

# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Επιβλέπων: Χ.ΖΕΡΗΣ, Επίκουρος καθηγητής Ε.Μ.Π.

## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΗΡΙΩΝ Ω/Σ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΟ ΛΟΓΟ ΥΨΟΣ ΠΡΟΣ ΠΛΑΤΟΣ

ΚΑΛΟΓΕΡΑΚΗΣ Ι. ΓΕΩΡΓΙΟΣ



ΑΘΗΝΑ ΜΑΡΤΙΟΣ 2011

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή και επιβλέποντα κ. Χρήστο Ζέρη για την πολύτιμη καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της παρούσας εργασίας. Η υπομονή του σε συνδιασμό με τις πολύ ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις του αποτέλεσαν θεμελιώδη στοιχεία για την ολοκλήρωση της. Οι αμέτρητες συναντήσεις στο γραφείο του αποτέλεσαν πηγή έμπνευσης.

Ακόμα, ευχαριστώ τον μεταπτυχιακό φοιτητή Άγγελο Φελλούρη για τις πολύτιμες συμβουλές του πάνω στη χρήση του λογισμικού sap2000.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερος τους γονείς μου για την στήριξη τους κατά τη διάρκεια της εκπόνησης αυτής της Διπλωματικής εργασίας.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα διπλωματική πραγματεύεται τη σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς κτηρίων ωπλισμένου σκυροδέματος με και χωρίς *pilotis* σε σεισμική απόκριση. Αρχικά, έγινε σχεδιασμός δύο κτηρίων με διαφορετικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά πάνω στο λογισμικό sap 2000 v12 με βάση τον EC8. Στη συνέχεια το κάθε ένα από τα δύο κτήρια το μοντελοποιήσαμε στο ίδιο λογισμικό σε δύο διαφορετικές μορφές, όπως περιγράφεται παρακάτω, και μελετήσαμε τη σεισμική συμπεριφορά τους.

Τα δύο υπο μελέτη κτήρια αποτελούν συνήθεις μορφές πολυκατοικιών (κτήριο 1) και μεγάλων εμπορικών καταστημάτων (κτήριο 2) από ωπλισμένο σκυρόδεμα που σχεδιάζονται και μελετούνται στην Ελλάδα από τη δεκαετία του 60 μέχρι σήμερα. Πρόκειται για δύο πενταόροφες κατασκευές πλαισιακής μορφής. Η βασική διαφορά των δύο κτηρίων είναι ο λόγος  $h/b$ , όπου  $h$  το ύψος τους από το έδαφος και  $b$  το μήκος διεύθυνσης  $X$ . Το κτήριο 1 έχει λόγο 2,5 με μήκη 6m κατά  $X$ , 25m κατά  $Y$  και ύψος 15m, δηλαδή πρόκειται για μια τυπική πολυκατοικία με "στενόλιγνη" πρόσωψη. Το κτήριο 2 έχει λόγο 0,33 με μήκη 45m κατά  $X$ , 25m κατά  $Y$  και ύψος 15m γεωμετρικά χαρακτηριστικά παρόμοια με ένα μεγάλο εμπορικό καταστημα. Τα κτήρια αρχικά μελετώνται κατά ΕΑΚ/EC8 και διαστασιολογούνται. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται δύο δυναμικές επιλύσεις. Στην πρώτη δεν υπάρχει τοιχοποιία, ενώ στη δεύτερη έχουμε τοιχοποιία περιμετρικά των ορόφων εκτός από τον 1<sup>ο</sup> (ισόγειο), ο οποίος έτσι προσομοιάζεται με *pilotis*. Με αυτόν τον τρόπο έχουμε τα 4 δομικά συστήματα στα οποία διερευνάται η σεισμική συμπεριφορά τους.

Η διερεύνηση αυτή μπορεί να γίνει μόνο με τη χρήση μίας μη γραμμικής μεθόδου αναλύσεως. Επιλέγουμε την ανάλυση με τη στατική μέθοδο της πλευρικής οριακής εξώθησης (Pushover Analysis). Μέσω αυτής της μεθόδου προσδιορίζονται οι βλάβες στα κτήρια στα διάφορα στάδια της ωθησής τους (στάδια επιτελεστικότητας). Για τον υπολογισμό της ικανότητας παραμόρφωσης των δομικών μελών ωπλισμένου σκυροδέματος υιοθετούνται τα προσομοιώματα που προτείνονται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.).

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτει ότι τα κτήρια με pilotis είναι ιδιαίτερος ευάλωτα σε σεισμικά φορτία αφού παρουσιάζουν σημαντικές βλάβες στον ισόγειο όροφο, οι οποίες σε κάποιες περιπτώσεις δηλώνουν αυξημένες πιθανότητες αστοχίας. Αυτό οφείλεται στο ότι στον ισόγειο όροφο συγκεντρώνεται όλη σχεδόν η ανελαστική μετακίνηση των κτηρίων. Παράλληλα, παρατηρούμε ότι τα δυο κτήρια με διαφορετική γεωμετρία έχουν τελείως διαφορετική συμπεριφορά.

Τέλος, επειδή το κτήριο 1 με pilotis παρουσιάζει ιδιαίτερος προβληματική συμπεριφορά αναλύεται και στην περίπτωση που έχει τοιχοποιία και στον ισόγειο όροφο και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αρχικά.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ : ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>1</b>
1.1 Στόχος της εργασίας.....	1
1.2 Περιγραφή του προβλήματος.....	3
1.3 Παράδειγματα αστοχιών κτηρίων με τοιχοποιία και pilotis.....	8
<b>2<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</b>	<b>10</b>
2.1 Μορφολογία Φορέα.....	10
2.2 Υλικά Κατασκευής.....	16
2.3 Φορτίσεις Κατασκευών.....	19
2.4 Διατομές-Οπλισμοί Κτηρίων.....	21
<b>3<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ : ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ).....</b>	<b>38</b>
3.1 Περιγραφή μεθόδου.....	38
3.2 Προσδιορισμός ισοδύναμων στατικών φορτίων.....	39
3.3 Συνδυασμοί δράσεων για χωρική επαλληλία.....	43
3.4 Εκκεντρότητες.....	44
<b>4<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΑΔΙΑΚΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER ANALYSIS).....</b>	<b>45</b>
4.1 Εισαγωγικά στοιχεία.....	45
4.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	49
4.3 Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής (capacity curve).....	53
4.4 Έλεγχος Στοχευόμενης Μετατόπισης.....	57

<b>5<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΜΕΣΩ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER.....</b>	<b>80</b>
5.1 Εισαγωγή.....	80
5.2 Στάθμες επιτελεσματικότητας.....	81
5.3 Εφαρμογή της μεθόδου pushover.....	82
5.4 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της pushover analysis για τα τέσσερα κτήρια.....	134
<b>6<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ : ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ 1.....</b>	<b>136</b>
6.1 Εισαγωγή.....	136
6.2 Εφαρμογή της μεθόδου pushover.....	136
6.3 Συγκριτικά συμπεράσματα κτηρίου 1 <sup>α</sup> .....	147
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....</b>	<b>148</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.....</b>	<b>161</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>189</b>

# 1<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

### 1.1 Στόχος της εργασίας

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς χώρες της Ευρώπης και τα τελευταία 30 χρόνια έχουν χαθεί περίπου 260 άνθρωποι από σεισμούς, ενώ οι οικονομικές ζημιές, άμεσες και έμμεσες, υπερβαίνουν τα 3 δισεκατομμύρια Ευρώ. Οι συνέπειες αυτές θα μπορούσαν να θεωρηθούν σχετικά μικρές αν συγκριθούν με εκείνες από τους σεισμούς που έχουν πλήξει κατά καιρούς την Ιαπωνία και το Σαν Φραντσίσκο. Όμως και οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν σχετικά μικροί, αρκετά ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους σε διάφορες τεκτονικές ζώνες της χώρας μας.

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές οι οποίες έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού μας Κανονισμού του 1959, ο οποίος στην ουσία αντανάκλουσε γνώσεις των δεκαετιών 1920-1930. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτά που ακολούθησαν τις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε τη δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά τις δεκαετίες '60 και '70, είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, να αποτελείται από κτήρια της κατηγορίας αυτής που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτήρια. Μεγάλο ποσοστό αυτών των κτηριακών οικοδομών είναι πολύροφες και περιλαμβάνουν pilotis στον ισόγειο όροφο και εξωτερική τοιχοποιία στους υπόλοιπους. Αυτές οι κατασκευές παρουσιάζουν μια ιδιαίζουσα συμπεριφορά η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερευνήση της συμπεριφοράς τέτοιων πολυόροφων κτηρίων ωπλισμένου σκυροδέματος με εξωτερική τοιχοποιία και pilotis έναντι σεισμικών δράσεων και η συγκρισή τους με παρόμοια κτήρια χωρίς τοιχοποιία. Πρός τούτο γίνεται εφαρμογή της συγχρονης ανελαστικής μεθόδου της πλευρικής οριακής εξώθησης (Pushover Analysis). Ακολούθως γίνεται άλλη μια ανάλυση στο κτήριο 1 με pilotis ,το οποίο παρουσιάζει μια ιδιαίτερος προβληματική συμπεριφορά, και αναλύεται και στην περίπτωση που έχει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αρχικά.



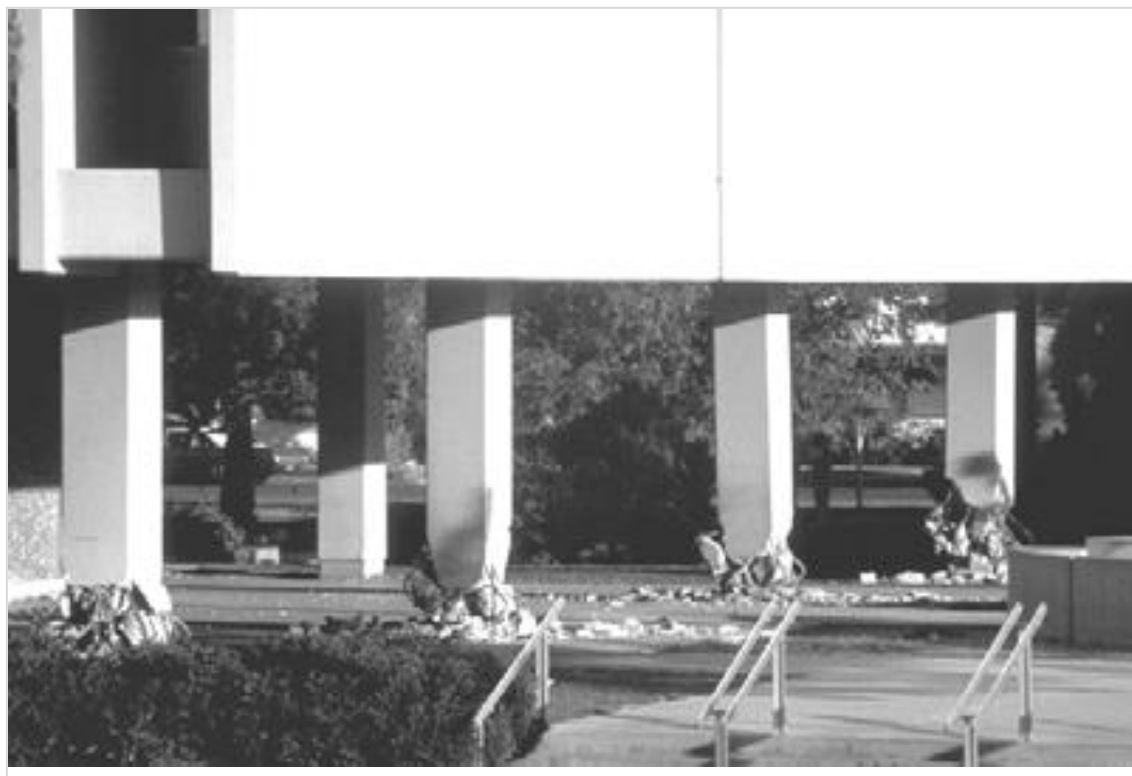
## 1.2 Περιγραφή του προβλήματος

### ➤ Κτήρια με pilotis

Το πρόβλημα είναι πολύ πιο έντονο στις πολυκατοικίες ωπλισμένου σκυροδέματος με ανοιχτά ισόγεια τύπου pilotis, σε αυτή δε εντοπίζεται η συντριπτική πλειονότητα των καταρρεύσεων στους πρόσφατους σεισμούς. Σε σύγκριση με αντίστοιχα σύγχρονα κτήρια, η σεισμική αντοχή των οικοδομών αυτών είναι πολύ μικρή. Εκτιμάται ότι αν ένας ισχυρός σεισμός, ανάλογος των προβλεπόμενων από τον ισχύοντα σήμερα Αντισεισμικό Κανονισμό, πλήξει ένα αστικό κέντρο, οι καταρρεύσεις τέτοιων πολυκατοικιών μπορεί να είναι πολλές, ενώ ο αριθμός των θυμάτων μεγάλος.



Σχ. 1.1: Αστοχία στη βάση υποστυλωμάτων pilotis



Σχ. 1.2: Αστοχία στη βάση υποστυλωμάτων pilotis

Το κυρίως πρόβλημα των κτηρίων με pilotis είναι η ανομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτηρίου. Η ύπαρξη τοιχοποιίας, σε όλους τους ορόφους πλὴν του ισόγειου, οδηγεί σε μειωμένη δυσκαμψία του ισόγειου, και κατ' επέκταση στη συγκέντρωση μεγάλων παραμορφώσεων στο ισόγειο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, μεγάλα εντατικά μεγέθη, στα υποστυλώματα του ισόγειου.

Μια προσεισμική επέμβαση αυτού του τύπου κτηρίων είναι σχετικά εύκολη και οικονομική δεδομένου ότι μπορεί να γίνει εξωτερικά χωρίς να διαταράξει τη λειτουργία του κτηρίου και χωρίς να προκαλέσει πρόσθετες επισκευές. Αν και δεν αποτελεί πλήρη θωράκιση, εν τούτοις μειώνει σημαντικά την τρωτότητα του κτηρίου που οφείλεται στο εξαιρετικά ασθενές από πλευράς σεισμικής αντοχής ισόγειο.

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος σε κάποιο ισχυρό μελλοντικό σεισμό. Ο μηχανικός καλείται να αποτιμήσει την ικανότητα των κτηρίων αυτών να φέρουν σεισμικές δράσεις, και να δώσει σαφή, ποσοτική απάντηση στο ερώτημα για το ποιά είναι η πραγματική αντοχή των κτηρίων αυτού του τύπου έναντι σεισμικών φορτίων. Προς τούτο απαιτείται θεσμοθέτηση

κριτηρίων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων, και κανόνων εφαρμογής για την αντισεισμική τους θωράκιση.

Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, το 3<sup>ο</sup> μέρος του Ευρωκώδικα, οι Νεοζηλανδικές οδηγίες για την αποτίμηση υφιστάμενων κτηρίων κ.λ.π.

### ➤ **Κτήρια με εξωτερική τοιχοποιία**

Οι τοιχοπληρωμένοι με χρήση άοπλης οπτοπλινθοδομής για μερική ή ολική κάλυψη των φατωνμάτων φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος, αποτελούν τον κοινότερο τύπο κτηριακού φορέα στην Ελλάδα και σε πολλές άλλες χώρες. Έχει παρατηρηθεί ότι παρουσιάζουν μία ιδιαίτερη συμπεριφορά όταν δέχονται σεισμικά φορτία.

Οι φορείς αυτοί σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται “γυμνοί”, απουσία δηλαδή τοιχοπληρώσεων. Μετά τη σκυροδέτηση χτίζονται οι τοιχοπληρώσεις σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις (πλήρης ή μερική κάλυψη των φατωνμάτων). Η έλλειψη προδιαγραφών για τα υλικά και τις ιδιοτητές τους καθώς και η απουσία ποιοτικού ελέγχου, έχει ως αποτέλεσμα την τεράστια διασπορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων. Άλλωστε δεν πρέπει να ξεχνάμε ότι η παρασκευή του κονιάματος γίνεται στο εργοτάξιο και οι αναλογίες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν αποφασίζονται συνήθως από τον εκάστοτε τεχνίτη.

Έτσι η συμπεριφορά αυτών των στοιχείων χαρακτηρίζεται από μεγάλη αβεβαιότητα και δεν μπορεί εύκολα και με ακρίβεια να εκτιμηθεί. Γι’αυτό οι περισσότεροι σύγχρονοι κανονισμοί αγνοούν τις τοιχοπληρώσεις ως στοιχείο ανάληψης της σεισμικής δράσης, ή ακόμη τις αντιμετωπίζουν δυσμενώς. Κατά τη συνήθη πρακτική σχεδιασμού οι τοιχοπληρώσεις απουσιάζουν από το προσομοίωμα ανάλυσης ενώ λαμβάνονται υπόψη μόνο ως κατακόρυφα φορτία και μάζες.

Παράλληλα, είναι συνηθισμένη η παρανόηση ότι η τοιχοπλήρωση σε πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος και πλαίσια απο στοιχεία μορφοχάλυβα μπορεί

μόνο να αυξήσει τη συνολική οριζόντια φέρουσα ικανότητα, και συνεπώς πρέπει πάντοτε να είναι ευεργετική για τη σεισμική συμπεριφορά. Στην πραγματικότητα, υπάρχουν πολυάριθμα παραδείγματα σεισμικών βλαβών που μπορούν να αποδοθούν στην τροποποίηση της στατικής λειτουργίας του φέροντος οργανισμού από τους θεωρούμενους μη φέροντες διαχωριστικούς τοίχους και φατνώματα τοιχοπλήρωσης. Αν και σχετικά ασθενής, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αλλάξει δραστικά την αναμενόμενη στατική απόκριση, έλκοντας δυνάμεις σε τμήματα του φορέα που δεν έχουν σχεδιαστεί για τις αναλαμβάνουν.

Ο σημαντικότερος παράγοντας που συντελεί στην πρόκληση αυτού του φαινομένου είναι η ανομοιόμορφη και ασύμμετρη διάταξη των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη και σε τομή στο κτήριο, αλλά και μέσα στα φατνώματα για διάφορους λόγους (αρχιτεκτονικούς, γωνιακές οικοδομές κ.α.).



Σχ. 1.3 Ζημίες από σεισμό σε τοιχοποιία

Η τοιχοπλήρωση προκαλεί αύξηση της ακαμψίας του πλαισίου. Συνέπεια αυτού είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα να μειωθεί και οι σεισμικές δυνάμεις να αυξηθούν αντίστοιχα. Επιπλέον, η αναλογία της συνολικής σεισμικής τέμνουσας που μεταβιβάζεται στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια θα αυξηθεί λόγω της αυξημένης ακαμψίας. Οι μεγάλες τέμνουσες που δημιουργούνται στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια μεταβιβάζονται στα φατνώματα κυρίως μέσω διατμητικών τάσεων. Συνήθως προκύπτει διατμητική αστοχία και ταυτόχρονη αποκόλληση λόγω αδρανειακών φορτίων εκτός επιπέδου με πτώση της τοιχοποιίας στους δρόμους ή σε κλιμακοστάσια και με μεγάλους κινδύνους για απώλεια ανθρωπίνων ζώων. Επίσης, ο φορέας θα υποβληθεί σε μεγαλύτερη σεισμική στροφική απόκριση λόγω μετατόπισης του κέντρου ακαμψίας.

Για την αντιμετώπιση τέτοιων προβλημάτων υπάρχουν δύο εναλλακτικές λύσεις σχεδιασμού. Ο μελετητής μπορεί να απομονώσει αποτελεσματικά το φάτνωμα από τις παραμορφώσεις του πλαισίου, τοποθετώντας μία εύκαμπτη λωρίδα μεταξύ πλαισίου και φατνώματος, που θα αποτελείται από έντονα παραμορφώσιμο υλικό όπως πολυστερίνη. Εναλλακτικά, ο μελετητής μπορεί να επιτρέψει στο φάτνωμα και το πλαίσιο να είναι σε πλήρη επαφή, και να σχεδιάσει και τα δύο για τις σεισμικές δυνάμεις στις οποίες θα υποβληθούν. Η πρώτη επιλογή, της απομόνωσης, δεν είναι πολύ αποτελεσματική, καθώς δεν είναι δυνατό ούτε επιθυμητό να παρέχεται ευκαμψία στη βάση του φατνώματος. Επιπλέον, είναι δύσκολο να εξασφαλιστεί στήριξη για εγκάρσιες σεισμικές δυνάμεις και στεγάνωση.

### 1.3 Παράδειγματα αστοχιών κτηρίων με τοιχοποιία και pilotis



Σχ. 1.4: Αστοχία στη βάση υποστυλωμάτων pilotis



Σχ. 1.5: Ανατροπή κτηρίου μετά από σχηματισμό μηχανισμού πλαστικού ορόφου στον 1<sup>ο</sup> όροφο



Σχ. 1.6: Αστοχία με σχηματισμό πλαστικού ορόφου σε pilotis



Σχ. 1.7: Απώλεια ορόφου μετά από τον σχηματισμό πλαστικού ορόφου

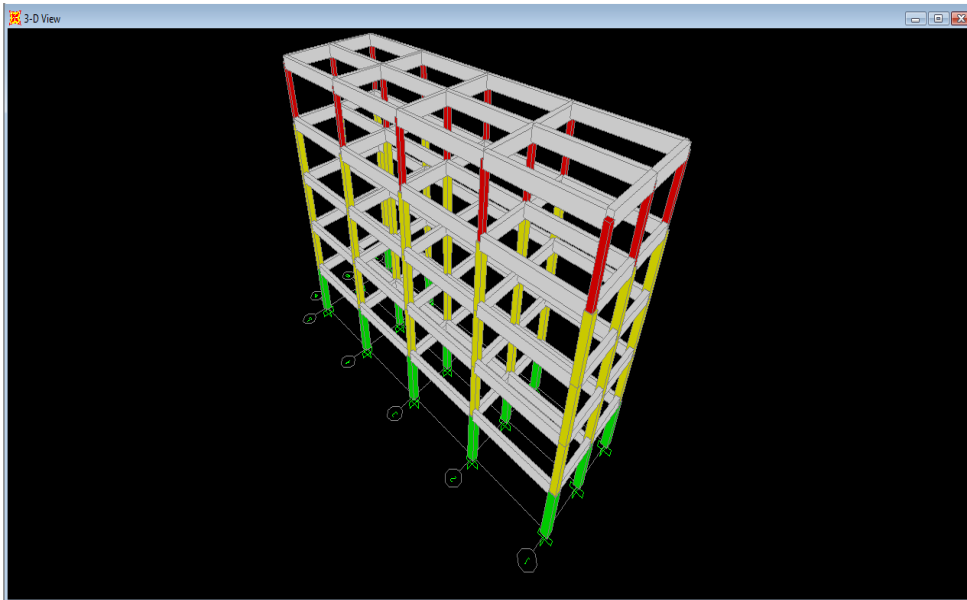
## 2<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

### ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

#### 2.1 Μορφολογία Φορέα

Τα κτήρια αναλύονται σαν χωρικά προσομοιώματα, λαμβάνοντας υπόψη εκείνα τα στοιχεία που συμβάλλουν στον φέροντα οργανισμό και στη δυσκαμψία του συστήματος. Η προσομοίωση των οριζόντιων και των κατακόρυφων μελών γίνεται με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας.

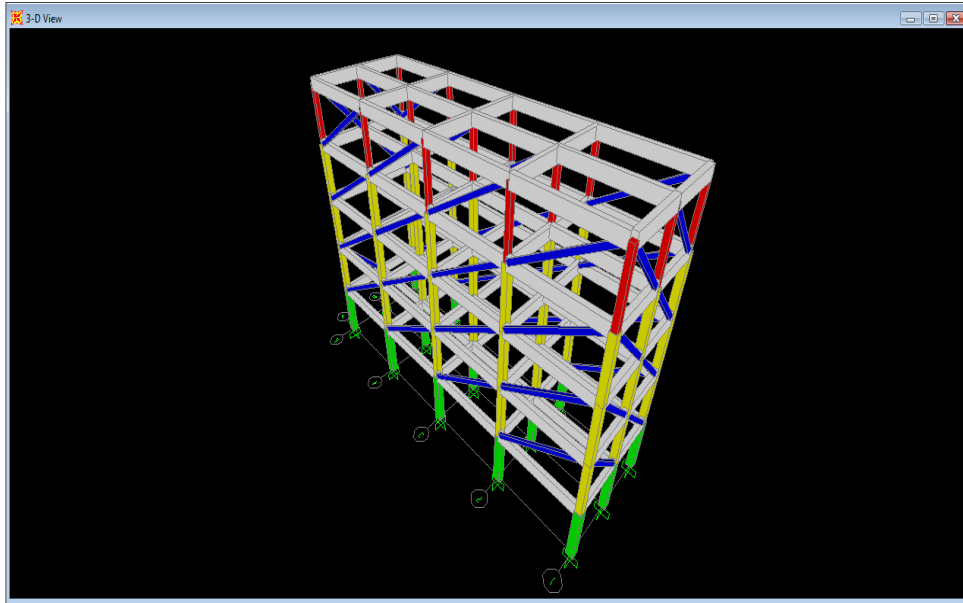
Παρακάτω αναπαριστώνται οι τέσσερις κατασκευές στο SAP2000.



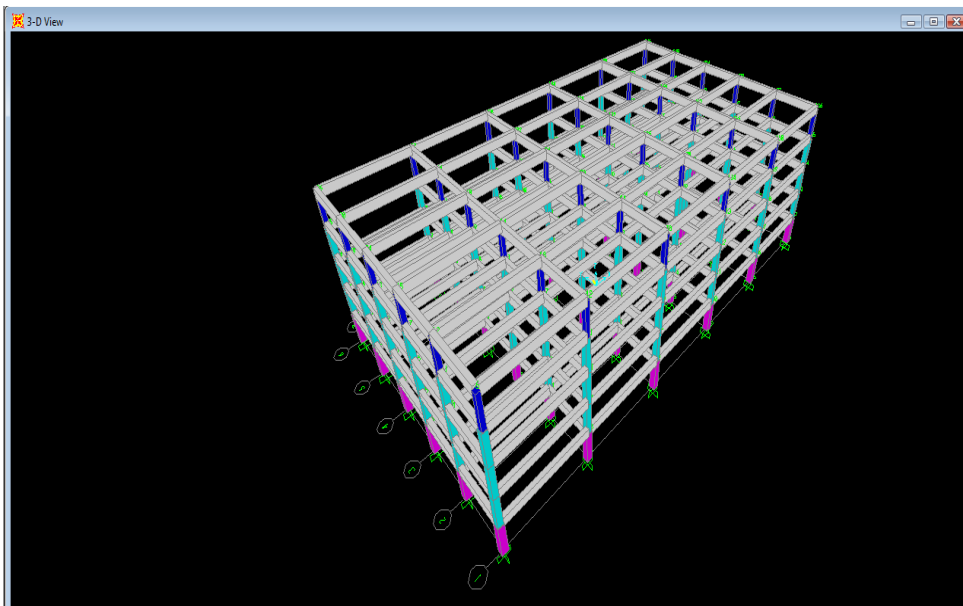
Σχ. 2.1: Κτήριο 1<sup>α</sup>



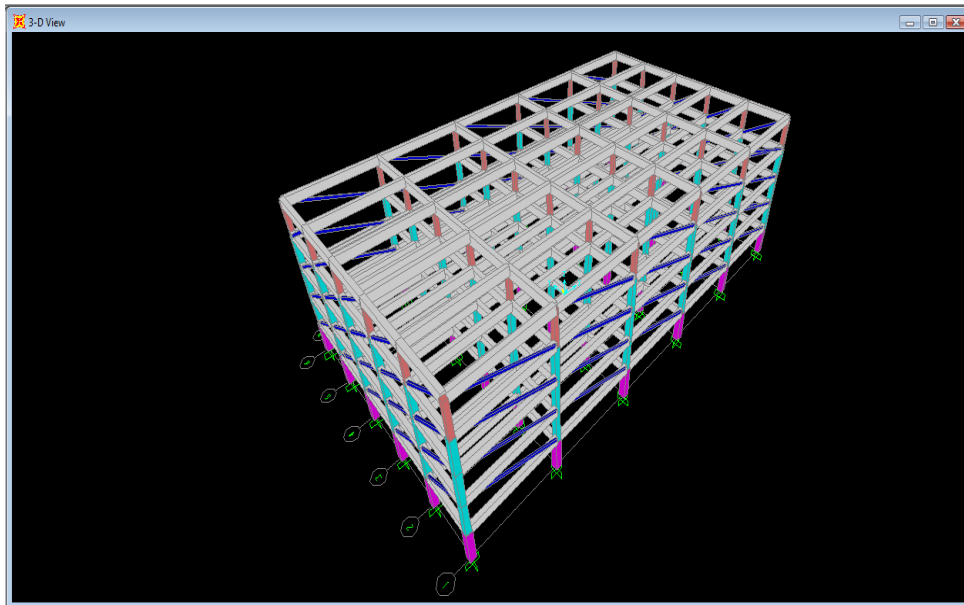
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Σχ. 2.2: Κτήριο 1<sup>β</sup>

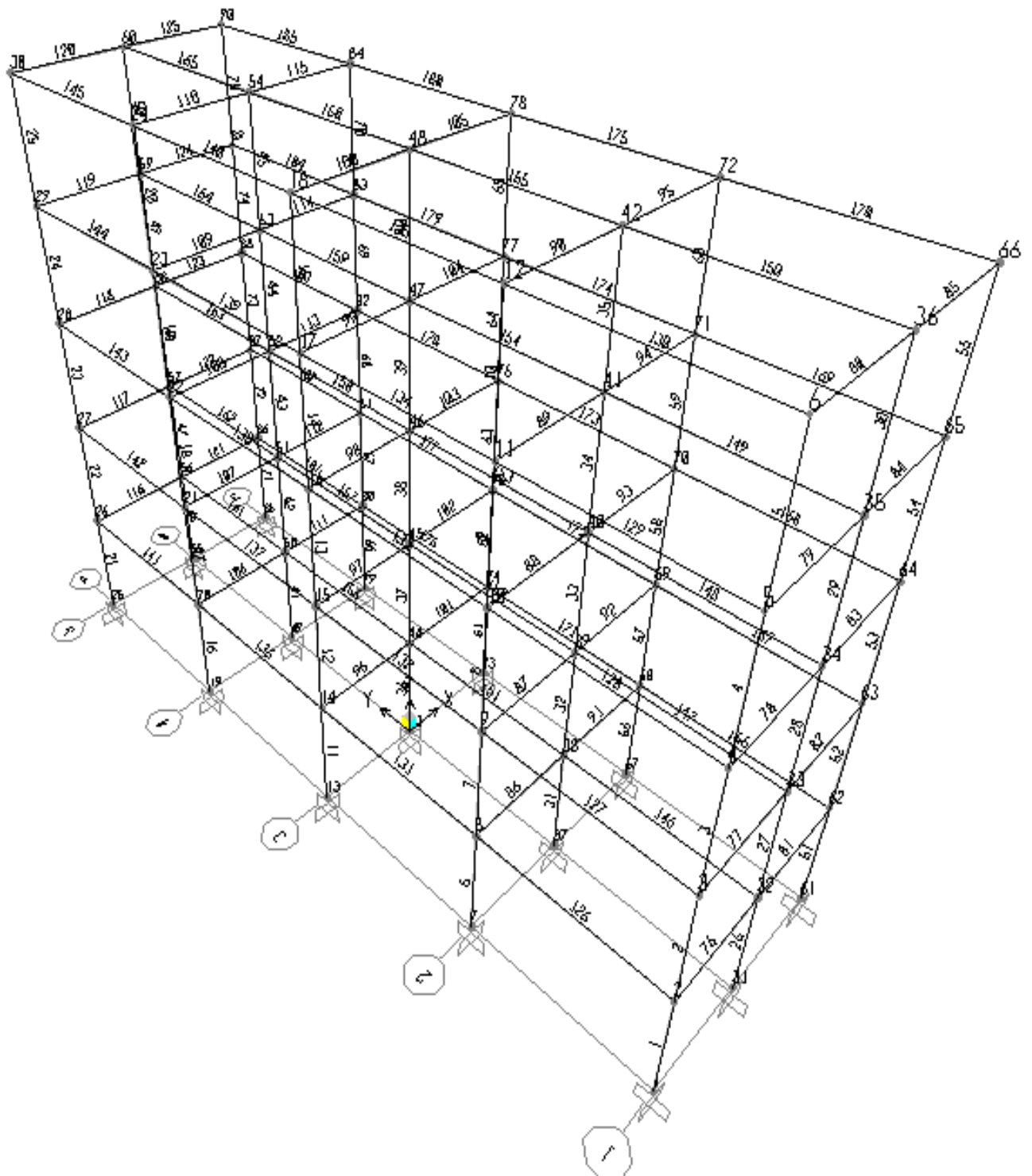


Σχ. 2.3: Κτήριο 2<sup>α</sup>

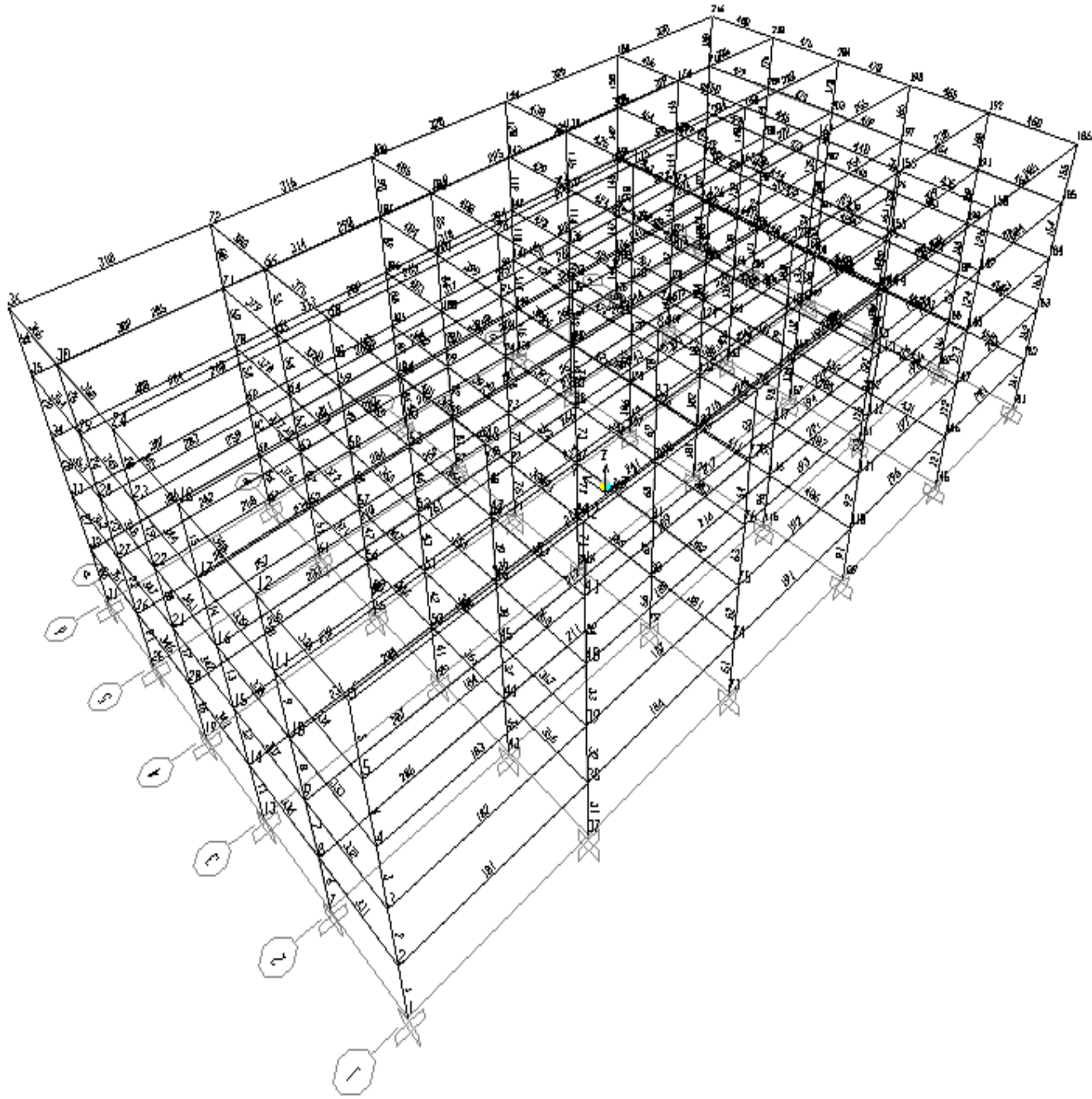


Σχ. 2.4: Κτήριο 2<sup>β</sup>

Παρακάτω αναγράφεται η αρίθμηση των πλαισίων, των κόμβων και των στοιχείων για τα δύο κτήρια:

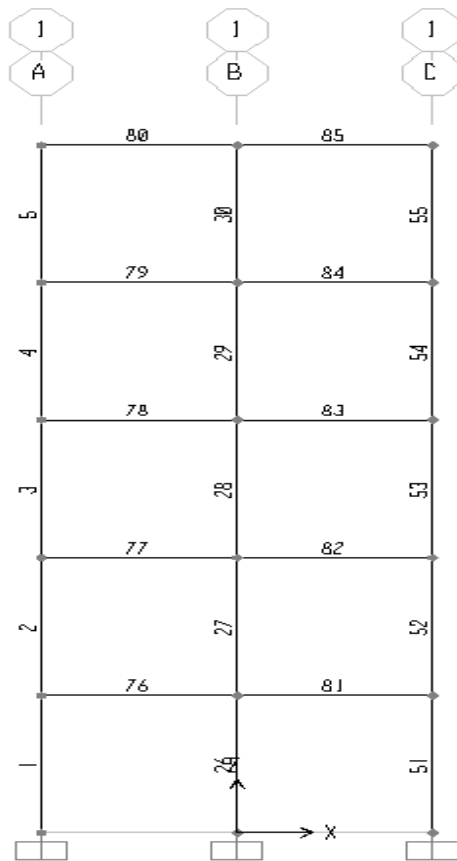


Σχ. 2.5: Κτήριο 1

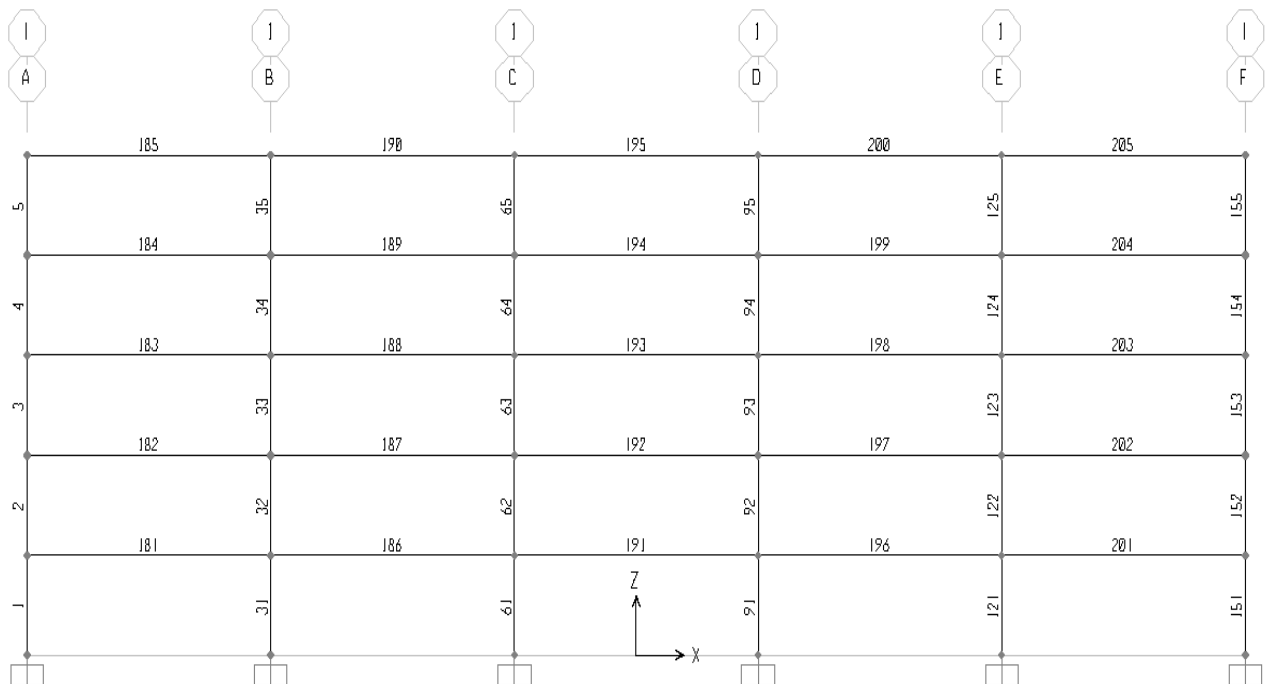


Σχ. 2.6: Κτήριο 2

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Σχ. 2.7: Κτήριο 1- Πλαίσιο 1 (πρόσοψη)



Σχ. 2.8: Κτήριο 2- Πλαίσιο 1 (πρόσοψη)

Τα τέσσερα κτήρια είναι πεντάοροφα και συμμετρικά σε όψη και κάτοψη. Το κτήριο 1 έχει δύο ανοίγματα με μήκος 3m στη X διεύθυνση και τέσσερα ανοίγματα με μήκος 5m στην Y. Το κτήριο 2 έχει πέντε ανοίγματα με μήκος 9m στη X διεύθυνση και 5πέντε ανοίγματα με μήκος 5m στην Y. Τα 1β, 2β έχουν τοιχοπλήρωση περιμετρικά των ορόφων τους, εκτός απο τον 1<sup>ο</sup> όροφο (pilotis).

Χάριν ευκολίας θεωρούμε ότι η έδραση των κτηρίων στο έδαφος μεταφράζεται σε πλήρη πάκτωση των κατακόρυφων μελών του ισογείου στη βάση τους, όπως απεικονίζεται και στα παραπάνω σχήματα.

## 2.2 Υλικά Κατασκευής

### 1. Σκυρόδεμα

- κατηγορία :C20/25
- μέτρο ελαστικότητας σκ. :Ec=29 GPa

Σχ. 2.9: Ιδιότητες σκυροδέματος

## 2. Χάλυβας

- κατηγορία :S500
- μέτρο ελαστικότητας Χαλ. :Es=200 GPa

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is "oplismo" with a color swatch. Material Type is "Rebar". Material Notes has a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 76.9729 and Mass per Unit Volume is 7.849.
- Units:** A dropdown menu is set to "KN, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 2.000E+08; Poisson's Ratio, U is 0,3; Coefficient of Thermal Expansion, A is 1,170E-05; Shear Modulus, G is 76923077.
- Other Properties for Rebar Materials:** Minimum Yield Stress, Fy is 500000; Minimum Tensile Stress, Fu is 700000; Expected Yield Stress, Fye is 372316,9; Expected Tensile Stress, Fue is 439885,6.

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked) and "OK" and "Cancel" buttons.

Σχ.2.10: Ιδιότητες χαλύβδινων οπλισμών

3. Τοιχοποιία\*

- θλιπτική αντοχή : $f_m=2,5\text{MPa}$
- μέτρο ελαστικότητας Τοιχ. : $E_m=2,89\text{ GPa}$

Σχ. 2.11: Ιδιότητες τοιχοποιίας

\* Ως τοιχοποιία στα προσομοιώματα χρησιμοποιούμε το υλικό «concrete» του sap2000 με θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας ίσα με το 10% του χρησιμοποιημένου σκυροδέματος.



### 2.3 Φορτίσεις Κατασκευών

Σημαντικό μέρος της μελέτης αποτέλεσε ο υπολογισμός των φορτίων της κατασκευής, κατακορύφων και οριζοντίων (σεισμικών). Τα κατακόρυφα φορτία υπολογίστηκαν με βάση τους κανονισμούς του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ενώ τα σεισμικά με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. (βλ. Παράρτημα 1).

Το κτήριο καταπονείται από φορτία που ανήκουν στις ακόλουθες κατηγορίες:

1) Μόνιμα (Dead)

Πρόκειται για:

- α) Το ίδιο βάρος των μελών της κατασκευής
- β) Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο της επικάλυψης που αντιστοιχεί στην τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$
- γ) Φορτία περιμετρικής μπατικής τοίχοποιίας που αντιστοιχεί στην τιμή  $5 \text{ kN/m}^2$
- δ) Φορτία εσωτερικής τοίχοποιίας  $1 \text{ kN/m}^2$

2) Κινητά (Live)

Περιλαμβάνουν ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση μεγέθους  $5 \text{ kN/m}^2$

3) Τυχηματικά (Quake)

Περιλαμβάνουν τα φορτία που προσομοιώνουν τη σεισμική διέγερση κατά τις δύο διευθύνσεις.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι συνδιασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των φορτίων είναι οι εξής (κατά ΕΑΚ 2000):

$$\text{COMB 1} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{COMB 2} : 1G+1,5Q$$

$$\text{EX NEAK} : 1G+0,3Q+1E_X$$

$$\text{EY NEAK} : 1G+0,3Q+1E_Y$$

$$\text{EX+0,3EY} : 1G+1,5Q+ E_X + E_Y$$

$$\text{EX-0,3EY} : 1G+1,5Q+ E_X - E_Y$$

$$-\text{EX+0,3EY} : 1G+1,5Q- E_X + E_Y$$

$$-\text{EX-0,3EY} : 1G+1,5Q- E_X - E_Y$$

$$0,3\text{EX+EY} : 1G+1,5Q+ E_X + E_Y$$

$$-0,3\text{EX+EY} : 1G+1,5Q- E_X + E_Y$$

$$0,3\text{EX-EY} : 1G+1,5Q+ E_X - E_Y$$

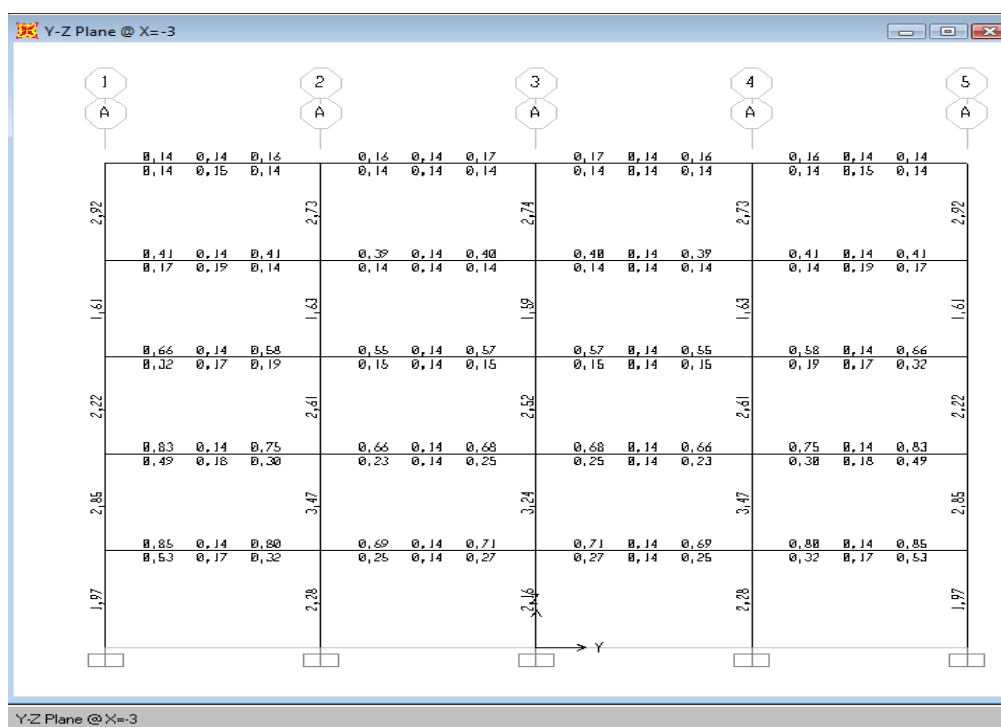
$$-0,3\text{EX-EY} : 1G+1,5Q- E_X - E_Y$$

## 2.4 Διατομές-Οπλισμοί Κτηρίων

Εξαιτίας του γεγονότος ότι οι κατασκευές είναι αντιπροσωπευτικές και όχι κάποια υφιστάμενη κατασκευή απαιτείται να γίνει σχεδιασμός και στατική μελέτη για τον υπολογισμό των διατομών και των οπλισμών από τον μελετητή. Αυτή η στατική μελέτη των δύο υπο μελέτη κτηρίων έγινε μέσω του λογισμικού προγράμματος SAP2000 v12 σε επίπεδο προμελέτης. Το πρόγραμμα αυτό χρησιμοποιεί παραμέτρους από διάφορους κανονισμούς από όλο τον κόσμο. Στην παρούσα μελέτη επιλέχτηκαν παράμετροι του EYROCODE 2-1992.

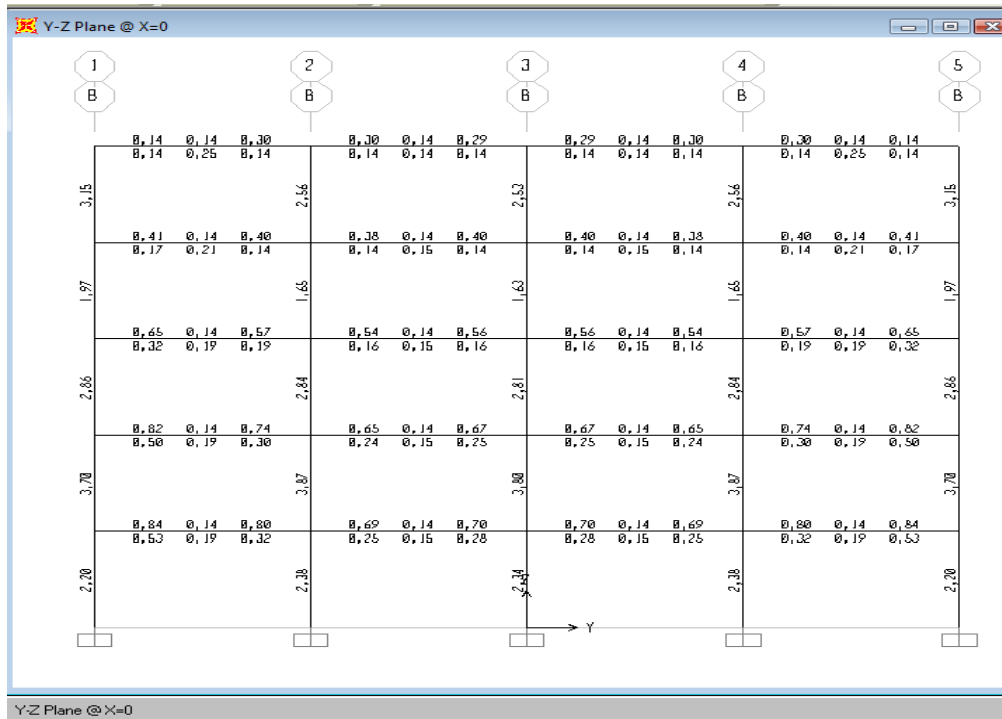
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του SAP2000 για τις δοκούς και τα υποστυλώματα φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.

### ➤ ΚΤΗΡΙΟ 1

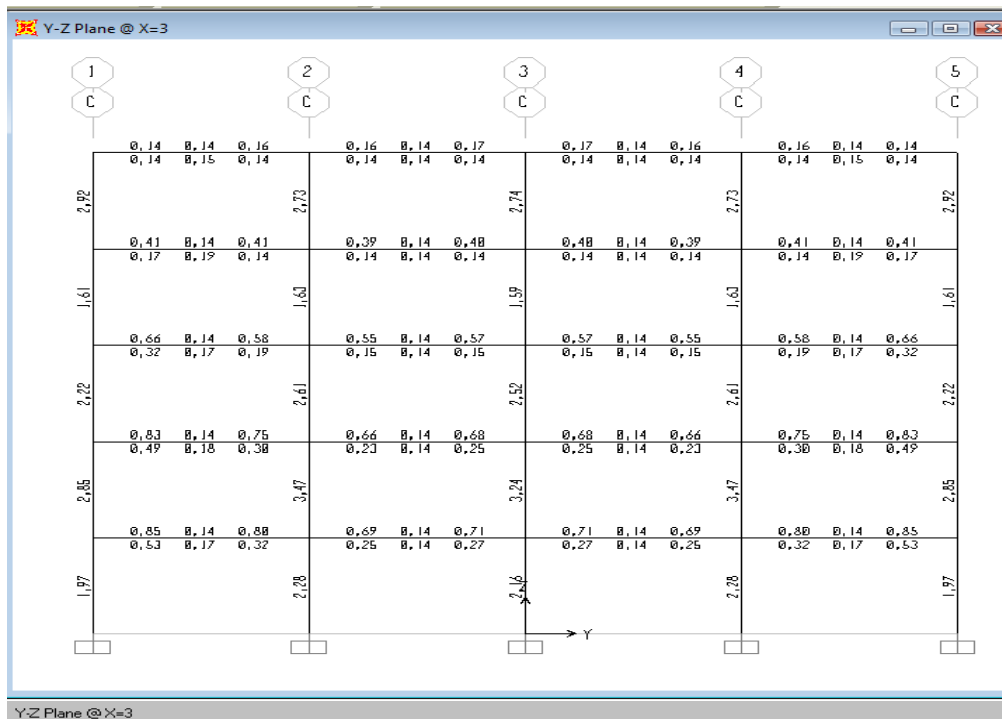


Σχ. 2.12: Ποσοστά οπλισμών κτηρίου 1 για το πλαίσιο A κατά Y

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

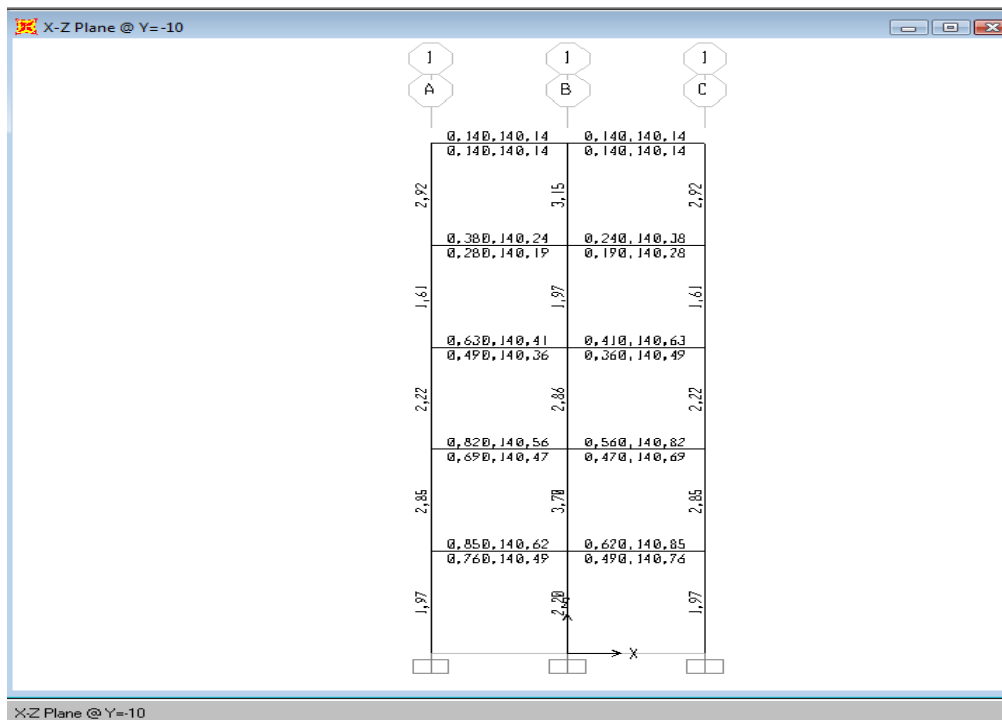


Σχ. 2.13: Ποσοστά οπλισμών κτηρίου 1 για το πλαίσιο B κατά Y

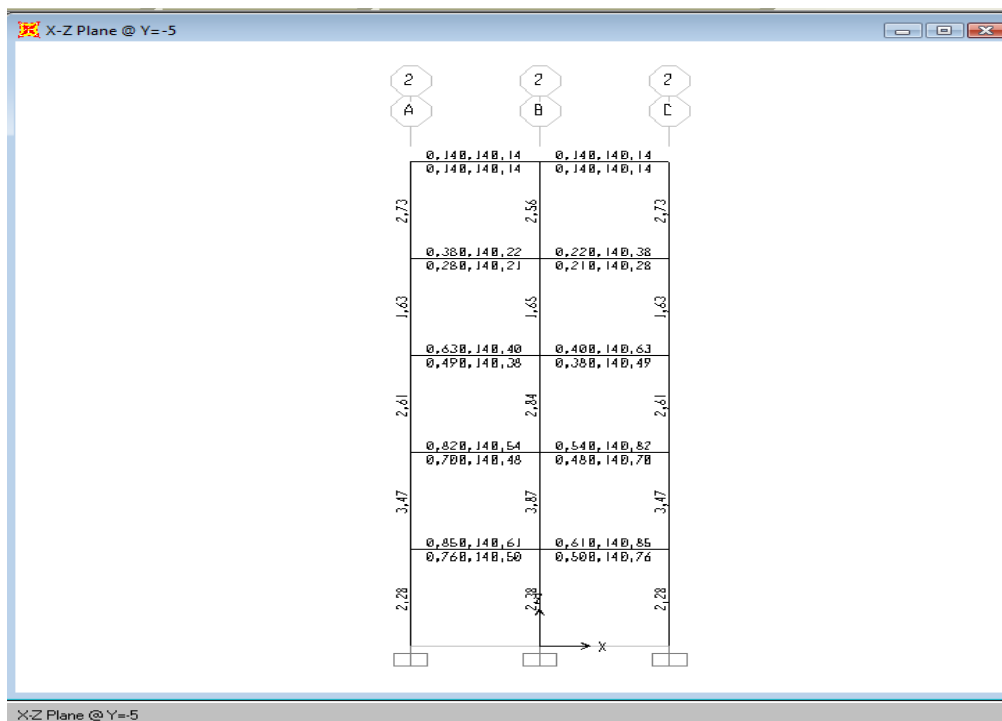


Σχ. 2.14: Ποσοστά οπλισμών κτηρίου 1 για το πλαίσιο C κατά Y

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

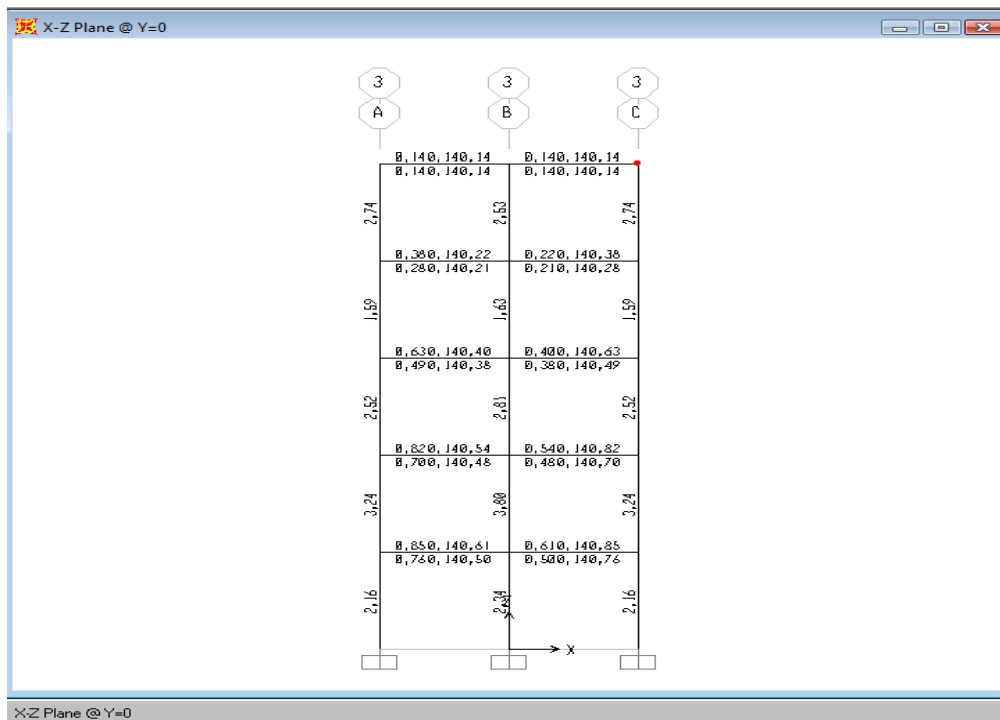


Σχ. 2.15: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 1 για το πλαίσιο 1 κατά X

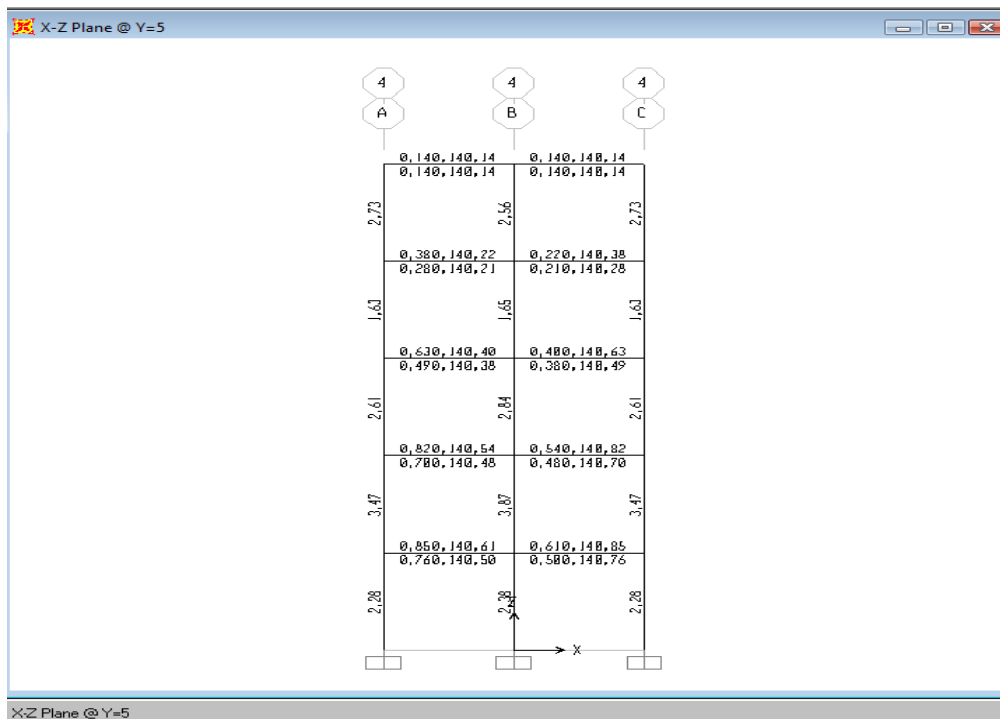


Σχ. 2.16: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 1 για το πλαίσιο 2 κατά X

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

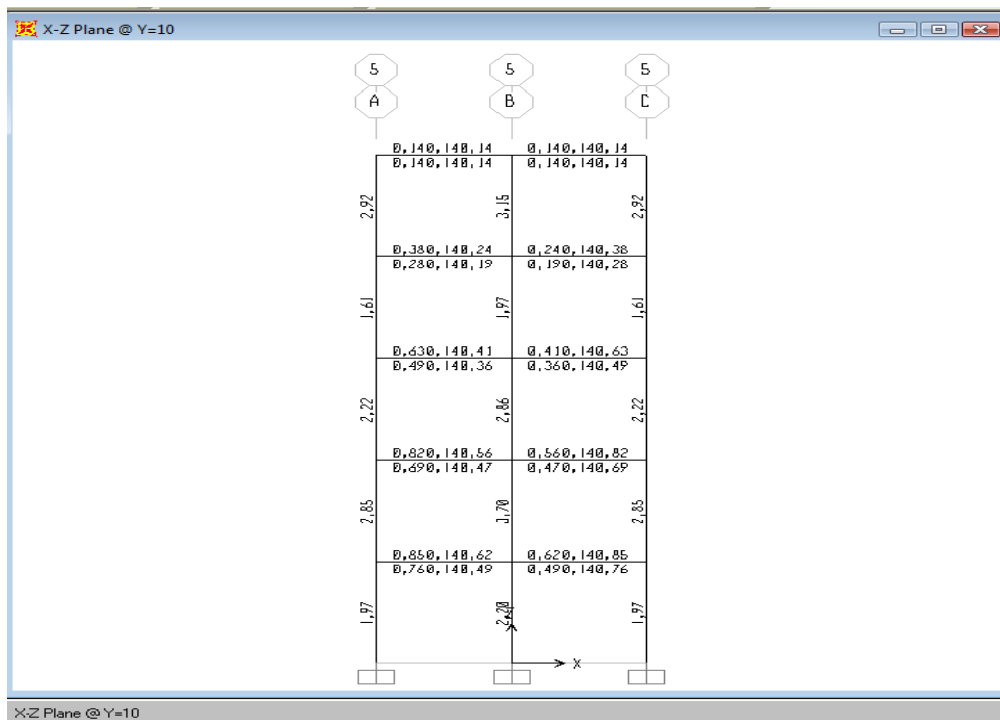


Σχ. 2.17: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 1 για το πλαίσιο 3 κατά X



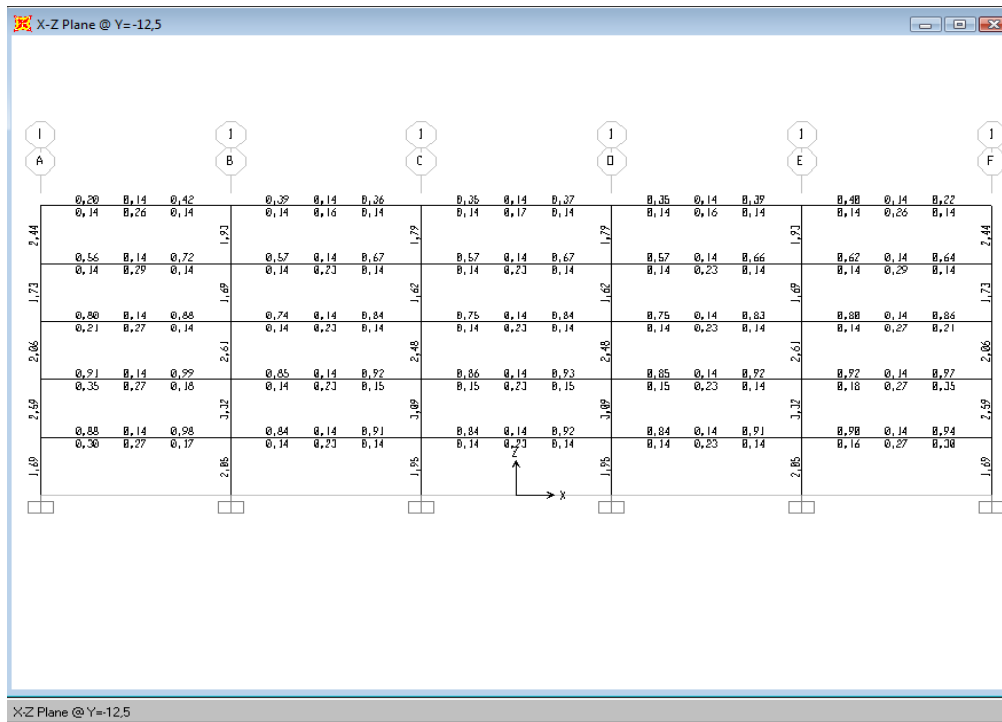
Σχ. 2.18: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 1 για το πλαίσιο 4 κατά X

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

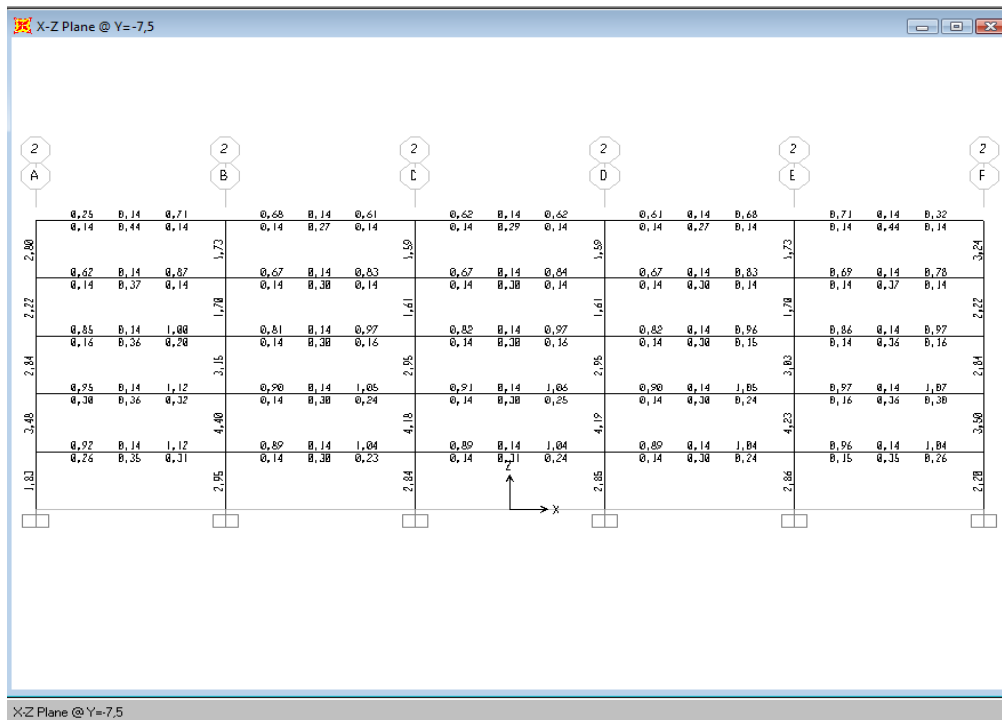


Σχ. 2.19: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 1 για το πλαίσιο 5 κατά X

➤ ΚΤΗΡΙΟ 2



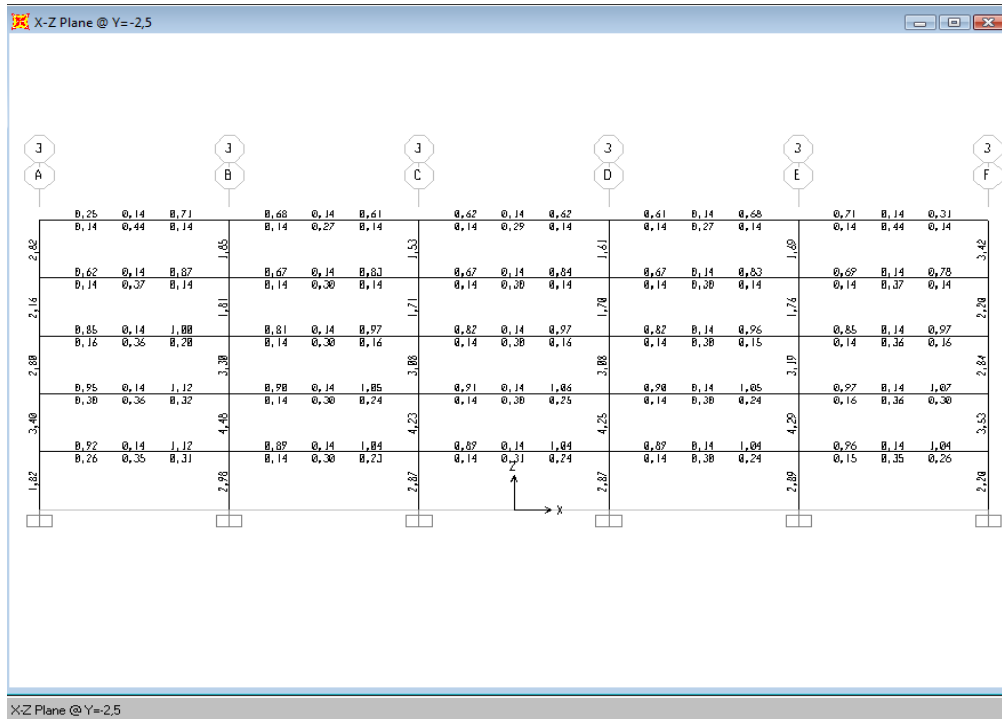
Σχ. 2.20: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο 1 κατά X



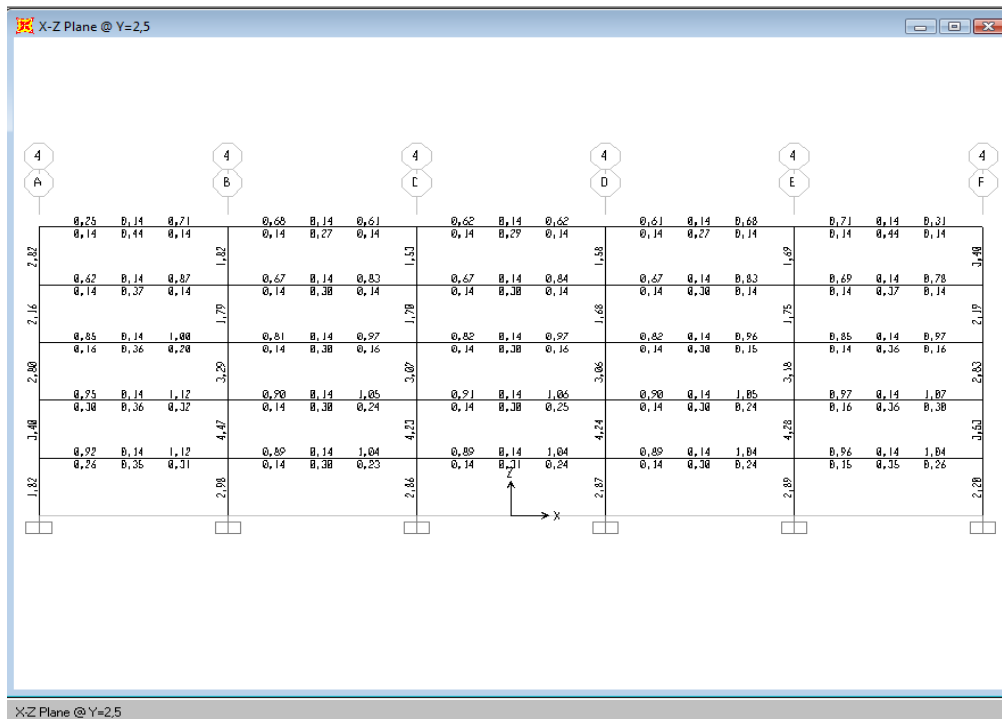
Σχ. 2.21: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο 2 κατά X



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

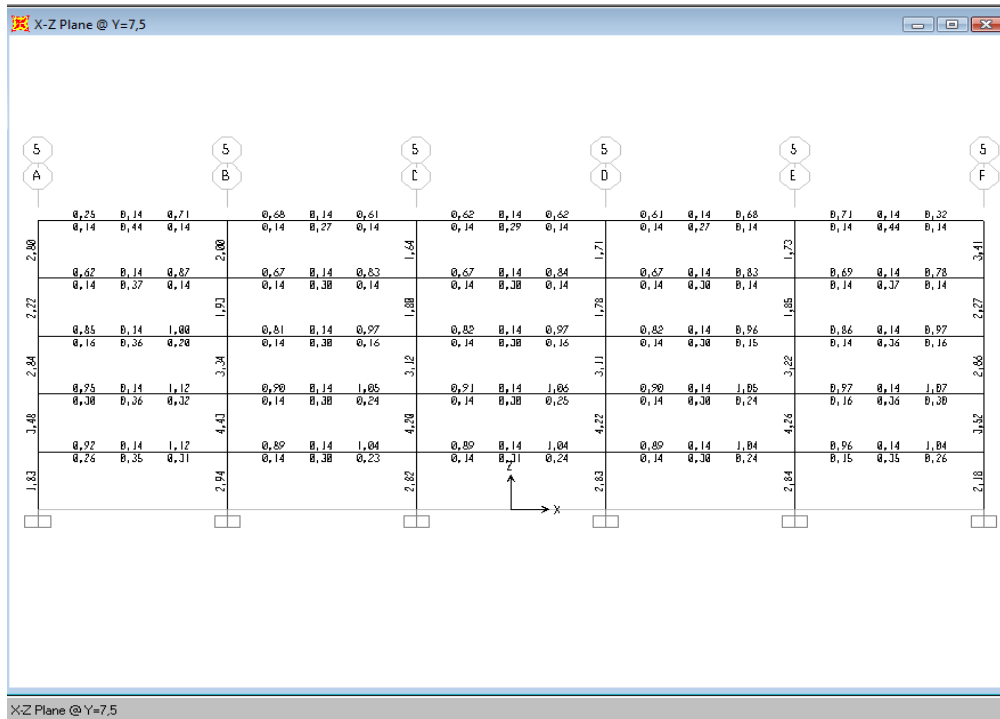


Σχ. 2.22: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο 3 κατά X

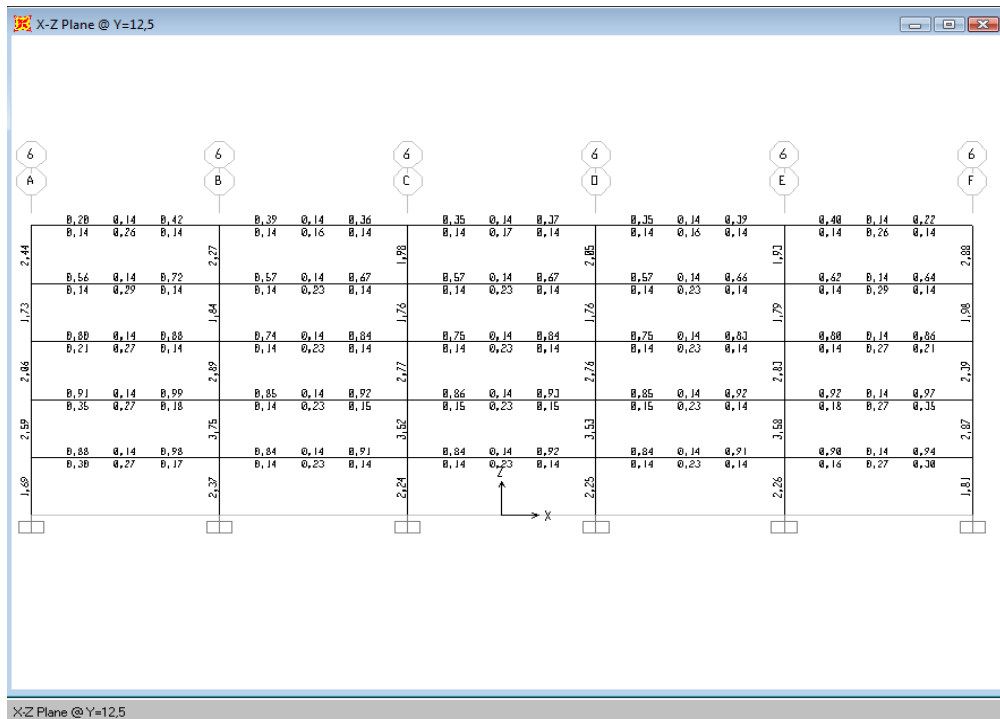


Σχ. 2.23: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο 4 κατά X

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

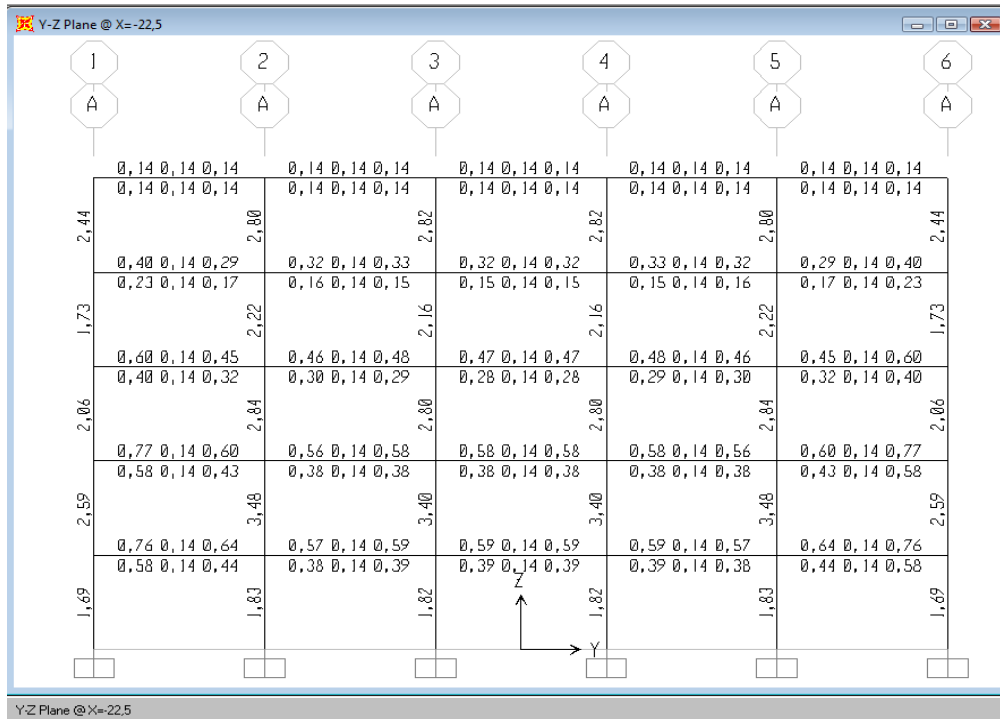


Σχ. 2.24: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο 5 κατά X

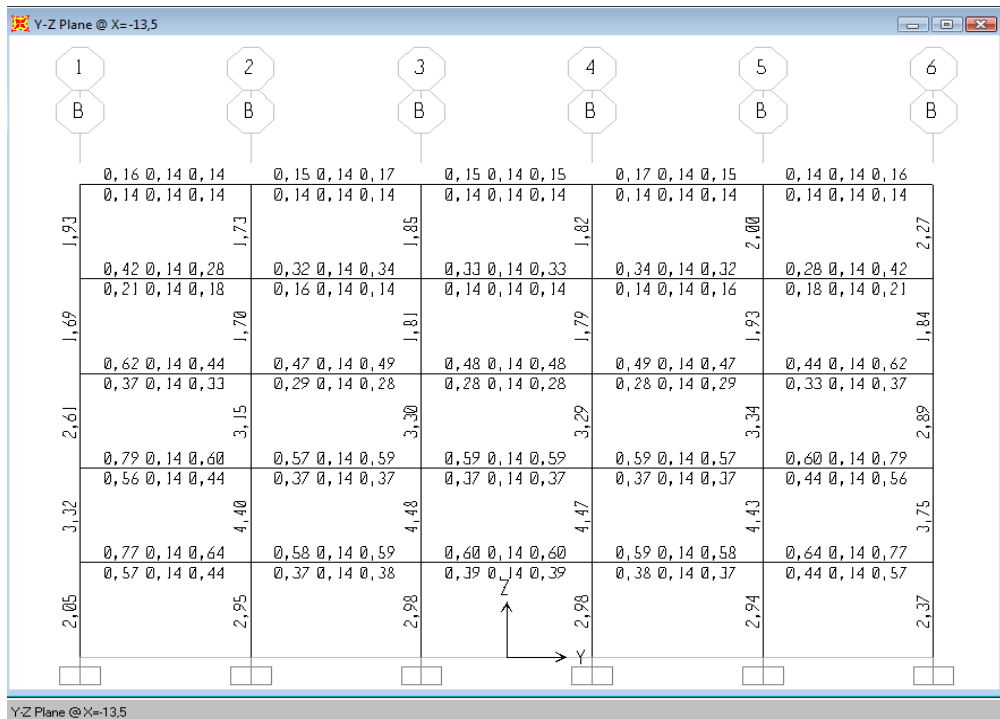


Σχ. 2.25: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο 6 κατά X

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

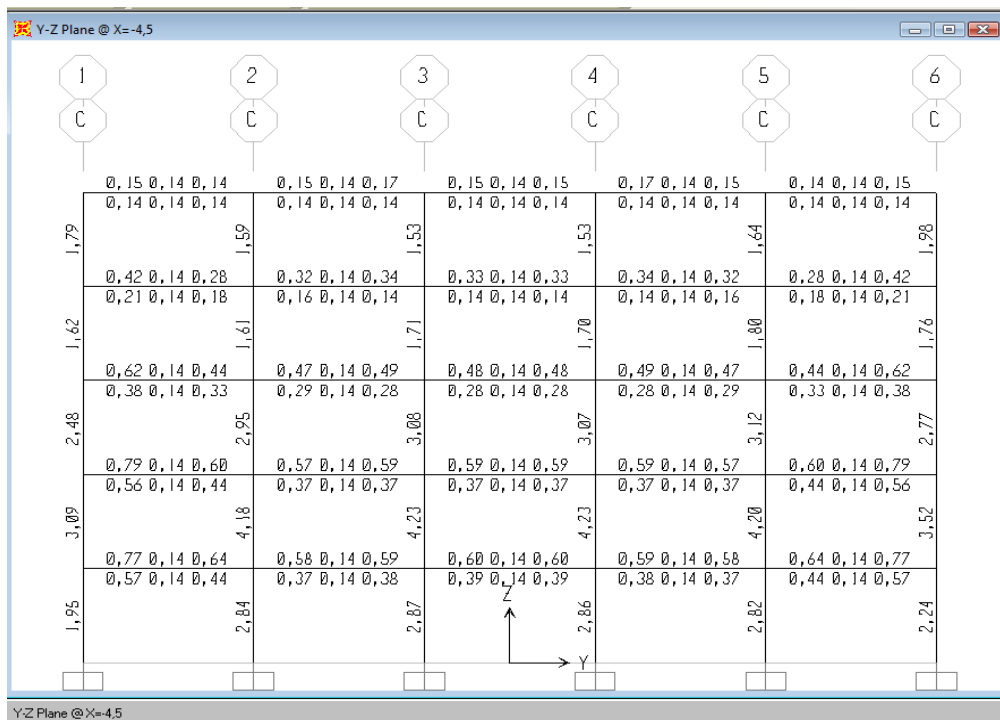


Σχ. 2.26: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο A κατά Y

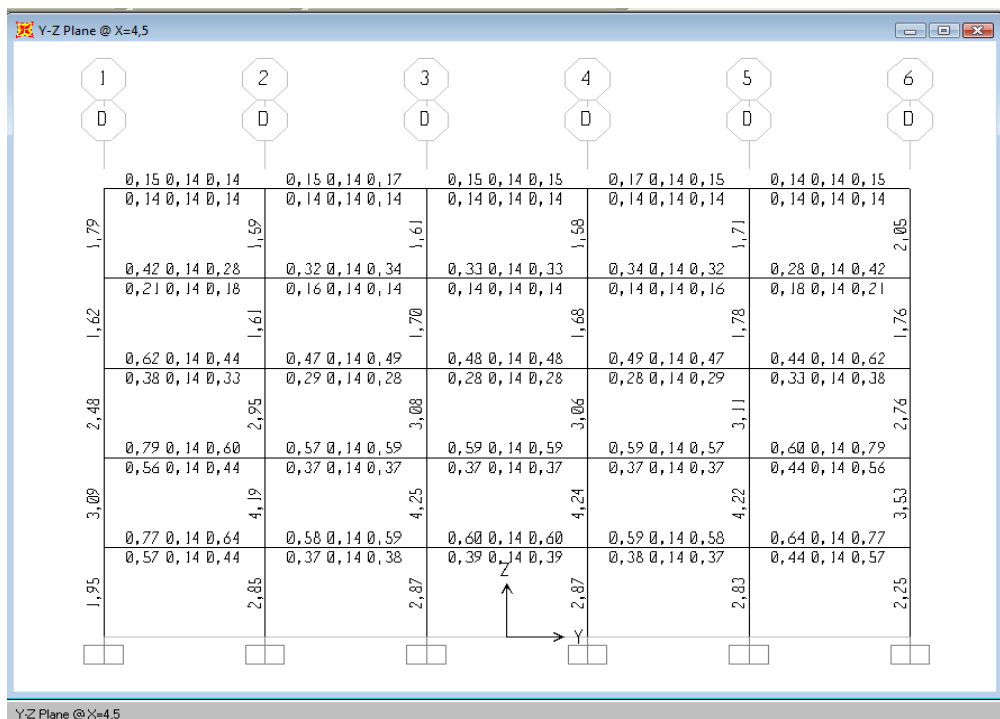


Σχ. 2.27: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο B κατά Y

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

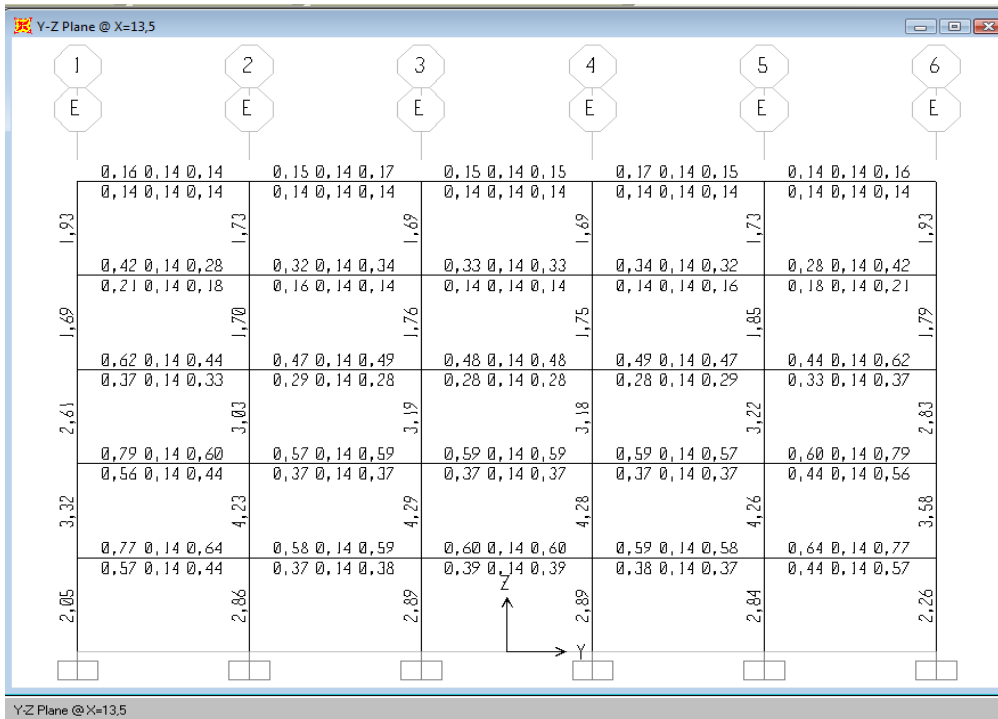


Σχ. 2.28: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο C κατά Y

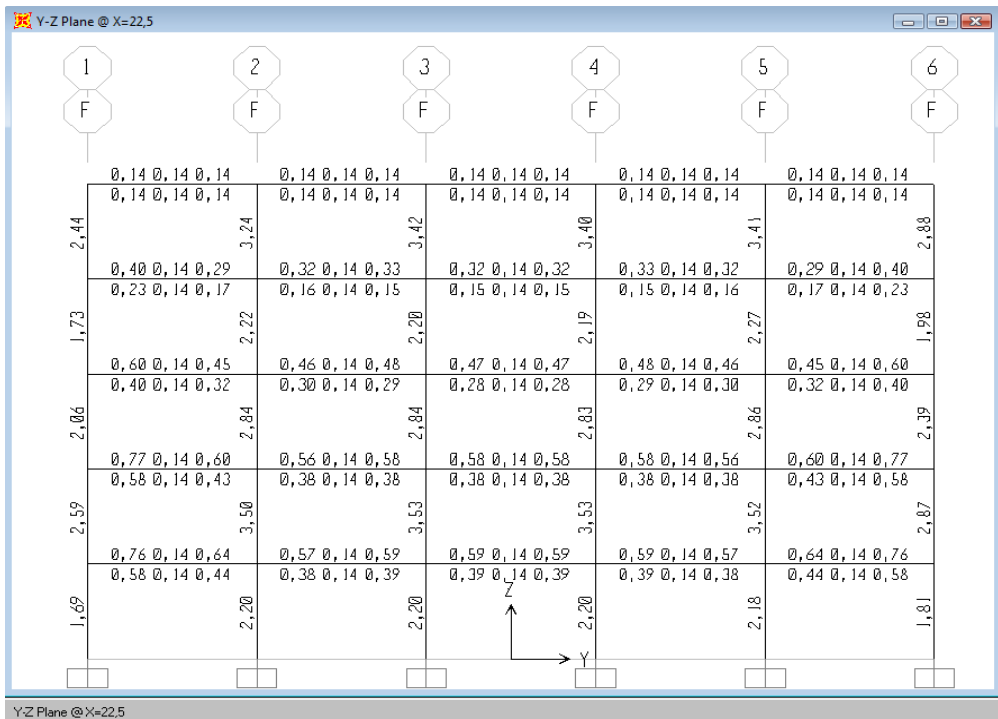


Σχ. 2.29: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο D κατά Y

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Σχ. 2.30: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο E κατά Y

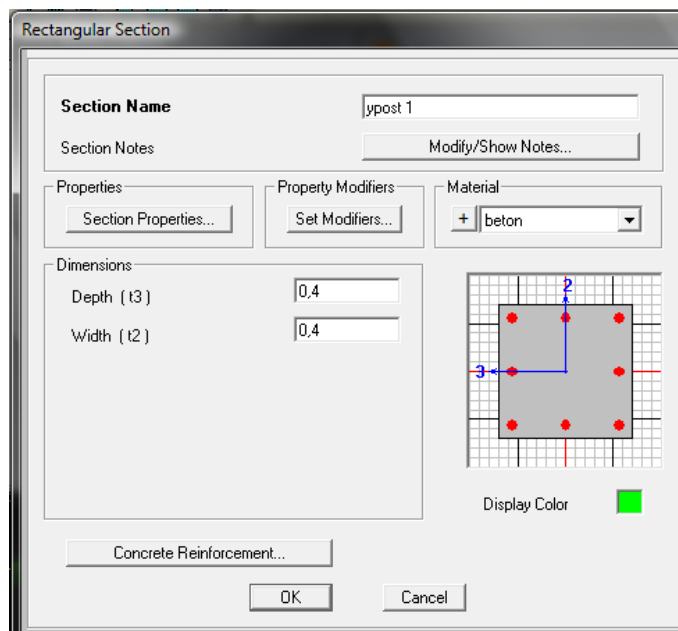


Σχ. 2.31: Ποσοστά οπλισμών (%) κτηρίου 2 για το πλαίσιο F κατά Y

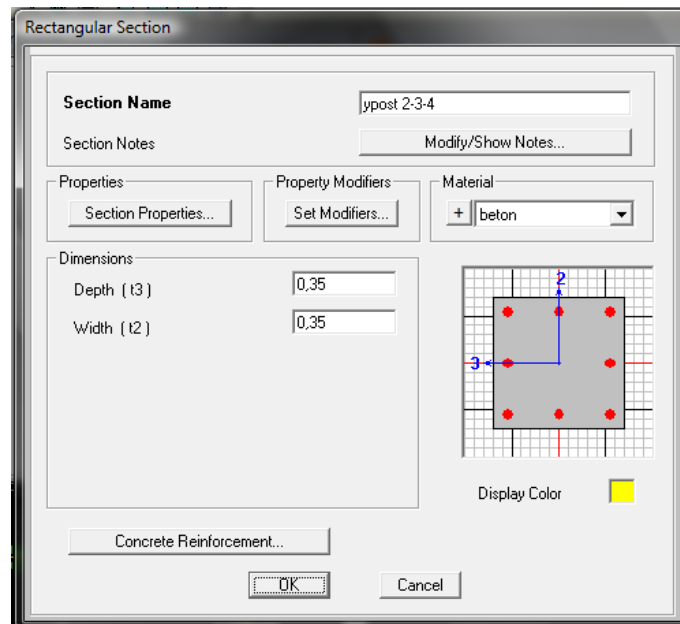
Παρακάτω βλέπουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών των δυο κτηρίων.

➤ ΔΟΚΟΙ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

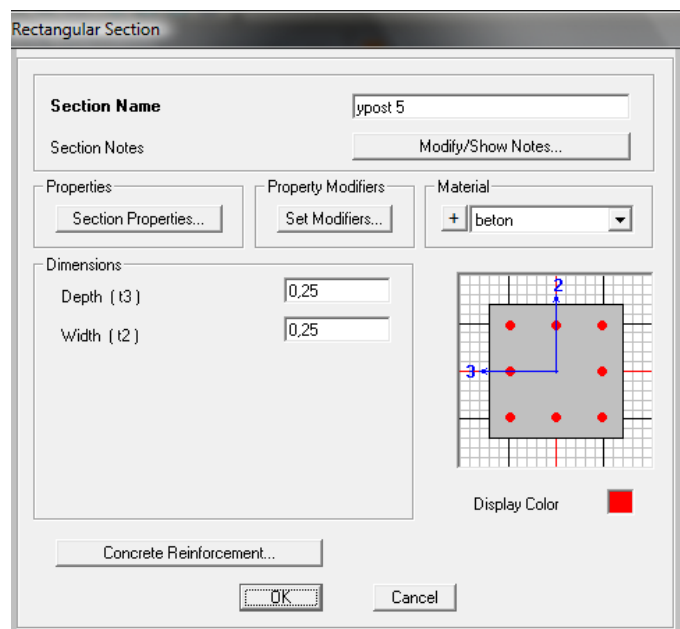
• ΚΤΗΡΙΟ 1



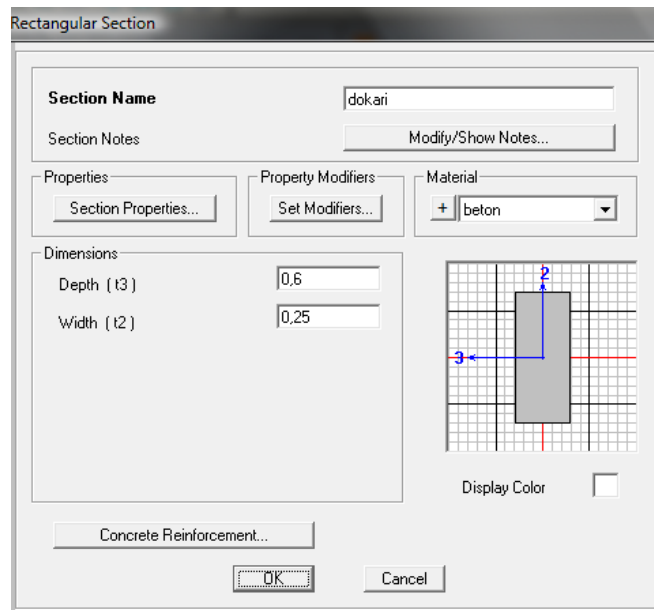
Σχ. 2.32: Διατομή υποστυλώματος 1<sup>ου</sup> ορόφου



Σχ. 2.33: Διατομή υποστυλώματος 2-3-4<sup>ου</sup> ορόφου

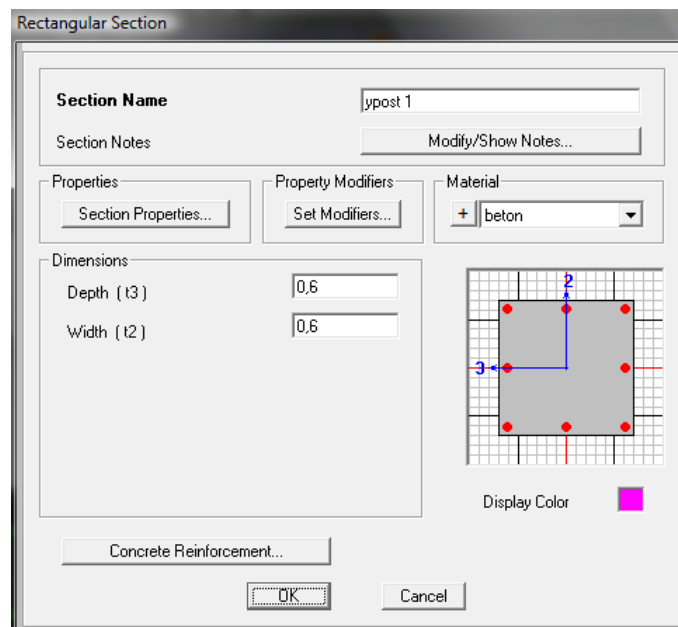


Σχ. 2.34: Διατομή υποστυλώματος 5<sup>ου</sup> ορόφου



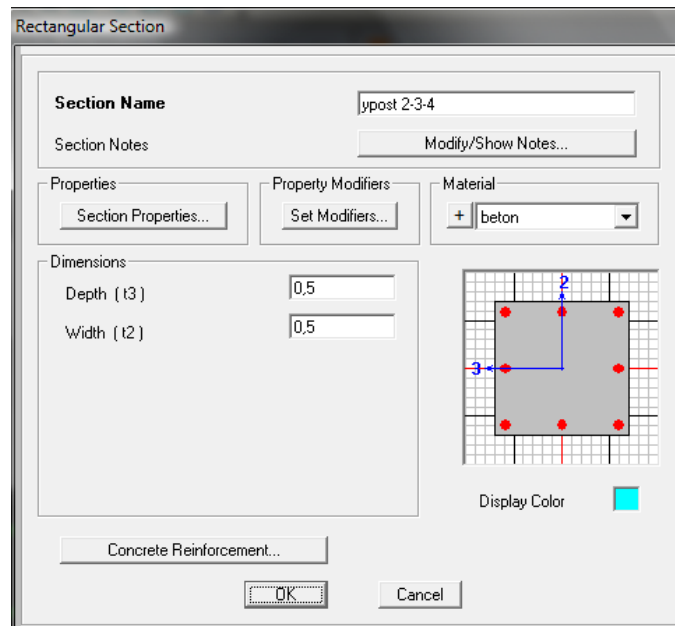
Σχ. 2.35: Διατομή δοκών

- ΚΤΗΡΙΟ 2

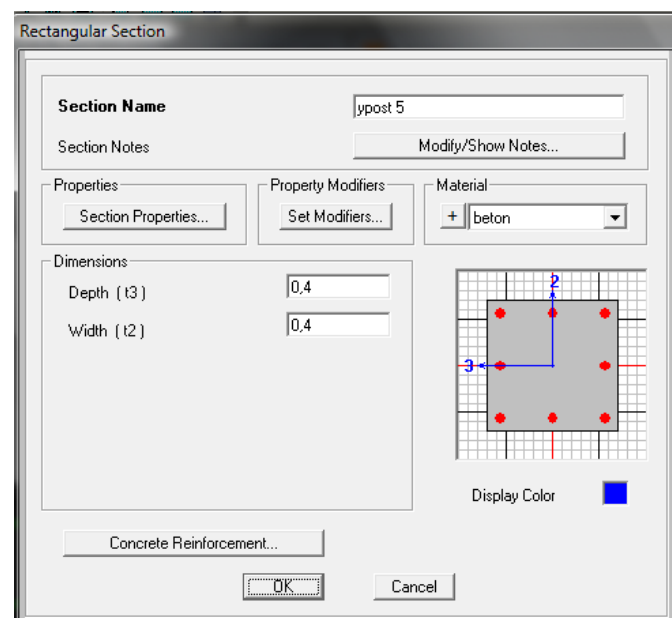


Σχ. 2.36: Διατομή υποστυλώματος 1<sup>ου</sup> ορόφου

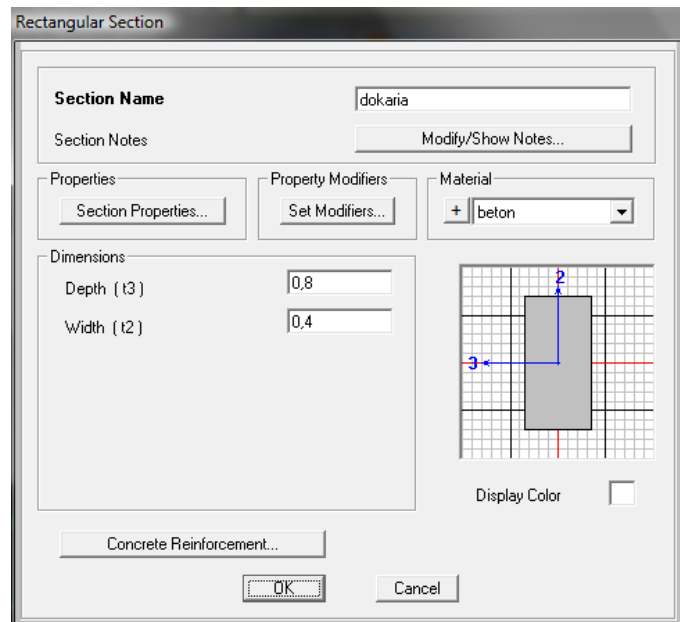




Σχ. 2.37: Διατομή υποστυλώματος 2-3-4<sup>ου</sup> ορόφου



Σχ. 2.38: Διατομή υποστυλώματος 5<sup>ου</sup> ορόφου



Σχ. 2.39: Διατομή δοκών

### ➤ ΠΛΑΚΕΣ

Όλες οι πλάκες των δύο κτηρίων έχουν πάχος 0,25m. Στο SAP2000 προσομοιώνονται με διαφραγματική λειτουργία. Κατά συνέπεια, η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. Τα διαφράγματα δεχόμαστε ότι, βάσει της γεωμετρίας και της αντοχής τους, παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδο τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής. Κατά την υποβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης, θεωρούμε 3 βαθμούς ελευθερίας κίνησης ανά όροφο, δύο μετατοπίσεις και μια στροφή.

Σε περίπτωση έλλειψης διαφράγματος, μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία του δομήματος και ενδεχομένως η συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία. Επιπλέον, στα διαφράγματα των πλακών στηρίζονται σε μεγάλο βαθμό οι τοιχοποιίες κι έτσι επιτυγχάνεται η πλευρική ευστάθειά τους.

Τέλος, η μάζα του κτηρίου λαμβάνεται ως συγκεντρωμένη στα επίπεδα των ορόφων, ενώ μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η μάζα και η συνολική ροπή αδρανείας συγκεντρώνονται περί τον κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου.

➤ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

Η προσομοίωση της τοιχοποιίας έγινε με την παραδοχή των διαγωνίων. Δεδομένου ότι τα προσομοιώματα υποβλήθηκαν σε ανελαστικές αναλύσεις, θεωρήθηκε προσεγγιστικά μία διαγώνιος που δουλεύει και σε εφελκυσμό και σε θλίψη αντί να θεωρηθούν δύο χιαστί διαγώνιοι που δουλεύουν μόνο σε θλίψη. Οι διαστάσεις των διαγωνίων ελήφθησαν όσο και της τοιχοποιίας,  $0,25\text{m} \times 0,15\text{m}$ . Αυτή η παραδοχή είναι κοντά στην πραγματικότητα εφ'όσον για τη μία φορά του σεισμού δουλεύει η μία διαγώνιος ενώ για την άλλη φορά η άλλη.

# 3<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ)

### 3.1 Περιγραφή μεθόδου

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος αποτελεί μια από τις μεθόδους προσομοίωσης της σεισμικής διέγερσης με σκοπό τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής. Πρόκειται για ελαστική μέθοδο ανάλυσης, η εφαρμογή της οποίας προβλέπεται από τον ΕΑΚ 2000.

Προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή σαν στατικά φορτία. Θεωρούμε ότι ασκούνται στο κέντρο βάρους ανά όροφο για κάθε μία από τις διευθύνσεις X και Y. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτηρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού για τον υπολογισμό της φασματικής επιτάχυνσης  $\Phi_d(T)$ .

Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- A) Κανονικά κτήρια μέχρι 10 ορόφους
- B) Μη κανονικά κτήρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτήρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτήρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στη σεισμική ζώνη ΙΙΙ.

Στην παρούσα μελέτη τα κτήρια είναι κανονικά, 5 ορόφων, ενώ η μέθοδος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των οριζόντιων (σεισμικών) φορτίων κατά τον σχεδιασμό των κτηρίων.

### 3.2 Προσδιορισμός ισοδύναμων στατικών φορτίων

Ο υπολογισμός των συνολικών σεισμικών φορτίων για κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου προκύπτει από τη σχέση:

$$V_0 = M_{ολ} \times \Phi_d(T)$$

όπου:

$V_0$  : η τέμνουσα βάσης

$M_{ολ}$  : η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής

$\Phi_d(T)$  : η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

$T$  : η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτηρίου. Σε ορθογωνική κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω εμπειρικού τύπου:

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+pL}}$$

όπου:

$H$  : το ύψος του κτηρίου

$L$  : το μήκος του κτηρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού

$\rho$  : ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων

Η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής ισούται με το άθροισμα των μαζών των ορόφων της κατασκευής. Η μάζα του κάθε ορόφου ισούται με το άθροισμα της μάζας της περιμετρικής τοιχοποιίας, του  $\frac{1}{2}$  των μαζών των υποστυλωμάτων που βρίσκονται πάνω και κάτω από την πλάκα του ορόφου και τη μάζα που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία σύμφωνα με το συνδυασμό για σεισμό :  $G_k + \psi_2 \times Q_k$

όπου :

$G_k$  : μόνιμα φορτία

$Q_k$  : κινητά φορτία

$\psi_2$  : μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει την τιμή 0,3 για κατασκευές.  
(ΕΑΚ 2000)

Ο υπολογισμός των μαζών κάθε ορόφου αναλυτικά και για τα δύο κτήρια βρίσκεται στο Παράρτημα Α.

Οι συνολικές μάζες των κτηρίων είναι οι εξής :

$$M^1_{ολ} = \frac{Fz}{g} = 8897,77/9,81 = 907,01 \frac{KN \times sec^2}{m}$$

$$M^2_{ολ} = \frac{Fz}{g} = 65543,36/9,81 = 6681,28 \frac{KN \times sec^2}{m}$$

Η φασματική επιτάχυνση από τον ΕΑΚ 2000 υπολογίζεται ως εξής :

$$0 < T < T_1 \quad \Phi_d(T) = \gamma_i \times \alpha \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 < T < T_2 \quad \Phi_d(T) = \gamma_i \times \alpha \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q}$$

$$T_2 < T \quad \Phi_d(T) = \gamma_i \times \alpha \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Από την σχέση του ΕΑΚ 2000 οι ιδιοπερίοδοι των δύο κτηρίων κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ είναι αντίστοιχα :

$$\text{Κτήριο 1: } T^1_x = 0,551 \text{ sec, } T^1_y = 0,302 \text{ sec}$$

$$\text{Κτήριο 2: } T^2_x = 0,2 \text{ sec, } T^2_y = 0,27 \text{ sec}$$

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Για του υπολογισμό της φασματικής επιτάχυνσης έχουμε τα εξής δεδομένα:

Ζώνη II ( $A=0,24$ )

Έδαφος Γ ( $T_1=0,2$   $T_2=0,8$ )

$q=3,5$

$\zeta=5\%$

$\beta_0=2,5$

Σπουδαιότητα Σ2 ( $\gamma_i=1$ )

$\theta=1$

Άρα και για τα δύο κτήρια ισχύει  $T_1 < T_x < T_2$  και  $T_1 < T_y < T_2$  και κατά συνέπεια ισχύει ότι  $\Phi_d(T)_x = \Phi_d(T)_y$ . Συνεπώς έχουμε :

$$\Phi_d(T)_1 = \gamma_i \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} = 0,171g$$

$$\Phi_d(T)_2 = \gamma_i \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} = 0,171g$$

Οι σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται και στις δύο διευθύνσεις στα δύο κτήρια είναι οι εξής:

$$V_0^1 = M_{ολ} \times \Phi_d(T) = 907,01 \times 0,171g = 1521,52 \text{ KN}$$

$$V_0^2 = M_{ολ} \times \Phi_d(T) = 6681,28 \times 0,171g = 11207,92 \text{ KN}$$

Στη συνέχεια υπολογίζουμε την καθ' ύψος τριγωνική κατανομή των σεισμικών φορτίων στους ορόφους σύμφωνα με τη σχέση :

$$F_i = (V_0 - V_H) \times \frac{m_i \times \varphi_i}{\sum m_j \times \varphi_j} \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η σχέση που εφαρμόζεται όμως όταν πρόκειται για κανονικά κτήρια, όπως τα εξεταζόμενα, είναι:

$$F_i = (V_0 - V_H) \times \frac{m_i \times z_i}{\sum m_j \times z_j} \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

Ο όρος  $V_H$  είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτηρίου όταν  $T > 1,0 \text{ sec}$ , επομένως είναι μηδενικός στην προκείμενη περίπτωση.

Άρα η κατανομή των φορτίων και στις δύο διευθύνσεις στα δύο κτήρια είναι η εξής :

#### Κτήριο 1

$$F_1 = 120,51 \text{ KN}$$

$$F_2 = 233,7 \text{ KN}$$

$$F_3 = 350,55 \text{ KN}$$

$$F_4 = 464,19 \text{ KN}$$

$$F_5 = 352,58 \text{ KN}$$

#### Κτήριο 2

$$F_1 = 809,33 \text{ KN}$$

$$F_2 = 1610,84 \text{ KN}$$

$$F_3 = 2410,26 \text{ KN}$$

$$F_4 = 3200,46 \text{ KN}$$

$$F_5 = 3171,02 \text{ KN}$$

Τα συγκεντρωμένα αυτά στατικά φορτία επιβάλλονται ισοκατανεμημένα στους εξωτερικούς κόμβους κάθε ορόφου στις X, Y διευθύνσεις.



### 3.3 Συνδυασμοί δράσεων για χωρική επαλληλία

Στόχος είναι η πρόκληση της μέγιστης απόκρισης της κατασκευής, κάτι που επιτυγχάνεται με το δυσμενέστερο συνδυασμό. Παρακάτω σημειώνονται οι 10 συνδυασμοί δράσεων για την εξασφάλιση της χωρικής επαλληλίας.

$$EX\ NEAK : 1G+0,3Q+1E_X$$

$$EY\ NEAK : 1G+0,3Q+1E_Y$$

$$EX+0,3EY : 1G+0,3Q+ E_X + E_Y$$

$$EX-0,3EY : 1G+0,3Q+ E_X - E_Y$$

$$-EX+0,3EY : 1G+0,3Q- E_X + E_Y$$

$$-EX-0,3EY : 1G+0,3Q- E_X - E_Y$$

$$0,3EX+EY : 1G+0,3Q+ E_X + E_Y$$

$$-0,3EX+EY : 1G+0,3Q- E_X + E_Y$$

$$0,3EX-EY : 1G+0,3Q+ E_X - E_Y$$

$$-0,3EX-EY : 1G+1,5Q- E_X - E_Y$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί ασκούνται και στη  $x$  και στην  $y$  διεύθυνση.

### 3.4 Εκκεντρότητες

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτηρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα και η σεισμική δύναμη κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ti}$  του ορόφου  $i$ .

Η τυχηματική εκκεντρότητα σε κάθε διεύθυνση λαμβάνεται ίση με  $e_{tx}=0,05L_x$  και  $e_{ty}=0,05L_y$  αντίστοιχα. Άρα για τα δύο κτήρια έχουμε:

Κτήριο1 ( $L_x=6m$ ,  $L_y=25m$ )

$$e_{tx}=0,3m$$

$$e_{ty}=1,25m$$

Κτήριο2 ( $L_x=45m$ ,  $L_y=25m$ )

$$e_{tx}=2,25m$$

$$e_{ty}=1,25m$$

# 4<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΑΔΙΑΚΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ

### (PUSHOVER ANALYSIS)

#### 4.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Μια από τις πιο γνωστές εφαρμογές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μη γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης, ή διαφορετικά, μέθοδος Pushover σύμφωνα με την αμερικάνικη βιβλιογραφία. Κανονιστικά, υιοθετίθηκε αρχικά στις Η.Π.Α. στους κανονισμούς ATC-40 και στον FEMA 273 για τον έλεγχο υφιστάμενων κατασκευών. Πρόκειται για μια μέθοδο που μπορεί να προσφέρει πολύτιμες πληροφορίες στα πλαίσια της ενίσχυσης και του ανασχεδιασμού μιας υφιστάμενης κατασκευής. Στην Ελλάδα περιλαμβάνεται στον νέο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2004).

Πρόκειται για μια μέθοδο ελαστοπλαστικής ανάλυσης του χωρικού πρωσομοιώματος ενός κτηρίου υπό μονοτονικά αυξανόμενη στατική πλευρική φόρτιση. Η φόρτιση εξακολουθεί μέχρι η παραμόρφωση στον όροφο να προσεγγίσει μια προαποφασισμένη τιμή. Η τιμή αυτή, που ονομάζεται <<στοχευμένη μετατόπιση>> του κτηρίου, προκύπτει από τη συμπεριφορά του <<ισοδύναμου>> μονοβάθμιου ταλαντωτή για δεδομένο φάσμα σεισμικής απόκρισης σχεδιασμού. Ο κόμβος ορίζεται ως <<κόμβος ελέγχου μετατοπίσεων>>. Κατά τη διάρκεια της εξώθησης της κατασκευής, καταγράφονται σταδιακά τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη των μελών της, ενώ ακολουθεί έλεγχος αντοχής έναντι ψαθυρών μορφών αστοχίας και διατιθέμενης πλαστιμότητας στα σημεία εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων.

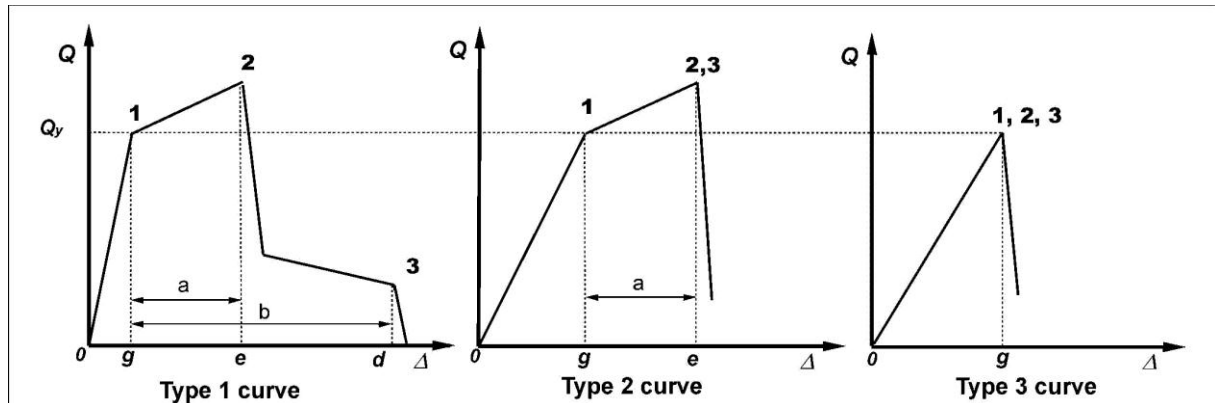
Η μέθοδος εμφανίζει ομοιότητες με την ελαστική στατική ανάλυση, αλλά αφενός βασίζεται σε όρους παραμορφώσεων και όχι δυνάμεων και αφετέρου καλύπτει τη μη γραμμικότητα των υλικών, δηλαδή την ανελαστική τους απόκριση. Το χρησιμοποιούμενο μαθηματικό προσομοίωμα για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης εμπεριέχει το σύνολο των μη γραμμικών χαρακτηριστικών της απόκρισης για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία μέσω διαγραμμάτων δύναμης-παραμόρφωσης. Κατά την εξώθηση της κατασκευής, όταν σημειώνεται διαρροή κάποιου στοιχείου, ανακατανέμονται οι εσωτερικές δυνάμεις και το εν λόγω στοιχείο αναλαμβάνει φόρτιση, αντίστοιχη με τη μετελαστική του μειωμένη δυσκαμψία, όπως προκύπτει από τα προαναφερθέντα διαγράμματα.

Στη συνέχεια, αποσαφηνίζονται σημαντικές έννοιες σχετικά με τη μορφή της κατασκευής και την ανάπτυξη της συμπεριφοράς της.

##### ➤ **Πρωτεύοντα και Δευτερεύοντα Στοιχεία Κατασκευής**

Επιβάλλοντας μια στάθμη επιτελεστικότητας, ελέγχουμε τη δυνατότητα αντίστασης όλων των στοιχείων της κατασκευής – πρωτευόντων και δευτερευόντων – σε δυνάμεις, αν έχουμε ψαθυρή συμπεριφορά και σε μετατοπίσεις, εφόσον πρόκειται για πλάστιμη. Πρωτεύοντα είναι εκείνα τα στοιχεία που συνεισφέρουν σημαντικά στην αντοχή της κατασκευής κατά τη σεισμική διέγερση. Από τα μέλη που συνεισφέρουν στην απόκριση της κατασκευής, πρωτεύοντα θεωρούνται τα υποστυλώματα, τα δοκάρια και τα τοιχία. Αντίθετα, τα στοιχεία με μικρή δυσκαμψία, αντοχή και πλαστιμότητα (π.χ. οι τοίχοι πληρώσεως) ονομάζονται δευτερεύοντα. Σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με αυτές των πρωτευόντων. Ωστόσο δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό τη μέγιστη πλευρική παραμόρφωση εξαιτίας του σεισμού σχεδιασμού.

➤ Πλάστιμες και Ψαθυρές Δράσεις



Σχ. 4.1: Πιθανές σχέσεις δύναμης – μετατόπισης στοιχείων φέροντα οργανισμού

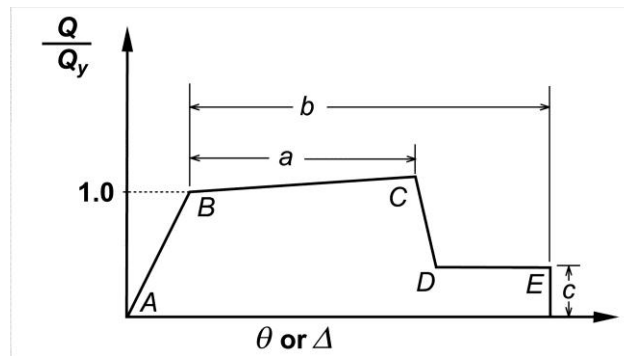
Η **καμπύλη τύπου 1 (Type 1 curve)** αντιπροσωπεύει πλάσטיμη συμπεριφορά. Η ελαστική περιοχή καθορίζεται από τα σημεία 0 έως 1, ακολουθούμενη από μια πλαστική περιοχή μεταξύ των σημείων 1 και 3. Στα σημεία 1 και 2 παρατηρούμε μια αύξηση της αντοχής και της παραμόρφωσης, ενώ στη συνέχεια έχουμε έναν κατιόντα κλάδο μεγάλης αρνητικής κλίσης, ο οποίος υποδεικνύει ταχεία μείωση της αντοχής, και έναν ηπιότερο κλάδο λιγότερο αρνητικής κλίσης, ο οποίος υποδηλώνει μια σημαντική αύξηση της παραμόρφωσης σε σχέση με μια μικρή μείωση της αντοχής. Η πλαστική περιοχή υποδηλώνει τη δυνατότητα ανάληψης φορτίων μέχρι και το σημείο 3. Το τμήμα 1-2 αποτελεί περιοχή απομείωσης της δυσκαμψίας, ενώ η γραμμή 2-3 αποτελεί την περιοχή απομείωσης της αντοχής. Η συμπεριφορά πρωτευόντων στοιχείων είναι πλάσטיμη, όταν ισχύει  $e > 2 \times g$  και ψαθυρή σε κάθε άλλη περίπτωση. Αντιθέτως, η συμπεριφορά δευτερευόντων στοιχείων που περιγράφεται από τη σχέση δύναμης- παραμόρφωσης τύπου 1, καθορίζεται ως πλάσטיμη

Η **καμπύλη τύπου 2 (Type 2 curve)** αντιπροσωπεύει, κι αυτή, μια πλάσטיμη συμπεριφορά. Η ελαστική περιοχή καθορίζεται από τα σημεία 0 έως 1, ακολουθούμενη από μια πλαστική περιοχή 1 έως 3. Σε αυτήν την καμπύλη όμως, αποτιμώνεται η αδυναμία ανάλυσης κατακόρυφων φορτίων πέραν του σημείου 2, όπου η απομείωση της αντοχής είναι σχεδόν ακαριαία. Η συμπεριφορά πρωτευόντων και δευτερευόντων στοιχείων είναι πλάσטיμη, όταν ισχύει  $e > 2 \times g$  και ψαθυρή σε κάθε άλλη περίπτωση.

Η **καμπύλη τύπου 3 (Type 3 curve)** αντιπροσωπεύει ψαθυρή συμπεριφορά. Η ελαστική περιοχή καθορίζεται από τα σημεία 0-1, ακολουθούμενη από μια απότομη απομείωση της αντοχής,

κάθως και αδυναμία ανάληψης κατακόρυφων φορτίων πέραν του σημείου 1. Η συμπεριφορά πρωτευόντων και δευτερευόντων στοιχείων είναι πάντα ψαθυρή.

Οι διατάξεις της FEMA υιοθετούν μια γενική καμπύλη συμπεριφοράς της μορφής της παρακάτω εικόνας, κανονικοποιημένη ως προς την τέμνουσα διαρροής  $Q_y$  και σε συνάρτηση με την μετατόπιση  $\Delta$ .



Σχ. 4.2: Καμπύλη συμπεριφοράς στοιχείων φέροντα οργανισμού

Η συμπεριφορά του στοιχείου είναι ελαστική έως το σημείο B, το οποίο αποτελεί το σημείο διαρροής αυτού. Ο κλάδος BC έχει κλίση μεταξύ 0 και 10% της κλίσης του κλάδου AB και αντιπροσωπεύει την κράτυνση του στοιχείου. Το σημείο C αντιπροσωπεύει αντοχή του στοιχείου, πέραν του οποίου υφίσταται ακαριαία μείωση της αντοχής του (τμήμα CD). Πέραν του σημείου D το στοιχείο αποκρίνεται με την απομένουσα αντοχή του, σαφώς μειωμένη, και με μια πρόσθετη παραμόρφωση έως το σημείο E, όπου η αντοχή του ουσιαστικά μηδενίζεται.

Στις διατάξεις της FEMA υπάρχουν περιοριστικές τιμές, όσον αφορά τις ελαστικές δυσκαμψίες και τις παραμέτρους a,b,c,d και e για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση του δομικού στοιχείου.

## 4.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται με έμμεσο τρόπο μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτείσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτήρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 - Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων - ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, FEMA 440, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των βλαβών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις εν χρόνω ολοκλήρωσης).

Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι οι ακόλουθες :

### **A) Πλήρης Λειτουργικότητα κατά και μετά το σεισμό (Operation Level)**

Η λειτουργία της κατασκευής δε διακόπτεται κατά τη διάρκεια, και μετά τον σεισμό. Ο φέρων οργανισμός δεν έχει υποστεί βλάβες, ενώ οι βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία είναι ελάχιστες.

### **B) Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)**

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

### **Γ) Προστασία ζωής (Life Safety)**

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω



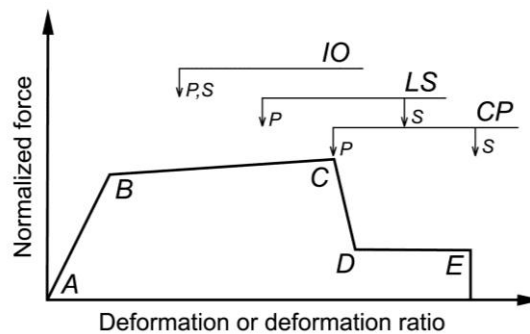
δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαϊάς, κλπ.

### Δ) Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επεμβάσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαιρέση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

Παρακάτω φαίνεται η παράθεση των σταθμών της επιτελεστικότητας στην καμπύλη συμπεριφοράς.



Σχ. 4.3: Στάθμες επιτελεστικότητας στην καμπύλη συμπεριφοράς

Ο σχεδιασμός ενός κτηρίου με σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας IO (Immediate Occupancy) άμεσης επανάκρισης επιβάλλει την απαίτηση όλα τα στοιχεία, πρωτεύοντα (P) και δευτερεύοντα (S), να αποκρίνονται εντός του τμήματος BC. Αντίστοιχα, αν επιλεγεί στάθμη επιτελεστικότητας LS (Life Safety) προστασίας ζωής, τα πρωτεύοντα στοιχεία οφείλουν να αποκρίνονται εντός της περιοχής BC και τα δευτερεύοντα επιτρέπεται να εξέρχονται από την περιοχή DE.

Οι Στάθμες Επιτελεστικότητας πολλές φορές διατυπώνονται με διαφορετικό τρόπο σε άλλους κανονισμούς. Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, οι αντίστοιχες σχεδόν στάθμες είναι οι εξής :

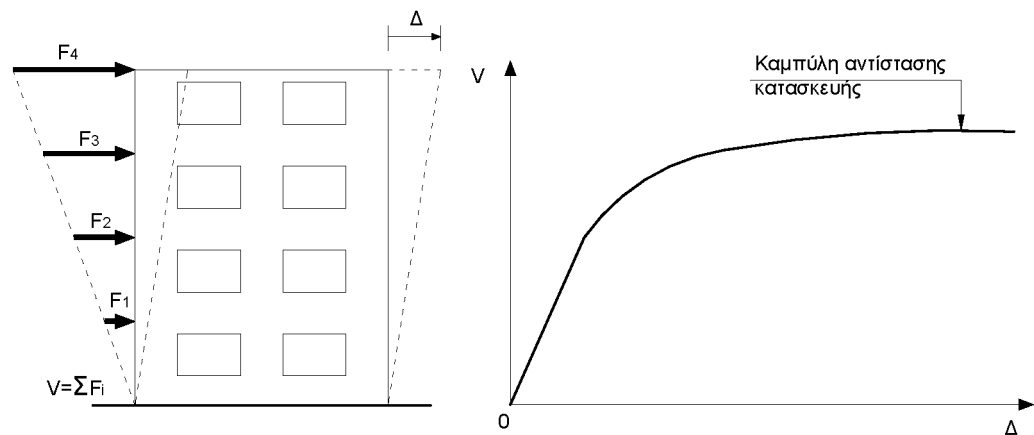
- **Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Limit Stage of Damage Limitation)**
- **Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Limit Stage of Significant Damage)**
- **Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (Limit Stage of Near Collapse)**

### **Κριτήρια Συμμόρφωσης**

1. Η ανάγκη συμμόρφωσης με τα κριτήρια της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας είναι κρίσιμη σε σχέση με τα ακόλουθα :
2. Την ύπαρξη μιας τουλάχιστον <<οδού>> μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων.
3. Την επάρκεια αυτής της <<οδού>> όταν η παραμόρφωση της κατασκευής αντιστοιχεί σε μεγέθη της στάθμης επιτελεστικότητας.
4. Την ικανότητα των κρίσιμων κόμβων του φορέα για την ανάληψη και τη μεταφορά φορτίων στα συνδεδεμένα μέλη , που αποτελούν τμήματα της προαναφερθείσας <<οδού>>.
5. Τα στοιχεία της κατασκευής στα οποία προβλέπεται ψαθυρή αστοχία και συμμετέχουν στην <<οδό>>.
6. Την εξασφάλιση ότι ενδεχόμενες τοπικές αστοχίες υπακούουν στα κριτήρια της στάθμης επιτελεστικότητας και δεν επιφυλάσσουν κίνδυνο για την κατασκευή.
7. Την εξασφάλιση ανεκτών τιμών στις πλευρικές παραμορφώσεις.

### 4.3 Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής (capacity curve)

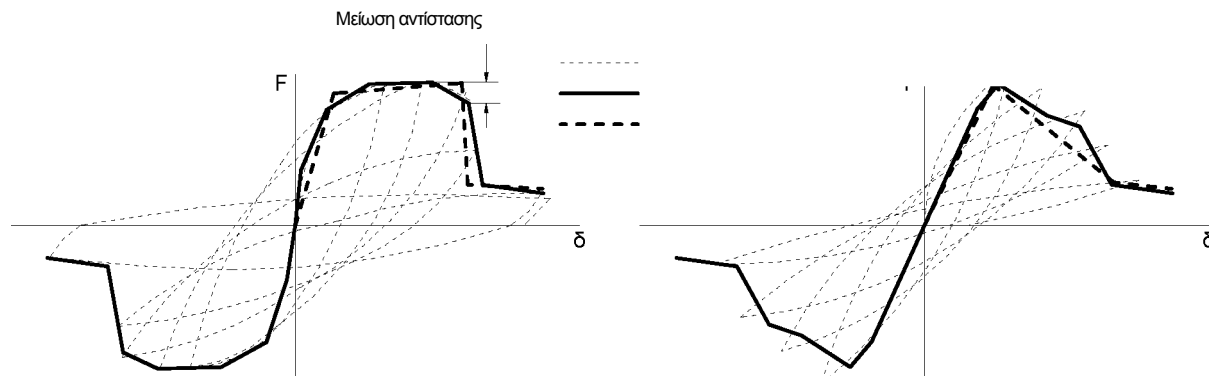
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής της. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται διαδοχικές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχ. 4.4: Κατασκευή καμπύλης αντίστασης

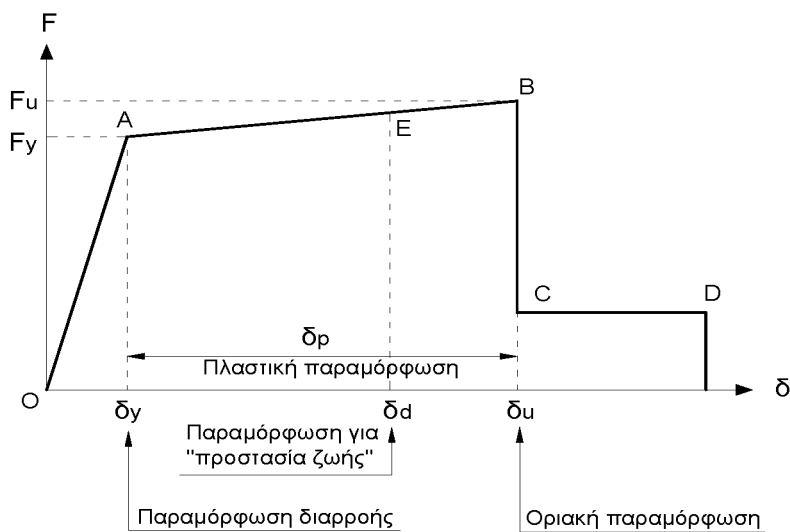
Η ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής περιγράφεται μέσω διαγραμμάτων γενικευμένων εντατικών μεγεθών  $F$  και των αντίστοιχων παραμορφωσιακών μεγεθών  $\Delta$ , δηλαδή ροπής  $M$  και γωνίας στροφής  $\theta$ , όταν πρόκειται για καμπτικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα.

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



Σχ. 4.5: Καμπύλες  $F-\delta$  δομικών στοιχείων για (α) καμπτική και (β) διατμητική συμπεριφορά

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων  $F-\Delta$  (ή  $M-\theta$ ), όπως προβλέπεται κι από τη FEMA 356 και τον ΚΑΝΕΠΕ (2004), είναι η εξής :



Σχ. 4.6: Ιδεατή καμπύλη  $F-\delta$  δομικών στοιχείων

### **Τμήμα OA**

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

### **Τμήμα AB**

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta_u$ , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής  $F_y$  μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση  $\delta_u$  ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή:  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ .

### **Τμήμα CD**

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στην καμπύλη F-Δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις  $\delta_d$ . Η διάκριση των σημείων επιτελεστικότητας προκύπτει στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τα χαρακτηριστικά του (οπλισμός, αξονικό φορτίο, τέμνουσα κλπ), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

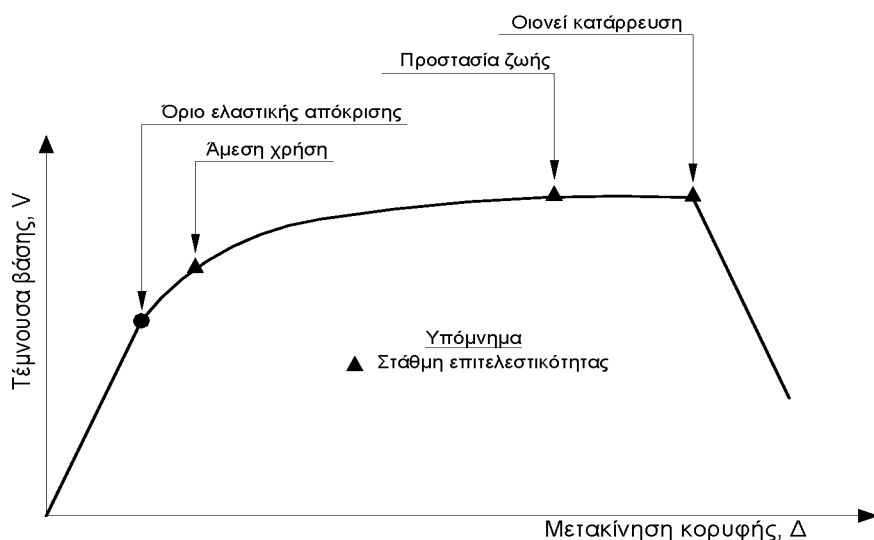
Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων (γενικώς, όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεσματικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (π.χ. όταν η αστοχία σε διάτμηση προηγείται αυτής σε διαρροή λόγω κάμψης) ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις  $\delta_d$  που αντιστοιχούν σε πλαστικά στοιχεία στη στάθμη επιτελεσματικότητας <<προστασία ζωής>> :

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

όπου  $\gamma_{Rd}$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας.

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



Σχ. 4.7: Ορισμός σταθμών επιτελεσματικότητας στην καμπύλη αντίστασης

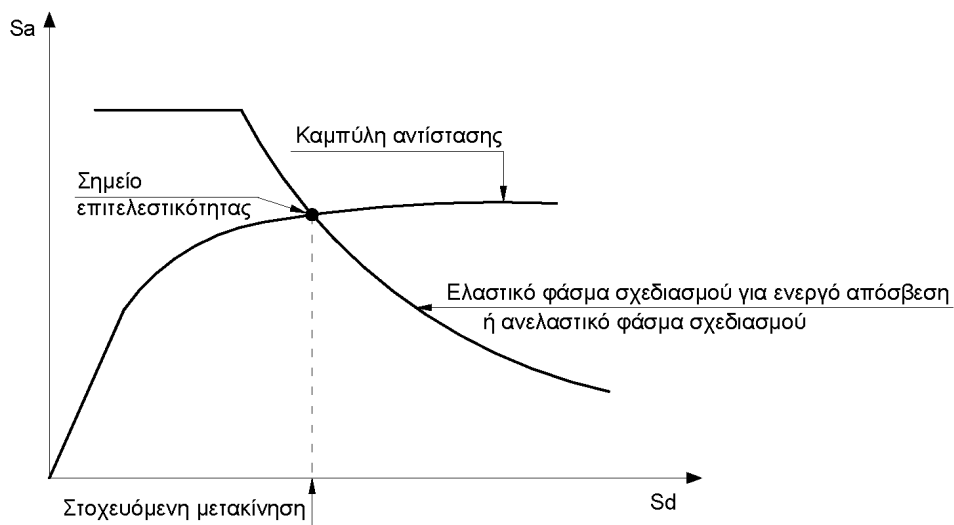
Πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης είναι μια σύνθετη διαδικασία που απαιτεί καλή κρίση από το μηχανικό. Αυτό οφείλεται στο ότι η στάθμη επιτελεστικότητας όλης της κατασκευής, δηλαδή η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλαβών, δεν ταυτίζεται πάντα με εκείνο το σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Μια κατασκευή αποτελείται από μεγάλο αριθμό στοιχείων κι έτσι ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολο της να μην έχει περάσει αυτή τη στάθμη. Η συμβολή του μηχανικού έγκειται στην αξιολόγηση και την ιεράρχηση της σημασίας των βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

#### 4.4 Έλεγχος Στοχευόμενης Μετατόπισης

Όπως προαναφέρθηκε, η μέθοδος Pushover περιλαμβάνει τον υπολογισμό της αναμενόμενης μετακίνησης της κατασκευής, δηλαδή της στοχευμένης μετατόπισης (target displacement), που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας σχεδιασμού (performance point) της κατασκευής. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού και έτσι η περιγραφόμενη διαδικασία αφορά σε ένα συγκεκριμένο σεισμό. Υπάρχουν διάφορες προσεγγιστικές μέθοδοι για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετατόπισης. Μία από αυτές είναι η Μέθοδος των Συντελεστών, η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40 (μέθοδος ισοδύναμης απόσβεσης), η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α. Η ακριβέστερη διαδικασία υπολογισμού είναι η μη-γραμμική ανάλυση της χρονιστορίας, η οποία μειονεκτεί λόγω αυξημένου υπολογιστικού φόρτου και λόγω αμφιβολίας στην αξιοπιστία των αποτελεσμάτων εξαιτίας της αυστηρής εξάρτησης από την επιλεγόμενη σεισμική διέγερση.

Η ακολουθούμενη διαδικασία περιλαμβάνει τον προσδιορισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand) σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής.

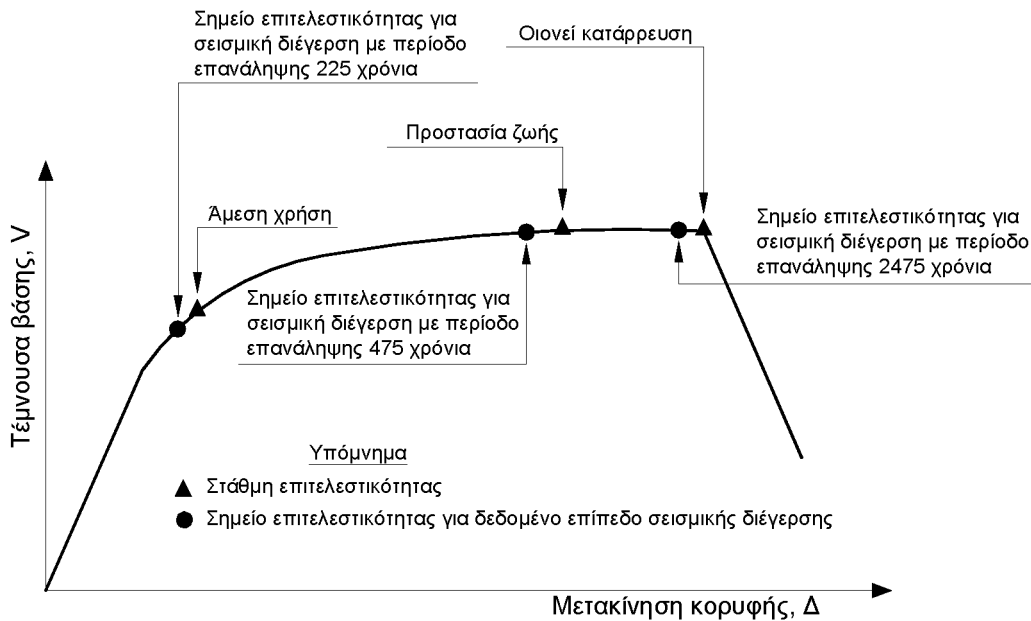
Στο παρακάτω διάγραμμα ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), φαίνεται ο ορισμός του σημείου επιτελεστικότητας σαν το σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού (ή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για την ενεργό απόσβεση στη μέγιστη μετακίνηση).



Σχ. 4.8: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη αντίστασης το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος σε τοπικό επίπεδο. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.





Σχ. 4.9: Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής διέγερσης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-Δ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, αλλά και το σύνολο του φέροντος οργανισμού, πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

### ➤ Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα

Ανεξαρτήτως της χρησιμοποιούμενης μεθόδου, η μετακίνηση της κατασκευής προκύπτει από τον υπολογισμό της μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Η εξομοίωση του πολυβάθμιου συστήματος της κατασκευής με μονοβάθμιο απλοποιεί υπολογιστικά σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά του κτηρίου.

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με

συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j}$$

Όπου :

$V$  : η τέμνουσα βάσης

$\varphi_i$  : οι συντελεστές που δηλώνουν την κατανομή των ιδιομορφικών μετακινήσεων στους ορόφους

$m_i$  : η μάζα του ορόφου

$\sum m_j \varphi_j$  : το άθροισμα έως 95% της μάζας

Αν θεωρήσουμε την κατανομή από την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, τότε θα λάβουμε τις αντίστοιχες τιμές, ενώ μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε όποια κατανομή μετακινήσεων είναι αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συχνά, οι τιμές  $\varphi_i$  κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να είναι  $\varphi_{top} = 1$ . Τότε, η σχέση αντιστοιχίας μεταξύ πολυβαθμίου και ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος είναι η εξής :

$$Q = \Gamma \times Q^*$$

και αφορά το σύνολο των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών.

όπου

$Q^*$  : μέγεθος (μετακίνηση  $\delta^*$ ) στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

$Q$  : μέγεθος (μετακίνηση κορυφής  $\Delta$ ) στο πολυβάθμιο σύστημα

$\Gamma$  : συντελεστής συμμετοχής που υπολογίζεται ως εξής :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2}$$

όπου:  $m^* = \sum m_i \varphi_i$  : η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Μέσω των παρακάτω σχέσεων, καθώς και της  $Q = \Gamma \times Q^*$ , μετατρέπεται η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου σε φάσμα αντίστασης του ισοβάθμιου συστήματος σε ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum)

$$S_a = \frac{V}{\alpha \cdot m_{ολ}}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \left[ \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \quad \text{εάν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \right]$$

όπου :

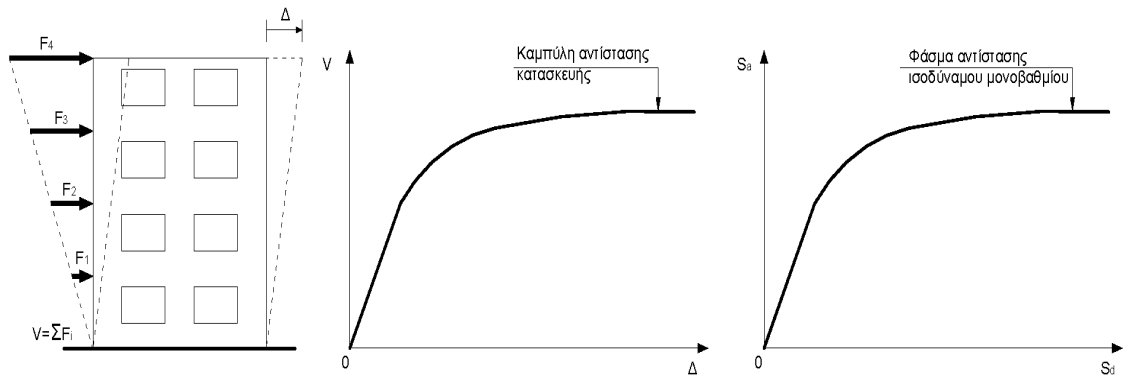
$V$  : τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

$m_{ολ}$  : συνολική μάζα πολυβαθμίου

$\alpha$  : ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης

$$\alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{ολ}}$$

$\Delta$  : μετακίνηση κορυφής



Σχ. 4.10: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης και του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS μορφή

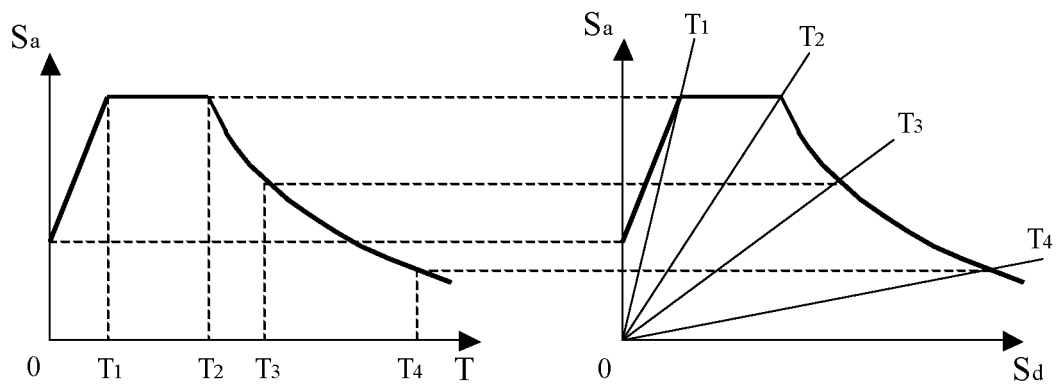
#### ➤ Μεθοδολογία ATC-40

Στην ATC-40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται με βήματα η διαδικασία υπολογισμού της πρώτης μεθοδολογίας, η οποία είναι και η περισσότερο αναλυτική, σε αντίθεση με την τρίτη, η οποία είναι γραφική.

Η επαναλυτική διαδικασία της μεθόδου είναι η εξής:

**Βήμα 1:** Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta=5\%$  στο πεδίο φασματική επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο 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

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

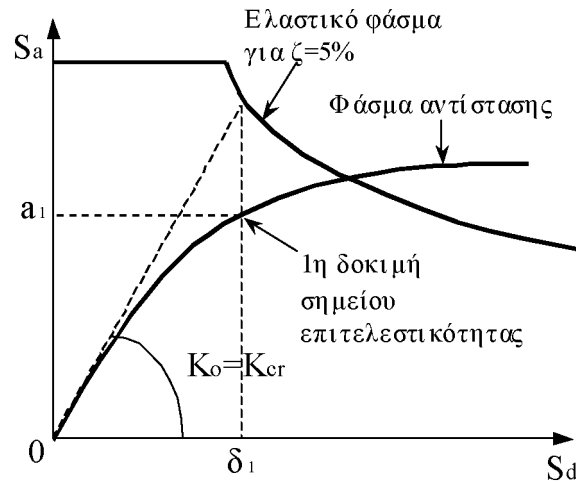
Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

Σχ. 4.11: Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή

**Βήμα 2:** Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης (capacity curve) και του φάσματος αντίστασης (capacity spectrum).

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.

Βήμα 3: Εύρεση 1<sup>ο</sup> σημείου δοκιμών

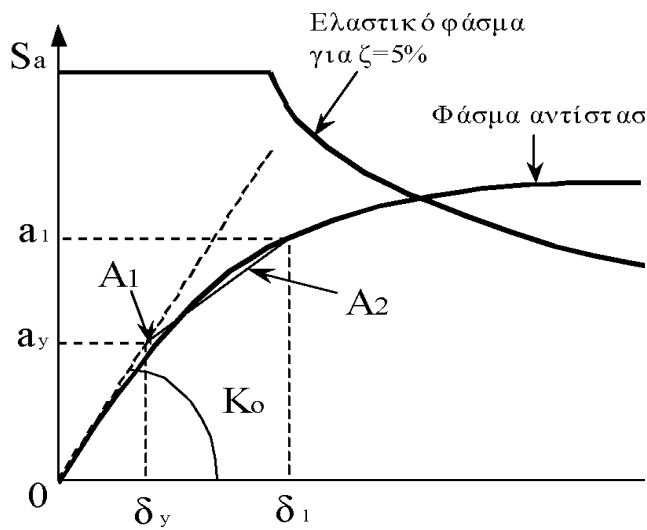


Σχ. 4.12: Εύρεση 1<sup>ο</sup> σημείου δοκιμών

Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση  $\zeta=5\%$  υπολογίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση  $\delta_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης και η αντίστοιχη επιτάχυνση  $a_1$ . Η μετακίνηση  $\delta_1$  είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης

Από το 1<sup>ο</sup> σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά  $A_1$  και  $A_2$  να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την επιτάχυνση διαρροής,  $a_y$  και τη μετακίνηση διαρροής,  $\delta_y$  αντίστοιχα.



Σχ. 4.13: Καταγραφή διγραμμικού φάσματος αντίστασης

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{ελ}} + \zeta_{\text{υστ}}$$

όπου:

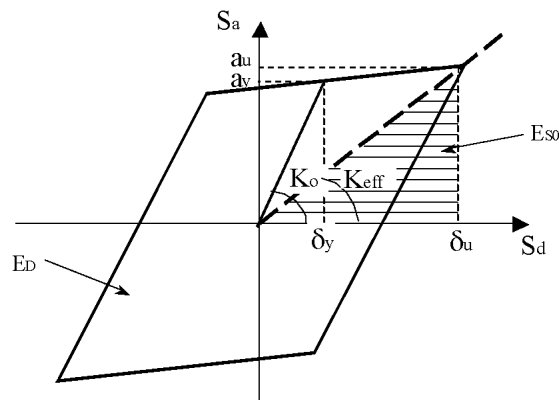
$\zeta_{\text{ελ}}$  : απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά ( $\zeta_{\text{ελ}} = 0.05$  για κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα)

$\zeta_{\text{υστ}}$  : υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς συναρτήση του  $\delta$

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chopra (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{\text{vστ}} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \Rightarrow \zeta_{\text{vστ}} = \frac{0.637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$$

Η σχέση του Chopra υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή σταθερή ανακυκλιζόμενη ανελαστική συμπεριφορά. Γι' αυτό, στην ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή  $\kappa$ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση.



Σχ. 4.14: Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Chopra

Αν θέσουμε στην παραπάνω σχέση υπολογισμού της υστερητικής απόσβεσης όπου  $a_1 = a_u$  και  $\delta_1 = \delta_u$ , θα έχουμε :

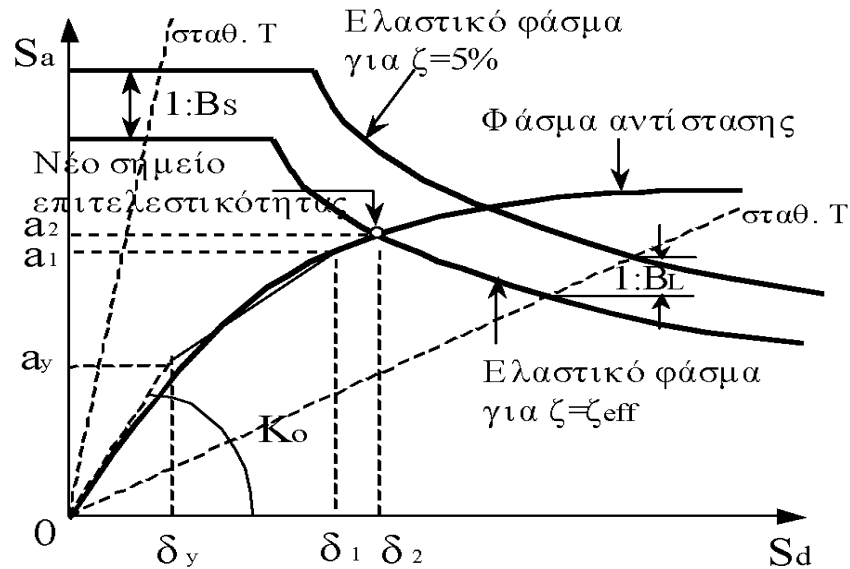
$$\zeta_{\text{eff}} (\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$  με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για  $\zeta = 5\%$  με τους συντελεστές



$SR_A$  και  $SR_v$  στα τμήματα σταθερής επιτάχυνσης και σταθερής ταχύτητας αντίστοιχα.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta = \zeta_{eff}$  και του φάσματος αντίστασης ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την νέα επιτάχυνση,  $a_2$  και τη νέα μετακίνηση,  $\delta_2$  αντίστοιχα.



Σχ. 4.15: Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για  $\zeta = \zeta_{eff}$  και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε  $a_1 = a_2$  και  $\delta_1 = \delta_2$  και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 5ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση  $\delta_2$  αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

Βήμα 7: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Η μετακίνηση της κορυφής,  $\Delta$ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται από τη σχέση :

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \left[ \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \quad \text{εάν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \right]$$

αν επιλυθεί ως προς  $\Delta$  και τεθεί  $S_d = \delta$

➤ **Μέθοδος N2**

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996, 1999) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι, αντί να χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, όπως γίνεται στη μεθοδολογία ATC-40, υπολογίζεται απ' ευθείας η ανελαστική επιτάχυνση. Η μέθοδος αυτή υιοθετήθηκε στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και στον FEMA 356. Η ανελαστική φασματική επιτάχυνση,  $S_a$ , συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική,  $S_{ae}$ , με τη σχέση:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

όπου :

$R_\mu$  : είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης.

Υπενθυμίζεται ότι στον ΕΑΚ ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ορίζεται ως:  $q=q_0 \times q_d$ , όπου  $q_0$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

Αντίστοιχα, η ανελαστική φασματική μετακίνηση,  $S_d$ , συνδέεται με τη μετακίνηση διαρροής,  $S_{dy}$  με τη σχέση :

$$S_d = \mu \cdot S_{dy}$$

Για ένα ελαστικό - τελείως πλαστικό σύστημα (δηλ. χωρίς κράτυνση), ισχύει :

$$S_a = S_{ay}$$

όπου:

$$S_{ay} = \text{ανελαστική επιτάχυνση διαρροής}$$

$$\text{Επιπλέον, } S_{ae} = \omega^2 S_{de} \text{ και } S_{ay} = \omega^2 S_{dy}$$

όπου :

$\omega$  είναι η αρχική ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος

Οι τελευταίες 5 σχέσεις συνδυάζονται και οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

Ο Fajfar χρησιμοποιεί επίσης τις παρακάτω σχέσεις :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{για } T \leq T_0$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{για } T \geq T_0$$

όπου

$$T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_c \leq T_c$$

Στην παραπάνω σχέση,  $T$  είναι η αρχική ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή και  $T_c$  η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης.

Για φάσματα σχεδιασμού της μορφής του ΕΑΚ ή του EC8, η περίοδος  $T_c$  ορίζεται συνήθως από το σημείο τομής του τμήματος που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή  $T_c=T_2$  κατά ΕΑΚ και  $T_c=T_c$  κατά EC8.

Η εξίσωση  $R_\mu = \mu$  δηλώνει ότι για μεσαίες και μεγάλες περιόδους ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξίσωση  $R_\mu$  για  $T \leq T_0$ .

Επειδή η εξάρτηση της περιόδου  $T_0$  από την πλαστιμότητα απαιτεί επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας, προτείνεται η απλοποίηση:

$$T_0 = T_c$$

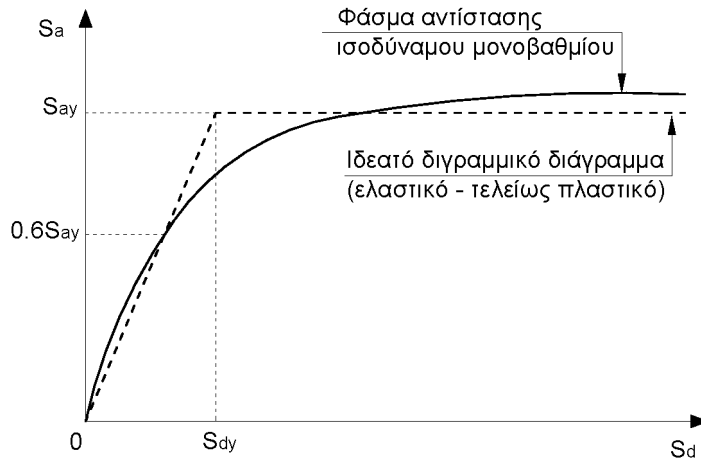
η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Η μέθοδος, που δεν είναι επαναληπτική, σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης του φορέα και του αντίστοιχου φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS με την ίδια διαδικασία με τη μέθοδο ATC-40.

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται γιατί έχει αποδειχθεί ότι μία συνήθης (μικρή) κράτυνση δεν έχει σημαντική επίδραση στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης.



Σχ. 4.16: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος αντίστασης

Το διάγραμμα συνήθως κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της φασματικής επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης καθορίζονται η ενεργή επιτάχυνση διαρροής,  $S_{ay}$  και η μετακίνηση διαρροής,  $S_{dy}$ . Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι  $F_y^* = m^* S_{ay}$  και η μετακίνηση διαρροής  $\delta_y^* = S_{dy}$ .

Στη συνέχεια μπορεί να υπολογιστεί η ενεργή ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από τη σχέση:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \delta_y^*}{F_y^*}}$$

**Βήμα 3:** Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Για την περίοδο  $T^*$ , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση,  $S_{ae}$  και η ελαστική μετακίνηση,  $S_{de}$ , από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με :  $R_\mu = S_{ae} / S_{ay}$

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

(α) Εάν  $T^* \geq T_0$ , η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική και επομένως:

$$\delta = S_d = S_{dy}$$

Η χαρακτηριστική περίοδος,  $T_0$ , υπολογίζεται από την

$$T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_c \leq T_c$$

Ή τη σχέση  $T_0 = T_c$ . Οπότε, ισχύει  $\mu = R_\mu$

(β) Εάν  $T^* < T_0$ , η πλαστιμότητα  $\mu$  υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς  $K_\mu$  από τη σχέση :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_0}{T^*} + 1$$

Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu S_{dy}$$

Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος αντίστασης με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα  $\mu$ . Σημειώνεται ότι με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζεται η μετακίνηση χωρίς να χρειάζεται να κατασκευαστεί το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

Βήμα 4: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Όπως και στη μέθοδο ATC-40, η μετακίνηση της κορυφής,  $\Delta$ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση :

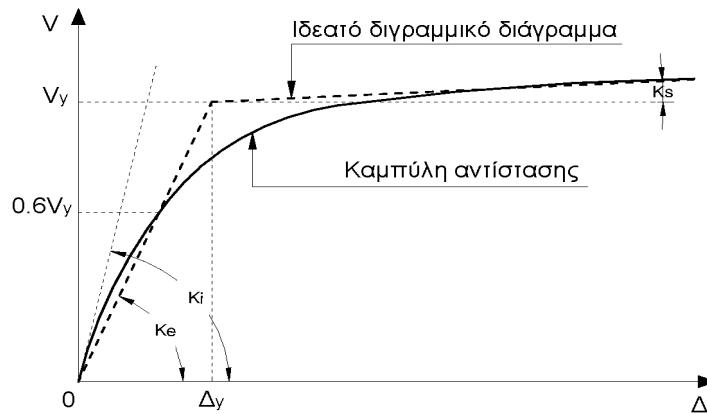
$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \left[ \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \quad \text{εάν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \right]$$

➤ **Μέθοδος Συντελεστών**

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής με τη μέθοδο των συντελεστών περιγράφεται στη FEMA 356 και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Και αυτή η μέθοδος βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο όμως χρησιμοποιείται χωρίς να αναφέρεται ρητά.

Βήμα 1: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη αντίστασης

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται κατ' αρχήν η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διγραμμικό διάγραμμα. Σε αντίθεση με τη μέθοδο N2, η κλίση του μεταελαστικού κλάδου δεν λαμβάνεται μηδενική, αλλά έχει τιμή  $K_s$ . Ο τρόπος κατασκευής του διγραμμικού διαγράμματος είναι παρόμοιος με αυτόν της μεθόδου N2 με μικρή διαφοροποίηση. Στη FEMA προτείνεται η εξής διαδικασία :



Σχ. 4.17: Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης αντίστασης

- Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος, ορίζοντας τη δυσκαμψία,  $K_s$ , κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία,  $K_e$ , από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής,  $V_y$ . Επειδή αυτή η τιμή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, απαιτούνται κάποιες δοκιμές.
- Ορίζεται η τέμνουσα διαρροής,  $V_y$ , από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση  $K_e$  και  $K_s$ , που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2: Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου,  $T_e$ .

Από δυναμική ανάλυση υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία,  $K$ . Για να υπολογίσουμε την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία  $K_e$ , χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$



Βήμα 3: Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης,  $\Delta_t$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (target displacement) υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Οι τιμές των παραμέτρων ορίζονται παρακάτω σύμφωνα με FEMA 356.

- $C_0$  = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση της κορυφής,  $\Delta$ , με τη φασματική μετακίνηση,  $S_d$ .

Ισχύει:  $\Delta = \Gamma \times S_d \times \varphi_{top}$

όπου :

$\Gamma$  ο συντελεστής συμμετοχής σύμφωνα με τη σχέση

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2}$$

Άρα,  $C_0 = \Gamma \times \varphi_{top}$ . Εάν  $\varphi_{top} = 1$ , τότε  $C_0 = \Gamma$ .

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές  $\phi_i$  που αντιστοιχούν στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση του κτηρίου όταν συμβαίνει η στοχευόμενη μετακίνηση. Εναλλακτικά, η τιμή του συντελεστή  $C_0$  δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Τιμές του συντελεστή $C_0$			
Αριθμός ορόφων	Διατμητικά κτήρια		Λοιπά κτήρια
	Τριγωνική κατανομή φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

- $C_1$  = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T_e \geq T_S$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \cdot T_S / T_e}{R} \quad \text{για } T_e < T_S$$

Επίσης ισχύει:  $C_1 \leq 1.5$  για  $T_e \leq 1.0$  sec και  $C_1 \geq 1.0$ .

Στις παραπάνω σχέσεις:

$T_s$  : η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή  $T_S = T_2$  κατά ΕΑΚ και  $T_S = T_2$  κατά EC8.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΑΔΙΑΚΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ

R : ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot C_m$$

όπου:

$S_a$  : φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο,  $T_e$ .

$V_y$  : τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης.

W : συνολικό βάρος της κατασκευής

$C_m$  : συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα

Τιμές του συντελεστή $C_m^{(*)}$							
Αριθμός ορόφων	Πλαισιακά κτήρια από Ω.Σ.	Τοιχωματικά κτήρια από Ω.Σ.	Κτήρια από Ω.Σ. τύπου ανεστρ.	Πλαίσια παραλαβής ροπών από χάλυβα	Πλαίσια από χάλυβα με συνδέσμους χωρίς	Πλαίσια από χάλυβα με έκκεντρους	Άλλος τύπος
1 – 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3+	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

\* $C_m = 1.0$  για  $T_e > 1.0$  sec.

Εναλλακτικά, ο συντελεστής  $C_m$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το λόγο της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφικής μάζας προς τη συνολική μάζα.

- $C_2$  = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του  $C_2$  για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας δίνονται στον ακόλουθο πίνακα. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή  $C_2=1.0$ .

<b>Πίνακας 5.6. Τιμές του συντελεστή <math>C_2</math></b>				
Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{ sec}$		$T_e \geq T_s$	
	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2
Άμεση χρήση	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονεί κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

- $C_3$  = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής P-zi, που ορίζεται ως εξής:

$$C_3=1,0 \quad \text{για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου (} K_s \geq 0 \text{)}$$

$$C_3=1.0 + \frac{|\alpha| \cdot (R-1)^{3/2}}{T_e} \quad \text{για αρνητική κλίση του μετελαστικού κλάδου (} K_s < 0 \text{)}$$

$$\text{όπου } \alpha = K_s / K_e$$

Η τιμή του συντελεστή  $C_3$  δεν χρειάζεται να υπερβαίνει την τιμή:

$$C_3 \leq 1.0 + 5 \cdot \frac{(\theta - 1)}{T_e}$$

όπου:

$\theta$  = συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή των αντίστοιχων συντελεστών των ορόφων,  $\theta_i$ , οι οποίοι ορίζονται από τη σχέση:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}$$

όπου:

$P_i$  : το κατακόρυφο φορτίο του  $i$  ορόφου

$V_i$  : η συνολική τέμνουσα δύναμη του  $i$  ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με την κλασική ανάλυση

$h_i$  : ύψος του  $i$  ορόφου

$\delta_i$  : σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας (center of rigidity).

#### ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ

Η μέθοδος N2 πρακτικά ταυτίζεται με τη Μέθοδο των Συντελεστών, εάν  $C_2 = 1.0$  και  $C_3 = 1.0$ , αφού ισχύει  $C_0 = \Gamma$  (για  $\phi_{top}=1,0$ ) και  $C_1 = \mu/R_\mu$ .

# 5<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΜΕΣΩ ΤΗΣ

### ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

#### 5.1 Εισαγωγή

Κύριος στόχος της ανάλυσης μιας κατασκευής με τη μέθοδο pushover είναι ο προσδιορισμός του τρόπου και των θέσεων εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων και η εκτίμηση του μεγέθους τους συγκριτικά με τις αποδεκτές τιμές.

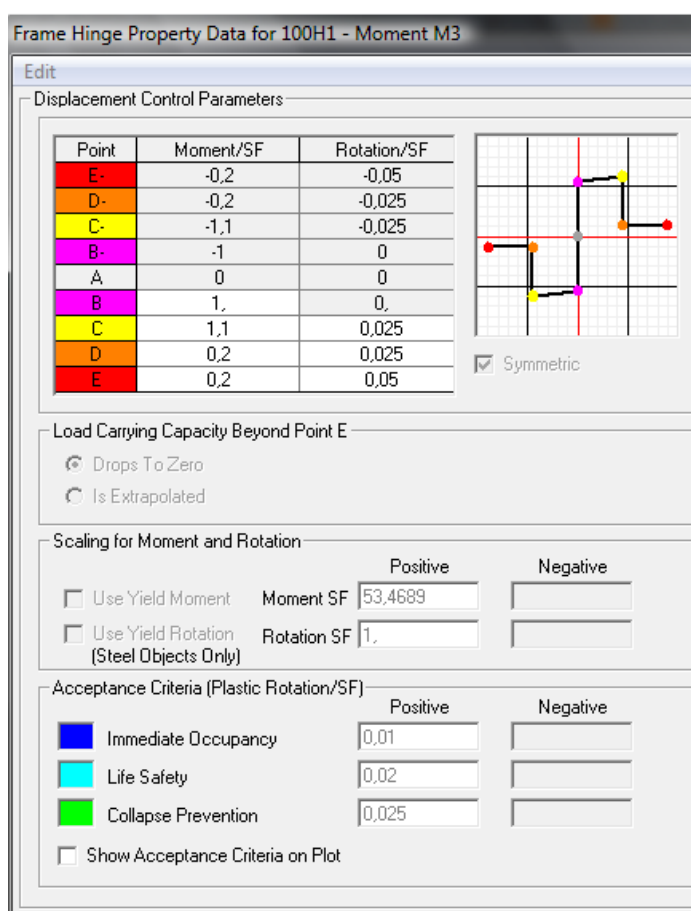
Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας εξασφαλίζεται κυρίως μέσω των πλαστικών αρθρώσεων. Για την εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης pushover, θα πρέπει να καθορίσουμε τα γεωμετρικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των μελών, καθώς και τα σημεία τους στα οποία ενδέχεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις. Κυρίως πρόκειται για το σύνολο των μελών της κατασκευής, δοκοί και υποστυλώματα, στα σημεία αρχής και τέλους τους.

Ως μεταβλητή καθ' ύψος κατανομή φόρτισης επιλέγουμε την κατανομή βάσει 1<sup>ης</sup> ιδιομορφικής ανάλυσης, όπως αυτή εφαρμόζεται στην ισοδύναμη στατική μέθοδο. Τα φορτία αυτά σημειώνουν μονότονη αύξηση και πρακτικά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις ανά όροφο κατά τη διάρκεια της απόκρισης του σεισμού. Η αύξηση συνεχίζεται μέχρι η παραμόρφωση στον εκλεγμένο "κόμβο ελέγχου" να φτάσει στη "στοχευμένη μετακίνηση". Η σταδιακή εξώθηση των κτηρίων γίνεται μέχρι τη μέγιστη μετακίνηση οροφής που μπορεί να συγκλίνει κατά την ανάλυση στο sap2000 και αποσκοπεί στην ανάδειξη της πορείας αστοχίας. Έτσι στα 4 υπό μελέτη κτήρια ακούμε τις εξής "στοχευμένες μετακινήσεις":

K1α	0,3m
K1β	0,1 m
K2α	0,14 m
K2β	0,25 m

Επιλέγουμε ως “κόμβο ελέγχου” τον κόμβο 48 στο κτήριο 1 και τον κόμβο 126 στο κτήριο 2 κατά τον βαθμό ελευθερίας U1, καθώς θα μελετήσουμε μόνο την  $x$  διεύθυνση. Και οι δύο κόμβοι ελέγχου βρίσκονται στην οροφή των δύο κτηρίων, στο κέντρο βάρους της πλάκας οροφής.

## 5.2 Στάθμες επιτελεστικότητας



Σχ. 5.1: Καμπύλη συμπεριφοράς και στάθμες επιτελεστικότητας

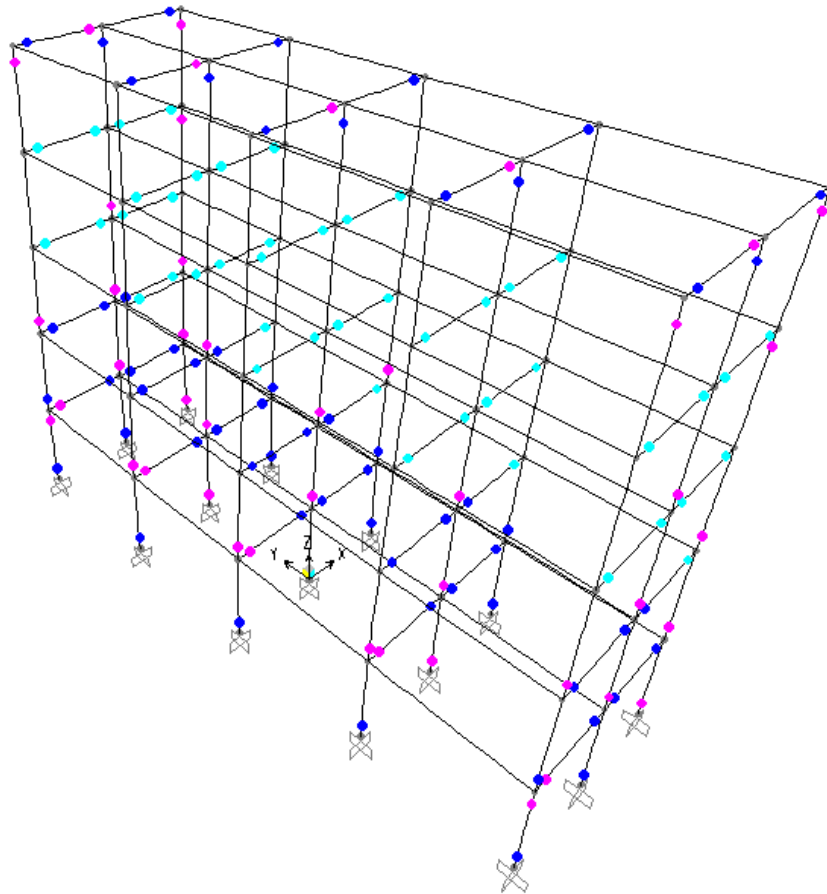
Οι κατηγορίες που αναπαριστώνται με διαφορετικά χρώματα αντιστοιχούν στα διάφορα σημεία και στις γνωστές στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη συμπεριφοράς F-Δ για τα μέλη του φέροντα οργανισμού της κατασκευής.

### 5.3 Εφαρμογή της μεθόδου pushover

#### Κτήριο 1<sup>α</sup>

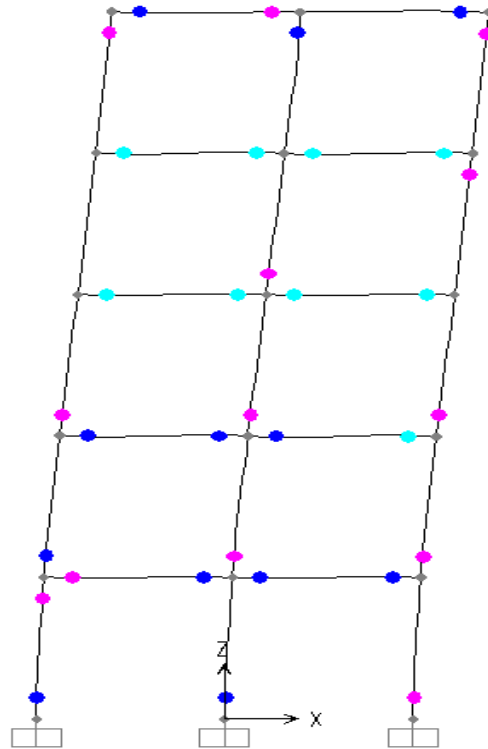
Η ανάλυση περιλαμβάνει σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό κατανομή της στατικής φόρτισης  $E_g$  μέχρι ο κόμβος ελέγχου 48 να φτάσει την τιμή 0,3m, που ορίζεται ως στοχευμένη μετακίνηση (displacement control).

Η ανάλυση ολοκληρώθηκε στα 21 βήματα.

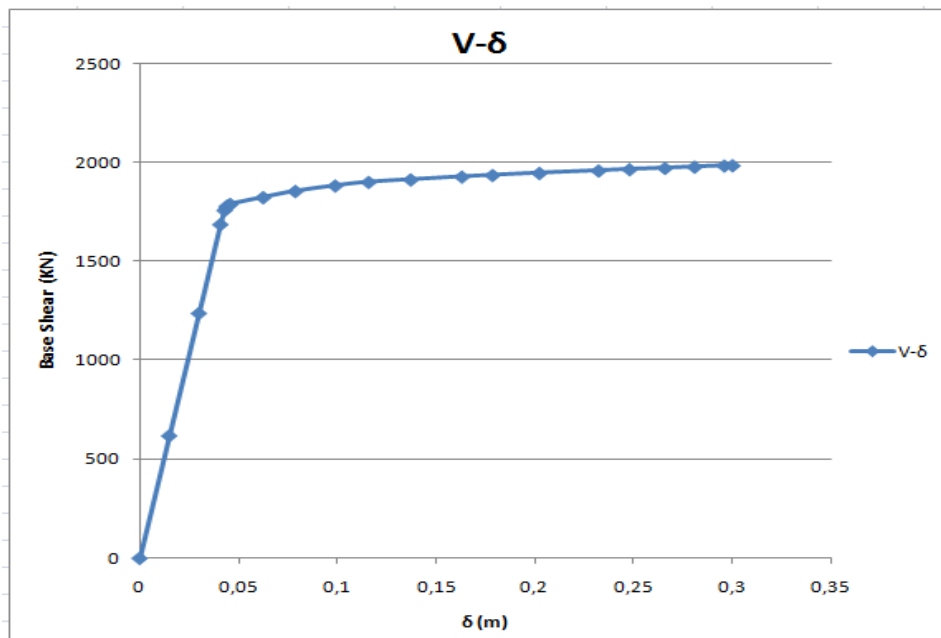


Σχ. 5.2: Τελικό στάδιο πλαστικοποίησης των κόμβων για σεισμική φόρτιση κατά X



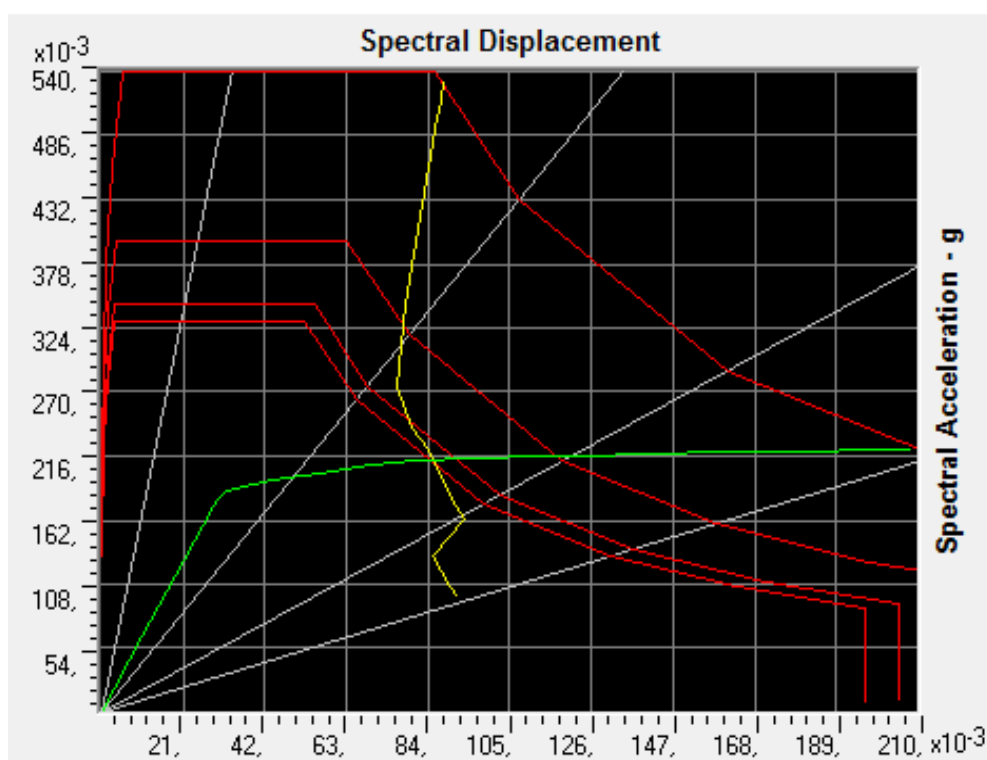


Σχ. 5.3: Εικόνα πλαστικοποίησης κόμβων στο μπροστινό πλαίσιο (πλαίσιο 1) στο επίπεδο xz



Σχ. 5.4: Η καμπύλη ικανότητας (capacity curve) ή καμπύλη V-δ (Base Shear-Displacement)

Παρατηρούμε ότι η διαρροή ξεκινά στο βήμα 5. Σε εκείνο το βήμα αρχίζει να πλαστικοποιείται το υποστύλωμα 1 (γωνιακό υποστήλωμα 1<sup>ου</sup> ορόφου στην τομή των πλαισίων A και 1) στον κόμβο τέλους του. Απο το διάγραμμα βλέπουμε ότι η μετακίνηση διαρροής είναι  $\delta y=0,044\text{m}$  και η τέμνουσα βάσης διαρροής είναι  $V_y=1775\text{ KN}$ . Η ανάλυση ολοκληρώνεται στο βήμα 21 όπου έχουμε  $\delta=0,3\text{m}$  και  $V=1984\text{KN}$ .



Σχ. 5.5: Διάγραμμα Μετατόπισης – Επιτάχυνσης βάσει του FEMA 440 Equivalent Linearization

Με το πράσινο χρώμα αναπαριστάται το φάσμα ικανότητας του φορέα, διαφορετικά η υπερωθητική καμπύλη, ενώ με το κόκκινο οικογένειες φασμάτων απαίτησης για τέσσερις τιμές του συντελεστή απόσβεσης. Εκτελείται επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία προσδιορίζεται το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας με το κάθε φάσμα απαίτησης. Το μονό φάσμα απαίτησης για διάφορες τιμές απόσβεσης σχεδιάζεται με κίτρινο χρώμα.

Η βέλτιστη απόκριση της κατασκευής αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεσματικότητας, το οποίο προσδιορίζεται ως το σημείο τομής της πράσινης και της κίτρινης καμπύλης.

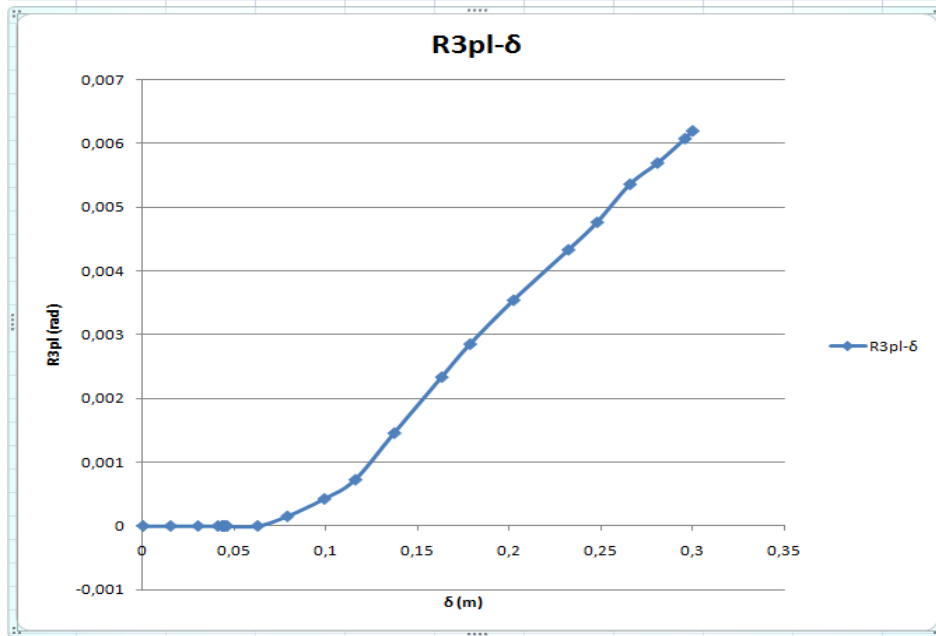
Στο σημείο αυτό έχουμε τις εξής τιμές :

V	1903,624 kN
D	0,122 m
SA	0,213 g
SD	0,085 m
Tsec	1,266 sec
Ductility	2,697
Zeff	13,7%

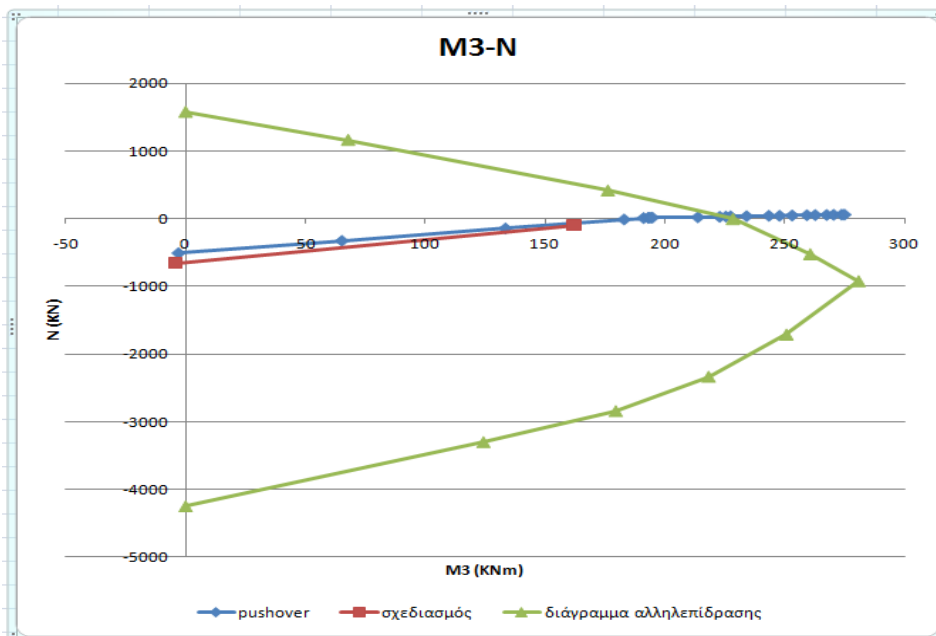
Ενδιαφέρον έχει να παρακολουθήσουμε τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων-ροπών (M-N) και πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τα γωνιακά υποστυλώματα του πλαισίου "1" στο επίπεδο X-Z (πρόσοψη κτηρίου), υποστυλώματα 1 και 51, αλλά και τα διαγράμματα M-θ για τις διατομές που εμφανίζουν κράτυνση οπλισμού. Παράλληλα, δίνεται το διάγραμμα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) του μεσαίου υποστυλώματος του 5<sup>ου</sup> ορόφου (υποστύλωμα 30) το οποίο είναι το υποστύλωμα με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στην κατασκευή. Τέλος, παραθέτουμε το διάγραμμα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τη δοκό 98, η οποία είναι η δοκός με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης.

Υποστώλιωμα 1

- κόμβος βάσης (1H1)

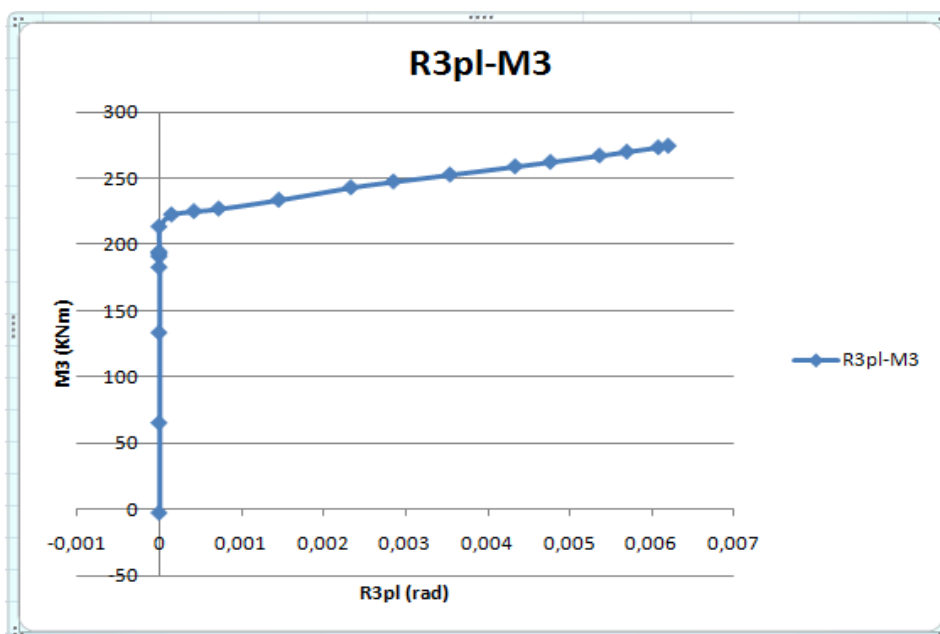


Σχ. 5.6: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστωλιώματος 1



Σχ. 5.7: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστωλιώματος 1

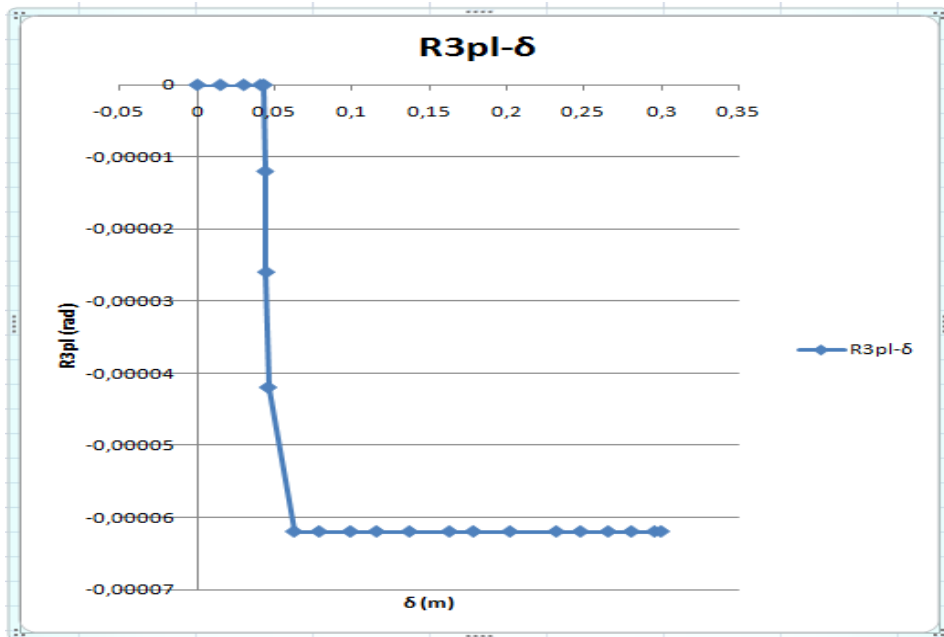
Παρατηρούμε ότι η ανάλυση pushover εξαγάγει τιμές (M-N) στα τελευταία της βήματα οι οποίες βρίσκονται έξω από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης. Κάτι τέτοιο μπορεί να συμβεί σε περίπτωση κράτυνσης του οπλισμού.



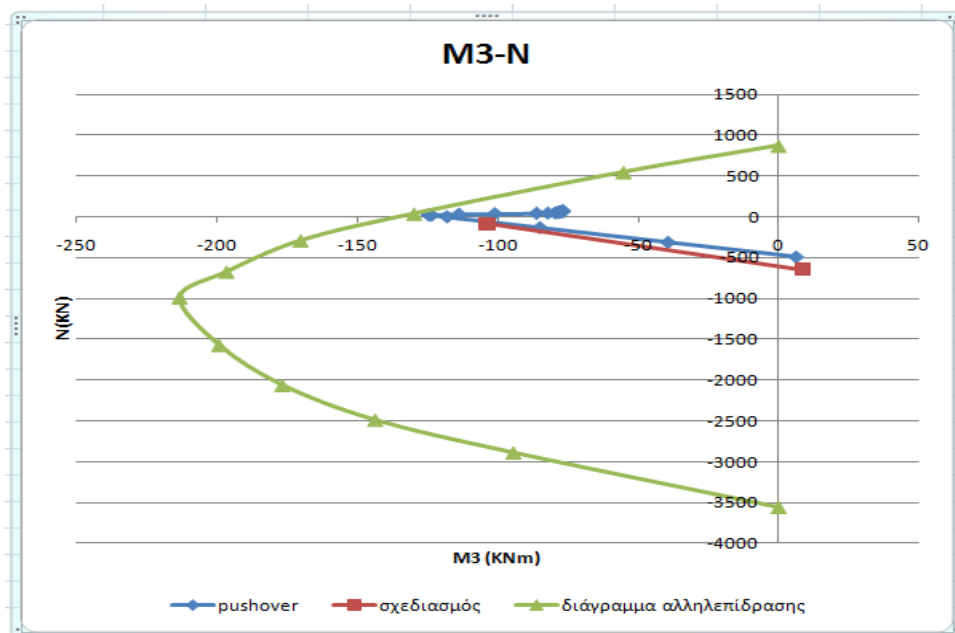
Σχ. 5.8: Διάγραμμα πλαστικών στρωφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 1

Από το διγραμμικό διάγραμμα  $\theta$ -M<sub>3</sub> παρατηρούμε ότι η κλίση του αλλάζει στο βήμα 8 της ανάλυσης για ροπή M<sub>3</sub>= 213,55 KNm όταν και αρχίζει να διαρρέει η διατομή. Παράλληλα, στο διάγραμμα M<sub>3</sub>-N βλέπουμε ότι για την ίδια ροπή στην γραμμή της pushover πέφτουμε πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης της διατομής. Συνεπώς, επειδή μετά την διαρροή οι τιμές της pushover κινούνται έξω από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης βγάζουμε το συμπέρασμα ότι έχουμε κράτυνση οπλισμού.

- κόμβος στέγης (1H2)



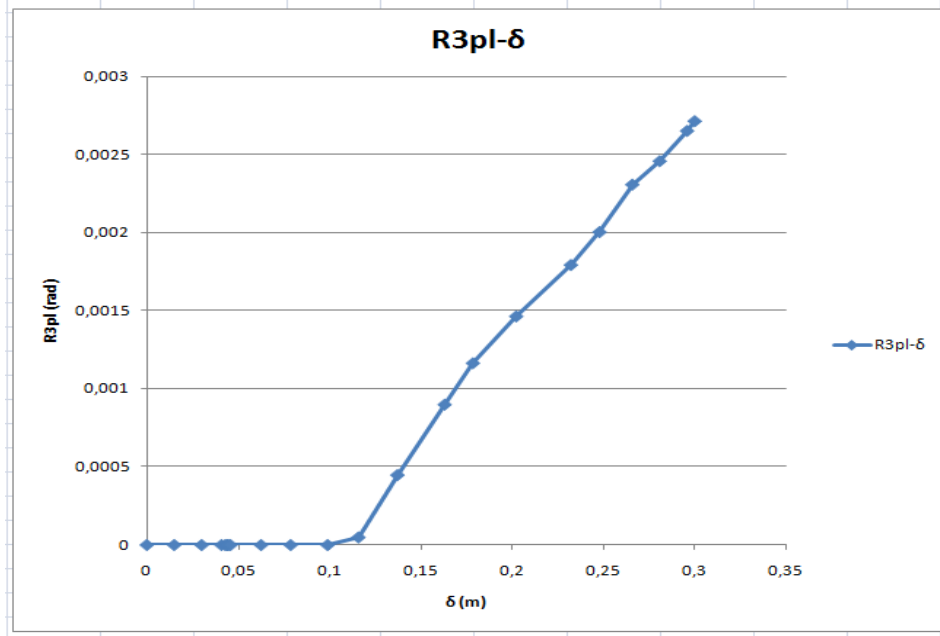
Σχ. 5.9: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέγης του υποστυλώματος 1



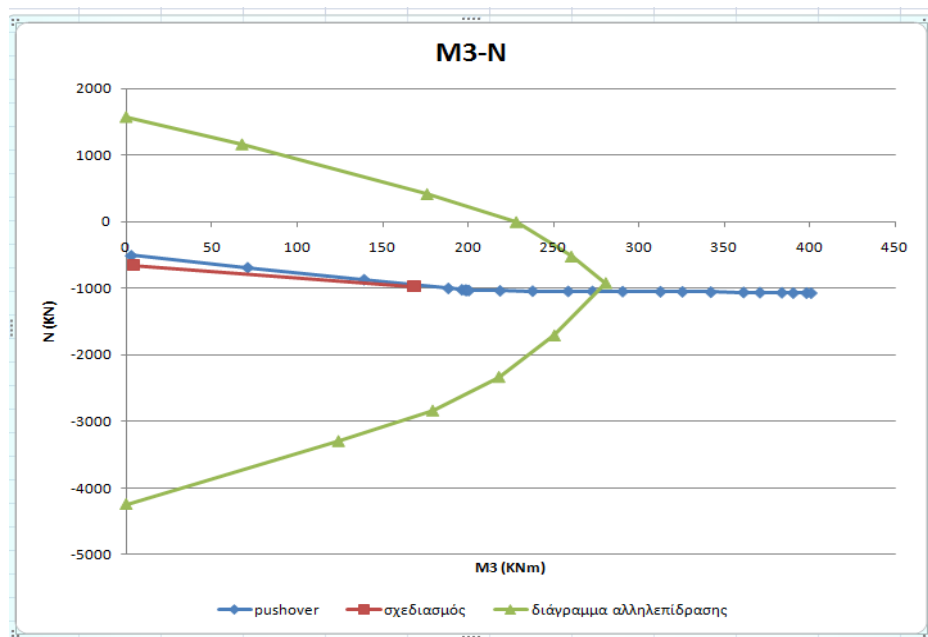
Σχ. 5.10: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου στέγης υποστυλώματος 1

Υποστώλωμα 51

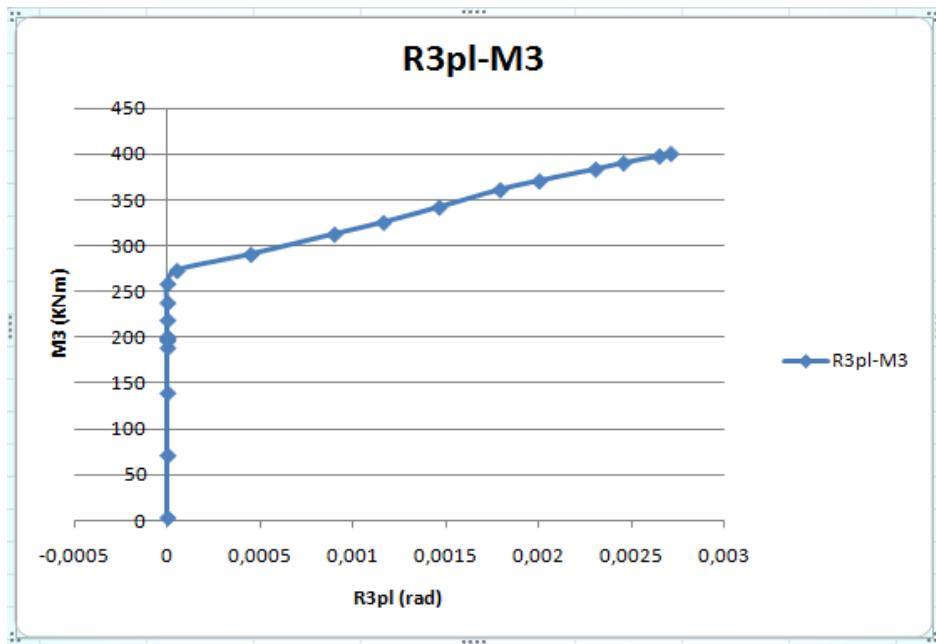
- κόμβος βάσης (51H1)



Σχ. 5.11: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος 51



Σχ. 5.12: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 51



Σχ. 5.13: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 51

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=258,5$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

- κόμβος στέψης (51H2)

Το υποστύλωμα 51 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο στέψης κατά το τέλος της ανάλυσης.

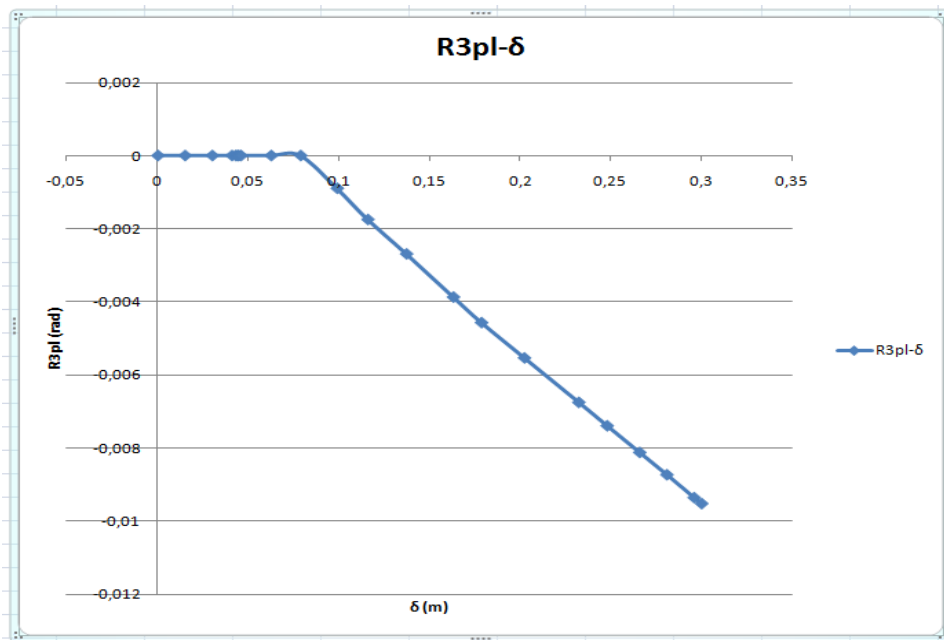


Υποστύλωμα 30

- κόμβος βάσης (30H1)

Το υποστύλωμα 30 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο βάσης κατά το τέλος της ανάλυσης.

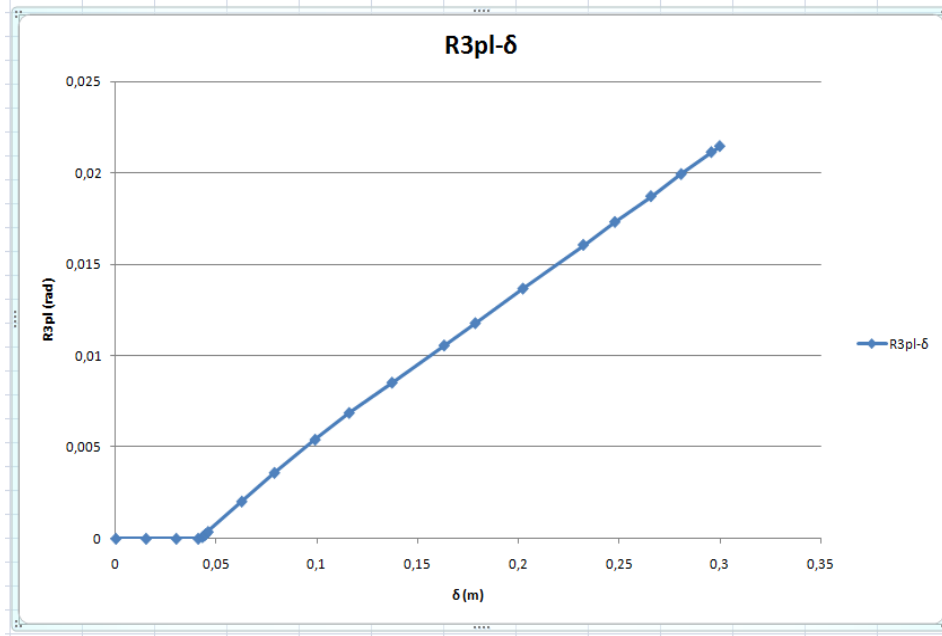
- κόμβος στέψης (30H2)



Σχ. 5.14: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέψης του υποστυλώματος 30

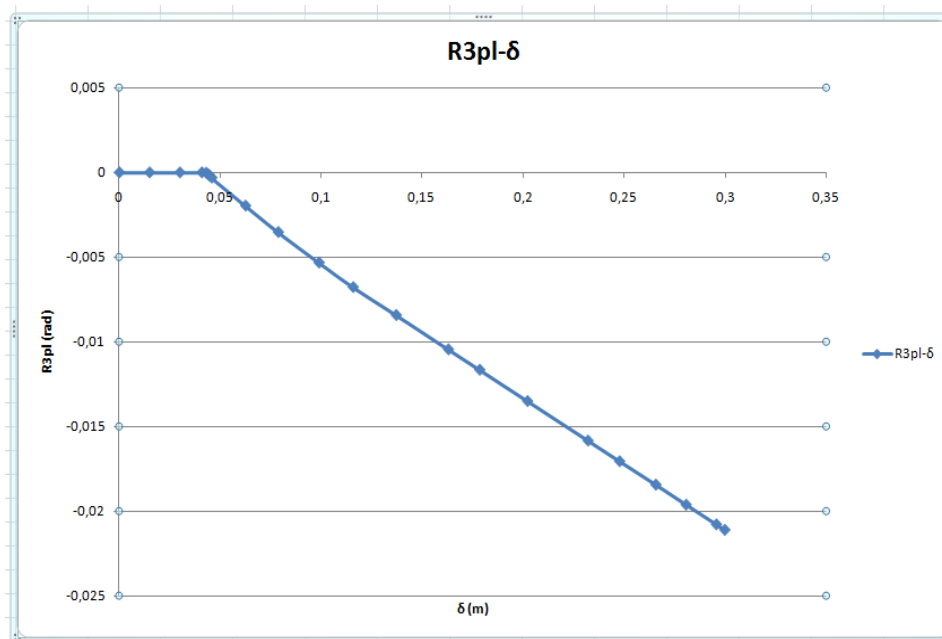
Δοκός 98

- κόμβος αρχής (98H1)



Σχ. 5.15: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο αρχής της δοκού 98

- κόμβος τέλους (98H2)



Σχ. 5.16: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο τέλους της δοκού 98

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

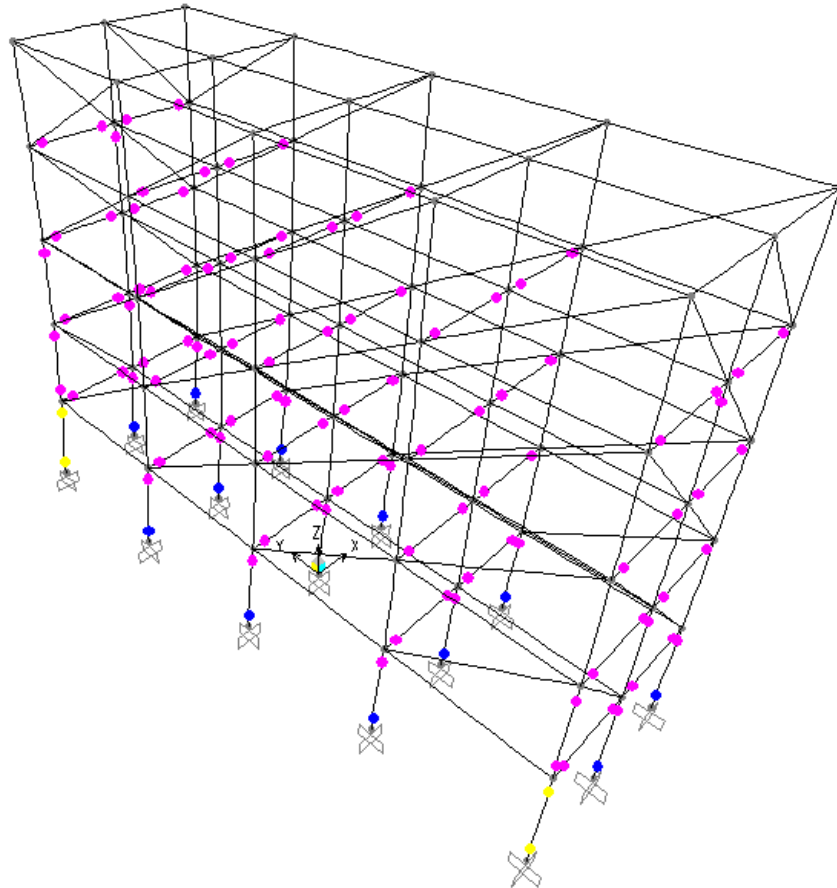
Απο την pushover analysis του κτηρίου 1<sup>α</sup> συμπεραίνουμε τα εξής :

- 1) Μόνο 2 υποστυλώματα διαρρέουν, δηλαδή εμφανίζουν πλαστικές αρθρώσεις στους κόμβους βάσης και στέψης. Άρα δεν εμφανίζεται μηχανισμός αστοχίας τύπου μαλακού ορόφου.
- 2) Τα 45/50 δοκάρια διαρρέουν.
- 3) Τα στοιχεία που πλαστικοποιούνται πιο έντονα στην κατασκευή είναι τα δοκάρια του 3<sup>ου</sup> και του 4<sup>ου</sup> ορόφου. Σε αυτούς τους ορόφους οι κόμβοι των δοκαρίων φτάνουν στο επίπεδο επιτελεστικότητας προστασία ζωής (life safety). Η μέγιστη πλαστική στροφή εμφανίζεται στη δοκό 98, τα αποτελέσματα της οποίας βρίσκονται παραπάνω.
- 4) Έχουμε κράτυνση οπλισμού στους κόμβους βάσης των γωνιακών υποστυλωμάτων του 1<sup>ο</sup> ορόφου.
- 5) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στα υποστυλώματα δεν ξεπερνούν το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010).
- 6) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στην δοκό 98 (η δοκός με την μεγαλύτερη στροφή στην κατασκευή) ξεπερνούν οριακά το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια, που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010), καθώς προσεγγίζουν την τιμή των 0,021 rad. Συνεπώς η δοκός 98 έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και πιθανόν να χρειαστεί ενίσχυση της κατασκευής.

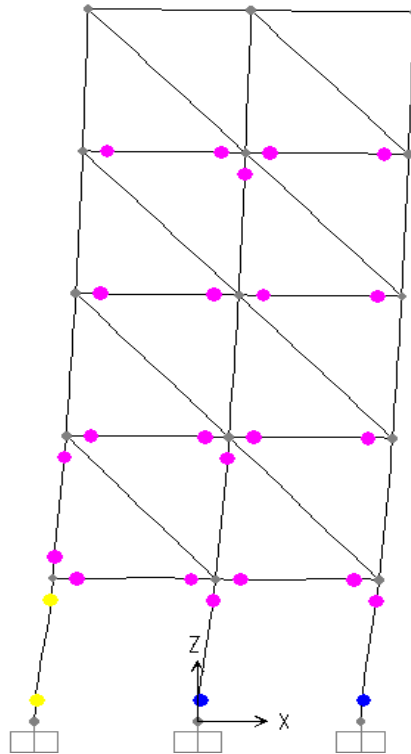
**Κτήριο 1<sup>β</sup>**

Η ανάλυση στο τοιχοπληρωμένο περιλαμβάνει σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό κατανομή της στατικής φόρτισης  $E_g$  μέχρι ο κόμβος ελέγχου 48 να φτάσει την τιμή 0,1m, που ορίζεται ως στοχευμένη μετακίνηση (displacement control).

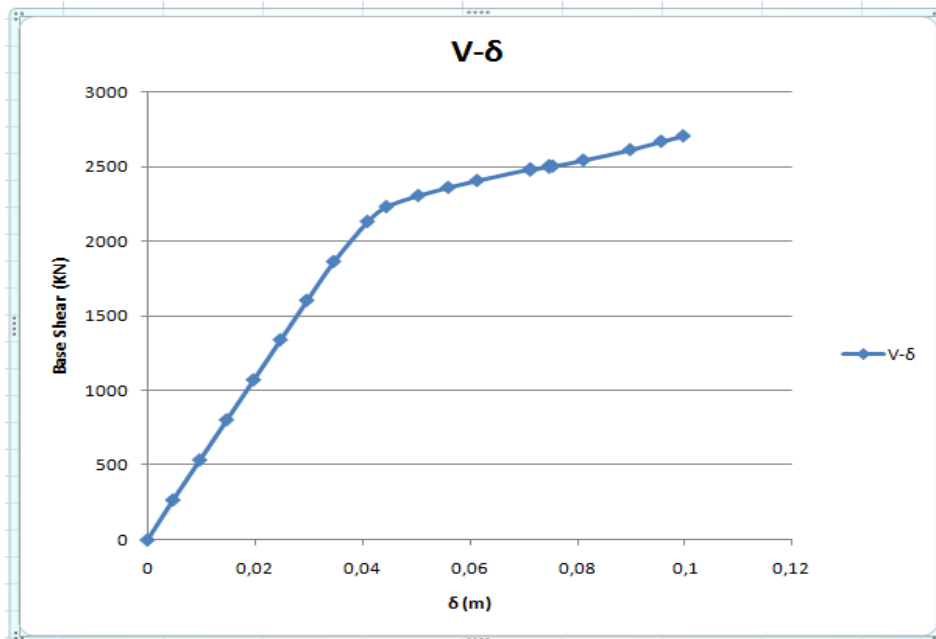
Η ανάλυση ολοκληρώθηκε στα 21 βήματα.



Σχ. 5.17: Τελικό στάδιο πλαστικοποίησης των κόμβων για σεισμική φόρτιση κατά X



Σχ. 5.18: Εικόνα πλαστικοποίησης κόμβων στο μπροστινό πλαίσιο (πλαίσιο 1) στο επίπεδο zx



Σχ. 5.19: Καμπύλη ικανότητας (V-D)

Η διαρροή ξεκινά στο βήμα 6. Ωστόσο η μεγάλη αλλαγή στην κλίση της καμπύλης γίνεται στο 8<sup>ο</sup> βήμα. Από την ανάλυση βλέπουμε ότι τότε πλαστικοποιούνται απότομα 24 κόμβοι ενώ στο βήμα 6 έχουν πλαστικοποιηθεί μόνο 2. Απο το διάγραμμα βλέπουμε ότι η μετακίνηση διαρροής είναι  $\delta y=0,0297\text{m}$  και η τέμνουσα βάσης διαρροής είναι  $V_y=1605\text{KN}$ . Η ανάλυση ολοκληρώνεται στο βήμα 21 όπου έχουμε  $\delta=0,1\text{m}$  και  $V=1984\text{KN}$ .



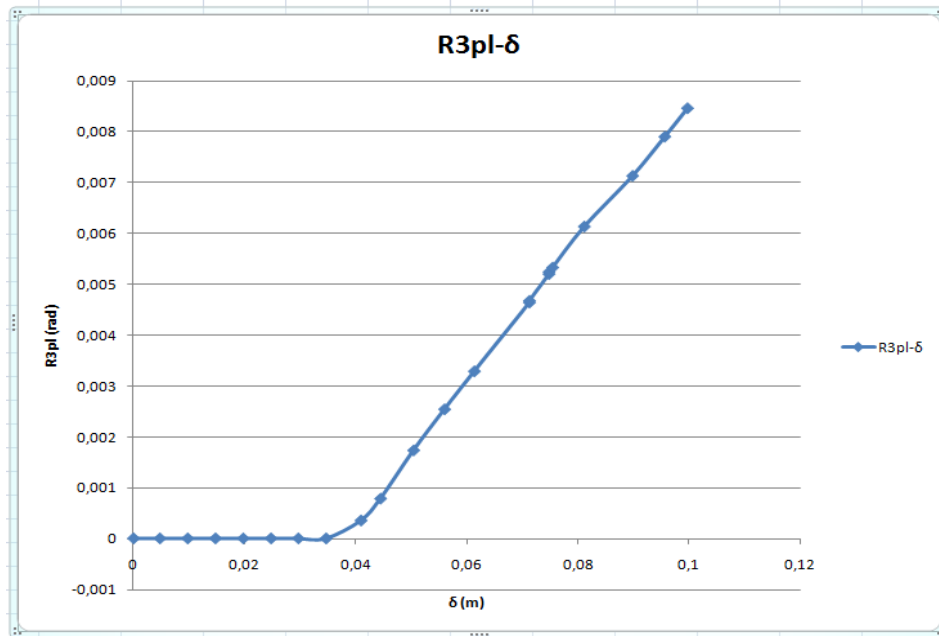
Σχ. 5.20: Διάγραμμα Μετατόπισης – Επιτάχυνσης βάσει του FEMA 440 Equivalent Linearization

Παρατηρούμε στο συγκεκριμένο διάγραμμα ότι δεν τέμνονται η πράσινη και η κίτρινη καμπύλη. Αυτό οφείλεται στο ότι έχουμε διαρροή σε όλα τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου (ισογείου) και κατά συνέπεια έχουμε αστοχία μορφής πλαστικού ορόφου. Συνεπώς η κατασκευή είναι προβληματική και δεν είναι δυνατή η ομαλή απόκριση της. Άρα δεν υπάρχει σημείο επιτελεστικότητας.

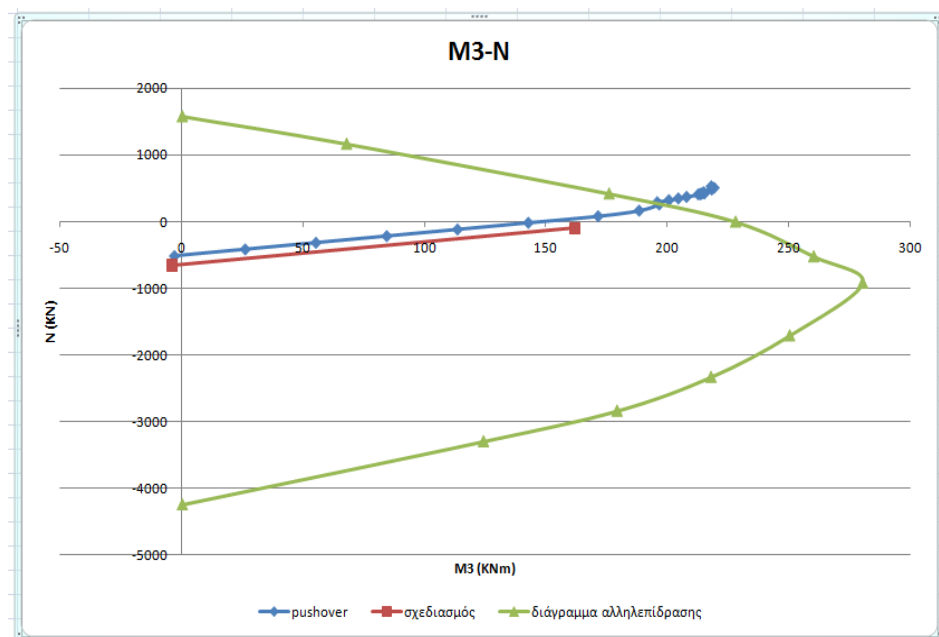
Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων-ροπών (M-N) και πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τα γωνιακά υποστυλώματα του μπροστινού πλαισίου στο επίπεδο X-Z (πρόσοψη), υποστυλώματα 1 και 51, τα οποία είναι τα στοιχεία με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στην κατασκευή, αλλά και τα διαγράμματα M-θ για τις διατομές που εμφανίζουν κράτυνση οπλισμού. Επίσης παραθέτουμε το διαγράμμα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τη δοκό 98, η οποία είναι η δοκός με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στο κτήριο 1<sup>α</sup>, για λόγους σύγκρισης. Τέλος, το υποστυλώμα 30 δεν πλαστικοποιείται σε αντίθεση με το κτήριο 1<sup>α</sup> στο οποίο είναι το υποστυλώμα με τη μέγιστη πλαστικοποίηση.

Υποστύλωμα 1

- Κόμβος βάσης (1H1)

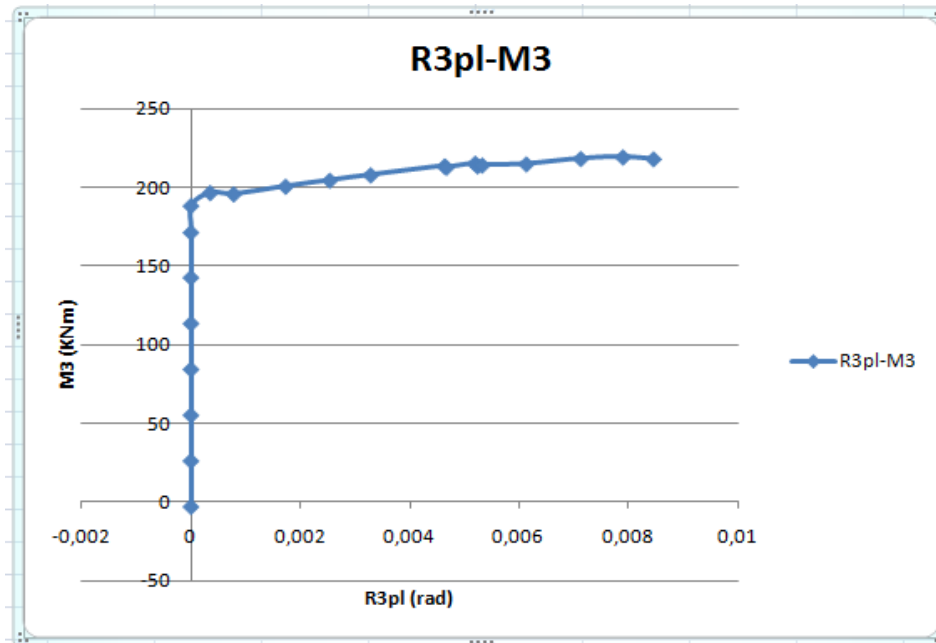


Σχ. 5.21: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος 1



Σχ. 5.22: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 1

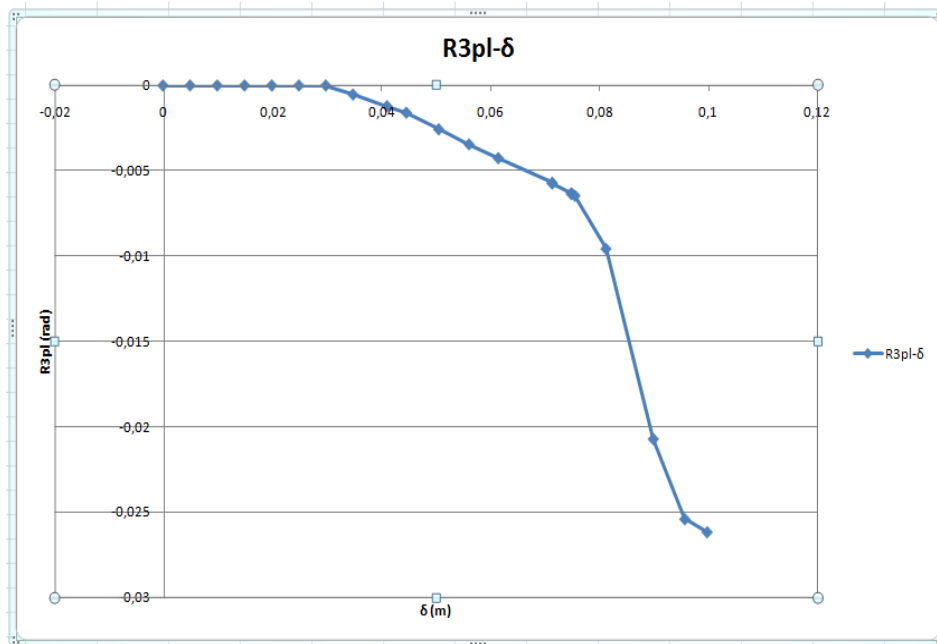




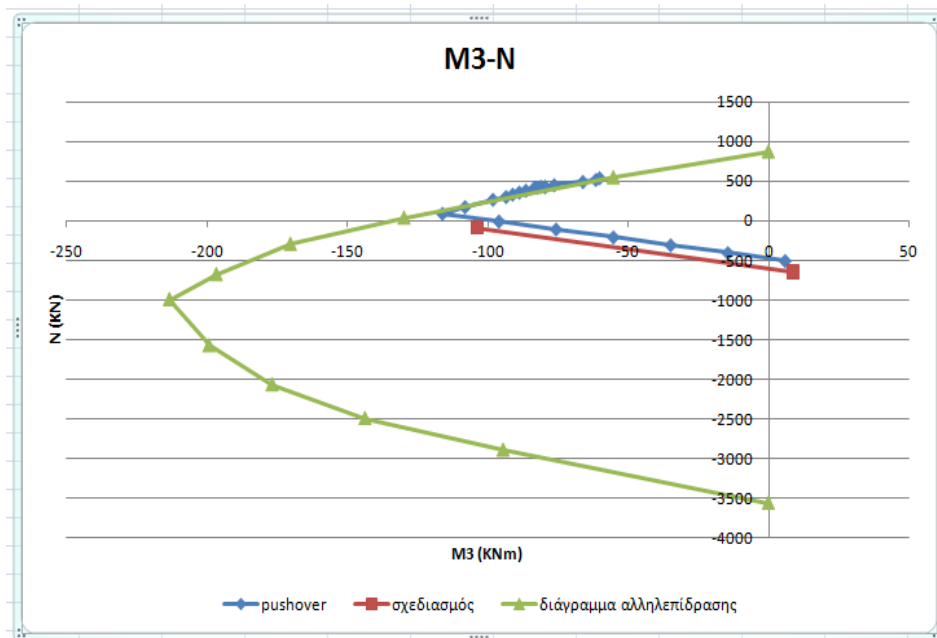
Σχ. 5.23: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 1

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=196,68$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

- Κόμβος στέγης (1H2)



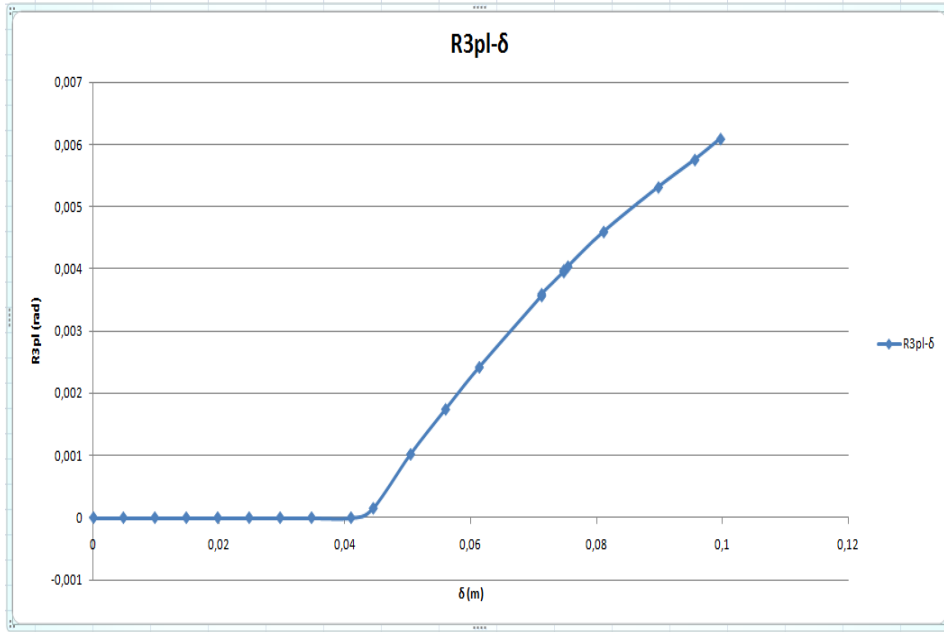
Σχ. 5.24: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέγης του υποστυλώματος 1



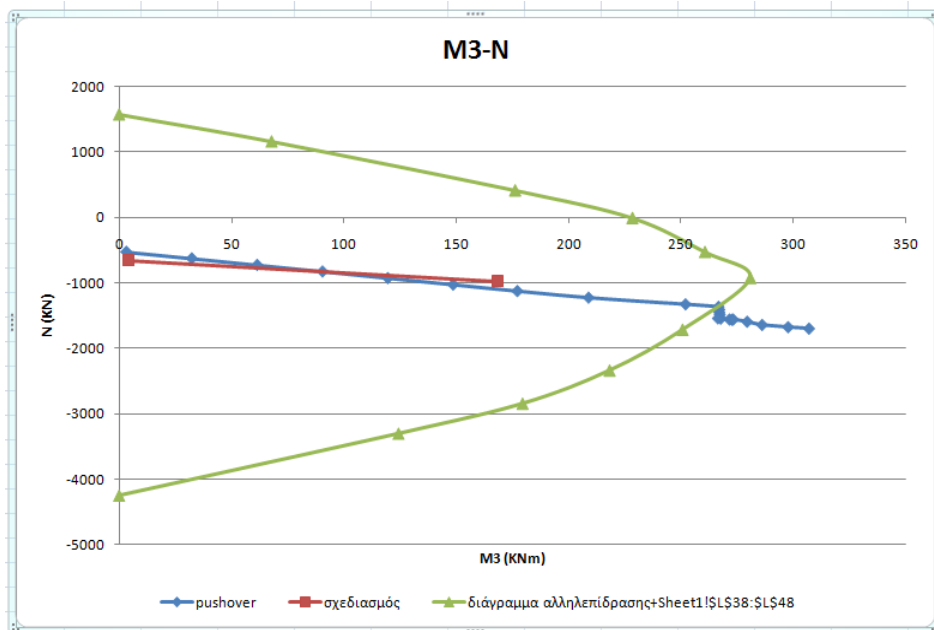
Σχ. 5.25: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου στέγης υποστυλώματος 1

Υποστώλιωμα 51

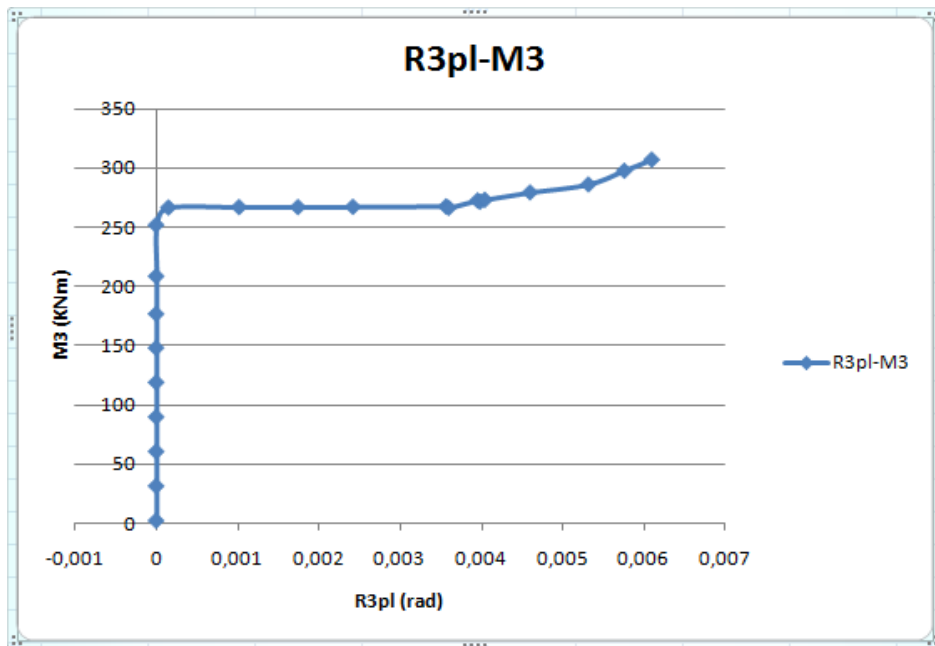
- Κόμβος βάσης (51H1)



Σχ. 5.26: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος 51



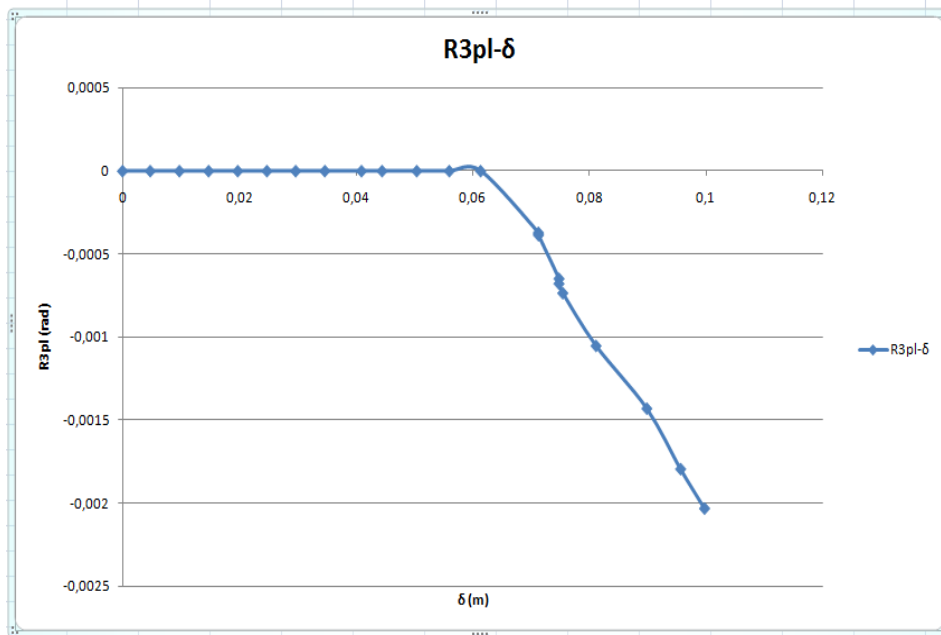
Σχ. 5.27: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 51



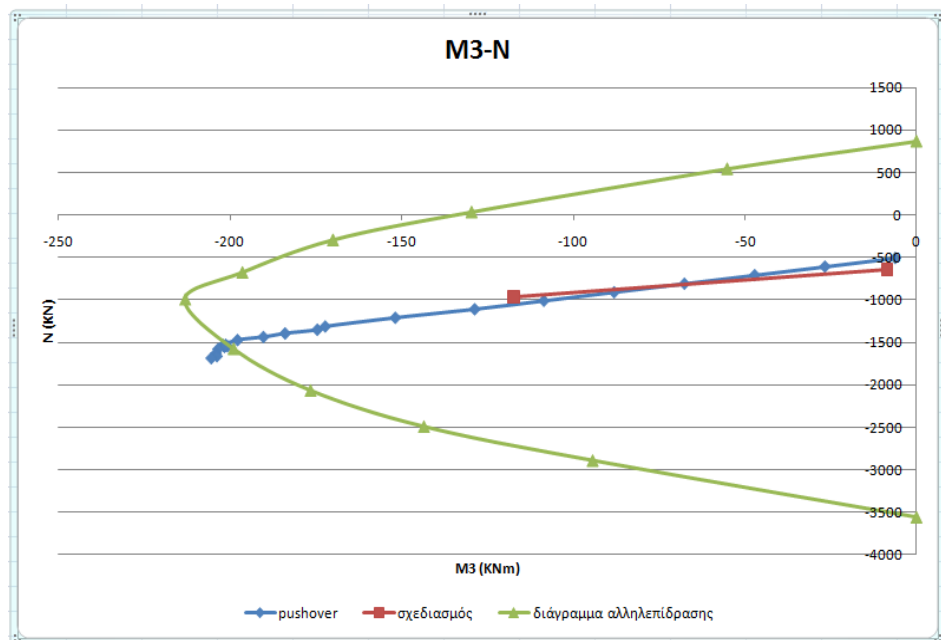
Σχ. 5.28: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 51

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=266,8$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

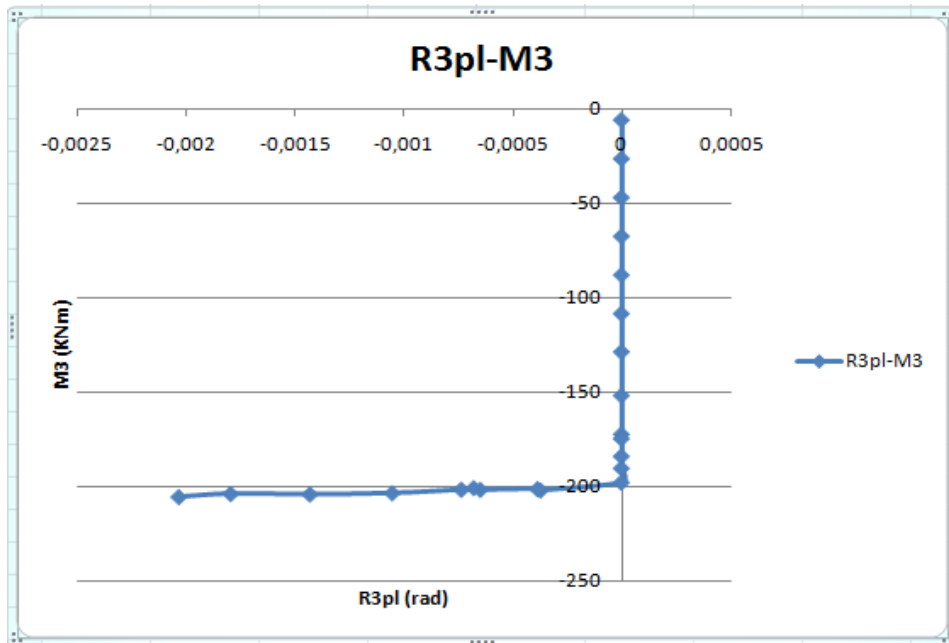
- Κόμβος στέγης (51H2)



Σχ. 5.29: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέγης του υποστυλώματος 51



Σχ. 5.30: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου στέγης υποστυλώματος 51

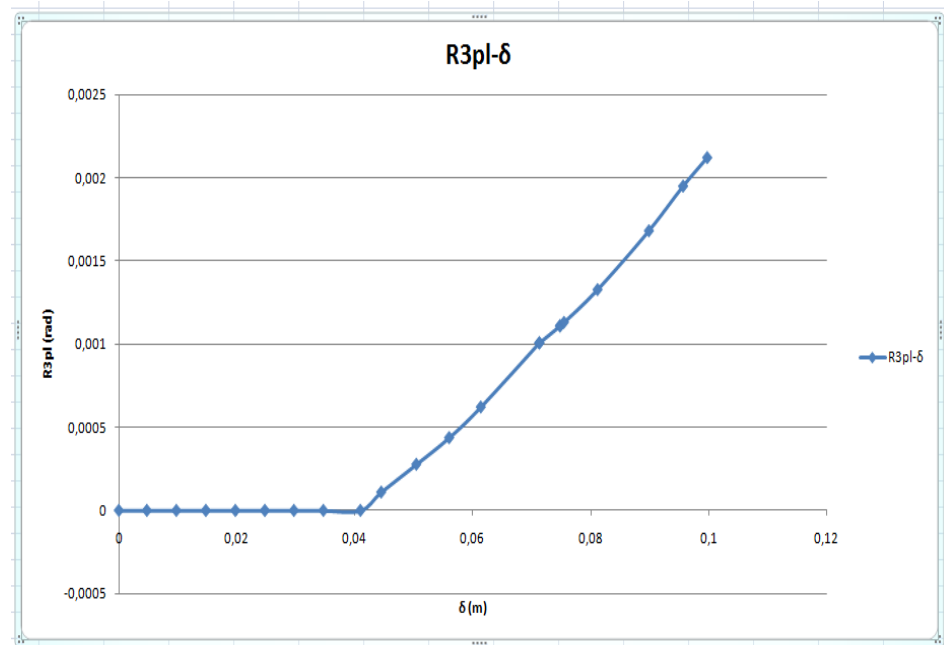


Σχ. 5.31: Διάγραμμα πλαστικών στρεφών – Ροπών κόμβου στέψης υποστυλώματος 51

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3 = -201,9$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

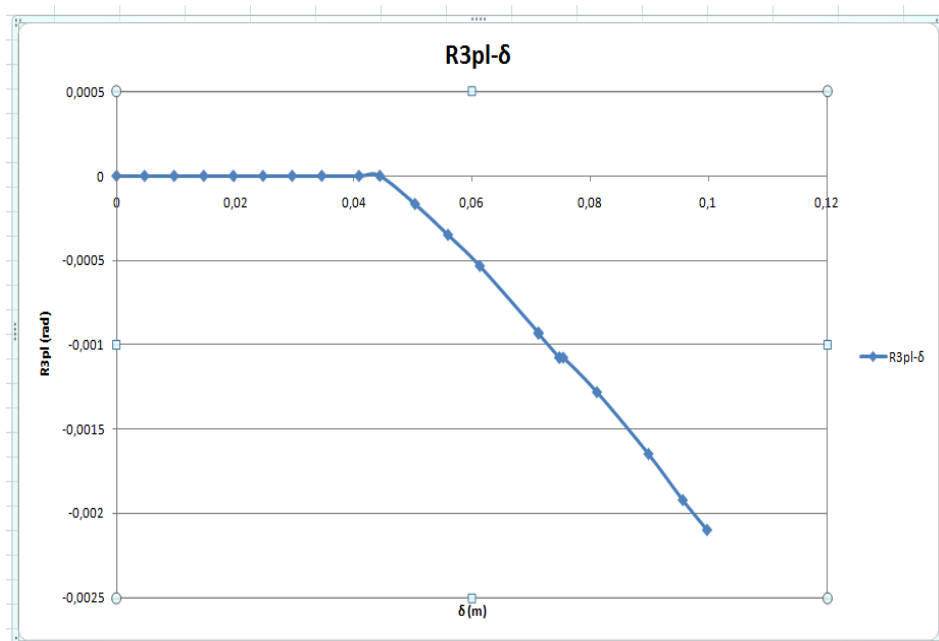
Δοκός 98

- Κόμβος αρχής (98H1)



Σχ. 5.32: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο αρχής της δοκού 98

- Κόμβος τέλους (98H2)



Σχ. 5.33: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο τέλους της δοκού 98

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Απο την pushover analysis του κτηρίου 1<sup>β</sup> βγάζουμε τα εξής συμπεράσματα :

- 1) 15/15 κατακόρυφα στοιχεία του 1<sup>ου</sup> ορόφου διαρρέουν, δηλαδή εμφανίζουν πλαστικές αρθρώσεις και στους κόμβους βάσης και στους κόμβους στέψης. Αυτό το γεγονός έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας μορφής μαλακού ορόφου. Η συνολική διαρροή του ορόφου εμφανίζεται στη βήμα 18 της ανάλυσης για οριζόντια μετακίνηση του κτηρίου 0,081m.
- 2) Ο σχηματισμός μαλακού ορόφου κάνει την κατασκευή προβληματική και δεν είναι δυνατή η ομαλή απόκριση της.
- 3) Τα 50/50 δοκάρια διαρρέουν και οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται σε αυτά αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας πλήρης λειτουργικότητας (Operation Level).
- 4) Τα στοιχεία που πλαστικοποιούνται πιο έντονα στην κατασκευή είναι τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου, τα οποία διαρρέουν όπως αναλύσαμε πιο πριν. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχουν τα δύο από τα τέσσερα γωνιακά υποστυλώματα του ίδιου ορόφου τα οποία κατά το τέλος της ανάλυσης έχουν φτάσει στο επίπεδο επιτελεστικότητας κατάρρευση (collapse). Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή στο τέλος της ανάλυσης είναι ανίκανη να φέρει τα κατακόρυφα φορτία και καταρρέει. Άρα το κτήριο 1<sup>β</sup> είναι ακατάλληλο σύμφωνα με την pushover analysis και χρειάζεται ανασχεδιασμό ή ενίσχυση στον 1<sup>ο</sup> όροφο (pilotis).
- 5) Έχουμε κράτυνση οπλισμού στους κόμβους βάσης των γωνιακών υποστυλωμάτων του 1<sup>ο</sup> ορόφου και στον κόμβο στέψης του υποστυλώματος 51.

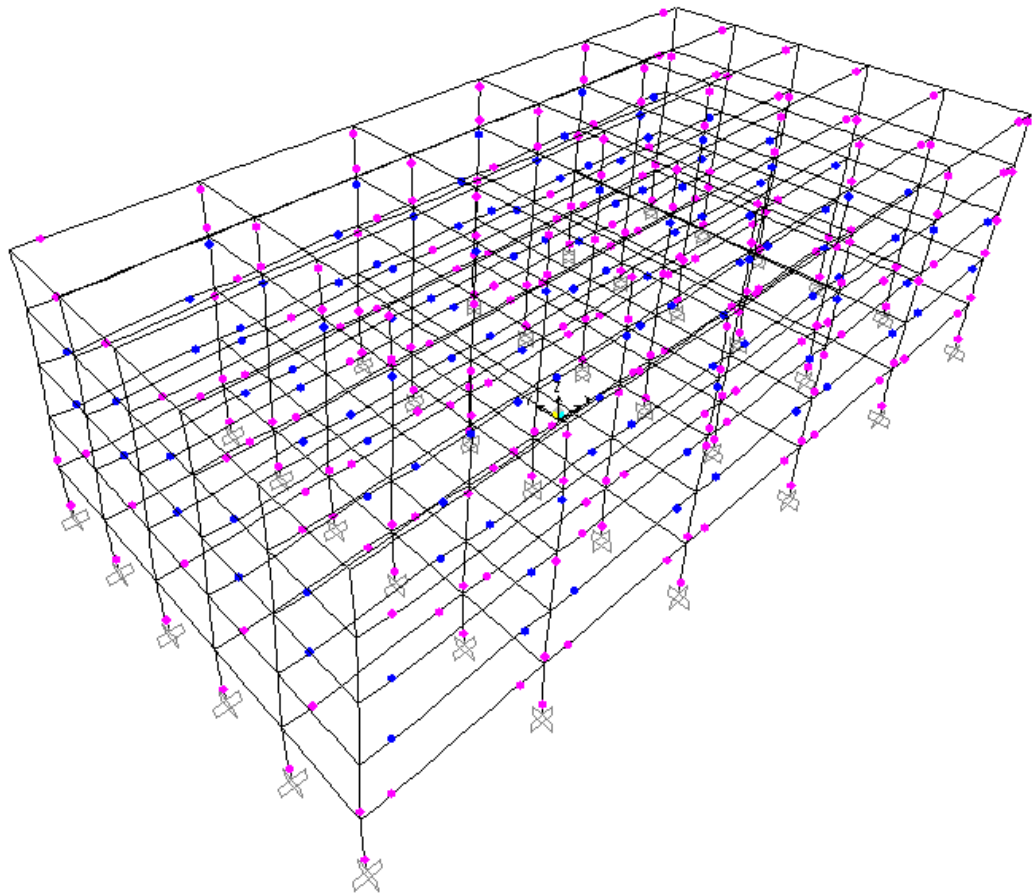


- 6) Η πλαστική στροφή που σχηματίζεται στον κόμβο στέψης ξεπερνά κατά πολύ το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια, που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010), καθώς φτάνει την τιμή των 0,026 rad στο τέλος της ανάλυσης. Επομένως, δεν καλύπτονται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας του κόμβου, κάτι που μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση της κατασκευής κρίνεται επιβεβλημένη.
  
- 7) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στην δοκό 98 (η δοκός με την μεγαλύτερη στροφή στην κατασκευή) ξεπερνούν οριακά το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια, που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010), καθώς προσεγγίζουν την τιμή των 0,021 rad. Συνεπώς η δοκός 98 έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και πιθανόν να χρειαστεί ενίσχυση της κατασκευής.

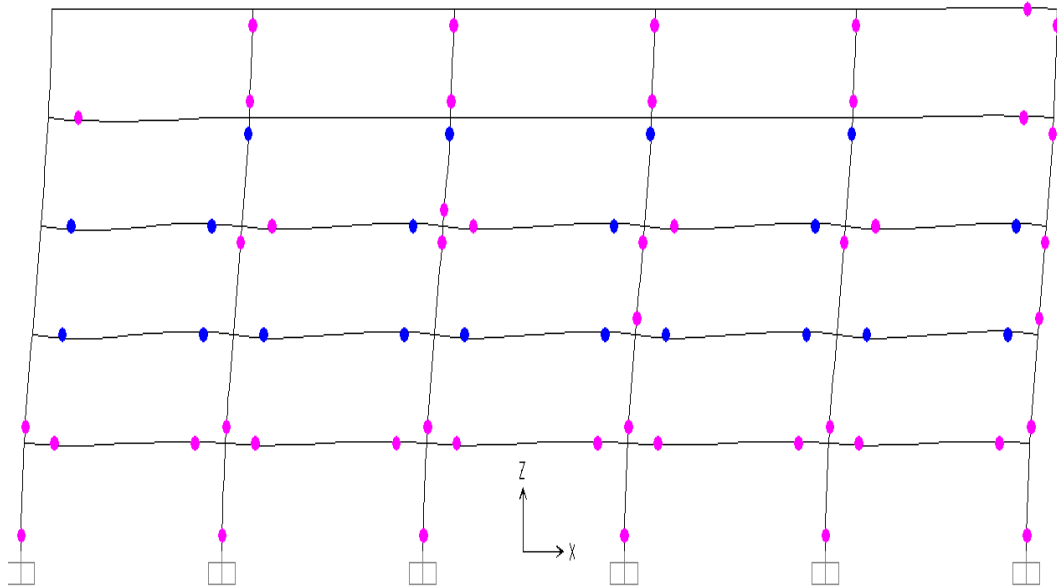
**Κτήριο 2<sup>α</sup>**

Η ανάλυση περιλαμβάνει σταδιακή εξώθηση του κτηρίου υπό κατανομή της στατικής φόρτισης  $E_d$  μέχρι ο κόμβος ελέγχου 126 να φτάσει την τιμή 0,14m, που ορίζεται ως στοχευμένη μετακίνηση (displacement control).

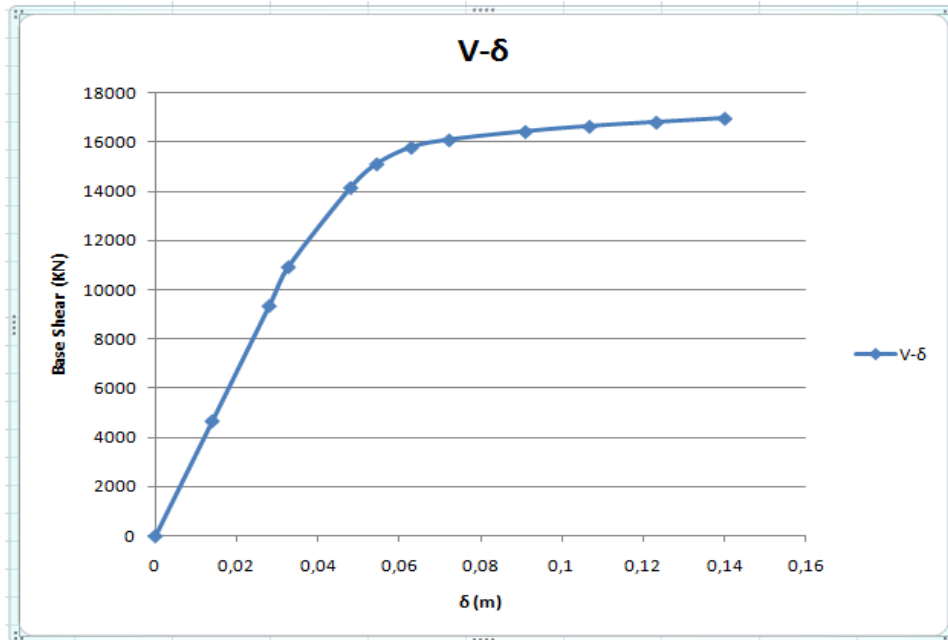
Η ανάλυση ολοκληρώθηκε στα 11 βήματα.



Σχ. 5.34: Τελικό στάδιο πλαστικοποίησης κόμβων για σεισμική φόρτιση κατά X

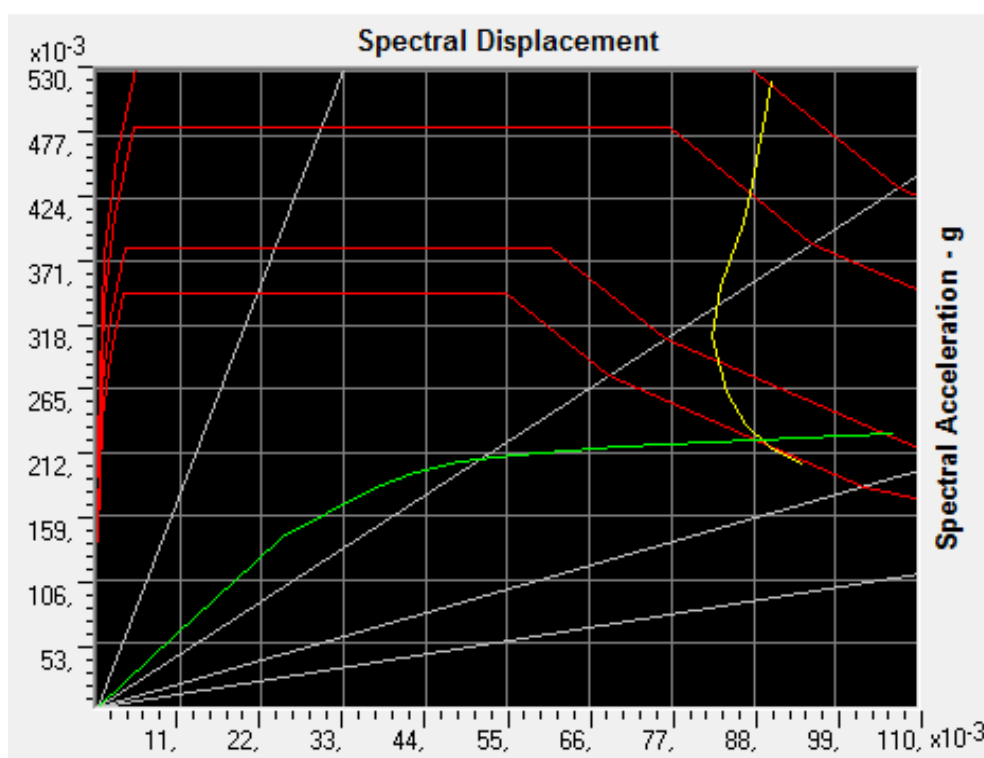


Σχ. 5.35: Εικόνα πλαστικοποίησης κόμβων στο μπροστινό πλαίσιο (πλαίσιο 1) στο επίπεδο zx



Σχ. 5.36: Καμπύλη ικανότητας (V-D)

Η διαρροή ξεκινά στο βήμα 5. Απο το διάγραμμα βλέπουμε ότι η μετακίνηση διαρροής είναι  $\delta y=0,048\text{m}$  και η τέμνουσα βάσης διαρροής είναι  $V_y=14160\text{ KN}$ . Η ανάλυση ολοκληρώνεται στο βήμα 11 όπου έχουμε  $\delta=0,14\text{m}$  και  $V=16973\text{ KN}$ .



Σχ. 5.37: Διάγραμμα Μετατόπισης – Επιτάχυνσης βάσει του FEMA 440  
Equivalent Linearization

Η βέλτιστη απόκριση απόκριση της κατασκευής αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο προσδιορίζεται ως το σημείο τομής της πράσινης και της κίτρινης καμπύλης.

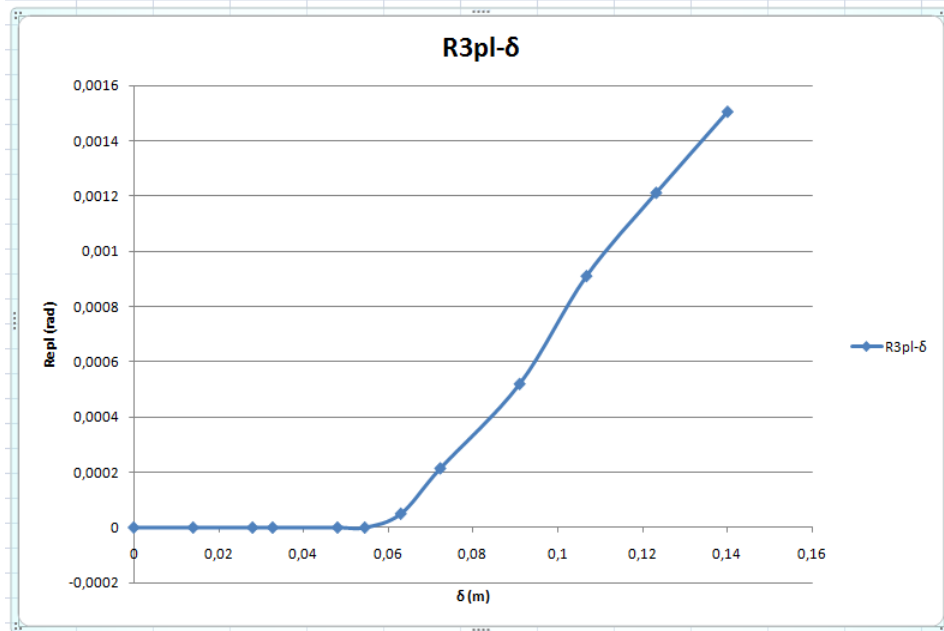
Στο σημείο αυτό έχουμε τις εξής τιμές :

V	16743,135 KN
D	0,116 m
SA	0,224 g
SD	0,089 m
Tsec	1,265 sec
Ductility	2,68
Zeff	13,6%

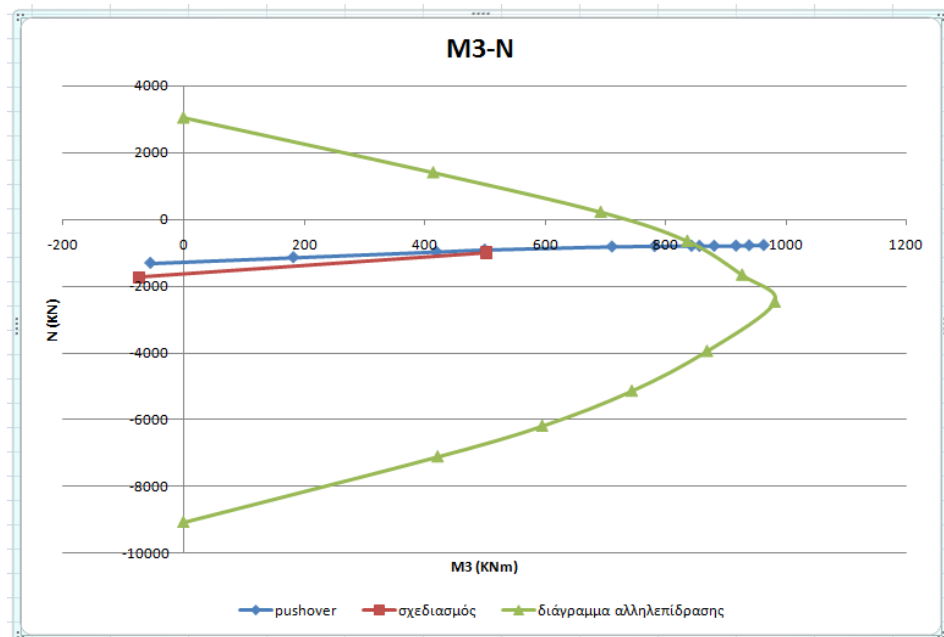
Παρακάτω παραθέτουμε τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων-ροπών (M-N) και πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}$ - $\delta$ ) για τα γωνιακά υποστυλώματα του μπροστινού πλαισίου (πλαίσιο 1) στο επίπεδο X-Z (πρόσοψη), υποστυλώματα 1 και 151, αλλά και τα διαγράμματα M- $\theta$  για τις διατομές που εμφανίζουν κράτυνση οπλισμού. Παράλληλα, δίνουμε τα διαγράμματα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}$ - $\delta$ ) για τα υποστυλώματα 64 και 34, τα οποία είναι τα στοιχεία με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στα κτήρια 2<sup>α</sup> και 2<sup>β</sup> αντίστοιχα. Τέλος, παραθέτουμε το διαγράμμα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}$ - $\delta$ ) για τη δοκό 232, η οποία είναι η δοκός με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στο κτήριο 2<sup>β</sup>, για λόγους σύγκρισης.

Υποστύλωμα 1

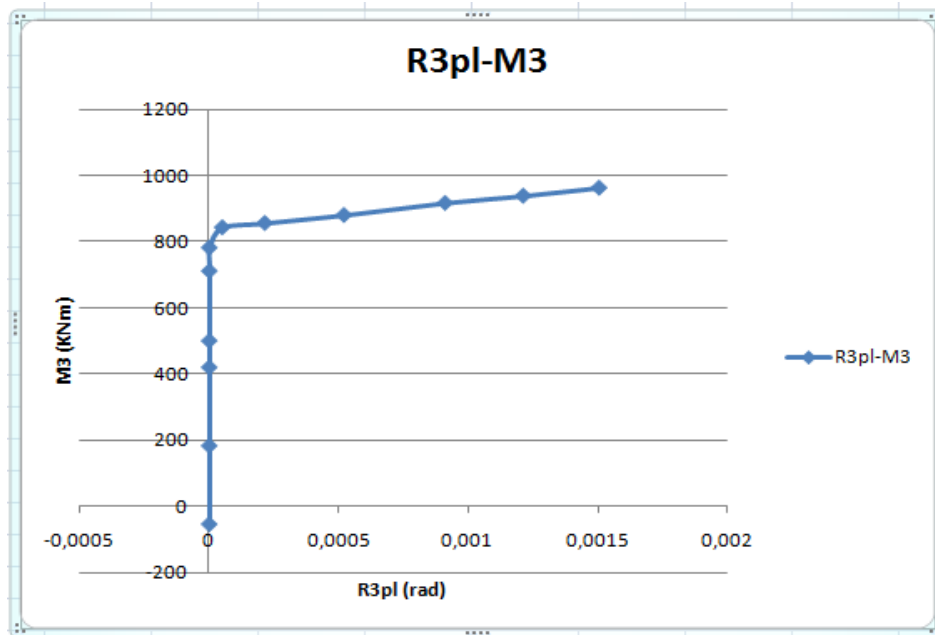
- Κόμβος βάσης (1H1)



Σχ. 5.38: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο βάσης του υποστύλωματος 1



Σχ. 5.39: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστύλωματος 1



Σχ. 5.40: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 1

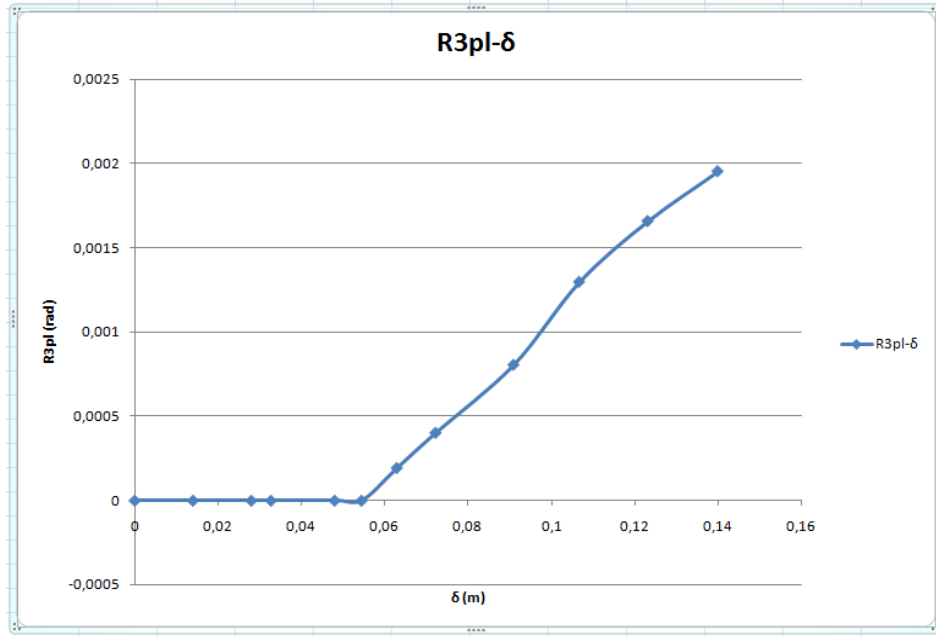
Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή, με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=843,1$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

- Κόμβος στέψης (1H2)

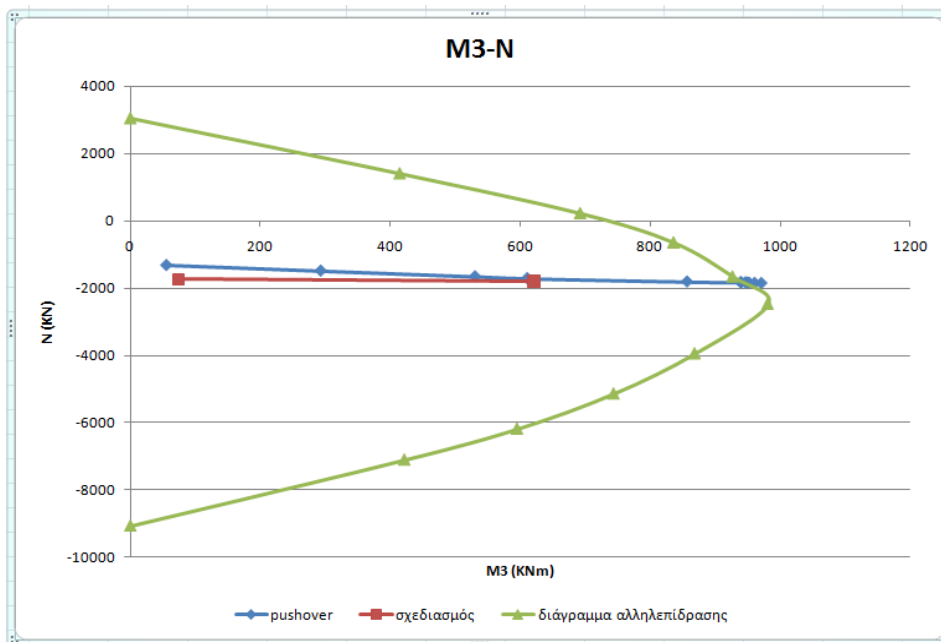
Το υποστύλωμα 1 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο στέψης κατά το τέλος της ανάλυσης.

Υποστώλιωμα 151

- Κόμβος βάσης (151H1)

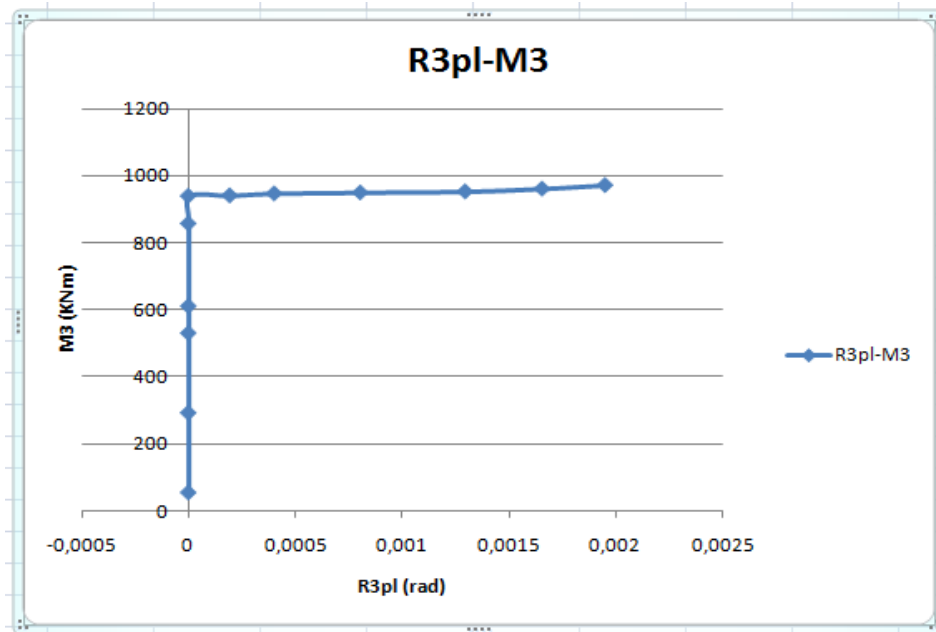


Σχ. 5.41: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος 151



Σχ. 5.42: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 151





Σχ. 5.43: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 151

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή, με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=939,76$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

- Κόμβος στέψης (151H2)

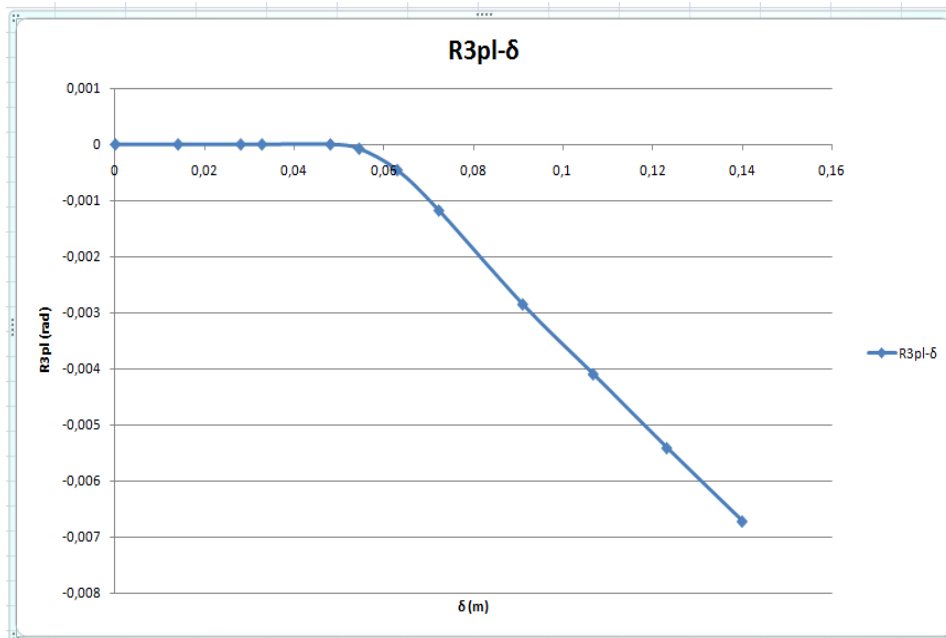
Το υποστύλωμα 151 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο στέψης κατά το τέλος της ανάλυσης.

Υποστώλιωμα 34

- Κόμβος βάσης (34H1)

Το υποστώλιωμα 34 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο βάσης κατά το τέλος της ανάλυσης.

- Κόμβος στέψης (34H2)



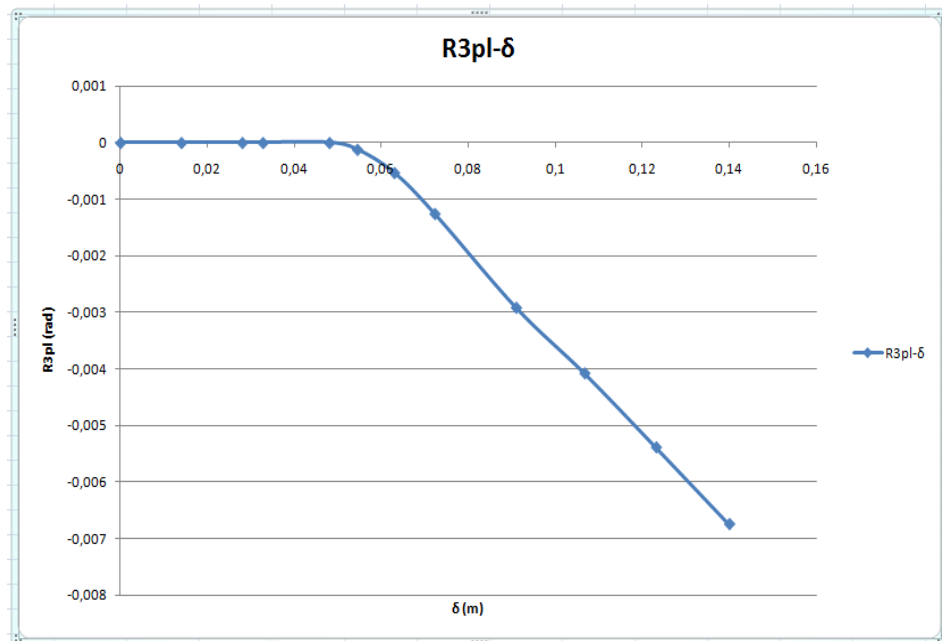
Σχ. 5.44: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέψης του υποστωλιώματος 34

Υποστύλωμα 64

- Κόμβος βάσης (64H1)

Το υποστύλωμα 64 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο βάσης κατά το τέλος της ανάλυσης.

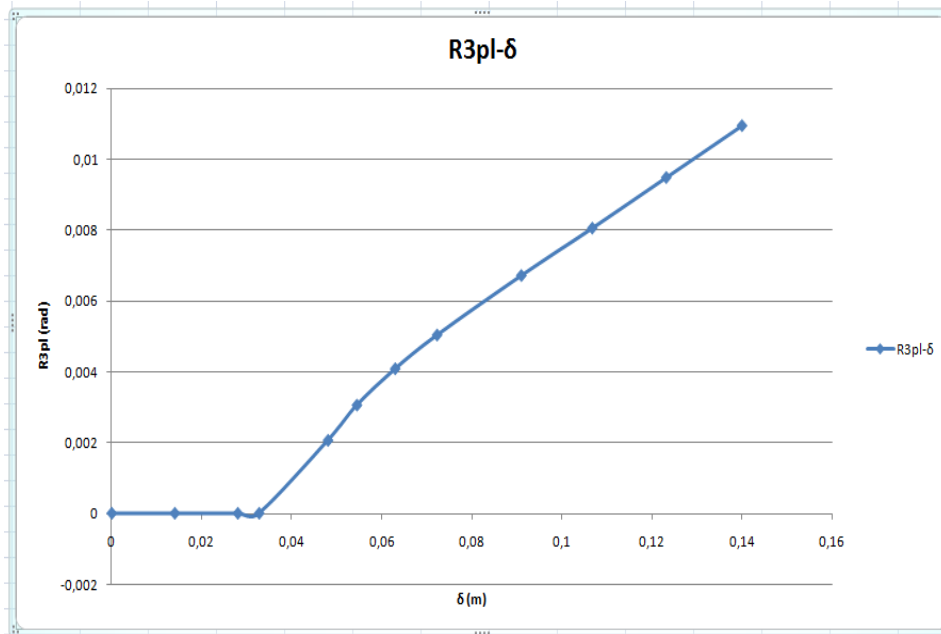
- Κόμβος στέψης (64H2)



Σχ. 5.45: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέψης του υποστύλωματος 64

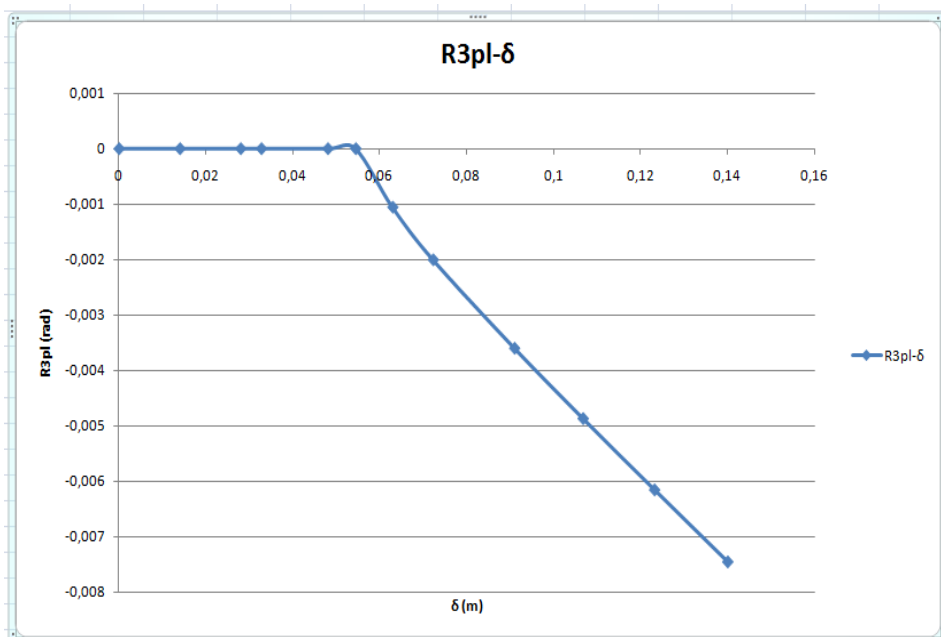
Δοκός 232

- Κόμβος αρχής (232H1)



Σχ. 5.46: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο αρχής της δοκού 232

- Κόμβος τέλους (232H2)



Σχ. 5.47: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο τέλους της δοκού 232

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

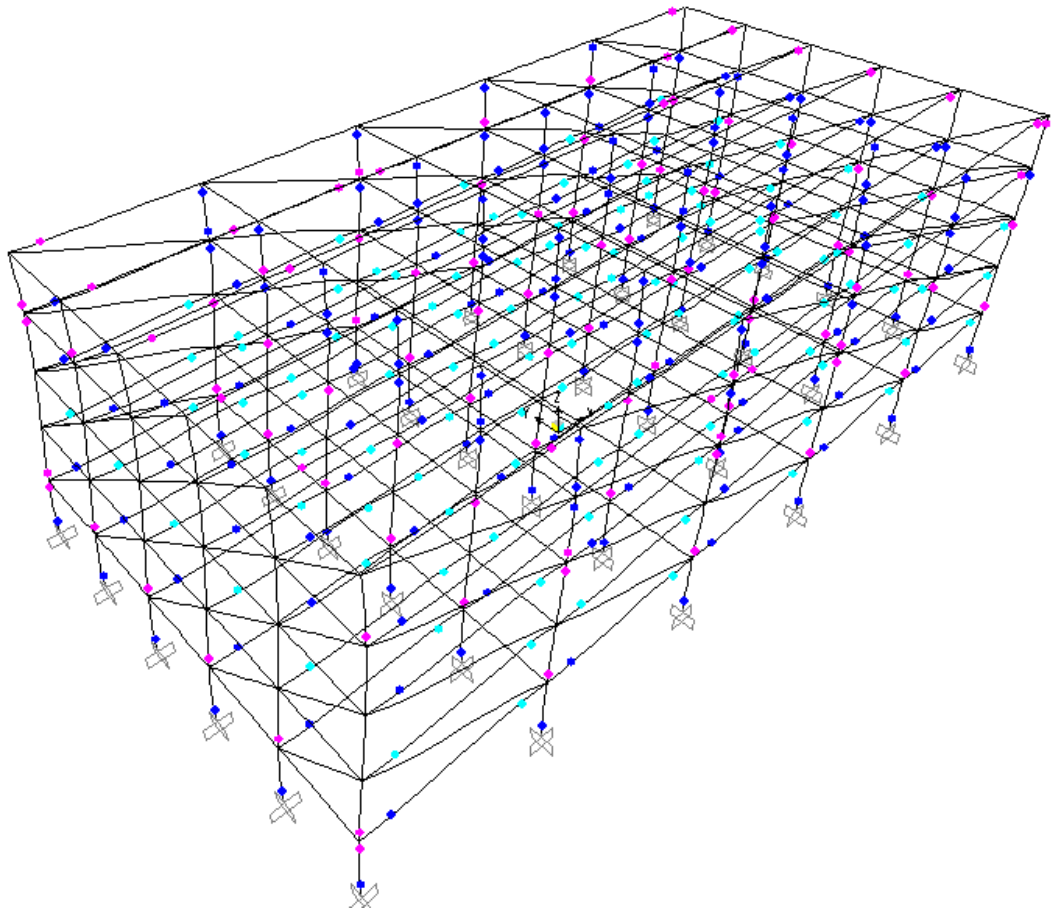
Απο την pushover analysis του κτηρίου 2<sup>α</sup> συμπεραίνουμε τα εξής :

- 1) 24/36 υποστυλώματα του 5<sup>ου</sup> ορόφου διαρρέουν, άρα δεν έχουμε πλαστικό όροφο.
- 2) Διαρρέουν όλα τα δοκάρια των τριών πρώτων ορόφων.
- 3) Τα στοιχεία που πλαστικοποιούνται πιο έντονα στην κατασκευή είναι τα υποστυλώματα του 4<sup>ου</sup> ορόφου και οι δοκοί του 2<sup>ου</sup> και του 3<sup>ου</sup> ορόφου που κατά το τέλος της ανάλυσης έχουν φτάσει στο επίπεδο επιτελεστικότητας άμεση χρήση (Immediate Occupancy).
- 4) Έχουμε κράτυνση οπλισμού στους κόμβους βάσης των γωνιακών υποστυλωμάτων του 1<sup>ο</sup> ορόφου.
- 5) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στα υποστυλώματα δεν ξεπερνούν το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010).
- 6) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στις δοκους 98 δεν ξεπερνούν το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια, που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010).

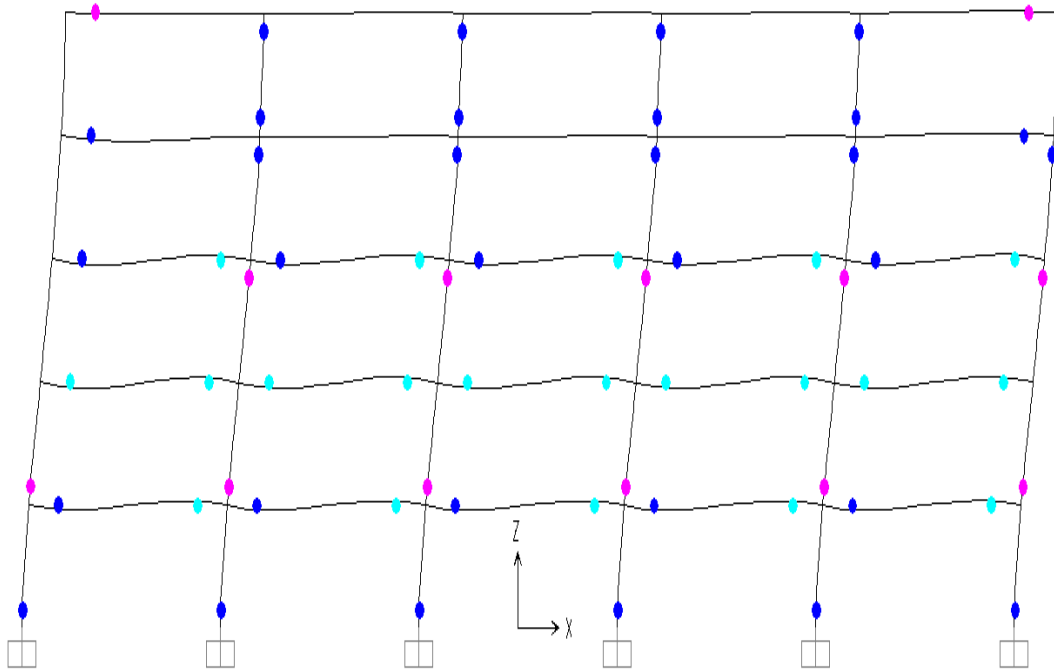
**Κτήριο 2<sup>β</sup>**

Η ανάλυση περιλαμβάνει σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό κατανομή της στατικής φόρτισης  $E_{ch}$  μέχρι ο κόμβος ελέγχου 126 να φτάσει την τιμή 0,25m, που ορίζεται ως στοχευμένη μετακίνηση (displacement control).

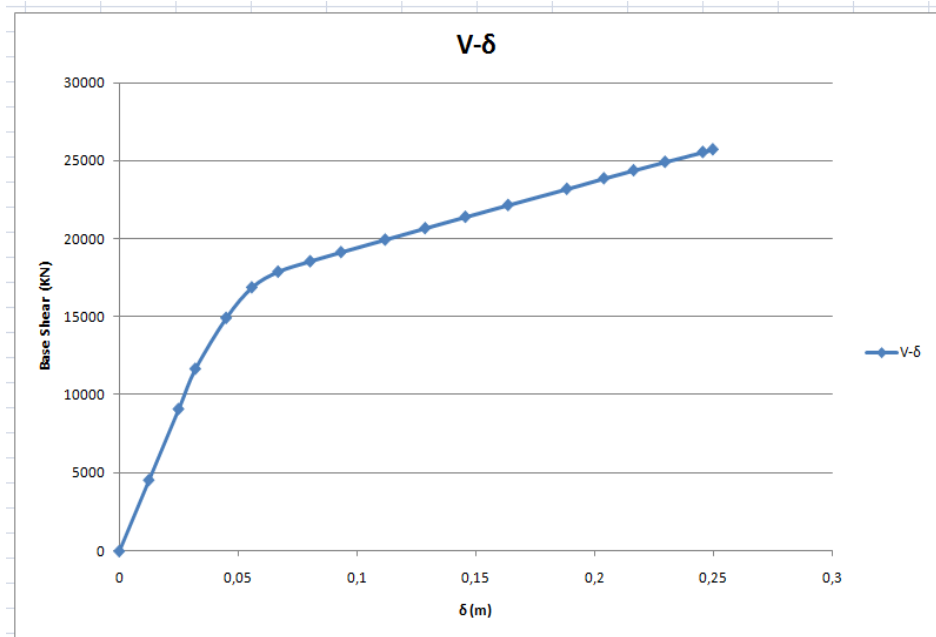
Η ανάλυση ολοκληρώθηκε στα 18 βήματα.



Σχ. 5.48: Τελικό στάδιο πλαστικοποίησης κόμβων για σεισμική φόρτιση κατά X

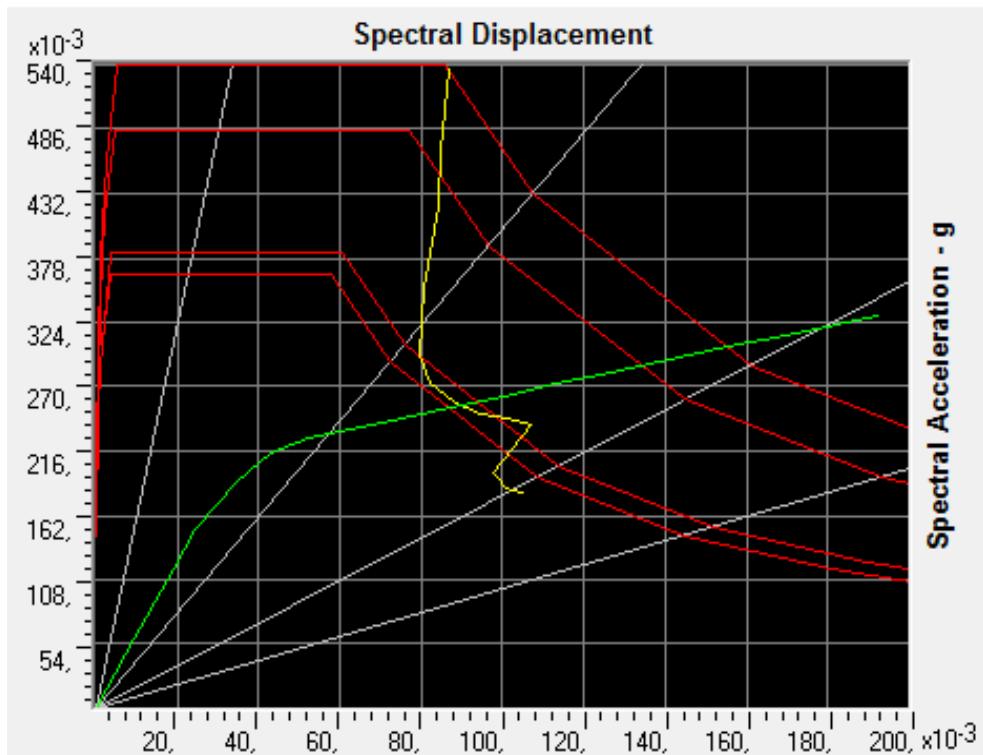


Σχ. 5.49: Εικόνα πλαστικοποίησης κόμβων στο μπροστινό πλαίσιο (πλαίσιο1) στο επίπεδο xz



Σχ. 5.50: Καμπύλη ικανότητας (V-D)

Η διαρροή ξεκινά στο βήμα 5. Σε εκείνο το βήμα αρχίζουν να πλαστικοποιούνται οι πρώτοι κόμβοι των υποστηλωμάτων κυρίως στη βάση του ισογείου. Απο το διάγραμμα βλέπουμε ότι η μετακίνηση διαρροής είναι  $\delta y=0,056m$  και η τέμνουσα βάσης διαρροής είναι  $V_y=16880 KN$ . Η ανάλυση ολοκληρώνεται στο βήμα 19 όπου έχουμε  $\delta=0,25m$  και  $V=25709 KN$ .



Σχ. 5.51: Διάγραμμα Μετατόπισης – Επιτάχυνσης βάσει του FEMA 440  
Equivalent Linearization

Η βέλτιστη απόκριση απόκριση της κατασκευής αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο προσδιορίζεται ως το σημείο τομής της πράσινης και της κίτρινης καμπύλης



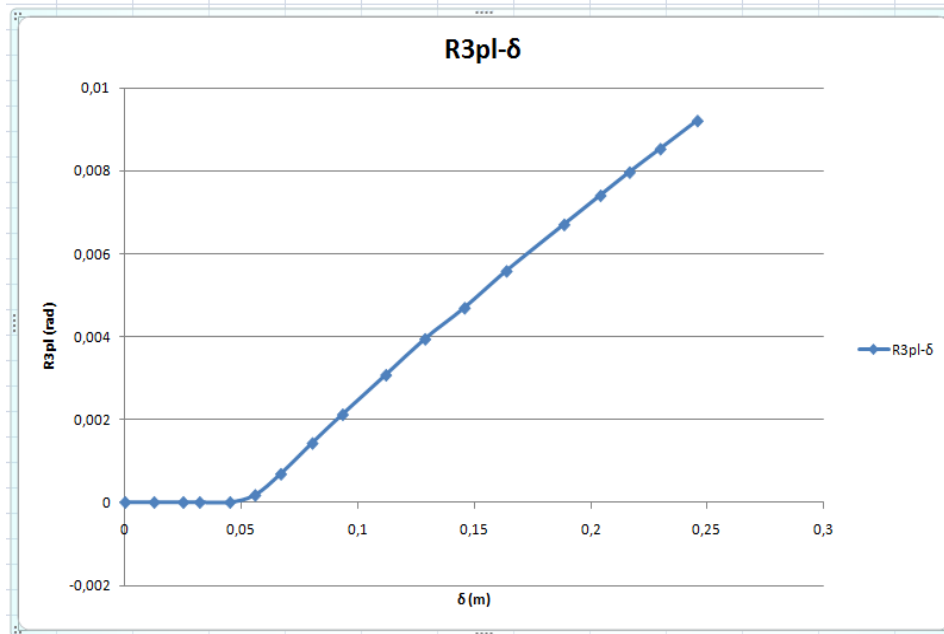
Το σημείο αυτό είναι :

V	20041,139 KN
D	0,114 m
SA	0,255
SD	0,089 m
Tsec	1,187 sec
Ductility	2,719
Zeff	13,9%

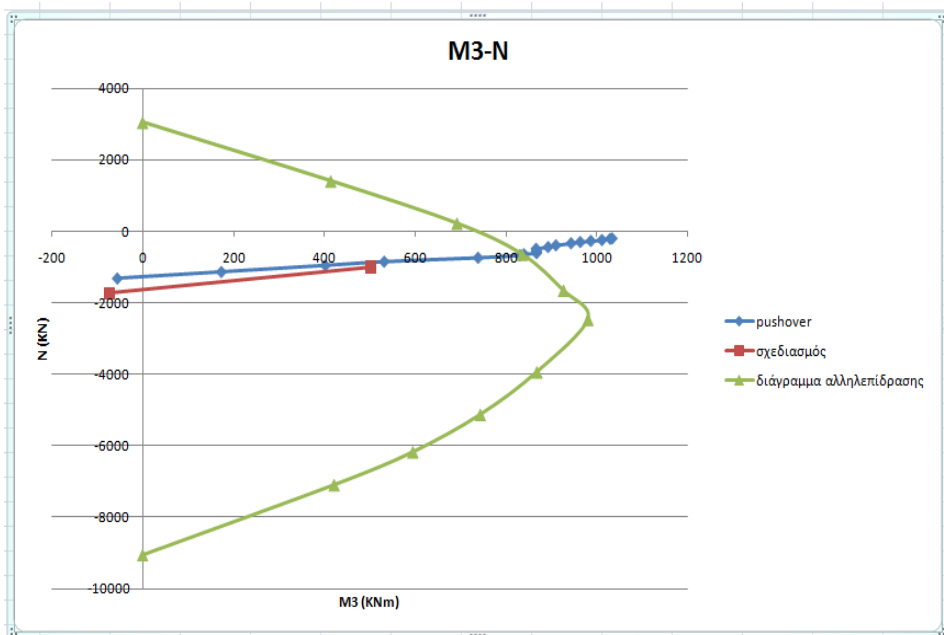
Παρακάτω παραθέτουμε τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων-ροπών (M-N) και πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τα γωνιακά υποστυλώματα του μπροστινού πλαισίου (πλαίσιο 1) στο επίπεδο X-Z (πρόσοψη), υποστυλώματα 1 και 151, αλλά και τα διαγράμματα M-θ για τις διατομές που εμφανίζουν κράτυνση οπλισμού. Παράλληλα, δίνουμε τα διαγράμματα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τα υποστυλώματα 64 και 34, τα οποία είναι τα στοιχεία με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στα κτήρια 2<sup>α</sup> και 2<sup>β</sup> αντίστοιχα. Τέλος, παραθέτουμε το διαγράμμα πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τη δοκό 232, η οποία είναι το στοιχείο με το μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης στην κατασκευή.

Υποστύλωμα 1

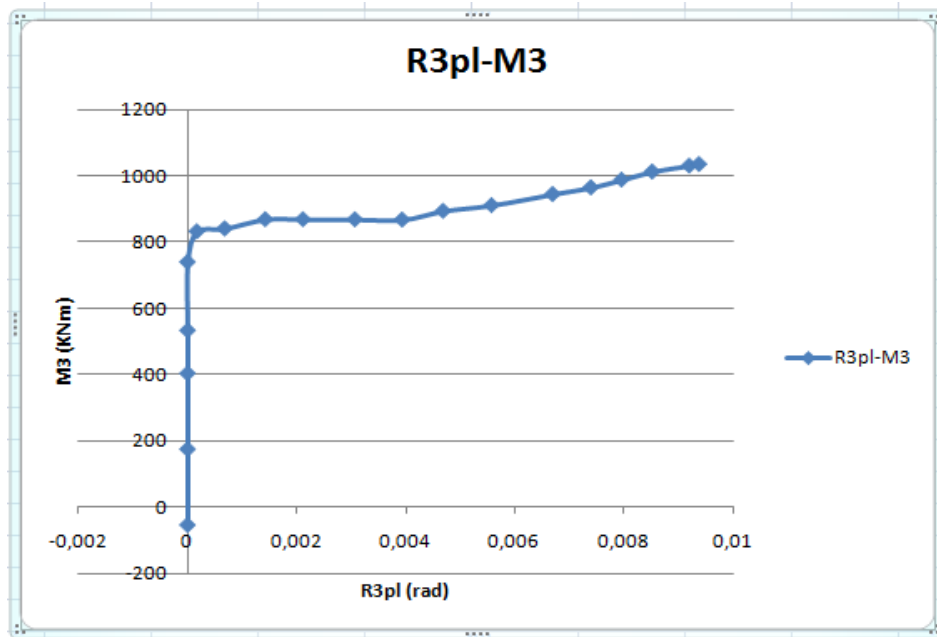
- Κόμβος βάσης (1H1)



Σχ. 5.52: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο βάσης του υποστύλωματος 1



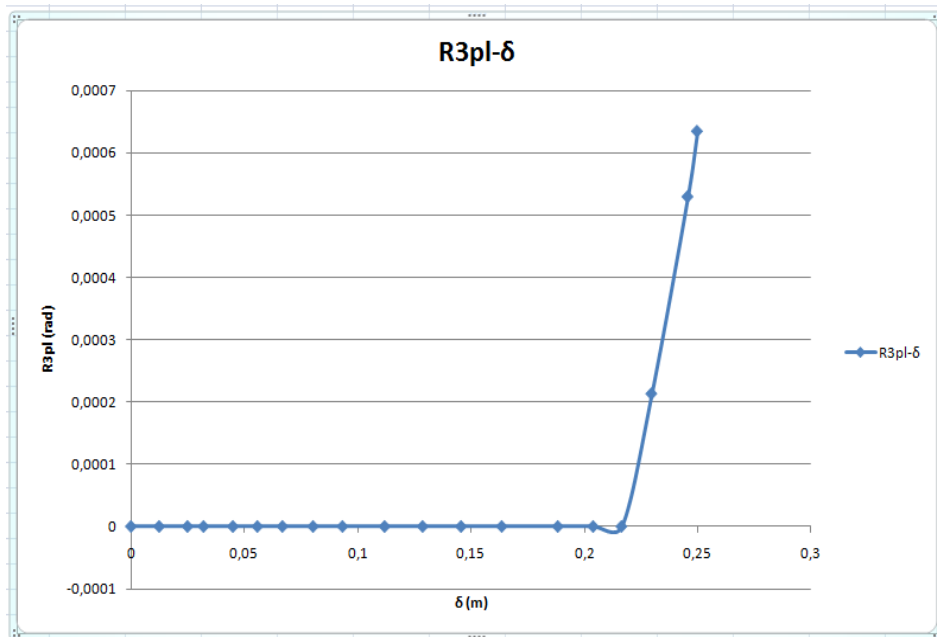
Σχ. 5.53: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστύλωματος 1



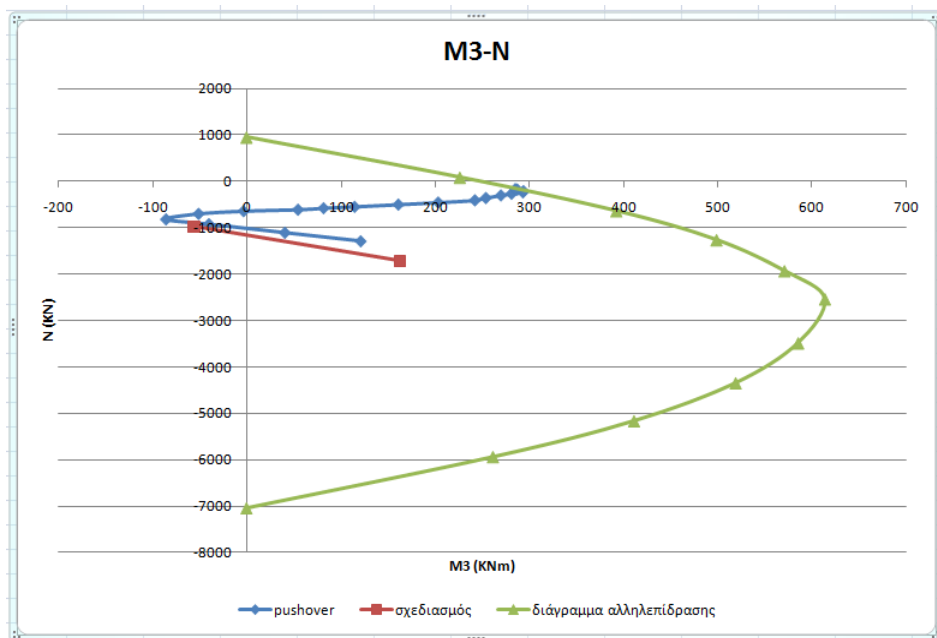
Σχ. 5.54: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 1

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή, με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=830,5$  kNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

- Κόμβος στέψης (1H2)



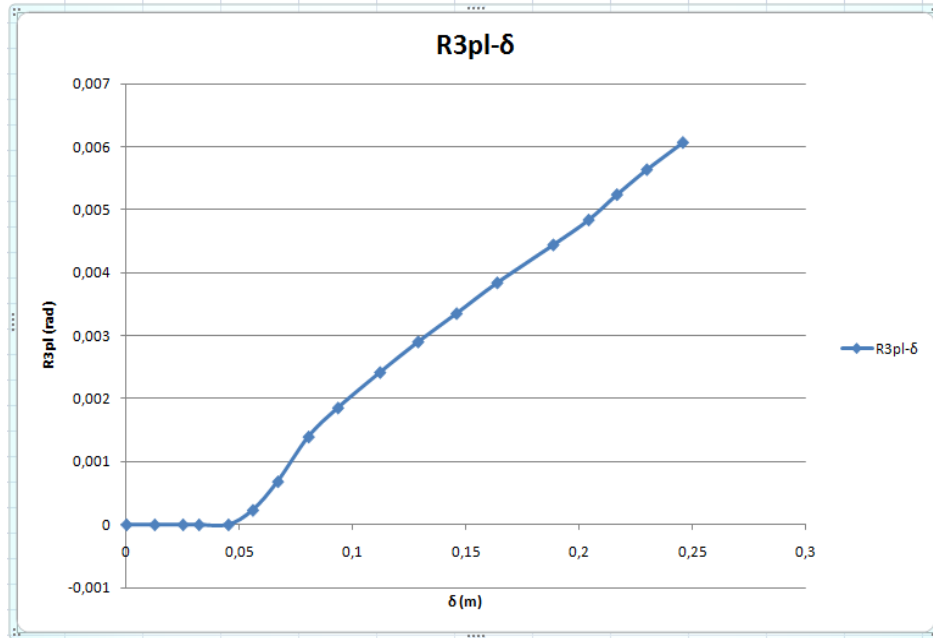
Σχ. 5.55: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέψης του υποστυλώματος 1



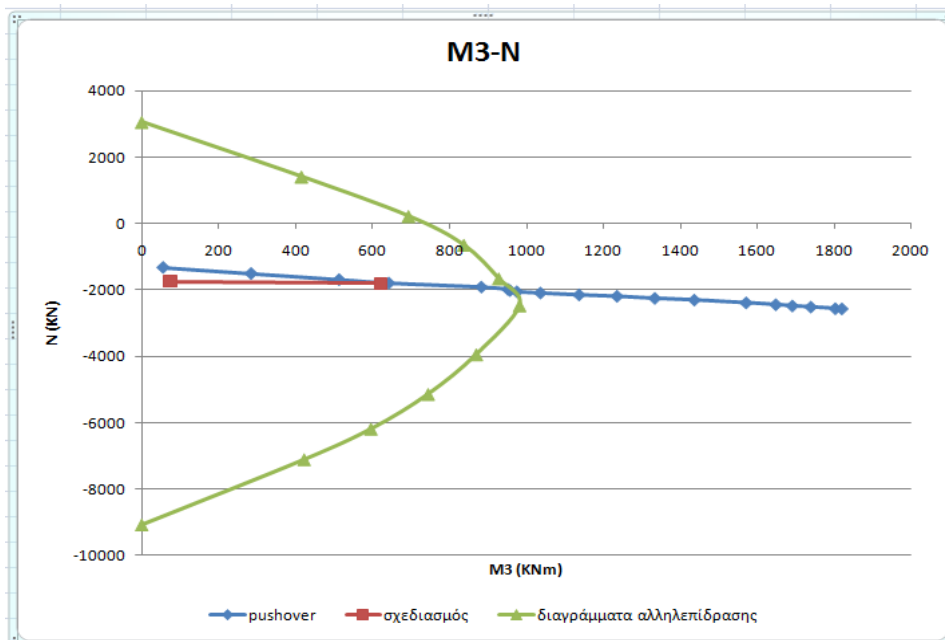
Σχ. 5.56: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου στέψης υποστυλώματος 1

Υποστώλιωμα 151

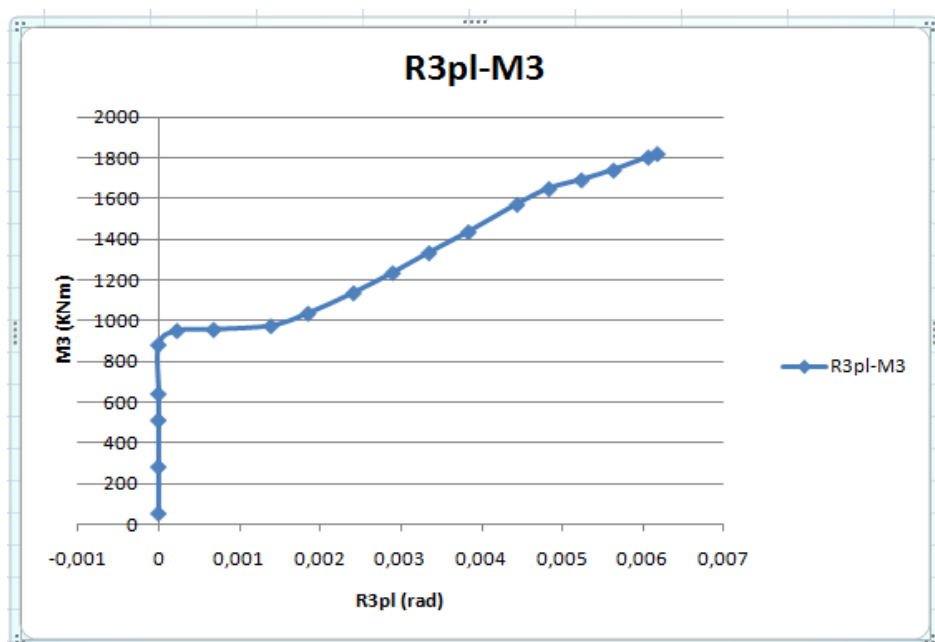
- Κόμβος βάσης (151H1)



Σχ. 5.57: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος 151



Σχ. 5.58: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 151



Σχ. 5.59: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 151

Παρατηρείται και σε αυτή την διατομή κράτυνση όπλισμού μετά την διαρροή, με την ροπή διαρροής να είναι  $M_3=955,65$  KNm και την ίδια τιμή της pushover να βρίσκεται πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης στο διάγραμμα M3-N, καθώς και οι επόμενες τιμές της να εμφανίζονται εκτός αυτού.

- Κόμβος στέψης (151H2)

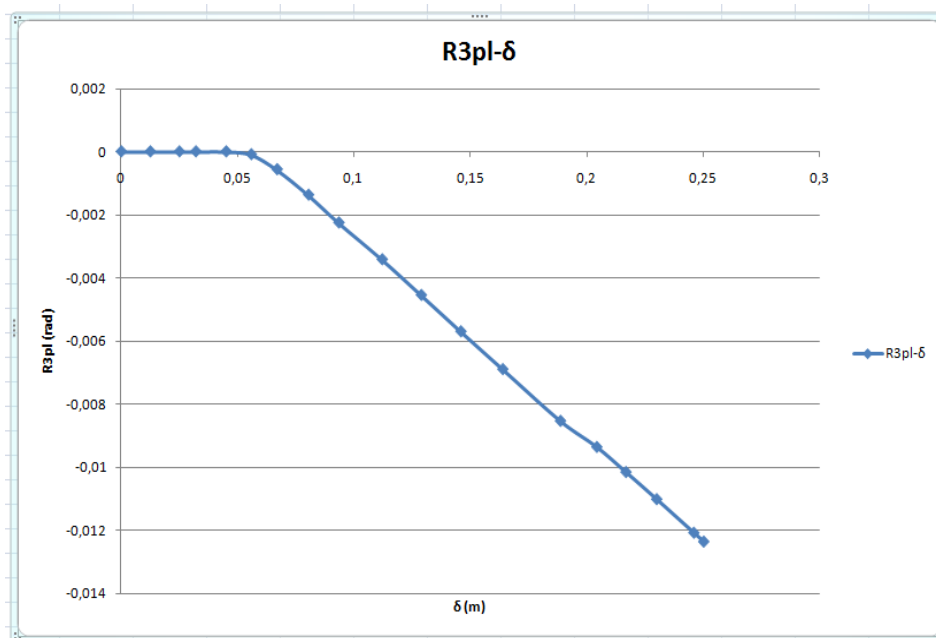
Το υποστύλωμα 151 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο στέψης κατά το τέλος της ανάλυσης.

Υποστύλωμα 34

- Κόμβος βάσης (34H1)

Το υποστύλωμα 34 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο βάσης κατά το τέλος της ανάλυσης.

- Κόμβος στέψης (34H2)



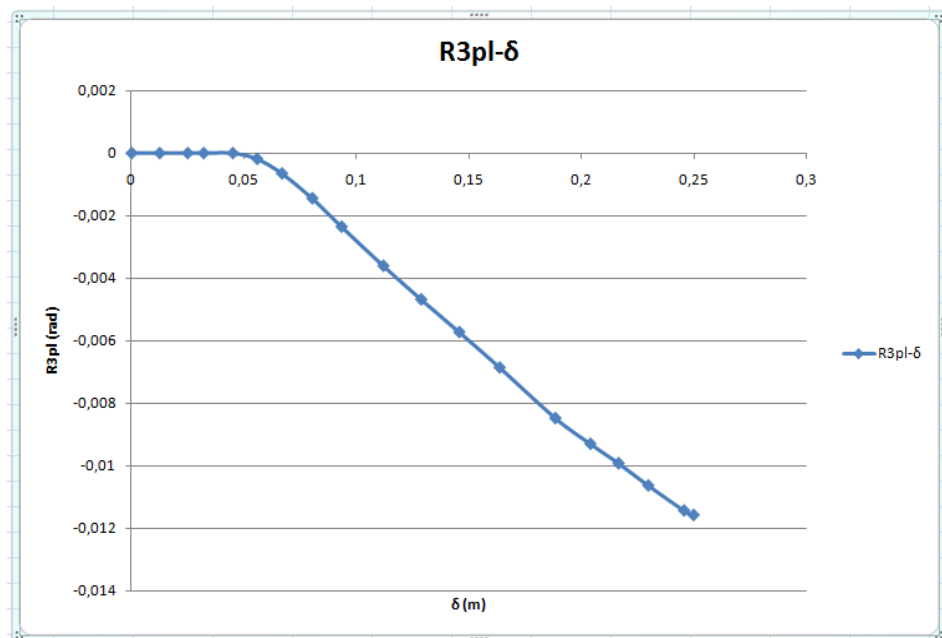
Σχ. 5.60: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέψης του υποστυλώματος 34

Υποστύλωμα 64

- Κόμβος βάσης (64H1)

Το υποστύλωμα 64 δεν έχει διαρρεύσει στον κόμβο βάσης κατά το τέλος της ανάλυσης.

- Κόμβος στέψης (64H2)

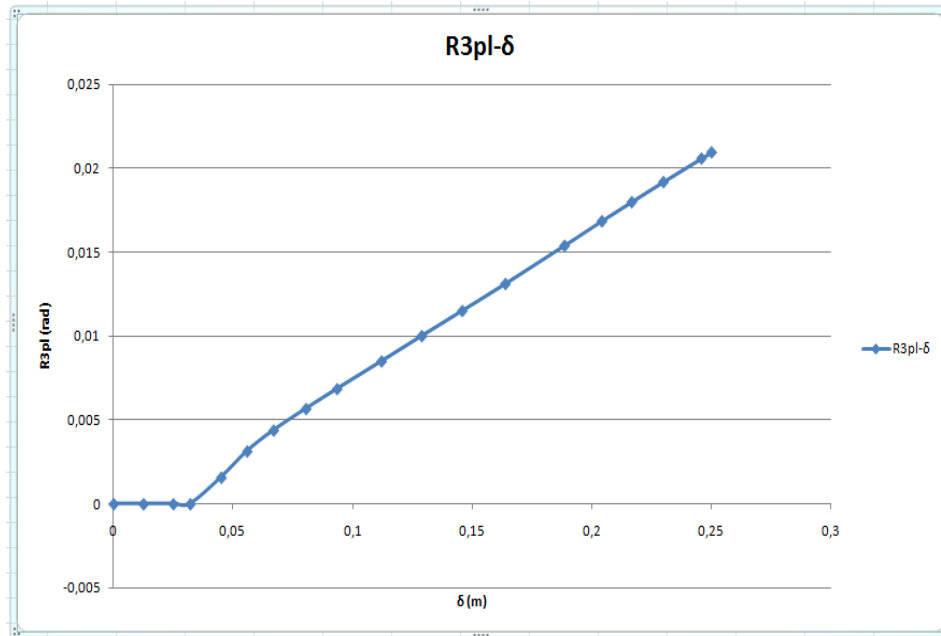


Σχ. 5.61: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέψης του υποστυλώματος 64



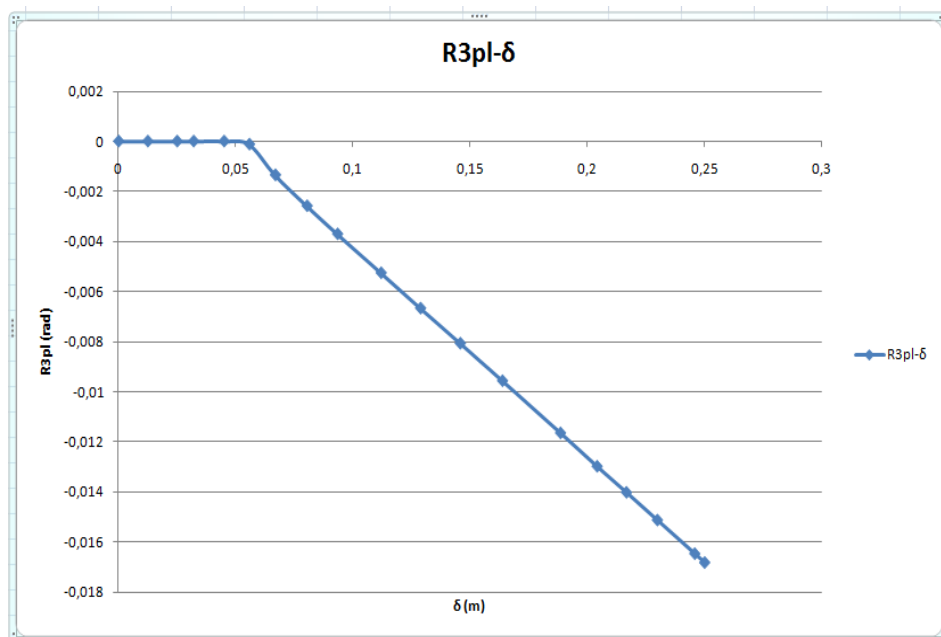
Δοκός 232

- Κόμβος αρχής (232H1)



Σχ. 5.62: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο αρχής της δοκού 232

- Κόμβος τέλους (232H2)



Σχ. 5.63: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο τέλους της δοκού 232

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Απο την pushover analysis του κτηρίου 2<sup>β</sup> συμπεραίνουμε τα εξής :

- 1) 24/36 υποστύλωματα του 5<sup>ου</sup> ορόφου διαρρέουν. Ενώ δεν εμφανίζεται κανένα αλλό υποστύλωμα με διαρροή στους υπόλοιπους ορόφους. Άρα δεν εμφανίζεται μηχανισμός αστοχίας τύπου μαλακού ορόφου σε κανέναν όροφο.
- 2) Διαρρέουν όλα τα δοκάρια των τριών πρώτων ορόφων.
- 3) Τα στοιχεία που πλαστικοποιούνται πιο έντονα στην κατασκευή είναι τα δοκάρια των τριών πρώτων ορόφων. Σε αυτούς τους ορόφους κάποιοι κόμβοι των δοκαρίων φτάνουν στο επίπεδο επιτελεστικότητας προστασία ζωής (life safety), ενώ λιγότεροι στο επίπεδο άμεση χρήση (Immediate Occupancy). Η μέγιστη πλαστική στροφή εμφανίζεται στη δοκό 232, τα αποτελέσματα της οποίας βρίσκονται παραπάνω.
- 4) Έχουμε κράτυνση οπλισμού στους κόμβους βάσης των γωνιακών υποστυλωμάτων του 1<sup>ο</sup> ορόφου.
- 5) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στα υποστύλωματα δεν ξεπερνούν το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010)

- 6) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στην αρχή της δοκό 232 (η δοκός με την μεγαλύτερη στροφή στην κατασκευή) ξεπερνούν οριακά το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια, που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010), καθώς προσεγγίζουν την τιμή των 0,021 rad. Συνεπώς η δοκός 232 έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και πιθανόν να χρειαστεί ενίσχυση της κατασκευής.

#### 5.4 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της pushover analysis για τα τέσσερα κτήρια

1. Το σημαντικότερο συμπέρασμα που βγάζουμε από τις παραπάνω αναλύσεις έχει να κάνει με την προβληματική συμπεριφορά του τοιχοπληρωμένου κτηρίου 1. Πραγματοποιείται διαρροή και στα 15 κατακόρυφα στοιχεία του ισογείου (pilotis) κάτι που έχει ως συνέπεια τον σχηματισμό μηχανισμού αστοχίας μορφής μαλακού ορόφου. Μάλιστα ο μηχανισμός εμφανίζεται για πολύ μικρή οριζόντια μετακίνηση της οροφής του κτηρίου (0,081m).

2. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχουν τα δύο από τα τέσσερα γωνιακά υποστυλώματα του ίδιου ορόφου τα οποία κατά το τέλος της ανάλυσης έχουν φτάσει στο επίπεδο επιτελεστικότητας κατάρρευση (collapse). Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή στο τέλος της ανάλυσης αδυνατεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία και καταρρέει. Άρα το κτήριο 1<sup>β</sup> είναι ακατάλληλο σύμφωνα με την pushover analysis και χρειάζεται ανασχεδιασμό ή ενίσχυση.

3. Τα τοιχοπληρωμένα κτήρια έχουν μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας

4. Το κτήριο 2 έχει μεγαλύτερες αντοχές σε τέμνουσες δυνάμεις. Η τέμνουσα βάσης των κτηρίων 2 είναι περίπου 10 φορές από αυτή των κτηρίων 1.

5. Μεταξύ των δύο κτηρίων παρατηρούμε ότι στις κρίσιμες πλαστικές αρθρώσεις του κτηρίου 1 προκαλούνται μεγαλύτερες στροφές και στις δύο μορφές του, άρα έχει μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

6. Στα δύο μη τοιχοπληρωμένα κτήρια παρατηρούμε ότι έχουμε παρόμοια κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων με μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας στους μεσαίους ορόφους. Αντίθετα στα τοιχοπληρωμένα έχουμε τελείως διαφορετική συμπεριφορά. Στο κτήριο 1 οι πιο κρίσιμες διατομές είναι στον 1<sup>ο</sup> όροφο, ενώ ο 4<sup>ος</sup> και ο 5<sup>ος</sup> όροφος πλαστικοποιούνται ελάχιστα. Στο κτήριο 2 οι κρισιμότερες διατομές είναι στον 5<sup>ο</sup> όροφο, ενώ υπάρχει μια πιο ομαλή πλαστικοποίηση σε όλους τους ορόφους.

7. Παρατηρείται κράτυνση οπλισμού στους κόμβους βάσης των γωνιακών υποστυλωμάτων του 1<sup>ο</sup> ορόφου και στα τέσσερα κτήρια.

# 6<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ 1

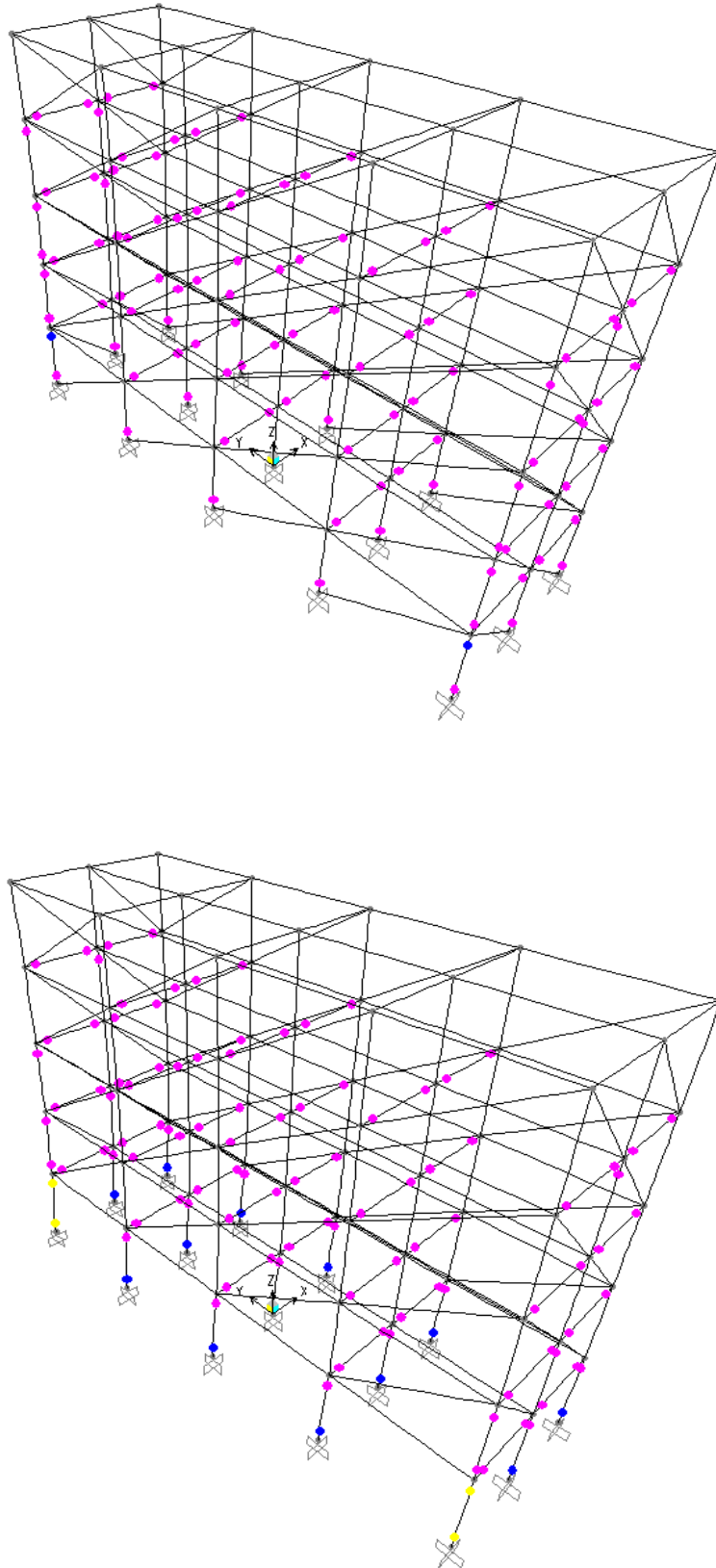
### 6.1 Εισαγωγή

Το τοιχοπλοιρωμένο κτήριο 1 είδαμε απο την ανάλυση στο προηγούμενο κεφάλαιο ότι έχουμε σχηματισμό πλαστικού ορόφου και συνεπώς αστοχία στον 1<sup>ο</sup> όροφο (pilotis). Έχει εξαιρετικό ενδιαφέρον να μελετήσουμε την συμπεριφορά του ίδιου κτηρίου στην περίπτωση που υπάρχει τοιχοπλήρωση και στην pilotis δηλαδή το κτήριο γίνεται πλέον ολόσωμο. Έτσι δημιουργούμε ένα νέο προσομοίωμα της κατασκευής ίδιο με το 1<sup>β</sup> προσθέτοντας εξωτερική τοιχοποιία στον 1<sup>ο</sup> όροφο και στη συνέχεια το υποβάλαμε σε ανάλυση pushover. Τα εξαγόμενα μεγέθη τα συγκρίνουμε με αυτά του κτηρίου 1<sup>β</sup>.

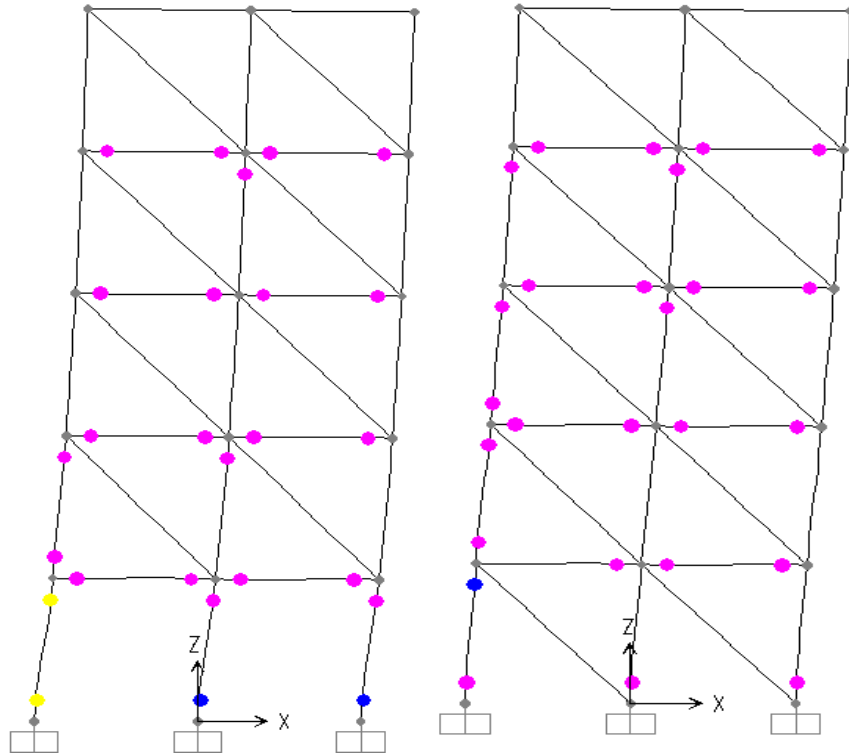
### 6.2 Εφαρμογή της μεθόδου pushover

Η ανάλυση περιλαμβάνει σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό κατανομή της στατικής φόρτισης. Έχ μέχρι ο κόμβος ελέγχου 48 να φτάσει την τιμή 0,1m, που ορίζεται ως στοχευμένη μετακίνηση (displacement control).

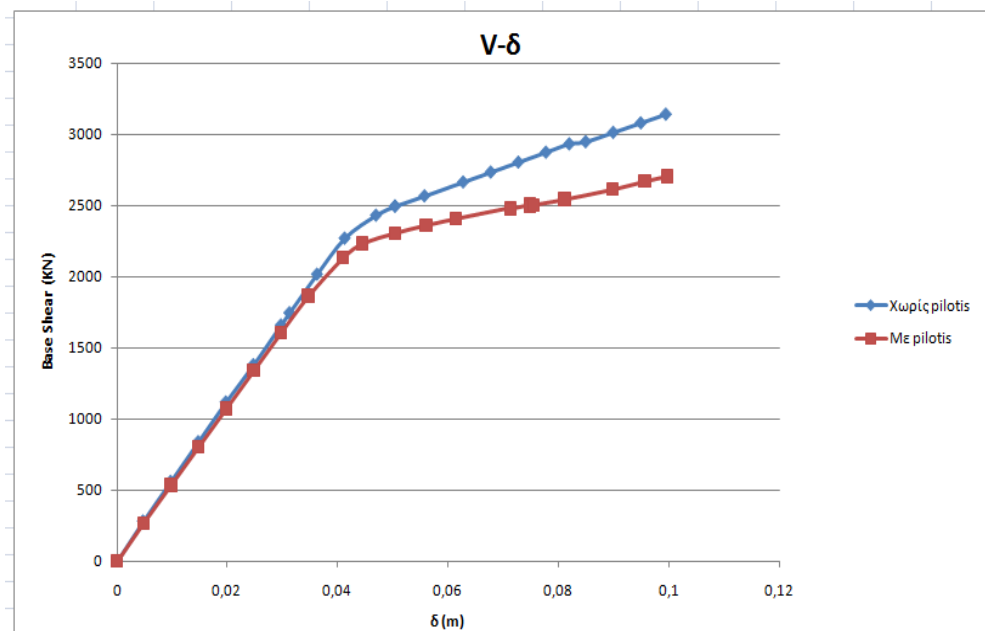
Η ανάλυση ολοκληρώθηκε στα 22 βήματα.



Σχ. 6.1: Σύγκριση πλαστικοποίησης των κόμβων για σεισμική φόρτιση κατά X για το κτήριο 1 β) α) με pilotis β) χωρίς pilotis



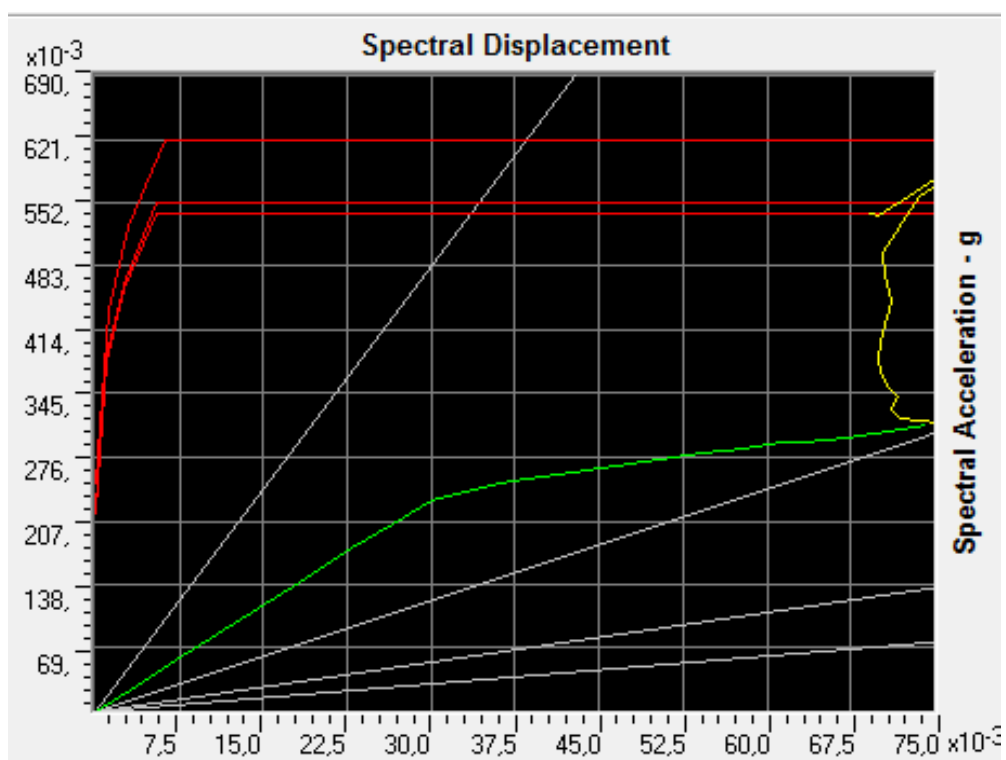
Σχ. 6.2: Συγκριση πλαστικοποίησης κόμβων στο μπροστινό πλαίσιο (πλαίσιο 1) στο επίπεδο zx για το κτήριο 1β α) με pilotis β) χωρίς pilotis



Σχ. 6.3: Καμπύλες ικανότητας (V-D)



Στο κτήριο 1β χωρίς pilotis η διαρροή ξεκινά στο βήμα 7. Ωστόσο η μεγάλη αλλαγή στην κλίση της καμπύλης γίνεται μετά το 9<sup>ο</sup> βήμα. Απο το διάγραμμα βλέπουμε ότι η μετακίνηση διαρροής είναι  $\delta y=0,031\text{m}$  και η τέμνουσα βάσης διαρροής είναι  $V_y=1745\text{KN}$ . Η ανάλυση ολοκληρώνεται στο βήμα 22 όπου έχουμε  $\delta=0,1\text{m}$  και  $V=13141,4\text{KN}$ .



Σχ. 6.4: Διάγραμμα Μετατόπισης – Επιτάχυνσης βάσει του FEMA 440  
Equivalent Linearization

Με το πράσινο χρώμα αναπαριστάται το φάσμα ικανότητας του φορέα, διαφορετικά η υπερωθητική καμπύλη, ενώ με το κόκκινο οικογένειες φασμάτων απαίτησης για τέσσερις τιμές του συντελεστή απόσβεσης. Εκτελείται επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία προσδιορίζεται το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας με το κάθε φάσμα απαίτησης. Το μονό φάσμα απαίτησης για διάφορες τιμές απόσβεσης σχεδιάζεται με κίτρινο χρώμα.

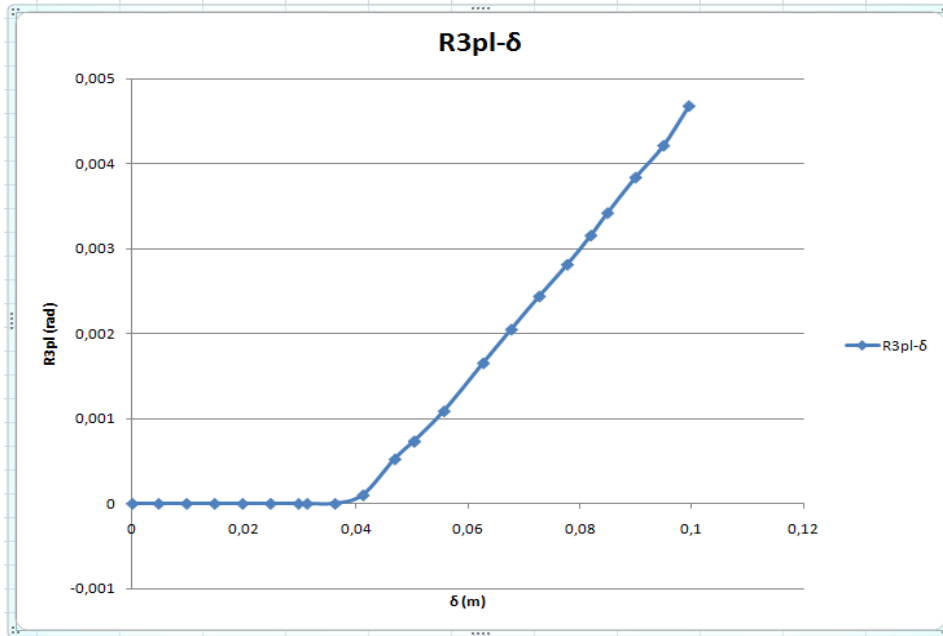
Η βέλτιστη απόκριση της κατασκευής αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεσματικότητας, το οποίο προσδιορίζεται ως το σημείο τομής της πράσινης και της κίτρινης καμπύλης.

Όμως παρατηρούμε ότι δεν τέμνονται οι δύο καμπύλες. Από το τελικό στάδιο πλαστικοποίησης των κόμβων βλέπουμε ότι έχουμε διαρροή σε όλα τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου (ισογείου) και κατά συνέπεια έχουμε αστοχία μορφής πλαστικού ορόφου. Συνεπώς η κατασκευή είναι προβληματική και δεν είναι δυνατή η ομαλή απόκριση της. Άρα το σημείο επιτελεστικότητας δεν είναι δυνατόν να προσδιορισθεί, καθώς είναι μεγαλύτερο από την μέγιστη μετατόπιση της ανάλυσης.

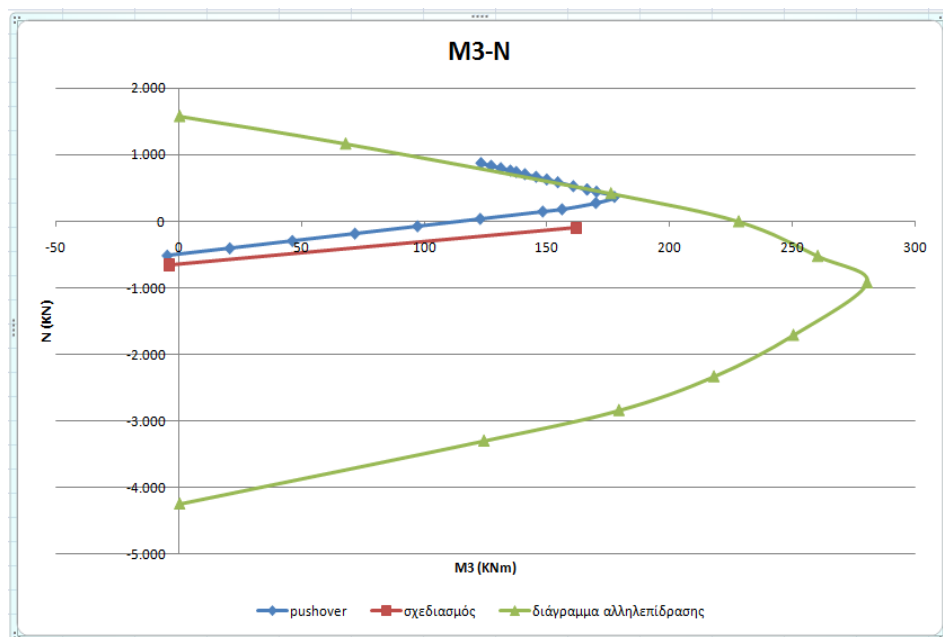
Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων-ροπών (M-N) και πλαστικής στροφής-μετακινήσεων ( $\theta_{pl}-\delta$ ) για τα γωνιακά υποστυλώματα της του μπροστινού πλαισίου στο επίπεδο X-Z (πρόσοψη), υποστυλώματα 1 και 51, για λόγους σύγκρισης με τα αντίστοιχα υποστυλώματα του κτηρίου με την pilotis, αλλά και τα διαγράμματα M- $\theta$  για τις διατομές που εμφανίζουν κράτυνση οπλισμού

Υποστύλωμα 1

- Κόμβος βάσης (1H1)



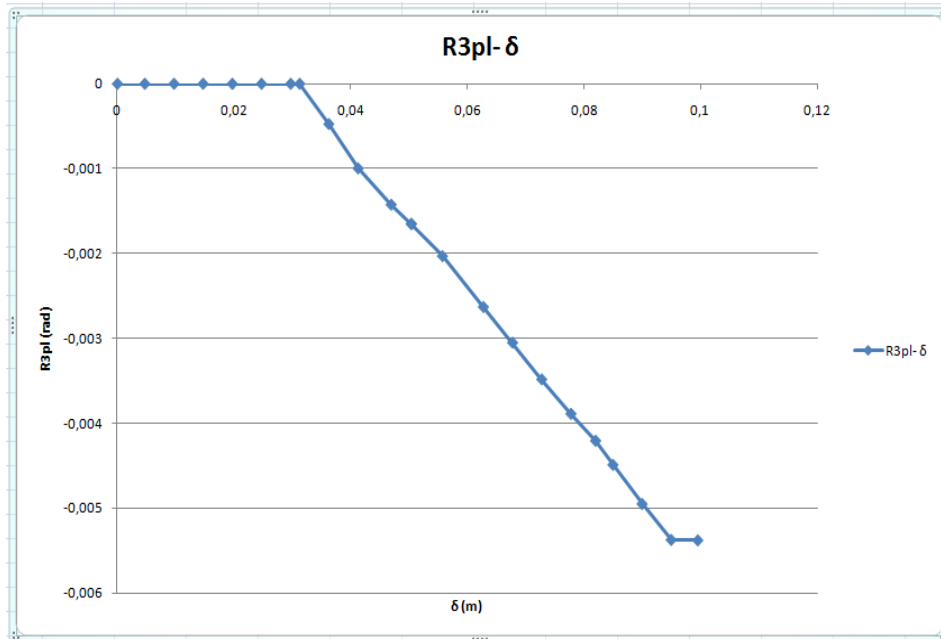
Σχ. 6.5: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστύλωματος 1



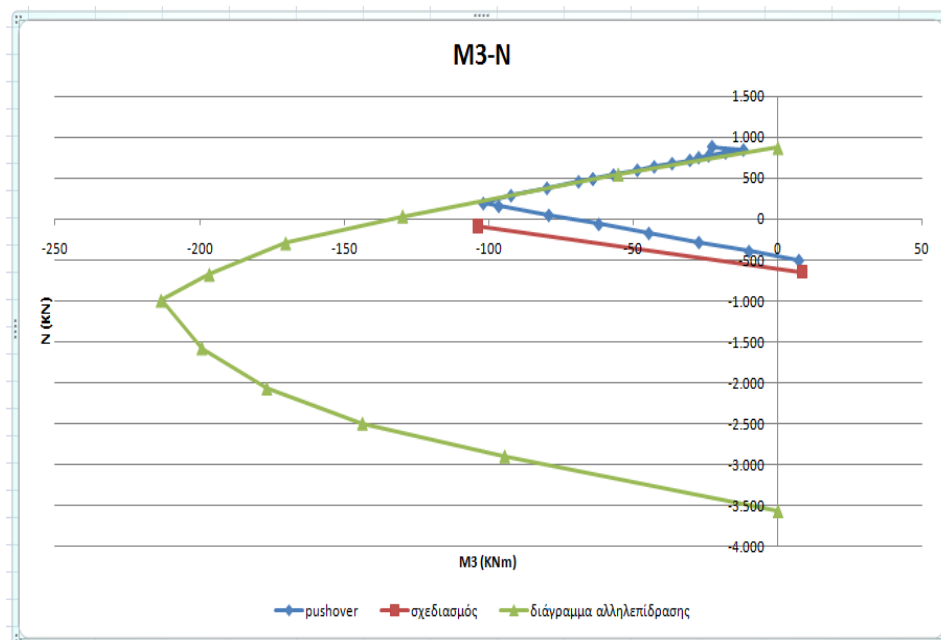
Σχ. 6.6: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστύλωματος 1

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ 1

- Κόμβος στέγης (1H2)



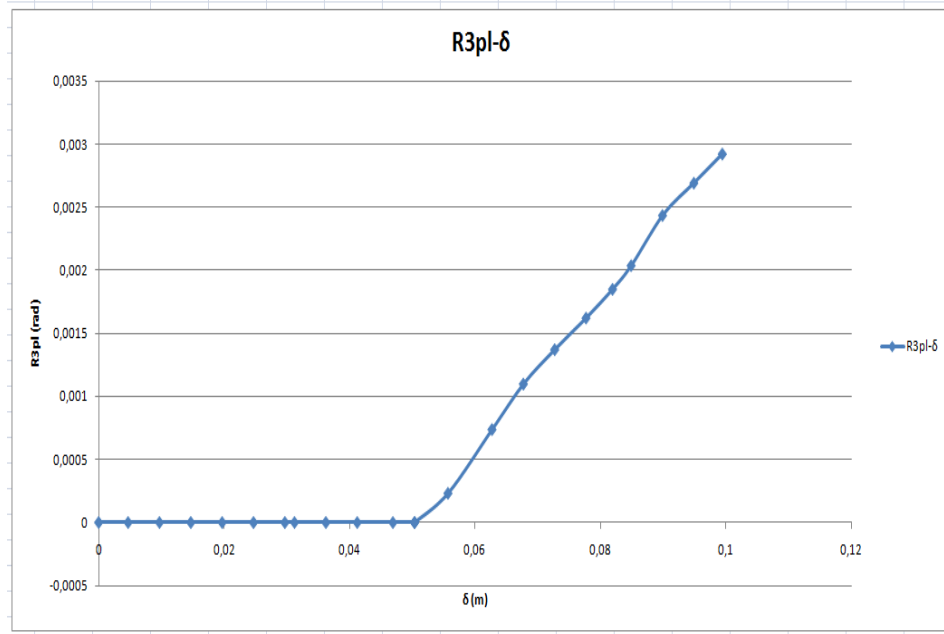
Σχ. 6.7: Καμπύλη  $\theta$ - $\delta$  για τον κόμβο στέγης του υποστυλώματος 1



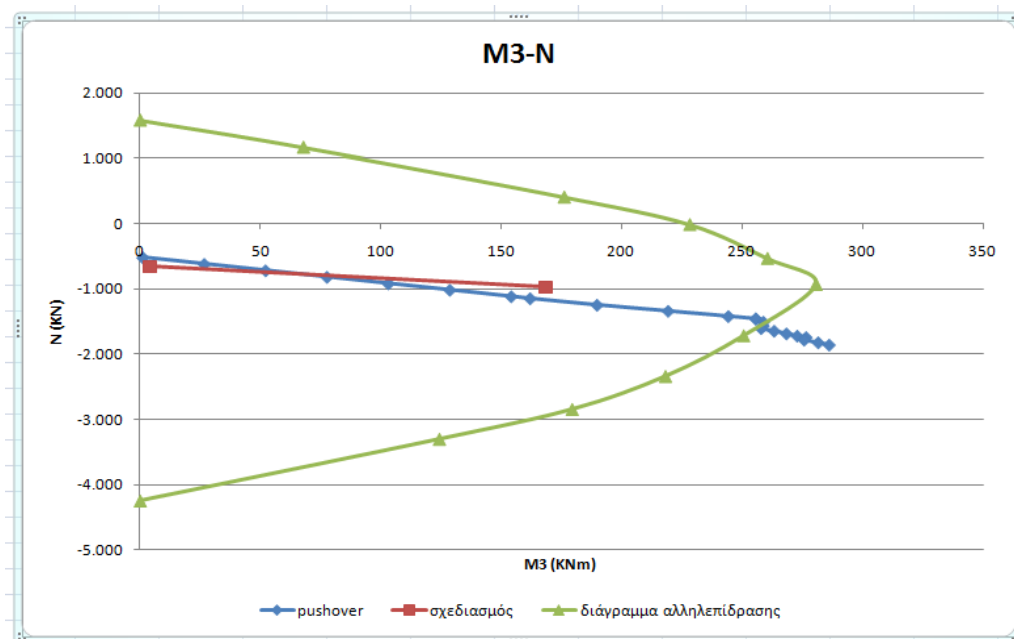
Σχ. 6.8: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου στέγης υποστυλώματος 1

Υποστώλιωμα 51

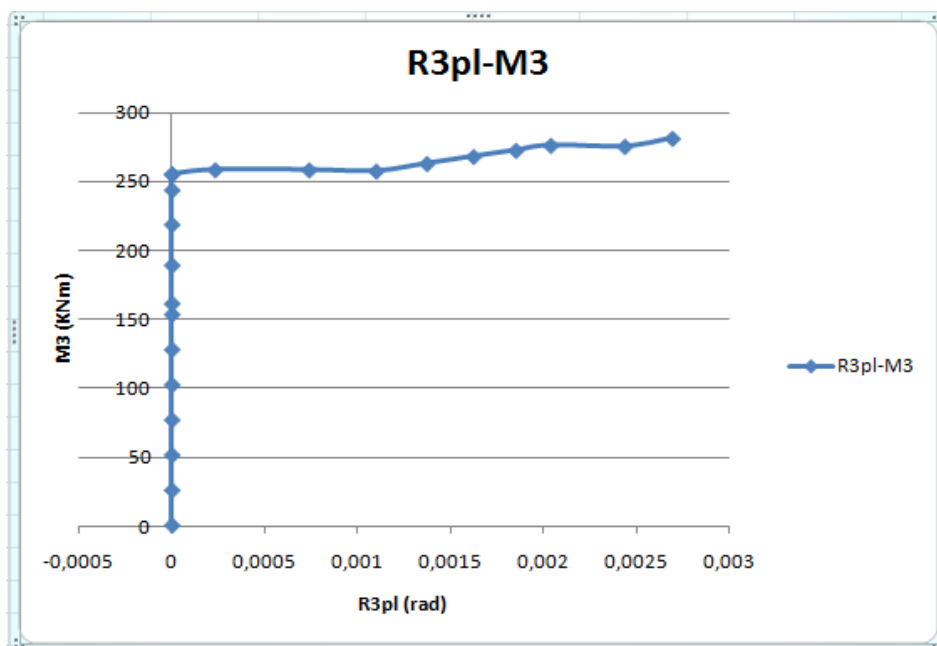
- Κόμβος βάσης (51H1)



Σχ. 6.9: Καμπύλη θ-δ για τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος 51



Σχ. 6.10: Διάγραμμα Αξονικών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 51



Σχ. 6.11: Διάγραμμα πλαστικών στροφών – Ροπών κόμβου βάσης υποστυλώματος 51

Από το διγραμμικό διάγραμμα  $\theta$ - $M_3$  παρατηρούμε ότι η κλίση του αλλάζει στο βήμα 8 της ανάλυσης για ροπή  $M_3 = 259$  kNm όταν και αρχίζει να διαρρέει η διατομή. Παράλληλα, στο διάγραμμα  $M_3$ - $N$  βλέπουμε ότι για την ίδια ροπή στην γραμμή της pushover πέφτουμε πάνω στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης της διατομής. Συνεπώς, επειδή μετά την διαρροή οι τιμές της pushover κινούνται έξω από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης βγάζουμε το συμπέρασμα ότι έχουμε κράτυνση οπλισμού

- Κόμβος στέψης (51H2)

Δεν έχουμε διαρροή στον κόμβο στέψης κατά το τέλος της ανάλυσης

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Απο την pushover analysis του κτηρίου 1<sup>β</sup> χωρίς pilotis και συγκρινόμενο με το αρχικό 1<sup>β</sup> βγάζουμε τα εξής συμπεράσματα :

- 1) 15/15 κατακόρυφα στοιχεία του 1<sup>ου</sup> ορόφου διαρρέουν, εμφανίζοντας πλαστικές αρθρώσεις στους κόμβους βάσης αλλά όχι στους κόμβους στέψης όπως το αντίστοιχο με pilotis . Αυτό το γεγονός έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας μορφής μαλακού ορόφου. Η συνολική διαρροή του ορόφου εμφανίζεται στη βήμα 14 της ανάλυσης για οριζόντια μετακίνηση του κτηρίου 0,063m.
- 2) Διαρρέουν όλα τα δοκάρια έκτος από αυτά του πέμπτου ορόφου και οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται σε αυτά αντιστοιχούν στο επίπεδο επιτελεστικότητας πλήρης λειτουργικότητας (Operation Level).
- 3) Τα στοιχεία που πλαστικοποιούνται πιο έντονα στην κατασκευή είναι τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου, τα οποία διαρρέουν όπως αναλύσαμε πιο πριν. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχουν τα δύο από τα τέσσερα γωνιακά υποστυλώματα του ίδιου ορόφου τα οποία κατά το τέλος της ανάλυσης έχουν φτάσει στο επίπεδο επιτελεστικότητας ιονεί κατάρρευση (immediate occupancy).
- 4) Έχουμε κράτυνση οπλισμού στους κόμβους βάσης των γωνιακών υποστυλωμάτων του 1<sup>ο</sup> ορόφου.
- 5) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στα υποστυλώματα δεν ξεπερνούν το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010)

- 6) Οι πλαστικές στροφές που σχηματίζονται στις δοκους 98 δεν ξεπερνούν το όριο των 0,02 rad για καινούργια κτήρια, που καθορίζει ο κανονισμός της FEMA 440 και το οποίο είναι παραπλήσιο αυτού του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010).



### 6.3 Συγκριτικά συμπεράσματα κτηρίου 1α

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η τοιχοποιία στον 1<sup>ο</sup> όροφο δεν προκαλεί ουσιαστικές διαφορές σε σχέση με την συμπεριφορά του κτηρίου 1<sup>α</sup>. Η σημαντικότερη ομοιότητα των δύο κατασκευών είναι ο σχηματισμός αστοχίας μορφής μηχανισμού μαλακού ορόφου στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Αυτό το γεγονός κάνει και της δύο κατασκευές προβληματικές. Βέβαια η τοιχοποιία αυξάνει τις αντοχές του κτηρίου, κάτι που φαίνεται στο διάγραμμα V-D όπου έχουμε διαρροή  $V_y=2663,5$  KN,  $D_y=0,063$ m έναντι  $V_y=0,081$ m και  $D_y=2543,4$  KN, ενώ στο τέλος της ανάλυσης έχουμε  $V=3141,4$  KN έναντι  $V=2705,6$  KN για  $D=0,1$ m, δηλαδή 16% μεγαλύτερη τέμνουσα στο τέλος στο κτήριο 1β χωρίς pilotis. Παράλληλα μειώνει αρκετά τις τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας (έχουμε μικρότερες στροφές στους κόμβους), όπως για παράδειγμα στο υποστύλωμα 1 όπου στο τέλος της ανάλυσης το κτήριο με pilotis φτάνει την στάθμη επιτελεστικότητας κατάρρευση (collapse), ενώ στο πλήρως τοιχοπληρωμένο στη στάθμη ιονεί κατάρρευση (immediate occupancy).

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

## A.1 ΚΤΗΡΙΟ 1 (H/B=2,5)

- Κατακόρυφα φορτία

Φορτική επιφάνεια ακραίας δοκού 5m	:5,25 m <sup>2</sup>
Φορτική επιφάνεια μεσαίας δοκού 5m	:10,5 m <sup>2</sup>
Φορτική επιφάνεια ακραίας δοκού 3m	:2,25 m <sup>2</sup>
Φορτική επιφάνεια μεσαίας δοκού 3m	:4,5 m <sup>2</sup>
Ειδικό βάρος τοιχοποιίας	:20 KN/m <sup>3</sup>
Καθαρό ύψος τοιχοποιίας	:2,4 m
Πάχος τοιχοποιίας	:0,25 m

$$G_{\text{τοιχ}} : 12 \text{ KN/ m}$$

### 1<sup>ος</sup>- 2<sup>ος</sup> -3<sup>ος</sup> -4<sup>ος</sup> όροφος

#### Ακραία 5m

$$G_{\text{βπλ}} : 6,3 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{επικ}} : 3,15 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{βδοκ}} : 2.1 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{τοιχ}} : 12 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} : 23,55 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} : 5,25 \text{ KN/m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

### Μεσαία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :12,6 KN/m

$G_{\varepsilon\pi\kappa}$  :6,3 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\gamma\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :21 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :10,5 KN/m

### Ακραία 3m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :4,5 KN/m

$G_{\varepsilon\pi\kappa}$  :2,25 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\gamma\chi}$  :12 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :20,85 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :3,75 KN/m

### Μεσαία 3m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :9 KN/m

$G_{\varepsilon\pi\kappa}$  :4,5 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\gamma\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :15,6 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :7,5 KN/m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

5<sup>ος</sup> όροφος

Ακραία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :6,3 KN/m

$G_{\epsilon\pi\kappa}$  :2,1 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\iota\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :10,5 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :5,25 KN/m

Μεσαία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :12,6 KN/m

$G_{\epsilon\pi\kappa}$  :4,2 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\iota\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :18,9 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :10,5 KN/m

Ακραία 3m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :4,5 KN/m

$G_{\epsilon\pi\kappa}$  :1,5 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\iota\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :8,1 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :3,75 KN/m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Μεσαία 3m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :9 KN/m

$G_{\varepsilon\pi\kappa}$  :3 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :2.1 KN/m

$G_{\tau\omicron\gamma\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :14,1 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :7,5 KN/m

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

- Σεισμικά φορτία (Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος)

### Μάζες ορόφων

#### 1<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta\omicron\kappa}$	:1260 KN
$M_{\upsilon\pi}$	:118 KN
$M_{\tau\omicron\iota\chi}$	:604,8 KN
$M_{\omicron\lambda 1}$	:1982,8 KN

#### 2-3<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta\omicron\kappa}$	:1260 KN
$M_{\upsilon\pi}$	:105,84 KN
$M_{\tau\omicron\iota\chi}$	:556,8 KN
$M_{\omicron\lambda 2,3}$	:1922,64 KN

#### 4<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta\omicron\kappa}$	:1260 KN
$M_{\upsilon\pi}$	:73,44 KN
$M_{\tau\omicron\iota\chi}$	:576 KN
$M_{\omicron\lambda 4}$	:1909,44 KN

#### 5<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta\omicron\kappa}$	:1140 KN
$M_{\upsilon\pi}$	:20,25 KN
$M_{\tau\omicron\iota\chi}$	:0 KN
$M_{\omicron\lambda 5}$	:1160,25 KN

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

### Τυχηματικές εκκεντρότητες

$$e_{x,\tau} = 0,05L_x = 0,05 \cdot 6 = 0,3\text{m}$$

$$e_{y,\tau} = 0,05L_y = 0,05 \cdot 25 = 1,25\text{m}$$

### Ιδιοπερίοδοι

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+pL}}$$

Όπου  $p=0$  επειδή δεν υπάρχουν τοιχώματα

Άρα

$$T_x = 0,551 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,302 \text{ sec}$$

### Επιτάχυνση σχεδιασμού

Ζώνη II ( $A=0,24$ )

Έδαφος Γ ( $T_1=0,2$   $T_2=0,8$ )

$$q=3,5$$

$$\zeta=5\%$$

$$\beta_0=2,5$$

Σπουδαιότητα Σ2 ( $\gamma_i=1$ )

$$\theta=1$$

$$\Phi_d(T) = \gamma_i A \frac{\eta \theta \beta_0}{q} = 0,171\text{g}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Τέμνουσα βάση

$$V_0 = M_{ολ} \times \Phi_d(T) = 1521,52 \text{ KN}$$

Δυνάμεις ορόφων (τριγωνική κατανομή)

$$F_i = V_0 \frac{m_i z_i}{\sum m_i z_i}$$

$$F_1 = 120,51 \text{ KN}$$

$$F_2 = 233,7 \text{ KN}$$

$$F_3 = 350,55 \text{ KN}$$

$$F_4 = 464,19 \text{ KN}$$

$$F_5 = 352,58 \text{ KN}$$



## Α.2 ΚΤΗΡΙΟ 2 (H/B=0,33)

- Κατακόρυφα φορτία

Φορτική επιφάνεια ακραίας δοκού 9m :15,75 m<sup>2</sup>

Φορτική επιφάνεια μεσαίας δοκού 9m :31,5 m<sup>2</sup>

Φορτική επιφάνεια ακραίας δοκού 5m :6,75 m<sup>2</sup>

Φορτική επιφάνεια μεσαίας δοκού 5m :13,5 m<sup>2</sup>

Ειδικό βάρος τοιχοποιίας :20 KN/m<sup>3</sup>

Καθαρό ύψος τοιχοποιίας :2,2 m

Πάχος τοιχοποιία :0,25 m

$G_{\text{τοιχ}}$  :11 KN/ m

1<sup>ος</sup>- 2<sup>ος</sup> -3<sup>ος</sup> -4<sup>ος</sup> όροφος

Ακραία 9m

$G_{\text{βπλ}}$  :10,5 KN/m

$G_{\text{επικ}}$  :5,25 KN/m

$G_{\text{βδοκ}}$  :5,28 KN/m

$G_{\text{τοιχ}}$  :11 KN/m

$G_{\text{ολ}}$  :32,03 KN/m

$Q_{\text{ολ}}$  :8,75 KN/m

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

### Μεσαία 9m

$G_{\beta\pi\lambda}$	:21 KN/m
$G_{\epsilon\pi\kappa}$	:10,25 KN/m
$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$	:5,28 KN/m
$G_{\tau\omicron\gamma}$	: 0 KN/m
$G_{\omicron\lambda}$	:36,78 KN/m
$Q_{\omicron\lambda}$	:17,5 KN/m

### Ακραία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$	:8,1 KN/m
$G_{\epsilon\pi\kappa}$	:4,05 KN/m
$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$	:5,28 KN/m
$G_{\tau\omicron\gamma}$	:11 KN/m
$G_{\omicron\lambda}$	:28,43 KN/m
$Q_{\omicron\lambda}$	:6,75 KN/m

### Μεσαία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$	:16,2 KN/m
$G_{\epsilon\pi\kappa}$	:8,1 KN/m
$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$	:5,28 KN/m
$G_{\tau\omicron\gamma}$	:0 KN/m
$G_{\omicron\lambda}$	:29,58 KN/m
$Q_{\omicron\lambda}$	:13,5 KN/m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

5<sup>ος</sup> όροφος

Ακραία 9m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :10,5 KN/m

$G_{\epsilon\pi\kappa}$  :3,5 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :5,28 KN/m

$G_{\tau\omicron\iota\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :19,28 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :8,75 KN/m

Μεσαία 9m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :21 KN/m

$G_{\epsilon\pi\kappa}$  :7 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :5,28 KN/m

$G_{\tau\omicron\iota\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :33,28 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :17,5 KN/m

Ακραία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :8,1 KN/m

$G_{\epsilon\pi\kappa}$  :2,7 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :5,28 KN/m

$G_{\tau\omicron\iota\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :16,08 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :6,75 KN/m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Μεσαία 5m

$G_{\beta\pi\lambda}$  :16,2 KN/m

$G_{\varepsilon\pi\kappa}$  :5,4 KN/m

$G_{\beta\delta\omicron\kappa}$  :5,28 KN/m

$G_{\tau\omicron\gamma\chi}$  :0 KN/m

$G_{\omicron\lambda}$  :26,88 KN/m

$Q_{\omicron\lambda}$  :13,5 KN/m

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

- Σεισμικά φορτία (Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος)

### Μάζες ορόφων

#### 1<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta ο κ}$	:11812,5 KN
$M_{υ π}$	:541,73 KN
$M_{τ ο ι χ}$	:1408 KN
$M_{ο λ 1}$	:13762,23 KN

#### 2-3<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta ο κ}$	:11812,5 KN
$M_{υ π}$	:475,2 KN
$M_{τ ο ι χ}$	:1408 KN
$M_{ο λ 2,3}$	:13695,7 KN

#### 4<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta ο κ}$	:11812,5 KN
$M_{υ π}$	:358,56 KN
$M_{τ ο ι χ}$	:1434,4 KN
$M_{ο λ 4}$	:13605,46 KN

#### 5<sup>ος</sup> όροφος

$M_{\delta ο κ}$	:10687,5 KN
$M_{υ π}$	:96,768 KN
$M_{τ ο ι χ}$	:0 KN
$M_{ο λ 5}$	:10784,27 KN

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

### Τυχηματικές εκκεντρότητες

$$e_{x,\tau} = 0,05L_x = 0,05 \cdot 45 = 2,25\text{m}$$

$$e_{y,\tau} = 0,05L_y = 0,05 \cdot 25 = 1,25\text{m}$$

### Ιδιοπερίοδοι

$$T_x = 0,2 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,27 \text{ sec}$$

### Επιτάχυνση σχεδιασμού

$$\Phi_d(T) = 0,171\text{g}$$

### Τέμνουσα βάση (τριγωνική κατανομή)

$$V_0 = M_{ολ} \times \Phi_d(T) = 11207,92 \text{ KN}$$

### Δυνάμεις ορόφων

$$F_1 = 809,33 \text{ KN}$$

$$F_2 = 1610,84 \text{ KN}$$

$$F_3 = 2410,26 \text{ KN}$$

$$F_4 = 3200,46 \text{ KN}$$

$$F_5 = 3171,02 \text{ KN}$$

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

## ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΕΣ ΜΑΖΕΣ

- Για τον προσδιορισμό των μαζών στους κόμβους, υπολογίζουμε τα συγκεντρωμένα φορτία που αντιστοιχούν σε αυτούς όπως φαίνεται παρακάτω και στη συνέχεια διαιρούμαι την επιτάχυνση της γής  $g=9.81\text{m/s}^2$  για την μετατροπή των φορτίων σε μάζες.
- Θεωρούμε σεισμικό συνδυασμό :  $G+0,3Q$

### A) Κτήριο 1

-Δεδομένα κτηρίου A

#### Γεωμετρία

- |                   |       |
|-------------------|-------|
| 1. Πάχος πλάκας:  | 0,25m |
| 2. $I_x$ :        | 3m    |
| 3. $I_y$ :        | 5m    |
| 4. Ύψος ορόφου H: | 3m    |

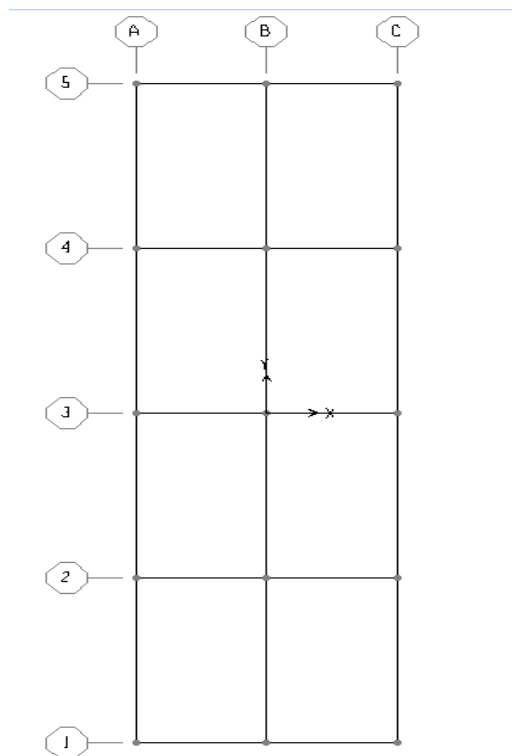
#### Υλικά

- |                    |                        |
|--------------------|------------------------|
| 5. Ι.β. Ωπλ.Σκυρ:  | 25,0 KN/m <sup>3</sup> |
| 6. Εξ. Τοιχοποιία: | 5,0 KN/m <sup>2</sup>  |
| 7. Εσ. Τοιχοποιία: | 1,0 KN/m <sup>2</sup>  |
| 8. Επικαλυψεις:    | 2,0 KN/m <sup>2</sup>  |
| 9. Κινητά:         | 5,0 KN/m <sup>2</sup>  |

Συντελεστες Φορτιων

10. Grav Μόνιμα:	1,0
11. Κινητά:	0,3

- Υπολογισμός μαζών 1<sup>ου</sup> ορόφου



διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,4/0,4
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:0,35/0,35
διαστάσεις δοκού	:0,6/0,25



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1, C1, Α5, C5)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:58,875 KN
από φορτία δοκού 3m	:31,275 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:3,5 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:98,06 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:13,125 KN
από φορτία δοκού 3m	:5,625 KN
Σύνολο	:18,75 KN

$$G+0,3Q= 103,69 \text{ KN}$$

$$M=10,57 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1, B5)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:62,55 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:3,5 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:122,96 KN

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 134,25 \text{ KN}$$

$$M=13,68 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,C2,C3,C4)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:117,75 KN
από φορτία δοκού 3m	:23,4 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:3,5 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:149,06 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 160,3 \text{ KN}$$

$$M=16,34 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2,B3,B4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:105 KN
από φορτία δοκού 3m	:46,8 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:3,5 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:159,71 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:22,5 KN
Σύνολο	:75 KN

$$G+0,3Q= 182,21 \text{ KN}$$

$$M=18,57 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 2-3<sup>ου</sup> ορόφου

### διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,35/0,35
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:0,35/0,35
διαστάσεις δοκού	:0,6/0,25

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1, C1, Α5, C5)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:58,875 KN
από φορτία δοκού 3m	:31,275 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:97,21 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:13,125 KN
από φορτία δοκού 3m	:5,625 KN
Σύνολο	:18,75 KN

$$G+0,3Q= 102,84 \text{ KN}$$

$$M=10,48 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1,B5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:62,55 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:122,11 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 133,36 \text{ KN}$$

$$M=13,6 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,C2,C3,C4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:117,75 KN
από φορτία δοκού 3m	:23,4 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:128,21 KN

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 159,48 \text{ KN}$$

$$M=16,26 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2,B3,B4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:105 KN
από φορτία δοκού 3m	:46,8 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:4,41 KN
Σύνολο	:158,86 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:22,5 KN
Σύνολο	:75 KN

$$G+0,3Q= 181,36 \text{ KN}$$

$$M=18,49 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 4<sup>ου</sup> ορόφου

### διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,35/0,35
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:0,25/0,25
διαστάσεις δοκού	:0,6/0,25

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1,С1,Α5,С5)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:58,875 KN
από φορτία δοκού 3m	:31,275 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:2,25 KN
Σύνολο	:95,05 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:13,125 KN
από φορτία δοκού 3m	:5,625 KN
Σύνολο	:18,75 KN

$$G+0,3Q= 100,68 \text{ KN}$$

$$M=10,26 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1,B5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:62,55 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:2,25 KN
Σύνολο	:119,95 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 131,2 \text{ KN}$$

$$M=13,37 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,C2,C3,C4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:117,75 KN
από φορτία δοκού 3m	:23,4 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:2,25 KN
Σύνολο	:146,05 KN



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 157,3 \text{ KN}$$

$$M=16,03 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2,B3,B4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:105 KN
από φορτία δοκού 3m	:46,8 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,65 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:2,25 KN
Σύνολο	:156,7 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:22,5 KN
Σύνολο	:75 KN

$$G+0,3Q= 179,2 \text{ KN}$$

$$M=18,27 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 5<sup>ου</sup> ορόφου

### διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,25/0,25
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:-
διαστάσεις δοκού	:0,6/0,25

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1,С1,Α5,С5)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:12,15 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:1,35 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:39,75 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:13,125 KN
από φορτία δοκού 3m	:5,625 KN
Σύνολο	:18,75 KN

$$G+0,3Q= 45,38 \text{ KN}$$

$$M=4,63 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1,B5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:47,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:24,3 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:1,35 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:72,9 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 84,15 \text{ KN}$$

$$M=8,58 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,C2,C3,C4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:21,15 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:1,35 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:75 KN

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:26,25 KN
από φορτία δοκού 3m	:11,25 KN
Σύνολο	:37,5 KN

$$G+0,3Q= 86,25 \text{ KN}$$

$$M=8,8 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2,B3,B4)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:42,3 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:1,35 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	: -
Σύνολο	:96,15 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:52,5 KN
από φορτία δοκού 3m	:22,5 KN
Σύνολο	:75 KN

$$G+0,3Q= 118,65 \text{ KN}$$

$$M=12,01 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

Β) Κτήριο 2

-Δεδομένα κτηρίου Α

Γεωμετρία

12. Πάχος πλάκας:	0,25m
13. Ix:	9m
14. Iy:	5m
15. Ύψος ορόφου H:	3m

Υλικά

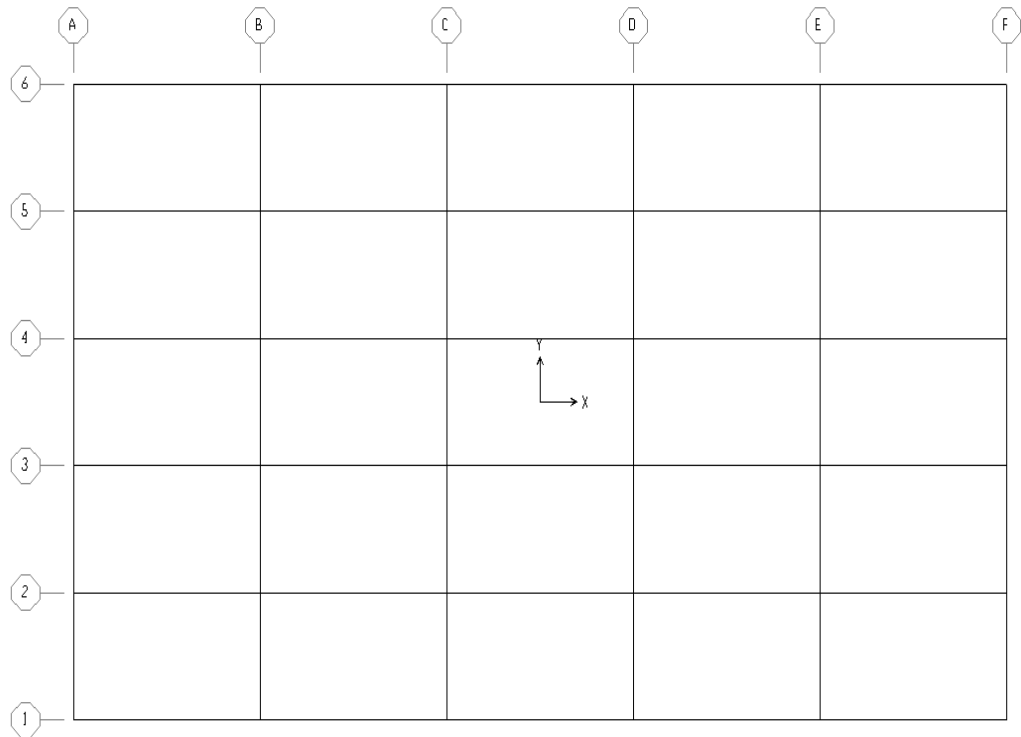
16. I.β. Ωπλ.Σκυρ:	25,0 KN/m <sup>3</sup>
17. Εξ. Τοιχοποιία:	5,0 KN/m <sup>2</sup>
18. Εσ. Τοιχοποιία:	1,0 KN/m <sup>2</sup>
19. Επικαλυψεις:	2,0 KN/m <sup>2</sup>
20. Κινητά:	5,0 KN/m <sup>2</sup>

Συντελεστες Φορτιων

21. Grav Μόνιμα:	1,0
22. Κινητά:	0,3

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 1<sup>ου</sup> ορόφου



διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος :0,6/0,6

διαστάσεις άνω υποστυλώματος :0,5/0,5

διαστάσεις δοκού :0,8/0,4

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1, F1, Α5, F6)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:71,075 KN
από φορτία δοκού 9m	:144,135 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:6,048 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:230,26 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:16,875 KN
από φορτία δοκού 9m	:39,375 KN
Σύνολο	:56,25 KN

$$G+0,3Q= 247,135 \text{ KN}$$

$$M=25,19 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:73,95 KN
από φορτία δοκού 9m	:28,827 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:6,048 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:377,27 KN

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:37,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:115,5 KN

$$G+0,3Q= 411,02 \text{ KN}$$

$$M=41,9 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,A5,F2,F3,F4,F5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:142,15 KN
από φορτία δοκού 9m	:165,51 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:6,048 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:322,708 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q= 356,458 \text{ KN}$$

$$M=36,34 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου

(B2,B3,B4,B5,C2,C3,C4,C5,D2,D3,D4,D5,E2,E3,E4,E5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:147,9 KN
από φορτία δοκού 9m	:331,02 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:6,048 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:493,968 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:67,5 KN
από φορτία δοκού 9m	:157,5 KN
Σύνολο	:225 KN

$$G+0,3Q=561,468 \text{ KN}$$

$$M=57,23 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 2-3<sup>ου</sup> ορόφου

διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,5
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:0,5
διαστάσεις δοκού	:0,8/0,4

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1, F1, Α5, F6)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:144,135 KN
από φορτία δοκού 9m	:71,075 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:228,41 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:16,875 KN
από φορτία δοκού 9m	:39,375 KN
Σύνολο	:56,25 KN

$$G+0,3Q= 245,285 \text{ KN}$$

$$M=25 \text{ KN}\times s^2/m$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1,B6,C1,C6,D1,D6,E1,E6)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:73,95 KN
από φορτία δοκού 9m	:28,827 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:375,42 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q= 409,17 \text{ KN}$$

$$M=41,71 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,A5,F2,F3,F4,F5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:142,15 KN
από φορτία δοκού 9m	:165,51 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:320,86 KN

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q= 354,61 \text{ KN}$$

$$M=36,15 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2, B3, B4, B5, C2, C3, C4, C5, D2, D3, D4, D5, E2, E3, E4, E5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:147,9 KN
από φορτία δοκού 9m	:331,02 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:9 KN
Σύνολο	:492,12 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:67,5 KN
από φορτία δοκού 9m	:157,5 KN
Σύνολο	:225 KN

$$G+0,3Q= 559,62 \text{ KN}$$

$$M=57,05 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 4<sup>ου</sup> ορόφου

### διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,5/0,5
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:0,4/0,4
διαστάσεις δοκού	:0,8/0,4

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1, F1, Α5, F6)

### φορτία κόμβου

#### Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:71,075 KN
από φορτία δοκού 9m	:144,135 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:5,76 KN
Σύνολο	:225,17 KN

#### Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:16,875 KN
από φορτία δοκού 9m	:39,375 KN
Σύνολο	:56,25 KN

$$G+0,3Q= 242,045 \text{ KN}$$

$$M=24,67 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1,B6,C1,C6,D1,D6,E1,E6)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:73,95 KN
από φορτία δοκού 9m	:28,827 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:5,76 KN
Σύνολο	:372,18 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q=405,93 \text{ KN}$$

$$M=41,38 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,A5,F2,F3,F4,F5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:142,15 KN
από φορτία δοκού 9m	:165,51 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:5,76 KN
Σύνολο	:317,62 KN

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q= 351,37 \text{ KN}$$

$$M=35,82 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2, B3, B4, B5, C2, C3, C4, C5, D2, D3, D4, D5, E2, E3, E4, E5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:147,9 KN
από φορτία δοκού 9m	:331,02 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:4,2 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:5,76 KN
Σύνολο	:488,88 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:67,5 KN
από φορτία δοκού 9m	:157,5 KN
Σύνολο	:225 KN

$$G+0,3Q= 556,38 \text{ KN}$$

$$M=56,72 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Υπολογισμός μαζών 5<sup>ου</sup> ορόφου

διαστάσεις

διαστάσεις κάτω υποστυλώματος	:0,4/0,4
διαστάσεις άνω υποστυλώματος	:-
διαστάσεις δοκού	:0,8/0,4

α) Εξωτερικοί γωνιακοί κόμβοι (Α1, F1, Α5, F6)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:40,2 KN
από φορτία δοκού 9m	:86,76 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,688 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:129,648 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:16,875 KN
από φορτία δοκού 9m	:39,375 KN
Σύνολο	:56,25 KN

$$G+0,3Q= 146,523 \text{ KN}$$

$$M=14,94 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) Εσωτερικοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (B1,B6,C1,C6,D1,D6,E1,E6)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:67,2 KN
από φορτία δοκού 9m	:173,52 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,688 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:243,408 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q= 277,158 \text{ KN}$$

$$M=28,25 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

γ) Εξωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (A2,A3,A4,A5,F2,F3,F4,F5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:80,41 KN
από φορτία δοκού 9m	:149,76 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,688 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:232,848 KN

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:33,75 KN
από φορτία δοκού 9m	:78,75 KN
Σύνολο	:112,5 KN

$$G+0,3Q= 266,598 \text{ KN}$$

$$M=27,18 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

δ) Εσωτερικοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (B2, B3, B4, B5, C2, C3, C4, C5, D2, D3, D4, D5, E2, E3, E4, E5)

φορτία κόμβου

Μόνιμα

από φορτία δοκού 5m	:134,4 KN
από φορτία δοκού 9m	:299,52 KN
από ι.β. υποστυλώματος (κάτω)	:2,688 KN
από ι.β. υποστυλώματος (άνω)	:-
Σύνολο	:436,608 KN

Κινητά

από φορτία δοκού 5m	:67,5 KN
από φορτία δοκού 9m	:157,5 KN
Σύνολο	:225 KN

$$G+0,3Q= 504,108 \text{ KN}$$

$$M=51,39 \text{ KN}\times\text{s}^2/\text{m}$$

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΟΑΣΠ
- ΕΚΩΣ 2000, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ΟΑΣΠ
- ΚΑΝ.ΕΠΕ 2005, Κανονισμός Επεμβάσεων, ΟΑΣΠ
- T.Paulay-M.J.N Priestley, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία
- Anil K. Chopra, Δυναμική των Κατασκευών
- Γ.Ψυχάρης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμικής Τεχνολογίας ΙΙ
- Κ. Αλεξανδρόπουλος-Π. Γιαννίτσας, “Υπολογισμός μη Γραμμικών Φασμάτων Απόκρισης Κτιρίων ΟΣ υπό Εγκάρσια Μετακίνηση και Ανατροπή” Μεταπτυχιακή Εργασία
- SAP2000 Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), ‘Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings’, FEMA 356, 2000.