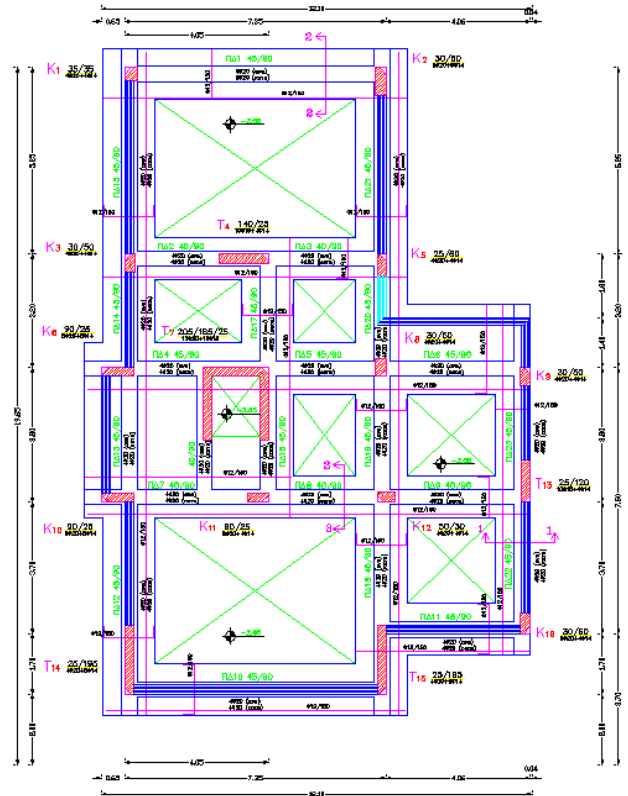


Εικόνα 5.2 Κάτοψη 1^{ου}, 2^{ου} & 3^{ου} ορόφου



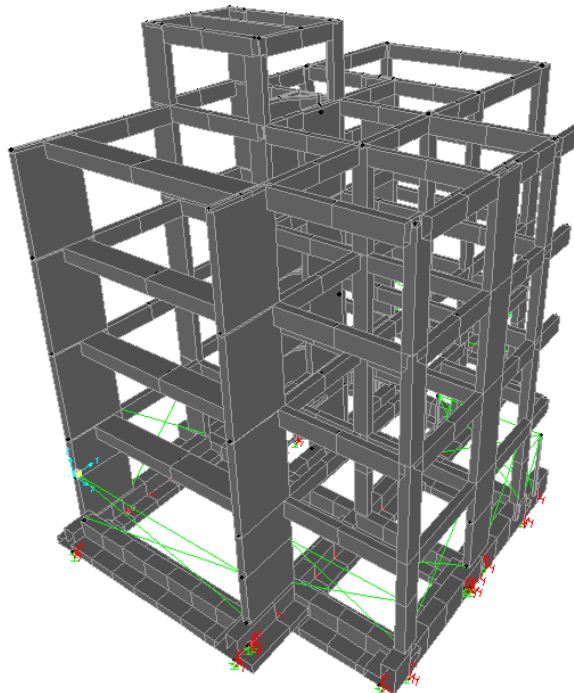
Εικόνα 5.3 Κάτοψη Δώματος

Τέλος το κτίριο φέρει υπόγειο το οποίο φτάνει μέχρι την στάθμη των -2.65m. Όλη η κατασκευή εδράζεται πάνω σε πεδιλοδοκούς σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.4 Κάτοψη Θεμελίωσης

Όπως φαίνεται και στις παραπάνω εικόνες το κτίριο δεν είναι συμμετρικό ούτε κατά την διεύθυνση x αλλά ούτε και κατά την διεύθυνση y .



Εικόνα 5.5 Τρισδιάστατη Εικόνα Κτιρίου

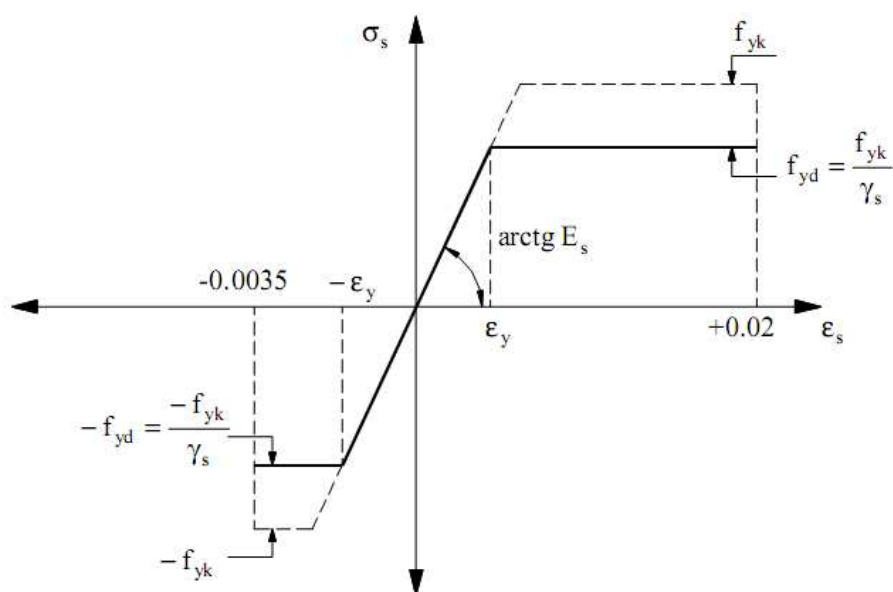
5.3 ΥΛΙΚΑ

Όλα τα μέλη της κατασκευής έχουν κατασκευαστεί από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, ενώ η ποιότητα του χάλυβα των οπλισμών είναι S400.

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος θεωρήθηκε ότι είναι $E=29 \text{ GPa}$ ενώ ο λόγος του Poisson είναι ίσος με $\nu=0.2$.

Για το χάλυβα έγινε η υπόθεση ότι το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων είναι διγραμμικό (Εικόνα 5.6) και ότι η τάση διαρροής ταυτίζεται με την τάση αστοχίας

$$f_y = f_u = 400 \text{ MPa} \quad (4.1)$$



Εικόνα 5.6 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων για το Χάλυβα

Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά ο τρόπος με τον οποίο έγινε η εισαγωγή των υλικών στο πρόγραμμα SAP2000.

Define → Materials → Add New Material

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C20/25 ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 29000000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 12083333

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 20000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Εικόνα 5.7 Ορισμός Χαρακτηριστικών Σκυροδέματος

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S400 ■

Material Type: Rebar

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 78.5

Mass per Unit Volume: 8.0048

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.000E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 76923077

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, F_y: 400000

Minimum Tensile Stress, F_u: 400000

Expected Yield Stress, F_{ye}: 400000

Expected Tensile Stress, F_{ue}: 400000

Switch To Advanced Property Display

Εικόνα 5.8 Ορισμός Χαρακτηριστικών Χάλυβα

5.4 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

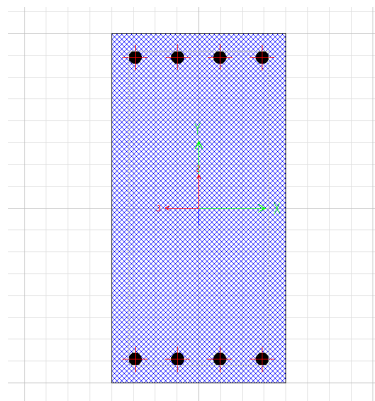
Το κτίριο αποτελείται από τις παρακάτω διατομές, όπως αυτές δίνονταν στα σχέδια του υφιστάμενου κτιρίου, οι οποίες περιελάμβαναν και τον ανάλογο οπλισμό.

▪ ΔΟΚΟΙ:

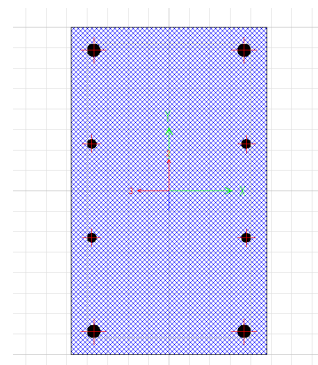
- D1: 55x25, 2Φ16 άνω και 4Φ20 κάτω
- D2: 50x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D3: 50x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D4: 50x25, 4Φ18 άνω και 4Φ18 κάτω
- D5: 50x25, 4Φ16 άνω και 4Φ16 κάτω
- D6: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D7: 50x25, 4Φ16 άνω και 4Φ16 κάτω
- D8: 50x25, 4Φ16 άνω και 4Φ16 κάτω
- D9: 50x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D10: 45x80, 6Φ16 άνω και 11Φ16 κάτω
- D11: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D12: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D13: 50x25, 2Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D14: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D15: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D16: 50x25, 3Φ20 άνω και 3Φ20 κάτω
- D17: 50x25, 2Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D18: 50x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D19: 50x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D20: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D21: 55x25, 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω
- D22: 55x25, 4Φ16 άνω και 4Φ14 κάτω
- D23: 55x25, 4Φ16 άνω και 4Φ14 κάτω
- D24: 55x25, 4Φ16 άνω και 4Φ14 κάτω

▪ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ:

- K1: 35x35, 4Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K2: 30x80, 8Φ20 περιμετρικά και 6Φ14 κεντρικά
- K3: 30x50, 4Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K5: 25x60, 4Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K6: 90x25, 8Φ20 περιμετρικά και 8Φ14 κεντρικά
- K8: 30x50, 4Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K9: 30x50, 4Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K10: 90x25, 8Φ20 περιμετρικά και 8Φ14 κεντρικά
- K11: 25x60, 8Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K12: 50x30, 4Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά
- K16: 30x60, 8Φ20 περιμετρικά και 4Φ14 κεντρικά



Εικόνα 5.9 Διάταξη Οπλισμού Δοκού D4



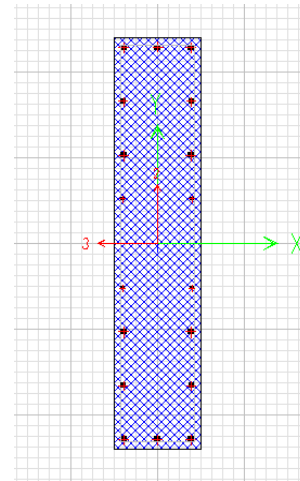
Εικόνα 5.10 Διάταξη Οπλισμού Υποστυλώματος K3

- ΤΟΙΧΙΑ:

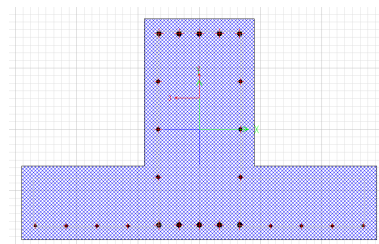
- T4: 140x25, 10Φ16+4Φ14+6Φ10
- T7_1: 25x180, 6Φ20+2Φ18+12Φ10
- T7_2: 185x25, 6Φ18+10Φ10
- T13: 25x120, 10Φ16+4Φ14+4Φ10
- T14: 25x195, 4Φ20+8Φ14+10Φ10
- T15: 25x195, 4Φ20+8Φ14+10Φ10

- ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ:

- PD1: T145x90x45, 5Φ20+5Φ20+6Φ14
- PD2: T120x90x40, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD3: T120x90x40, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD4: Γ95x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD5: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD6: T225x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD7: Γ80x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD8: T120x90x40, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD9: T120x90x40, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD10: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD11: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD12: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD13: Γ150x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD14: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD15: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD16: Γ95x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD17: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD18: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD19: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD20: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD21: T145x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD22: Γ100x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14
- PD23: Γ100x90x45, 4Φ20+4Φ20+6Φ14



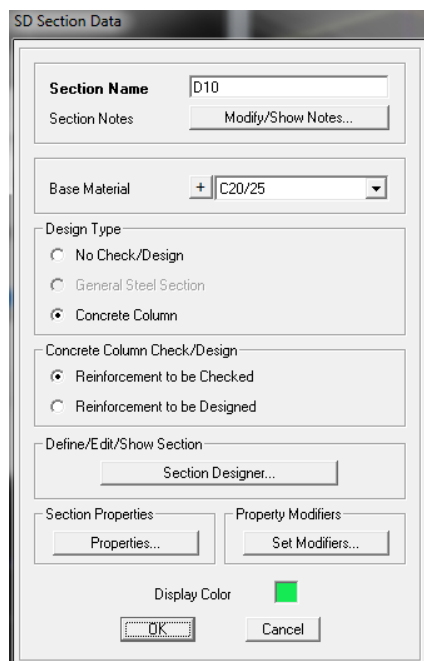
Εικόνα 5.11 Διάταξη Οπλισμού Τοιχίου T13



Εικόνα 5.12 Διάταξη Οπλισμού Πέδου PD1

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής της δοκού D10 στο πρόγραμμα SAP2000.

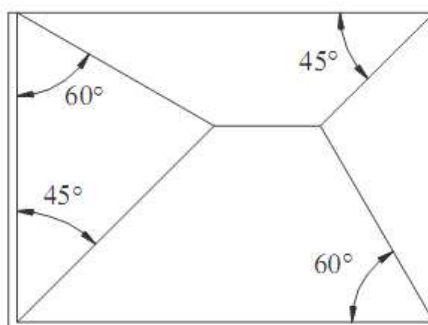
Define→Section Properties→Frame Section→Add New Property



Εικόνα 5.13 Ορισμός Δοκού D10

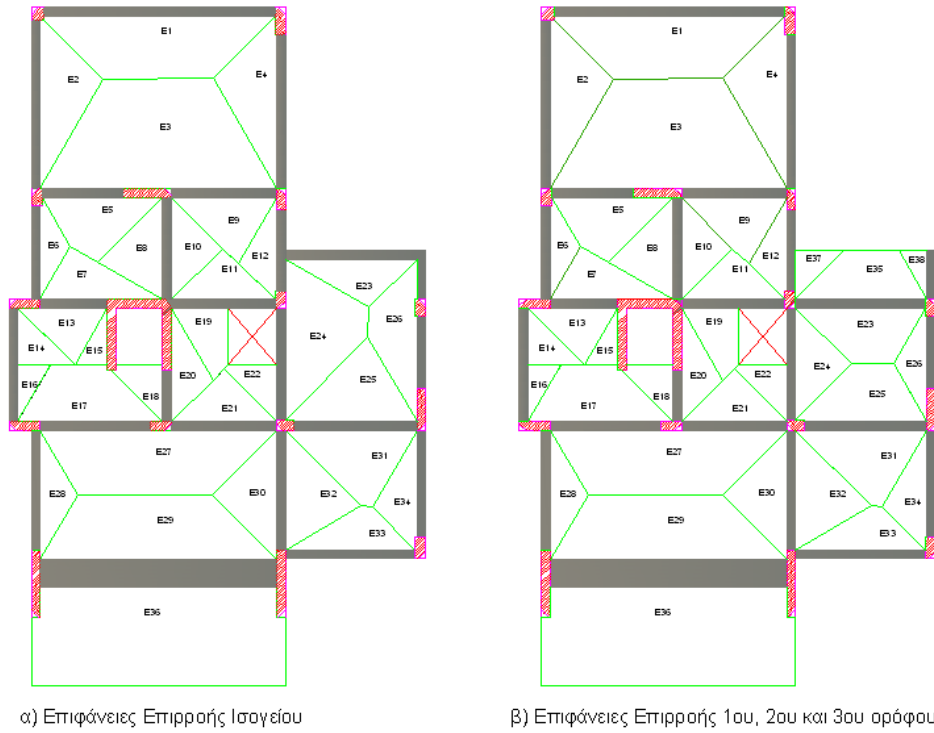
5.5 ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

Για τον προσδιορισμό των φορτίων των δοκών χρησιμοποιήθηκαν οι διατάξεις που προβλέπονται από τον ΕΚΩΣ 2000 (§9.1.5) για την ανάλυση πλακών που στηρίζονται σε δοκούς και φέροντες τοίχους. Σύμφωνα λοιπόν με τα παραπάνω έγινε η παραδοχή ελεύθερα στρεπτών αλλά ανυποχώρητων στηριγμάτων. Οι αντιδράσεις τετραέρειστων ομοιόμορφα φορτισμένων πλακών, οι οποίες χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των δράσεων του σχεδιασμού των δοκών, επιτρέπεται να υπολογίζονται από τις επιφάνειες φόρτισης που προκύπτουν από γεωμετρικό μερισμό της επιφάνειας της κάτοψης. Συνεπώς όταν σε μία γωνία συναντώνται δυο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45° . Εφόσον συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60° .



Εικόνα 5.14 Κατανομή Του Φορτίου Τετραέρειστων Πλακών Για Τον Υπολογισμό Των Αντιδράσεων Στηρίξεως

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω οι επιφάνειες μερισμού είναι αυτές που απεικονίζονται παρακάτω.



Εικόνα 5.15 Επιφάνειες Μερισμού Κατόψεως Ορόφων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται όλες οι δοκοί για κάθε όροφο καθώς και τα φορτία τα οποία μεταβιβάζονται σε αυτές από τις πλάκες σύμφωνα με τις επιφάνειες μερισμού που παρουσιάζονται στην εικόνα παραπάνω. Στα φορτία των δοκών έχουν επίσης συνυπολογιστεί και τα φορτία από τις οπτοπλινθοδομές, ανεξαρτήτως αν αυτές δεν δίνονταν στα αρχικά σχέδια. Τέλος, τα συνολικά κινητά και μόνιμα φορτία έχουν επαυξηθεί κατά 10% υπέρ της ασφαλείας.

Πίνακας 5.1 Συνολικά Φορτία Επί Των Δοκών του Ισογείου

ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΔΟΚΟΣ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛ.	ΔΟΜΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛ.	ΣΥΝ. ΜΟΝΙΜΑ	ΣΥΝ. ΜΟΝΙΜΑ +10%	ΚΙΝΗΤΑ +10%
3.76	Δ6	2.59	1.38	1.38	10.80	-	14.77	16.25	1.52
3.56	Δ9	4.67	2.66	2.66	-	6.30	13.63	15.00	2.93
3.25	Δ19	7.26	4.53	4.53	-	6.30	18.09	19.90	4.98
		1.45	1.60	1.60	-	6.30	9.35	10.28	1.76
2.35	Δ20	7.42	4.24	4.24	-	6.30	17.96	19.75	4.66
		0.89	1.39	1.39	10.80	-	13.08	14.39	1.53
2.10	Δ23	3.84	2.39	2.39	10.80	-	17.03	18.73	2.63
1.40	Δ24	3.84	2.39	2.39	10.80	-	17.03	18.73	2.63

Πίνακας 5.2 Συνολικά Φορτία Επί Των Δοκών του 1^{ου}, 2^{ου} & 3^{ου} Ορόφου

ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΔΟΚΟΣ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛ.	ΔΟΜΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛ.	ΣΥΝ. ΜΟΝΙΜΑ	ΣΥΝ. ΜΟΝΙΜΑ +10%	ΚΙΝΗΤΑ +10%
6.85	Δ1	5.94	2.64	2.64	10.80	-	19.38	21.32	2.90
2.35	Δ2	12.49	6.72	6.72	-	6.30	25.51	28.06	7.39
3.05	Δ3	12.09	6.59	6.59	-	6.30	24.98	27.48	7.25
1.95	Δ4	2.65	5.36	5.36	-	6.30	14.31	15.74	5.89
3.00	Δ5	2.37	4.00	4.00	-	6.30	12.66	13.93	4.40
3.76	Δ6	4.29	7.22	4.17	10.80	-	19.26	21.19	7.94
3.20	Δ7	9.20	5.91	5.91	-	6.30	21.41	23.55	6.50
3.05	Δ8	7.86	4.34	4.34	-	6.30	18.49	20.34	4.77
3.56	Δ9	4.81	5.87	4.94	-	6.30	16.05	17.65	6.46
6.85	Δ10	23.12	17.93	8.94	10.80	-	42.86	47.14	19.72
3.76	Δ11	1.40	1.36	1.36	10.80	-	13.56	14.92	1.50
3.45	Δ12	1.35	1.19	1.19	10.80	-	13.33	14.67	1.31
3.30	Δ13	0.43	0.96	0.96	10.80	-	12.19	13.41	1.05
		0.75	1.66	1.66	10.80	-	13.21	14.53	1.82
2.70	Δ14	0.72	0.98	0.98	10.80	-	12.50	13.75	1.08
4.90	Δ15	3.00	1.83	1.83	10.80	-	15.63	17.19	2.01
1.50	Δ16	0.73	1.77	1.77	-	6.30	8.80	9.68	1.95
2.95	Δ17	2.71	3.35	3.35	-	6.30	12.36	13.59	3.69
3.45	Δ18	4.38	4.23	4.23	-	6.30	14.91	16.40	4.65
3.25	Δ19	2.18	3.28	3.28	-	6.30	11.77	12.94	3.61
		1.45	1.60	1.60	-	6.30	9.35	10.28	1.76
2.35	Δ20	1.44	5.70	3.12	10.80	-	15.35	16.89	6.27
		0.89	1.39	1.39	10.80	-	13.08	14.39	1.53
4.45	Δ21	3.05	1.86	1.86	10.80	-	15.70	17.27	2.04
3.10	Δ22	1.23	1.45	1.45	10.80	-	13.48	14.83	1.60
2.10	Δ23	0.90	1.56	1.56	10.80	-	13.26	14.58	1.72
1.40	Δ24	0.31	2.01	0.80	-	-	1.11	1.22	2.21

Πίνακας 5.3 Συνολικά Φορτία Επί Των Δοκών του Δώματος

ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΔΟΚΟΣ	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛ.	ΔΟΜΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛ.	ΣΥΝ. ΜΟΝΙΜΑ	ΣΥΝ. ΜΟΝΙΜΑ +10%	ΚΙΝΗΤΑ +10%
3.30	Δ4	2.27	0.61	1.52	-	-	3.79	4.17	0.67
3.20	Δ13	0.48	0.13	0.32	-	-	0.80	0.88	0.14
		0.48	0.13	0.32	-	-	0.80	0.88	0.14
3.30	Δ7	2.27	0.61	1.52	-	-	3.79	4.17	0.67
3.05	Δ16	0.50	0.13	0.34	-	-	0.84	0.92	0.15
		0.50	0.13	0.34	-	-	0.84	0.92	0.15
4.20	Δ	6.20	1.65	4.13	-	-	10.33	11.36	1.82

5.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Προκειμένου να είναι το προσομοίωμα όσο το δυνατόν πιο ακριβές αποφασίστηκε να μην θεωρηθεί ότι η θεμελίωση είναι πακτωμένη στο έδαφος αλλά να τοποθετηθούν κατάλληλα ελατήρια τα οποία να δίνουν μια πιο ακριβή εικόνα για την δυσκαμψία του εδάφους. Βέβαια σε καμία περίπτωση δεν μπορούμε να είμαστε σίγουροι ότι αυτός ο τρόπος αντιμετώπισης θα δώσει και τα σωστά αποτελέσματα, είναι όμως μια καλύτερη θεώρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής.

Θεωρώντας ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι πυκνή άμμος λαμβάνουμε τον δείκτη συμπίεστικότητας εδάφους ίσο με $K = 96000 \text{ kN/m}^3$ [6]. Λαμβάνοντας επιφάνεια διαστάσεων 1 m επί το πλάτος του πέδιλου, τοποθετούμε κατακόρυφα μετακινησιακά ελατήρια ένα 1 m μήκους σε όλο το μήκος του πέδιλου. Για τα στροφικά ελατήρια αρκεί να πολλαπλασιαστεί ο δείκτης K με τις ροπές αδράνειας I_x και I_y κάθε πέδιλου.

Οι τιμές που προκύπτουν για κάθε πεδιλοδοκό σύμφωνα με την παραπάνω διαδικασία παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

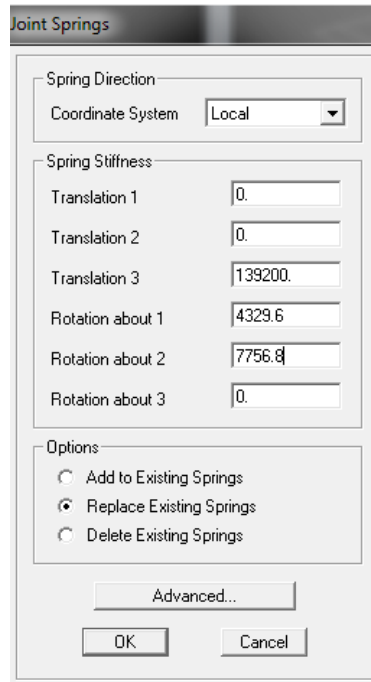
Πίνακας 5.4 Δυσκαμψίες Ελατηρίων Πεδιλοδοκών

Πέδιλο	Πλάτος	I_x	I_y	Πυκνή Άμμος		
				k	k _{φx}	k _{φy}
1	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
2	1.20	0.0391	0.0464	115200	3753.6	4454.4
3	1.20	0.0391	0.0464	115200	3753.6	4454.4
4	0.95	0.0383	0.0347	91200	3676.8	3331.2
5	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8

				Πυκνή Άμμος		
6	2.55	0.0451	0.0808	244800	4329.6	7756.8
7	0.80	0.0333	0.0208	76800	3196.8	1996.8
8	1.20	0.0391	0.0464	115200	3753.6	4454.4
9	1.20	0.0391	0.0464	115200	3753.6	4454.4
10	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
11	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
12	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
13	1.50	0.0456	0.1354	144000	4377.6	12998.4
14	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
15	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
16	0.95	0.0383	0.0347	91200	3676.8	3331.2
17	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
18	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
19	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
20	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
21	1.45	0.0451	0.0808	139200	4329.6	7756.8
22	1.00	0.0391	0.0403	96000	3753.6	3868.8
23	1.00	0.0391	0.0403	96000	3753.6	3868.8

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής των ελατηρίων, που αναφέρθηκαν παραπάνω, στο πρόγραμμα SAP2000.

Assign→Joint→Springs



Εικόνα 5.16 Εισαγωγή Ελατηρίων

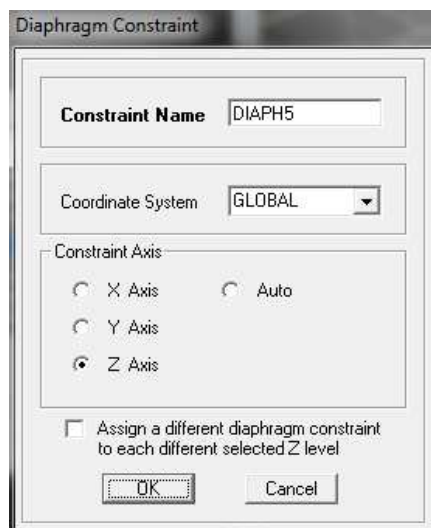
5.7 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΠΛΑΚΩΝ

Οι πλάκες προσομοιώνονται με διαφραγματική λειτουργία και έτσι η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία γίνεται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Επίσης εξασφαλίζεται και η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών και επομένως και η υπερστατικότητα του κτιρίου. Το διάφραγμα εξαιτίας της δυσκαμψίας και της αντοχής του εξασφαλίζει το απαραμόρφωτο της κατόψεως του ορόφου μέσα στο επίπεδο του. Με την εισαγωγή του διαφράγματος μας επιτρέπεται να θεωρήσουμε ότι οι βαθμοί ελευθερίας κίνησης ανά όροφο, που θα ληφθούν υπόψη κατά την επιβολή της σεισμικής δύναμης, είναι τρεις, δύο μετατοπίσεις και μία στροφή.

Σε περίπτωση που το διάφραγμα δεν είχε ληφθεί υπόψη, υπάρχει ο κίνδυνος της συγκέντρωσης μεγάλων μετατοπίσεων σε ορισμένα μόνο σημεία εξαιτίας του ότι μειώνεται τόσο η υπερστατικότητα της κατασκευής όσο και η δυσκαμψία και η αντοχή του δομήματος.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής διαφράγματος στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σύμφωνα με το πρόγραμμα SAP2000.

Assign→Joint→Constraints→Choose Constraint Type To Add→Diaphragm→Add New Constraint.



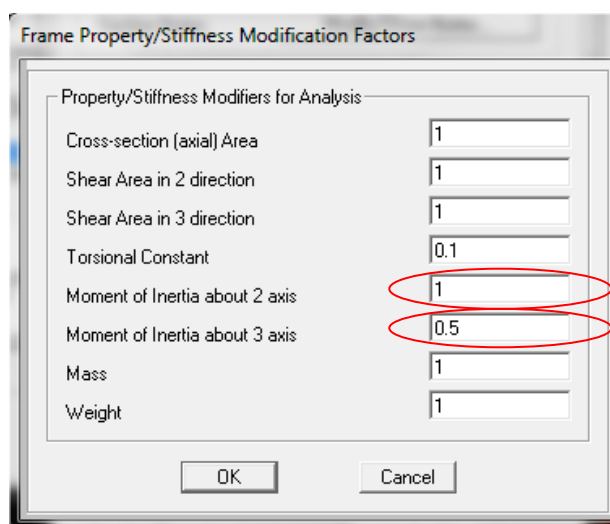
Εικόνα 5.17 Ορισμός Διαφράγματος Ορόφου

5.8 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Σύμφωνα με τον κανονισμό (ΕΑΚ §3.2.3) σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα πρέπει να υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου ΙΙ. Έτσι η δυσκαμψία του σταδίου ΙΙ επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με του σταδίου Ι, για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής, για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το 1/2 και η στρεπτική όλων των στοιχείων ίση με το 1/10 του σταδίου Ι.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η τροποποίηση της δυσκαμψίας της δοκού D1 σύμφωνα με τα παραπάνω στο πρόγραμμα SAP2000.

Define → Section Properties → Frame Sections → D1 → Modify/Show Property → Set Modifiers



Εικόνα 5.18 Τροποποίηση Δυσκαμψίας Της Δοκού D1

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο (Ισοδύναμη Στατική), την Δυναμική Φασματική Μέθοδο και την ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας Απόκρισης. Οι δύο πρώτες μέθοδοι επιβάλλονται υποχρεωτικά από τον ΕΑΚ2000 για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών. Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων, καθώς επίσης και μια συνοπτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων που αυτές δίνουν.

6.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

6.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος επιτρέπει, όπως προαναφέρθηκε (§4.3), τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με την εφαρμογή «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία πάνω στην κατασκευή (ΕΑΚ §3.5).

Οι τιμές των μαζών που χρησιμοποιούνται προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία σύμφωνα με το συνδυασμό $G_k + \psi_2 Q_k$ (ΕΑΚ §3.2.2 [3]).

Πίνακας 6.1 Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων ψ_2

A/A		Φορτία Χρήσης	ψ_2
1	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα του ΕΑΚ 2000 ο συντελεστής συνδυασμού δράσεων ψ_2 για κατοικίες λαμβάνει την τιμή 0.3.

6.2.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥ

Το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου είναι η εύρεση του κέντρου βάρους κάθε ορόφου. Η σχέση οι οποίες προσδιορίζουν τη θέση του κέντρου βάρους πάνω στην κάτοψη του ορόφου είναι οι ακόλουθες:

$$X_{KB} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i \cdot W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (6.1)$$

$$Y_{KB} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i \cdot W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (6.2)$$

Στο παράρτημα Α παρουσιάζονται οι πίνακες, από τους οποίους υπολογίστηκαν τα βάρη κάθε ορόφου. Αξίζει να αναφερθεί ότι σαν αρχή του συστήματος αξόνων θεωρήθηκε το άκρο του στύλου Κ1. Με βάση λοιπόν τις δύο παραπάνω σχέσεις οι θέσεις των κέντρων βάρους για κάθε όροφο είναι οι ακόλουθες:

Πίνακας 6.2 Θέσεις Κέντρων Βάρους Ορόφων

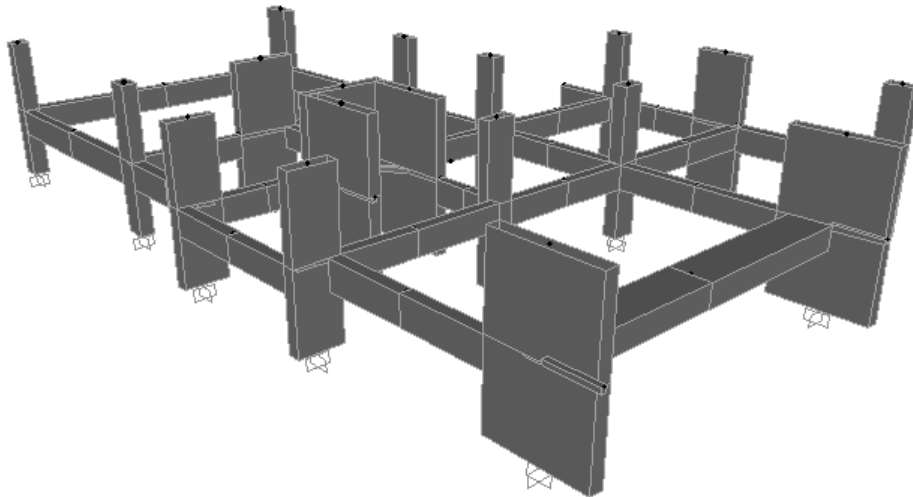
ΟΡΟΦΟΣ	X_{KB}	Y_{KB}
ΙΣΟΓΕΙΟ	4.790	7.833
1ος	4.779	7.818
2ος	4.779	7.818
3ος	4.468	7.468
ΔΩΜΑ	1.643	7.274

6.2.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Προκειμένου να υπολογίσουμε τις σεισμικές δυνάμεις που δρουν σε κάθε όροφο αρκεί ο πολλαπλασιασμός της φασματικής επιτάχυνσης με τη μάζα του ορόφου. Για τον ακριβέστερο υπολογισμό της μάζας κάθε ορόφου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000. Έτσι για κάθε όροφο έγινε μία τομή στα μέσα των δοκών που βρίσκονται ανάντη και κατόντη της στάθμης του ορόφου. Στη συνέχεια αυτό το τμήμα απομονώθηκε και υπολογίστηκε η μάζα του.

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η παραπάνω διαδικασία για τον δεύτερο όροφο του κτιρίου.

Display→Show Tables→Base Reactions



Εικόνα 6.1 Αποκομμένο Τμήμα για τον υπολογισμό της μάζας του 2^{ου} Ορόφου

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m
G+0.30	Combination	106.15	109.422	2682.689	20129.4553	-11973.7476	-787.106	0

Εικόνα 6.2 Εύρεση Βάρους 2^{ου} Ορόφου

Άρα η μάζα του δεύτερου ορόφου είναι η παρακάτω:

$$m_2 = \frac{GlobalF_z}{g} = \frac{2682.689}{9.81} = 273.465Mgr$$

Συγκεντρωτικά η μάζα κάθε ορόφου δίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.3 Μάζες Ορόφων

	ΒΑΡΟΣ ΟΡΟΦΟΥ	ΜΑΖΑ ΟΡΟΦΟΥ
ΔΩΜΑ	176.369	17.98
3ος ΟΡΟΦΟΣ	2517.214	256.60

2ος ΟΡΟΦΟΣ	2682.689	273.46
1ος ΟΡΟΦΟΣ	2682.689	273.46
ΙΣΟΓΕΙΟ	2568.409	261.82
	10627.37	1083.32

Η σεισμικότητα της περιοχής και οι διάφοροι συντελεστές που πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως δόθηκαν μέσω των σχεδίων, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6.4 Σεισμικότητα περιοχής και συντελεστές φάσματος σχεδιασμού

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜ. ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ	II
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	B
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	3.5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	1.0
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	1.0
A	0.24g
T1	0.15
T2	0.6

Εκτελώντας ιδιομορφική ανάλυση στο κτίριο προέκυψαν οι είκοσι παρακάτω ιδιομορφές. Στον πίνακα επίσης παρουσιάζονται και οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες για κάθε ιδιομορφή.

Πίνακας 6.5 Ιδιοπερίοδοι και Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.540847	0.43557	0.00211	0.000008567	0.43557	0.00211	0.000008567
MODAL	2	0.453325	0.15294	0.0464	0.00005718	0.58851	0.04851	0.00006575
MODAL	3	0.374173	0.00609	0.49539	0.00001559	0.5946	0.5439	0.00008134
MODAL	4	0.215646	1.58E-08	0.00002398	0.00056	0.5946	0.54392	0.00064
MODAL	5	0.215618	3.021E-08	0.00003034	0.0016	0.5946	0.54395	0.00224
MODAL	6	0.215585	1.651E-08	0.00138	0.000007562	0.5946	0.54534	0.00225
MODAL	7	0.215552	4.149E-16	1.779E-17	5.14E-17	0.5946	0.54534	0.00225
MODAL	8	0.17331	0.000002885	0.000003761	0.08696	0.59461	0.54534	0.08921
MODAL	9	0.166967	8.119E-07	1.113E-07	0.00113	0.59461	0.54534	0.09034

OutputCase Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	10	0.166358	8.002E-07	0.000004143	0.00025	0.59461	0.54535	0.09059
MODAL	11	0.165184	0.00004219	0.00001303	0.00211	0.59465	0.54536	0.0927
MODAL	12	0.150797	0.06236	0.00195	0.00106	0.65701	0.54731	0.09376
MODAL	13	0.139224	0.00028	0.00003289	0.04511	0.65729	0.54734	0.13887
MODAL	14	0.132821	0.0000029	0.00001973	0.00323	0.65729	0.54736	0.1421
MODAL	15	0.131382	0.00187	0.00085	0.00051	0.65915	0.54821	0.14261
MODAL	16	0.1288	0.03264	0.01899	0.00001047	0.69179	0.56721	0.14262
MODAL	17	0.124115	0.00058	0.0005	0.0053	0.69237	0.5677	0.14792
MODAL	18	0.118524	0.01061	0.01799	0.00001759	0.70297	0.58569	0.14794
MODAL	19	0.095627	0.00014	0.07872	0.00187	0.70311	0.66441	0.14981
MODAL	20	0.094379	3.519E-07	0.00044	0.00887	0.70311	0.66485	0.15869

Οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι κατά τις θεμελιώδεις διευθύνσεις X,Y,Z προκύπτουν από τις δρώσες ιδιομορφικές μάζες για κάθε ιδιομορφή. Έτσι κατά την διεύθυνση X δεσπόζουσα είναι η πρώτη ιδιοπερίοδος ($T_x=0.5408$ sec), κατά την διεύθυνση Y η τρίτη ιδιοπερίοδος ($T_y=0.3742$ sec) και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z η όγδοη ιδιοπερίοδος ($T_z=0.1733$ sec).

Παρατηρούμε ότι και οι τρεις τιμές των ιδιοπεριόδων βρίσκονται μέσα στο πλατό του φάσματος σχεδιασμού, επομένως και κατά τις τρεις διευθύνσεις στην κατασκευή δρα η ίδια φασματική επιτάχυνση.

Όπως προαναφέρθηκε (§1.2) η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$\Phi_d(T_x) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 1.714 \frac{m}{s^2}$$

$$\Phi_d(T_y) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 1.714 \frac{m}{s^2}$$

$$\Phi_d(T_z) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 1.714 \frac{m}{s^2}$$

Η τέμνουσα βάσης προκύπτει σύμφωνα με τη σχέση (3.5) και είναι η ίδια και κατά τις τρεις διευθύνσεις του σεισμού.

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) = 1083.32 \cdot 1.714 = 1857.12$$

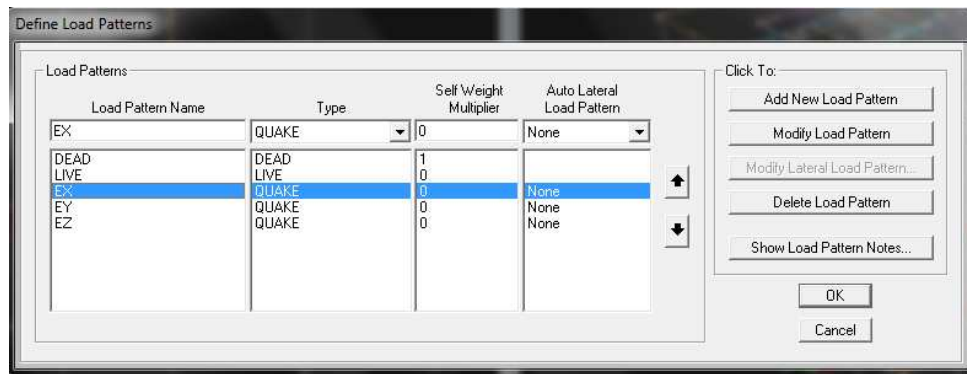
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι σεισμικές δυνάμεις, που καταπονούν την κατασκευή, σύμφωνα με τη εξίσωση (3.8).

Πίνακας 6.6 Σεισμικές Δυνάμεις Κάθε Ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ	ΜΑΖΑ (Mgr)	ΥΨΟΣ	$m_i z_i$	F_{x_i}	F_{y_i}	F_{z_i}
ΙΣΟΓΕΙΟ	261.82	1.5	392.723	107.81	107.81	107.81
ΟΡΟΦΟΣ 1	273.46	4.6	1257.938	345.33	345.33	345.33
ΟΡΟΦΟΣ 2	273.46	7.7	2105.678	578.06	578.06	578.06
ΟΡΟΦΟΣ 3	256.60	10.8	2771.245	760.77	760.77	760.77
ΔΩΜΑ	17.98	13.2	237.316	65.15	65.15	65.15

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής των σεισμικών δυνάμεων κατά την διεύθυνση X στον δεύτερο όροφο του κτιρίου.

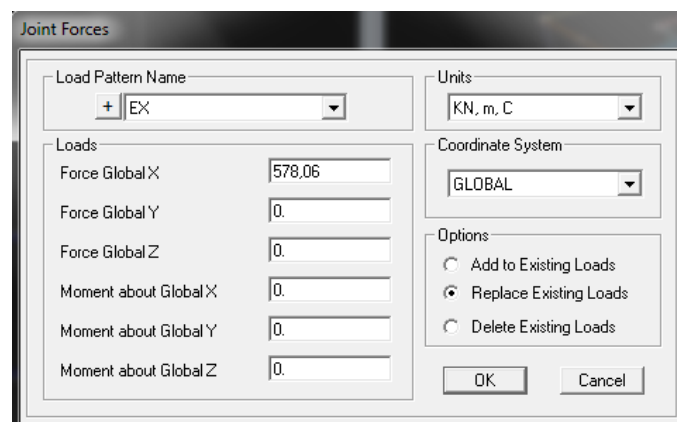
Define → Load Patterns



Εικόνα 6.3 Ορισμός Ανάλυσης EX κατά τη διεύθυνση X

Στη συνέχεια επιλέγουμε το σημείο που αντιστοιχεί στο κέντρο βάρους του ορόφου και ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία:

Assign → Joint Loads → Forces



Εικόνα 6.4 Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης 2^{ου} Ορόφου Κατά Τη Διεύθυνση X

6.2.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ

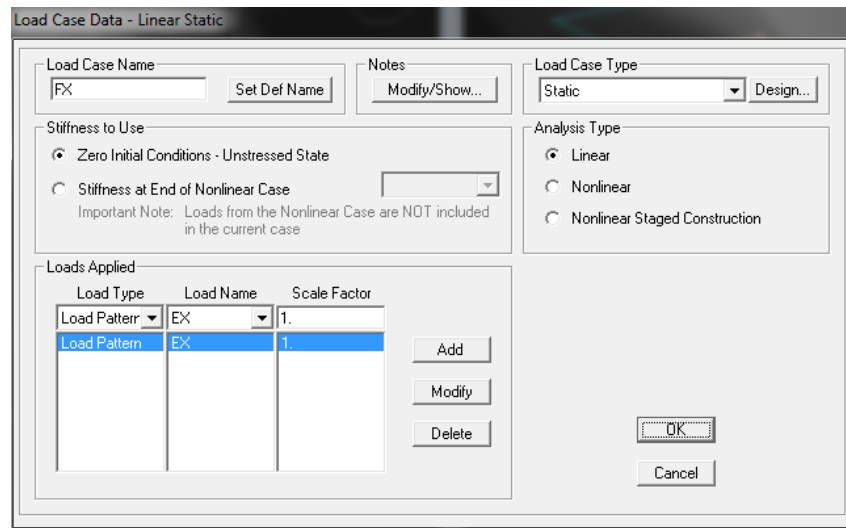
Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (§3.1.1 [5]), επιτρέπεται η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Η επιρροή της συνιστώσας αυτής θεωρείται ότι καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g=1.35$ και $\gamma_q=1.50$ στο συνδυασμό βασικών δράσεων (χωρίς σεισμό), καθώς επίσης και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων μελών.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι 8 συνδυασμοί δράσεων για την εξασφάλιση της χωρικής επαλληλίας (ΕΑΚ 2000 §3.5.3 [4]).

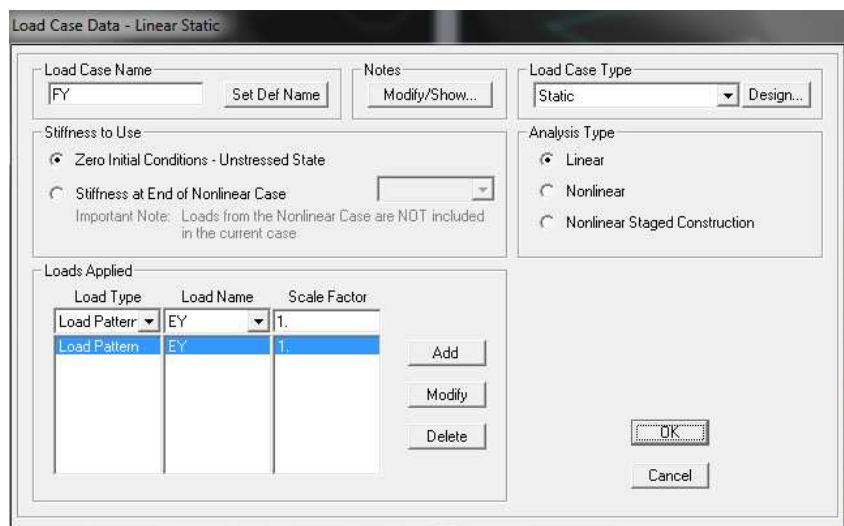
- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (APLO_X_1 – APLO_X_4)
 - G+0.3Q+Fx+0.3Fy
 - G+0.3Q+Fx-0.3Fy
 - G+0.3Q-Fx+0.3Fy
 - G+0.3Q-Fx-0.3Fy
- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ (APLO_Y_1 – APLO_Y_4)
 - G+0.3Q+0.3Fx+Fy
 - G+0.3Q-0.3Fx+Fy
 - G+0.3Q+0.3Fx-Fy
 - G+0.3Q-0.3Fx-Fy

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος ορισμού του συνδυασμού APLO_X_1 στο πρόγραμμα SAP2000.

Define→Load Cases→Add New Load Case

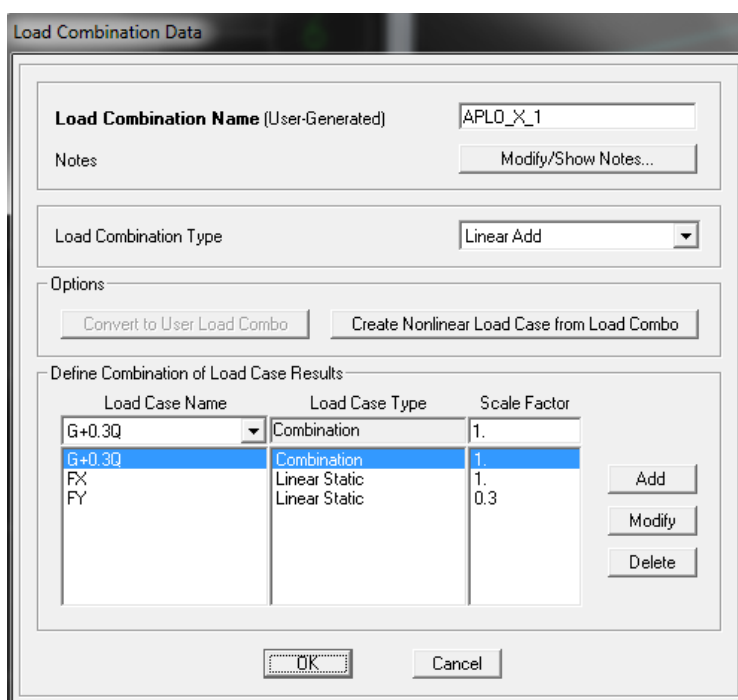


Εικόνα 6.5 Ορισμός Κατάστασης Φόρτισης FX



Εικόνα 6.6 Ορισμός Κατάστασης Φόρτισης FY

Define → Load Combinations → Add New Combo



Εικόνα 6.7 Ορισμός συνδυασμού APLO_X_1

6.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

6.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν (§4.2), η δυναμική φασματική μέθοδος επιβάλλεται από τον κανονισμό (ΕΑΚ 2000, §3.4) και εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις των κατασκευών. Η παρούσα μέθοδος υπολογίζει τις πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης εφαρμόζοντας τετραγωνική επαλληλία.

Ακόμα, η εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί τη θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού.

6.3.2 ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής κατασκευάζεται σύμφωνα με όσα έχουν προαναφερθεί σχετικά με τα φάσματα σχεδιασμού (§1.2) και όσα προβλέπει ο ΕΑΚ2000 (§2.5).

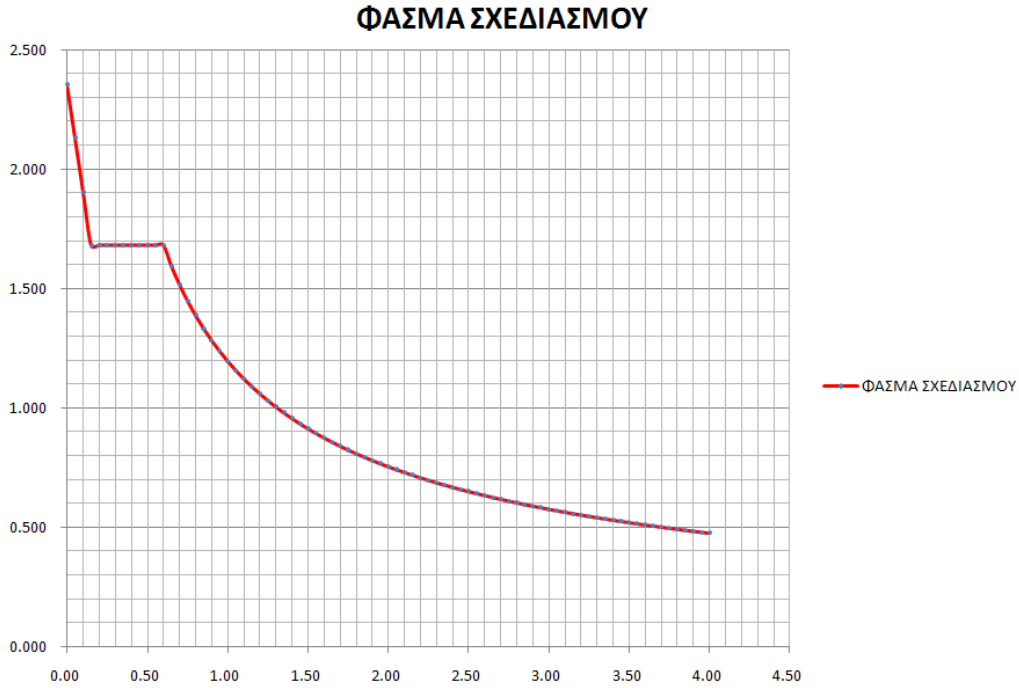
Τα δεδομένα για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού έχουν δοθεί σε προηγούμενη παράγραφο (§6.2.3).

Παρακάτω φαίνεται ο πίνακας με τις υπολογισμένες τιμές του φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τις εξισώσεις (1.12), (1.13), (1.14), καθώς επίσης και η γραφική του παράσταση, τόσο για τα οριζόντια φάσματα x, y όσο και για το κατακόρυφο z . Οι τιμές για το φάσμα κατά την διεύθυνση z προκύπτουν σύμφωνα με την παράγραφο §2.3.2 του ΕΑΚ2000.

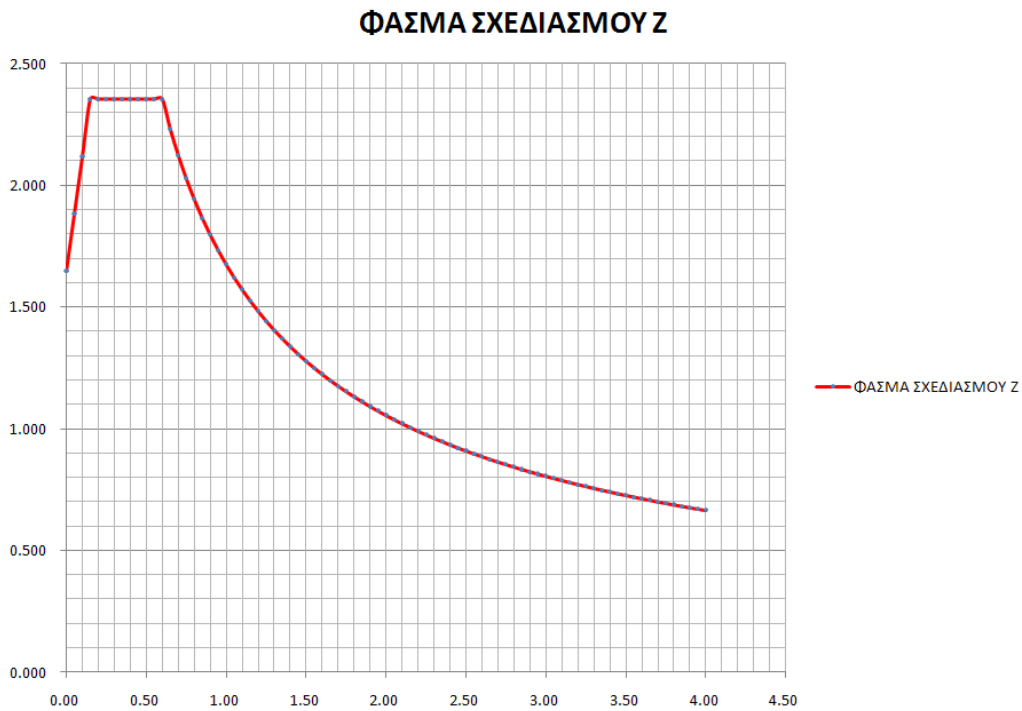
Πίνακας 6.7 Τιμές Φασματικής Επιτάχυνσης Σχεδιασμού Κατά X, Y και Z

T (sec)	$\Phi_{d,x,y}(T)$	$\Phi_{d,z}(T)$
0.00	2.354	1.648
0.10	1.906	2.119
0.20	1.682	2.354
0.30	1.682	2.354
0.40	1.682	2.354
0.50	1.682	2.354
0.60	1.682	2.354
0.70	1.517	2.124
0.80	1.388	1.944
0.90	1.283	1.797
1.00	1.196	1.675

T (sec)	$\Phi_{d,x,y}(T)$	$\Phi_{d,z}(T)$
1.10	1.123	1.572
1.20	1.059	1.483
1.30	1.004	1.406
1.40	0.956	1.338
1.50	0.913	1.278
1.60	0.875	1.224
1.70	0.840	1.176
1.80	0.808	1.132
1.90	0.780	1.092
2.00	0.754	1.055
2.10	0.730	1.021
2.20	0.707	0.990
2.30	0.687	0.961
2.40	0.667	0.934
2.50	0.649	0.909
2.60	0.633	0.886
2.70	0.617	0.864
2.80	0.602	0.843
2.90	0.588	0.824
3.00	0.575	0.805
3.10	0.563	0.788
3.20	0.551	0.771
3.30	0.540	0.756
3.40	0.529	0.741
3.50	0.519	0.727
3.60	0.509	0.713
3.70	0.500	0.700
3.80	0.491	0.688
3.90	0.483	0.676
4.00	0.475	0.665



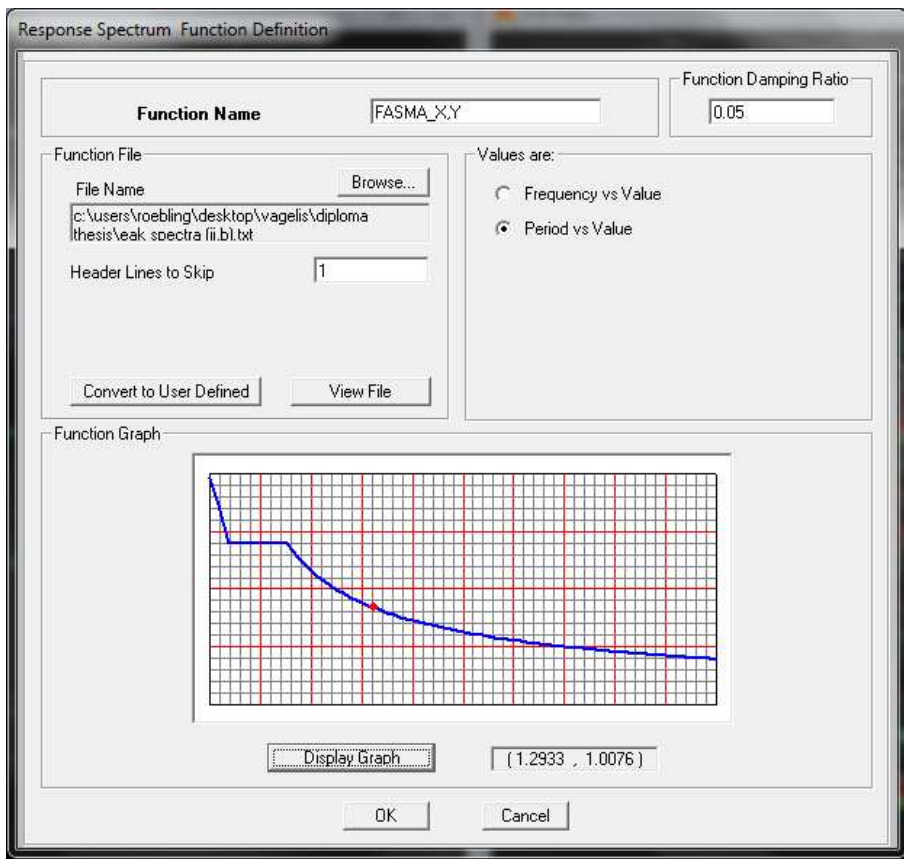
Εικόνα 6.8 Φάσμα Σχεδιασμού Κατά X, Y



Εικόνα 6.9 Φάσμα Σχεδιασμού Κατά Z

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής του φάσματος σχεδιασμού κατά x,y στο πρόγραμμα SAP2000.

Define→Functions→Response Spectrum→Add New Function



Εικόνα 6.10 Ορισμός Φάσματος Σχεδιασμού Κατά X, Y

6.3.3 ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΥΜΑΝΤΙΚΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 (§3.4.2) σε κάθε συνιστώσα του σεισμού θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών έτσι ώστε το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

Ως ταλαντούμενη μάζα του συστήματος θεωρείται η μάζα που βρίσκεται πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με την δρώσες ιδιομορφικές μάζες για κάθε ιδιομορφή.

Πίνακας 6.8 Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.540847	0.43557	0.00211	0.000008567	0.43557	0.00211	0.000008567
MODAL	2	0.453325	0.15294	0.0464	0.00005718	0.58851	0.04851	0.00006575
MODAL	3	0.374173	0.00609	0.49539	0.00001559	0.5946	0.5439	0.00008134
MODAL	4	0.215646	1.58E-08	0.00002398	0.00056	0.5946	0.54392	0.00064

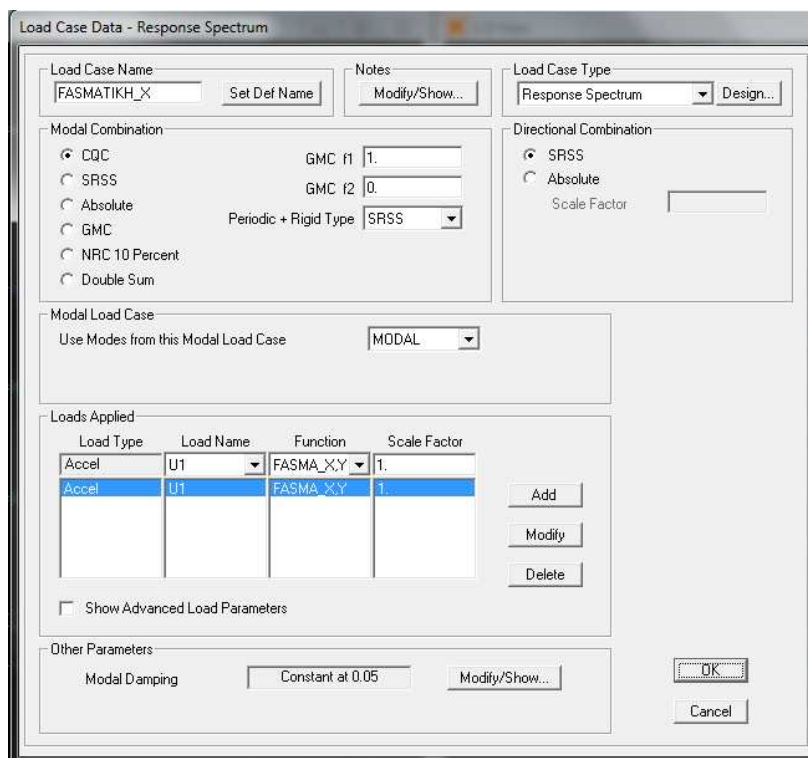
OutputCase Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	5	0.215618	3.021E-08	0.00003034	0.0016	0.5946	0.54395	0.00224
MODAL	6	0.215585	1.651E-08	0.00138	0.000007562	0.5946	0.54534	0.00225
MODAL	7	0.215552	4.149E-16	1.779E-17	5.14E-17	0.5946	0.54534	0.00225
MODAL	8	0.17331	0.000002885	0.000003761	0.08696	0.59461	0.54534	0.08921
MODAL	9	0.166967	8.119E-07	1.113E-07	0.00113	0.59461	0.54534	0.09034
MODAL	10	0.166358	8.002E-07	0.000004143	0.00025	0.59461	0.54535	0.09059
MODAL	11	0.165184	0.00004219	0.00001303	0.00211	0.59465	0.54536	0.0927
MODAL	12	0.150797	0.06236	0.00195	0.00106	0.65701	0.54731	0.09376
MODAL	13	0.139224	0.00028	0.00003289	0.04511	0.65729	0.54734	0.13887
MODAL	14	0.132821	0.0000029	0.00001973	0.00323	0.65729	0.54736	0.1421
MODAL	15	0.131382	0.00187	0.00085	0.00051	0.65915	0.54821	0.14261
MODAL	16	0.1288	0.03264	0.01899	0.00001047	0.69179	0.56721	0.14262
MODAL	17	0.124115	0.00058	0.0005	0.0053	0.69237	0.5677	0.14792
MODAL	18	0.118524	0.01061	0.01799	0.00001759	0.70297	0.58569	0.14794
MODAL	19	0.095627	0.00014	0.07872	0.00187	0.70311	0.66441	0.14981
MODAL	20	0.094379	3.519E-07	0.00044	0.00887	0.70311	0.66485	0.15869

6.3.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ

Για την χωρική επαλληλία υπολογίζουμε τις μέγιστες τιμές των δυναμικών περιπτώσεων φόρτισης FASMATIKH_X, FASMATIKH_Y, FASMATIKH_Z και διαστασιολογούμε με τον δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς.

Οι δυναμικές αναλύσεις για κάθε διεύθυνση του σεισμού ορίζονται ως ακολούθως:

Define → Load Cases → Add New Load Case



Εικόνα 6.11 Ορισμός Φασματικής Ανάλυσης Κατά Χ

Σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν (§6.2.4) η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού μπορεί να αγνοηθεί.

Έτσι οι 8 συνδυασμοί δράσεων για την εξασφάλιση της χωρικής επαλληλίας (ΕΑΚ 2000 §3.4.4 [4]) είναι οι ακόλουθοι:

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (DYNA_X_1 – DYNA_X_4)
 - G+0.3Q+FASMATIKH_X+0.3 FASMATIKH_Y
 - G+0.3Q+ FASMATIKH_X -0.3 FASMATIKH_Y
 - G+0.3Q- FASMATIKH_X +0.3 FASMATIKH_Y
 - G+0.3Q- FASMATIKH_X-0.3 FASMATIKH_Y
- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ (DYNA_Y_1 – DYNA_Y_4)
 - G+0.3Q+0.3 FASMATIKH_X+ FASMATIKH_Y
 - G+0.3Q-0.3 FASMATIKH_X+ FASMATIKH_Y
 - G+0.3Q+0.3 FASMATIKH_X- FASMATIKH_Y
 - G+0.3Q-0.3 FASMATIKH_X- FASMATIKH_Y

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος ορισμού του συνδυασμού DYNA_X_1 στο πρόγραμμα SAP2000.

Define→Load Combinations→Add New Combo

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
FASMATIKH_Y	Response Spectrum	0.3
G+0.3Q	Combination	1.
FASMATIKH_X	Response Spectrum	1.
FASMATIKH_Y	Response Spectrum	0.3

Εικόνα 6.12 Ορισμός Συνδυασμού DYNA_X_1

6.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

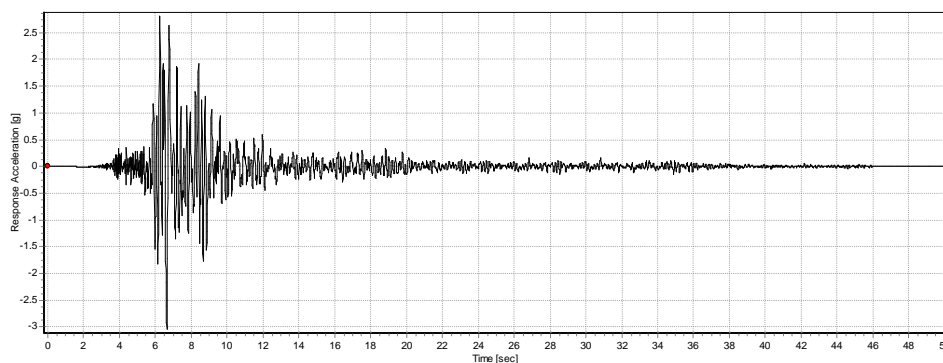
6.4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η μέθοδος της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο (§4.4) ασχολείται με τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής ως συνάρτηση του χρόνου όταν το σύστημα υπόκειται σε μία δοθείσα εδαφική επιτάχυνση, ίδια για όλα τα σημεία στήριξης της κατασκευής. Η μέθοδος έχει τόσο πλεονεκτήματα όσο και μειονεκτήματα, έτσι επιβάλλεται η χρήση τριών έως πέντε φυσικών επιταχυνσιογραφήματων και στατιστική επεξεργασία των τελικών αποτελεσμάτων.

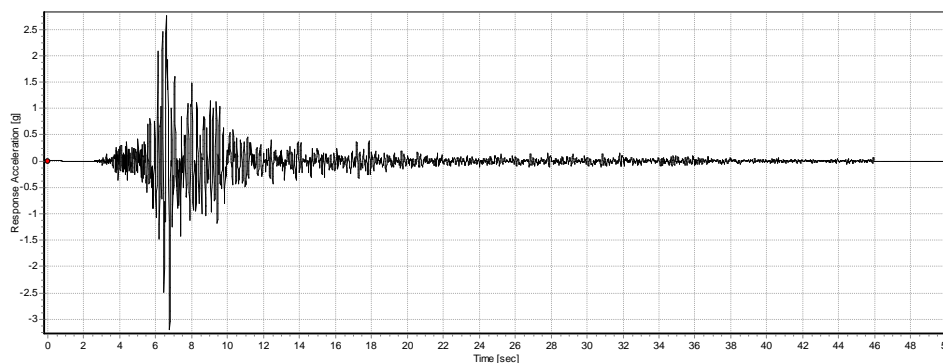
6.4.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΟΣ

Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέχθηκε το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Αθήνας του 1999. Τα δεδομένα για το επιταχυνσιογράφημα προήλθαν από την ηλεκτρονική βάση δεδομένων Peer Strong Motion Database του πανεπιστημίου του Berkeley. Στη συνέχεια προκειμένου να μετατραπεί το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Αθήνας σε φάσμα ιδιοπεριόδου-επιτάχυνσης χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SeismoSignal.

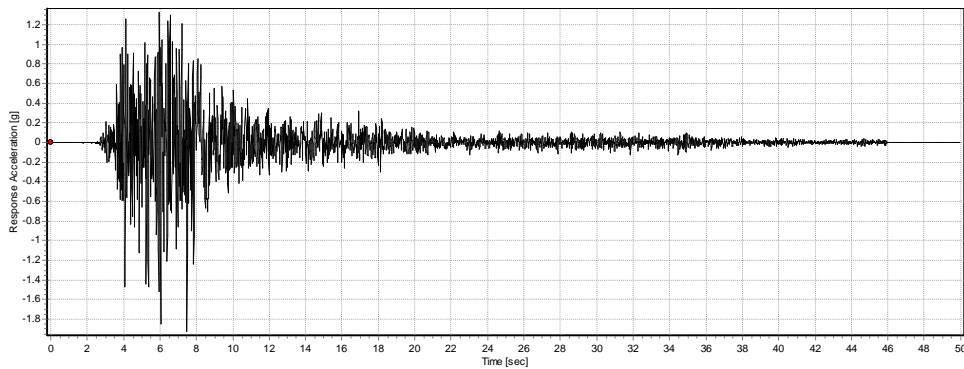
Παρακάτω παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα του σεισμού της Αθήνας κατά τις διευθύνσεις x, y και z αντίστοιχα.



Εικόνα 6.13 Επιταχυνσιογράφημα Του Σεισμού Της Αθήνας 1999 Κατά Τη Διεύθυνση X

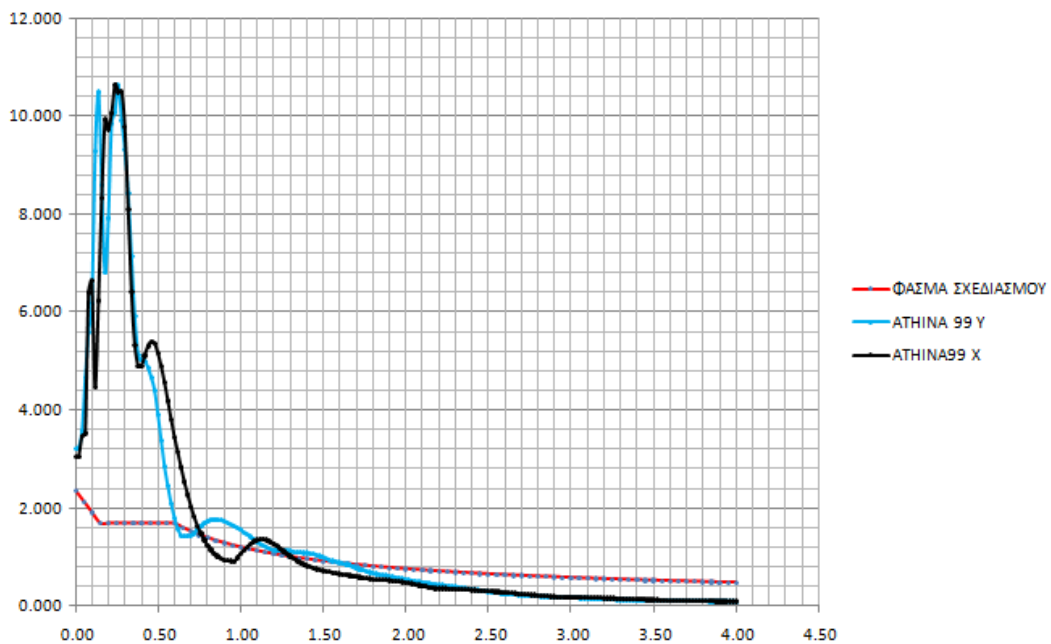


Εικόνα 6.14 Επιταχυνσιογράφημα Του Σεισμού Της Αθήνας 1999 Κατά Τη Διεύθυνση Y

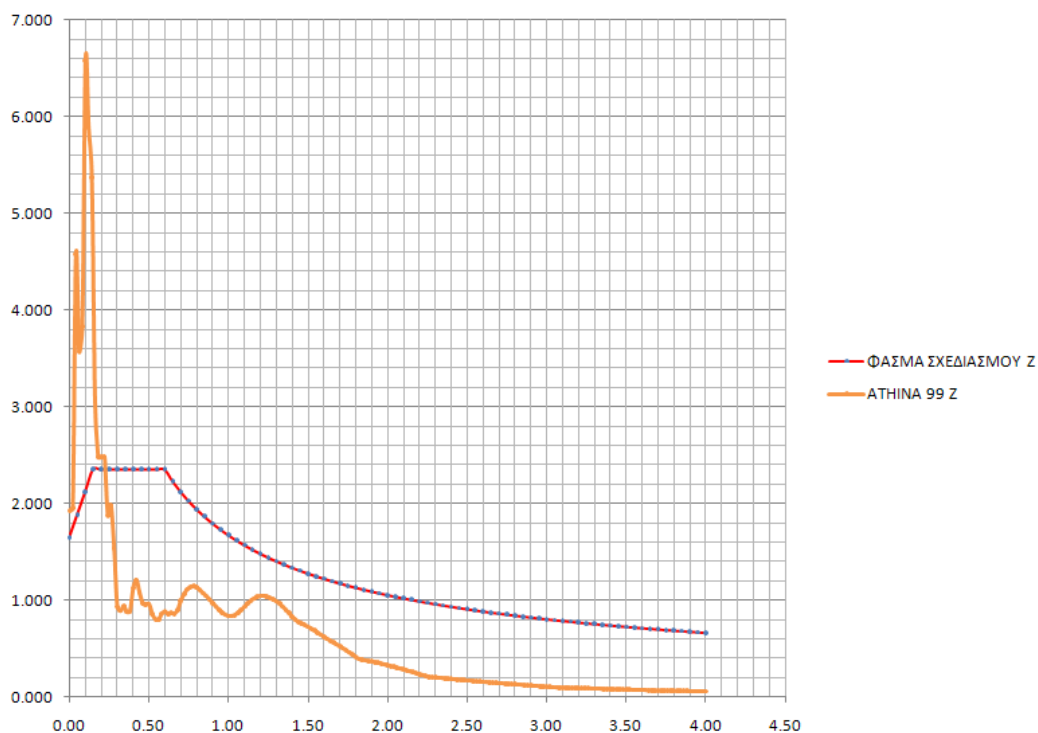


Εικόνα 6.15 Επιταχυνσιογράφημα Του Σεισμού Της Αθήνας 1999 Κατά Τη Διεύθυνση Y

Στη συνέχεια αφού μετατρέψουμε τα επιταχυνσιογραφήματα σε φάσματα ιδιοπεριόδου-επιτάχυνσης, τα συγκρίνουμε με τα φάσματα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν στην δυναμική φασματική μέθοδο (§6.3.2) και τα τροποποιούμε κατάλληλα ώστε να τα προσεγγίζουν όσο το δυνατόν καλύτερα. Παρακάτω φαίνεται σχηματικά αυτή η σύγκριση των φασμάτων.



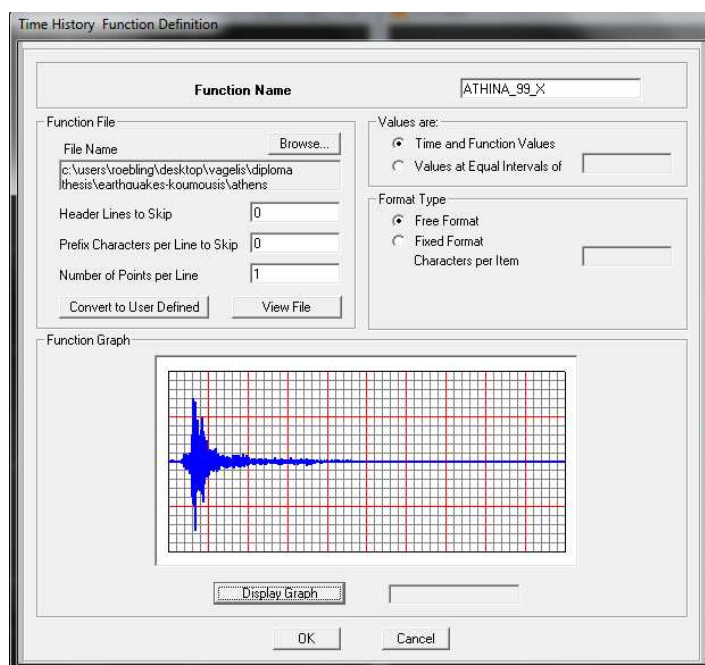
Εικόνα 6.16 Σύγκριση Φασμάτων Σχεδιασμού X, Y Με Τα Φάσματα Του Σεισμού Της Αθήνας



Εικόνα 6.17 Σύγκριση Φάσματος Σχεδιασμού Z Με Το Φάσμα Του Σεισμού Της Αθήνας

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού της Αθήνας, κατά την διεύθυνση X, στο πρόγραμμα SAP2000.

Define → Functions → Time History → Function From File → Add New Function

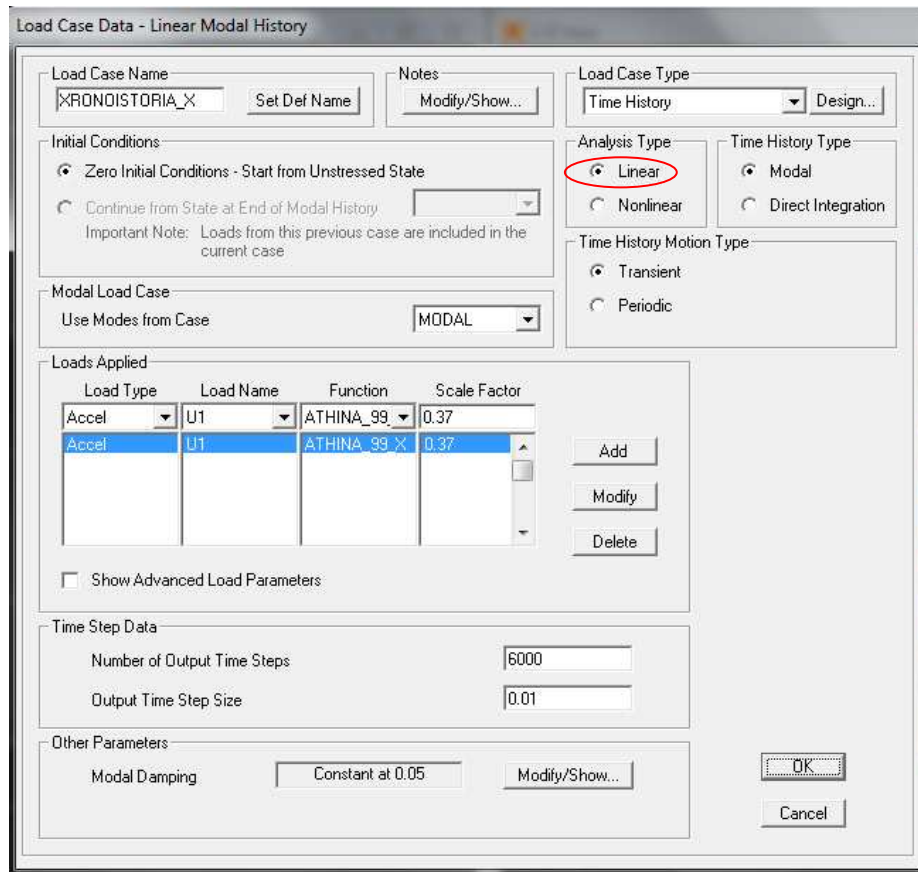


Εικόνα 6.18 Εισαγωγή Επιταχυνσιογραφήματος Κατά X Για Το Σεισμό Της Αθήνας

6.4.3 ΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Προκειμένου να ορίσουμε στο πρόγραμμα SAP2000 την ανάλυση χρονοϊστορίας ακολουθούμε την διαδικασία που παρουσιάζεται παρακάτω για την διεύθυνση X.

Define→Load Cases→Add New Load Case



Εικόνα 6.19 Ορισμός Ανάλυσης Χρονοϊστορίας Κατά X

Στην επιλογή Analysis Type επιλέγουμε linear διότι η ανάλυση χρονοϊστορίας είναι γραμμική. Ο συντελεστής που χρησιμοποιείται για τις επιταχύνσεις προκύπτει με βάση την διαφορά κλίμακας μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού και αυτού που προκύπτει από το πρόγραμμα SeismoSignal, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως (§6.4.2). Έτσι, για την διεύθυνση X, όπου η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος είναι η πρώτη ($T_x=0.540$ sec) παρατηρούμε ότι η διαφορά μεταξύ των τιμών των φασμάτων είναι περίπου 0.37.

6.4.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ

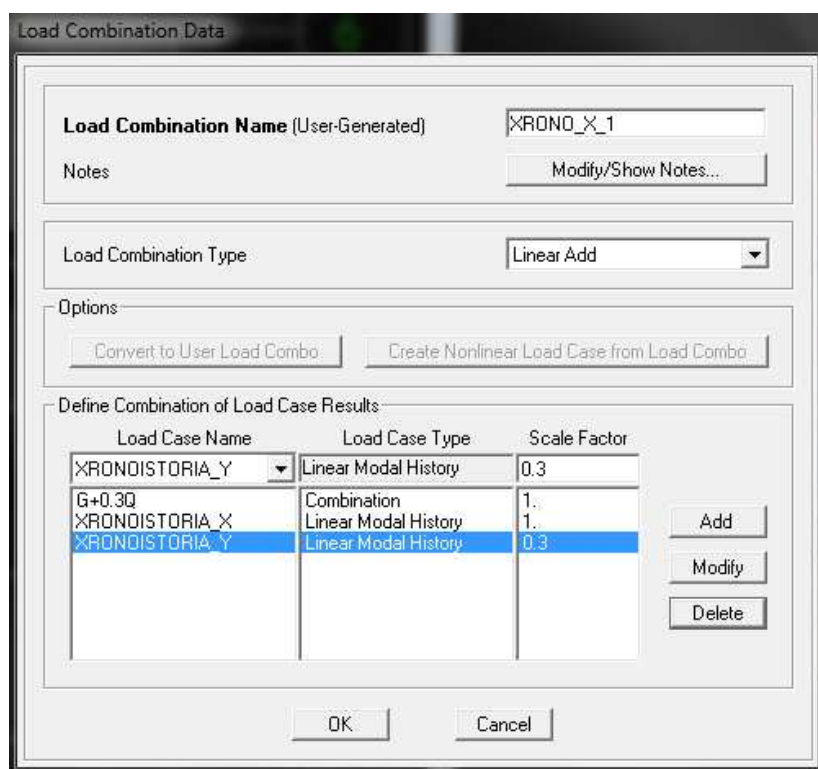
Και στην περίπτωση αυτής της ανάλυσης όπως και στις προηγούμενες (§6.2.4, §6.3.4) δεν λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Έτσι, οι 8 συνδυασμοί δράσεων για χωρική επαλληλία είναι η ακόλουθοι:

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X (ΧΡΟΝΟ_X_1 – ΧΡΟΝΟ_X_4)
- G+0.3Q+ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ_X+0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ_Y
- G+0.3Q+ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ_X -0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ_Y

- G+0.3Q- ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _X +0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _Y
- G+0.3Q- ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _X-0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _Y
 - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y (ΧΡΟΝΟ_Y_1 – ΧΡΟΝΟ_Y_4)
- G+0.3Q+0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _X+ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _Y
- G+0.3Q-0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _X+ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _Y
- G+0.3Q+0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _X- ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _Y
- G+0.3Q-0.3 ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _X- ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ _Y

Ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής του συνδυασμού ΧΡΟΝΟ_X_1 στο πρόγραμμα SAP2000.

Define→Load Combinations→Add New Combo



Εικόνα 6.20 Ορισμός Συνδυασμού ΧΡΟΝΟ_X_1

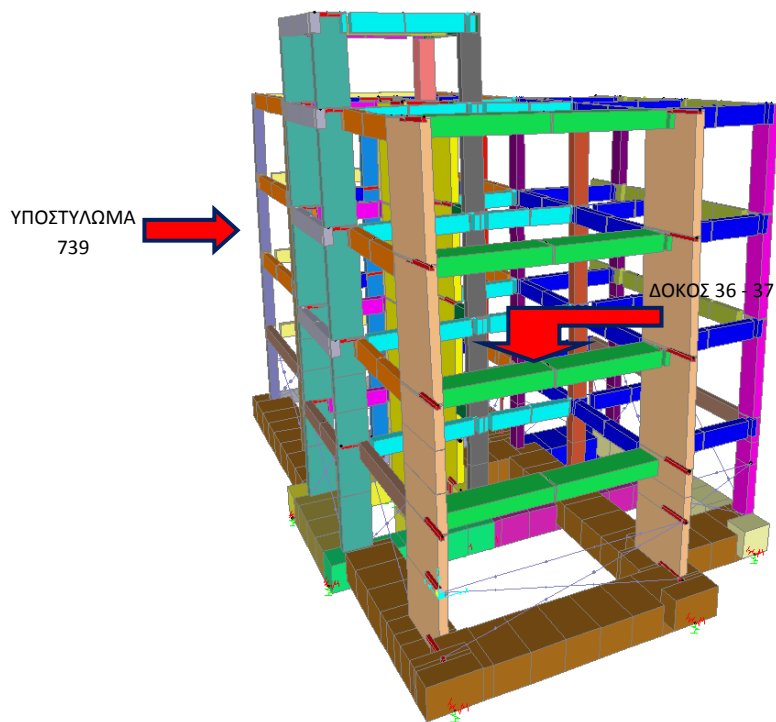
6.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΩΝ ΚΑΙ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Προκειμένου να γίνει η σύγκριση των παραμορφωσιακών και των εντατικών μεγεθών τα οποία προέκυψαν από τις διάφορες ελαστικές αναλύσεις επιλέχτηκαν μια δοκός, ένα υποστύλωμα και ένα τοίχιο στον πρώτο όροφο του κτιρίου. Τα στοιχεία αυτά καθώς και οι κόμβοι από τους οποίους αποτελούνται είναι τα ακόλουθα:

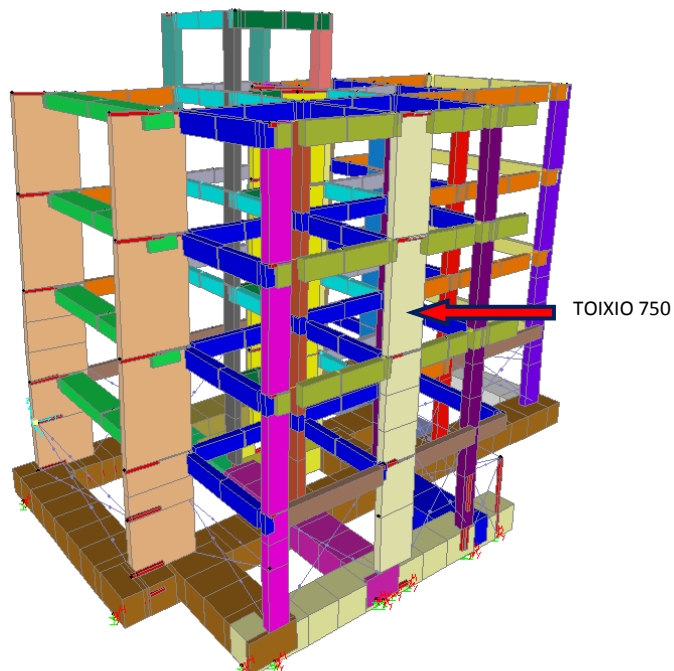
- ΔΟΚΟΣ: 36 – 37
ΚΟΜΒΟΙ: 38, 39, 40
- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ: 739
ΚΟΜΒΟΙ: 24, 543
- ΤΟΙΧΙΟ: 750

ΚΟΜΒΟΙ: 93, 554

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται και η θέση αυτών των στοιχείων στο κτίριο:



Εικόνα 6.21 Θέσεις της Δοκού και του Υποστυλώματος για τα Οποία Γίνεται Σύγκριση



Εικόνα 6.22 Θέση του Τοιχίου για το Οποίο Γίνεται Σύγκριση

Στη συνέχεια παρατίθεται ο πίνακας με τα παραμορφωσιακά μεγέθη των κόμβων κάθε ενός μέλους.

Πίνακας 6.9 Παραμορφωσιακά Μεγέθη Κόμβων Συγκρινόμενων Μελών

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
24	FX		0.005702	-0.000748	0.000623
24	FY		0.000583	0.003573	-0.000613
24	FASMATIKH_X	Max	0.004756	0.002503	0.000557
24	FASMATIKH_Y	Max	0.002698	0.002397	0.000553
24	XRONOISTORIA_X	Max	0.00536	0.002819	0.000499
24	XRONOISTORIA_Y	Max	0.002802	0.002741	0.000535
38	FX		0.00839	-0.000756	0.00023
38	FY		-0.000282	0.003576	0.000346
38	FASMATIKH_X	Max	0.008234	0.002525	0.000206
38	FASMATIKH_Y	Max	0.000932	0.002395	0.000273
38	XRONOISTORIA_X	Max	0.007266	0.002843	0.000231
38	XRONOISTORIA_Y	Max	0.000942	0.002739	0.000313
39	FX		0.00839	0.000423	0.000025
39	FY		-0.000282	0.003196	0.000135
39	FASMATIKH_X	Max	0.008234	0.000882	0.000039
39	FASMATIKH_Y	Max	0.000932	0.003101	0.000143
39	XRONOISTORIA_X	Max	0.007266	0.001089	0.000047
39	XRONOISTORIA_Y	Max	0.000942	0.003163	0.00015
40	FX		0.00839	-0.000166	0.000053
40	FY		-0.000282	0.003386	0.000222
40	FASMATIKH_X	Max	0.008234	0.000964	0.00012
40	FASMATIKH_Y	Max	0.000932	0.002668	0.000213
40	XRONOISTORIA_X	Max	0.007266	0.001161	0.000132
40	XRONOISTORIA_Y	Max	0.000942	0.002927	0.000246
93	FX		0.007609	0.001098	-0.000475

Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
93	FY		-0.000031	0.002979	0.000061
93	FASMATIKH_X	Max	0.006583	0.002664	0.000385
93	FASMATIKH_Y	Max	0.000599	0.003718	0.000111
93	XRONOISTORIA_X	Max	0.005964	0.003113	0.000437
93	XRONOISTORIA_Y	Max	0.000577	0.003721	0.000102
543	FX		0.008798	-0.001464	0.000652
543	FY		0.001603	0.007015	-0.000643
543	FASMATIKH_X	Max	0.008091	0.00509	0.000581
543	FASMATIKH_Y	Max	0.004805	0.004682	0.000586
543	XRONOISTORIA_X	Max	0.009133	0.005793	0.000525
543	XRONOISTORIA_Y	Max	0.004978	0.005349	0.000565
554	FX		0.012622	0.002238	-0.000488
554	FY		-0.000256	0.005215	0.000068
554	FASMATIKH_X	Max	0.011061	0.005236	0.000395
554	FASMATIKH_Y	Max	0.000863	0.006744	0.00012
554	XRONOISTORIA_X	Max	0.010393	0.005951	0.00045
554	XRONOISTORIA_Y	Max	0.000732	0.006753	0.000109

Ενδεικτικά για τον κόμβο 93 (Joint 93) οι μετατοπίσεις κατά την διεύθυνση X για τις τρεις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.10 Μετατοπίσεις Κατά την Διεύθυνση X του Κόμβου 93 για Κάθε Μέθοδο Ανάλυσης

93	FX	0.007609
93	FASMATIKH_X	0.006583
93	XRONOISTORIA_X	0.005964

Αντίστοιχα ο πίνακας με τα εντατικά μεγέθη των μελών, όπου για τη μεν δοκό οι τιμές αναφέρονται στα άκρα της (παρειές) και σε δύο σημεία γύρω από το κέντρο, για δε το υποστύλωμα και το τοιχίο μόνο στα άκρα, δίνεται παρακάτω:

Πίνακας 6.11 Εντατικά Μεγέθη Συγκρινόμενων Μελών

TABLE: Element Forces - Frames

Frame Text	Station m	OutputCase Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	M2 KN-m	M3 KN-m
36	0.125	FX		120.583	16.351	5.767	9.8756	32.6879
36	1.59793	FX		120.583	16.351	5.767	1.3816	8.6041
36	2.07707	FX		120.583	16.351	5.767	-1.3816	0.7697
36	3.55	FX		120.583	16.351	5.767	-9.8756	-23.3141
36	0.125	FY		-8.062	-2.609	-3.099	-5.3067	-4.7813
36	1.59793	FY		-8.062	-2.609	-3.099	-0.7424	-0.9384
36	2.07707	FY		-8.062	-2.609	-3.099	0.7424	0.3117
36	3.55	FY		-8.062	-2.609	-3.099	5.3067	4.1545
36	0.125	FASMATIKH_X	Max	145.766	17.621	20.785	26.7227	32.1717
36	1.59793	FASMATIKH_X	Max	131.764	17.533	15.51	3.7146	9.3339
36	2.07707	FASMATIKH_X	Max	131.764	17.533	15.51	3.7169	1.0033
36	3.55	FASMATIKH_X	Max	118.813	17.529	14.066	26.5027	21.9698
36	0.125	FASMATIKH_Y	Max	25.025	3.227	12.409	11.1048	4.9268
36	1.59793	FASMATIKH_Y	Max	22.752	2.734	6.522	1.5636	1.4594
36	3.55	FASMATIKH_Y	Max	20.894	2.321	15.766	11.3173	3.5929
36	0.125	XRONOISTORIA_X	Max	137.023	15.859	23.812	29.1647	30.2831
36	1.59793	XRONOISTORIA_X	Max	123.575	15.588	16.907	4.0491	8.5338
36	2.07707	XRONOISTORIA_X	Max	123.575	15.588	16.907	4.0049	1.1435
36	3.55	XRONOISTORIA_X	Max	115.812	15.927	15.583	28.529	20.434
36	0.125	XRONOISTORIA_Y	Max	24.755	3.139	11.746	11.5117	5.0488
36	1.59793	XRONOISTORIA_Y	Max	22.534	2.763	6.695	1.604	1.457
36	2.07707	XRONOISTORIA_Y	Max	22.534	2.763	6.695	1.6854	0.5298
36	3.55	XRONOISTORIA_Y	Max	20.773	2.101	15.387	12.4268	3.838
37	0	FX		-96.022	16.351	5.524	9.805	25.4221
37	1.47293	FX		-96.022	16.351	5.524	1.6686	1.3383
37	1.95207	FX		-96.022	16.351	5.524	-0.9781	-6.4961
37	3.425	FX		-96.022	16.351	5.524	-9.1145	-30.5799
37	0	FY		26.558	-2.609	-2.968	-5.2687	-3.635
37	1.47293	FY		26.558	-2.609	-2.968	-0.8966	0.2078

Frame Text	Station m	OutputCase Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	M2 KN-m	M3 KN-m
37	1.95207	FY		26.558	-2.609	-2.968	0.5256	1.4579
37	3.425	FY		26.558	-2.609	-2.968	4.8977	5.3007
37	0	FASMATIKH_X	Max	87.14	17.53	16.733	26.5364	24.391
37	1.47293	FASMATIKH_X	Max	100.19	17.566	14.915	4.5098	1.476
37	1.95207	FASMATIKH_X	Max	100.19	17.566	14.915	2.6366	6.995
37	3.425	FASMATIKH_X	Max	115	17.443	16.414	24.6513	29.7856
37	0	FASMATIKH_Y	Max	13.398	2.319	12.443	10.7141	4.1904
37	1.47293	FASMATIKH_Y	Max	13.239	2.593	6.082	1.8569	0.614
37	1.95207	FASMATIKH_Y	Max	13.239	2.593	6.082	1.059	0.8627
37	3.425	FASMATIKH_Y	Max	14.126	2.453	17.432	10.2062	4.4885
37	0	XRONOISTORIA_X	Max	81.142	15.935	18.235	28.8881	23.8379
37	1.47293	XRONOISTORIA_X	Max	94.842	16.378	16.239	4.9162	1.5961
37	1.95207	XRONOISTORIA_X	Max	94.842	16.378	16.239	2.8494	6.5736
37	3.425	XRONOISTORIA_X	Max	109.791	16.273	19.255	26.5868	27.1419
37	0	XRONOISTORIA_Y	Max	16.041	2.101	11.366	11.2035	3.8357
37	1.47293	XRONOISTORIA_Y	Max	14.133	2.416	6.334	1.9296	0.5855
37	1.95207	XRONOISTORIA_Y	Max	14.133	2.416	6.334	1.108	0.795
37	3.425	XRONOISTORIA_Y	Max	14.572	2.202	16.872	10.8653	3.909
739	0	FX		33.35	16.54	-9.267	-14.2516	24.7674
739	3.1	FX		33.35	16.54	-9.267	14.4776	-26.5058
739	0	FY		-34.536	3.055	22.665	35.7622	5.6841
739	3.1	FY		-34.536	3.055	22.665	-34.4983	-3.785
739	0	FASMATIKH_X	Max	28.972	20.731	17.693	26.9643	30.7967
739	3.1	FASMATIKH_X	Max	28.817	18.599	16.637	26.7964	31.1635
739	0	FASMATIKH_Y	Max	37.687	14.228	16.257	24.8755	20.5204
739	3.1	FASMATIKH_Y	Max	37.356	12.614	14.544	23.7108	21.8006
739	0	XRONOISTORIA_X	Max	30.566	22.305	18.749	28.5691	32.7523
739	3.1	XRONOISTORIA_X	Max	30.514	19.82	17.385	28.9623	35.2232
739	0	XRONOISTORIA_Y	Max	34.543	14.358	18.603	28.7839	20.6012

Frame Text	Station m	OutputCase Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	M2 KN-m	M3 KN-m
739	3.1	XRONOISTORIA_Y	Max	34.41	12.717	16.866	26.0867	22.9313
750	0	FX		-36.264	75.47	-14.476	-21.0713	111.9103
750	3.1	FX		-36.264	75.47	-14.476	23.8038	-122.0478
750	0	FY		18.087	121.676	0.433	0.948	173.7356
750	3.1	FY		18.087	121.676	0.433	-0.3948	-203.4592
750	0	FASMATIKH_X	Max	29.329	165.987	15.721	20.0895	241.4719
750	3.1	FASMATIKH_X	Max	29.073	163.375	10.208	22.1255	271.4548
750	0	FASMATIKH_Y	Max	25.134	176.434	1.287	1.7468	251.2955
750	3.1	FASMATIKH_Y	Max	25.017	169.707	1.104	2.0327	288.8109
750	0	XRONOISTORIA_X	Max	35.656	179.111	15.813	19.8654	254.6225
750	3.1	XRONOISTORIA_X	Max	35.364	175.537	9.86	21.0396	278.9638
750	0	XRONOISTORIA_Y	Max	22.977	176.805	1.103	1.8116	250.8622
750	3.1	XRONOISTORIA_Y	Max	22.858	169.851	1.182	2.1521	262.305

Ενδεικτικά για το υποστύλωμα 739 συγκρίνεται η ροπή κάμψης M3 στη βάση του για τις τρεις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης και παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.12 Ροπή Κάμψης Στη Βάση του Υποστυλώματος 739 για Κάθε Μέθοδο Ανάλυσης

739	FX	24.7674
739	FASMATIKH_X	30.7967
739	XRONOISTORIA_X	32.7523

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι κυριότερες ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης είναι η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover) και η Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας). Αυτές οι μέθοδοι συμπεριλαμβάνονται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς και στο FEMA 356. Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων, καθώς επίσης και μια συνοπτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων που αυτές δίνουν.

7.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

7.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

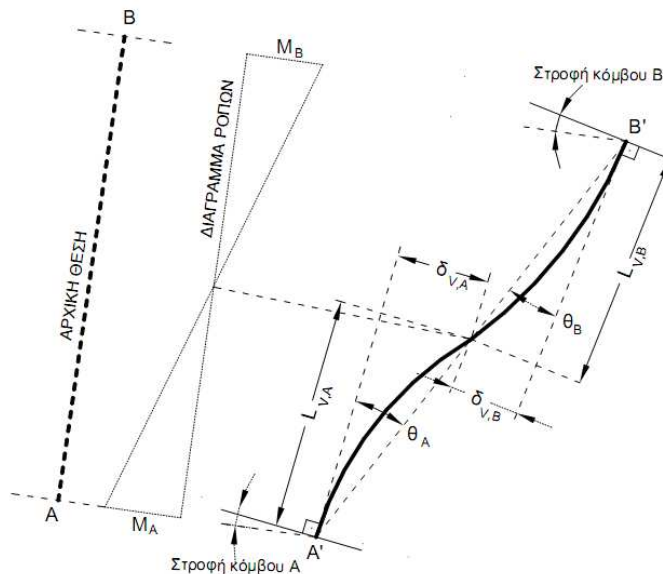
Η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου Pushover περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο (§4.5). Βασικό χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι ότι χρησιμοποιεί ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης, για αυτό τον λόγο συγκαταλέγεται στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης. Η ακρίβεια της μεθόδου δεν είναι δεδομένη, αλλά μπορεί να παράσχει στον μελετητή μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των κρίσιμων διατομών της κατασκευής.

7.2.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

Ο κυριότερος στόχος σε μία κατασκευή είναι ο προσδιορισμός των τρόπων αλλά και των θέσεων εμφάνισης ανελαστικών παραμορφώσεων. Μέσω των θέσεων αυτών που καλούνται πλαστικές αρθρώσεις και που σχηματίζονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα γίνεται η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας από την κατασκευή. Προκειμένου επομένως να εφαρμοστεί η μέθοδος Pushover απαιτείται ο ορισμός των θέσεων εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Αυτές οι θέσεις είναι τα άκρα των δοκών, των στύλων και των τοιχιών από τα οποία αποτελείται η κατασκευή.

Οι νόμοι οι οποίοι διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων $F - \delta$, όπου τα μεγέθη F μπορεί να είναι, είτε δυνάμεις, είτε ροπές, ενώ τα δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές. Ειδικότερα στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου συνυπάρχουν ταυτόχρονα καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις και η εξόλκευση των ράβδων του οπλισμού επηρεάζει τις ακραίες στροφές, καταλληλότερη είναι η χρήση διαγραμμάτων $M - \theta$, όπου θ είναι η γωνία στροφής χορδής στα άκρα του στοιχείου, δηλαδή, η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο υπό διαρροή άκρο και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του μήκους διάτμησης (Εικόνα 7.1). Σαν άκρο του μήκους διάτμησης λαμβάνεται το σημείο

μηδενισμού των ροπών, δηλαδή, για μία αμφίπακτη δοκό το μήκος διάτμησης είναι ίσο με το μισό του ανοίγματος της δοκού.



Εικόνα 7.1 Ορισμός Γωνίας θ

Όπως έχει προαναφερθεί (§2.2) τα διαγράμματα αυτά $F - \delta$ έχουν μια ιδεατή μορφή η οποία βασίζεται στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση και είναι της μορφής του παρακάτω σχήματος.



Εικόνα 7.2 Ιδεατή Καμπύλη $F - \delta$ Δομικών Στοιχείων

Στο μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 δίνονται οι σχέσεις από τις οποίες υπολογίζονται οι στροφές χορδής για τις στάθμες επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (Near Collapse) και Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation).

Έτσι οι σχέσεις από τις οποίες προκύπτει η στροφή χορδής για την διαρροή ενός μέλους είναι οι ακόλουθες:

- Δοκοί και Υποστυλώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (6.3)$$

- Τοιχία:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0.002 \cdot \left(1 - 0.125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (6.4)$$

,όπου:

φ_y η καμπυλότητα διαρροής

L_v το μήκος διάτμησης, $L_v = M/V$. Στην περίπτωση μας επειδή πρόκειται για αμφίπακτα μέλη λαμβάνεται ίσο με το μισό μήκος του στοιχείου.

a_v 1 αν η αστοχία σε διάτμηση προηγείται της αστοχίας σε κάμψη και 0 σε αντίθετη περίπτωση.

z ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων $\sim 0,9d$.

d_b η μέση διάμετρος του διαμήκους σπλισμού.

h το ύψος της διατομής.

f_y, f_c είναι η τάση διαρροής του χάλυβα και η αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος αντίστοιχα.

Επιπρόσθετα, οι σχέσεις από τις οποίες προκύπτει η οριακή στροφή χορδής για ένα μέλος δίνονται παρακάτω:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (6.5)$$

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0.2 \cdot h + 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (6.6)$$

γ_{el} συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1

θ_y η στροφή χορδής στην διαρροή όπως ορίζεται από την εξίσωση 7.1 και 7.2

φ_u η οριακή καμπυλότητα της διατομής.

- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΤΟΙΧΙΑ:

Οι αξονικές δυνάμεις, που χρησιμοποιούνται για τον εισαγωγή των αρθρώσεων στο πρόγραμμα SAP2000, λαμβάνονται για τον συνδυασμό 1.35G+1.50Q υπέρ της ασφαλείας

και όχι για τον συνδυασμό G+0.3Q όπως θα αναμενόταν. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τις τιμές των αξονικών δυνάμεων για κάθε μέλος της κατασκευής (Πίνακας 7.1).

Πίνακας 7.1 Τιμές Αξονικών Δυνάμεων Μελών

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame Text	Station m	OutputCase Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
1	0	1.35G+1.50Q	-370.662	-1.741	-8.031	-0.0592	-11.9685	-0.4154
2	0	1.35G+1.50Q	-679.856	-20.689	7.249	-0.0337	9.1756	-28.4604
3	0	1.35G+1.50Q	-564.849	-10.203	-0.421	-0.045	0.0737	-12.2046
4	0	1.35G+1.50Q	-460.16	0.862	5.852	-0.0619	10.0694	1.5293
5	0	1.35G+1.50Q	-685.742	2.002	28.935	-0.0619	48.1794	3.4114
6	0	1.35G+1.50Q	-1373.851	10.475	24.251	-0.015	36.0032	148.5678
7	0	1.35G+1.50Q	-1635.15	-69.107	-21.464	-0.015	-32.303	-70.4099
8	0	1.35G+1.50Q	-753.085	3.295	-8.937	-0.045	-14.4188	5.3071
9	0	1.35G+1.50Q	-745.522	6.336	-0.752	-0.045	-2.5154	8.1122
10	0	1.35G+1.50Q	-662.126	-2.777	-8.994	-0.0368	-15.6809	-2.3401
11	0	1.35G+1.50Q	-765.895	18.919	-14.67	-0.0879	-21.2177	31.2803
12	0	1.35G+1.50Q	-586.796	24.286	-4.764	-0.0087	-6.9648	42.7532
13	0	1.35G+1.50Q	-525.766	2.398	-7.618	-0.045	-10.1555	4.8455
14	0	1.35G+1.50Q	-435.606	4.31	0.205	-0.0368	-0.6771	6.0034
15	0	1.35G+1.50Q	-828.168	0.711	-4.272	-0.0104	-20.8176	1.6632
69	0	1.35G+1.50Q	-287.491	-7.296	-0.421	-0.0138	-1.0107	27.0875
70	0	1.35G+1.50Q	-602.499	10.162	-0.243	-0.0138	-0.8417	39.7295
71	0	1.35G+1.50Q	-622.999	0.118	0.657	-0.0142	-32.1576	0.7579
238	0	1.35G+1.50Q	-207.545	5.764	-0.491	-0.0691	-0.8189	39.5199
239	0	1.35G+1.50Q	-418.046	39.277	0.19	-0.0691	0.0807	79.3544
240	0	1.35G+1.50Q	-442.962	1.001	17.709	-0.0712	11.3872	1.9752
241	0	1.35G+1.50Q	-106.266	2.652	-0.412	-0.0816	-0.8438	15.0604
242	0	1.35G+1.50Q	-243.963	64.62	0.128	-0.0816	0.2236	96.063
243	0	1.35G+1.50Q	-230.821	1.304	37.359	-0.0841	42.3579	2.181
268	0	1.35G+1.50Q	-69.533	-3.527	9.98	0.2234	25.2446	-4.3903

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
269	0	1.35G+1.50Q	-65.235	2.048	-5.973	0.133	-3.3325	5.264
270	0	1.35G+1.50Q	-68.983	0.19	-2.476	0.2234	-2.9169	-3.2889
271	0	1.35G+1.50Q	-81.813	1.289	-1.531	0.1953	5.7991	-9.6483
739	0	1.35G+1.50Q	-452.228	-23.5	12.424	-0.1691	20.0417	-37.0051
740	0	1.35G+1.50Q	-371.563	-11.619	-3.1	-0.2259	-4.8872	-17.0868
741	0	1.35G+1.50Q	-320.824	2.242	-2.732	-0.3109	-5.6288	4.0016
742	0	1.35G+1.50Q	-480.626	3.298	23.717	-0.3109	36.1879	5.5664
743	0	1.35G+1.50Q	-913.911	-33.9	24.546	-0.0754	40.1741	-20.139
744	0	1.35G+1.50Q	-1090.427	-70.623	-19.526	-0.0754	-31.5494	-92.9089
745	0	1.35G+1.50Q	-495.862	3.496	-8.001	-0.2259	-12.4853	5.6629
746	0	1.35G+1.50Q	-488.716	11.548	1.248	-0.2259	1.7704	18.2881
747	0	1.35G+1.50Q	-439.212	-1.953	-6.324	-0.185	-10.0041	-3.2068
748	0	1.35G+1.50Q	-512.822	20.227	-17.497	-0.4415	-29.2928	35.0388
749	0	1.35G+1.50Q	-245.524	-4.702	-7.872	-0.2972	-12.3494	-7.317
750	0	1.35G+1.50Q	-399.662	15.128	-5.225	-0.0437	-8.3675	26.8773
751	0	1.35G+1.50Q	-346.63	-0.092	-10.642	-0.2259	-16.9658	0.436
752	0	1.35G+1.50Q	-299.209	7.626	1.933	-0.185	2.8252	11.4107
753	0	1.35G+1.50Q	-560.234	0.859	-11.433	-0.0522	-25.346	1.7727
755	0	1.35G+1.50Q	-223.812	-27.829	13.824	-0.1996	20.5486	-39.798
756	0	1.35G+1.50Q	-188.28	-13.254	-4.277	-0.2666	-6.1831	-18.915
757	0	1.35G+1.50Q	-190.138	3.752	-7.697	-0.367	-9.8364	5.1197
758	0	1.35G+1.50Q	-275.219	5.69	27.821	-0.367	39.7694	7.7303
759	0	1.35G+1.50Q	-456.022	-51.26	36.717	-0.089	48.4434	-41.5518
760	0	1.35G+1.50Q	-545.703	-111.144	-29.954	-0.089	-39.6628	-113.7349
761	0	1.35G+1.50Q	-249.757	4.481	-9.868	-0.2666	-14.4425	6.5904
762	0	1.35G+1.50Q	-244.124	14.958	1.382	-0.2666	2.0468	22.0562
763	0	1.35G+1.50Q	-217.43	0.836	-6.608	-0.2184	-10.0718	1.5382
764	0	1.35G+1.50Q	-256.339	33.88	-26.34	-0.5212	-34.5846	45.1493
765	0	1.35G+1.50Q	-120.948	-3.435	-11.262	-0.3508	-15.5197	-4.5121

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
766	0	1.35G+1.50Q	-202.347	23.552	-8.165	-0.0516	-10.9482	34.1875
767	0	1.35G+1.50Q	-169.661	-1.694	-13.695	-0.2666	-19.3168	-1.4426
768	0	1.35G+1.50Q	-182.876	9.91	3.176	-0.2184	3.9988	14.9167
769	0	1.35G+1.50Q	-282.077	1.33	-16.135	-0.0616	-22.9959	1.9303

Οι τιμές για τις στροφές χορδής που υπολογίστηκαν από τις παραπάνω σχέσεις παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες αρχικά για τα υποστυλώματα και ακολούθως για τα τοιχία.

Πίνακας 7.2 Τιμές Στροφών Χορδής Υποστυλωμάτων

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ													
ΣΤΥΛΟΣ	ϕ_y	ϕ_u	z	h (0°)	d_b	f_c	f_y	γ_{el}	L	L_s	L_{pl}	θ_y	θ_u
1	0.008875	0.1060	0	0.35	0.016	20	400	1.00	2.60	1.30	0.271	0.007	0.031
2	0.003564	0.0555	0	0.80	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.371	0.005	0.021
3	0.005857	0.0735	0	0.50	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.311	0.006	0.024
5	0.004972	0.0603	0	0.60	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.331	0.005	0.021
6	0.013400	0.1009	0	0.25	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.261	0.010	0.031
7	0.007428	0.0304	0	0.50	0.014	20	400	1.00	1.90	0.95	0.269	0.006	0.011
8	0.005857	0.0735	0	0.50	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.311	0.006	0.024
9	0.005857	0.0735	0	0.50	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.311	0.006	0.024
10	0.013400	0.1009	0	0.25	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.261	0.010	0.031
11	0.013800	0.0883	0	0.25	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.261	0.010	0.028
12	0.010300	0.1304	0	0.30	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.271	0.008	0.037
16	0.004965	0.0764	0	0.60	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.331	0.005	0.026

Πίνακας 7.3 Τιμές Στροφών Χορδής Υποστυλωμάτων

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ														
ΣΤΥΛΟΣ	z	h (0°)	d_b	f_c	f_y	γ_{el}	L	L_s	ϕ_y	ϕ_u	h (90°)	L_{pl}	θ_y	θ_u
1	0	0.35	0.016	20	400	1.00	2.60	1.30						
2	0	0.80	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.010500	0.0981	0.30	0.271	0.008	0.030
3	0	0.50	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.010300	0.1304	0.30	0.271	0.008	0.037
5	0	0.60	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.012900	0.1370	0.25	0.261	0.010	0.039
6	0	0.25	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.003201	0.0340	0.90	0.391	0.005	0.015
7	0	0.50	0.014	20	400	1.00	1.90	0.95	0.010500	0.0174	0.50	0.281	0.007	0.009

ΣΤΥΛΟΣ	z	h (0°)	d _b	f _c	f _y	γ _{el}	L	L _s	φ _γ	φ _α	h (90°)	L _{pl}	θ _γ	θ _α
8	0	0.50	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.010300	0.1304	0.30	0.259	0.008	0.036
9	0	0.50	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.010300	0.1304	0.30	0.271	0.008	0.037
10	0	0.25	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.003201	0.0340	0.90	0.391	0.005	0.015
11	0	0.25	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.005073	0.0602	0.60	0.331	0.005	0.021
12	0	0.30	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.005857	0.0735	0.50	0.311	0.006	0.024
16	0	0.60	0.017	20	400	1.00	2.60	1.30	0.010800	0.0853	0.30	0.271	0.009	0.027

Πίνακας 7.4 Τιμές Στροφών Χορδής Τοιχίων

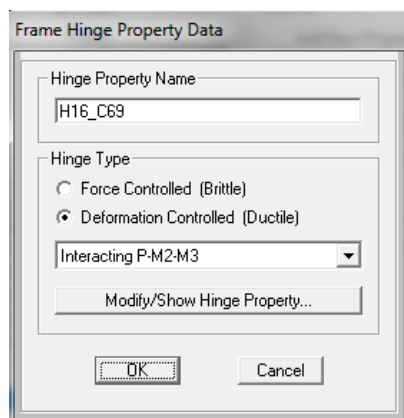
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X														
ΤΟΙΧΙΟ	φ _γ	φ _α	z	h (0°)	d _b	f _c	f _y	γ _{el}	L	L _s	L _{pl}	θ _γ	θ _α	
4	0.01180	0.1686	0	0.25	0.013	20	400	1.00	2.60	1.30	0.221	0.008	0.039	
7_1	0.00149	0.0188	0	1.80	0.016	20	400	1.00	2.60	1.30	0.561	0.003	0.010	
7_2	0.01210	0.1562	0	0.25	0.016	20	400	1.00	2.60	1.30	0.251	0.008	0.041	
13	0.00222	0.0290	0	1.20	0.012	20	400	1.00	2.60	1.30	0.401	0.003	0.012	
14	0.00133	0.0246	0	1.95	0.018	20	400	1.00	2.60	1.30	0.610	0.003	0.014	
15	0.00133	0.0246	0	1.95	0.018	20	400	1.00	2.60	1.30	0.610	0.003	0.014	

Πίνακας 7.5 Τιμές Στροφών Χορδής Τοιχίων

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y														
ΤΟΙΧΙΟ	z	d _b	f _c	f _y	γ _{el}	L	L _s	φ _γ	φ _α	h (90°)	L _{pl}	θ _γ	θ _α	
4	0	0.013	20	400	1.00	2.60	1.30	0.001874	0.0262	1.40	0.451	0.003	0.012	
7_1	0	0.016	20	400	1.00	2.60	1.30	0.012000	0.1619	0.25	0.251	0.008	0.042	
7_2	0	0.016	20	400	1.00	2.60	1.30	0.001406	0.0195	1.85	0.571	0.003	0.011	
13	0	0.012	20	400	1.00	2.60	1.30	0.011900	0.1623	0.25	0.211	0.008	0.037	
14	0	0.018	20	400	1.00	2.60	1.30	0.011700	0.1721	0.25	0.270	0.008	0.047	
15	0	0.018	20	400	1.00	2.60	1.30	0.011700	0.1721	0.25	0.270	0.008	0.047	

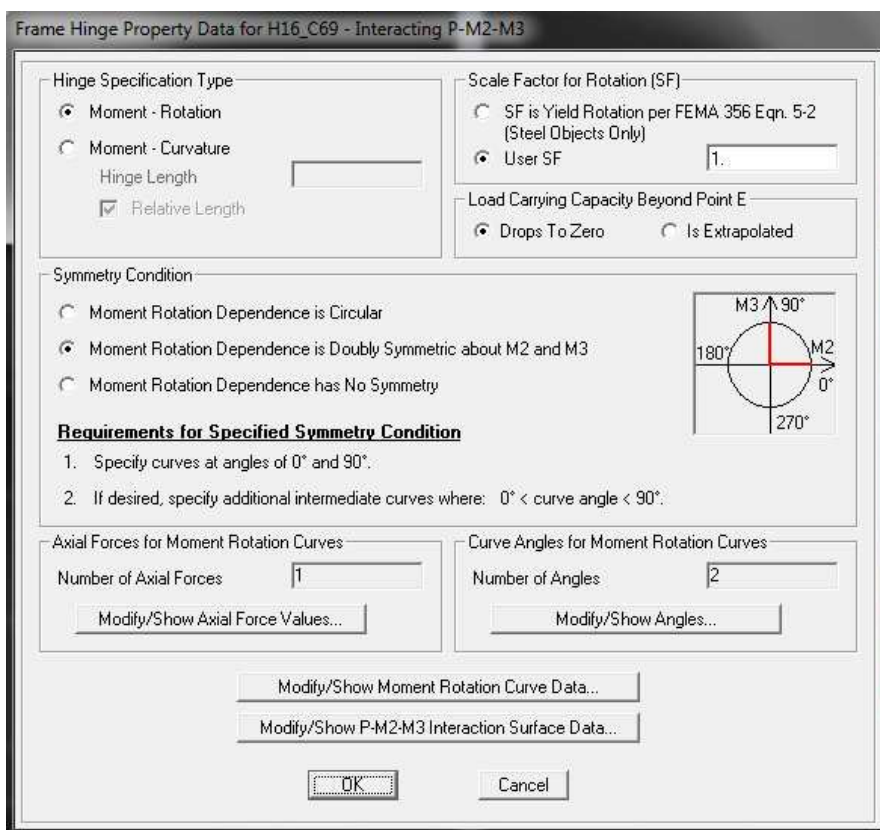
Με βάση της παραπάνω τιμές ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής των πλαστικών αρθρώσεων, για το μέλος 69 (τοιχίο) όπου αποτελεί την 16^η άρθρωση που εισαγάγαμε, στο πρόγραμμα SAP2000.

Define → Section Properties → Hinge Properties → Add New Property → Concrete

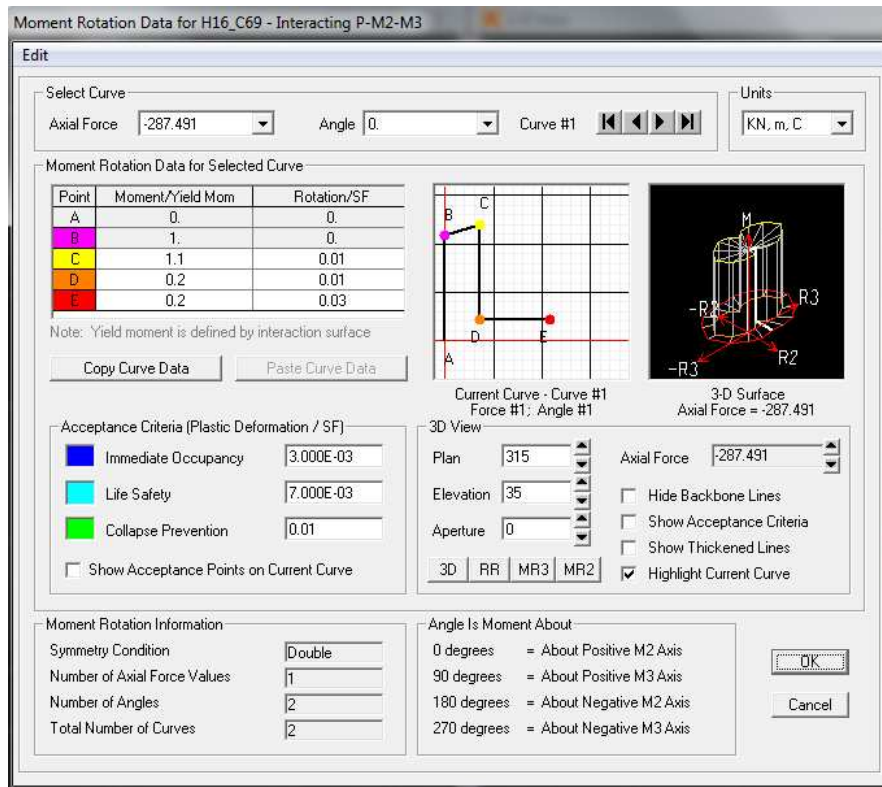


7.3 Ορισμός Πλαστικής Άρθρωσης Μέλους 69

Επιλέγουμε όλκιμο (ductile) τύπο άρθρωσης και κρίσιμο μέγεθος την αλληλεπίδραση αξονικής με διαξονική κάμψη (P-M2-M3).



7.4 Ιδιότητες Πλαστικών Αρθρώσεων Για Το Κατακόρυφο Μέλος 69

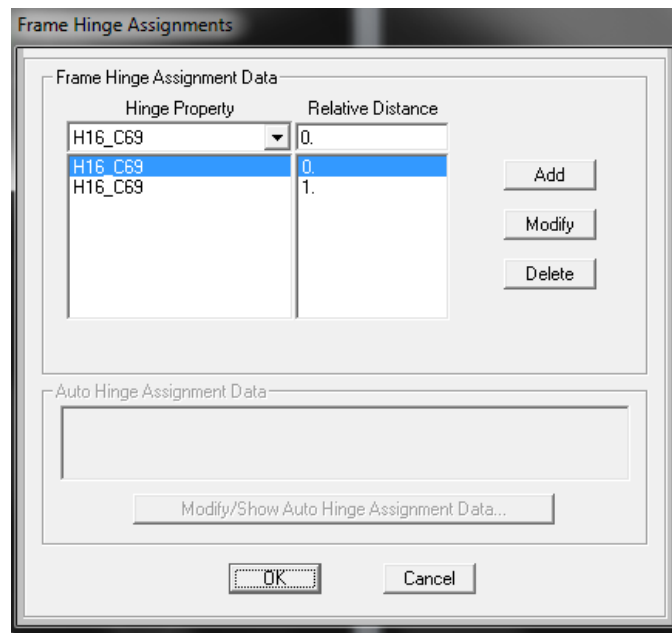


7.5 Χαρακτηριστικά Απόκρισης Πλαστικών Αρθρώσεων Μέλους 69

Η τιμή της αξονικής δύναμης που χρησιμοποιείται (Πίνακας 7.1) για το μέλος 69 προκύπτει από τον συνδυασμό που αναφέραμε.

Για να εισάγουμε την παραπάνω άρθρωση στο τοιχίο 69 εργαζόμαστε ως εξής:

Assign → Frame → Hinges



7.6 Ορισμός Θέσεων Εμφάνισης Πλαστικών Αρθρώσεων

Συμπληρώνουμε τις τιμές 0 και 1 προκειμένου να διασφαλίσουμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα εμφανιστούν στα άκρα κάθε μέλους.

▪ ΔΟΚΟΙ:

Για την κατασκευή των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών ακολουθούμε παρόμοια διαδικασία με αυτή των υποστυλωμάτων και των τοιχίων.

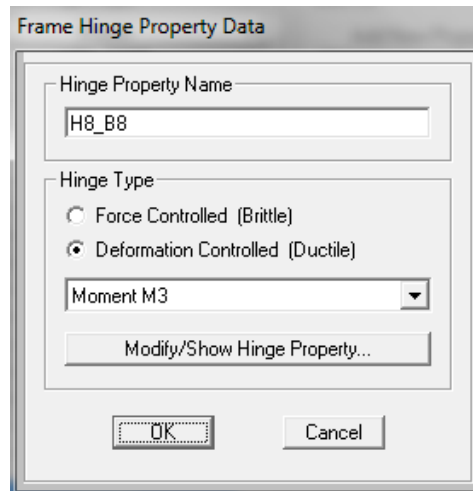
Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τιμές των στροφών χορδής για όλες τις δοκούς του κτιρίου όπως αυτές υπολογίστηκαν με βάση τις σχέσεις παραπάνω:

Πίνακας 7.6 Τιμές Στροφών Χορδής Δοκών

ΔΟΚΟΣ	ϕ_y	ϕ_u	z	h	d_b	f_c	f_y	γ_{el}	L	L_s	L_{pl}	θ_y	θ_u
1	0.005719	0.048	0	0.55	0.018	20	400	1	6.70	3.350	0.399	0.009	0.025
2	0.005637	0.1275	0	0.50	0.014	20	400	1	2.35	1.175	0.277	0.005	0.035
3	0.005637	0.1275	0	0.50	0.014	20	400	1	3.05	1.525	0.289	0.006	0.038
4	0.005984	0.1095	0	0.50	0.018	20	400	1	1.95	0.975	0.310	0.005	0.032
5	0.005813	0.1176	0	0.50	0.016	20	400	1	3.00	1.500	0.307	0.006	0.037
6	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	3.75	1.875	0.310	0.006	0.041
7	0.005813	0.1176	0	0.50	0.016	20	400	1	3.20	1.600	0.311	0.006	0.037
8	0.005813	0.1176	0	0.50	0.016	20	400	1	3.05	1.525	0.308	0.006	0.037
9	0.005637	0.1275	0	0.50	0.014	20	400	1	3.56	1.780	0.297	0.006	0.039
10	0.00662	0.1065	0	0.45	0.016	20	400	1	6.85	3.425	0.362	0.010	0.045
11	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	3.75	1.875	0.310	0.006	0.041
12	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	3.45	1.725	0.305	0.006	0.040
13	0.005727	0.1107	0	0.50	0.014	20	400	1	3.30	1.650	0.293	0.006	0.034
14	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	2.70	1.350	0.293	0.005	0.037
15	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	4.90	2.450	0.329	0.007	0.044
16	0.005953	0.1085	0	0.50	0.02	20	400	1	1.50	0.750	0.322	0.005	0.031
17	0.005727	0.1107	0	0.50	0.014	20	400	1	2.95	1.475	0.287	0.006	0.033
18	0.005637	0.1275	0	0.50	0.014	20	400	1	3.45	1.725	0.295	0.006	0.039
19	0.005637	0.1275	0	0.50	0.014	20	400	1	3.25	1.625	0.292	0.006	0.038
20	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	2.35	1.175	0.287	0.005	0.036
21	0.005031	0.1277	0	0.55	0.014	20	400	1	4.45	2.225	0.322	0.006	0.043
22	0.004993	0.1297	0	0.55	0.015	20	400	1	3.10	1.550	0.309	0.005	0.040
23	0.004993	0.1297	0	0.55	0.015	20	400	1	2.10	1.050	0.293	0.005	0.036
24	0.004993	0.1297	0	0.55	0.015	20	400	1	1.40	2.800	0.351	0.007	0.048

Με βάση τα παραπάνω ενδεικτικά παρουσιάζεται ο τρόπος ορισμού της πλαστικής άρθρωσης για την δοκό Δ8 του κτιρίου.

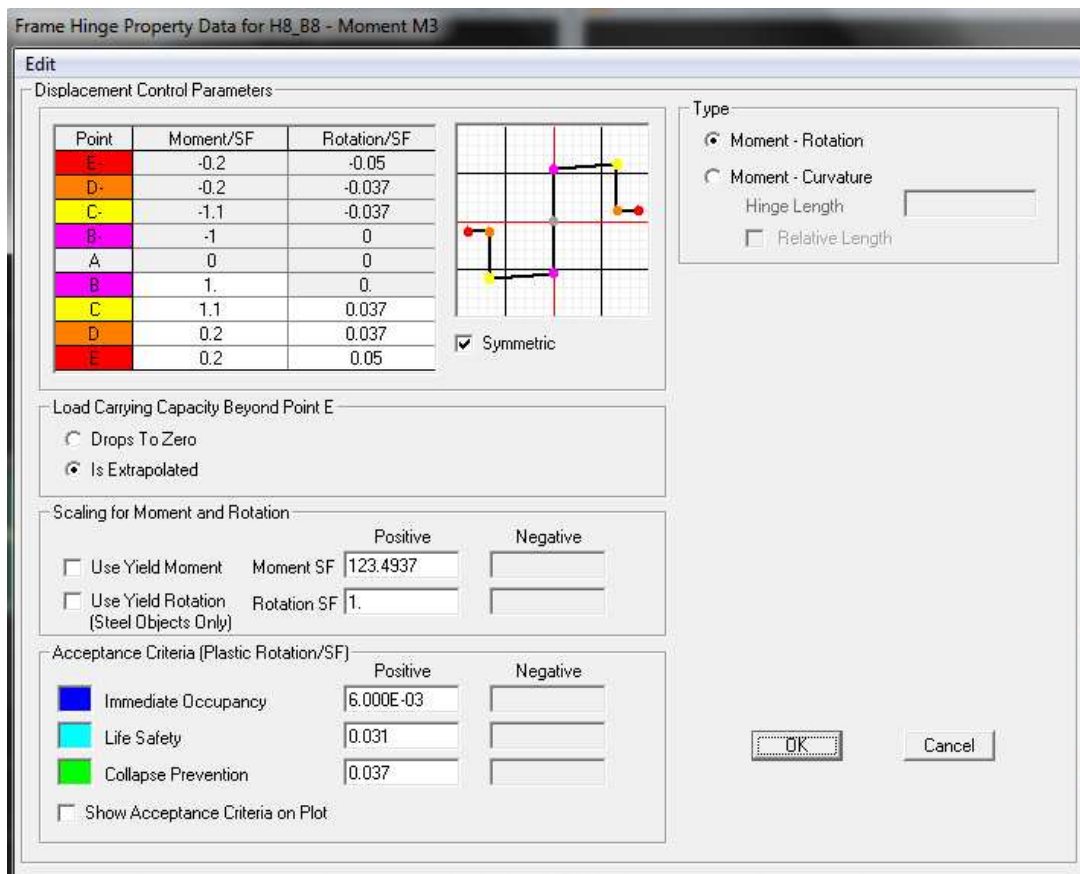
Define→Section Properties→Hinge Properties→Add New Property→Concrete



Εικόνα 7.7 Ορισμός Πλαστικής Άρθρωσης Δοκού D8

Επιλέγουμε όλκιμο (ductile) τύπο άρθρωσης και κρίσιμο μέγεθος την ροπή κάμψης M3.

Στη συνέχεια, από τον παραπάνω πίνακα (Πίνακας 7.6) εισάγουμε τις τιμές για τις στροφές της δοκού. Επίσης, εισάγουμε και τις τιμές για την ροπή διαρροής της διατομής, οι οποίες υπολογίζονται απευθείας από το πρόγραμμα SAP2000.

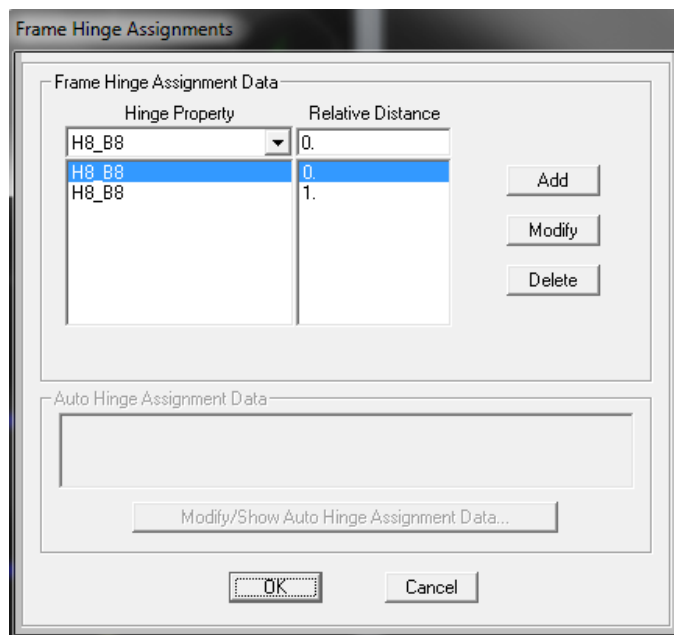


Εικόνα 7.8 Χαρακτηριστικά Απόκρισης Πλαστικών Αρθρώσεων Δοκού D8

Η κράτυνση του ανελαστικού κλάδου της καμπύλης ροπής – στροφής επιλέχθηκε να είναι 10% και η παραμένουσα αντοχή 20% της ροπής διαρροής, έτσι ώστε να είναι σε συμφωνία με τον FEMA 356.

Για να εισάγουμε την παραπάνω άρθρωση στη δοκό D8 εργαζόμαστε ως εξής:

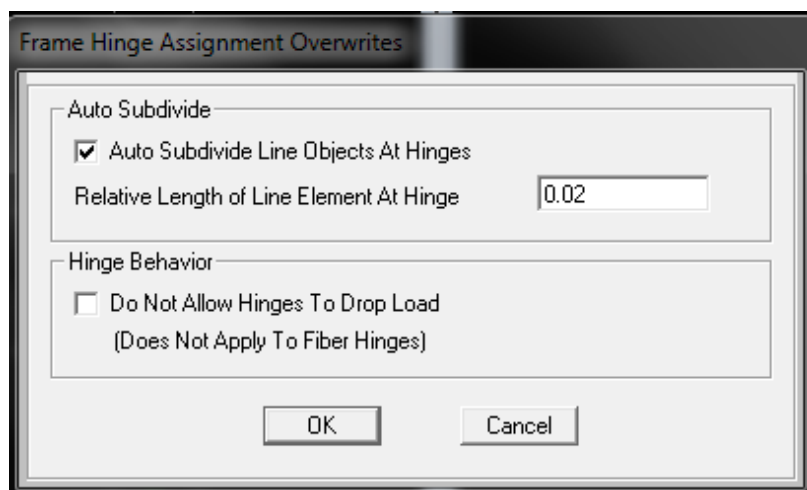
Assign→Frame→Hinges



Εικόνα 7.9 Ορισμός Θέσεων Εμφάνισης Πλαστικών Αρθρώσεων Δοκού D8

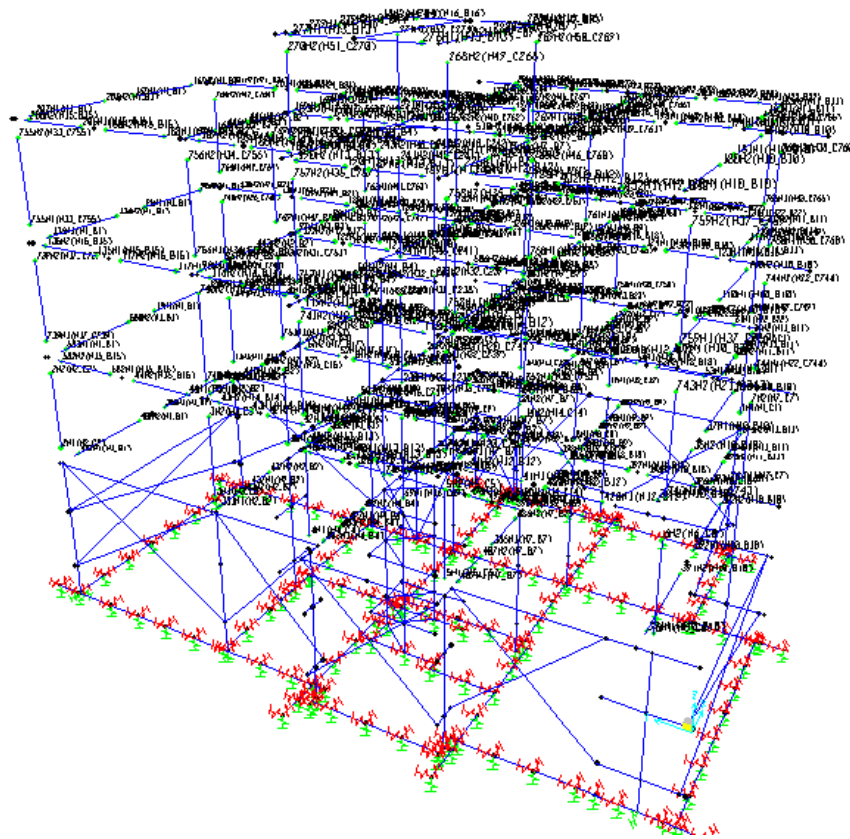
Στη συνέχεια αφού εισάγουμε όλες τις αρθρώσεις επιλέγουμε όλα τα μέλη και εισάγουμε το μήκος εκδήλωσης των πλαστικών αρθρώσεων.

Assign→Frame→Hinge Overwrites



7.10 Εισαγωγή Μήκους Εκδήλωσης Πλαστικής Άρθρωσης

Τέλος, παρακάτω εμφανίζονται οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων για το σύνολο της κατασκευής.



7.11 Τρισδιάστατη Εικόνα Θέσεων Εμφάνισης Πλαστικών Αρθρώσεων

7.2.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

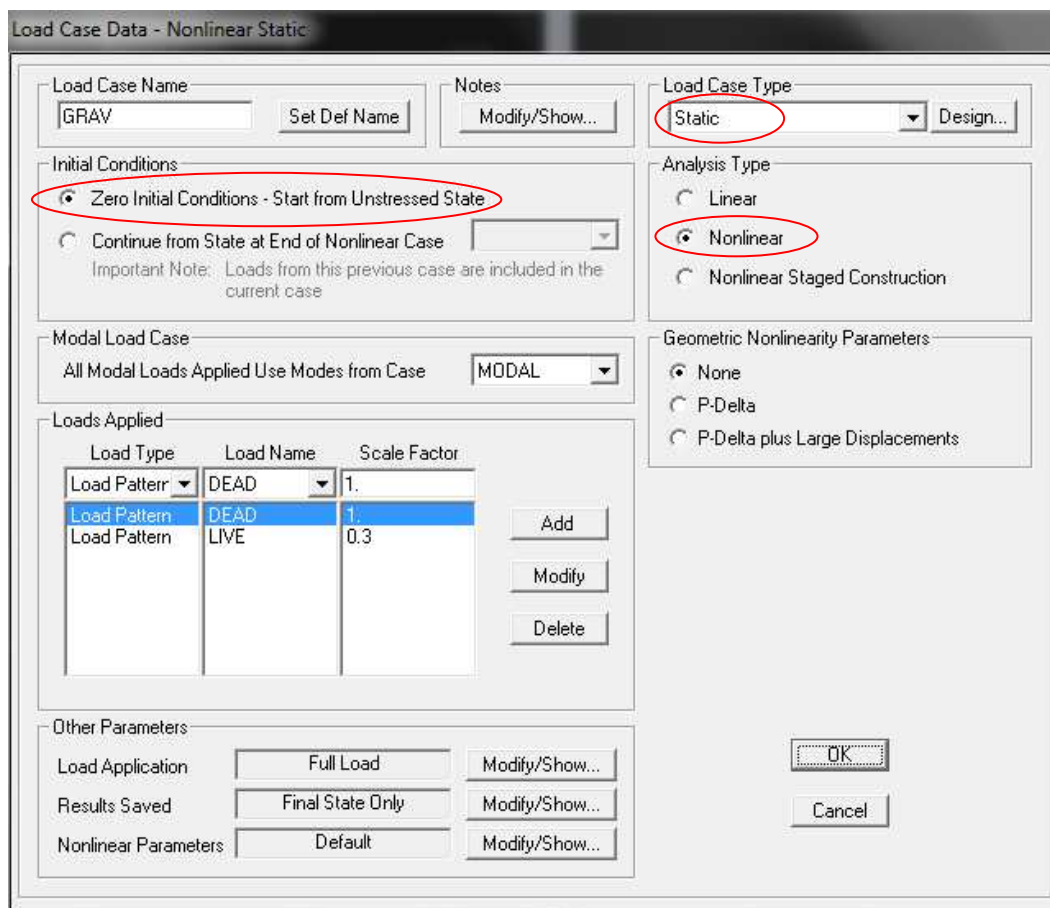
Για την εφαρμογή της ανάλυσης Pushover απαιτείται να εφαρμοστούν δυο φάσεις φόρτισης πάνω στην κατασκευή. Το πρώτο όμως βήμα είναι η μετατροπή των μόνιμων και κινητών φορτίων σε μη γραμμικούς τύπους φόρτισης. Αυτό γίνεται διότι η μέθοδος Pushover είναι μία στατική μη γραμμική μέθοδος ανάλυσης και κατ' επέκταση όλοι οι τύποι φορτίσεως που χρησιμοποιούνται από τη μέθοδο αυτή θα πρέπει να είναι επίσης μη γραμμικοί. Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες δυο φάσεις φόρτισης.

- 1^η ΦΑΣΗ

Η πρώτη φάση περιλαμβάνει τον καθορισμό των αρχικών συνθηκών στην κατασκευή. Θα ονομάσουμε αυτό τον τύπο φόρτισης GRAV. Πρόκειται για στατική μη γραμμική ανάλυση η οποία έχει μηδενικές αρχικές συνθήκες. Αυτή η κατάσταση φόρτισης υποβάλλει την κατασκευή σε διέγερση από μία φόρτιση ανάλογη της σεισμικής δράσης, δηλαδή υπό το συνδυασμό δράσης G+0.3Q.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος ορισμού της φάσης φόρτισης GRAV.

Define→Load Cases→Add New Load Case

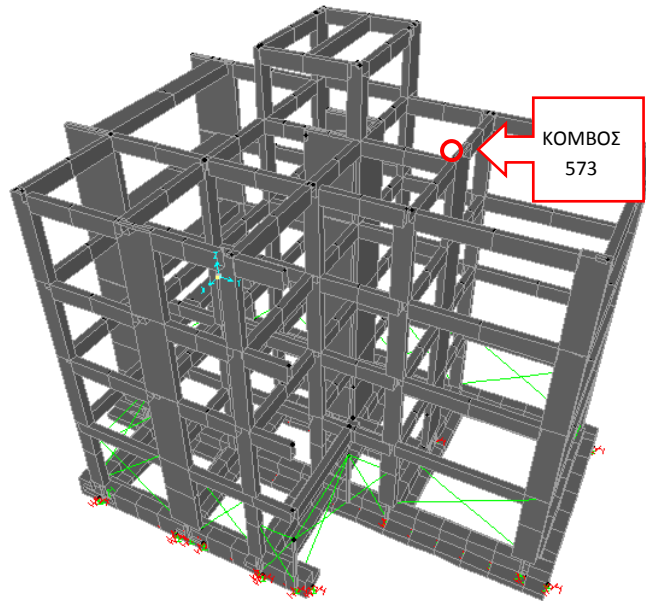


7.12 Ορισμός Αρχικών Συνθηκών Για Την Ανάλυση Pushover

- 2^η ΦΑΣΗ

Η δεύτερη φάση περιλαμβάνει την σταδιακή επιβολή αυξανόμενων οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων σε κάθε όροφο της κατασκευής. Τα φορτία αυτά επί των ορόφων παρουσιάζουν μονότονη αύξηση και αναπαριστούν ουσιαστικά τα αυξανόμενα σεισμικά φορτία κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Το μέγεθος τους προκύπτει πολλαπλασιάζοντας τη μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο της κατασκευής, με ένα σταθερό κάθε φορά μέγεθος επιτάχυνσης, ομοιόμορφο για το σύνολο της κατασκευής. Η μέθοδος σταματά όταν ο κόμβος που έχει ορισθεί ως κόμβος ελέγχου φτάσει μια στοχευόμενη μετακίνηση που εμείς ορίζουμε. Η τιμή αυτή της μετακίνησης δεν πρόκειται πρακτικά να αναληφθεί από την κατασκευή, αλλά αναδεικνύει τον τρόπο εμφάνισης της αστοχίας. Η επιλεγείσα στοχευόμενη μετακίνηση για το κτίριο που αναλύεται λαμβάνεται ίση με 0.6m. Επίσης, σαν κόμβος ελέγχου επιλέγεται ο κόμβος 573 του 3^{ου} ορόφου.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η θέση του κόμβου 573.

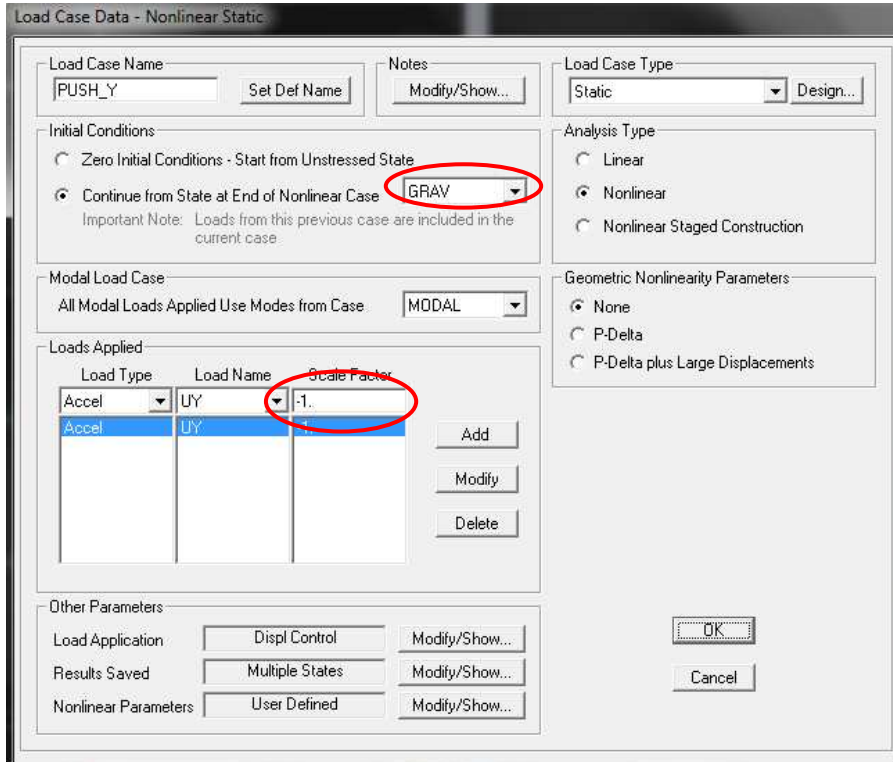


7.13 Θέση Κόμβου Ελέγχου 443

Ακολουθως, οριζονται οι δύο αναλύσεις Pushover κατά της δυο κύριες διευθύνσεις UX και UY της κατασκευής.

Συνοπτικά παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής της φόρτισης PUSH_Y:

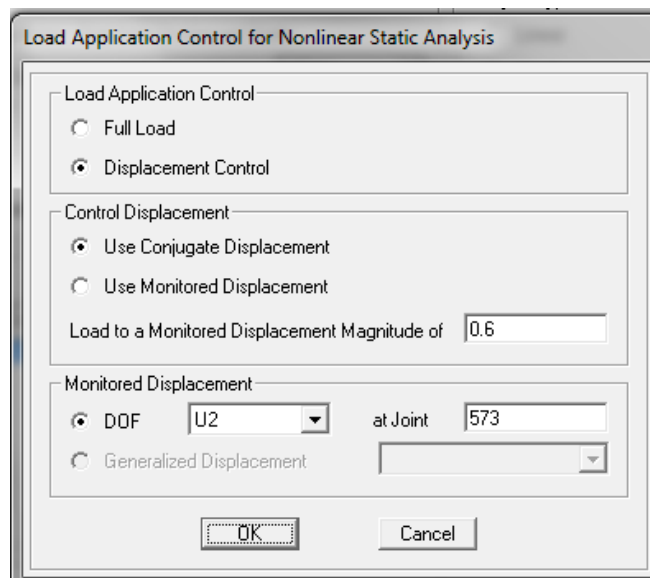
Define→ Load Cases→ Add New Load Case



7.14 Ορισμός Ανάλυσης Pushover Κατά Y

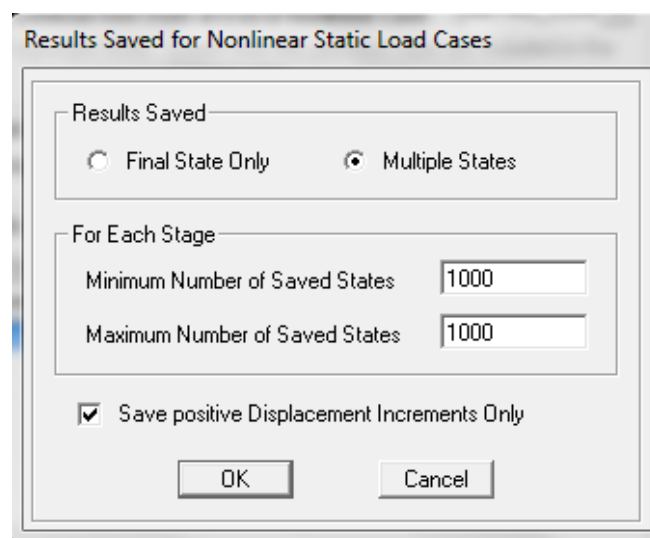
Για τις επιταχύνσεις εισάγουμε scale factor -1 , διότι είναι αδρανειακά μεγέθη και οι δυνάμεις που αναπτύσσονται έχουν την αντίθετη φορά. Επίσης, σαν αρχικές συνθήκες ορίζεται το τέλος της ανάλυσης GRAV που είχαμε ορίσει προηγουμένως.

Και για τους δύο συνδυασμούς δράσεων επιλέγουμε η ανάλυση να γίνει με έλεγχο στοχευόμενης μετατόπισης, όπως φαίνεται παρακάτω



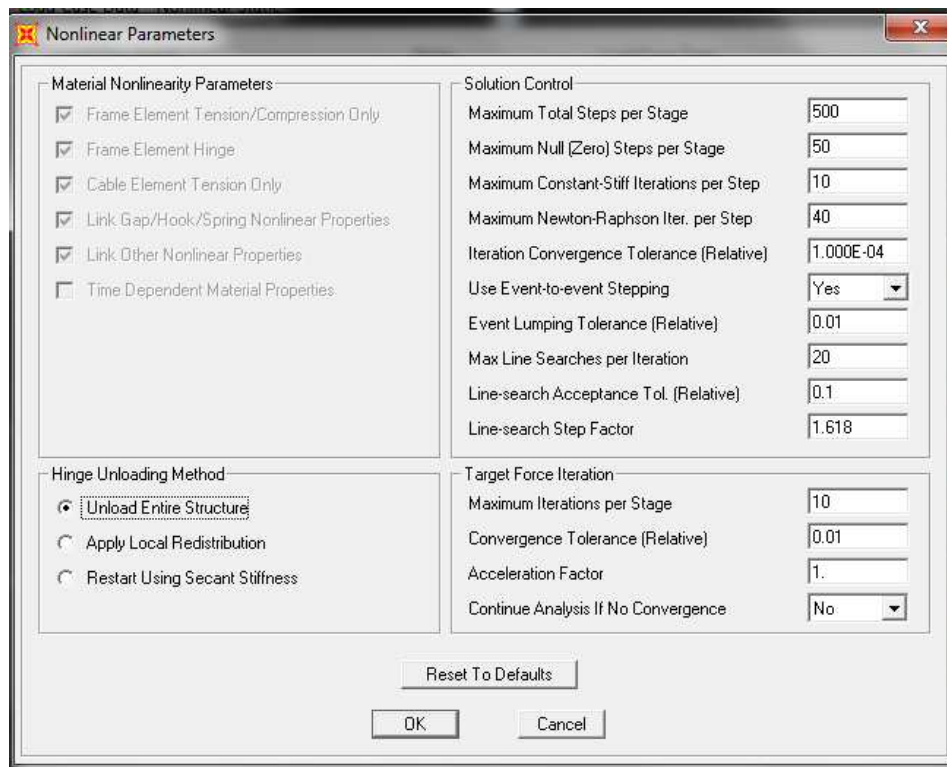
7.15 Ορισμός Στοχευόμενης Μετατόπισης Ανάλυσης PUSH_Y

Η φόρτιση εφαρμόζεται σταδιακά σε διαδοχικά βήματα και ολοκληρώνεται, είτε με την επίτευξη της στοχευόμενης μετατόπισης, είτε με την αστοχία της κατασκευής προτού φτάσουμε στην στοχευόμενη μετατόπιση. Επιλέχθηκε να πραγματοποιηθούν 1000 βήματα. Παρακάτω φαίνονται σχηματικά τα παραπάνω.



7.16 Ορισμός Διαδοχικών Βημάτων Για Την Ανάλυση Pushover

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι μη γραμμικοί παράμετροι που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση PUSH_Y



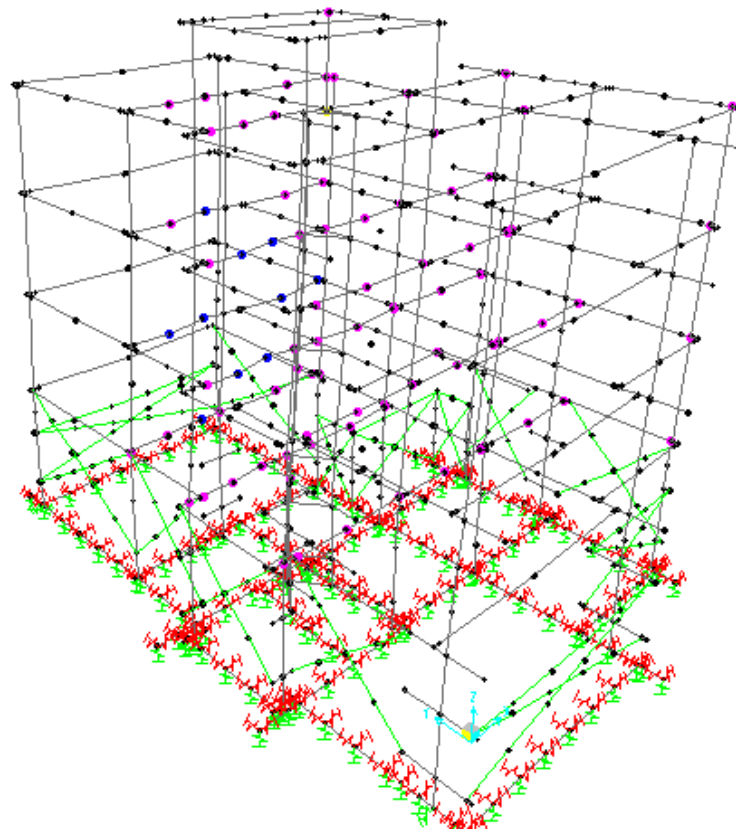
7.17 Καθορισμός Μη Γραμμικών Παραμέτρων Μεθόδου

7.2.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER ΚΑΤΑ Χ

Η μέθοδος περιλαμβάνει την σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό μια σεισμική διέγερση η οποία ασκείται μέσω επιταχύνσεων πάνω στο φορέα μέχρι ο κόμβος 573 του 3^{ου} ορόφου, κατά την διεύθυνση U1, φτάσει την στοχευόμενη μετατόπιση των 0.6 m. Η διαδικασία ολοκληρώνεται μετά το πέρας 1000 βημάτων. Φυσικά όπως προαναφέρθηκε δεν είναι απαραίτητο να φτάσει ο κόμβος την παραπάνω μετατόπιση, αρκεί η κατασκευή να αστοχήσει σε κάποιο προηγούμενο στάδιο.

Τελικά, η ανάλυση ολοκληρώθηκε με το πέρας 59 βημάτων. Αυτό, πιθανώς συμβαίνει διότι το πρόγραμμα αδυνατεί να πραγματοποιήσει μέχρι τέλους την ανάλυση λόγω προβλημάτων σύγκλισης.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί στα μέλη της κατασκευής στο τελικό στάδιο της ανάλυσης.

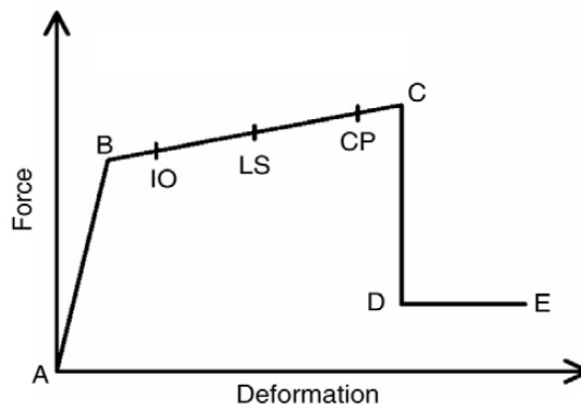


7.18 Τελικό Στάδιο Πλαστικοποίησης Των Μελών



7.19 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Τα διάφορα χρώματα αναπαριστούν τις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες προβλέπονται από τον κανονισμό και για τις οποίες έγινε λόγος σε προηγούμενο κεφάλαιο (§2.2). Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η καμπύλη $F - \delta$, η οποία δίνεται από τον κανονισμό FEMA 356 και οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας πάνω σε αυτή.



7.20 Καμπύλη Συμπεριφοράς $F - \delta$ Κατά τον FEMA 356

Βλέπουμε ότι οι δοκοί οι οποίες εμφανίζουν τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις είναι οι δοκοί σύζευξης των τοιχίων [8], ωστόσο οι βλάβες οι οποίες προκαλούνται στα σημεία αυτά

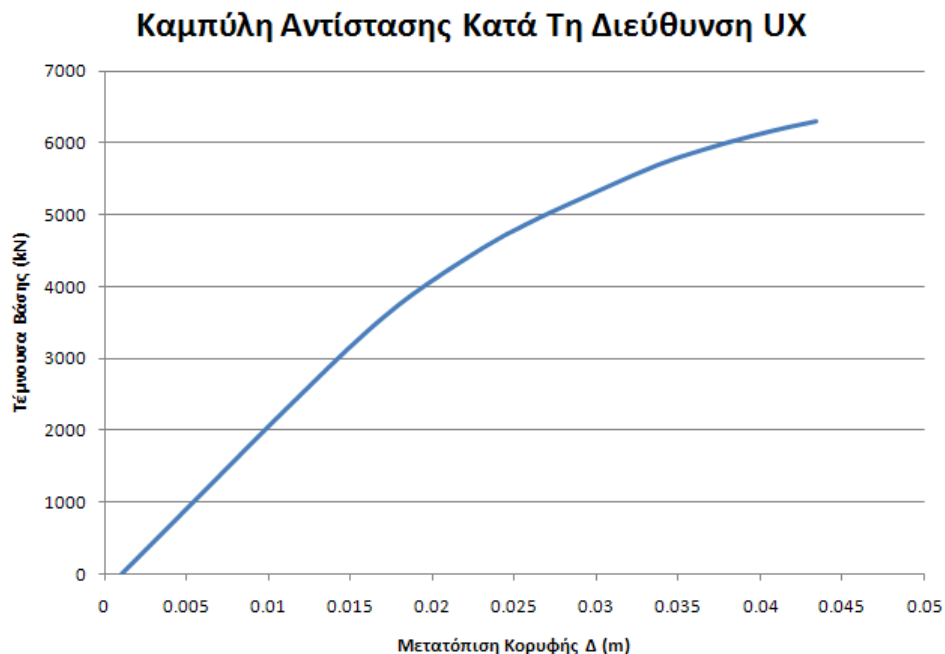
οφείλονται κυρίως στη θέση τους και δεν είναι αντιπροσωπευτικές για το σύνολο της κατασκευής.

Ένα ακόμα στοιχείο που παρατηρούμε σχετικά με την παραμορφωσιακή κατάσταση της κατασκευής είναι η μετατόπιση του κόμβου 573 (κόμβος ελέγχου). Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται ότι η μέγιστη μετατόπιση που φτάνει ο κόμβος 573 είναι 4.3 cm και όχι 60 cm όπως είχε ορισθεί αρχικά.

Πίνακας 7.7 Παραμορφωσιακή Κατάσταση Κόμβου 225

TABLE: Joint Displacements				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m
573	PUSH_X	Max	0.043351	0.000544
573	PUSH_X	Min	0.001035	-0.00089

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ή καμπύλη ικανότητας (capacity curve) για την ανάλυση κατά την διεύθυνση X. Η καμπύλη ουσιαστικά αναπαριστά την μετατόπιση του κόμβου ελέγχου (κόμβος 573) συναρτήσει της τέμνουσας βάσης της κατασκευής. Η κλίση της καμπύλης όπως έχει προαναφερθεί (§2.2) αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία, που μπορεί να θεωρηθεί και σαν η δυσκαμψία κατά την ελαστική φάση της κατασκευής, πριν δηλαδή την αστοχία κάποιου μέλους.



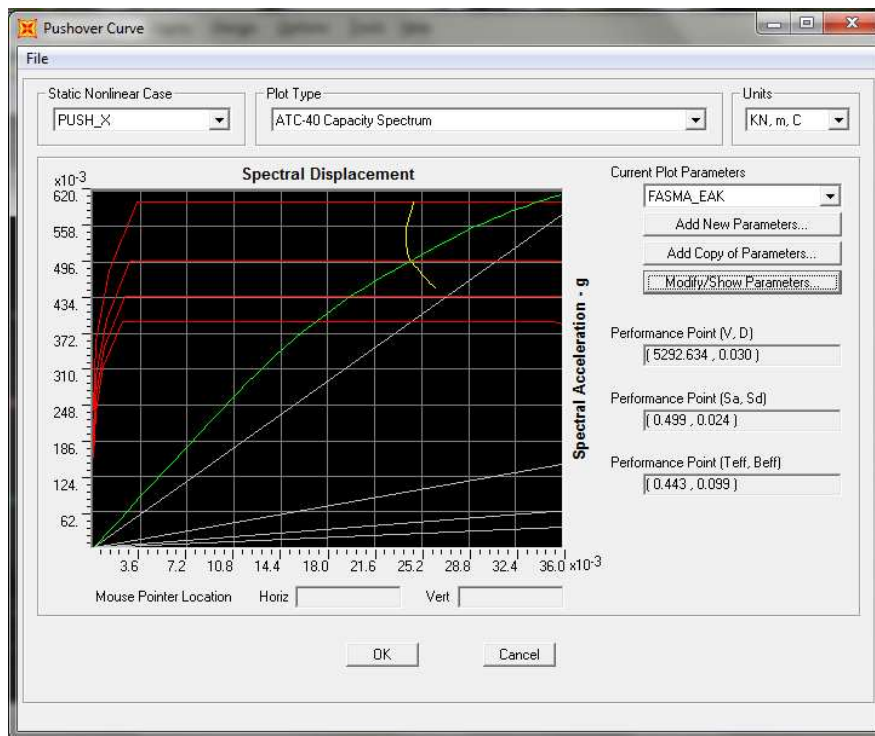
7.21 Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής Για Ανάλυση Κατά X (PUSH_X)

Αφού κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης μπορούμε πλέον να προσδιορίσουμε το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής με τις μεθόδους που αναφέρθηκαν στο σχετικό κεφάλαιο (§4.5). Το σημείο αυτό δίνει την στοχευόμενη μετατόπιση την κατασκευής,

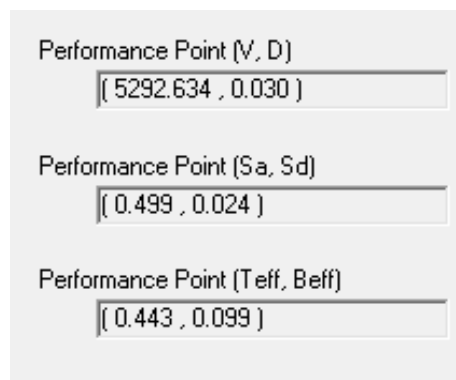
δηλαδή τη μετατόπιση της κορυφής του κτιρίου για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση (στην περίπτωση μας είναι το φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ).

- Μεθοδολογία ATC – 40:

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής κατά την διεύθυνση UX.



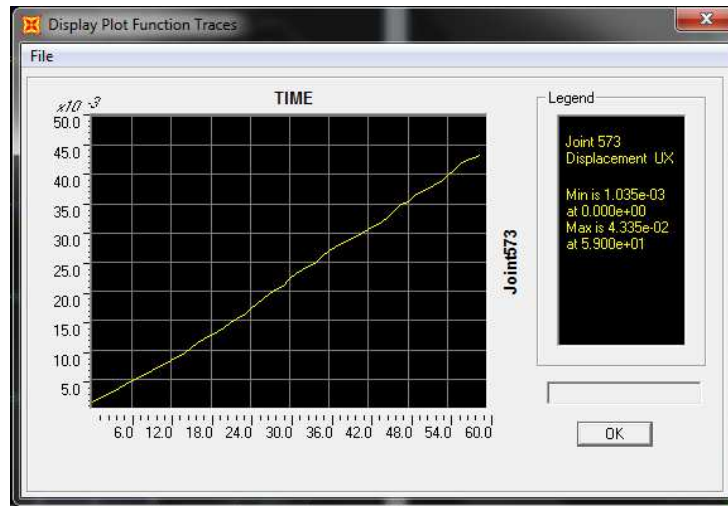
Εικόνα 7.22 Σημείο Επιτελεστικότητας Κατά UX Σύμφωνα με τον ATC – 40



Εικόνα 7.23 Στοχευόμενη Μετατόπιση

Βλέπουμε ότι η στοχευόμενη μετατόπιση είναι $\delta = 3.0$ cm, ενώ η τέμνουσα βάσης που αναπτύσσεται είναι $V_b = 5392.63$ kN.

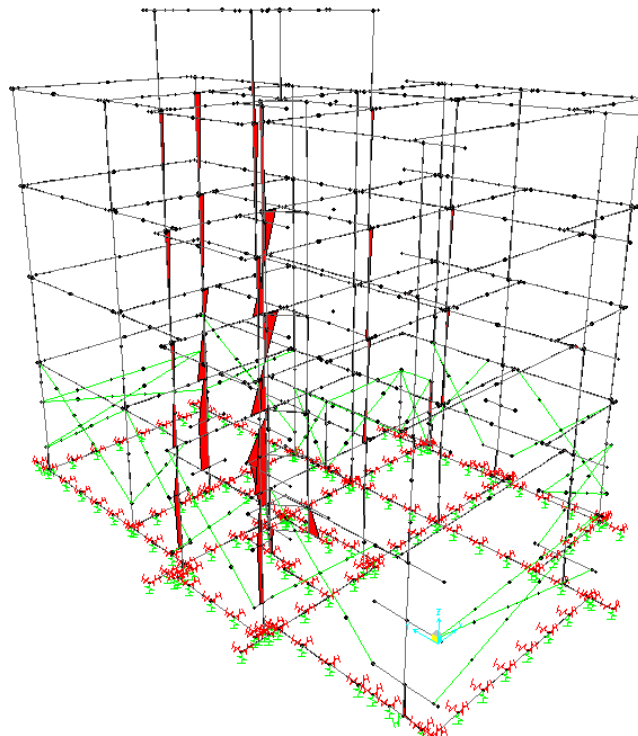
Ενδιαφέρον παρουσιάζει ακόμα η χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου 573 για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται αυτή η μεταβολή της θέσης η οποία όπως αναμενόταν είναι περίπου γραμμική.



Εικόνα 7.24 Χρονική Εξέλιξη της Μετατόπισης του Κόμβου 573

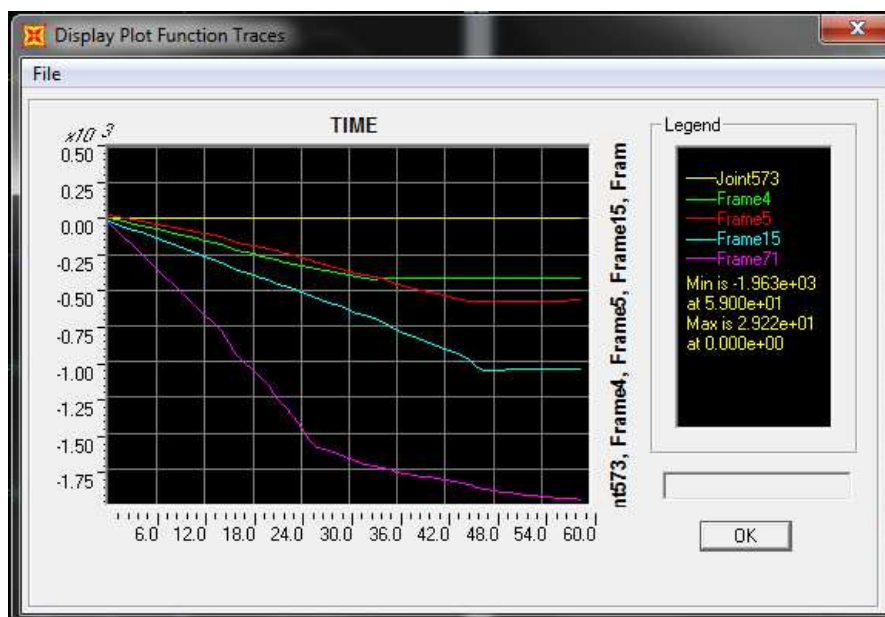
◆ ΣΥΜΕΡΑΣΜΑΤΑ:

Σχετικά με την κατανομή της έντασης στα διάφορα μέλη που αποτελούν την κατασκευή, παρατηρούμε παρακάτω (Εικόνα 7.25) ότι για τη ροπή M2 το μεγαλύτερο μέρος αναλαμβάνεται από τα τοιχεία τα οποία είναι προσανατολισμένα με την μεγάλη τους πλευρά κατά την διεύθυνση UX, έχουν δηλαδή σε αυτή την διεύθυνση την μεγαλύτερη ροπή κάμψης. Το αποτέλεσμα αυτό είναι και το προσδοκώμενο, καθότι τα συγκεκριμένα μέλη τοποθετήθηκαν κατά αυτόν τον τρόπο για ακριβώς αυτόν τον σκοπό. Τα μέλη αυτά είναι κατά κύριο λόγο το τοιχείο T4, τα υποστυλώματα K6 και K10 και το τοιχείο T7_2 του ανελκυστήρα.



Εικόνα 7.25 Κατανομή Ροπής Κάμψης M2

Επίσης, ένα άλλο χαρακτηριστικό που μπορεί να εξαχθεί από την ανάλυση Pushover κατά την διεύθυνση UX είναι και η χρονική εξέλιξη της ροπής M2 για τα στοιχεία που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Βλέπουμε λοιπόν στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 7.26) ότι την μεγαλύτερη ροπή αναλαμβάνει το μέλος 71 που αντιστοιχεί στο τοίχιο T7_2 και ακολουθούν τα υπόλοιπα (το μέλος 4 αντιστοιχεί στο υποσύλωμα K6, το 5 στο K10 και το 15 στο τοίχιο T4). Επίσης μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι το τοίχιο T7_2 διαρρέει για μία ροπή περίπου -1550 kN και στη συνέχεια εμφανίζει κράτυνση και φτάνει τελικά περίπου στα -2000 kN, όπου και σταματά η ανάλυση.

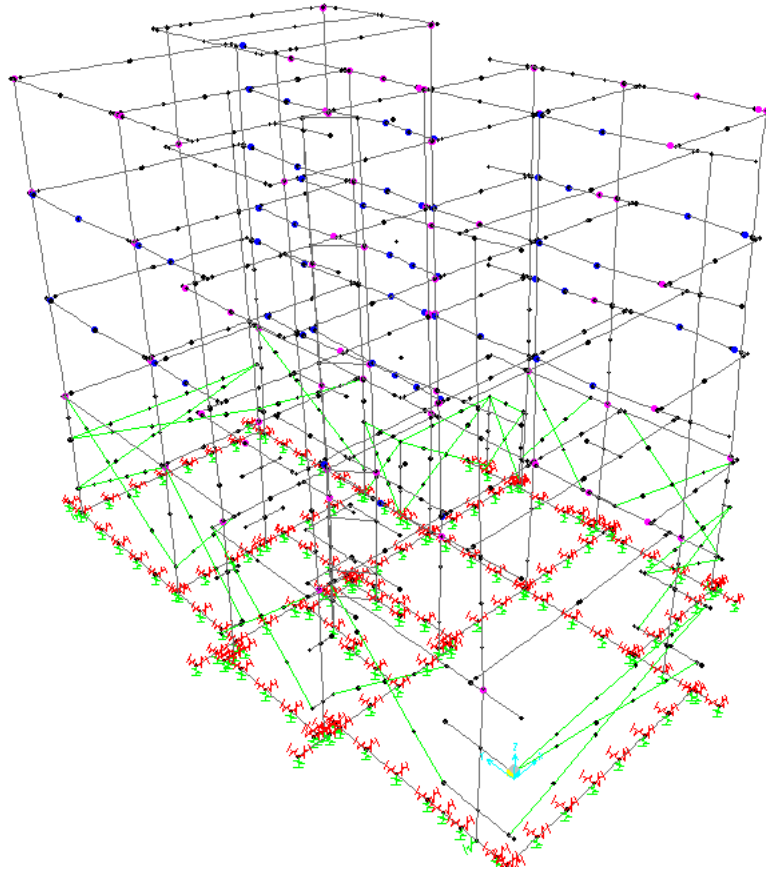


Εικόνα 7.26 Χρονική Εξέλιξη Ροπής M2 για τα Μέλη 4, 5, 15, 71

7.2.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER ΚΑΤΑ Y

Κατά αντιστοιχία με την ανάλυση Pushover κατά X, η Pushover κατά Y ασκεί μια διέγερση πάνω στην κατασκευή, μέσω της επιβολής μιας σταθερής κατανομής επιταχύνσεων, μέχρι ο κόμβος 573 φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση των 0.6 m κατά την διεύθυνση U2. Είναι προφανές ότι η μέθοδος ολοκληρώνεται προτού αυτό συμβεί, είτε φτάνοντας το μέγιστο αριθμό βημάτων, είτε λόγω της εκδήλωσης κάποιας αστοχίας.

Εκτελώντας την ανάλυση βλέπουμε ότι δεν φτάνουμε τον μέγιστο αριθμό βημάτων, αλλά η διαδικασία ολοκληρώνεται μετά το πέρας 107 βημάτων. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι θέσεις εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης.



Εικόνα 7.27 Θέσεις Πλαστικών Αρθρώσεων



Εικόνα 7.28 Στάθμες Επιτελεστικότητας

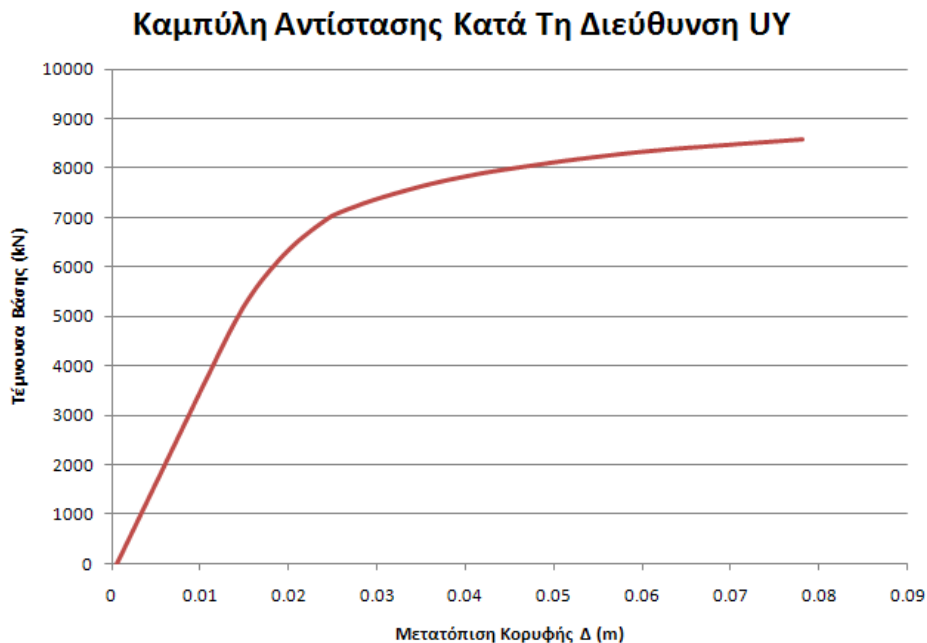
Παρατηρούμε ότι σε αρκετές διατομές παρατηρείτε εμφάνιση διαρροής, άλλα σε καμία η πλαστικοποίηση δεν είναι τόσο έντονη. Χαρακτηριστικά, μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι οι περισσότερες διατομές φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Immediate Occurance.

Ένα άλλο ενδιαφέρον χαρακτηριστικό που αξίζει να σημειωθεί είναι και η μετατόπιση κατά την διεύθυνση U2 του κόμβου 573. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται το μέγεθος αυτής της μετατόπισης.

Πίνακας 7.8 Μέγιστη Μετατόπιση Κόμβου 573 Κατά UY

TABLE: Joint Displacements				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m
573	PUSH_Y	Max	0.007467	0.078168
573	PUSH_Y	Min	0.001035	0.000544

Βλέπουμε ότι κατά την διεύθυνση U2 η μέγιστη μετατόπιση είναι 7.82 cm, αρκετά μικρότερη από τα 60 cm που είχαν αρχικά οριστεί. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής.



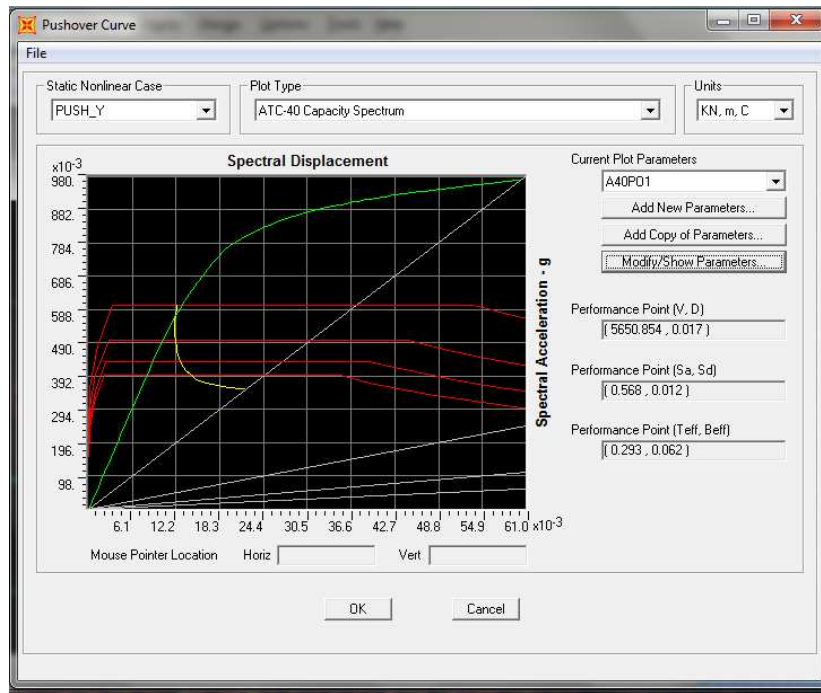
Εικόνα 7.29 Καμπύλη Αντίστασης Κατά την Διεύθυνση Y

Παρατηρώντας προσεκτικά την παραπάνω καμπύλη βλέπουμε ότι εμφανίζει μια περιοχή έντονης πλαστικοποίησης, όπου η κατασκευή με σχετικά μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης εκδηλώνει δυσανάλογη μετατόπιση κορυφής.

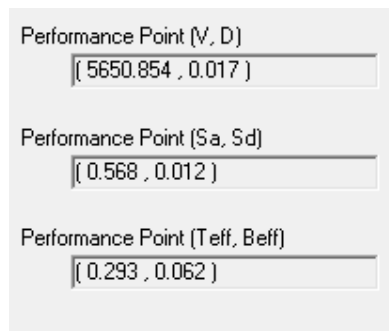
Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τη μεθόδους ATC – 40 μπορούμε να υπολογίσουμε το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου αυτού βασίζεται στην εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής.

- Μεθοδολογία ATC – 40:

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής σύμφωνα με τον κανονισμό ATC – 40, όπως υπολογίστηκε από το SAP2000.



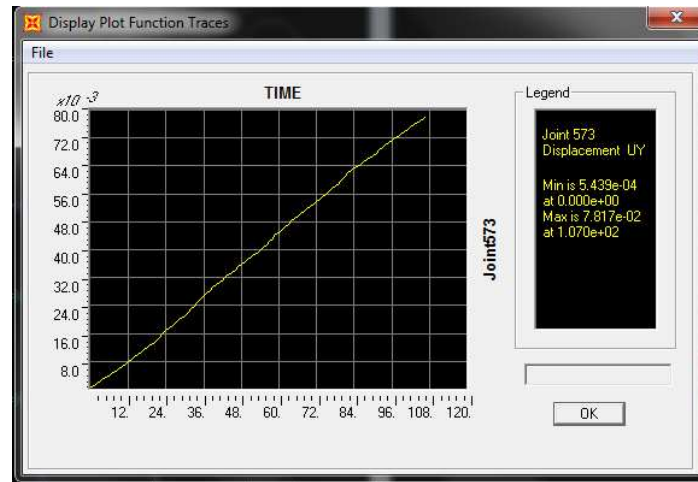
Εικόνα 7.30 Σημείο Επιτελεστικότητας Σύμφωνα με τον ATC – 40



Εικόνα 7.31 Στοιχειώμενη Μετατόπιση

Βλέπουμε λοιπόν ότι το σημείο επιτελεστικότητας κατά την διεύθυνση UY του κτιρίου που εξετάζουμε, αντιστοιχεί σε μετατόπιση του κόμβου ελέγχου 1.7 cm, ενώ η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι 5650.85 kN.

Παρακάτω παρουσιάζεται και η χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου 573 κατά την διεύθυνση UY.

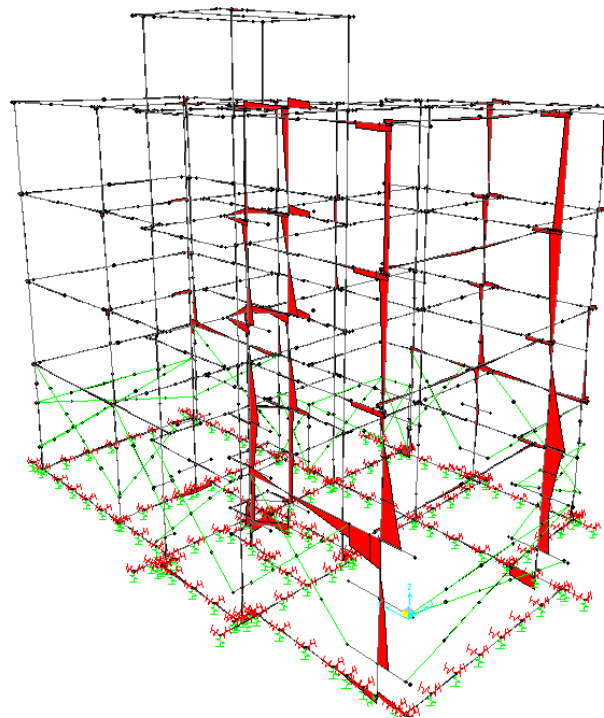


Εικόνα 7.32 Χρονική Εξέλιξη της Μετατόπισης Κατά UY του Κόμβου 573

Παρατηρούμε ότι η εξέλιξη είναι σχεδόν γραμμική, πράγμα αναμενόμενο άλλωστε καθώς η μέθοδος έγκειται στην σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό συνεχώς αυξανόμενα οριζόντια φορτία.

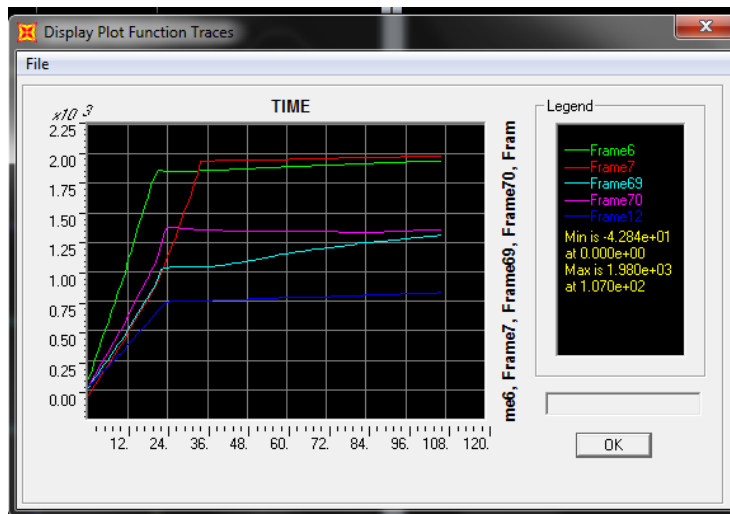
◆ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ:

Όπως είναι αναμενόμενο την μεγαλύτερη ένταση κατά την διεύθυνση Y παραλαμβάνουν τα τοιχώματα τα οποία είναι προσανατολισμένα ώστε να έχουν στην διεύθυνση αυτή την μέγιστη ροπή κάμψης. Ενδεικτικά φαίνεται στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 7.33) η κατανομή της ροπής κάμψης M3 στα διάφορα κατακόρυφα στοιχεία. Βλέπουμε λοιπόν ότι οι ροπή M3 απορροφάτε κατά κύριο λόγο από τα τοιχία T14 και T15. Επίσης, σημαντικό μέρος της έντασης αναλαμβάνεται και από τα τοιχία του πυρήνα του ανελκυστήρα (T7_1) αλλά και το τοιχίο T13.



Εικόνα 7.33 Κατανομή Ροπής Κάμψης M3

Ακολουθεί η χρονική εξέλιξη της ροπής M3 για τα προαναφερόμενα κατακόρυφα στοιχεία στη στάθμη του ισογείου:



Εικόνα 7.34 Χρονική Εξέλιξη Ροπής M3 των Μελών 6, 7, 13, 69, 70

Όπου τα μέλη 6 και 7 αντιστοιχούν στα τοιχεία 14 και 15 αντίστοιχα, τα 69 και 70 στα τοιχεία T7_1 και το μέλος 12 στο τοιχείο T13.

Όπως ειπώθηκε και παραπάνω, αλλά φαίνεται σχηματικά και εδώ, το μεγαλύτερο μέρος της έντασης παραλαμβάνεται από τα τοιχεία T14 και T15. Συγκεκριμένα το τοιχείο T15 διαρρέει για μία ροπή κοντά στα 2000 kN.

7.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

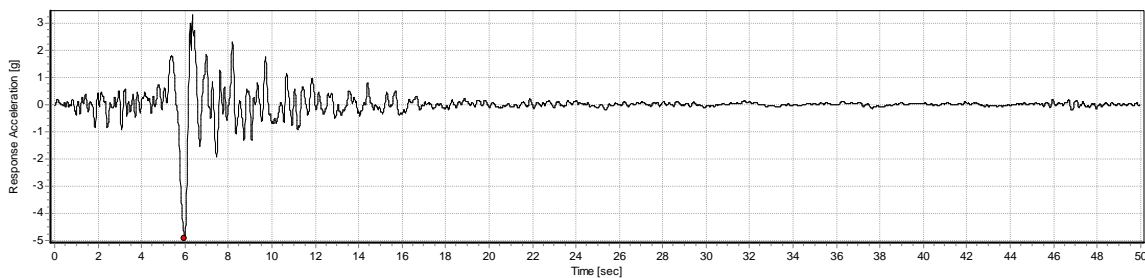
7.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η περιγραφή της δυναμικής ανελαστικής μεθόδου παρουσιάστηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο (§4.6), όπου έγινε αναφορά και στα προβλήματα τα οποία ενδέχεται να παρουσιάσει η ανάλυση λόγω της ευαισθησίας της μεθόδου στα χαρακτηριστικά των επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται. Τονίστηκε ακόμα, ότι λόγω αυτής της ευαισθησίας είναι σκόπιμο να χρησιμοποιούνται περισσότερα του ενός επιταχυνσιογραφήματα. Κάτι τέτοιο όμως συνεπάγεται αρκετά μεγάλο υπολογιστικό κόστος, έτσι κρίθηκε σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί για την συγκεκριμένη εργασία ένα επιταχυνσιογράφημα (αυτό του σεισμού του Αιγίου).

7.3.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ UX

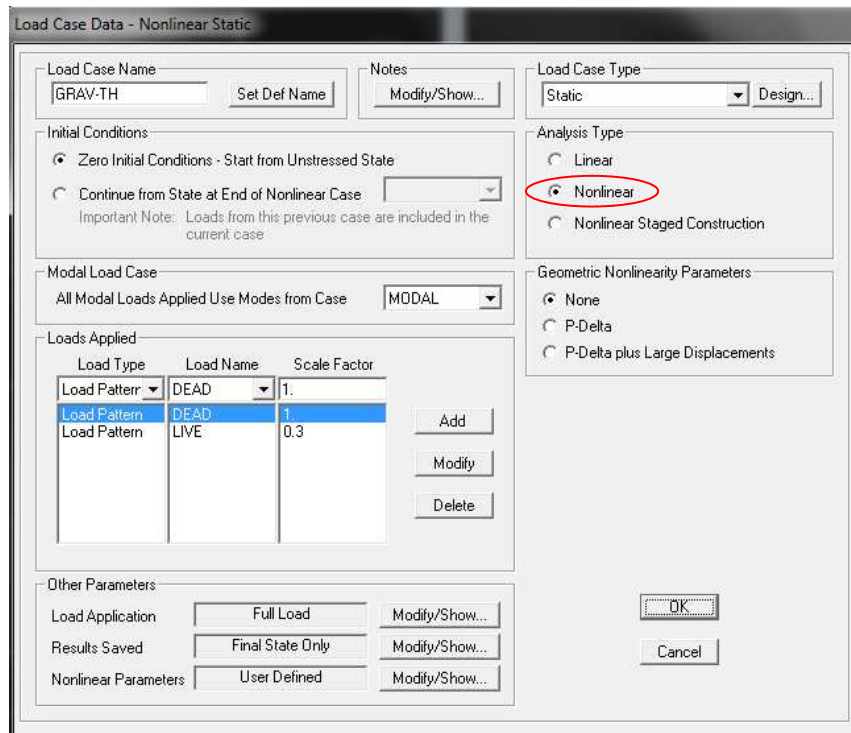
Όπως αναφέρεται και παραπάνω επιλέχτηκε να χρησιμοποιηθεί ο σεισμός του Αιγίου του 1995 και όχι ο σεισμός της Αθήνας που είχε χρησιμοποιηθεί στην γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Αυτό συνέβη διότι ο σεισμός αυτός είναι κατά πολύ ισχυρότερος αυτού της Αθήνας και επομένως υποβάλει την κατασκευή μας σε εντονότερη διέγερση. Η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος αυτού του σεισμού έγινε με την ίδια διαδικασία που είχε γίνει και αυτού της Αθήνας (§6.4.2).

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Αιγίου, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην δυναμική ανελαστική ανάλυση.



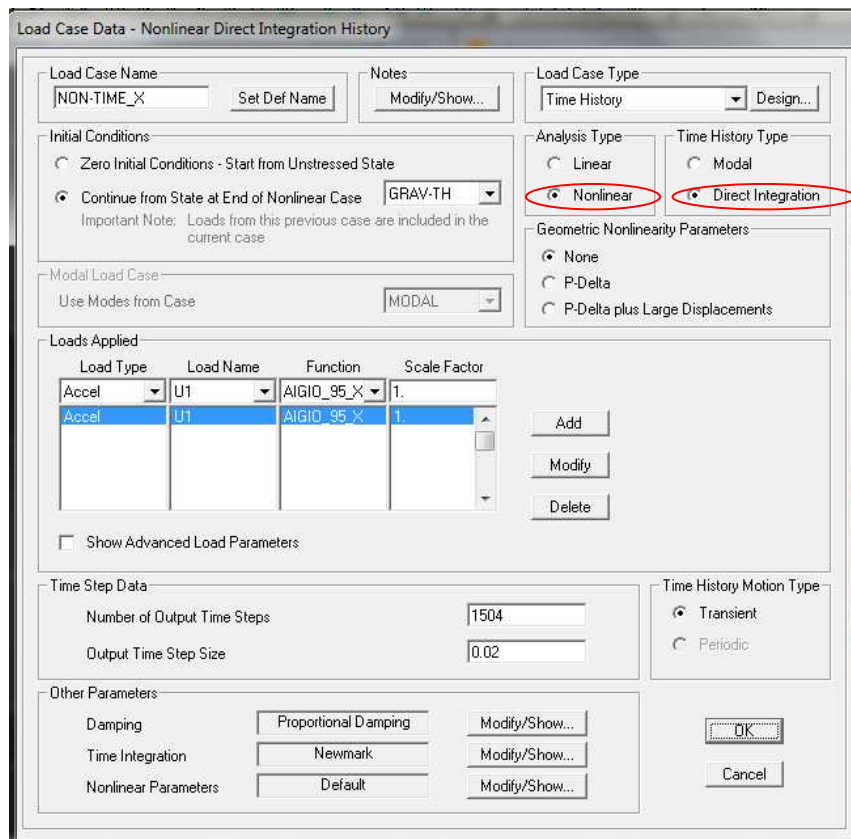
Εικόνα 7.35 Επιταχυνσιογράφημα Σεισμού Αιγίου 1995

Στη συνέχεια κατασκευάζουμε μια κατάσταση φόρτισης την οποία ονομάζουμε GRAV-TH, από την οποία θα ξεκινά να τρέχει η δυναμική ανελαστική ανάλυση. Πρόκειται ουσιαστικά για το συνδυασμό $G+0.3Q$ των μόνιμων και κινητών φορτίων της κατασκευής. Επιλέγουμε τέλος ο τύπος αυτής της ανάλυσης να είναι μη γραμμικός.



Εικόνα 7.36 Ορισμός Κατάστασης Φόρτισης GRAV-TH

Έπειτα ορίζουμε την δυναμική ανελαστική ανάλυση κατά τα γνωστά, και επιλέγουμε να ξεκινά από το τέλος της κατάστασης GRAV-TH.

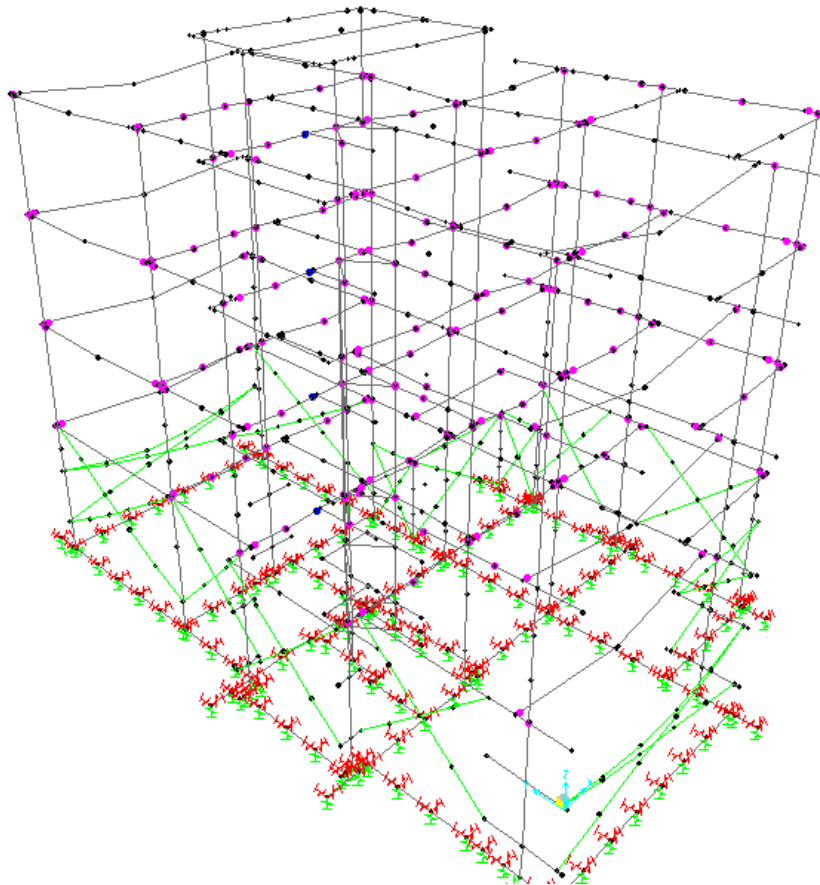


Εικόνα 7.37 Ορισμός Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης Κατά X

Η ανάλυση θα πρέπει να είναι μη γραμμική, ενώ στη θέση time history type τσεκάρουμε τη επιλογή άμεση ολοκλήρωση (direct integration). Ακόμα, αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί σαν μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης η μέθοδος Newmark.

Παρατηρώντας το επιταχυνσιογράφημα βλέπουμε ότι τιμές επιταχύνσεων έχουμε περίπου μέχρι τη χρονική στιγμή $t = 30.08 \text{ sec}$, ενώ στη συνέχεια είναι μηδενικές. Επιλέγοντας χρονικό βήμα 0.02 sec απαιτούνται να γίνουν $30.08/0.02 = 1504$ βήματα.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται τα μέλη τα οποία έχουν πλαστικοποιηθεί από την διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Αιγίου. Παρατηρούμε ότι οι πλειονότητα των μελών εισέρχεται στη στάθμη επιτελεστικότητας B (Bending), η οποία αντιστοιχεί στη διαρροή. Λίγα μόνο μέλη, και συγκεκριμένα αυτά της διατομής D4 για τις δοκούς φτάνουν στη στάθμη IO (Immediate Occurance), ενώ τα περισσότερα υποστυλώματα φτάνουν και αυτά στη στάθμη B.

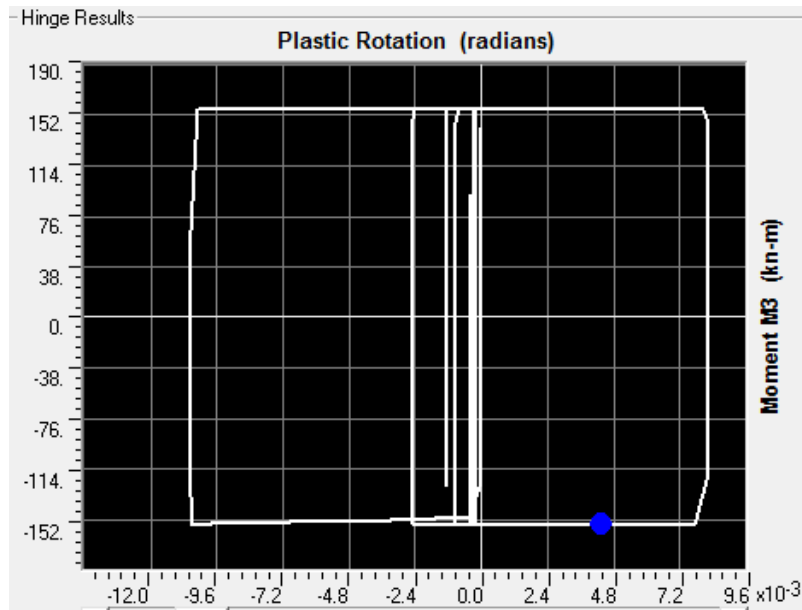


Εικόνα 7.38 Θέση Εμφάνισης Πλαστικών Αρθρώσεων για τη Φόρτιση NON-TIME_X



Εικόνα 7.39 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Ειδικότερα για τη δοκό D4 του 1^{ου} ορόφου παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα το διάγραμμα ροπών – στρωφών για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση που καταπονεί την κατασκευή



Εικόνα 7.40 Διάγραμμα Ροπών – Στροφών για τη Δοκό D4 του 1^{ου} Ορόφου

Ένα ακόμα ενδιαφέρον στοιχείο που αξίζει να αναφερθεί είναι ότι 15 από τα 16 υποστυλώματα και τοιχία του ισογείου, 13 από τα 16 του 1^{ου} ορόφου και 15 από τα 16 του 2^{ου} ορόφου, διέρρευσαν. Επομένως δεν εμφανίζεται αστοχία στην κατασκευή από δημιουργία μηχανισμού ορόφου.

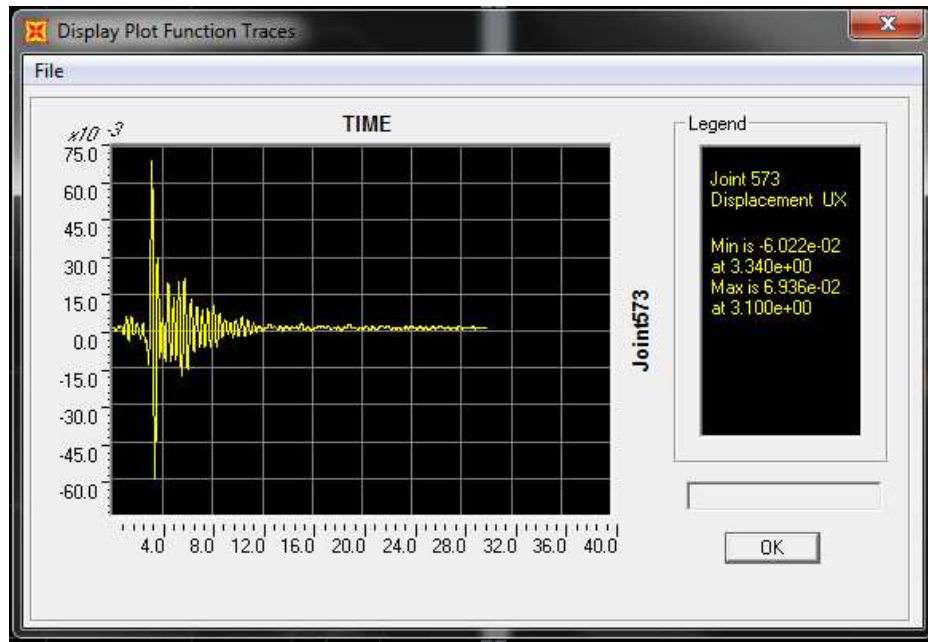
Η μετατόπιση του κόμβου 573, δηλαδή του κέντρου βάρους του δώματος, κατά την διεύθυνση U1 για την δυναμική ανελαστική ανάλυση είναι αυτή του παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 7.9 Μετατόπιση Κόμβου 573 Κατά U1

TABLE: Joint Displacements				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m
573	NON-TIME_X	Max	0.069361	0.013514
573	NON-TIME_X	Min	-0.060218	-0.012982

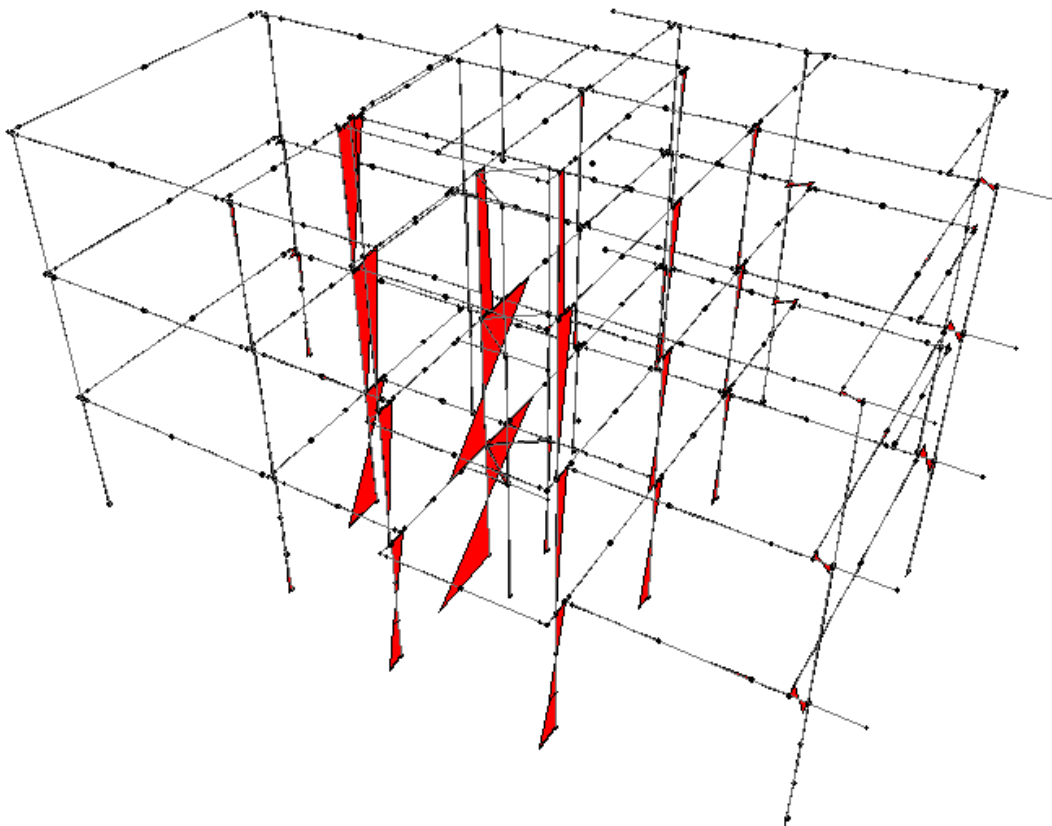
Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου 573 κατά U1 είναι ίση με 6.9 cm. Αντίστοιχα, η στατική ανελαστική ανάλυση μας έδωσε κατά την ίδια διεύθυνση μέγιστη μετατόπιση περίπου στα 3.0 cm.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει και η χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου 573 κατά UX λόγω της διέγερσης από τον σεισμό του Αιγίου. Η μεταβολή αυτή φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, όπου παρατηρούμε όπως ήταν αναμενόμενο ότι είναι ανάλογη του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού.



Εικόνα 7.41 Χρονική Εξέλιξη της Μετατόπισης του Κόμβου 573 Κατά UX

Ένα ακόμα ενδιαφέρον χαρακτηριστικό είναι και ο τρόπος με τον οποίο κατανέμεται η σεισμική διέγερση στην κατασκευή, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 7.42 Κατανομή Ροπής Κάμψης M2

Βλέπουμε λοιπόν ότι το μεγαλύτερο μέρος αναλαμβάνεται από τα τοιχία T7_2, T4 και τα υποστυλώματα K6 και K10. Το αποτέλεσμα αυτό άλλωστε είναι και το επιθυμητό, καθώς

για αυτόν ακριβώς το λόγο τα προαναφερόμενα μέλη έχουν τοποθετηθεί με την μεγάλη τους διάσταση κατά τη φορά της σεισμικής διέγερσης.

Τέλος, παρουσιάζεται οι βρόχοι υστέρησης σε όρους τέμνουσας βάσης μετατόπισης κορυφής ισογείου. Ο κόμβος που επιλέχθηκε για τη μετατόπιση της κορυφής του ισογείου είναι ο 513 (κέντρο βάρους 1^{ου} ορόφου). Βλέπουμε ότι στο διάγραμμα αυτό αντικατοπτρίζεται αυτό που έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο (§2.4), ότι δηλαδή η κατασκευή διαθέτει πλαστιμότητα και δεν έχουμε πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας μετά από μερικούς κύκλους φόρτισης.

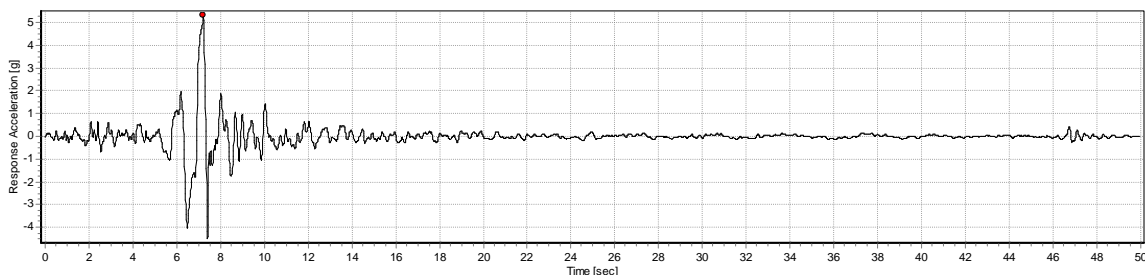
Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης - Μετατόπισης Κορυφής Ισογείου



Εικόνα 7.43 Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετατόπισης Κορυφής Ισογείου

7.3.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΥΥ

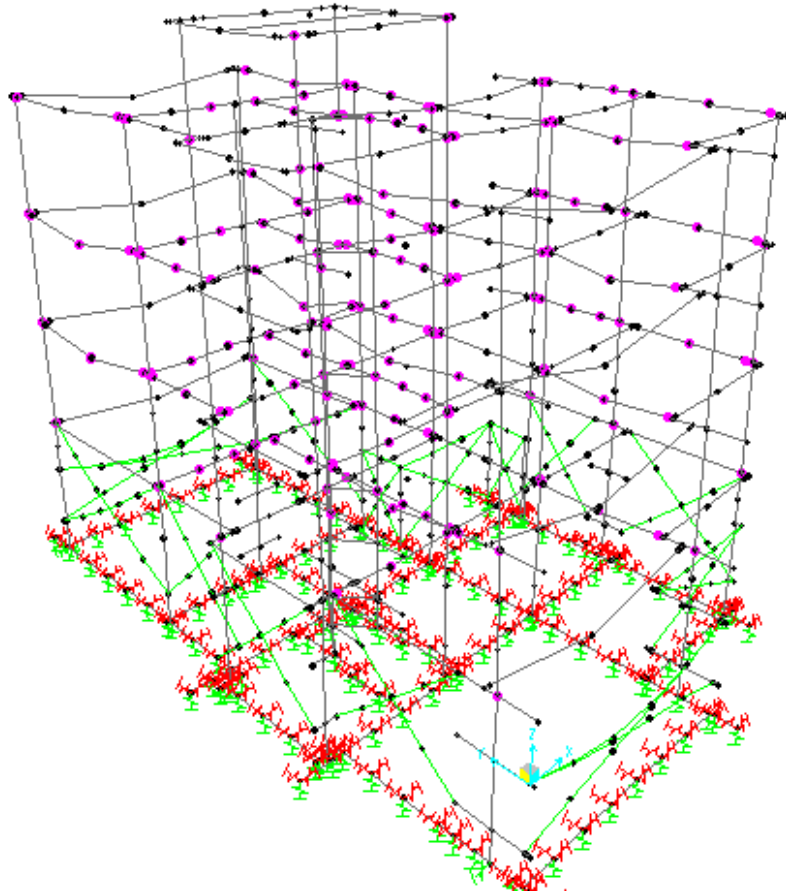
Ο τρόπος εφαρμογής της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης κατά τη διεύθυνση Υ γίνεται εφαρμόζοντας ακριβώς την ίδια διαδικασία με αυτή της ανάλυσης κατά Χ. Και εδώ χρησιμοποιείται ο σεισμός του Αιγίου του 1995, το επιταχυνσιογράφημα του οποίου φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 7.44 Επιταχυνσιογράφημα Σεισμού Αιγίου 1995

Από την παραπάνω εικόνα μπορούμε να δούμε ότι η μέγιστη επιτάχυνση του σεισμού αυτή είναι $\alpha = 5.326g$ και η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος $T = 7.210 \text{ sec}$.

Μετά την επιβολή της παραπάνω διέγερσης στην κατασκευή κατά τη διεύθυνση ΥΥ και την ολοκλήρωση της ανάλυσης παίρνουμε την παρακάτω εικόνα με τις θέσεις εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων:



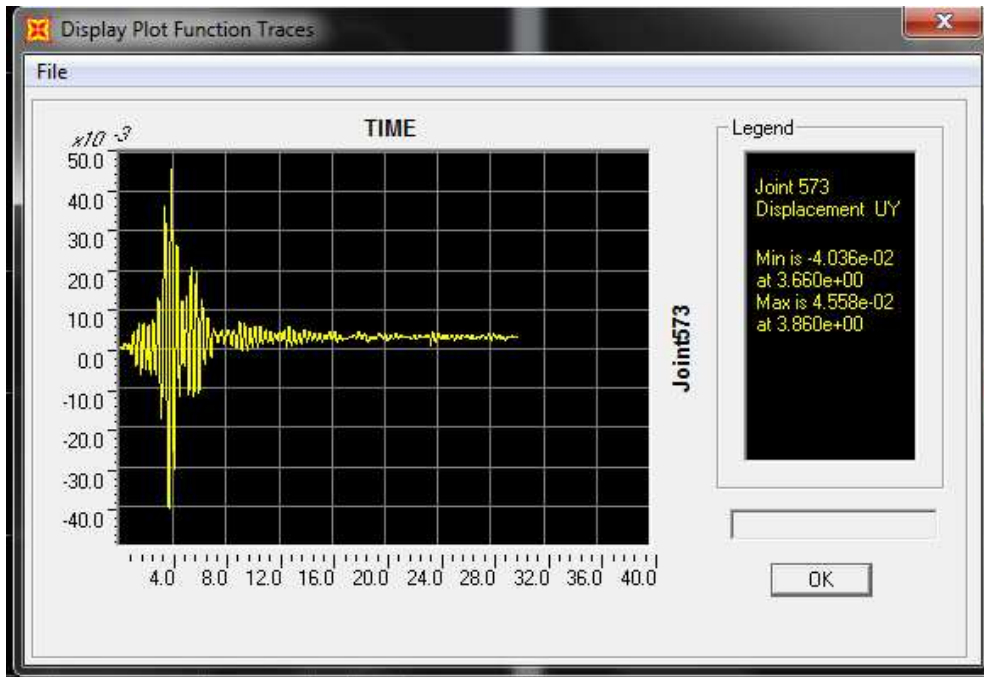
Εικόνα 7.45 Θέση Εμφάνισης Πλαστικών Αρθρώσεων Για τη Φόρτιση NON – TIME_Y



Εικόνα 7.46 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Παρατηρούμε ότι ο μεγαλύτερος αριθμός των διατομών πλαστικοποιούνται, αλλά η πλαστικοποίηση τους δεν είναι τόσο έντονη. Χαρακτηριστικά μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι σχεδόν όλες οι διατομές φτάνουν μέχρι τη στάθμη B (Bending).

Αξίζει να παρουσιαστεί και το διάγραμμα της χρονικής εξέλιξης της μετατόπισης της οροφής του κτιρίου. Για την απεικόνιση της μεταβολής αυτής λοιπόν επιλέχθηκε ο κόμβος 573, ο οποίος ήταν και ο κόμβος ελέγχου για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις UX και UY. Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η προαναφερθείσα χρονική εξέλιξη της μετατόπισης.



Εικόνα 7.47 Χρονική Εξέλιξη της Μετατόπισης του Κόμβου 573 κατά UY

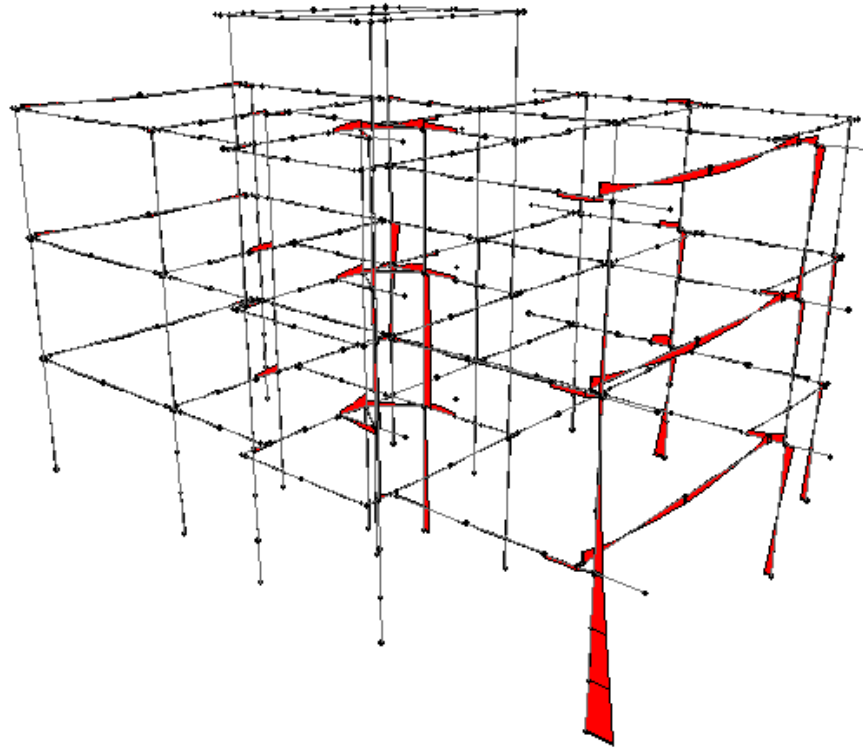
Όπως ήταν αναμενόμενο η μεταβολή της μετατόπισης είναι ανάλογη του επιταχυνσιογραφήματος της σεισμικής διέγερσης.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει και το μέγεθος της μετατόπισης του κόμβου 573. Βλέπουμε λοιπόν στον παρακάτω πίνακα ότι η μέγιστη μετακίνηση για τον κόμβο 573 κατά τη διεύθυνση U2 είναι 4.56 cm.

Πίνακας 7.10 Μετατόπιση Κόμβου 573 Κατά U2

TABLE: Joint Displacements				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m
573	NON-TIME_Y	Max	0.023966	0.045583
573	NON-TIME_Y	Min	-0.021616	-0.040357

Επίσης, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα όπου απεικονίζεται η κατανομή της αναπτυσσόμενης ροπής M3, το μεγαλύτερο μέρος της έντασης αναλαμβάνεται κυρίως από τα τοιχεία T14, T15 ενώ ένα μικρότερο μέρος αναλαμβάνεται και από τα τοιχεία T7_1 που περιβάλλουν τον ανελκυστήρα.



Εικόνα 7.48 Κατανομή Ροπής Κάμψης M3

Τέλος, παρουσιάζεται ο βρόχος υστέρησης σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής ισογείου. Ο κόμβος που επιλέχθηκε για τη μετατόπιση της κορυφής του ισογείου είναι ο 513 που αντιστοιχεί στο κέντρο βάρους του 1^{ου} ορόφου. Και εδώ βλέπουμε ότι οι βρόχοι υστέρησης αντιστοιχούν σε πλαστικά μέλη καθώς δεν έχουμε όπως είπαμε και προηγουμένως μείωση αντοχής και δυσκαμψίας μετά το πέρας μερικών κύκλων φόρτισης.

Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης - Μετατόπισης Κορυφής Ισογείου



Εικόνα 7.49 Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετατόπισης Κορυφής Ισογείου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ myBiAxial

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το myBiAxial είναι ένα πρόγραμμα το οποίο αναλύει τυχαίες διατομές σε διαξονική κάμψη και αξονική καταπόνηση. Ο αλγόριθμος του προγράμματος αυτού αναπτύχθηκε από τον κ. Α. Ε. Χαραλαμπίδη και τον καθηγητή κ. Β. Κουμούση στο Ε.Μ.Π. Ο μόνος περιορισμός τον οποίο θέτει το πρόγραμμα είναι η υπόθεση Euler – Bernoulli, δηλαδή ότι μετά την κάμψη οι επίπεδες διατομές παραμένουν επίπεδες και κάθετες στον ουδέτερο άξονα.

Μέσω του προγράμματος αυτού είναι δυνατός ο υπολογισμός του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων για μία τυχαία διατομή. Έτσι, για δεδομένο αξονικό φορτίο και προσανατολισμό του ουδέτερου άξονα (γωνία θ), μπορεί να κατασκευαστεί το παραπάνω διάγραμμα τόσο για τη ροπή M_y όσο και για τη ροπή M_z . Αρχικά, δίνεται μία τιμή για την αρχική καμπυλότητα, η οποία αυξάνει σταδιακά. Όσο πιο μικρή είναι αυτή η τιμή τόσο πιο ομαλό θα είναι το τελικό διάγραμμα, αυτό όμως έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση του υπολογιστικού κόστους. Με βάση λοιπόν την παραμορφωμένη κατάσταση της διατομής υπολογίζονται οι καμπτικές ροπές M_y και M_z και επαναλαμβάνεται η διαδικασία. Σε περίπτωση που η αύξηση της καμπυλότητας δεν μπορεί να εφαρμοστεί το βήμα που έχει αρχικά οριστεί διχοτομείται και η οριακή αντοχή προσδιορίζεται με μεγαλύτερη ακρίβεια.

Όσον αφορά τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, υπολογίζοντας τις οριακές τιμές σύμφωνα με την προαναφερθείσα διαδικασία, μπορούν να κατασκευαστούν δύο διαφορετικοί τύποι διαγραμμάτων (α) διαγράμματα ροπών – ροπών για δεδομένο αξονικό φορτίο, όπου οι επίπεδοι ισημερινοί της επιφάνειας αστοχίας προκύπτουν περιστρέφοντας τον ουδέτερο άξονα από $0 - 360^\circ$ και (β) διαγράμματα ροπής – αξονικής για σταθερό προσανατολισμό του ουδέτερου άξονα.

Με τη χρήση λοιπόν του προγράμματος αυτού, προσπαθείτε παρακάτω πρώτον, να συγκριθούν τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων για την περίπτωση της συχνότερα εμφανιζόμενης διατομής δοκού, και δεύτερον να γίνει έλεγχος των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης τα οποία εξάγει το πρόγραμμα SAP2000. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι τιμές των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης χρησιμοποιούνται αυτόματα για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής των υποστυλωμάτων κατά την στατική ανελαστική ανάλυση.

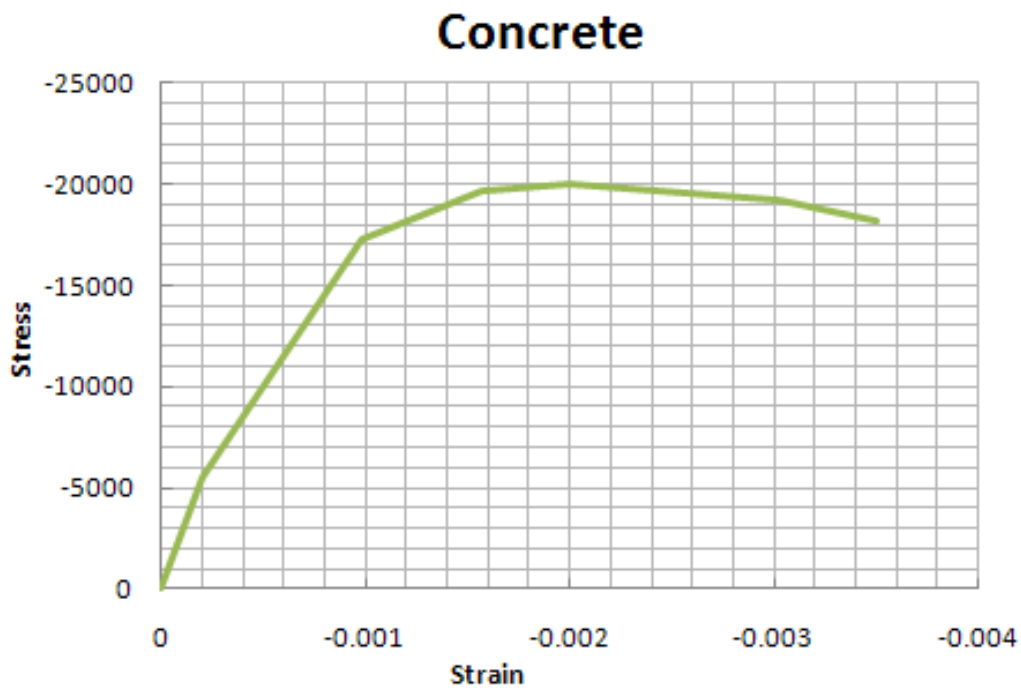
8.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΡΟΠΩΝ – ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ

Για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων των παραπάνω δοκών, δόθηκε μια τιμή για τη ροπή διαρροής διαφορετική για κάθε δοκό. Η τιμή αυτή υπολογίστηκε από το ίδιο το πρόγραμμα μετά το σχεδιασμό της διατομής και του σπλισμού. Ωστόσο, επειδή η αξιοπιστία των παραπάνω τιμών δεν είναι δεδομένη αποφασίστηκε να γίνει μια συνοπτική σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με αυτά που παίρνουμε από το πρόγραμμα mybiAxial

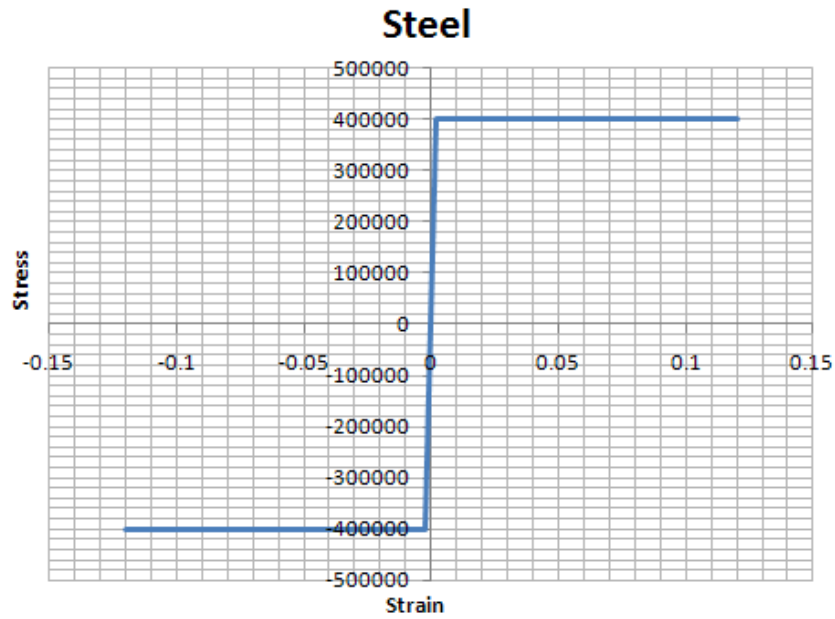
τα οποία είναι εν γένει ακριβέστερα. Φυσικά, σημαντικό ρόλο για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων παίζει και ο ορισμός των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιούνται, δηλαδή το κατά πόσο τα διαγράμματα τάσεων - παραμορφώσεων των υλικών για τα δύο προγράμματα ταυτίζονται.

Αρχικά λοιπόν θα πρέπει να κατασκευαστούν τα διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα και το χάλυβα έτσι ώστε να ταυτίζονται με αυτά του SAP2000. Ο ορισμός των δύο νέων αυτών υλικών γίνεται από το αρχείο materials.lib του προγράμματος mybiaxial.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων των δύο υλικών που ορίστηκαν σύμφωνα με τα προηγούμενα.



Εικόνα 8.1 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων Σκυροδέματος



Εικόνα 8.2 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων Χάλυβα

Τα διαγράμματα αυτά όπως ειπώθηκε και παραπάνω είναι τα διαγράμματα που χρησιμοποιούνται από το πρόγραμμα SAP2000 για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υλικών.

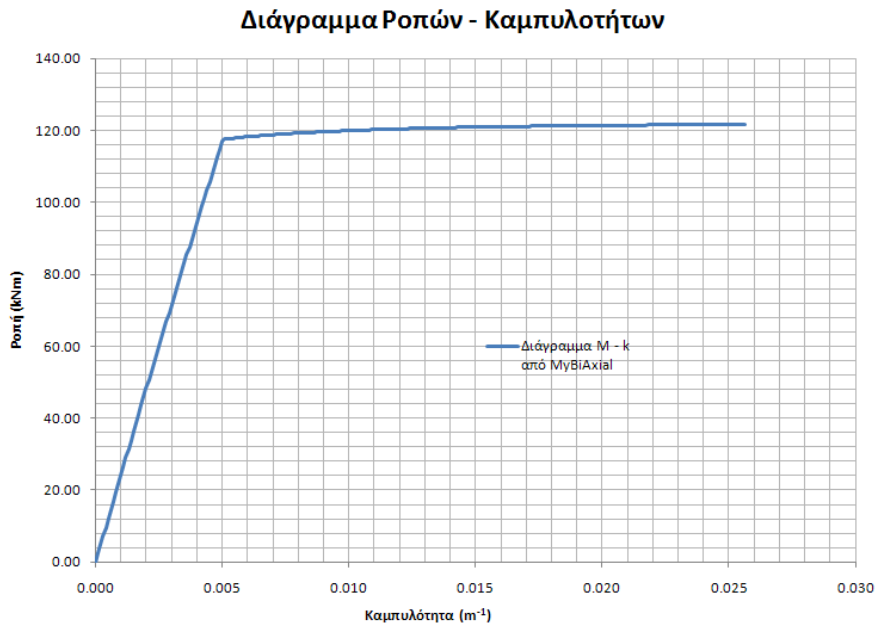
Παρατηρώντας προσεκτικότερα τα σχέδια του κτιρίου βλέπουμε ότι οι δοκοί D6, D11, D12, D14, D15, D20 και D21 έχουν όλες διαστάσεις 55x25 cm και σπλισμό 4Φ14 άνω και 4Φ14 κάτω. Για τη δοκό λοιπόν αυτή, η οποία είναι η πιο συχνά εμφανιζόμενη διατομή του κτιρίου, προσπαθείτε παρακάτω να γίνει σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων του mybi axial και του SAP2000.

Η εισαγωγή της διατομής της δοκού στο mybi axial έγινε αφού πρώτα αυτή σχεδιάστηκε στο AutoCAD, και έχει την παρακάτω μορφή:



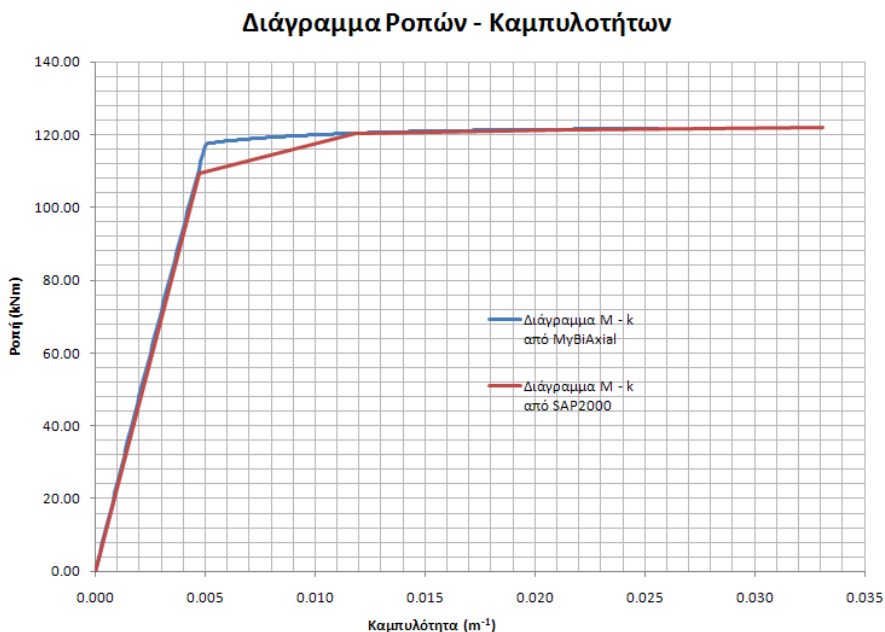
Εικόνα 8.3 Διατομή Δοκού στο mybi axial

Για μικρή τιμή του βήματος αύξησης της καμπυλότητας παίρνουμε το παρακάτω διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων για την διατομή.



Εικόνα 8.4 Διάγραμμα Ροπών – Καμπυλοτήτων από mybiaxial

Εισάγοντας στο ίδιο γράφημα και το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων του SAP2000, παίρνουμε την παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 8.5 Διαγράμματα Ροπών – Καμπυλοτήτων από το mybiaxial και το SAP2000

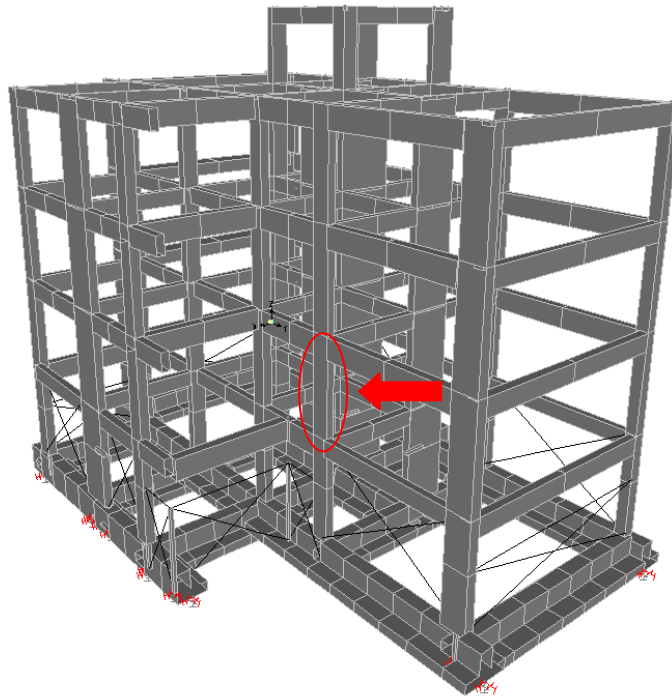
Παρατηρούμε ότι η ροπή διαρροής των δύο διαγραμμάτων διαφέρει. Πιο συγκεκριμένα βλέπουμε ότι το mybiaxial δίνει ροπή διαρροής $M_y = 116.84$ kNm, ενώ το SAP2000 δίνει $M_y = 109.92$ kNm. Επίσης, παρατηρούμε ότι από κάποιο σημείο και μετά οι δύο καμπύλες ταυτίζονται, ενώ γενικά η κράτυνση και για τις δύο είναι σχετικά μικρή.

Η τιμή 109.92 kNm ήταν η τιμή που είχε ορισθεί σαν ροπή διαρροής για τις όμοιες δοκούς κατά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων. Αυτό που μπορεί να εξαχθεί σαν συμπέρασμα από την παραπάνω διαπίστωση είναι ότι ορισμένες από τις πλαστικές αρθρώσεις που εμφανίστηκαν για την ανάλυση με το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων του SAP2000, στην πραγματικότητα μπορεί να μην είχαν σχηματισθεί. Δηλαδή, η εικόνα που έχουμε για την απόκριση της κατασκευής είναι δυσμενέστερη από την πραγματική.

8.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

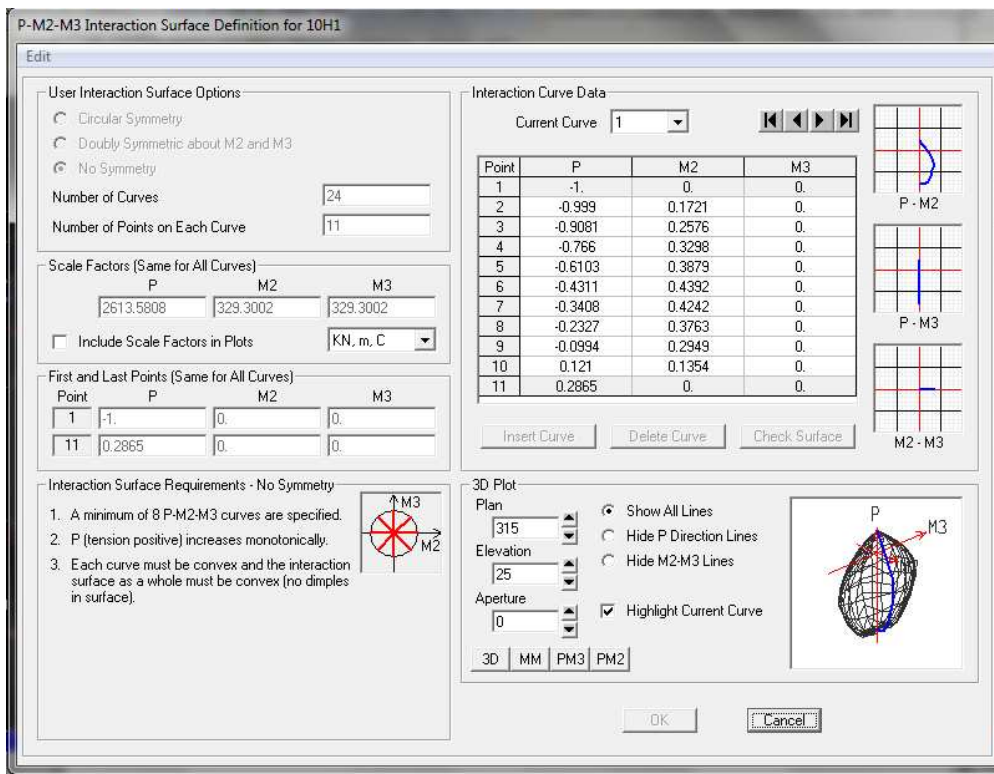
Για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής σε ένα θλιβόμενο υποσύλωμα κατά την στατική ανελαστική ανάλυση το πρόγραμμα SAP2000 κατασκευάζει το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ταυτόχρονη διαξονική κάμψη και κεντρική θλίψη. Είναι προφανές λοιπόν ότι το αποτέλεσμα που εξάγεται από αυτά τα διαγράμματα είναι καθοριστικής σημασίας για την εκτίμηση της αντοχής της κατασκευής. Κρίνεται επομένως σκόπιμο να γίνει ένας σχετικός έλεγχος για να διαπιστωθεί η ακρίβεια των εξαγόμενων αποτελεσμάτων.

Για το σκοπό αυτό αποφασίστηκε να γίνει έλεγχος μόνο για το υποσύλωμα K5 (Frame Element 10) του ισογείου. Η αξονική δύναμη του υποστυλώματος αυτού υπολογίστηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο (§7.2.2) και είναι ίση με -662.126 kN. Το πρόσημο μείον αναφέρεται στο ότι η δύναμη αυτή είναι θλιπτική για το υποσύλωμα. Η θέση του υποστυλώματος K5 φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 8.6 Θέση Υποστυλώματος K5

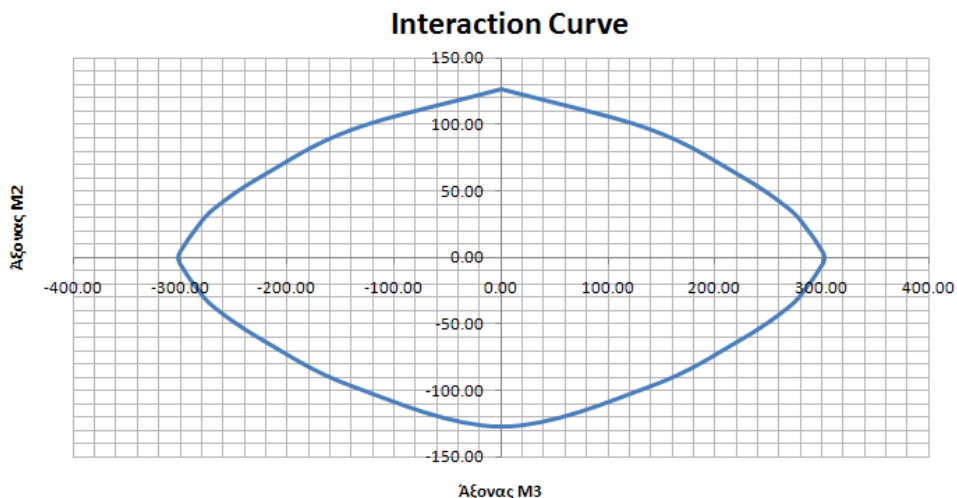
Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ακόμα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης που υπολογίζεται από το SAP2000.



Εικόνα 8.7 Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης SAP2000

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως η θλιπτική αξονική δύναμη του υποστυλώματος K5 είναι ίση με $P = -662.126$ kN. Είναι προφανές λοιπόν ότι η ανοιγμένη θλιπτική δύναμη είναι ίση με -0.25334 . Για αυτή λοιπόν την τιμή υπολογίζονται οι ροπές διαρροής M2 και M3 της διατομής του υποστυλώματος. Εξάγοντας τα παραπάνω αποτελέσματα σε ένα υπολογιστικό φύλλο του excel μπορούμε να έχουμε μια πιο εποπτική εικόνα για τις τιμές που παίρνουν οι ροπές υπό σταθερό θλιπτικό φορτίο.

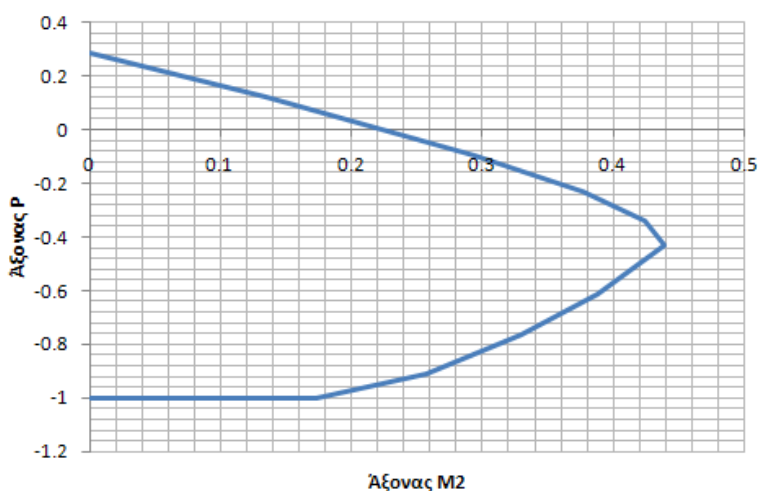
Για την δεδομένη λοιπόν αξονική δύναμη παίρνουμε την αλληλεπίδραση μεταξύ των ροπών M2 και M3 της διατομής του υποστυλώματος.



Εικόνα 8.8 Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης M2 – M3

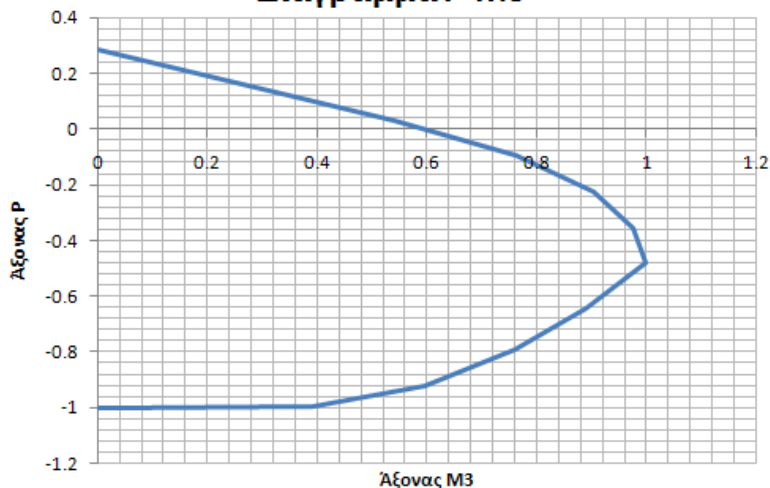
Επίσης, παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες και τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης μεταξύ των μεγεθών $P - M2$ και $P - M3$, σε όρους ανηγμένων εντατικών μεγεθών, για τις περιπτώσεις όπου έχουμε ταυτόχρονη δράση αξονικής έντασης και κάμψης περί των ένα από τους δύο άξονες. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι τιμές των ροπών είναι διαιρεμένες με ένα συντελεστή κλιμάκωσης ως προς την ροπή $M3$. Βλέπουμε λοιπόν ότι η μέγιστη τιμή για τη $M2$ είναι στο 44% του συντελεστή αυτού.

Διάγραμμα P-M2



Εικόνα 8.9 Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης P – M2

Διάγραμμα P-M3

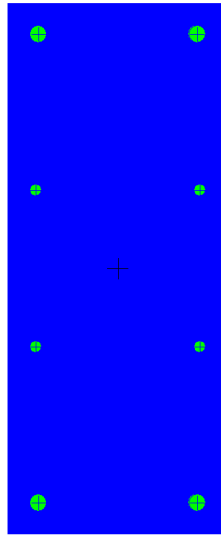


Εικόνα 8.10 Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης P – M3

Από τα παραπάνω διαγράμματα λοιπόν για οποιαδήποτε τιμή της αξονικής δύναμης μπορούμε να διαβάσουμε στον εγκάρσιο άξονα την τιμή της ροπής που αναπτύσσεται.

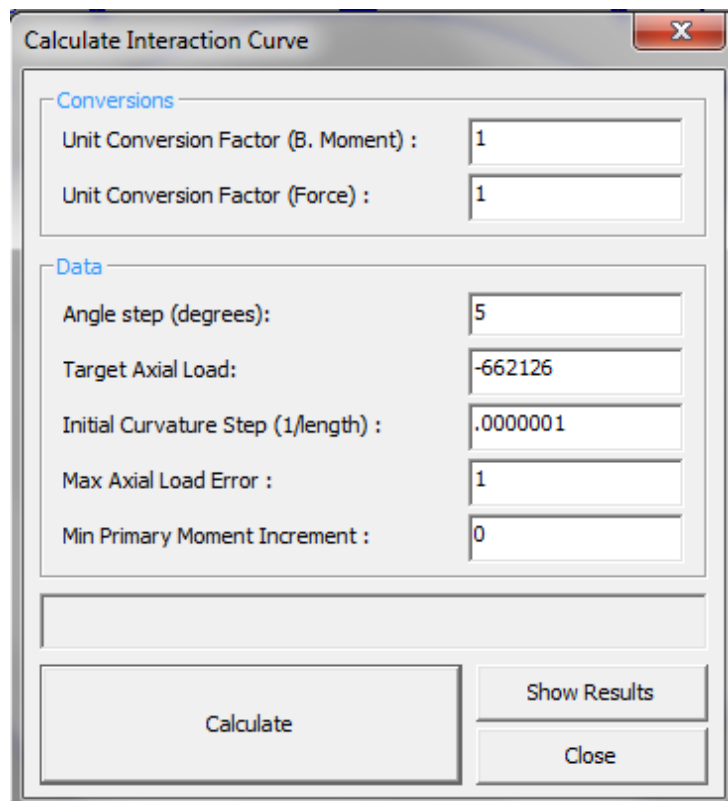
Μένει λοιπόν να συγκρίνουμε τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης που προκύπτουν από το SAP2000 και το myBiAxial αντίστοιχα. Για το σκοπό αυτό ακολουθεί παρακάτω η σχετική ανάλυση που έγινε με τη χρήση του προγράμματος myBiAxial.

Η εισαγωγή της διατομής γίνεται χρησιμοποιώντας ένα DXF αρχείο το οποίο σχεδιάστηκε με τη χρήση του AutoCAD. Στην παρακάτω εικόνα βλέπουμε την διατομή του υποστυλώματος K5 όπως αυτή εισήχθη στο myBiAxial.



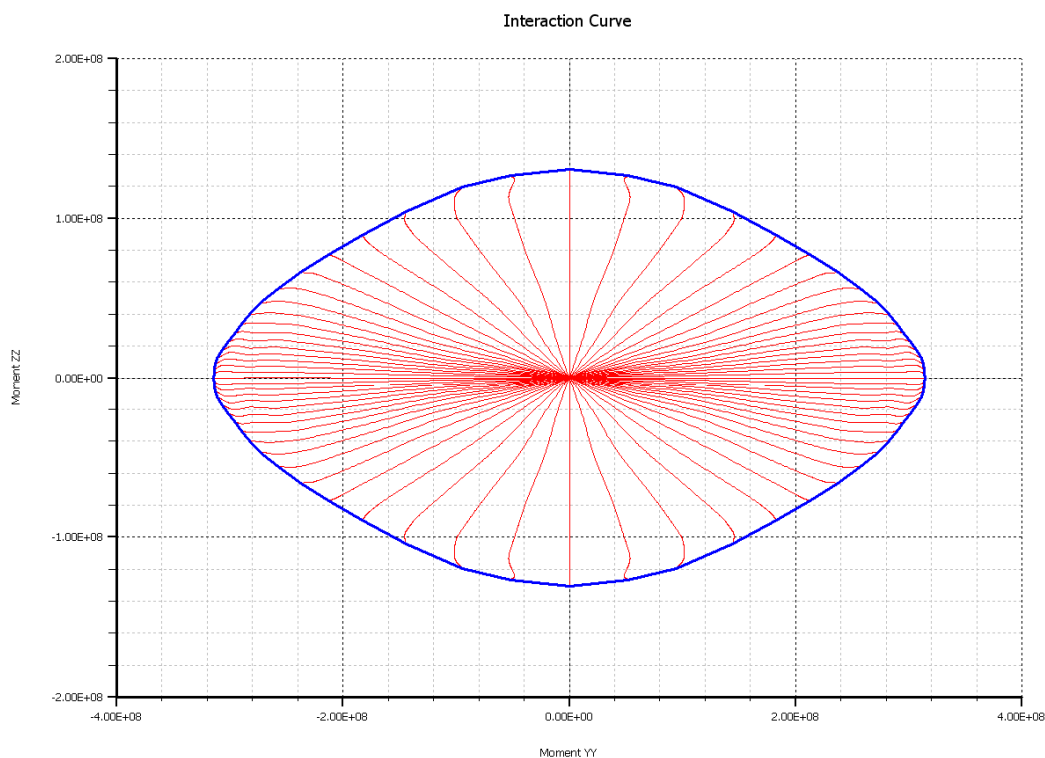
Εικόνα 8.11 Διατομή Υποστυλώματος K5

Ορίζουμε σαν αρχή του συστήματος αναφοράς το πλαστικό κέντρο της διατομής και εισάγουμε αξονικό φορτίο $P = -662126$, καθότι η σχεδίαση του υποστυλώματος έγινε σε mm.



Εικόνα 8.12 Ορισμός Αξονικής Δύναμης Υποστυλώματος K5

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω υπολογίζεται το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων για το υποστύλωμα K5 του ισογείου.



Εικόνα 8.13 Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης Από myBiAxial

Βλέπουμε λοιπόν ότι τα δύο παραπάνω διαγράμματα αλληλεπίδρασης είναι σχεδόν παρόμοια. Πιο συγκεκριμένα η διακύμανση της ροπής στον οριζόντιο άξονα για το διάγραμμα του mybiaxial παίρνει τιμές από περίπου -315 έως 315 kNm, ενώ στον κατακόρυφο από περίπου -130 έως 130 kNm. Αντίστοιχα, για το διάγραμμα του SAP2000 οι τιμές του οριζόντιου άξονα βρίσκονται εντός του διαστήματος -305 kNm έως 305 kNm και του κατακόρυφου εντός του διαστήματος -128 kNm έως 128 kNm.

Μπορούμε λοιπόν να πούμε ότι οι τιμές των ροπών διαρροής των υποστυλωμάτων έχουν υπολογιστεί με ικανοποιητική ακρίβεια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην εργασία αυτή εφαρμόστηκαν ελαστικές και κυρίως ανελαστικές μέθοδοι για την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου. Οι ελαστικές μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν η δυναμική φασματική μέθοδος, η ισοδύναμη στατική μέθοδος και η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης, ενώ αντίστοιχα οι ανελαστικές ήταν η στατική ανελαστική ανάλυση και η δυναμική ανελαστική ανάλυση. Τα αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων δεν είχαν ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις μεταξύ τους και μπορούμε να πούμε ότι οι τρεις χρησιμοποιούμενες μέθοδοι έδωσαν μία αξιόπιστη εικόνα για την ελαστική απόκριση της κατασκευής. Αντίστοιχα, οι ανελαστικές παρουσίασαν διαφοροποιήσεις, οι οποίες αναλύονται διεξοδικότερα στα παρακάτω.

Πιο συγκεκριμένα κατά την εφαρμογή της στατικής ανελαστική ανάλυσης στόχος ήταν ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετατόπισης της κορυφής του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις UX και UY. Όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο η στοχευόμενη μετατόπιση προκύπτει από το σημείο τομής μεταξύ της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και της καμπύλης απαίτησης, δηλαδή του φάσματος που χρησιμοποιείται. Φυσικά, οι δύο παραπάνω καμπύλες για να μπορούν να είναι συγκρίσιμες θα πρέπει πρώτα να έχουν μετατραπεί σε μορφή ADRS. Παρατηρήθηκε λοιπόν ότι ιδιαίτερα κατά την διεύθυνση UY η υπολογιζόμενη στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε αρκετά μικρότερη από την αντίστοιχη κατά την άλλη διεύθυνση.

Πίνακας 9.1 Στοχευόμενες Μετατοπίσεις

Δx (cm)	Δy (cm)
3.0	1.7

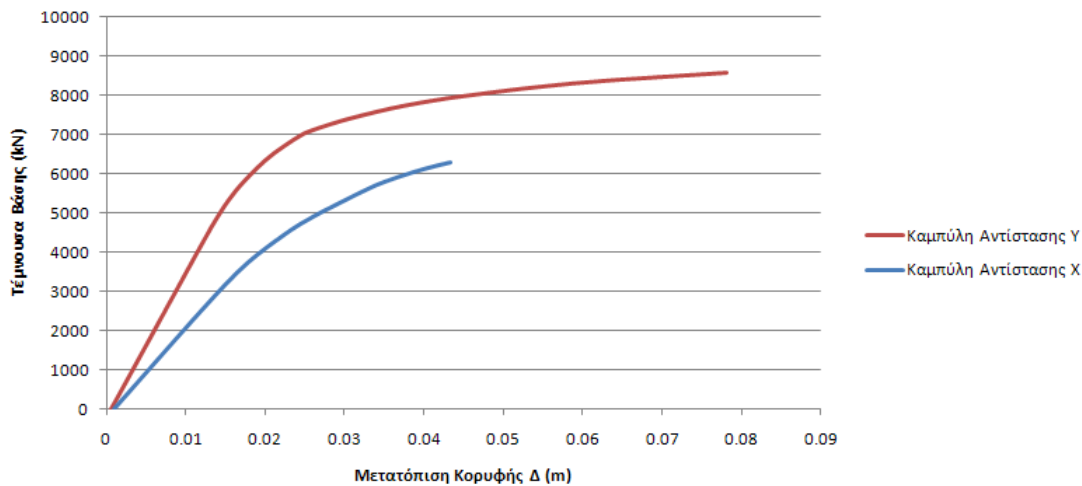
Υπολογίζοντας με την βοήθεια του excel τις δυσκαμψίες της κατασκευής κατά τις δύο αυτές διευθύνσεις [C] προέκυψαν οι έξης τιμές:

Πίνακας 9.2 Δυσκαμψίες Ορόφων

Όροφος	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)
Ισόγειο	4889748.81	12469084.26
1	4889748.81	12469084.26
2	4889748.81	12469084.26
Δώμα	825078.48	196437.15
	15494324.90	37603689.94

Βλέπουμε λοιπόν ότι η δυσκαμψία κατά την διεύθυνση UY είναι μεγαλύτερη αυτής κατά UX.

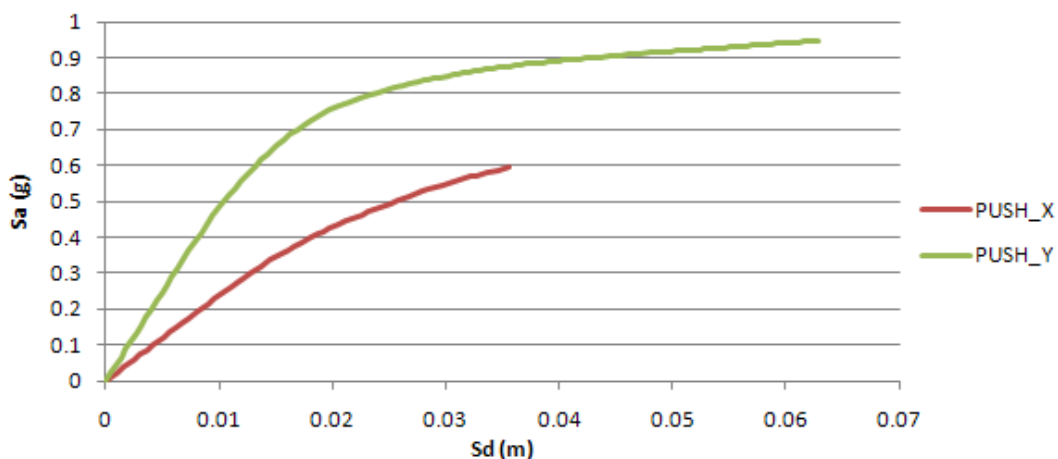
Στην παρακάτω εικόνα βλέπουμε τις καμπύλες αντίστασης της κατασκευής κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις όπου αποτυπώνεται ακριβώς αυτή η διαφορά μεταξύ των ακαμψιών κατά τις δύο διευθύνσεις.



Εικόνα 9.1 Καμπύλες Αντίστασης Κατά UX και Κατά UY

Επίσης ένα άλλο ενδιαφέρον χαρακτηριστικό που παρατηρούμε είναι και η μέγιστη μετατόπιση στην οποία εξωθείται η κατασκευή κατά την διεύθυνση UX. Βλέπουμε λοιπόν μια μεγάλη διαφορά, όπου στην μεν Pushover κατά X η μέγιστη μετατόπιση είναι περίπου 4.4 cm, στη δε Pushover κατά Y είναι 7.5 cm. Ο τερματισμός της διαδικασίας ανεξάρτητα της δυσκαμψίας κάθε διεύθυνσης, οφείλεται κατά πάσα πιθανότητα σε προβλήματα σύγκλισης τα οποία παρουσιάζει το πρόγραμμα SAP2000. Τα προβλήματα αυτά ενισχύει και το γεγονός ότι το κτίριο παρουσιάζει μη κανονικότητα ως προς την κάτοψη, όπως επίσης και το γεγονός ότι οι ιδιομορφές δεν είναι καθαρά καμπτικές.

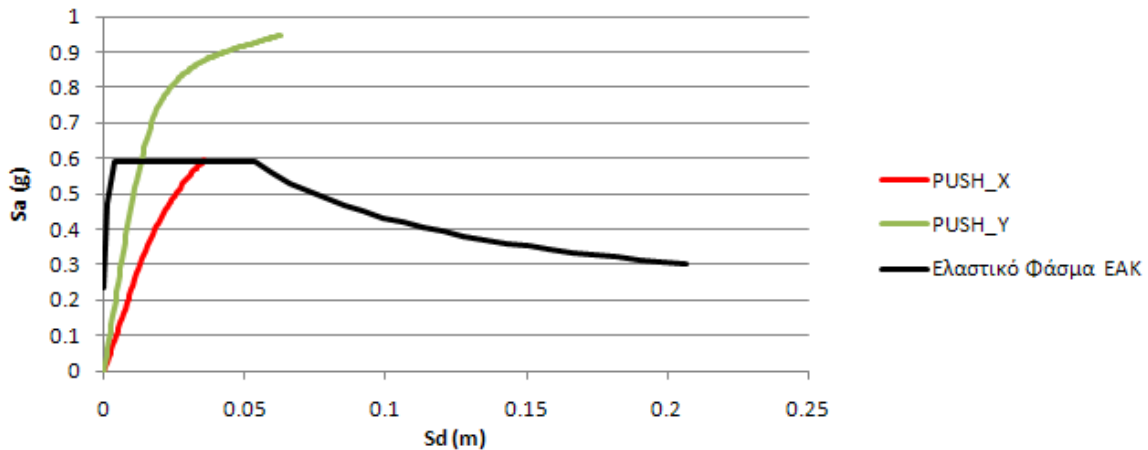
Πιο εποπτικά, μπορεί να γίνει σύγκριση της καμπύλης αντίστασης σε μορφή ADRS με το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ, αφού πρώτα και αυτό σχεδιαστεί σε μορφή ADRS. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται τα φάσματα αντίστασης για τις αναλύσεις Pushover κατά UX και UY.



Εικόνα 9.2 Καμπύλες Αντίστασης σε Μορφή ADRS

Βλέπουμε λοιπόν ότι το φάσμα αντίστασης της ανάλυσης κατά τη διεύθυνση X φτάνει σε μέγιστη επιτάχυνση της τάξης των 0.6 g, ενώ αντίστοιχα το φάσμα αντίστασης στην άλλη κύρια διεύθυνση φτάνει σε μέγιστη επιτάχυνση περίπου 0.95 g. Είναι λοιπόν προφανές ότι το φάσμα του ΕΑΚ για έδαφος Β και ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II θα τέμνει τα

παραπάνω φάσματα αντίστασης. Το συμπέρασμα αυτό φαίνεται σχηματικά και στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 9.3 Σημεία Τομής Των Καμπυλών Αντίστασης Με το Ελαστικό Φάσμα σε Μορφή ADRS

Στη συνέχεια με διαδοχικές προσεγγίσεις και επαναλήψεις προσδιορίζονται τα σημεία επιτελεσματικότητας και κατ' επέκταση οι στοχευόμενες μετατοπίσεις για το κτίριο κατά τις δύο διευθύνσεις UX και UY, με βάση τις μεθόδους που αναφέρθηκαν στη σχετική παράγραφο (§4.5).

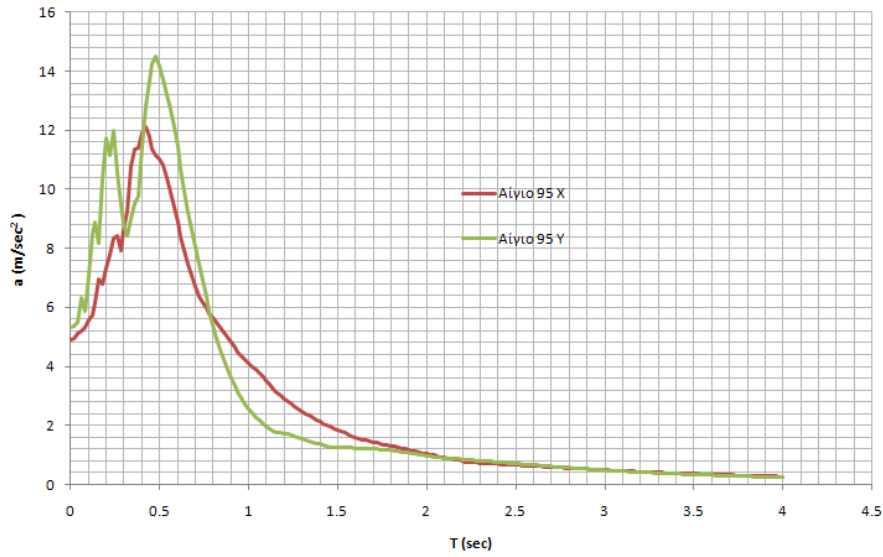
Η εφαρμογή της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης μας έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα για τη μετατόπιση της κορυφής του κτιρίου:

Πίνακας 9.3 Μετατόπιση Κορυφής για Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση

-	UX (cm)	UY (cm)
Δυναμική X	6.94	1.35
Δυναμική Y	2.40	4.56

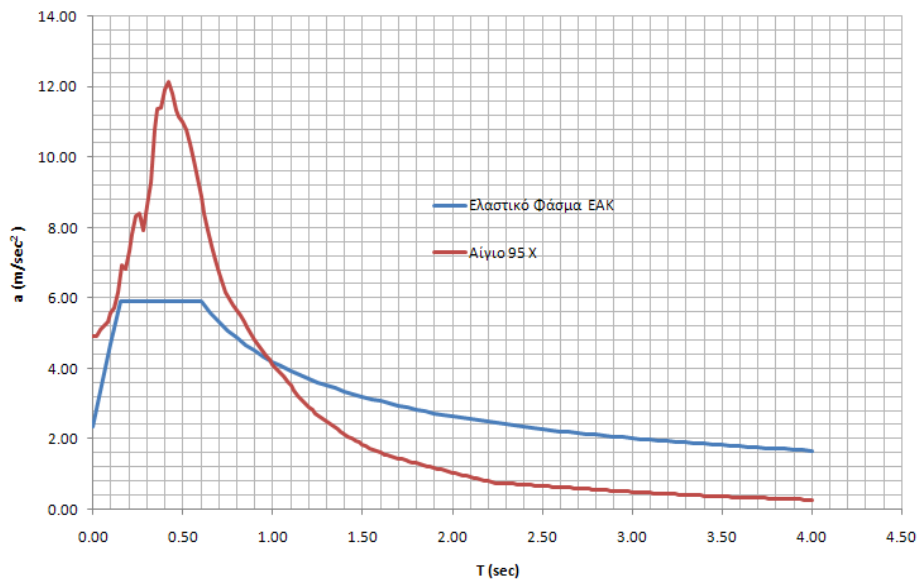
Βλέπουμε λοιπόν ότι σε σχέση με τις τιμές που είχε δώσει η στατική ανελαστική ανάλυση, οι παραπάνω τιμές είναι αισθητά μεγαλύτερες.

Για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός του Αιγίου του 1995. Με τη χρήση του προγράμματος seismosignal έγινε ο υπολογισμός του φάσματος απόκρισης αυτού του σεισμού για τις δύο κύριες συνιστώσες του. Τα φάσματα αυτά φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.

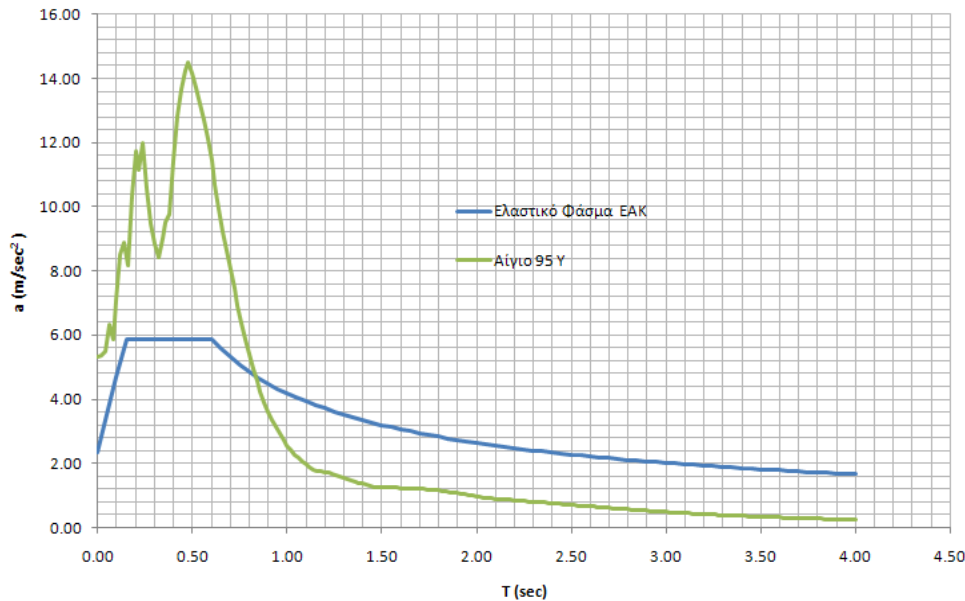


Εικόνα 9.4 Φάσματα Απόκρισης για το Σεισμό του Αιγίου

Συγκρίνοντας λοιπόν τα παραπάνω φάσματα με αυτό του ΕΑΚ που χρησιμοποιήθηκε για την στατική ανελαστική ανάλυση παίρνουμε την παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 9.5 Σύγκριση Φάσματος Απόκρισης Κατά Χ με το Ελαστικό Φάσμα του ΕΑΚ



Εικόνα 9.6 Σύγκριση Φάσματος Απόκρισης Κατά Υ με το Ελαστικό Φάσμα του ΕΑΚ

Βλέπουμε λοιπόν ότι τα παραπάνω φάσματα δεν είναι συγκρίσιμα μεταξύ τους, επομένως δεν μπορούμε να μιλάμε και για σύγκριση των παραμορφωσιακών μεγεθών. Πιο συγκεκριμένα για την διεύθυνση UX όπου η ιδιοπερίοδος είναι $T_x = 0.541 \text{ sec}$ οι τιμές των επιταχύνσεων των δύο φασμάτων έχουν λόγο

$$\frac{10.40}{5.89} = 1.766, \text{ ενώ στην άλλη διεύθυνση όπου η ιδιοπερίοδος είναι } T_y = 0.374 \text{ sec ο}$$

$$\text{αντίστοιχος λόγος είναι } \frac{9.78}{5.89} = 1.66$$

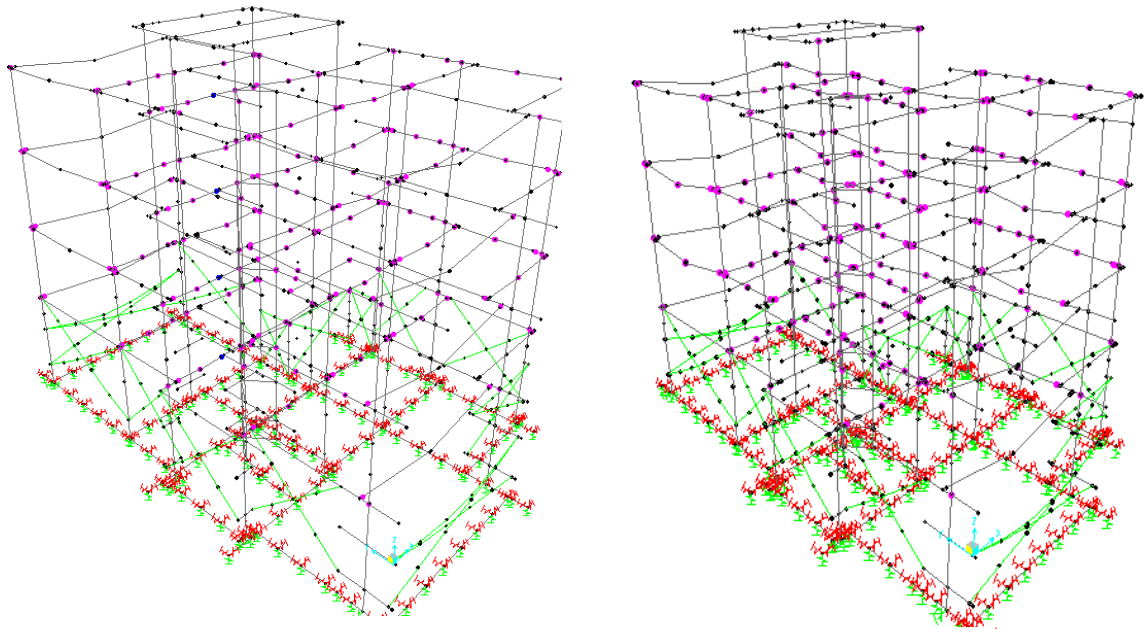
Ωστόσο, οι αντίστοιχοι λόγοι για τις μετατοπίσεις της κορυφής είναι κατά την διεύθυνση UX $\frac{6.94}{3.0} = 2.313$ και κατά την UY $\frac{4.56}{1.7} = 2.682$.

Βλέπουμε λοιπόν ότι ούτε οι λόγοι είναι συγκρίσιμοι.

Όπως αναφέρθηκε και στο σχετικό κεφάλαιο η στατική ανελαστική ανάλυση δεν είναι η καταλληλότερη μέθοδος για μη κανονικά κτίρια. Αντίθετα, η δυναμική ανελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιοδήποτε φορέα η έδαφος θεμελίωσης, και αποτελεί γενικά την πλέον σωστή μεθοδολογία προσέγγισης του προβλήματος. Ωστόσο, μπορεί να δημιουργηθούν προβλήματα λόγω της ευαισθησίας της στα χαρακτηριστικά του επιταχυνσιογραφήματος που χρησιμοποιείται και κατ επέκταση στην επιλογή του πλήθους και των χαρακτηριστικών των σεισμικών διεγέρσεων.

Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι επειδή το κτίριο μας είναι μη κανονικό και οι ιδιομορφές του δεν είναι καθαρά καμπτικές τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης δεν είναι τόσο αξιόπιστα. Αντίθετα, μπορούμε να πούμε ότι τα αποτελέσματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης είναι πιο ρεαλιστικά, αν και εδώ έχει χρησιμοποιηθεί το ελαστικό φάσμα χωρίς μειωτικούς συντελεστές.

Παρόλη λοιπόν της ένταση της διέγερσης από τον σεισμό του Αιγίου η κατασκευή αποκρίθηκε ικανοποιητικά και δεν εμφάνισε ιδιαίτερα σημαντικές βλάβες. Οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίστηκαν είναι αυτές της παρακάτω εικόνας.



Εικόνα 9.7 Πλαστικές Αρθρώσεις για την Δυναμική Ανελαστική Μέθοδο

Πίνακας 9.4 Πλαστικές Αρθρώσεις Δοκών για το Σεισμό του Αιγίου κατά UX

ΔΟΚΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ 1				ΟΡΟΦΟΣ 2				ΟΡΟΦΟΣ 3			
	ΘΕΣΗ			ΣΤΑΘΜΗ	ΘΕΣΗ			ΣΤΑΘΜΗ	ΘΕΣΗ			ΣΤΑΘΜΗ	ΘΕΣΗ			ΣΤΑΘΜΗ
	0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1	
1	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
2	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
3	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
4	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΙΟ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΙΟ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΙΟ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΙΟ
5	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
6	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
7	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
8	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
9	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	Β
10	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
11	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-

ΔΟΚΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ 1				ΟΡΟΦΟΣ 2				ΟΡΟΦΟΣ 3			
	ΘΕΣΗ			ΣΤ ΑΘ ΜΗ	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η
	0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1	
12	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
13	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
14	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
15	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
16	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
17	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
18	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
19	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
20	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
21	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	Β
22	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Β
23	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	Β
24	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-

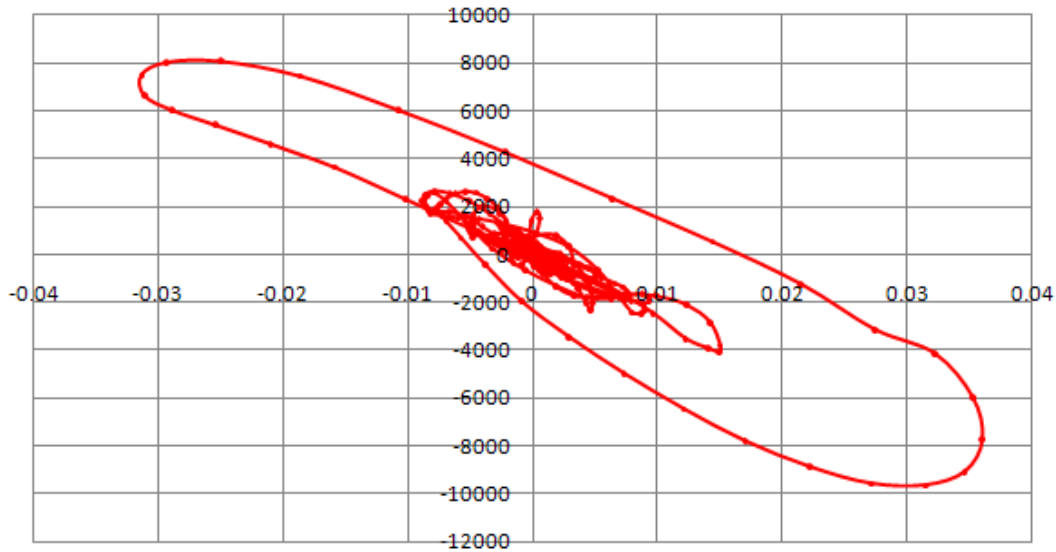
Πίνακας 9.5 Πλαστικές Αρθρώσεις Δοκών για το Σεισμό του Αιγίου κατά ΥΥ

ΔΟΚΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ 1				ΟΡΟΦΟΣ 2				ΟΡΟΦΟΣ 3			
	ΘΕΣΗ			ΣΤ ΑΘ ΜΗ	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η
	0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1	
1	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
2	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β
3	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β
4	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
5	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β
6	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-
7	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Β	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Β	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β
8	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	Β
9	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	-

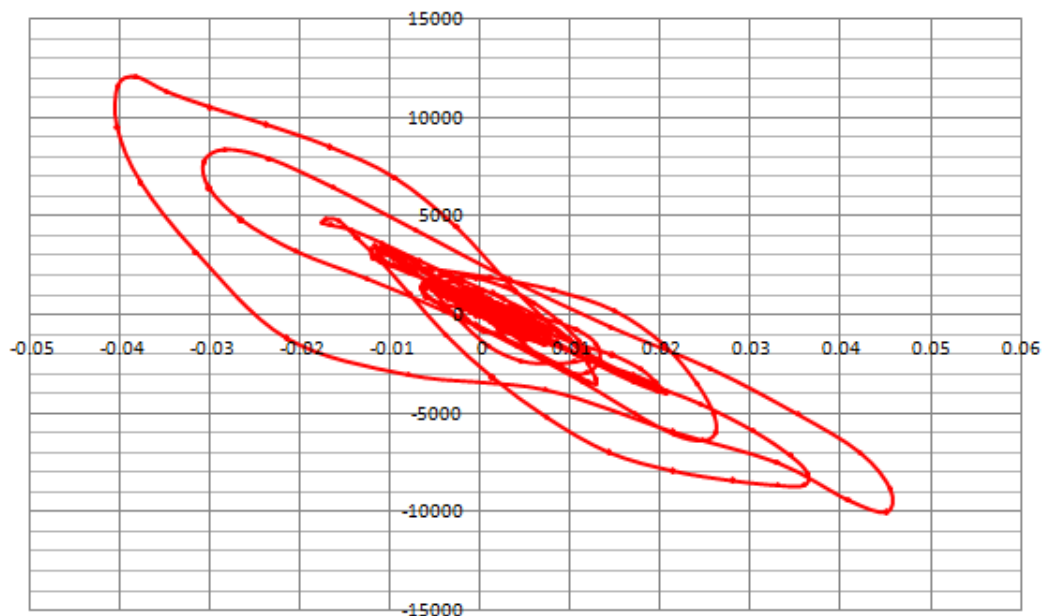
ΔΟΚΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ 1				ΟΡΟΦΟΣ 2				ΟΡΟΦΟΣ 3			
	ΘΕΣΗ			ΣΤ ΑΘ ΜΗ	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η	ΘΕΣΗ			ΣΤΑ ΘΜ Η
	0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1		0	0.5	1	
10	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-
11	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-
12	OXI	OXI	OXI	-	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B
13	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-
14	OXI	OXI	OXI	-	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	OXI	OXI	B
15	OXI	OXI	OXI	-	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	OXI	NAI	B
16	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B
17	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B
18	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B
19	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	NAI	B	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-
20	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B
21	OXI	OXI	OXI	-	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B
22	OXI	OXI	OXI	-	NAI	NAI	OXI	B	NAI	NAI	OXI	B	NAI	OXI	NAI	B
23	OXI	OXI	OXI	-	NAI	NAI	NAI	B	NAI	NAI	NAI	B	NAI	OXI	NAI	B
24	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-	OXI	OXI	OXI	-

Παρατηρούμε ότι το σύνολο των διατομών για τις δοκούς φτάνει μέχρι τη στάθμη B (yielding). Μόνο μια δοκός, η D4, φτάνει στη στάθμη IO (Immediate Occurance). Τέλος, σε κανένα όροφο και για τις δύο διευθύνσεις δεν δημιουργείται μαλακός όροφος.

Επίσης, μέσω του υπολογισμού των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής πρώτου ορόφου φαίνεται και η δυνατότητα του κτιρίου να απορροφά ενέργεια, σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, με την είσοδο του στην πλαστική περιοχή. Οι παρακάτω βρόχοι υστέρησης εκφράζουν την απορροφούμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης. Από το σχήμα των βρόχων αυτών φαίνεται ότι τα μέλη της κατασκευής είναι πλάστιμα και όχι ψαθυρά.



Εικόνα 9.8 Βρόχος Υστέρησης για Διέγερση Κατά UX



Εικόνα 9.9 Βρόχος Υστέρησης για Διέγερση Κατά UY

Τέλος, έγινε μια προσπάθεια στο προτελευταίο κεφάλαιο της εργασίας αυτής να διαπιστωθεί, μέσω της χρήσης ενός ακριβέστερου λογισμικού, κατά πόσο οι ροπές διαρροής που ορίστηκαν στην εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών, από τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων, και οι ροπές διαρροής για διαξονική κάμψη με ταυτόχρονη αξονική φόρτιση των υποστυλωμάτων, είναι ακριβείς.

Η διερεύνηση που έγινε έδειξε ότι τα αποτελέσματα είναι αρκετά κοντά ιδιαίτερα για τα διαγράμματα ροπών – ροπών με παρουσία αξονικής θλίψεως. Τέλος, για τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων οι τιμές διαρροής ήταν ικανοποιητικές.

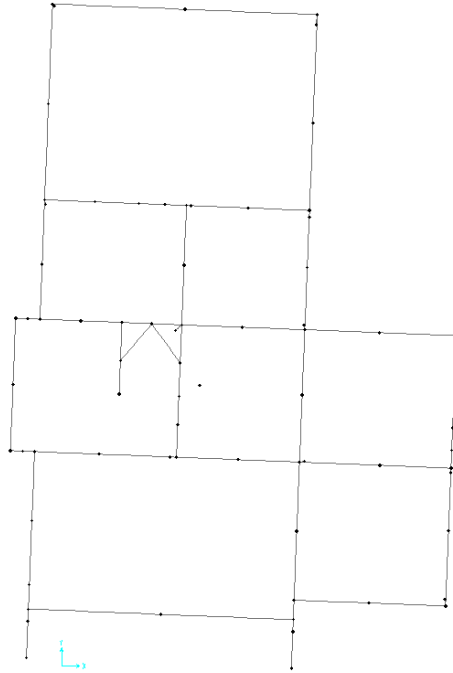
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αναστασιάδης Κ., Αντισεισμικές Κατασκευές Ι, Θεσσαλονίκη 1989
2. ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ
3. ΕΚΩΣ 2000, Ελληνικός κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ
4. ΚΑΝ. ΕΠΕ., Κανονισμός Επεμβάσεων, Τελικό Σχέδιο Κειμένου – 3, Φεβρουάριος 2009, ΟΑΣΠ
5. Κανελλόπουλος Α., Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.
6. Καββαδάς Μ., Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων
7. Κατσικαδέλης Ι., Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος Ι & ΙΙ, Αθήνα 2007
8. Ψυχάρης Γ., Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις του Μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Αθήνα 2007
9. Bozorgnia Y., Bertero V., Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance – Based Engineering, Florida 2006
10. Chopra K. Anil, Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering, Third Edition
11. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 3, June 2005
12. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, November 2000
13. Giannopoulos P. I., Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κύπρος 2009
14. Mehmet I., Hayri B. O., Effects Of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Turkey 2005

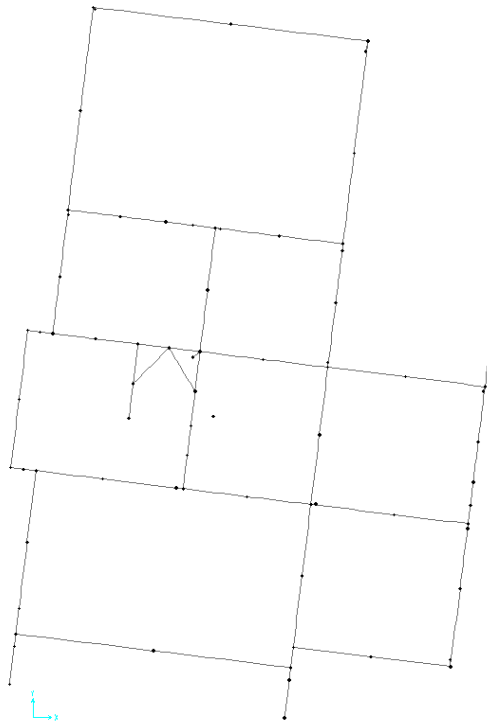
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

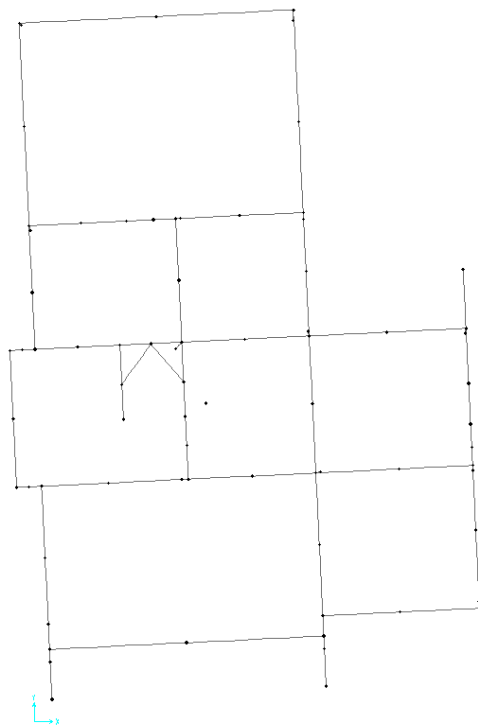
Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται οι κυριότερες Ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής:



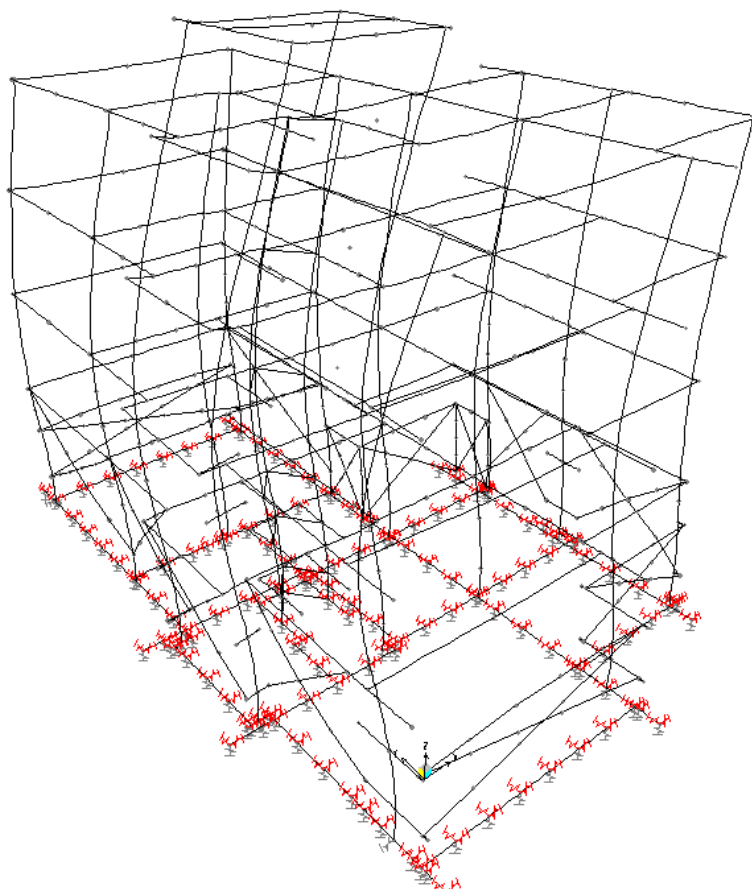
Εικόνα Π Α.1 Πρώτη Ιδιομορφή Ταλάντωσης



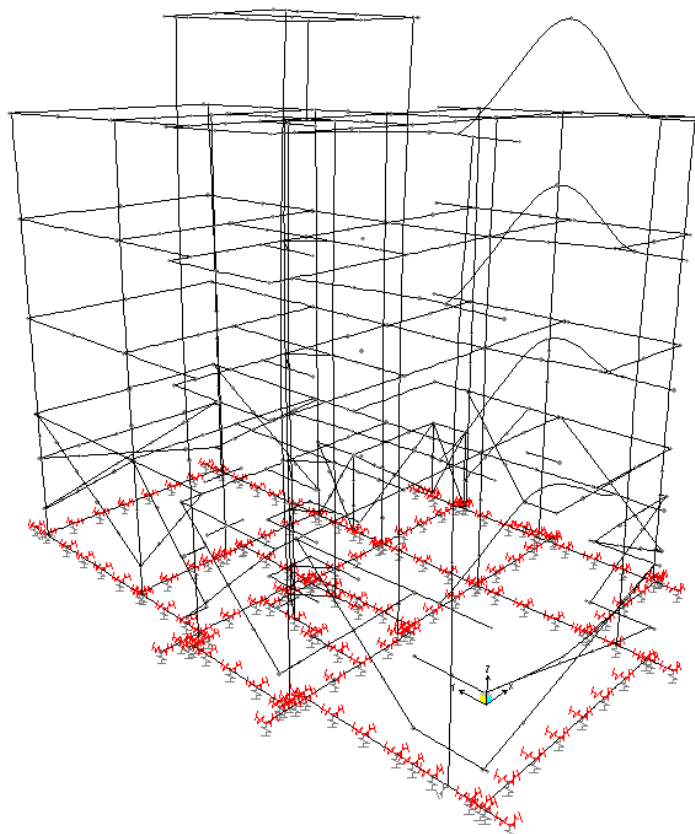
Εικόνα Π Α.2 Δεύτερη Ιδιομορφή Ταλάντωσης



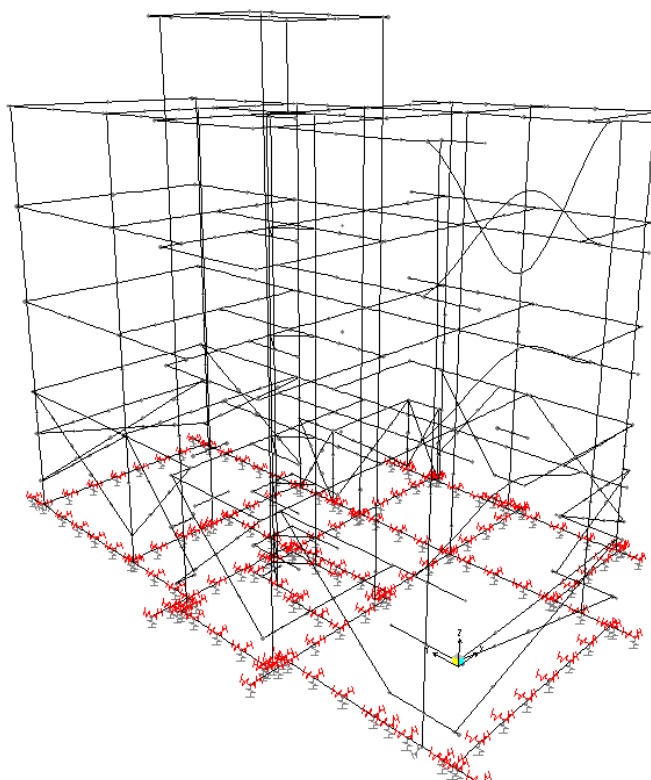
Εικόνα Π Α.3 Τρίτη Ιδιομορφή Ταλάντωσης



Εικόνα Π Α.4 Όγδη Ιδιομορφή Ταλάντωσης



Εικόνα Π Α.5 Ένατη Ιδιομορφή Ταλάντωσης



Εικόνα Π Α.6 Δέκατη Ιδιομορφή Ταλάντωσης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΡΟΦΩΝ

■ ΙΣΟΓΕΙΟ

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.1 Υπολογισμός Βάρους Στύλων Ισογείου

Στύλος	Lx	Ly	H	W	X _i	Y _i	W*X _i	W*Y _i
1	0.35	0.35	3.1	11.102	0.175	0.175	1.943	1.943
2	0.30	0.80	3.1	21.750	7.200	0.400	156.600	8.700
3	0.30	0.50	3.1	13.594	0.150	5.600	2.039	76.125
4	1.40	0.25	3.1	31.719	3.350	5.125	106.258	162.559
5	0.25	0.60	3.1	13.594	7.225	5.550	98.215	75.445
6	0.90	0.25	3.1	20.391	-0.200	8.575	-4.078	174.850
7_1	0.25	1.80	3.1	40.781	2.325	9.600	94.816	391.500
7_2	0.25	1.80	3.1	40.781	3.925	9.600	160.066	391.500
7_3	1.85	0.25	3.1	41.914	3.125	8.757	130.981	367.041
8	0.30	0.50	3.1	13.594	7.200	8.450	97.875	114.867
9	0.30	0.50	3.1	13.594	11.260	8.700	153.066	118.266
10	0.90	0.25	3.1	20.391	-0.200	12.125	-4.078	247.236
11	0.60	0.25	3.1	13.594	3.750	12.125	50.977	164.824
12	0.50	0.30	3.1	13.594	7.350	12.100	99.914	164.484
13	0.25	1.20	3.1	27.188	11.285	11.650	306.811	316.734
14	0.25	1.95	3.1	44.180	0.125	16.675	5.522	736.696
15	0.25	1.95	3.1	44.180	7.225	16.675	319.198	736.696
16	0.30	0.60	3.1	16.313	11.260	15.650	183.679	255.291
				442.250			1959.804	4504.758

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.2 Υπολογισμός Βάρους Δοκών Ισογείου

Μηκος	Δοκος	Lz	L	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
6.85	1	0.55	0.25	3.700	0.125	97.53	360.849	12.191
2.35	2	0.50	0.25	1.475	5.375	22.15	32.669	119.050
3.05	3	0.50	0.25	5.575	5.375	28.75	160.260	154.511
1.95	4	0.50	0.25	1.225	8.575	18.38	22.514	157.598
3.00	5	0.50	0.25	5.550	8.575	28.28	156.926	242.458

Μηκος	Δοκος	Lz	L	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
3.76	6	0.55	0.25	9.255	7.165	53.53	495.448	383.564
3.20	7	0.50	0.25	1.900	12.125	30.16	57.304	365.690
3.05	8	0.50	0.25	5.575	12.125	28.75	160.260	348.548
3.56	9	0.50	0.25	9.380	12.125	33.55	314.727	406.830
6.85	10	0.45	0.25	3.675	16.400	93.25	342.678	1529.228
3.76	11	0.55	0.25	9.230	15.825	53.53	494.110	847.160
3.45	12	0.55	0.25	0.125	13.975	49.12	6.140	686.443
3.30	13	0.50	0.25	-0.525	10.350	45.95	-24.125	475.608
2.70	14	0.55	0.25	0.125	7.100	38.44	4.805	272.933
4.90	15	0.55	0.25	0.125	2.800	69.76	8.720	195.339
1.50	16	0.50	0.25	3.925	11.250	14.14	55.490	159.047
2.95	17	0.50	0.25	3.925	6.975	27.80	109.130	193.931
3.45	18	0.50	0.25	7.225	13.975	32.52	234.930	454.415
3.25	19	0.50	0.25	7.225	10.325	30.63	221.311	316.268
2.35	20	0.55	0.25	7.225	7.025	33.46	241.735	235.043
4.45	21	0.55	0.25	7.225	3.025	63.36	457.753	191.655
3.10	22	0.55	0.25	11.285	13.800	44.14	498.078	609.080
2.10	23	0.55	0.25	11.285	10.000	29.90	337.407	298.988
1.40	24	0.55	0.25	11.285	7.750	19.93	224.938	154.477
						986.99	4974.058	8810.054

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.3 Υπολογισμός Βάρους Πλακών Ισογείου

Πλακες	Lx	Ly	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
1	6.85	5.00	3.675	2.750	243.18	893.668	668.731
2	3.55	2.95	2.025	6.975	66.50	134.663	463.840
3	3.05	2.95	5.575	6.975	57.13	318.523	398.511
4	3.81	4.7	9.255	9.645	129.83	1201.537	1252.169
5_1	2.60	1.65	0.900	9.525	27.24	24.517	259.475
5_2	4.20	1.65	1.700	11.175	44.01	74.809	491.761
6_1	1.65	1.65	4.875	9.525	17.29	84.278	164.667

Πλακες	Lx	Ly	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
6_2	3.05	1.65	5.575	11.175	31.96	178.157	357.112
8	6.85	3.75	3.675	14.125	182.38	670.251	2576.135
9	3.81	3.45	9.255	13.975	83.47	772.492	1166.459
10	7.35	2.85	3.675	18.225	188.53	692.839	3435.914
					1071.50	5045.735	11234.776

▪ ΟΡΟΦΟΣ 1 & 2

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.4 Υπολογισμός Βάρους Στύλων 1^{ου} & 2^{ου} Ορόφου

Στύλος	Lx	Ly	H	W	X _i	Y _i	W*X _i	W*Y _i
1	0.35	0.35	3.1	9.494	0.175	0.175	1.661	1.661
2	0.30	0.80	3.1	18.600	7.200	0.400	133.920	7.440
3	0.30	0.50	3.1	11.625	0.150	5.600	1.744	65.100
4	1.40	0.25	3.1	27.125	3.350	5.125	90.869	139.016
5	0.25	0.60	3.1	11.625	7.225	5.550	83.991	64.519
6	0.90	0.25	3.1	17.438	-0.200	8.575	-3.488	149.527
7_1	0.25	1.80	3.1	34.875	2.325	9.600	81.084	334.800
7_2	0.25	1.80	3.1	34.875	3.925	9.600	136.884	334.800
7_3	1.85	0.25	3.1	35.844	3.125	8.757	112.012	313.884
8	0.30	0.50	3.1	11.625	7.200	8.450	83.700	98.231
9	0.30	0.50	3.1	11.625	11.260	8.700	130.898	101.138
10	0.90	0.25	3.1	17.438	-0.200	12.125	-3.488	211.430
11	0.60	0.25	3.1	11.625	3.750	12.125	43.594	140.953
12	0.50	0.30	3.1	11.625	7.350	12.100	85.444	140.663
13	0.25	1.20	3.1	23.250	11.285	11.650	262.376	270.863
14	0.25	1.95	3.1	37.781	0.125	16.675	4.723	630.002
15	0.25	1.95	3.1	37.781	7.225	16.675	272.970	630.002
16	0.30	0.60	3.1	13.950	11.260	15.650	157.077	218.318
				378.200			1675.970	3852.345

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.5 Υπολογισμός Βάρους Δοκών 1^{ου} & 2^{ου} Ορόφου

Μήκος	Δοκός	Lz	L	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
6.85	1	0.55	0.25	3.700	0.125	97.53	360.849	12.191
2.35	2	0.50	0.25	1.475	5.375	22.15	32.669	119.050
3.05	3	0.50	0.25	5.575	5.375	28.75	160.260	154.511
1.95	4	0.50	0.25	1.225	8.575	18.38	22.514	157.598
3.00	5	0.50	0.25	5.550	8.575	28.28	156.926	242.458
3.76	6	0.55	0.25	9.230	8.575	53.53	494.110	459.045
3.20	7	0.50	0.25	1.900	12.125	30.16	57.304	365.690
3.05	8	0.50	0.25	5.575	12.125	28.75	160.260	348.548
3.56	9	0.50	0.25	9.380	12.125	33.55	314.727	406.830
6.85	10	0.45	0.25	3.675	16.400	93.25	342.678	1529.228
3.76	11	0.55	0.25	9.230	15.825	53.53	494.110	847.160
3.45	12	0.55	0.25	0.125	13.975	49.12	6.140	686.443
3.30	13	0.50	0.25	-0.525	10.350	45.95	-24.125	475.608
2.70	14	0.55	0.25	0.125	7.100	38.44	4.805	272.933
4.90	15	0.55	0.25	0.125	2.800	69.76	8.720	195.339
1.50	16	0.50	0.25	3.925	11.250	14.14	55.490	159.047
2.95	17	0.50	0.25	3.925	6.975	27.80	109.130	193.931
3.45	18	0.50	0.25	7.225	13.975	32.52	234.930	454.415
3.25	19	0.50	0.25	7.225	10.325	30.63	221.311	316.268
2.35	20	0.55	0.25	7.225	7.025	33.46	241.735	235.043
4.45	21	0.55	0.25	7.225	3.025	63.36	457.753	191.655
3.10	22	0.55	0.25	11.285	13.800	44.14	498.078	609.080
2.10	23	0.55	0.25	11.285	10.000	29.90	337.407	298.988
1.40	24	0.55	0.25	11.285	7.750	19.93	224.938	154.477
						986.99	4972.720	8885.535

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.6 Υπολογισμός Βάρους Πλακών 1^{ου} & 2^{ου} Ορόφου

Πλακες	Lx	Ly	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
1	6.85	5.00	3.675	2.750	243.18	893.668	668.731

Πλακες	Lx	Ly	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
2	3.55	2.95	2.025	6.975	66.50	134.663	463.840
3	3.05	2.95	5.575	6.975	57.13	318.523	398.511
4	3.81	1.4	9.255	7.750	38.67	357.905	299.704
5_1	2.60	1.65	0.900	9.525	27.24	24.517	259.475
5_2	4.20	1.65	1.700	11.175	44.01	74.809	491.761
6_1	1.65	1.65	4.875	9.525	17.29	84.278	164.667
6_2	3.05	1.65	5.575	11.175	31.96	178.157	357.112
7	3.81	3.3	9.255	10.350	79.84	738.906	826.329
8	6.85	3.75	3.675	14.125	182.38	670.251	2576.135
9	3.81	3.45	9.255	13.975	83.47	772.492	1166.459
10	7.35	2.85	3.675	18.225	188.53	692.839	3435.914
					1060.19	4941.009	11108.639

■ ΟΡΟΦΟΣ 3

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.7 Υπολογισμός Βάρους Στύλων 3^{ου} Ορόφου

Στύλος	Lx	Ly	H	W	X _i	Y _i	W*X _i	W*Y _i
1	0.35	0.35	3.1	4.747	0.175	0.175	0.831	0.831
2	0.30	0.80	3.1	9.300	7.200	0.400	66.960	3.720
3	0.30	0.50	3.1	5.813	0.150	5.600	0.872	32.550
4	1.40	0.25	3.1	13.563	3.350	5.125	45.434	69.508
5	0.25	0.60	3.1	5.813	7.225	5.550	41.995	32.259
6	0.90	0.25	3.1	17.438	-0.200	8.575	-3.488	149.527
7_1	0.25	1.80	3.1	34.875	2.325	9.600	81.084	334.800
7_2	0.25	1.80	3.1	34.875	3.925	9.600	136.884	334.800
7_3	1.85	0.25	3.1	35.844	3.125	8.757	112.012	313.884
8	0.30	0.50	3.1	5.813	7.200	8.450	41.850	49.116
9	0.30	0.50	3.1	5.813	11.260	8.700	65.449	50.569
10	0.90	0.25	3.1	17.438	-0.200	12.125	-3.488	211.430
11	0.60	0.25	3.1	11.625	3.750	12.125	43.594	140.953
12	0.50	0.30	3.1	5.813	7.350	12.100	42.722	70.331

Στύλος	Lx	Ly	H	W	X _i	Y _i	W*X _i	W*Y _i
13	0.25	1.20	3.1	11.625	11.285	11.650	131.188	135.431
14	0.25	1.95	3.1	18.891	0.125	16.675	2.361	315.001
15	0.25	1.95	3.1	18.891	7.225	16.675	136.485	315.001
16	0.30	0.60	3.1	6.975	11.260	15.650	78.539	109.159
				265.15			1021.285	2668.869

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.8 Υπολογισμός Βάρους Δοκών 3^{ου} Ορόφου

Μηκος	Δοκος	Lz	L	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
6.85	1	0.55	0.25	3.700	0.125	23.55	87.123	2.943
2.35	2	0.50	0.25	1.475	5.375	7.34	10.832	39.473
3.05	3	0.50	0.25	5.575	5.375	9.53	53.137	51.230
1.95	4	0.50	0.25	1.225	8.575	15.10	18.501	129.506
3.00	5	0.50	0.25	5.550	8.575	9.38	52.031	80.391
3.76	6	0.55	0.25	9.230	8.575	12.93	119.298	110.832
3.20	7	0.50	0.25	1.900	12.125	24.78	47.090	300.506
3.05	8	0.50	0.25	5.575	12.125	9.53	53.137	115.566
3.56	9	0.50	0.25	9.380	12.125	11.13	104.353	134.891
6.85	10	0.45	0.25	3.675	16.400	19.27	70.801	315.956
3.76	11	0.55	0.25	9.230	15.825	12.93	119.298	204.538
3.45	12	0.55	0.25	0.125	13.975	11.86	1.482	165.735
3.30	13	0.50	0.25	-0.525	10.350	36.45	-19.135	377.242
2.70	14	0.55	0.25	0.125	7.100	9.28	1.160	65.897
4.90	15	0.55	0.25	0.125	2.800	16.84	2.105	47.163
1.50	16	0.50	0.25	3.925	11.250	11.62	45.599	130.697
2.95	17	0.50	0.25	3.925	6.975	9.22	36.184	64.301
3.45	18	0.50	0.25	7.225	13.975	10.78	77.895	150.668
3.25	19	0.50	0.25	7.225	10.325	10.16	73.379	104.863
2.35	20	0.55	0.25	7.225	7.025	8.08	58.364	56.749
4.45	21	0.55	0.25	7.225	3.025	15.30	110.520	46.273
3.10	22	0.55	0.25	11.285	13.800	10.66	120.256	147.056

Μηκος	Δοκος	Lz	L	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
2.10	23	0.55	0.25	11.285	10.000	7.22	81.464	72.188
1.40	24	0.55	0.25	11.285	7.750	4.81	54.309	37.297
						317.72	1379.181	2951.960

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.9 Υπολογισμός Βάρους Πλακών 3^{ου} Ορόφου

Πλακες	Lx	Ly	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
1	6.85	5.00	3.675	2.750	243.18	893.668	668.731
2	3.55	2.95	2.025	6.975	66.50	134.663	463.840
3	3.05	2.95	5.575	6.975	57.13	318.523	398.511
4	3.81	1.4	9.255	7.750	38.67	357.905	299.704
5_1	2.60	1.65	0.900	9.525	27.24	24.517	259.475
5_2	4.20	1.65	1.700	11.175	44.01	74.809	491.761
6_1	1.65	1.65	4.875	9.525	17.29	84.278	164.667
6_2	3.05	1.65	5.575	11.175	31.96	178.157	357.112
7	3.81	3.3	9.255	10.350	79.84	738.906	826.329
8	6.85	3.75	3.675	14.125	182.38	670.251	2576.135
9	3.81	3.45	9.255	13.975	83.47	772.492	1166.459
10	7.35	2.85	3.675	18.225	188.53	692.839	3435.914
					1060.19	4941.009	11108.639

- ΔΩΜΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.10 Υπολογισμός Βάρους Στύλων Δώματος

Στύλος	Lx	Ly	H	W	X _i	Y _i	W*X _i	W*Y _i
6	0.90	0.25	2.4	6.750	-0.200	8.575	-1.350	57.881
7_1	0.25	0.25	2.4	1.875	3.675	8.575	6.891	16.078
7_2	0.25	0.50	2.4	3.750	3.925	8.700	14.719	32.625
10	0.90	0.25	2.4	6.750	-0.200	12.125	-1.350	81.844
11	0.60	0.25	2.4	4.500	3.750	12.125	16.875	54.563
				23.625			35.784	242.991

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.11 Υπολογισμός Βάρους Δοκών Δώματος

Μηκος	Δοκος	Lz	L	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
3.30	4	0.50	0.25	1.225	8.575	10.31	12.633	88.430
3.20	7	0.50	0.25	1.900	12.125	10.00	19.000	121.250
3.30	13	0.50	0.25	-0.525	10.350	10.31	-5.414	106.734
3.05	16	0.50	0.25	3.925	11.250	9.53	37.410	107.227
4.20	Δ	0.50	0.25	1.700	10.325	13.13	22.313	135.516
						53.28	85.94	559.16

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.12 Υπολογισμός Βάρους Πλακών Δώματος

Πλακες	Lx	Ly	X _i	Y _i	W	W*X _i	W*Y _i
1	4.20	1.50	1.700	9.450	41.27	70.151	389.954
2	4.20	1.50	1.700	11.200	41.27	70.151	462.168
					82.53	140.30	852.12

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ C: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΟΡΟΦΩΝ

ΠΙΝΑΚΑΣ C.1 Δυσκαμψία 1^{ου}, 2^{ου} και 3^{ου} Ορόφου

Στυλος	h	Lx	Ly	Ix	Iy	E	Kx	Ky
1	2.60	0.35	0.35	0.001251	0.001251	29000000	24759.97	24759.97
2	2.60	0.30	0.80	0.001800	0.012800	29000000	35639.51	253436.50
3	2.60	0.30	0.50	0.001125	0.003125	29000000	22274.69	61874.15
4	2.60	1.40	0.25	0.057167	0.001823	29000000	1131884.39	36093.25
5	2.60	0.25	0.60	0.000781	0.004500	29000000	15468.54	89098.77
6	2.60	0.90	0.25	0.015188	0.001172	29000000	300708.35	23202.80
7_1	2.60	0.25	1.80	0.002344	0.121500	29000000	46405.61	2405666.82
7_2	2.60	0.25	1.80	0.002344	0.121500	29000000	46405.61	2405666.82
7_3	2.60	1.85	0.25	0.131909	0.002409	29000000	2611759.29	47694.65
8	2.60	0.30	0.50	0.001125	0.003125	29000000	22274.69	61874.15
9	2.60	0.30	0.50	0.001125	0.003125	29000000	22274.69	61874.15
10	2.60	0.90	0.25	0.015188	0.001172	29000000	300708.35	23202.80
11	2.60	0.60	0.25	0.004500	0.000781	29000000	89098.77	15468.54
12	2.60	0.50	0.30	0.003125	0.001125	29000000	61874.15	22274.69
13	2.60	0.25	1.20	0.001563	0.036000	29000000	30937.07	712790.17
14	2.60	0.25	1.95	0.002539	0.154477	29000000	50272.74	3058593.75
15	2.60	0.25	1.95	0.002539	0.154477	29000000	50272.74	3058593.75
16	2.60	0.30	0.60	0.001350	0.005400	29000000	26729.63	106918.53
							4889748.81	12469084.26

ΠΙΝΑΚΑΣ C.2 Δυσκαμψία Δώματος

Στυλος	h	Lx	Ly	Ix	Iy	E	Kx	Ky
6	2.60	0.90	0.25	0.015188	0.001172	29000000	300708.35	23202.80
7	2.10	0.50	0.50	0.003581	0.003581	29000000	134563.01	134563.01
10	2.60	0.90	0.25	0.015188	0.001172	29000000	300708.35	23202.80
11	2.60	0.60	0.25	0.004500	0.000781	29000000	89098.77	15468.54
							825078.48	196437.15

