

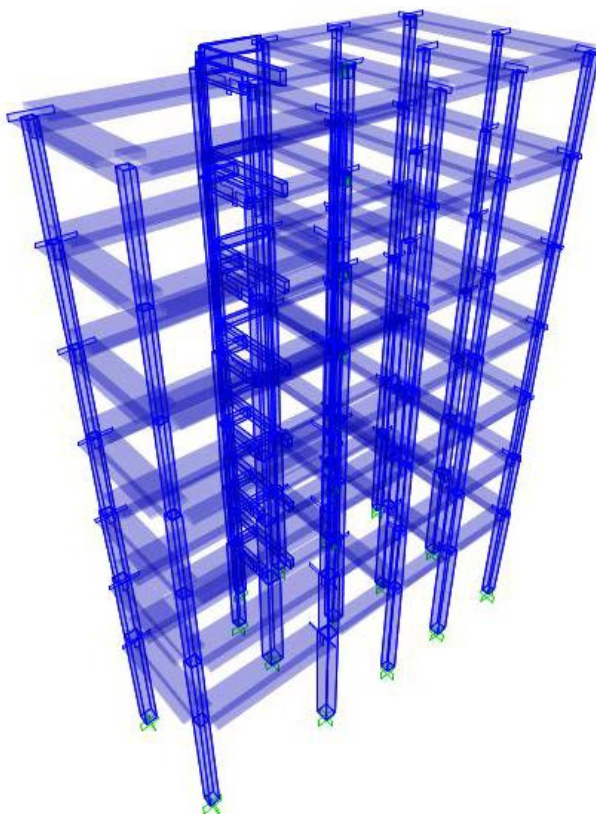
# ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ Β' - ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

## ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ  
ΤΗΝ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΤΟΥΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ



ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ: Παντελής Ζωιτάκης ΑΜ:33978  
ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ ΚΑΘΗΓΗΤΕΣ: Δ. Δρίβας

Ευχαριστώ τον καθηγητή μου και επιβλέποντα της εργασίας κ. Δημήτρη Δρίβα για τις συμβουλές, την καθοδήγηση και τον χρόνο που μου αφιέρωσε.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη.....	i
Abstract.....	ii
Κεφάλαιο 1: Βασικές αρχές ενίσχυσης των κατασκευών .....	11
1.1 Στρατηγικές Επεμβάσεων.....	1.1
1.2 Αποτίμηση Αντοχής και Πρόταση Επέμβασης σε Υφιστάμενες Κατασκευές.....	1.2
1.3 Συστήματα Επεμβάσεων .....	1.4
1.3.1 Βελτίωση του Φορέα με Τοπικές Επεμβάσεις .....	1.6
1.3.2 Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα .....	1.6
1.3.3 Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης.....	1.10
1.3.4 Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης.....	1.11
1.3.5 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων.....	1.11
1.3.6 Διαχειριστικές Στρατηγικές Επεμβάσεων.....	1.12
Κεφάλαιο 2: Το Πλαίσιο του Κανονισμού Επεμβάσεων για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	2.1
2.1 Εισαγωγή	
2.2 Η Έννοια της Πλαστικής Άρθρωσης .....	2.2
2.3 Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού .....	2.3
2.4 Στάθμες Επιτελεσματικότητας Φέροντος Οργανισμού .....	2.4
2.5 Σκοπός της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης .....	2.6
2.6 Βασικές Παραδοχές της Μεθόδου .....	2.6
2.7 Προϋποθέσεις Εφαρμογής .....	2.7
2.8 Προσομοίωση και Ανάλυση .....	2.7
2.8.1 Καθορισμός του Κόμβου Ελέγχου .....	2.8
2.8.2 Κατανομή των Σεισμικών Φορτίων καθ' ύψος .....	2.8

2.8.3 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Δύναμης – Μετακίνησης και Προσδιορισμός Ισοδύναμης Ιδιοπεριόδου $T_e$ .....	2.10
2.8.4 Ανάλυση Προσομοιώματος .....	2.11
2.8.5 Στοχευόμενη Μετακίνηση $\delta t$ .....	2.11
2.9 Προσομοίωση Απόκρισης των Δομικών Μελών .....	2.13
2.9.1 Εισαγωγή .....	2.13
2.9.2 Καμπύλη Εντατικού Μεγέθους – Παραμόρφωσης "F - $\delta$ " .....	2.14
2.9.3 Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά .....	2.17
2.9.4 Υπολογισμός Διαγράμματος Ροπής – Στροφής M – $\theta$ .....	2.17
2.9.4.1 Υπολογισμός Καμπυλότητας Διαρροής και Ροπής Διαρροής .....	2.17
2.9.4.2 Γωνία Στροφής Χορδής στην Καμπτική Διαρροή .....	2.18
2.9.4.3 Ενεργός Δυσκαμψία .....	2.19
2.9.4.4 Γωνία Στροφής Χορδής $\theta_u$ κατά την Αστοχία σε Κάμψη .....	2.20
2.9.4.5 Παραμόρφωση κατά την Αστοχία από Τέμνουσα .....	2.21
Κεφάλαιο 3: Περιγραφή Κτιρίου .....	3.1
3.1 Γενικά Στοιχεία .....	3.1
3.2 Υλικά .....	3.1
3.2.1 Σκυρόδεμα .....	3.1
3.2.2 Χάλυβας .....	3.1
3.3 Φορτία Φέροντος Οργανισμού .....	3.2
3.3.1 Κατανομή των Φορτίων στις Δοκούς .....	3.2
3.3.2 Περιγραφή Διατομών .....	3.4
Κεφάλαιο 4: Αποτίμηση .....	4.1

4.1 Παραδοχές για την Προσομοίωση του Φορέα .....	4.1
4.2 Διεξαγωγή Προκαταρκτικής Δυναμικής Ανάλυσης .....	4.3
4.3 Διεξαγωγή Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης .....	4.5
4.4 Διαγραμμικοποίηση και Εύρεση Στοχευόμενης Μετακίνησης $\delta t$ .....	4.9
4.5 Έλεγχος Κριτηρίων Επιτελεστικότητας .....	4.12
4.6 Συμπεράσματα .....	4.13
Κεφάλαιο 5: Ανασχεδιασμός .....	5.1
5.1 Παραδοχές για την Προσομοίωση του Φορέα .....	5.1
5.2 Διεξαγωγή Προκαταρκτικής Δυναμικής Ανάλυσης .....	5.3
5.3 Διεξαγωγή Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης .....	5.5
5.4 Διαγραμμικοποίηση και Εύρεση Στοχευόμενης Μετακίνησης $\delta t$ .....	5.8
5.5 Σύγκριση Αρχικού και Ενισχυμένου Φορέα .....	5.11
5.6 Συμπεράσματα .....	4.12
Παράρτημα Α – Παράδειγμα Υπολογισμού Προσομοιώματος Απόκρισης Των Δομικών Μελών , Διάγραμμα M- $\theta$	

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

---

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των κατασκευών μέσα από την ανάλυση ενός υπάρχοντος δομήματος. Εξετάζεται ένα υφιστάμενο κτίριο το οποίο βρίσκεται στον Πειραιά και είναι κατασκευασμένο το 1977, για λόγους δεοντολογίας δεν αναφέρεται η ακριβής διεύθυνση του κτιρίου. Το υπό εξέταση κτίριο είναι αντιπροσωπευτικό της περιόδου κατασκευής του, δηλαδή έχει όλα εκείνα τα στοιχεία, τα οποία είναι κοινή κατασκευαστική πρακτική της εποχής του, όπως η έδραση δοκού επί δοκού, η ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων κτλ. και είναι σχεδιασμένο σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959.

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής ακολουθούνται οι βασικές αρχές του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς του κτιρίου είναι αυτή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Nonlinear Static Analysis) και διεξάγεται μέσω του λογισμικού SAP2000.

Στο κείμενο της εργασίας αναφέρονται οι βασικές αρχές ενισχύσεων των κατασκευών και δίνεται έμφαση στην ενίσχυση των κτιρίων μέσω της προσθήκης νέων στοιχείων (τοιχώματα) καθώς αυτή είναι η επιλεχθείσα μέθοδος ενίσχυσης της κατασκευής. Ακολουθώς γίνεται η παρουσίαση των βασικών αρχών και της μεθοδολογίας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, όπως αυτή περιγράφεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, τα οποία φανερώνουν την ειδικότερη παθολογία και τις αδυναμίες των κτιρίων που είναι σχεδιασμένα σύμφωνα με παλαιούς κανονισμούς. Τέλος πραγματοποιείται η ενίσχυση του κτιρίου και παρουσιάζεται η σαφώς βελτιωμένη συμπεριφορά του.

## ABSTRACT

---

This project discusses the assessment and the redesign of constructions through the analysis of buildings that really exist. The building under discussion was built in 1977, in Piraeus city and it is a representative sample of the constructive methods of its time, like η έδραση δοκού, η ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων κτλ. Also the same building is designed according to the regulations of σπλισμένου σκυροδέματος in 1954 and the seismic safety rules in 1954.

The Nonlinear Static Analysis, the SAP2000 software and the basic regulations του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) are used to evaluate the safety of the building.

The project focuses in the basic backing constructive rules through the addition of new elements in order to prove the lack of safety in buildings that have been designed according to the old safety regulations.

Finally, the project is enhancing the seismic safety of existing buildings gives alternative backing methods.

# **1 – Βασικές αρχές ενίσχυσης των κατασκευών**

## **1.1 Στρατηγικές επεμβάσεων**

Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά τεχνικής είτε διαχειριστικής φύσης. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα, στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης.

Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά κριτήριο σχεδιασμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν. Τα κριτήρια σχεδιασμού αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τη φιλοσοφία που έχει πλέον επικρατήσει διεθνώς, το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Πρωτεύοντα είναι τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση (π.χ. υποστυλώματα, τοιχώματα, κτλ).



Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους, ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

Αν και πολλοί μηχανικοί θεωρούν ότι οι διαχειριστικές στρατηγικές δεν αποτελούν αντικείμενο της άμεσης αρμοδιότητάς τους, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι αυτές ενδέχεται να έχουν πολύ σημαντική επίδραση τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

## **1.2 Αποτίμηση αντοχής και πρόταση επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές**

Τρία κύρια στάδια μπορούν να διακριθούν στη συνολική διαδικασία που απαιτείται για τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής.

Το πρώτο είναι η αποτίμηση, δηλαδή η εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης, η τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα και τελικά η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Περιλαμβάνεται η αποτύπωση του φέροντα οργανισμού, η καταγραφή των βλαβών, καθώς και η εκτίμηση των συνοριακών συνθηκών, των κατακόρυφων φορτίων και των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της κατασκευής. Η αξιολόγηση των βλαβών και των ατελειών σε μεμονωμένα στοιχεία, δεν θα ωφελήσει αν τελικά δεν εκτιμηθεί η πιθανότερη παθολογική εικόνα του συνόλου της κατασκευής, που θα πρέπει να επιβεβαιωθεί από τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης που θα αποτιμά τη σεισμική της ικανότητα. Ανεξάρτητα από την ειδικότερη μέθοδο που θα επιλεγεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, είτε επιλεγεί μια προσεγγιστική μέθοδος είτε χρησιμοποιηθούν προχωρημένες μέθοδοι ανελαστικών αναλύσεων, στις οποίες θα εκτιμηθεί η

παραμορφωσιακή ικανότητα των μελών του φορέα, στο τέλος αυτού του σταδίου αποφασίζεται αν υπάρχει ανάγκη για ενίσχυση της κατασκευής. Προφανώς για την απόφαση αυτή προαπαιτείται η επιλογή της “στάθμης επιτελεστικότητας”, δηλαδή της επιθυμητής συμπεριφοράς της κατασκευής, σε συνάρτηση με τον σεισμό σχεδιασμού, που μπορεί να εκφραστεί μέσω της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής της κατασκευής που θεωρείται 50 έτη. Με βάση το σημερινό Κανονιστικό πλαίσιο, ως στάθμη επιτελεστικότητας υποχρεωτικά πρέπει να επιλεγεί τουλάχιστον “η προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων” ενώ η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 10%. Όμως για τα υφιστάμενα κτίρια θα ήταν λογικό να μπορεί να ρυθμιστεί και διαφορετικά. Το ίδιο θα μπορούσε να ισχύει μετά από οποιαδήποτε επέμβαση, εξασφαλίζοντας κατ ελάχιστον την αρχική (προ της επέμβασης) ικανότητα του φορέα.

Το δεύτερο αφορά τη διαδικασία για τη λήψη της απόφασης και περιλαμβάνει την εξέταση πιθανών σχημάτων επέμβασης και την επιλογή λύσης, συμπεριλαμβανόμενης και της κατεδάφισης. Περιλαμβάνει την λήψη απόφασης για την επέμβαση, αποτελεί το δυσκολότερο ίσως τμήμα της όλης διαδικασίας, επειδή σ’ αυτό το στάδιο εμπλέκεται ένα πλήθος παραγόντων που δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθούν. Κατ’ αρχάς θα πρέπει να έχουν αξιολογηθεί όλες οι παράμετροι που μπορούν να επηρεάσουν την απόφαση προς κάθε μία από τις παρακάτω τρεις κρίσιμες δυνατές επιλογές:

- επισκευή της κατασκευής (αν υπάρχουν βλάβες) ή καμία επέμβαση
- ενίσχυση της κατασκευής
- κατεδάφιση της κατασκευής και ανέγερση νέας

Ως επισκευή ορίζεται η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση.

Ως ενίσχυση ορίζεται η διαδικασία επέμβασης, σε μία κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού του σχεδιασμού.

Η απόφαση για την κρίσιμη επιλογή, μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής καθώς και της ειδικότερης διαδικασίας επέμβασης που τελικά θα προταθεί, είναι προφανώς αποτέλεσμα μιας διαδικασίας επαναληπτικής εξέτασης εναλλακτικών σχημάτων επέμβασης, με στόχο την αποδεκτή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο.

Αν επιλεγεί η λύση της ενίσχυσης, η αναζήτηση του σχήματος επέμβασης μπορεί να γίνει σε δύο κατευθύνσεις. Στην πρώτη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία η κατασκευή ενισχύεται ως σύνολο έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια ικανότητας τους. Στη δεύτερη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία ενισχύονται τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής προσδίδοντας πρόσθετη ικανότητα (αντοχή, πλαστιμότητα) ή άλλα ελλείποντα χαρακτηριστικά σε μεμονωμένα στοιχεία.

Η πρώτη κατεύθυνση ακολουθείται συνήθως όταν τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής είναι πολλά και επομένως χρειάζεται μία συνολική αντιμετώπιση του θέματος, ενώ η δεύτερη κατεύθυνση ακολουθείται όταν αξιολογείται ότι πρέπει να εξαιρεθούν μόνο κάποιες τοπικές αδυναμίες της κατασκευής. Πάντως, για κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες από έναν ισχυρό σεισμό, ανεξάρτητα από το παραπάνω αποτέλεσμα, η εικόνα των βλαβών αποτελεί αδιάψευστο στοιχείο της σεισμικής ικανότητας που επηρεάζει ιδιαίτερα την απόφαση. Έτσι σε κατασκευές με εκτεταμένες και βαριές βλάβες, η επέμβαση πρέπει να στοχεύει στην ενίσχυση της κατασκευής.

Το τρίτο αφορά τον σχεδιασμό της λύσης που επελέγη και περιλαμβάνει την διαστασιολόγηση των μελών του επισκευασμένου/ενισχυμένου φορέα, την τεχνική περιγραφή των προβλεπόμενων εργασιών και το κόστος της λύσης. Περιλαμβάνει τον σχεδιασμό της λύσης επέμβασης, περιλαμβάνει τη διαστασιολόγηση των επισκευασμένων/ενισχυμένων μελών του. Η χρήση νέων στοιχείων σε συνεργασία με τα παλαιά δημιουργεί νέα πολυφασικά, σύνθετα στοιχεία, η διαστασιολόγηση των οποίων ξεφεύγει συχνά από τις συνήθεις διαδικασίες διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εξάλλου η χρήση νέων υλικών (υφασμάτων ή ελασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή) για την ενίσχυση των υφιστάμενων στοιχείων, δημιουργεί ένα ενδιαφέρον πεδίο εφαρμογής που όμως απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή λόγω έλλειψης εμπειρίας και του συχνά υπερβολικού ενθουσιασμού που πηγάζει από την ευκολία εφαρμογής στην πράξη. Η αναδιαστασιολόγηση του φορέα καταλήγει πάντα στα σχέδια λεπτομερειών της οριστικής μελέτης επέμβασης και κοστολόγηση των εργασιών. Η επιλογή πρέπει τελικά να κριθεί οικονομικά ωφέλιμη. Γιατί, δυστυχώς, έχει παρατηρηθεί συχνά να επιλέγονται λύσεις εξοργιστικά αντιοικονομικές χωρίς ουσιαστικό λόγο.

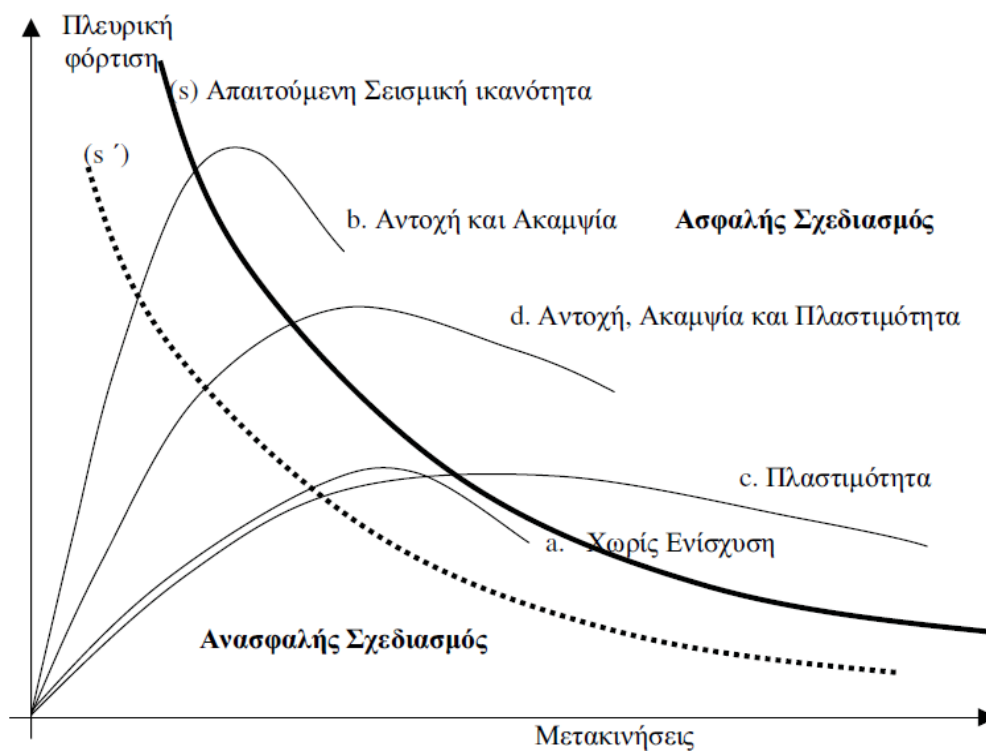
### **1.3 Συστήματα επεμβάσεων**

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε

μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Παραδείγματος χάριν, οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης, όπως είναι η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων ή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, επιδρούν στη δυσκαμψία και στην αντοχή της κατασκευής. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας, π.χ. οι ιξώδεις αποσβεστήρες, μεταβάλλουν την απόσβεση της κατασκευής και η σεισμική μόνωση επιδρά στο χαρακτήρα της εδαφικής διέγερσης που μεταδίδεται στην κατασκευή.

Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση.



Η καμπύλη (a) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής πριν την ενίσχυση.  
 Η καμπύλη (b) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν επιτυγχάνεται η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα.  
 Η καμπύλη (c) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν αναιρούνται πρώιμοι τρόποι αστοχίας και αυξάνεται η πλαστιμότητα του φορέα.  
 Η καμπύλη (d) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν συγχρόνως επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα.

Διακρίνουμε λοιπόν τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση).

### **1.3.1 Βελτίωση του Φορέα με Τοπικές Επεμβάσεις**

Η στρατηγική βελτίωσης ενός φορέα με τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζεται σε κατασκευές που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Η ικανότητα μετακίνησης μίας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρόλα αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. Πολύ συχνά η στρατηγική των τοπικών επεμβάσεων χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές προκειμένου να επιτευχθεί μία κατασκευή με επαρκή σεισμική συμπεριφορά.

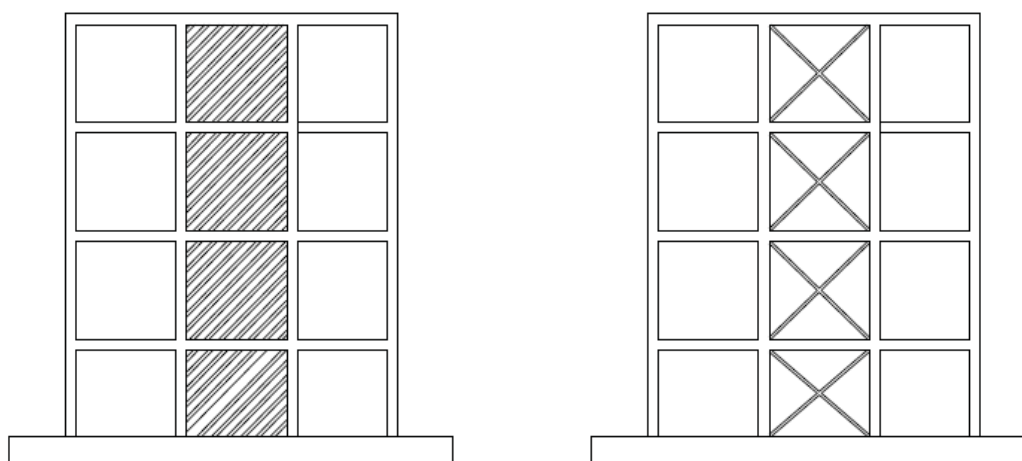
### **1.3.2 Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα**

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες. Ακόμα και αν η μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση που επιτυγχάνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία, ενώ δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη

των σεισμικών φορτίων, είναι εξαιρετικά ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις. Τέτοια στοιχεία αποτελούν υποστυλώματα με χαμηλή πλαστιμότητα που χρησιμοποιούνται κυρίως για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και αρχιτεκτονικά διαχωριστικά τοιχεία και επικαλύψεις.

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα ταυτόχρονα, καθώς τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν την αντοχή μίας κατασκευής, όπως είναι η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της. Εξαιρέση αποτελούν τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης τα οποία αυξάνουν την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων χωρίς να μεταβάλουν σημαντικά τη δυσκαμψία τους. Παραδείγματος χάριν, μία συνήθης ατέλεια των παλαιότερων πλαισιακών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι τα μήκη υπερκάλυψης των εφελκυσόμενων ράβδων του διαμήκου οπλισμού είναι ανεπαρκή, με αποτέλεσμα χαμηλή καμπτική αντοχή των μελών του φορέα. Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους.

#### Ενίσχυση κατασκευής

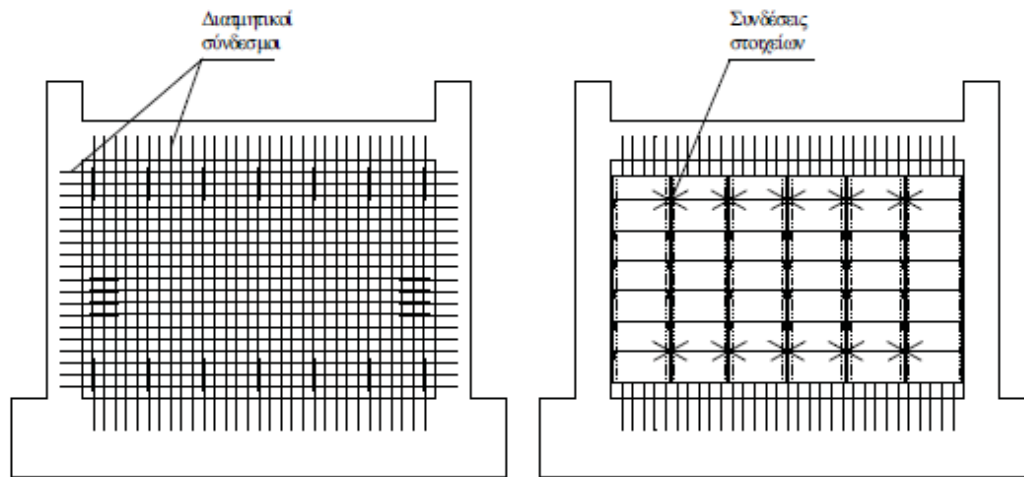


Τοιχώματα εντός πλαισίων

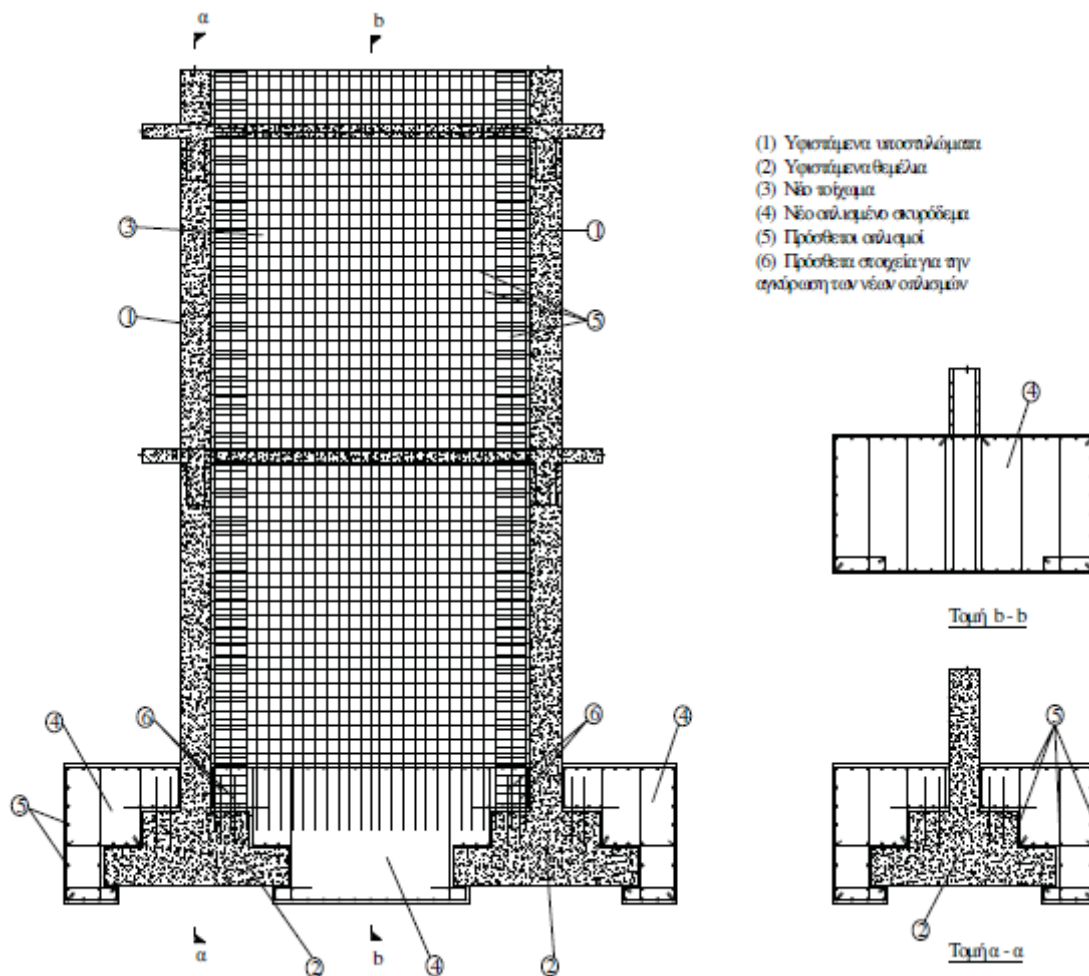
Δικτυωτά συστήματα

Η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής που στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Η μέθοδος εφαρμόζεται επίσης για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα και ειδικότερα όταν διαπιστώνεται έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας ή αντοχής καθ' ύψος ή εκκεντρότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη.

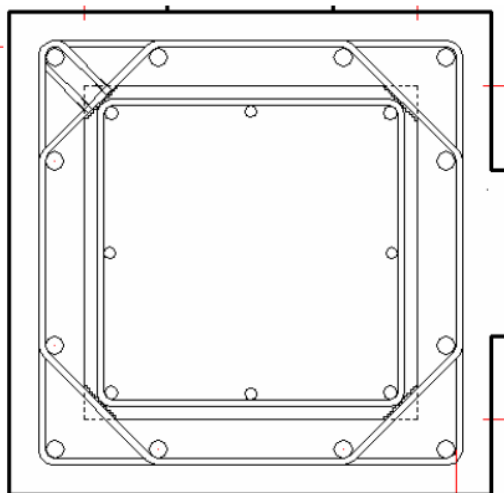
Συνήθως χρησιμοποιούνται τοιχώματα από οπλισμένο (έγχυτο ή εκτοξευόμενο) σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου. Εναλλακτικά, για ηπιότερες επεμβάσεις, μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels), είτε τοιχοποιία από συμπαγείς οπτόπλινθους ή τσιμεντοπλίνθους



Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μία περισσότερο πλάσσιμη συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ στα πλάγια, μεταξύ του τοιχώματος και των υποστυλωμάτων δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Στη περίπτωση προσθήκης τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων συνδέεται πάντοτε με την υπάρχουσα θεμελίωση.

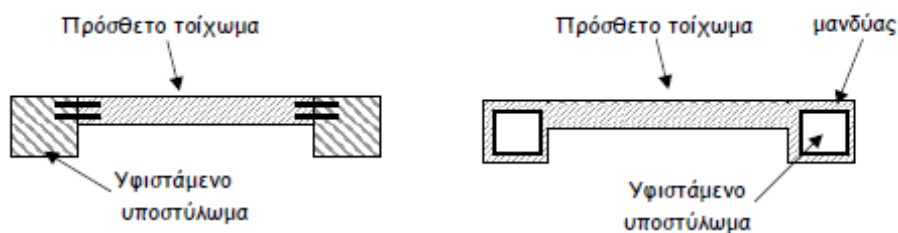


Επίσης επισημαίνεται ότι στη συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου προφανώς αναμένεται αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου ιδιαίτερα συνίσταται όπως τα άκρα του νέου τοιχώματος επεκτείνονται σε ένα μανδύα γύρω από τα υποστυλώματα, ενισχύοντας έτσι και αυτήν την περιοχή.



Τομή μανδύα πάχους 10cm σε υποστύλωμα 40x40

Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζοντίων δράσεων του ορόφου. Αν ο οπλισμός αυτός είναι ανεπαρκής η ενίσχυση περιλαμβάνει και την προσθήκη νέων οριζοντίων στοιχείων σύνδεσης.



Τοιχωματοποίηση πλαισίου χωρίς ενίσχυση των υ/σ και με σύγχρονη κατασκευή μανδύα στα ακραία υ/σ

Δύο κατασκευαστικά θέματα που αφορούν τη σύνδεση των τοιχωμάτων με τα περιβάλλοντα πλαίσια απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή.

Το πρώτο πρόβλημα οφείλεται στα αποτελέσματα της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος, και εκδηλώνεται με ρηγμάτωση της διεπιφάνειας, εκεί όπου το υψηλότερο τμήμα του τοιχώματος εφάπτεται στον πυθμένα της δοκού του πλαισίου. Εδώ η συστολή ξήρανσης αντιμετωπίζεται συνήθως με σκυροδέμα ειδικής



σύνθεσης, όπου έχουν χρησιμοποιηθεί ειδικά πρόσμικτα. Εναλλακτικά, πολλές φορές το τοίχωμα σκυροδετείται μέχρι ύψος 20cm περίπου χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού και μετά πάροδο ικανού χρόνου από την ημέρα σκυροδέτησης, συμπληρώνεται το υπόλοιπο (δηλαδή το τμήμα του τοιχώματος κοντά στον πυθμένα της δοκού) με εποξειδικό ή πολυεστερικό κονίαμα. Μερικές φορές ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες του έργου το τοίχωμα μπορεί να σκυροδετηθεί μέχρι ύψος 5-7 mm χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού, οπότε πλέον το κενό συμπληρώνεται με ρητινοειδή κόλλα χρησιμοποιώντας την τεχνική των ρητινενέσεων. Το δεύτερο πρόβλημα αφορά μόνο την περίπτωση των έγχυτων τοιχωμάτων και ειδικότερα τη δυσκολία σκυροδέτησης του υψηλότερου τμήματος του τοιχώματος λόγω ανεπαρκούς πρόσβασης από την κορυφή. Γι' αυτό η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αποτελεί έναν πρόσθετο λόγο προτίμησης.

### 1.3.3 Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις, είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν: (α) την επιβολή εξωτερικής περίσφιξης σε υφιστάμενα στοιχεία, (β) την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας, (γ) την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακόρυφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας και (δ) την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων. Κατά κανόνα αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας. Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με μειωμένη δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές με pilotis. Η παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακόρυφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απολέσουν την έδρασή τους σε περίπτωση

μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα. Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης.

#### **1.3.4 Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης**

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν: (α) τη μείωση της μάζας της κατασκευής και (β) την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου αλλά και στα περιεχόμενά του.

Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, ενδεχομένως, του ποσοστού απόσβεσης της κατασκευής. Καθώς τα εφέδρανα έχουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική ενδοτικότητα σε σχέση με την κατασκευή, η απαίτηση πλευρικής μετακίνησης λόγω του σεισμού συγκεντρώνεται σε αυτά. Κατά συνέπεια, η απαίτηση σε μετακίνηση στο τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα μειώνεται σημαντικά.

#### **1.3.5 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων**

Οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ταξινομούνται ως εξής:

- a) Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
- b) Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .

- c) Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

### **1.3.6 Διαχειριστικές Στρατηγικές Επεμβάσεων**

Οι διαχειριστικές στρατηγικές επεμβάσεων αποτελούν αποτέλεσμα προγραμματισμού και κατά κανόνα καθορίζονται από τον Κύριο του Έργου σε συνεργασία με το μελετητή Μηχανικό. Διακρίνονται συνήθως σε δύο κατηγορίες: σε στρατηγικές που επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της επιδιωκόμενης στάθμης επιτελεσματικότητας για τη χρήση της και σε στρατηγικές που ρυθμίζουν τον τρόπο εφαρμογής της μεθόδου των επεμβάσεων. Μεταξύ αυτών περιλαμβάνονται η αλλαγή χρήσης της κατασκευής, η κατεδάφιση, η προσωρινή ενίσχυση, η ενίσχυση σε φάσεις, η ενίσχυση χωρίς διαταραχή της λειτουργίας της κατασκευής, η ενίσχυση με εκκένωση της κατασκευής και η ενίσχυση της κατασκευής εξωτερικά ή εσωτερικά. Η επιλογή της κατάλληλης διαχειριστικής στρατηγικής αποτελεί πολύ σημαντική παράμετρο επίτευξης του αντικειμενικού στόχου, δηλαδή της μείωσης της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής. Επομένως, οι εναλλακτικές στρατηγικές επεμβάσεων πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να παρουσιάζονται στον Κύριο του Έργου, ο οποίος ενδέχεται να μην είναι εξοικειωμένος με αυτές ώστε να γνωρίζει τα σχετικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα από την εφαρμογή τους.

## **2 – Το πλαίσιο του Κανονισμού Επεμβάσεων για την ανελαστική στατική ανάλυση**

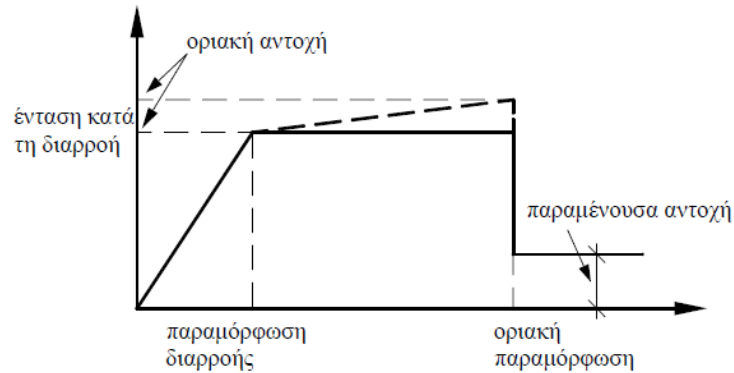
### **2.1 Εισαγωγή**

Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς ενώ του ανασχεδιασμού η αύξηση της φέρουσας ικανότητας, σε περίπτωση που οι προαναφερθείσες απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται. Στην παρούσα εργασία υλοποιείται η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός της συγκεκριμένης κατασκευής εφαρμόζοντας τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου μπορούν να χρησιμοποιηθούν ελαστικές και ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου για την αποτίμηση είναι συνάρτηση των βασικών παραδοχών πάνω στις οποίες στηρίζεται, των προϋποθέσεων που θέτει για την χρήση της και τέλος την ακρίβεια των δεδομένων που είναι διαθέσιμα για το υφιστάμενο δόμημα.

Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση είναι :

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $\alpha$ ) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ )
- Ελαστική δυναμική ανάλυση, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $\alpha$ ) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ )
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του. Οι καμπύλες αυτές έχουν τη μορφή του σχήματος που ακολουθεί.

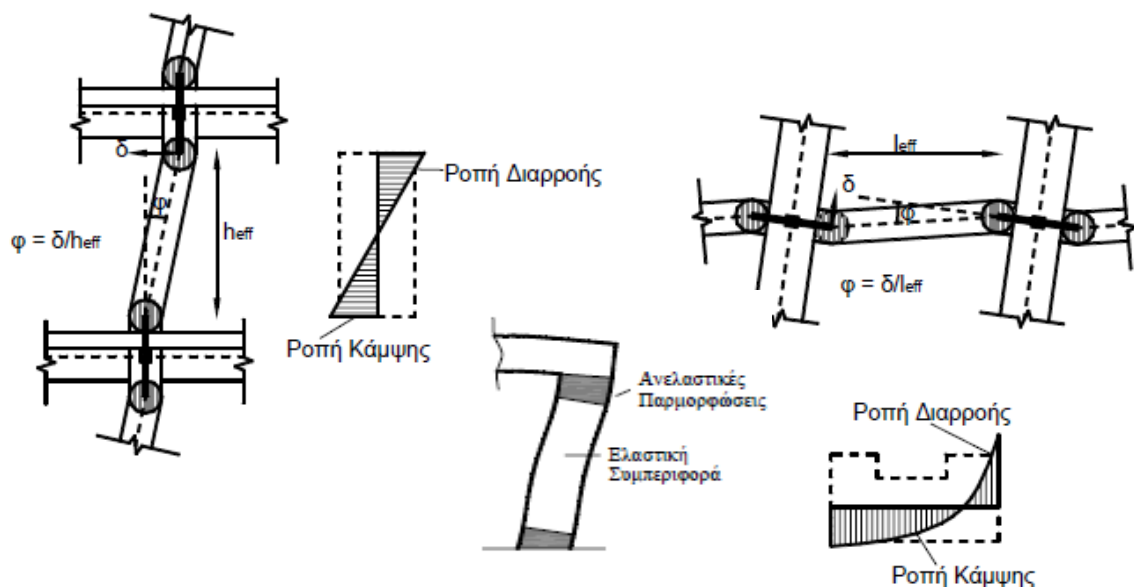


Σημειώνεται ότι σε αντίθεση με το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου δεν λαμβάνεται υπόψη η κράτυνση, στο FEMA 356 και στον ATC-40 ο μετελαστικός κλάδος έχει μη μηδενική κλίση, δηλαδή λαμβάνεται υπόψη πιθανή περαιτέρω αύξηση της αντοχής του μέλους μετά τη θεωρητική διαρροή του.

## 2.2 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Συνεπώς είναι δυνατή η κατασκευή λεπτομερών μαθηματικών προσομοιωμάτων, βάσει των οποίων προβλέπεται η συμπεριφορά κατασκευών, με την προϋπόθεση βέβαια ότι θα παραμείνουν ελαστικές. Είναι γνωστό ότι οι νέες κατασκευές δεν αναμένεται να συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό βάσει του οποίου γίνεται ο σχεδιασμός τους. Αντίθετα, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Είναι γνωστό ότι όσον αφορά τις ελαστικές μεθόδους, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη έμμεσα μέσω της υιοθέτησης του δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Στις ανελαστικές αναλύσεις απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να

αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα (παρειές) των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Μάλιστα, αρχικά ένα μέλος μπορεί να θεωρηθεί ότι διαρρέει στην ακραία διατομή του, όταν η μέγιστη τιμή της έντασης στο εν λόγω σημείο ξεπεράσει την αντίστοιχη αντοχή. Στη συνέχεια, περαιτέρω αύξηση της έντασης οδηγεί σε υπέρβαση της αντοχής σε μεγαλύτερο τμήμα της ακραίας περιοχής του μέλους, όπου επεκτείνεται η ανάπτυξη των ανελαστικών παραμορφώσεων. Η λογική που παρουσιάστηκε αποτυπώνεται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα (παρειές) των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης (πύκνωση συνδετήρων). Συνεπώς, ένα μέλος μιας συνήθους κατασκευής που υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξει ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους κοντά στα άκρα του. Πέραν των περιοχών αυτών η συμπεριφορά του μέλους εξακολουθεί να είναι ελαστική, οπότε περιγράφεται από τις αρχές της αντίστοιχης θεωρίας. Οι πεπερασμένου μήκους περιοχές στα άκρα ενός μέλους στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις καλούνται πλαστικές αρθρώσεις



### 2.3 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό. Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως, ο όρος «μη-φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης. Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού υφισταμένων κτιρίων ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή.

Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού			
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

#### 2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

- A. «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (A) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.
- B. «Προστασία ζωής» (B) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

Γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Δεν αποκλείονται τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη-φέροντος οργανισμού ή αντικειμένων. Ο όρος μη-επισκευάσιμες βλάβες, αναφέρεται σε σοβαρές ή βαριές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του.

Παρακάτω παρουσιάζεται η μαθηματική έκφραση των σταθμών επιτελεστικότητας και ο συντελεστής ασφαλείας που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση.

Συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{RD} = 1,5$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ §9.3.1 -Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ , η δε τιμή της  $\theta_u$  κατά την αστοχία υπολογίζεται από την Εξ.(Σ.8α) του Κεφ. 7, μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του  $\gamma_{Ra}$  ίση με  $\gamma_{Ra} = 1,5$ )

Στάθμη επιτελεστικότητας Α : Άμεση Χρήση =  $\theta_y$

Στάθμη επιτελεστικότητας Β : Προστασία ζωής =  $\frac{\theta_y + \theta_u}{2 \gamma_{RD}}$

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ : Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης =  $\frac{\theta_u}{\gamma_{RD}}$



## 2.5 Σκοπός της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Για κατεξοχήν πλάστιμα στοιχεία, οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού που δίνονται στο Κεφ. 9.

Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

## 2.6 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι βασικές παραδοχές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όπως αυτές περιγράφονται στο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- ♦ Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης- παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- ♦ Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης -μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- ♦ Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- ♦ Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$ ) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
- ♦ Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων.

## 2.7 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Όλες οι μέθοδοι ανάλυσης είναι πρακτικώς εξίσου ευαίσθητες στη διακύμανση των τιμών των βασικών δεδομένων (υπενθυμίζεται ότι τα δεδομένα αντοχής επηρεάζουν και την σύμφωνα με τον παρόντα Κανονισμό διεξαγόμενη ελαστική ανάλυση, αφού, οι δυσκαμψίες των στοιχείων εξαρτώνται από τη ροπή διαρροής τους), ενώ το ίδιο ισχύει εν γένει και για τους συνακόλουθους ελέγχους ασφαλείας. Συνιστάται ωστόσο, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του EC8-1 ( $q=1$ ). Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (σύμφωνα με την §5.6, ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου). Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων).

## 2.8 Προσομοίωση και ανάλυση

Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτιρίου η διγραμμική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους και αφετέρου για να διασφαλιστεί η αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Κατ'ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον βεβαίως δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα (όταν γίνεται προσομοίωση της αστοχίας στοιχείων). Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα, η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, και μία

εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων ( $\mu_s$ ), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ 8-1. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.

Η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του

### 2.8.1 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

### 2.8.2 Κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Από κάθε μία από τις ακόλουθες ομάδες κατανομών των φορτίων καθ ύψος μπορεί να επιλέγεται η μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές.

- i. Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
  - Κατανομή καθ ύψος σύμφωνα με τη σχέση §4.3.3.2.3[3] του EC8-1.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

όπου

$z_i, z_j$  είναι τα ύψη των μαζών  $m_i, m_j$  πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75% (στη θεωρούμενη διεύθυνση) και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή (βλ. κατωτέρω).

- Κατανομή καθ ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%.
- Κατανομή καθ ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (§3.4.2 ΕΑΚ). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1,0 sec. Εναλλακτικώς, μπορεί να εφαρμοσθεί στην περίπτωση αυτή η §4.3.3.2.3[2] του EC8-1,

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

όπου

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες των ορόφων

ii. Ως δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:

- «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου).

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_j}$$

όπου

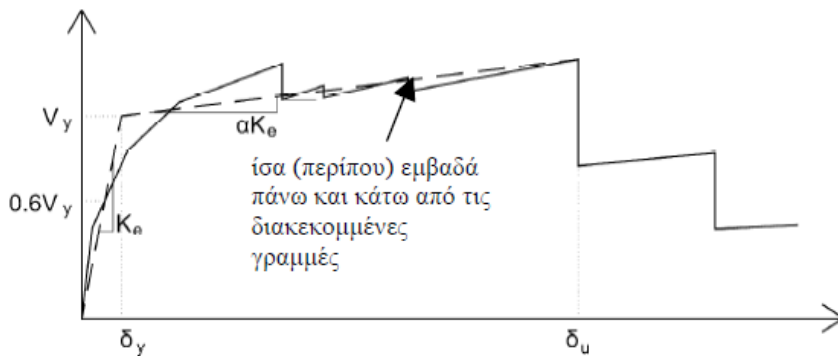
$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες των ορόφων

- Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα. Η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων θα προκύπτει συνεκτιμώντας τις μεταβολές στις ιδιότητες του φορέα (δυσκαμψία, ιδιομορφές) κατά τη μετελαστική φάση της απόκρισης.

### 2.8.3 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης και προσδιορισμός ισοδύναμης ιδιοπεριόδου $T_e$

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας  $K_e$  και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής  $V_y$  του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με  $\alpha K_e$ . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής  $V_y$  η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση ( $\alpha$ ) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας ( $\delta_u$ ), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα (Σχ. Σ5.2). Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της  $\alpha$  πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της  $\delta_t$ , όπως ο συντελεστής  $C_1$ ).

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης. Η τιμή  $T_e$  της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

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

#### 2.8.4 Ανάλυση προσομοιώματος

- i. Για ανάλυση στο επίπεδο θα χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά προσομοιώματα, αντιπροσωπευτικά του φέροντος οργανισμού του κτιρίου κατά μήκος δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων. Αν αυτοί οι άξονες δεν υφίστανται, θα γίνεται ανάλυση στον χώρο, με βάση προσομοίωμα αντιπροσωπευτικό του συνόλου του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.
- ii. Η επιρροή της στρέψης θα λαμβάνεται υπόψη (ΚΑΝ.ΕΠΕ - §5.4.2.)
- iii. Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων γίνεται ως εξής: Στην περίπτωση εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου το κτίριο θα αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεων 10:3 και (χωριστά) 3:10. Εφαρμόζεται δηλαδή το 100% μιας επιλεγείσας τέμνουσας βάσεως στη μια διεύθυνση και το 30% της αντίστοιχης τέμνουσας βάσεως στην άλλη διεύθυνση, μέχρις ότου, κατά τη διεύθυνση όπου εφαρμόζεται η μεγαλύτερη τέμνουσα βάση να προκύψει μετακίνηση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t$ . Σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται, απλοποιητικά, η εφαρμογή των φορτίων σε κάθε διεύθυνση χωριστά, αλλά με παράλληλη αύξηση της στοχευόμενης μετακίνησης κατά 30%.

#### 2.8.5 Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta t$

Η στοχευόμενη μετακίνηση ( $\delta t$ ) θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους του παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικώς υπόψη:

- ◆ Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- ◆ Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτιρίου.
- ◆ Η διαφορά της μετακίνησης ενός
- ◆ ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση.
- ◆ Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση.

Εφόσον δε χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση ( $\delta t$ ) επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) ως εξής :

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_{e(T)}$$

όπου  $S_{e(T)}$  η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του EC 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$  (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

$C_0$  : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} \Phi_e$ ), με την πραγματική μετακίνηση  $\delta t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

Ο λόγος  $C_1 = \frac{\delta_{inel}}{\delta_{el}}$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$C_1 = 1.0$  για  $T \geq T_c$  , και

$C_1 = [1.0 + (R-1)T_c / T] / R$  για  $T < T_c$  ,

όπου  $T_c$  η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης (βλ. ΕΚ 8-1) και  $R = \frac{V_{el}}{V_y}$  ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

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

στην οποία η αντίσταση διαρροής  $V_y$  υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος  $V_y / W$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

$C_2$  : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1. Για τιμές  $T_c$  μεταξύ 0.1s και  $T_c$  πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Τιμές του συντελεστή C <sub>2</sub>				
Στάθμη επιτελεστικότητας	T ≤ 0.1 sec		T ≥ T <sub>c</sub>	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Αποφυγή κατάρρευσης	1,5	1,0	1,5	1,0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον Πίνακα Σ5.1 διαφοροποίηση του C<sub>2</sub> με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

C<sub>3</sub> : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς  $1+5(\theta-0.1)/T$ , όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (EC 8-1). Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται C<sub>3</sub>=1.0.

## 2.9 Προσομοίωση απόκρισης των δομικών μελών

### 2.9.1 Εισαγωγή

Το προσομοίωμα που υιοθετείται στην παρούσα εργασία είναι αυτό της συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων γίνεται με την εισαγωγή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (point plastic hinges) σε κατάλληλες διατομές των στοιχείων. Η συνήθης περίπτωση είναι η εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στην αρχή και στο τέλος των στοιχείων, θέσεις όπου είναι πιθανότερη η περίπτωση να παρουσιαστεί ανελαστική συμπεριφορά όταν ο φορέας υποβάλλεται σε σεισμική καταπόνηση. Επιπλέον ο τύπος πλαστικών αρθρώσεων που χρησιμοποιείται αναφέρεται είτε σε καθαρή κάμψη (M3) είτε σε αλληλεπίδρασης κάμψης με αξονικό φορτίο (PMM).

Ειδικότερα το προσομοίωμα συντίθεται από ελαστικά στοιχεία που στα άκρα τους έχουν σημειακά στροφικά ελατήρια, τα οποία ακολουθούν ένα ανελαστικό νόμο M-θ. Τα ελατήρια αυτά θεωρείται ότι ενεργοποιούνται μετά την διαρροή του στοιχείου,

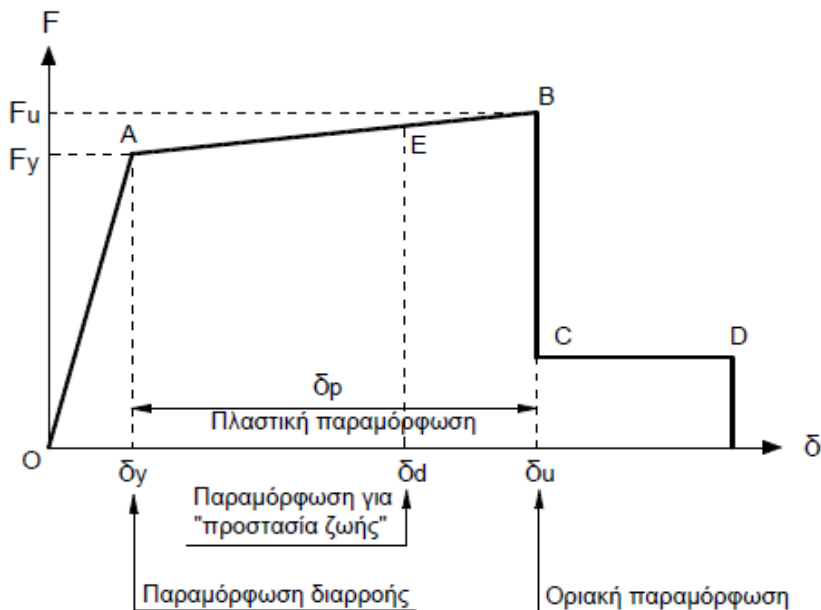


δηλαδή μετά το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο ένα ή και δύο άκρα του στοιχείου, το υπόλοιπο τμήμα εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ελαστικά και μετά την ενεργοποίηση των σημειακών ελατηρίων.

Το πιο σημαντικό στάδιο της αποτίμησης μιας κατασκευής είναι η ορθή εξαγωγή του νόμου  $M-\theta$  για τις κρίσιμες διατομές των μελών του φορέα, ο οποίος θα πρέπει να ανταποκρίνεται στο υλικό, την γεωμετρία, την όπλιση αλλά και τα μεγέθη έντασης της διατομής. Θα πρέπει ωστόσο να τονιστεί πως λανθασμένη θεώρηση των αντοχών των διατομών, έστω και αν υποεκτιμά τις αντοχές τους, δεν είναι απαραίτητα προς την μεριά της ασφάλειας. Αυτό συμβαίνει γιατί κατά την διαδικασία της αποτίμησης καθοριστικό σημείο είναι η ρεαλιστική θεώρηση του μηχανισμού αστοχίας της κατασκευής, ο οποίος συναρτάται με τη συσχέτιση των ροπών αντοχής των δοκών με αυτών των στύλων. Υποεκτίμηση της αντοχής κάποιων διατομών μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένη θεώρηση μηχανισμού αστοχίας, ο οποίος ενδεχομένως να είναι ευμενέστερος του πραγματικού.

### 2.9.2 Καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης “F-δ”

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής δομικού στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων (κόμβου), περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους “F” συναρτήσεως της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης “δ”. Το είδος, η διεύθυνση κ.λπ. του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, στην κρίσιμη περιοχή ή στην σύνδεση. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης.



Νόμος ανελαστικής συμπεριφοράς της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου

### **Τμήμα OA - Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή**

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 -Μετελαστικός κλάδος**

Ο κλάδος αυτός, που εκφράζει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, εκτείνεται μέχρι την θεωρητική αστοχία, δηλαδή την αισθητή απομείωση της αντίστασης. Το σημείο που καθορίζει την αστοχία ενός στοιχείου θεωρείται εκείνο το σημείο της περιβάλλουσας βρόχων υστερήσεως στο οποίο η αντίσταση  $F$  μειώνεται κατά 20% συγκριτικά με τη μέγιστη τιμή της. Στο σημείο αυτό (σημείο B) αντιστοιχεί η παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$  και η δύναμη αστοχίας  $F_u$  που καλείται και οριακή αντοχή. Η αντίσταση  $F$  αναφέρεται σε ένταση λόγω εγκάρσιας φόρτισης, όπως αυτή που προκαλείται από τη σεισμική δράση και επομένως αστοχία λόγω σημαντικής πτώσης της αντίστασης δε μειώνει απαραίτητα την ικανότητα ανάληψης φορτίων βαρύτητας. Ένα ακόμα μέγεθος του διαγράμματος συμπεριφοράς είναι η πλαστική παραμόρφωση  $\delta_p$  που ορίζεται ως η διαφορά της παραμόρφωσης διαρροής από την παραμόρφωση αστοχίας. Στις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ επιτρέπεται όπου αναμένεται αξιόπιστη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης  $F-\delta$  ως οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου  $\delta_u$ . Δε λαμβάνεται δηλαδή υπόψη πιθανή αύξηση της αντοχής μετά τη διαρροή και πρακτικά για την απεικόνιση της σχέσης έντασης παραμόρφωσης αρκεί ο προσδιορισμός της θεωρητικής διαρροής και της αστοχίας, δηλαδή της εξάντλησης της φέρουσας ικανότητας.

### **Τμήμα CD – Κλάδος απομένουσας αντίστασης**

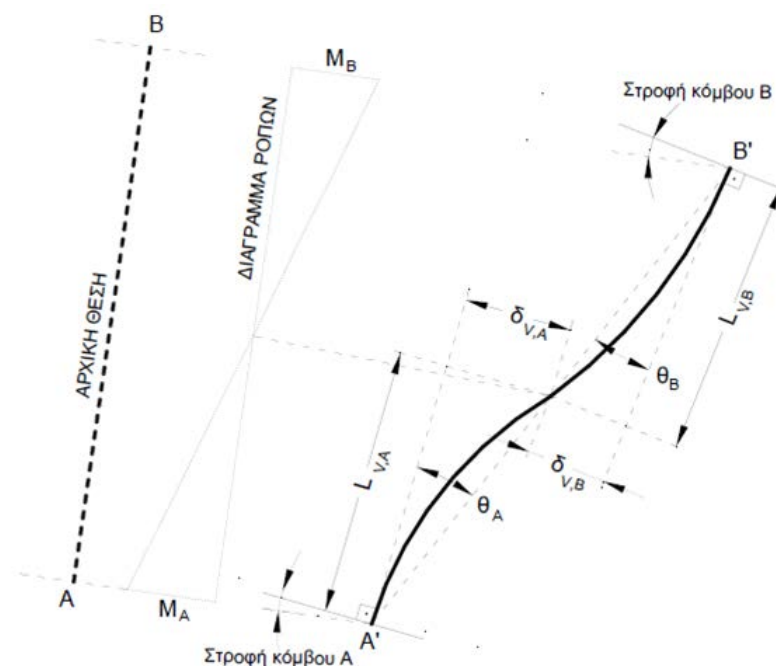
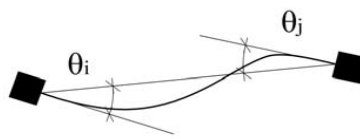
Ο τελευταίος κλάδος του ιδεατού προσομοιώματος συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων εκφράζει την απομένουσα αντίσταση μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ . Όταν ένα στοιχείο φτάσει τη θεωρητική αστοχία του μειώνεται η αντίσταση του σε σεισμικά φορτία, ωστόσο δεν μηδενίζεται πλήρως. Για το λόγο αυτό μπορεί και συνεχίζει να φέρει για κάποιες πρόσθετες παραμορφώσεις κατακόρυφα φορτία μέχρι να φτάσει το σημείο D όπου χάνεται ολοκληρωτικά η φέρουσα ικανότητά του. Η απομένουσα αντίσταση είναι δύσκολο να προσδιοριστεί με ακρίβεια και όταν μελετάται η συμπεριφορά του συνόλου ενός δομήματος και μόνο, μπορεί να θεωρηθεί 20% της οριακής αντοχής.

Όπου καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη  $F$  και  $\delta$  είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η καμπυλότητα  $1/r$ . Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη  $V$  και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση  $\gamma$ . Επειδή στα στοιχεία ΟΣ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των

## Κεφάλαιο 2

ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή  $F$  και  $\delta$  είναι η ροπή  $M$  και η γωνία στροφής χορδής “ $\theta$ ” στα άκρα του στοιχείου, όπου η  $\theta$  περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.

Η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Εναλλακτικά, η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος  $L_v$ , δηλαδή  $\theta = \delta_v / L_v$ , όπου  $L_v = M/V$  ( $M$  =ροπή στη βάση,  $V$  =τέμνουσα) και  $\delta_v$  είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου



### 2.9.3 Πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά

Αν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας  $\mu_\delta$  ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάστιμη, οπότε η ανίσωση ασφαλείας του θα εκφράζεται σε όρους παραμορφώσεων  $\delta$ . διαφορετικά, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή, οπότε η ανίσωση ασφαλείας θα εκφράζεται σε όρους δυνάμεων  $F$ .

Το όριο μεταξύ πλάστιμης και ψαθυρής συμπεριφοράς λαμβάνεται συμβατικά ίσο με 2,0, όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων,  $\mu_\delta$  ή  $\mu_\theta$ . Όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων,  $\mu_{1/r}$ , το συμβατικό όριο λαμβάνεται ίσο με 3,0. Στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που διαρρέουν σε διάτμηση πριν απ' τη διαρροή σε κάμψη (δηλαδή στα οποία η  $V_{Mu}=M_u/(ash)$  είναι μεγαλύτερη από τη  $V_u$ ) θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά. Στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν απ' τη διαρροή σε διάτμηση (δηλαδή όταν η  $V_{Mu}=M_u/(ash)$  είναι μικρότερη της  $V_u$ ) μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλάστιμη συμπεριφορά, με εξαίρεση στοιχεία με χαμηλό λόγο διάτμησης (π.χ.  $as = M/Vh < 2$ ), των οποίων η συμπεριφορά μπορεί να ληφθεί ως ψαθυρή, χωρίς υπολογισμό και έλεγχο της διαθέσιμης τιμής του δείκτη πλαστιμότητας.

### 2.9.4 Υπολογισμός διαγράμματος ροπής-στρωφής M-θ

#### 2.9.4.1 Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής και ροπής διαρροής

Στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝΕΠΕ παρέχεται σχέση για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής ενός στοιχείου συναρτήσει της καμπυλότητας διαρροής  $(1/r)_y$ , η οποία παρουσιάζεται παρακάτω. Στην περίπτωση των πλακοδοκών, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο. Η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών εν γένει δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε θλίψη, είναι όμως ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό. Η υποτίμηση της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών με υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό είναι εις βάρος της ασφάλειας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

Η καμπυλότητα διαρροής  $(1/r)_y$  διατομής οπλισμένου σκυροδέματος δίνεται ως:

I. Διαρροή λόγο χάλυβα	II. Διαρροή λόγο παραμορφώσεων σκυροδέματος
$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y}$ $\delta' = \frac{d'}{d}$ $B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y}$ $\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A$ $(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d}$	$A = \rho + \rho' + \rho_v \frac{N}{1,8 a b d f_c}$ $\delta' = \frac{d'}{d}$ $B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta')$ $\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A$ $(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d}$
$(1/r)_y = \min(\text{Διαρροή λόγο χάλυβα}, \text{Διαρροή λόγο παραμορφώσεων } \sigma/\kappa)$	

Όπου  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_v$  είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο  $bd$ ),  $\delta' = d'/d$ , όπου  $d'$  η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος,  $b$  το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και  $N$  το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

Τέλος, με δεδομένη την καμπυλότητα στην διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{b d^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

#### 2.9.4.2 Γωνία στροφής χορδής $\theta_y$ στην καμπτική διαρροή

Στον υπολογισμό της παραμόρφωσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή και της κάμψης και της διάτμησης. Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής,  $(1/r)_y$ , η οποία μπορεί να υπολογισθεί με βάση την υπόθεση επιπεδότητας διατομών και με γραμμικό νόμο  $\sigma$ - $\epsilon$  του χάλυβα και του σκυροδέματος σε θλίψη, για μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Εάν οι παραμορφώσεις “ $\delta$ ” αναφέρονται στο σύνολο του μήκους  $L_s = \alpha_s h$  στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως  $\delta$  χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της  $\theta_y$  που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με  $(1/r)_y (L_s + \alpha_v z) / 3$ , όπου ο όρος  $\alpha_v z$  εκφράζει την επιρροή του

«μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης  $s'$  αυτές,  $z$  είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής  $a_v$  ισούται με 1 εάν η τέμνουσα,  $V_{R1}$ , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή  $V_{Mu} = M_y/L_s$ , και με 0 αν είναι μεγαλύτερη. Στην τιμή αυτή χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Χρειάζεται επίσης να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων στη  $\theta_y$ .

- Για δοκούς και υποστυλώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \cdot \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) \cdot \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

όπου,  $h$  : το ύψος της διατομής

$L_s$  : μήκος διάτμησης

$d_b$  : η μέση διάμετρος του εφελκυσμένου οπλισμού

$a_v = 0$  όταν  $V_{R1} > V_{Mu} = M_y/L_s$

$a_v = 1$  όταν  $V_{R1} < V_{Mu} = M_y/L_s$

$$V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s}$$

Στις παραπάνω εξισώσεις ο 1ος όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2ος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

### 2.9.4.3 Ενεργός δυσκαμψία

Ο υπολογισμός της ενεργού δυσκαμψίας γίνεται βάσει της παρακάτω εξίσωσης

$$K = EI_{\text{eff}} = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad \text{Εξ. (2)}$$

στην οποία  $M_y$  και  $\theta_y$  η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου και το μήκος  $L_s$  είναι ο λόγος διάτμησης  $M/V$  στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

Η ενεργός δυσκαμψία  $K$  του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την Εξ. (2) στις δύο

ακραίες διατομές το στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του  $K$  από την Εξ. (2) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας κατά την Εξ. (2) μέσω των  $M_y$ ,  $\theta_y$  μπορεί να βασίζεται σε σταθερή τιμή του  $L_s$ , ως εξής:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.
- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.
- Σε υποστυλώματα, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.
- Στα τοιχώματα, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.

#### 2.9.4.4 Γωνία στροφής χορδής θυ κατά την αστοχία σε κάμψη

Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα:

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot a_s^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot 1,25^{100 \rho_d}$$

όπου :

$a_s$  : ο λόγος διάτμησης =  $M/Vh = L_s / h$

$\omega$  : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και ενδιάμεσου οπλισμού

$$\omega = A_s f_y / A_c f_c$$

$\omega'$  : μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού

$$\omega' = A'_s f_y / A_c f_c$$

$v = N/bhf_c$  ( $b$  : πλάτος θλιβόμενης ζώνης,  $b_{eff}$ )

$\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$ : γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

$\rho_d$ : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

$\alpha$  : Συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με μηδέν όταν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος.

Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις η παραπάνω εξίσωση διαμορφώνεται ως εξής

$$\theta_u = 0,009 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot a_s^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot 1,25^{100 \rho_d}$$

### 2.9.4.5 Παραμόρφωση κατά την αστοχία από τέμνουσα

Αν η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου,  $V_R$ , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή,  $V_{Mu}=M_y/L_s$ , τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της  $(1/r)y$  ή της  $\theta y$  επί  $V_R L_s/M_y$ , ανάλογα με το νόημα της  $\delta$  (ως  $1/r$  ή ως  $\theta$ ). Στην περίπτωση αυτή επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή,  $\theta_y$ .

Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της αντίστασης  $V_R$  σε τέμνουσα, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικώς ήταν  $V_R > V_{Mu}$ . Για να ληφθεί επαρκώς υπόψη το ενδεχόμενο αυτό, απαιτείται η εκτίμηση αυτής της εξασθένησης της  $V_R$  συναρτήσει του απαιτούμενου για τον σχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων,  $\mu_\delta = \mu_\theta = \theta_u / \theta_y$ .

Η εξασθένηση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως :

- i. Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών
- ii. Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες, η μείωση των τάσεων συναφείας κατά μήκος τους λόγω της ανακύκλισης, καθώς και η επακόλουθη πρόσθετη εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.
- iii. Η εξασθένηση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης, και
- iv. Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση και η μείωση της αντίστασης σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

Η διατμητική αντοχή,  $V_R$ , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει  $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta -$

1. Το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής:  $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$ , ισούται με τον λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή  $\theta_y$ . Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του  $\mu_\theta^{pl}$  ως ακολούθως (μονάδες MN και m):



$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + [1 - 0.05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})] [0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

Όπου ,

h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές),

x: ύψος της θλιβόμενης ζώνης.

N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

$\alpha_s$ : λόγος διάτμησης.

$A_c$ : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με  $b_w d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος  $d$ , ή με  $\pi D_c^2 / 4$  (όπου  $D_c$  = διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.

$f_c$ : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).

$\rho_{tot}$ : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

$V_w$ : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

$$\rho_w = A_{sw} / b_w s_w$$

Όπου,

$\rho_w$ : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,

$z$ : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με  $d-d'$  σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με

0.8h σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

$f_{yw}$  : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Η διατμητική αντοχή,  $V_R$ , τοιχώματος δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη,  $V_{R,max}$  η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = 0,85 \left( 1 - 0,06 \min(5; \mu_{\theta}^{pl}) \right) \left( 1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c}) \right) (1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})) (1 - 0,2 \min(2; \alpha_s)) \sqrt{f_c} b_w z$$

Εξ. (Γ4)

Η τιμή της  $V_{R,max}$  προ της καμπτικής διαρροής υπολογίζεται από την Εξ. (Γ.4) με  $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ . Εξάλλου, η διατμητική αντοχή,  $V_R$ , υποστυλώματος με λόγο διάτμησης  $\alpha_s \leq 2.0$  δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου,  $V_{R,max}$ , η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων,  $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$ , ως (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \left( 1 - 0,02 \min(5; \mu_{\theta}^{pl}) \right) \left( 1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \left( 1 + 0,45(100\rho_{tot}) \right) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

όπου  $\delta$  η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ( $\tan \delta = h/2L_s = 0.5/\alpha_s$ ).

## **3- Περιγραφή του κτιρίου**

### **3.1 Γενικά στοιχεία**

Το υπό εξέταση κτίριο βρίσκεται στον Πειραιά , είναι κατασκευασμένο το 1977 σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και το αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Αποτελείται από έξι ορόφους και δώμα, η κύρια χρήση των ορόφων είναι αυτή της κατοικίας ενώ το ισόγειο χρησιμοποιείται από καταστήματα.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι αμιγώς πλαισιακός και αποτελείται από υποστυλώματα, δοκούς και πλάκες. Τα υποστυλώματα είναι όλα τετραγωνικής διατομής με σταδιακή μείωση της διατομής ανά τους ορόφους 5cm , η μέση διατομή των δοκών είναι 20x60cm, οι πλάκες έχουν πάχος 0,15cm και 0,14cm στους δύο τελευταίους ορόφους και το δώμα.

Το κτίριο δεν παρουσιάζει βλάβες τόσο στον φέροντα όσο και στον οργανισμό πλήρωσης παρά μόνο σε κάποια μεμονωμένα στοιχεία τριχοειδής ρωγμές , παρόλο που κατά την διάρκεια ζωής του έχουν γίνει σεισμοί μεγάλου μεγέθους όπως των Αλκυονίδων το 1981 άλλα και ο πιο πρόσφατος σεισμός της Αθήνας το 1999.

### **3.2 Υλικά**

#### **3.2.1 Σκυρόδεμα**

Το σκυρόδεμα που αναγράφεται στη μελέτη του έργου είναι κατηγορίας B160 με θλιπτική αντοχή  $f_c = 160 \text{ kg/cm}^2$ . Βάση λοιπόν της αναφοράς της μελέτης έγινε αναγωγή για τα σημερινά δεδομένα από B160 σε σκυρόδεμα C12 με μέση θλιπτική αντοχή  $f_{cm} = 12 \text{ MPa}$  και μέτρο ελαστικότητας  $E_c = 26 \text{ GPa}$ .

#### **3.2.2 Χάλυβας**

Ο χάλυβας που έχει χρησιμοποιηθεί είναι κατηγορίας StI δηλαδή είναι αντίστοιχης κατηγορίας με τον πιο πρόσφατο λείο χάλυβα S220 με τάση διαρροής  $f_y = 220 \text{ MPa}$  και μέτρο ελαστικότητας  $E_s = 200 \text{ GPa}$ .

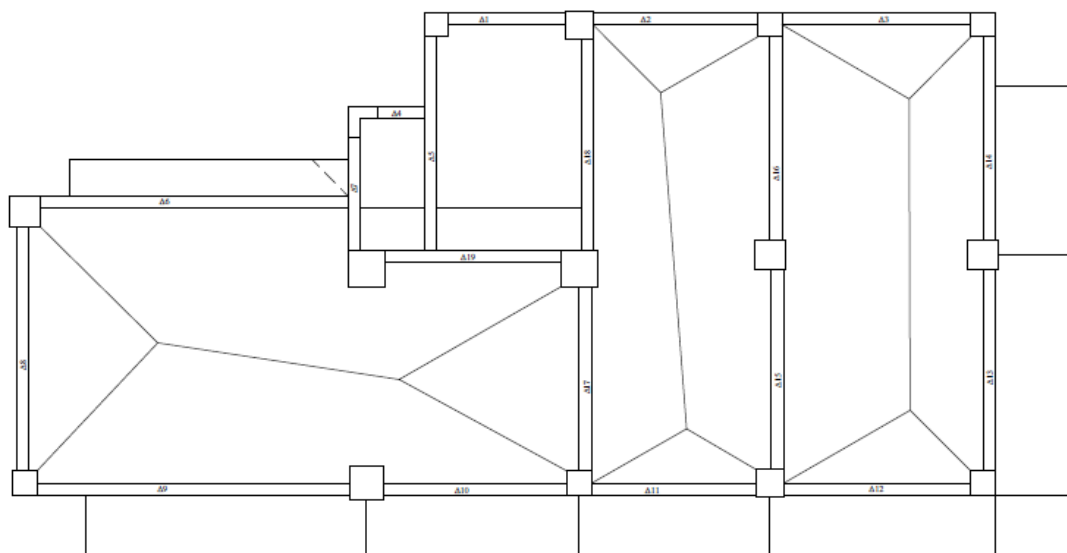
### 3.3 Φορτία φέροντος οργανισμού

Παρακάτω παραθέτονται τα φορτία που αναγράφονται στη μελέτη του έργου και αντίστοιχα τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση.

	Αρχική μελέτη	Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός
Ίδιον βάρος οπλισμένου σ/κ	24 KN	25 KN
Ωφέλιμο φορτίο πλάκας	2 KN	2 KN
Ωφέλιμο φορτίο προβόλου	5 KN	5 KN
Ωφέλιμο φορτίο κλίμακας	5 KN	5KN
Δρομική τοιχοποιία	2.1 KN	2.1 KN
Μπατική τοιχοποιία	3.6 KN	3.6 KN
Επικάλυψη	0.7 KN	1.3 KN

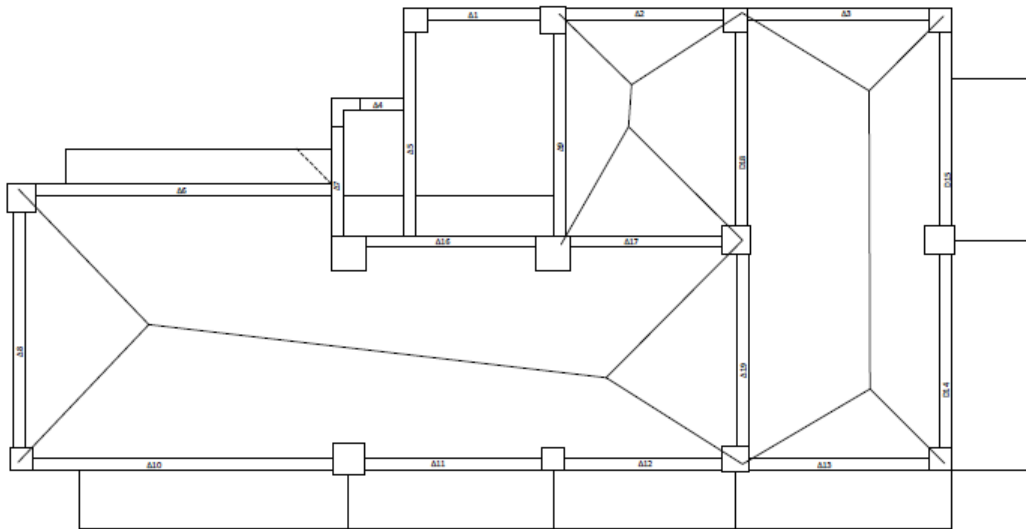
#### 3.3.1 Κατανομή των φορτίων στις δοκούς

Η κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς έγινε με χρήση του κανόνα των 45° και 60° χωρίς ομοιομορφοποίηση.

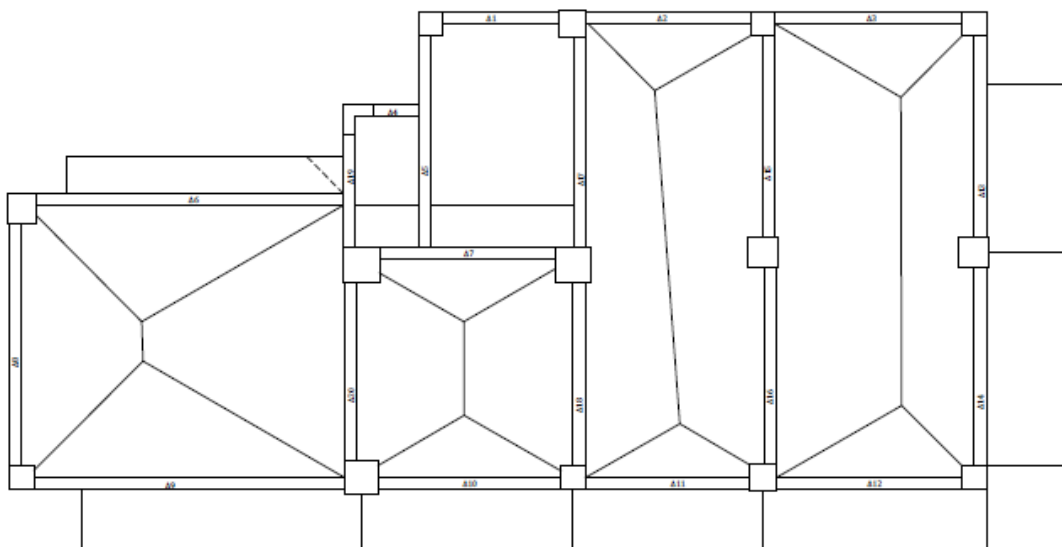


Επιφάνειες φόρτισης 1<sup>ου</sup> - 3<sup>ου</sup> ορόφου

### Κεφάλαιο 3



Επιφάνειες φόρτισης 2<sup>ου</sup> - 4<sup>ου</sup> ορόφου



Επιφάνειες φόρτισης 5<sup>ου</sup> - 6<sup>ου</sup> ορόφου

### 3.3.1 Περιγραφή διατομών

Παρακάτω δίνονται υπό μορφή πινάκων οι οπλισμοί και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων και των δοκών.

Υποστυλώματα ισογείου		
α/α	b=h	Οπλισμός
1	40	4Φ20
2	55	8Φ20
3	40	4Φ20
4	45	8Φ16
5	40	4Φ20
6	50	8Φ18
7	60	12Φ18
8	55	8Φ20
9	50	8Φ18
10	50	8Φ18
11	40	8Φ16
12	40	4Φ20
13	45	8Φ18
14	40	4Φ20
15	40	4Φ20

Υποστυλώματα Α' ορόφου		
α/α	b=h	Οπλισμός
1	40	4Φ20
2	50	8Φ18
3	35	4Φ18
4	40	4Φ20
5	35	4Φ20
6	45	4Φ20
7	55	8Φ18
8	50	8Φ18
9	45	8Φ16
10	45	8Φ16
11	35	8Φ16
12	35	4Φ18
13	40	4Φ20
14	35	4Φ18
15	35	4Φ20

Υποστυλώματα Β' ορόφου		
α/α	b=h	Οπλισμός
1	35	4Φ20
2	45	8Φ16
3	30	4Φ16
4	35	4Φ18
5	30	4Φ20
6	40	4Φ20
7	50	8Φ18
8	45	8Φ16
9	40	4Φ20
10	40	4Φ20
11	35	4Φ18
12	30	4Φ16
13	35	4Φ18
14	30	4Φ16
15	30	4Φ20

Υποστυλώματα Γ' ορόφου		
α/α	b=h	Οπλισμός
1	35	4Φ20
2	40	4Φ20
3	30	4Φ16
4	35	4Φ18
5	30	4Φ20
6	35	4Φ20
7	45	8Φ16
8	45	8Φ16
9	35	4Φ20
10	35	4Φ18
11	30	4Φ16
12	30	4Φ16
13	35	4Φ18
14	30	4Φ16
15	30	4Φ20

Κεφάλαιο 3

Υποστυλώματα Δ' ορόφου		
α/α	b=h	οπλισμός
1	30	4Φ20
2	35	4Φ18
3	25	4Φ14
4	30	4Φ16
5	30	4Φ20
6	30	4Φ20
7	40	4Φ20
8	40	4Φ20
9	35	4Φ18
10	35	4Φ18
11	25	4Φ14
12	25	4Φ14
13	30	4Φ16
14	25	4Φ14
15	30	4Φ20

Υποστυλώματα Ε' ορόφου		
α/α	b=h	οπλισμός
1	30	4Φ20
2	30	4Φ16
3	25	4Φ14
4	25	4Φ14
5	30	4Φ20
6	30	4Φ20
7	35	4Φ18
8	30	4Φ16
9	30	4Φ16
10	25	4Φ14
11	25	4Φ14
12	25	4Φ14
13	25	4Φ14
14	25	4Φ14
15	30	4Φ20

Υποστυλώματα ΣΤ' ορόφου		
α/α	b=h	οπλισμός
1	30	4Φ20
2	20	4Φ12
3	20	4Φ12
4	20	4Φ12
5	30	4Φ20
6	30	4Φ20
7	30	4Φ16
8	25	4Φ14
9	25	4Φ14
10	20	4Φ12
11	25	4Φ12
12	20	4Φ12
13	25	4Φ14
14	20	4Φ12
15	30	4Φ20

Κεφάλαιο 3

1 όροφος					
ΑΡΙΣΤΕΡΑ			ΔΕΞΙΑ		
ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ	ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ
2Φ14	1Φ18	2Φ14	2Φ14	3Φ18	2Φ14
2Φ10	2Φ20	2Φ10	2Φ10	2Φ20	2Φ10
2Φ10	2Φ20	2Φ10	2Φ10	2Φ20	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
3Φ12	0	2Φ12	3Φ12	0	2Φ12
5Φ18	0	2Φ18	5Φ18	0	2Φ18
4Φ14	0	2Φ14	4Φ14	0	2Φ14
2Φ10	3Φ18	2Φ10	2Φ10	3Φ18	2Φ10
3Φ16	1Φ16	3Φ16	3Φ16	5Φ20	3Φ16
2Φ10	5Φ20	2Φ10	2Φ10	2Φ14	2Φ10
2Φ10	2Φ14	2Φ10	2Φ10	3Φ20	2Φ10
2Φ10	3Φ20	2Φ10	2Φ10	2Φ16	2Φ10
2Φ14	1Φ16	2Φ14	2Φ14	3Φ20	2Φ14
2Φ14	3Φ20	2Φ14	2Φ14	1Φ16	2Φ14
3Φ12	0	2Φ12	3Φ12	1Φ10	2Φ12
3Φ12	1Φ10	2Φ12	3Φ12	0	2Φ12
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	1Φ12	2Φ10
2Φ10	1Φ12	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ18	0	2Φ18	2Φ18	0	2Φ18

STORY 2 - 4					
ΑΡΙΣΤΕΡΑ			ΔΕΞΙΑ		
ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ	ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ
2Φ14	2Φ16	2Φ14	2Φ14	2Φ16	2Φ14
2Φ10	2Φ18	2Φ10	2Φ10	2Φ18	2Φ10
2Φ10	2Φ18	2Φ10	2Φ10	2Φ18	2Φ10
2Φ10	2Φ16	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	2Φ14	2Φ10
4Φ16	0	4Φ16	4Φ16	0	4Φ16
4Φ14	0	2Φ14	4Φ14	0	2Φ14
2Φ12	2Φ14	2Φ10	2Φ12	2Φ16	2Φ10
2Φ14	0	2Φ14	2Φ14	0	2Φ14
4Φ16	0	2Φ16	4Φ16	3Φ18	2Φ16
2Φ10	3Φ18	2Φ10	2Φ10	1Φ14	2Φ10
2Φ10	1Φ14	2Φ10	2Φ10	2Φ16	2Φ10
2Φ10	2Φ16	2Φ10	2Φ10	1Φ12	2Φ10
2Φ14	0	2Φ14	2Φ14	3Φ20	2Φ14
2Φ14	3Φ20	2Φ14	2Φ14	0	2Φ14
3Φ14	0	2Φ14	3Φ14	0	2Φ14
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10



Κεφάλαιο 3

STORY 3					
ΑΡΙΣΤΕΡΑ			ΔΕΞΙΑ		
ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ	ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ
2Φ14	1Φ16	2Φ14	2Φ14	1Φ16	2Φ14
2Φ10	2Φ16	2Φ10	2Φ10	2Φ16	2Φ10
2Φ10	2Φ14	2Φ10	2Φ10	1Φ14	2Φ10
2Φ10	1Φ16	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	1Φ18	2Φ10
4Φ16	0	4Φ16	4Φ16	0	4Φ16
4Φ14	0	2Φ14	4Φ14	0	2Φ14
2Φ12	1Φ18	2Φ10	2Φ12	1Φ18	2Φ10
3Φ14	0	2Φ14	3Φ14	0	2Φ14
4Φ16	2Φ20	2Φ16	4Φ16	2Φ20	2Φ16
2Φ10	2Φ20	2Φ10	2Φ10	1Φ10	2Φ10
2Φ10	2Φ14	2Φ10	2Φ10	2Φ14	2Φ10
2Φ10	2Φ14	2Φ10	2Φ10	2Φ14	2Φ10
2Φ14	3Φ16	2Φ14	2Φ14	3Φ16	2Φ14
2Φ14	3Φ16	2Φ14	2Φ14	3Φ16	2Φ14
2Φ12	1Φ10	2Φ12	2Φ12	1Φ10	2Φ12
3Φ12	1Φ10	2Φ12	3Φ12	1Φ10	2Φ12
2Φ14	0	2Φ14	2Φ14	0	2Φ14
4Φ14	0	2Φ14	4Φ14	0	2Φ14

STORY 5 - 6					
ΑΡΙΣΤΕΡΑ			ΔΕΞΙΑ		
ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ	ΠΑΝΩ		ΚΑΤΩ
2Φ14	0	2Φ14	2Φ14	1Φ10	2Φ14
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	1Φ12	2Φ10
2Φ10	1Φ12	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	1Φ12	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	1Φ10	2Φ10
4Φ16	0	2Φ16	4Φ16	0	2Φ16
4Φ14	0	2Φ14	4Φ14	0	2Φ14
3Φ14	0	2Φ14	3Φ14	0	2Φ14
4Φ14	0	2Φ14	4Φ14	2Φ16	2Φ14
2Φ10	2Φ16	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	1Φ12	2Φ10
2Φ10	1Φ12	2Φ10	2Φ10	0	2Φ10
2Φ14	2Φ14	2Φ14	2Φ14	0	2Φ14
2Φ14	0	2Φ14	2Φ14	2Φ14	2Φ14
3Φ12	1Φ10	2Φ12	3Φ12	0	2Φ12
3Φ12	0	2Φ12	3Φ12	1Φ10	2Φ12
2Φ12	1Φ14	2Φ10	2Φ12	0	2Φ10
2Φ10	0	2Φ10	2Φ10	1Φ14	2Φ10
3Φ10	1Φ18	2Φ10	3Φ10	1Φ18	2Φ10
2Φ12	1Φ18	2Φ10	2Φ12	1Φ18	2Φ10

Κεφάλαιο 3

1 όροφος					
$\alpha/\alpha$	Ύψος h	b <sub>eff</sub>	b <sub>w</sub>	h <sub>f</sub>	Μήκος L
Δ1	0.40	0.20	0.2	0.15	2.35
Δ2	0.40	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ3	0.40	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ4	0.40	0.20	0.2	0.15	1.15
Δ5	0.40	0.20	0.2	0.15	4.00
Δ6	0.60	1.40	0.2	0.15	5.61
Δ7	0.60	0.20	0.2	0.15	3.50
Δ8	0.50	1.12	0.2	0.15	4.47
Δ9	0.60	1.40	0.2	0.15	5.61
Δ10	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ11	0.60	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ12	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ13	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ14	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ15	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ16	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ17	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ18	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ19	0.60	0.61	0.2	0.15	2.45

2-4 όροφος					
$\alpha/\alpha$	Ύψος h	b <sub>eff</sub>	b <sub>w</sub>	h <sub>f</sub>	Μήκος L
Δ1	0.40	0.20	0.2	0.15	2.35
Δ2	0.40	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ3	0.40	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ4	0.40	0.20	0.2	0.15	1.15
Δ5	0.40	0.20	0.2	0.15	4.00
Δ6	0.60	1.40	0.2	0.15	5.61
Δ7	0.60	0.20	0.2	0.15	2.45
Δ8	0.50	1.12	0.2	0.15	4.47
Δ9	0.50	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ10	0.60	1.40	0.2	0.15	5.61
Δ11	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ12	0.60	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ13	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ14	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ15	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ16	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ17	0.60	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ18	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ19	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53

Κεφάλαιο 3

3 όροφος					
α/α	Ύψος h	beff	bw	hf	Μήκος L
Δ1	0.40	0.20	0.2	0.15	2.35
Δ2	0.40	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ3	0.40	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ4	0.40	0.20	0.2	0.15	1.15
Δ5	0.40	0.20	0.2	0.15	4.00
Δ6	0.60	1.40	0.2	0.15	5.61
Δ7	0.60	0.20	0.2	0.15	2.45
Δ8	0.50	1.12	0.2	0.15	4.47
Δ9	0.50	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ10	0.60	1.40	0.2	0.15	5.61
Δ11	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ12	0.60	0.78	0.2	0.15	3.13
Δ13	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50
Δ14	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ15	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ16	0.60	0.88	0.2	0.15	3.53
Δ17	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ18	0.60	1.00	0.2	0.15	4.00
Δ19	0.60	0.88	0.2	0.15	3.50

5-6 όροφος					
α/α	Ύψος h	beff	bw	hf	Μήκος L
Δ1	0.40	0.20	0.2	0.14	2.35
Δ2	0.40	0.78	0.2	0.14	3.13
Δ3	0.40	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ4	0.40	0.20	0.2	0.14	1.15
Δ5	0.40	0.20	0.2	0.14	4.00
Δ6	0.60	1.40	0.2	0.14	5.61
Δ7	0.50	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ8	0.60	1.12	0.2	0.14	4.47
Δ9	0.60	1.40	0.2	0.14	5.61
Δ10	0.60	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ11	0.60	0.78	0.2	0.14	3.13
Δ12	0.60	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ13	0.60	1.00	0.2	0.14	4.00
Δ14	0.60	0.88	0.2	0.14	3.53
Δ15	0.60	1.00	0.2	0.14	4.00
Δ16	0.60	0.88	0.2	0.14	3.53
Δ17	0.60	1.00	0.2	0.14	4.00
Δ18	0.60	0.88	0.2	0.14	3.53
Δ19	0.60	0.20	0.2	0.14	2.45
Δ20	0.60	0.88	0.2	0.14	3.53

Κεφάλαιο 3

7 όρφος					
α/α	Ύψος h	b <sub>eff</sub>	b <sub>w</sub>	h <sub>f</sub>	Μήκος L
Δ1	0.40	0.20	0.2	0.14	2.35
Δ2	0.40	0.78	0.2	0.14	3.13
Δ3	0.40	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ4	0.40	0.20	0.2	0.14	1.15
Δ5	0.40	0.20	0.2	0.14	4.00
Δ6	0.55	1.40	0.2	0.14	5.61
Δ7	0.50	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ8	0.60	1.12	0.2	0.14	4.47
Δ9	0.50	1.40	0.2	0.14	5.61
Δ10	0.50	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ11	0.50	0.78	0.2	0.14	3.13
Δ12	0.50	0.88	0.2	0.14	3.50
Δ13	0.50	1.00	0.2	0.14	4.00
Δ14	0.50	0.88	0.2	0.14	3.53
Δ15	0.50	1.00	0.2	0.14	4.00
Δ16	0.50	0.88	0.2	0.14	3.53
Δ17	0.50	1.00	0.2	0.14	4.00
Δ18	0.50	0.88	0.2	0.14	3.53
Δ19	0.50	0.20	0.2	0.14	2.45
Δ20	0.50	0.88	0.2	0.14	3.53

## 4 – Αποτίμηση

### 4.1 Παραδοχές για την προσομοίωση του φορέα

- Διαφραγματική λειτουργία πλακών: Θεώρηση ατενούς διαφράγματος στις στάθμες που ορίζονται στο σχ.1 .
- Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού λαμβάνεται ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού.
- Οι δυσκαμψίες και οι δυστρεψίες των διατομών ελήφθησαν μειωμένες σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ειδικά για την προσομοίωση τις στρεπτικής δυσκαμψίας των μελών του φορέα λόγω της απουσίας στοιχείων στο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ η στρεπτική δυσκαμψία  $GI$  λήφθηκε ως ποσοστό της καμπτικής δυσκαμψίας, δηλαδή

$$GI = 0.1 (K/x)$$

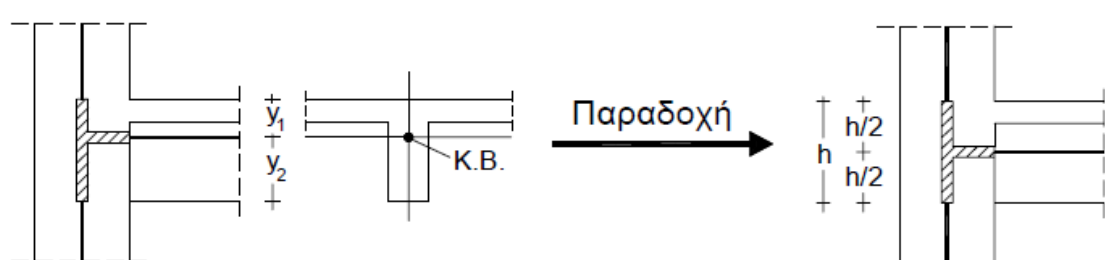
Όπου ,

$GI$  : στρεπτική δυσκαμψία

$K$  :  $( My Ls / 3\theta y ) / EI$

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας		Τιμές $X$
A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

Κατά τη μόρφωση του μοντέλου αγνοήθηκαν οι εκκεντρότητες των αξόνων των κατακόρυφων στοιχείων ως προς τους άξονες των δοκών, αλλά κατά τα λοιπά θεωρήθηκαν στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα .σχ.1.



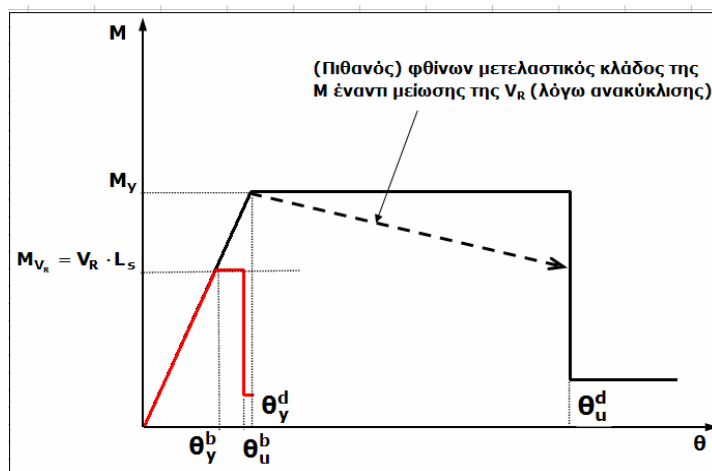
Σχήμα 1.

### Παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών

- Η συνολική μάζα του ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους  $M$  του ατενούς διαφράγματος.
- Η συνολική μάζα του ορόφου συντίθεται από:
  - τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
  - τη μάζα των υποκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους και,
  - τη μάζα που αντιστοιχεί στο 30% του ωφέλιμου φορτίου.
- Οι κόμβοι της στάθμης θεμελίωσης θεωρούνται πλήρως πακτωμένοι.
- Οι τοιχοποιίες δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα τόσο στην φάση της αποτίμησης όσο και του ανασχεδιασμού.
  
- Τύποι Πλαστικών Αρθρώσεων στο Λογισμικό Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Υιοθετήθηκαν δύο τύποι πλαστικών αρθρώσεων:

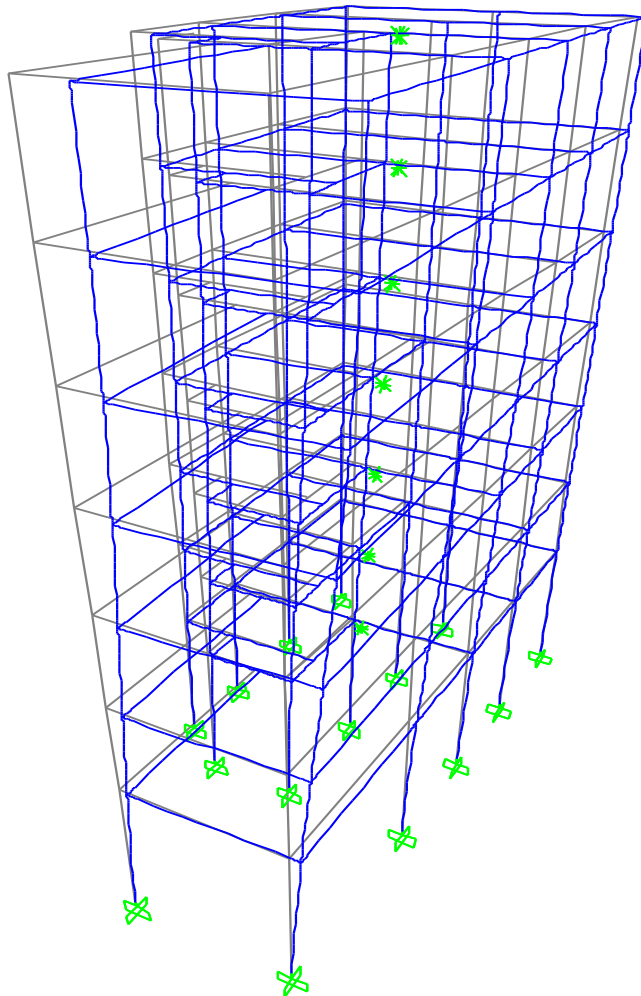
- Πλαστική άρθρωση (Σχήμα 2), για απλή μονοαξονική κάμψη  $[M(3)]$  με πρόβλεψη πρώιμης ψαθυρής αστοχίας σε τέμνουσα  $[V(2)]$ . Εφαρμόζεται στις συνήθεις περιπτώσεις άκρων δοκών ( $N=0$ ) με απλουστευτικές παραδοχές για το μήκος διάτμησης (κατά ΚΑΝΕΠΕ).
- Πλαστική άρθρωση για διαξονική κάμψη υπό ορθή δύναμη  $[M(3),M(2),N]$  άκρα μέλους. Εφαρμόζεται στις περιπτώσεις κατακόρυφων μελών με απλουστευτικές παραδοχές για το μήκος διάτμησης (κατά ΚΑΝΕΠΕ).



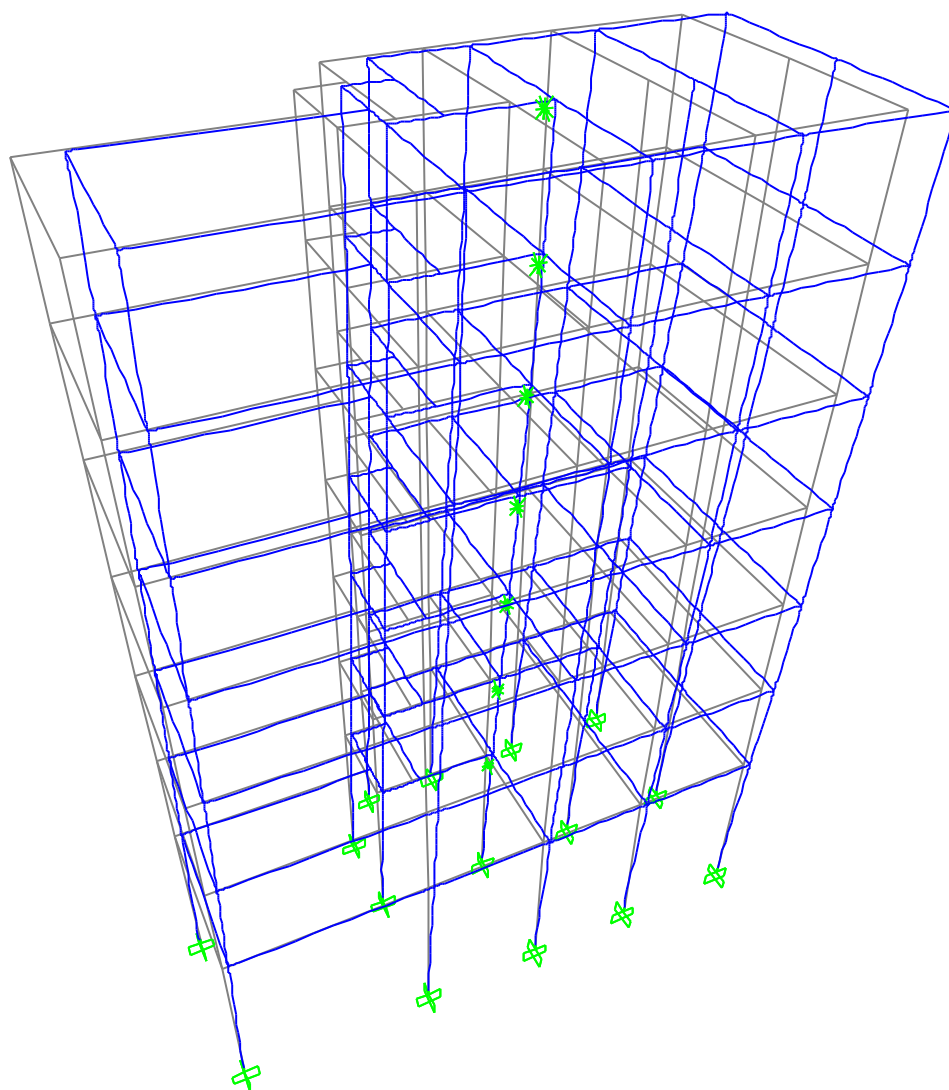
Σχήμα 2.

## 4.2 Διεξαγωγή προκαταρκτικής δυναμικής ανάλυσης

Θέση διαφραγμάτων και μαζών						
TABLE: Joint Added Mass Assignments						
Joint	Mass1	Mass2	MMI3	Coordinates		
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	x	y	z
D1	191.5	191.5	5803.512	8.802	3.179	5
D2	175.84	175.84	5405.477	8.830	3.155	8.1
D3	172.94	172.94	5310.505	8.830	3.143	11.2
D4	170.57	170.57	5243.688	8.860	3.147	14.3
D5	172.61	172.61	5225.069	8.770	3.085	17.4
D6	170.76	170.76	5189.966	8.761	3.086	20.5
D7	73.81	73.81	1934.267	8.666	3.171	23.6



1<sup>η</sup> ιδιομορφή  $T = 2,628 \text{ sec}$  , (στρεπτική και μεταφορική κατά Y)



2<sup>η</sup> ιδιομορφή  $T_x = 2.374$  sec (μεταφορική κατά X)

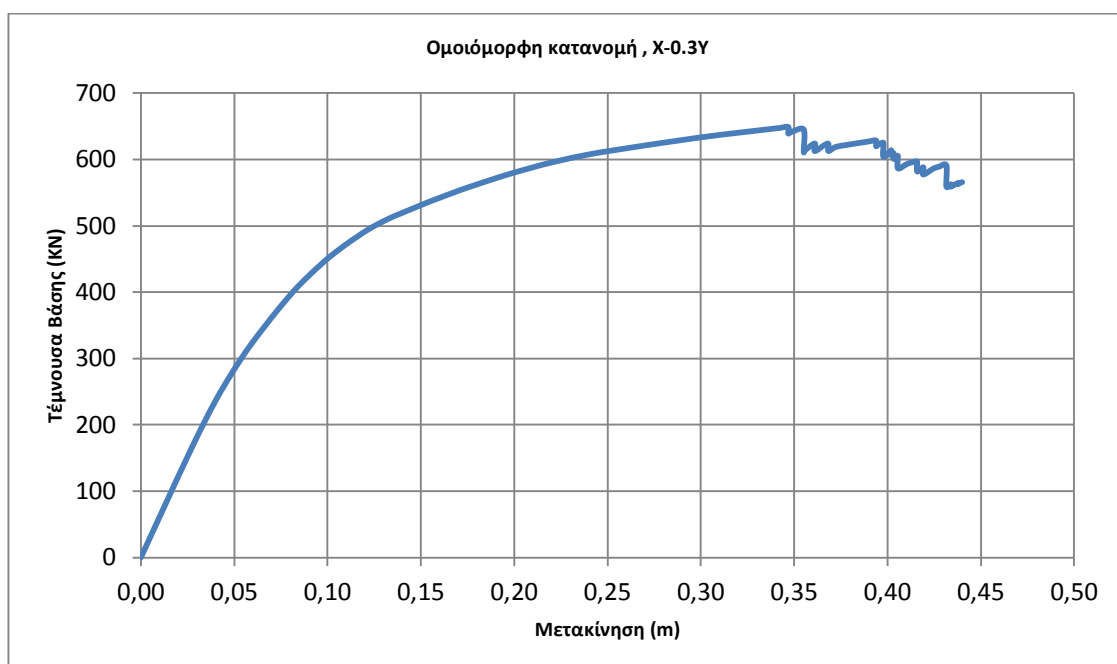
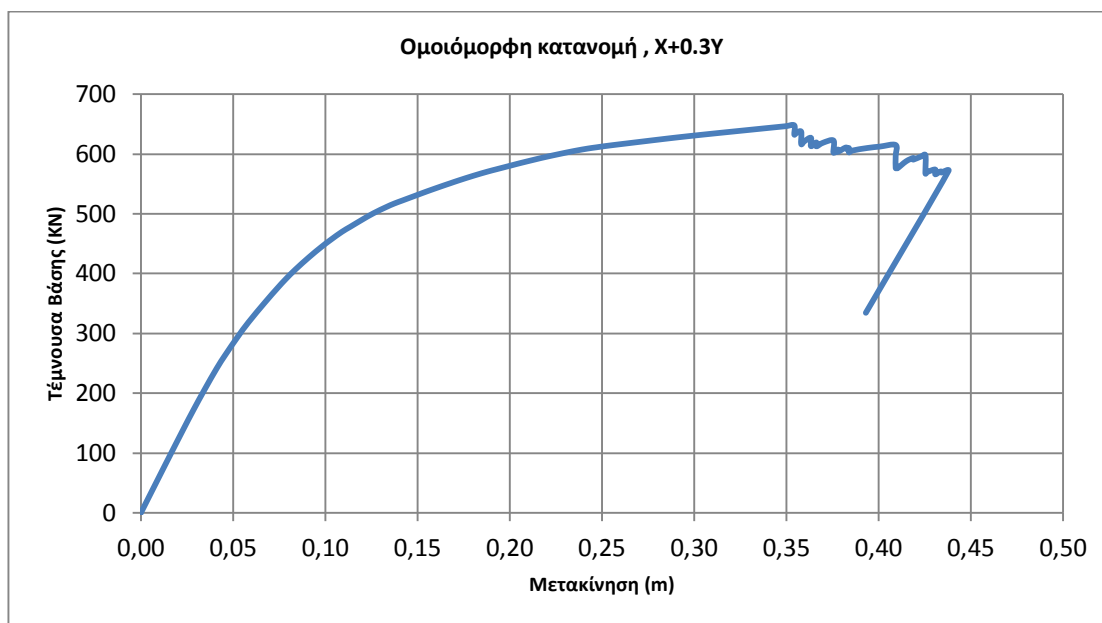


### 4.3 Διεξαγωγή ανελαστικής στατικής ανάλυσης

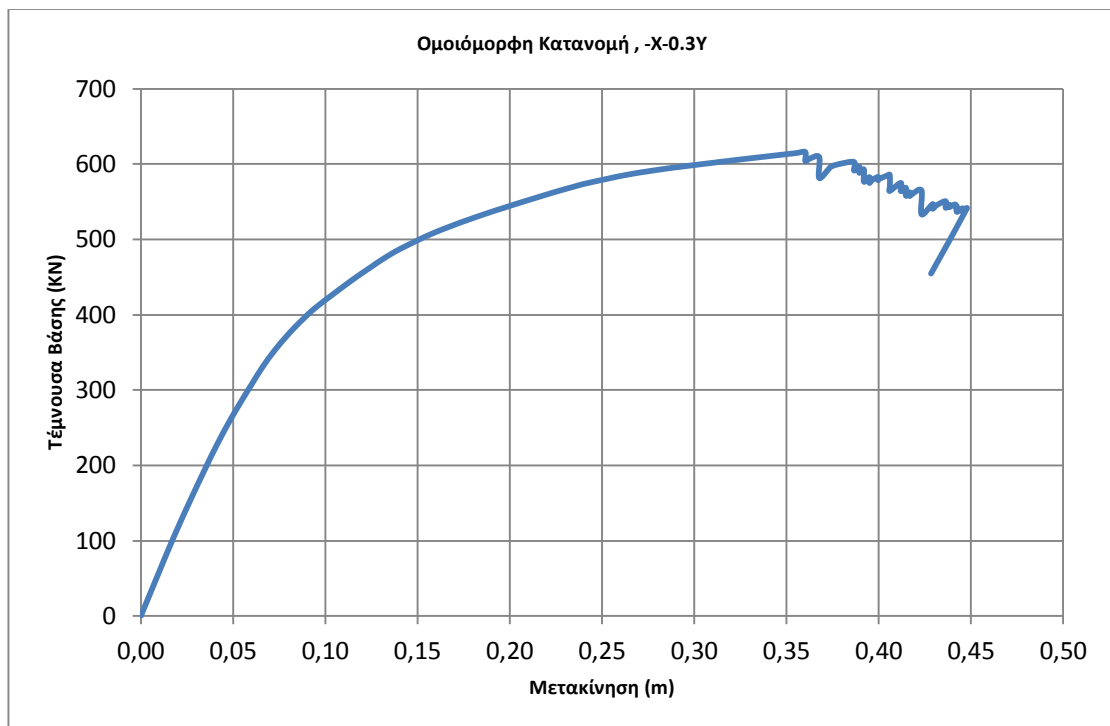
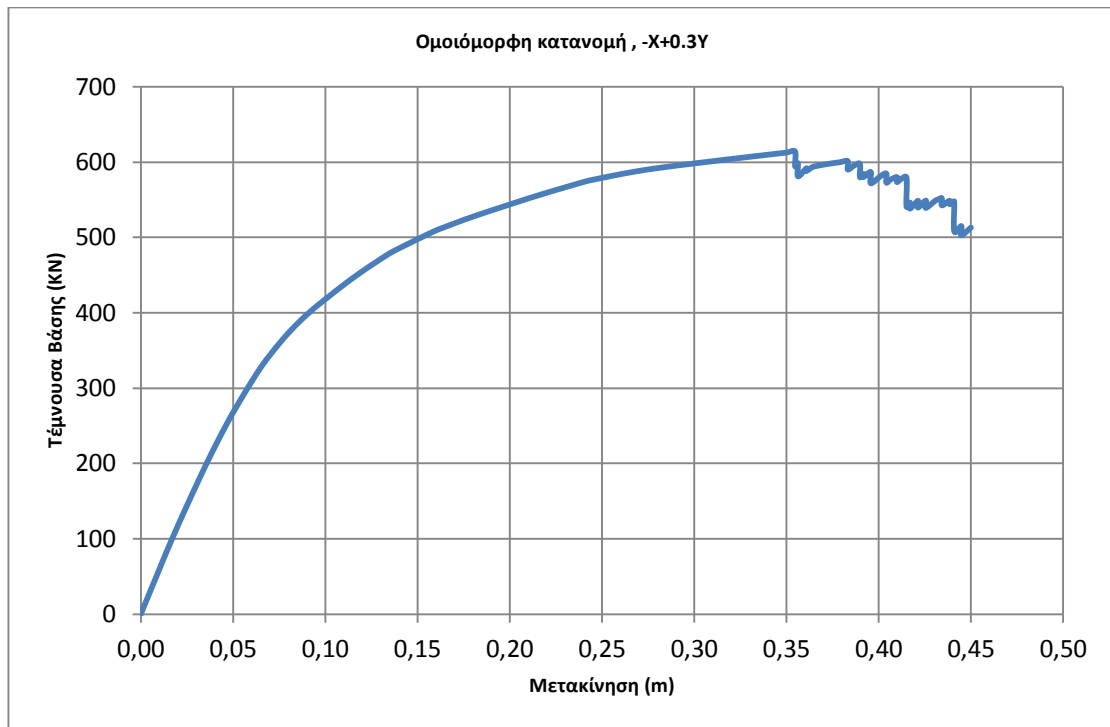
Στο κεφάλαιο γίνεται η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της. Ο νόμος ανελαστικής συμπεριφοράς που ακολουθούν τα στοιχεία του προσομοιώματος είναι υπολογισμένος σύμφωνα με το κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ και έχει περιγραφεί αναλυτικά στο κεφάλαιο δύο της εργασίας.

Για την διαδικασία της αποτίμησης και στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, απλοποιητικά, διεξάγονται οχτώ ανελαστικές αναλύσεις με ομοιόμορφη κατανομή φορτιών εισάγοντας όπως έχει ήδη αναφερθεί σε κάθε ανάλυση, ταυτόχρονα το 100% τέμνουσας βάσης σε μία διεύθυνση και το 30% στην άλλη.

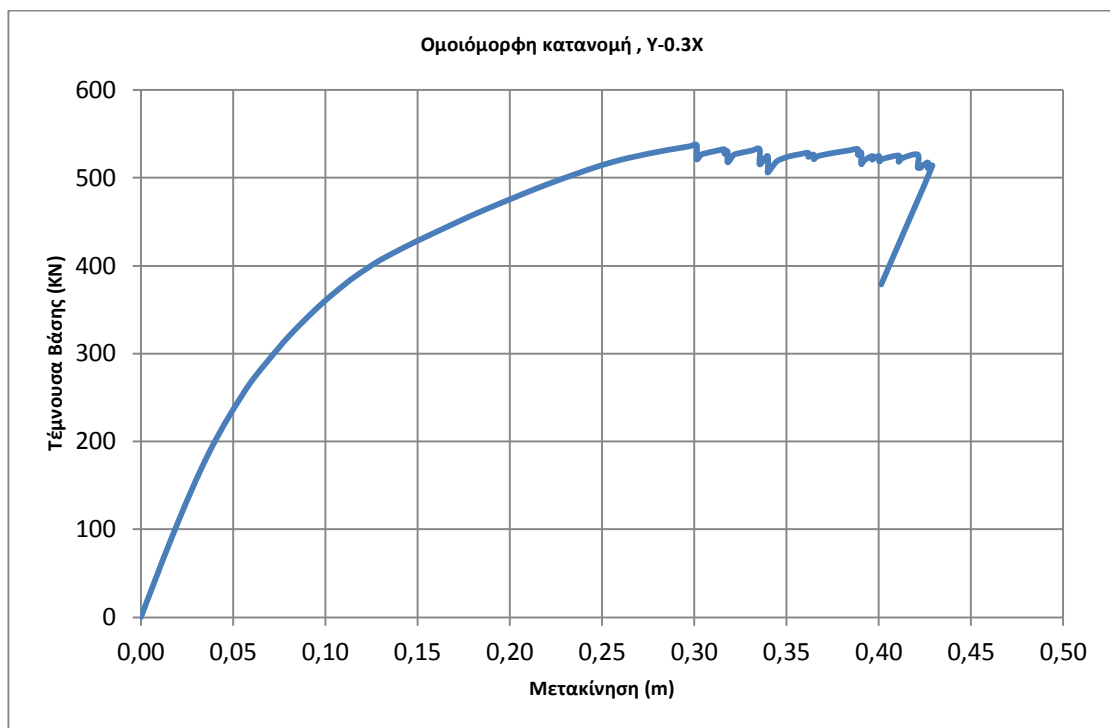
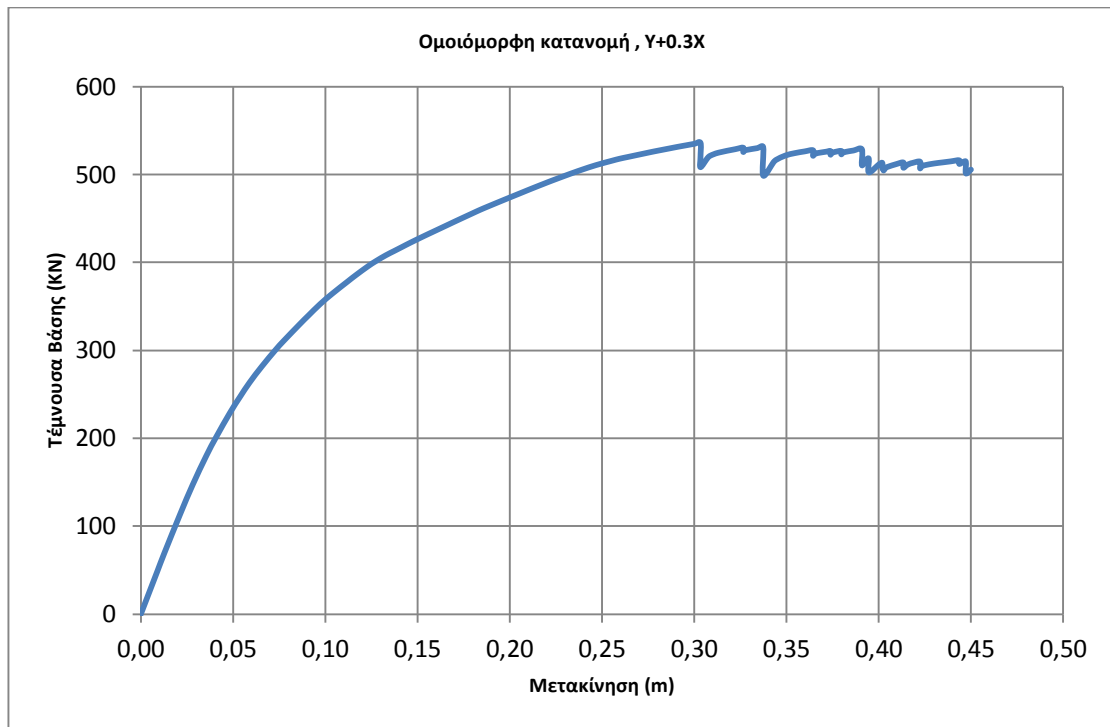
Παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής



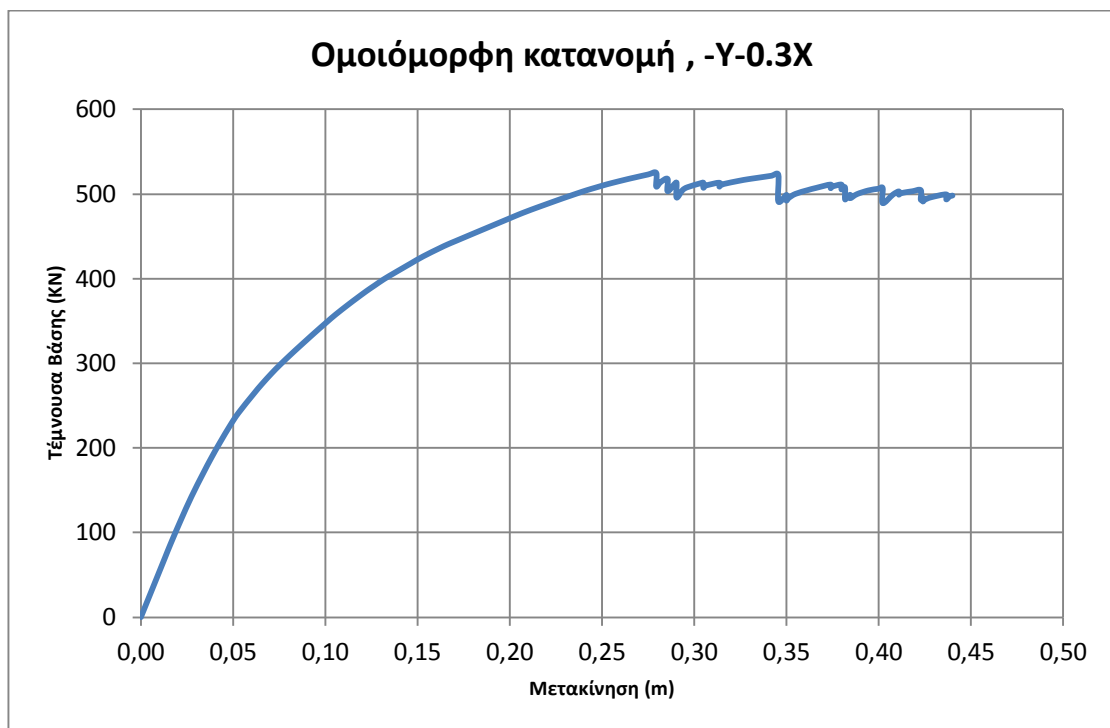
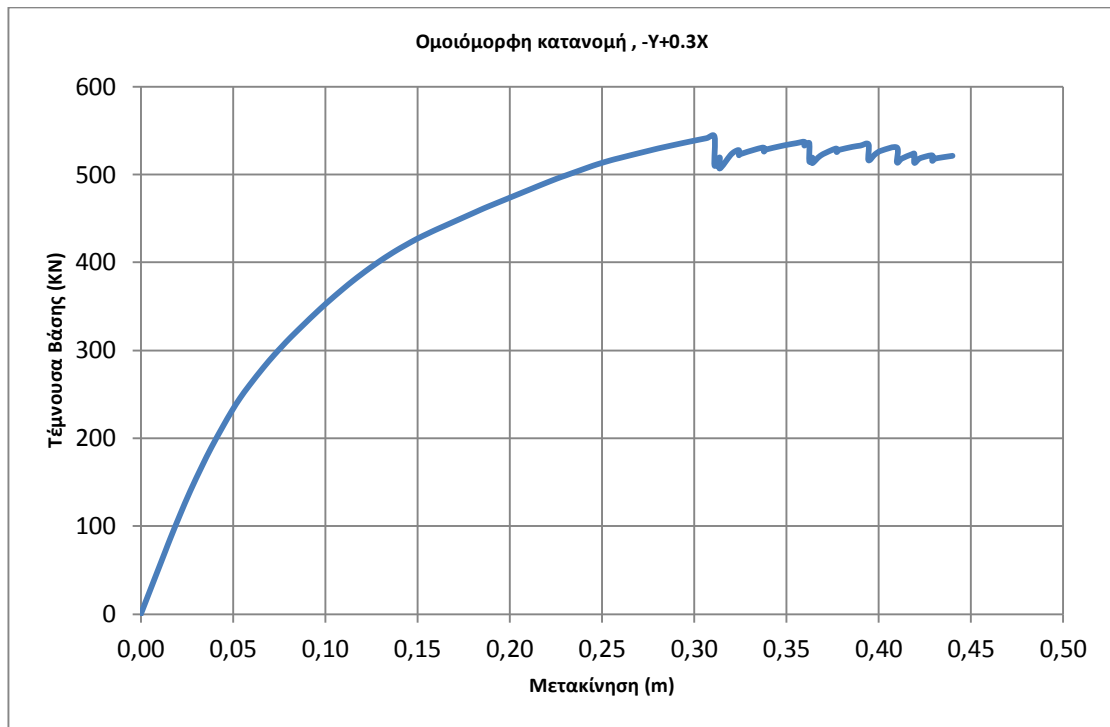
## Κεφάλαιο 4



## Κεφάλαιο 4



## Κεφάλαιο 4



#### 4.4 Διγραμμικοποίηση και εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης $\delta t$

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης ο οποίος γίνεται σύμφωνα με την μέθοδο των συντελεστών που περιλαμβάνεται στο κείμενο του κανονισμού, συγκεκριμένα παρουσιάζεται η ανάλυση για δύο διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης καθώς τα εξαγόμενα αποτελέσματα έχουν ασήμαντες διαφορές όσον αφορά τις υπόλοιπες κατανομές για τις αντίστοιχες διευθύνσεις φόρτισης. Για τα παραπάνω γίνεται χρήση του ελαστικό φάσματος του ΕΑΚ2000 για κατηγορία εδάφους Γ.

- [1] Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων του εδάφους καθορίζονται με το επόμενο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi_s(T)$  :

$$0 \leq T < T_1 \quad \Phi_s(T) = A\gamma_1 \left[ 1 + (\eta\beta_0 - 1) \frac{T}{T_1} \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_s(T) = A\gamma_1\eta\beta_0$$

$$T_2 < T \quad \Phi_s(T) = A\gamma_1\eta\beta_0 \frac{T_2}{T}$$

όπου:

$\Phi_s(T)$	φασματική επιτάχυνση,
T	περίοδος σε δευτερόλεπτα,
$T_1$ και $T_2$	χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σε δευτερόλεπτα, οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 2.4 ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους,
A	σεισμική επιτάχυνση του εδάφους κατά τον Πίνακα 2.2,
$\gamma_1$	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου κατά τον Πίνακα 2.3,
$\beta_0 = 2.50$	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και
$\eta$	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%.

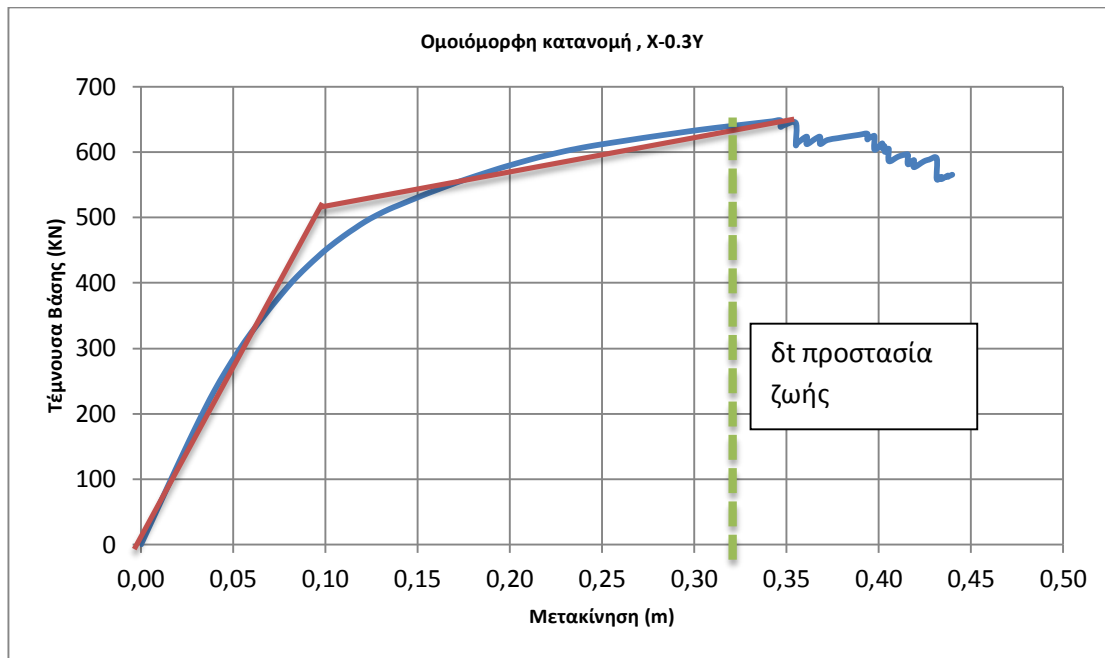
**Πίνακας 2.4:** Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων  $T_1, T_2$  (sec)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
$T_1$	0.10	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.40	0.60	0.80	1.20

**Πίνακας 2.2:** Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:  $A = \alpha \cdot g$  (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
$\alpha$	0.12	0.16	0.24	0.36

## Κεφάλαιο 4



$$T_x = 2.374 \text{ sec}$$

$$K_o = 6315.80 \text{ kN/m}$$

$$V_y = 520 \text{ kN}$$

$$\delta y = 0,095 \text{ cm}$$

$$K_e = 5473.68 \text{ kN/m}$$

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} = 2.55 \text{ sec},$$

$$T_2 < T_e \Rightarrow S_{e(T)} = A \gamma \beta_o \frac{T_2}{T} = 0,16 \cdot 9,81 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,8}{2,55} = 1.23 \text{ m/sec}^2$$

$$C_0 = 1.5$$

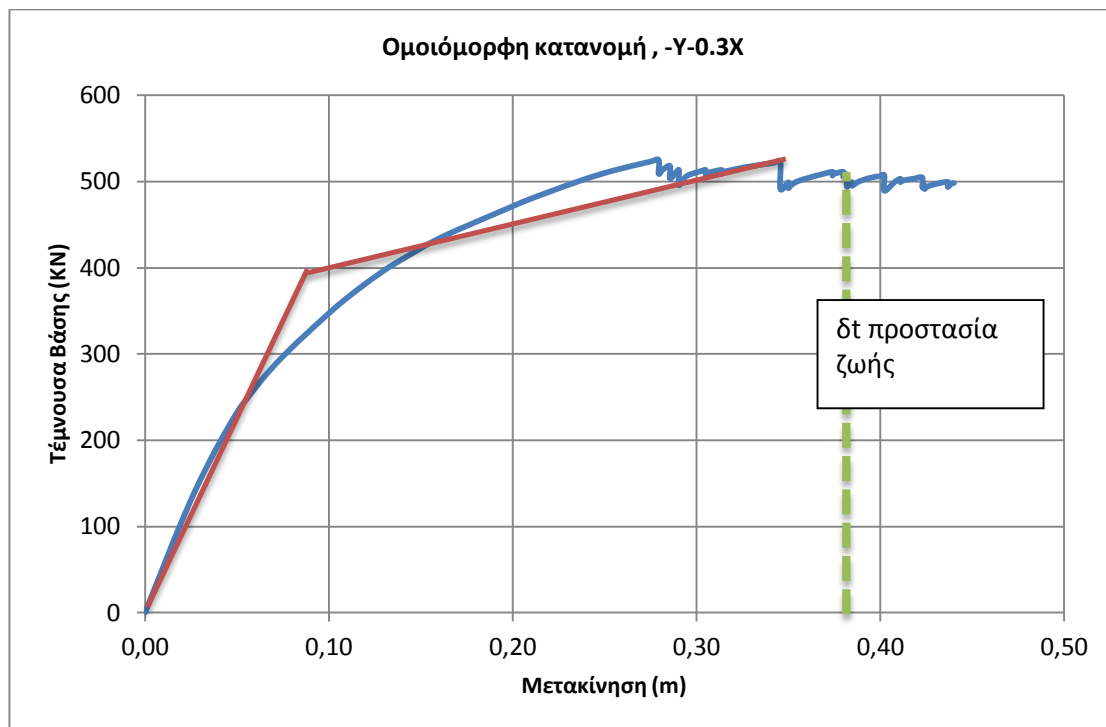
$$C_1 = 1.0 \text{ για } T \geq T_2, \text{ και}$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_2 / T] / R \text{ για } T < T_2,$$

$$C_2 = 1.1 \text{ (Προστασία ζωής)}$$

$$C_3 = 1.0$$

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_{e(T)} = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 1.0 \cdot \frac{2.55^2}{4\pi^2} \cdot 1.23 = 0.334 \text{ m}$$



$$T_y = 2.628 \text{ sec}$$

$$K_0 = 5000.00 \text{ kN/m}$$

$$V_y = 390 \text{ kN}$$

$$\delta y = 0,09 \text{ cm}$$

$$K_e = 4333.33 \text{ kN/m}$$

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 2.823 \text{ sec}$$

$$T_2 < T_e \Rightarrow S_{e(T)} = A \gamma \eta \beta_0 \frac{T_2}{T} = 0.16 \cdot 9.81 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot \frac{0.8}{2.823} = 1.112 \text{ m/sec}^2$$

$$C_0 = 1.5$$

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T \geq T_2, \text{ και}$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_2 / T] / R \text{ για } T < T_2,$$

$$C_2 = 1.1 \text{ (Προστασία ζωής)}$$

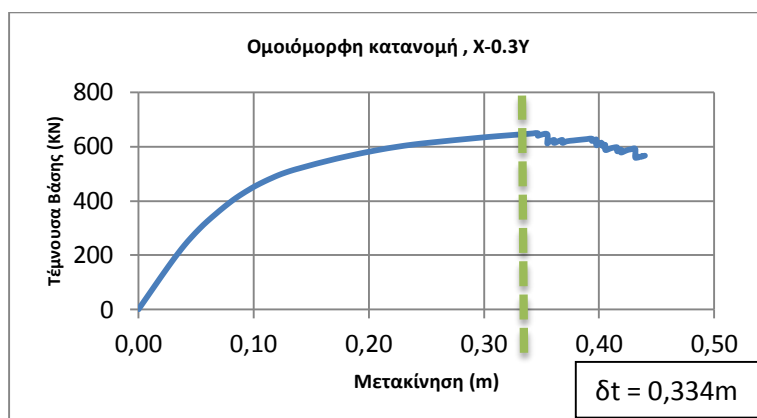
$$C_3 = 1.0$$

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_{e(T)} = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 1.0 \cdot \frac{2.823^2}{4\pi^2} \cdot 1.133 = 0.38 \text{ m}$$

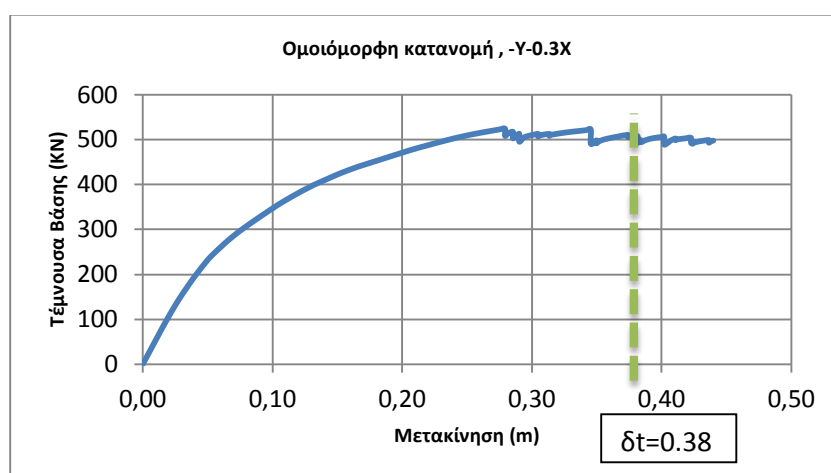
#### 4.5 Έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας

Ο έλεγχος των κριτηρίων επιτελεστικότητας προϋποθέτει την χάραξη της καμπύλης μετακίνησης και τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης η τιμή της οποίας είναι καθοριστική για τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής ως σύνολο αλλά και του κάθε μέλους του φορέα ξεχωριστά.

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου για τις δύο στοχευόμενες μετακινήσεις που έχουν ήδη υπολογισθεί.



Για την παραπάνω κατανομή με  $\delta t=0.334m$  ο φορέας επαρκεί ως σύνολο ωστόσο αυτό δεν καθιστά και το κάθε μέλος του ικανό έχουν αναπτυχθεί σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις στα υποστυλώματα το κυριότερο πρόβλημα εντοπίζεται στα υποστυλώματα του ισογείου όπου στην πλειοψηφία τους έχουν ξεπεράσει τη στάθμη Προστασία ζωής για την οποία αξιολογείται η κατασκευή ακόμη σημαντικές εντάσεις αναπτύσσονται και στα υποστυλώματα των πρώτων ορόφων. Επίσης το σύνολο των δοκών έχει ξεπεράσει την στάθμη Προστασία ζωής στους 3 πρώτους ορόφους και το 60% εξ αυτών την στάθμη αποφυγή κατάρρευσης.



Για την παραπάνω καμπύλη με  $\delta t=0.38cm$  η ο οποία αναφέρεται στη διεύθυνση Y το κτίριο παρουσίασε παρόμοια συμπεριφορά με την προηγούμενη φόρτιση (διεύθυνση X), πάλι το κτήριο επαρκεί ως σύνολο ωστόσο και σε αυτήν την περίπτωση το πλήθος των μελών του φορέα έχει ξεπεράσει την στάθμη προστασία



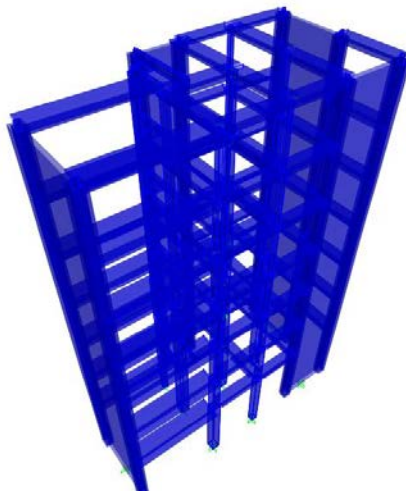
ζωής. Σημαντικές εντάσεις έχουν αναπτυχθεί στα υποστυλώματα του ισογείου όπου στο σύνολο τους έχουν ξεπεράσει τη στάθμη Προστασία ζωής. Επίσης εμφανίζονται και πάλι σημαντικές βλάβες στις δοκούς.

#### **4.6 Συμπεράσματα**

Κατά τον έλεγχο των κριτηρίων επιτελεστικότητας ο φορέας επαρκεί ως σύνολο για τις συγκεκριμένες κατανομές φορτίων ωστόσο δεν ικανοποιεί τον απαιτούμενο στόχο αποτίμησης για τον οποίο εξετάζεται και είναι η στάθμη Προστασία ζωής. Ήδη από την δυναμική ανάλυση και την πρώτη ιδιομορφή γίνεται φανερή η στρεπτική ευαισθησία του φορέα. Το κυριότερο πρόβλημα ωστόσο, εκτός της στρεπτικής ευαισθησίας και της περιορισμένης αντοχής είναι οι μεγάλες μετακινήσεις που προκαλούν την αστοχία . Συνεπώς πρέπει να επιλεγεί ένας τρόπος επέμβασης που να αυξάνει τόσο την αντοχή της κατασκευής όσο και να της προσδίδει την απαιτούμενη δυσκαμψία βελτιώνοντας ταυτόχρονα και τα δυναμικά της χαρακτηριστικά .

Σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί στο κεφάλαιο ένα της εργασίας αλλά και της γενικότερης εικόνας και παθολογίας του φορέα επιλέγεται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας να εφαρμοσθεί η μέθοδος ενίσχυσης με την προσθήκη νέων στοιχείων. Το σχήμα της επέμβασης περιλαμβάνει την προσθήκη, σε κατάλληλες επιλεγμένες θέσεις, νέων τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος και μονολιθική σύνδεση αυτών με τα υφιστάμενα διαφράγματα και τα υφιστάμενα πλαίσια.

## 5 – Ανασχεδιασμός



### 5.1 Παραδοχές για την προσομοίωση του φορέα

- Διαφραγματική λειτουργία πλάκων: Θεώρηση ατενούς διαφράγματος στις στάθμες που ορίζονται στο σχ.1 .
- Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού λαμβάνεται ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού.
- Οι δυσκαμψίες και οι δυστρεψίες των διατομών ελήφθησαν μειωμένες σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ειδικά για την προσομοίωση τις στρεπτικής δυσκαμψίας των μελών του φορέα λόγω της απουσίας στοιχείων στο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ η στρεπτική δυσκαμψία **GI** λήφθηκε ως ποσοστό της καμπτικής δυσκαμψίας, δηλαδή

$$GI = 0.1 (K/x)$$

Όπου ,

**GI** : στρεπτική δυσκαμψία

**K** :  $(M_y L_s / 3\theta_y) / EI$

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας		Τιμές X
A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8*(E <sub>c</sub> I <sub>2</sub> )
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6*(E <sub>c</sub> I <sub>2</sub> )
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	0,7*(E <sub>c</sub> I <sub>2</sub> )
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	0,5*(E <sub>c</sub> I <sub>2</sub> )
3	Δοκός (2)	0,4*(E <sub>c</sub> I <sub>2</sub> )

(ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.4.1.4)

- Τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν με την μέθοδο του ισοδύναμου στύλου όπου στις στάθμες των ορόφων υπάρχουν απολύτως στερεοί βραχίονες.

Για τον υπολογισμό της στρεπτικής ροπής αδρανείας του βραχίονα χρησιμοποιείται η Σχέση 1.1 που δίνεται ως εξής:

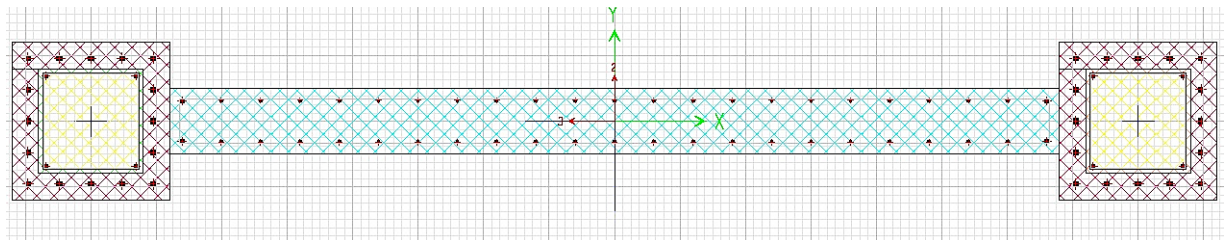
$$J = at^3h, \quad a = \frac{1}{3} \left[ 1 - \left( \frac{192 \cdot t}{\pi^5 \cdot h} \right) \cdot \tan \left( \frac{\pi \cdot h}{2 \cdot t} \right) \right]$$

όπου:

h: το ύψος από το μέσον του προηγούμενου έως το μέσον του επόμενου ορόφου

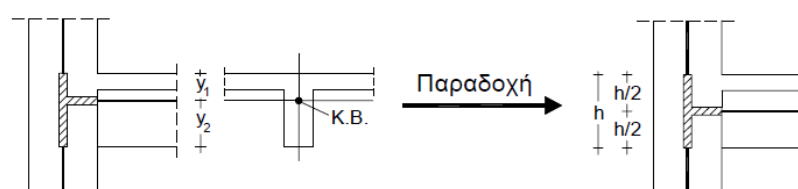
t: το πάχος του τοιχώματος.

Παρατίθεται μια χαρακτηριστική διατομή τοιχώματος όπως σχεδιάστηκε στο λογισμικό ανάλυσης



Σχεδίαση τοιχώματος σε υφιστάμενο πλαίσιο και ενίσχυση των άκρων του με μανδύα 10cm

Κατά τη μόρφωση του μοντέλου αγνοήθηκαν οι εκκεντρότητες των αξόνων των κατακόρυφων στοιχείων ως προς τους άξονες των δοκών, αλλά κατά τα λοιπά θεωρήθηκαν στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα .σχ.1.



Σχήμα 1.

### Παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών

- Η συνολική μάζα του ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους M του ατενούς διαφράγματος.
- Η συνολική μάζα του ορόφου συντίθεται από:
  - τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
  - τη μάζα των υποκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους και,
  - τη μάζα που αντιστοιχεί στο 30% του ωφέλιμου φορτίου.

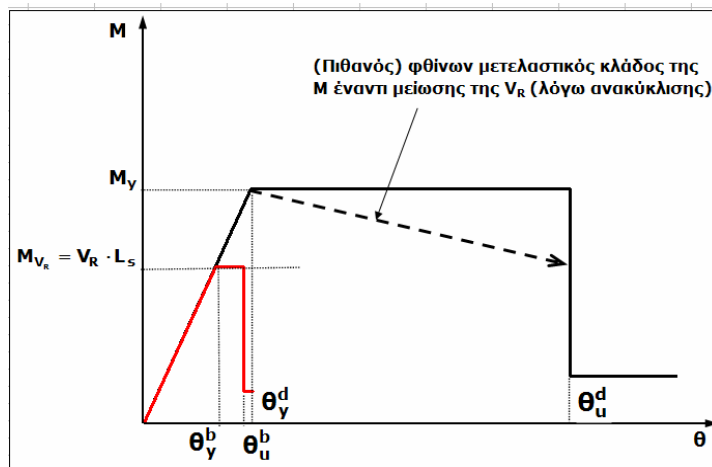
- Οι κόμβοι της στάθμης θεμελίωσης θεωρούνται πλήρως πακτωμένοι.
- Οι τοιχοποιίες δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα τόσο στην φάση της αποτίμησης όσο και του ανασχεδιασμού.
- Τύποι Πλαστικών Αρθρώσεων στο Λογισμικό Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

Τα στοιχεία πλαστικοποίησης του φορέα είναι ίδια με αυτά του ανασχεδιασμού, η μόνη διαφορά είναι πως υπολογίζεται ο νόμος παραμόρφωσης των πρόσθετων στοιχείων, δηλαδή των τοιχωμάτων

Υιοθετήθηκαν δύο τύποι πλαστικών αρθρώσεων:

- Πλαστική άρθρωση (Σχήμα 2), για απλή μονοαξονική κάμψη [M(3)] με πρόβλεψη πρώιμης ψαθυρής αστοχίας σε τέμνουσα [V(2)]. Εφαρμόζεται στις συνήθεις περιπτώσεις άκρων δοκών (N=0) με απλουστευτικές παραδοχές για το μήκος διάτμησης (κατά ΚΑΝΕΠΕ).

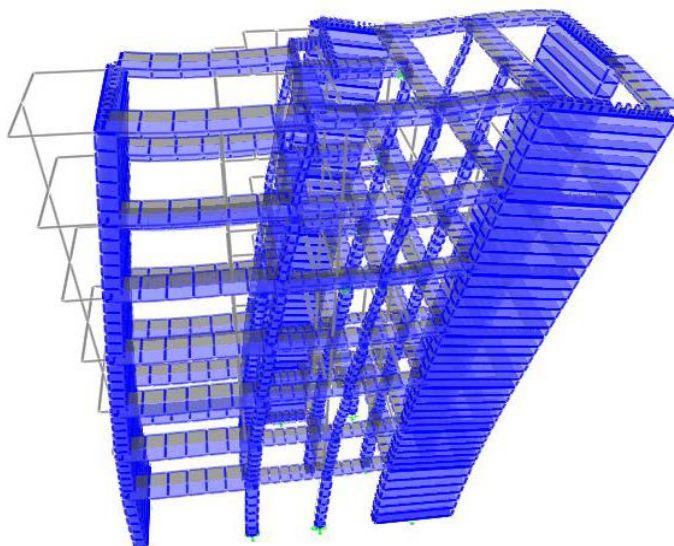
- Πλαστική άρθρωση για διαξονική κάμψη υπό ορθή δύναμη [M(3),M(2),N] άκρα μέλους. Εφαρμόζεται στις περιπτώσεις κατακόρυφων μελών με απλουστευτικές παραδοχές για το μήκος διάτμησης (κατά ΚΑΝΕΠΕ).



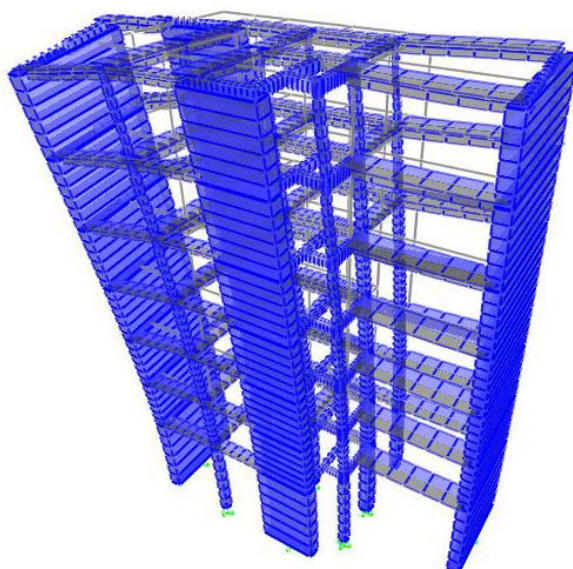
Σχήμα 2.

## 5.2 Διεξαγωγή προκαταρκτικής δυναμικής ανάλυσης

Θέση διαφραγμάτων και μαζών						
TABLE: Joint Added Mass Assignments						
Joint	Mass1	Mass2	MMI3	Coordinates		
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	x	y	z
D1	191.5	191.5	5803.512	8.802	3.179	5
D2	175.84	175.84	5405.477	8.830	3.155	8.1
D3	172.94	172.94	5310.505	8.830	3.143	11.2
D4	170.57	170.57	5243.688	8.860	3.147	14.3
D5	172.61	172.61	5225.069	8.770	3.085	17.4
D6	170.76	170.76	5189.966	8.761	3.086	20.5
D7	73.81	73.81	1934.267	8.666	3.171	23.6



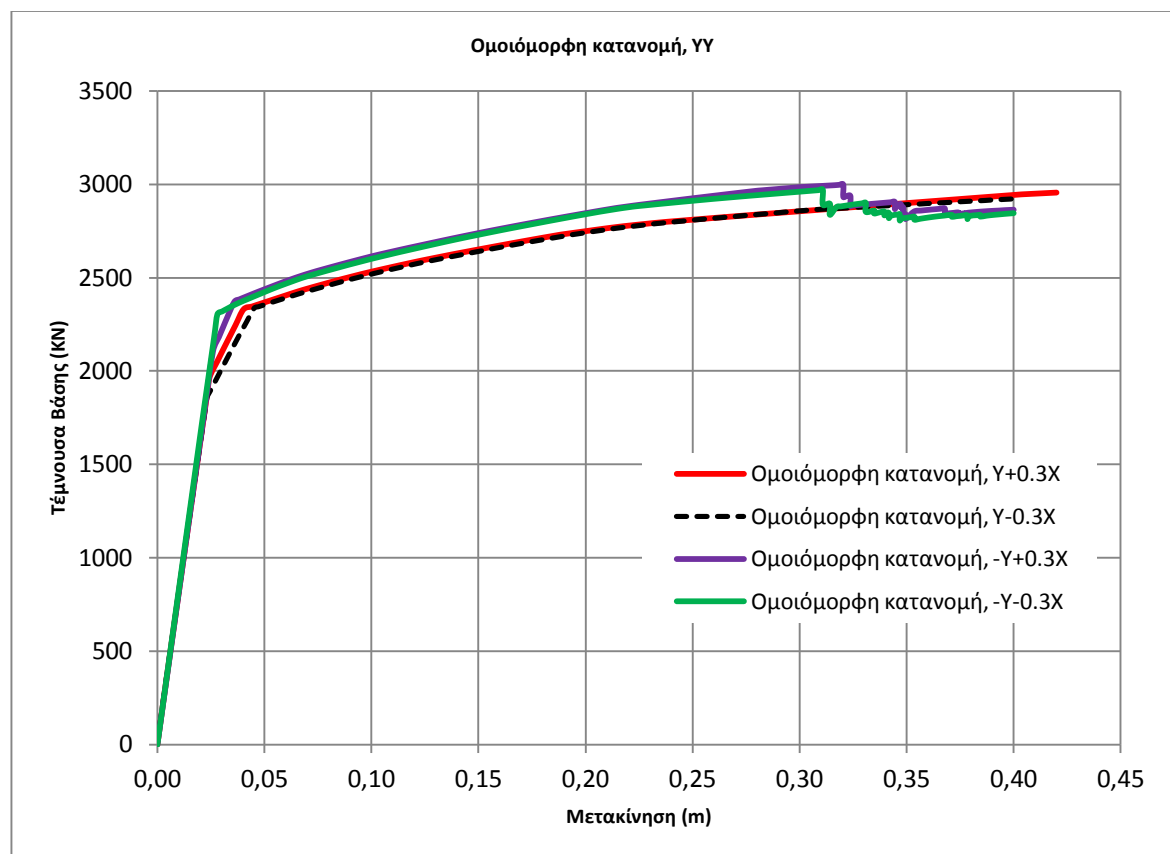
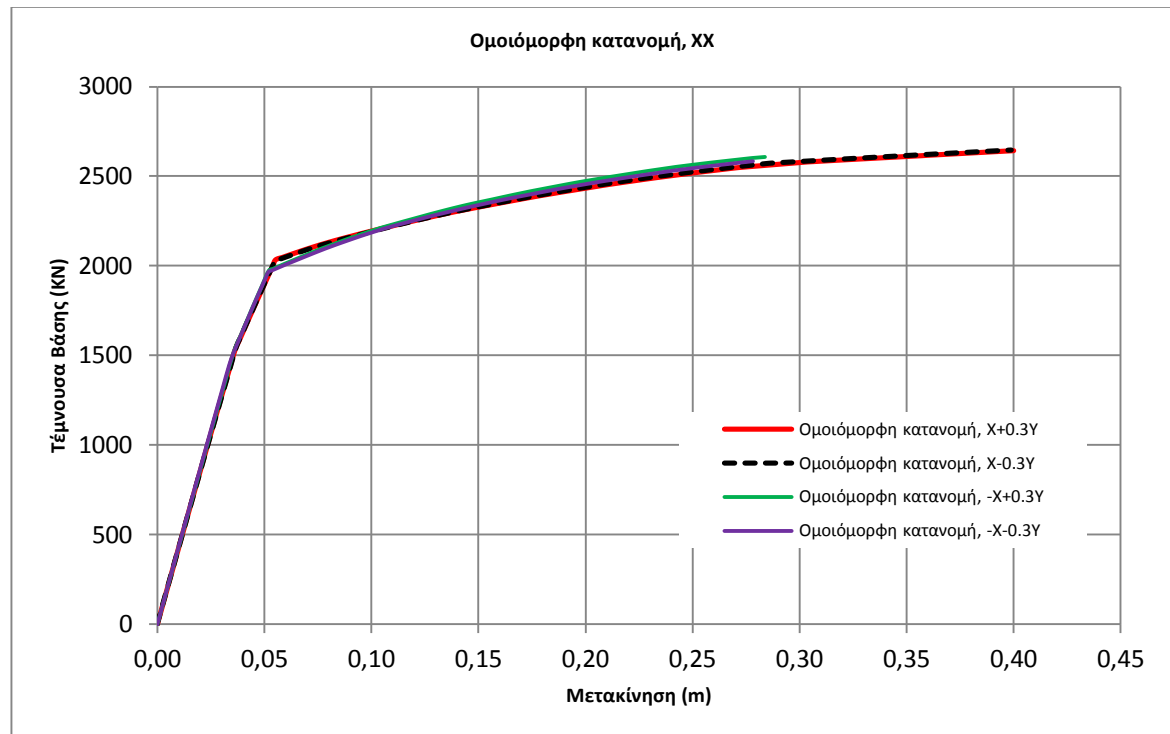
1<sup>η</sup> ιδιομορφή  $T_x = 0.88\text{sec}$



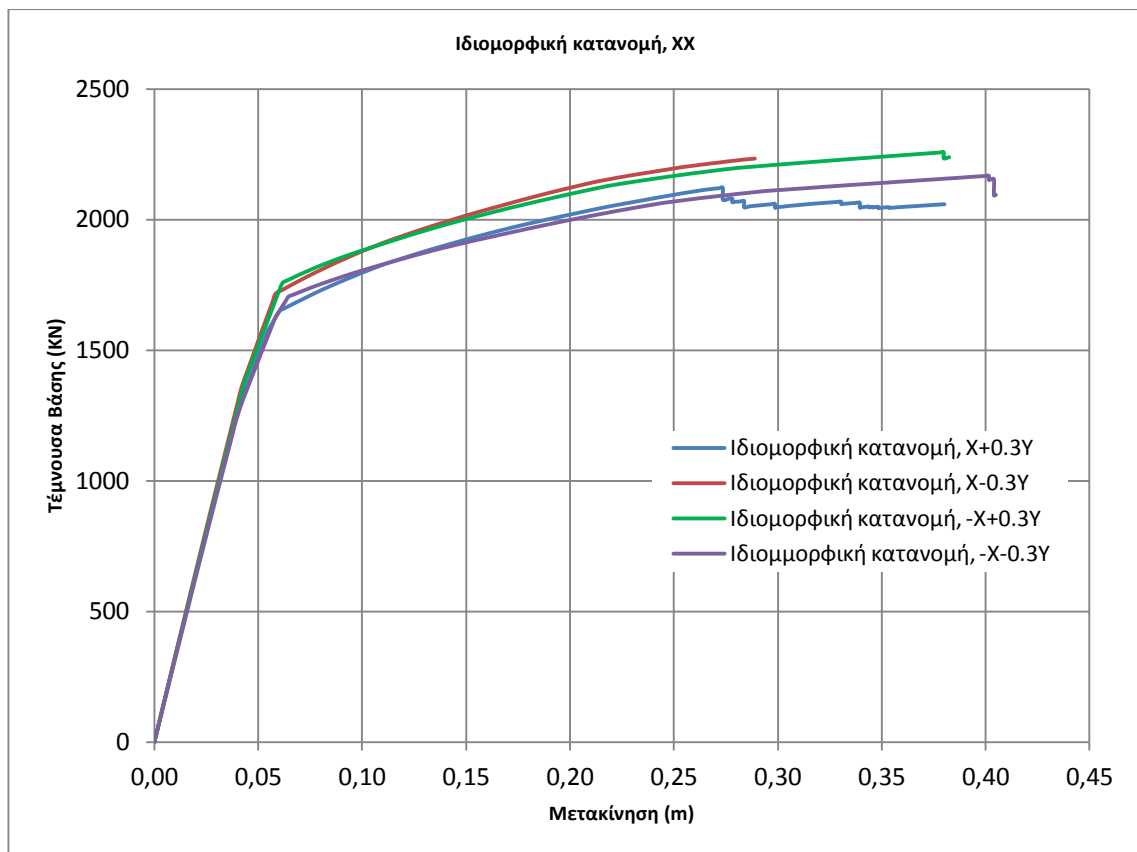
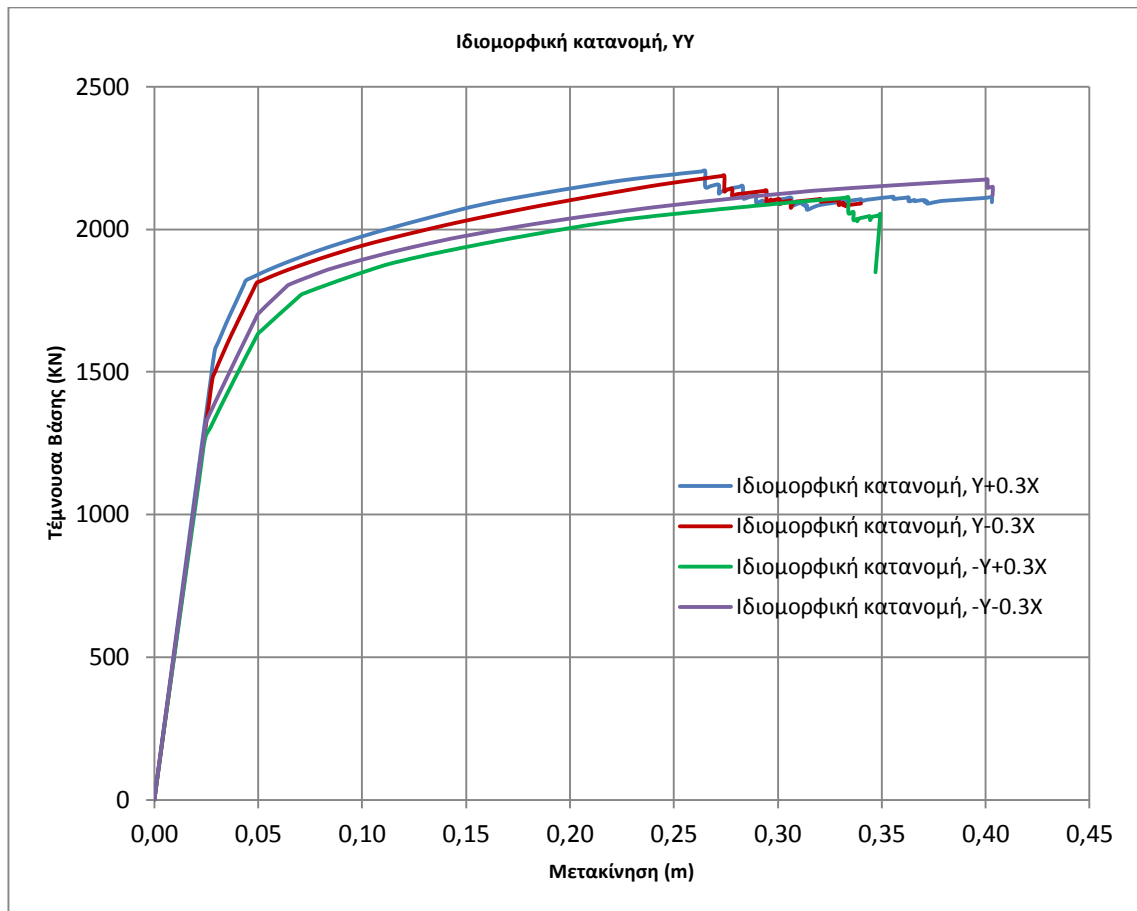
2<sup>η</sup> ιδιομορφή  $T_y = 0.70\text{sec}$

### 5.3 Διεξαγωγή ανελαστικής στατικής ανάλυσης

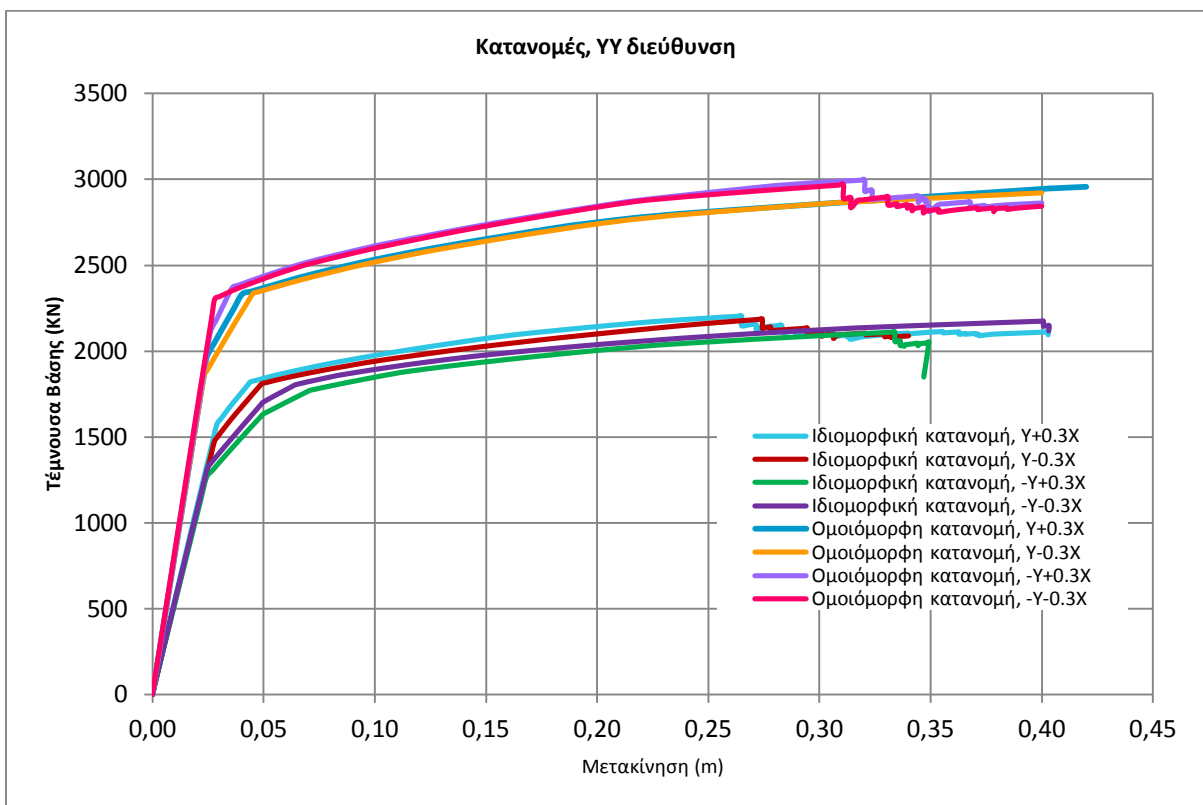
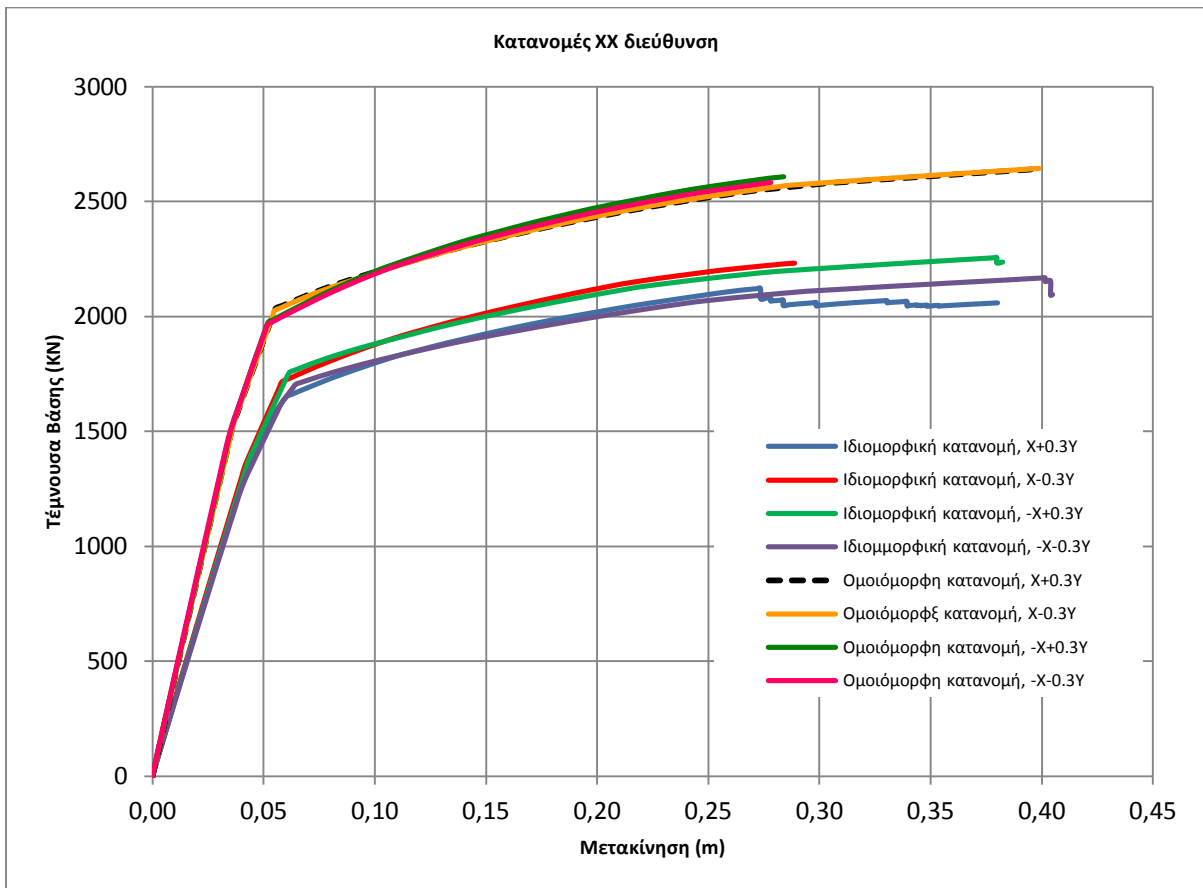
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης για τον ανασχεδιασμένο φορέα.



## Κεφάλαιο 5

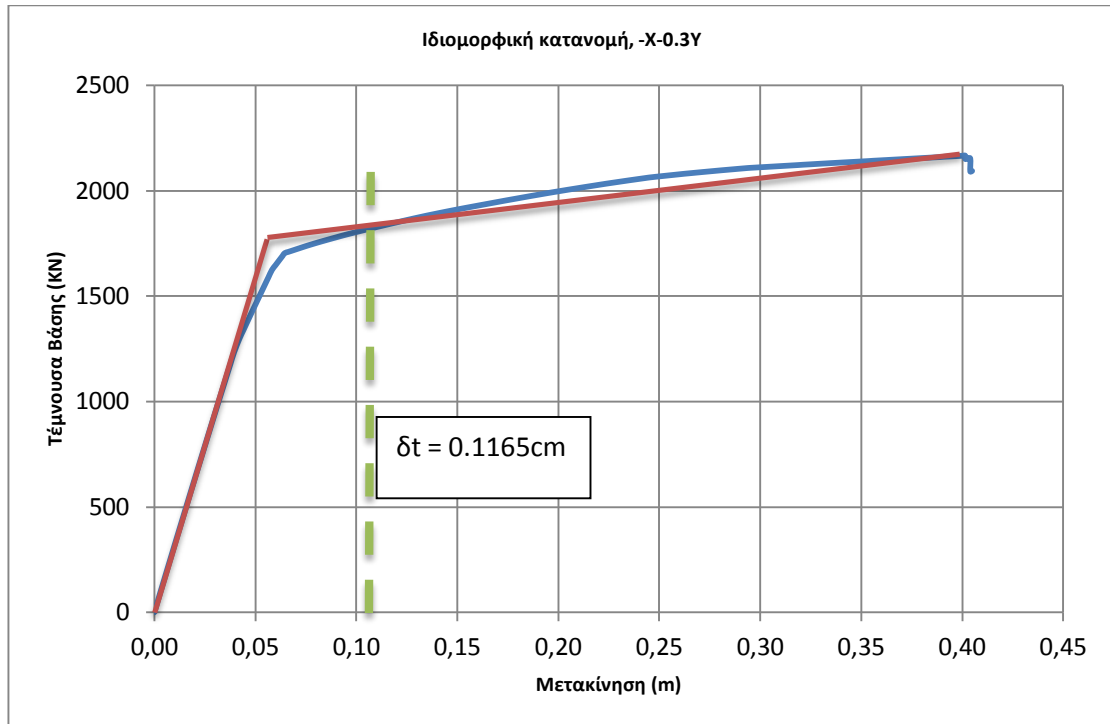


## Κεφάλαιο 5





### 5.4 Διγραμμικοποίηση και εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης $\delta t$



$$T_x = 0.88 \text{ sec}$$

$$K_o = 40000,00 \text{ kN/m}$$

$$V_y = 1780 \text{ kN}$$

$$\delta_y = 0,045 \text{ cm}$$

$$K_e = 39.555,55 \text{ kN/m}$$

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} = 0.89 \text{ sec}$$

$$T_2 < T_e \Rightarrow S_{e(T)} = \alpha \eta \beta_o \frac{T_2}{T} = 0.16 \cdot 9.81 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot \frac{0.8}{0.89} = 3.52 \text{ m/sec}^2$$

$$C_0 = 1.5$$

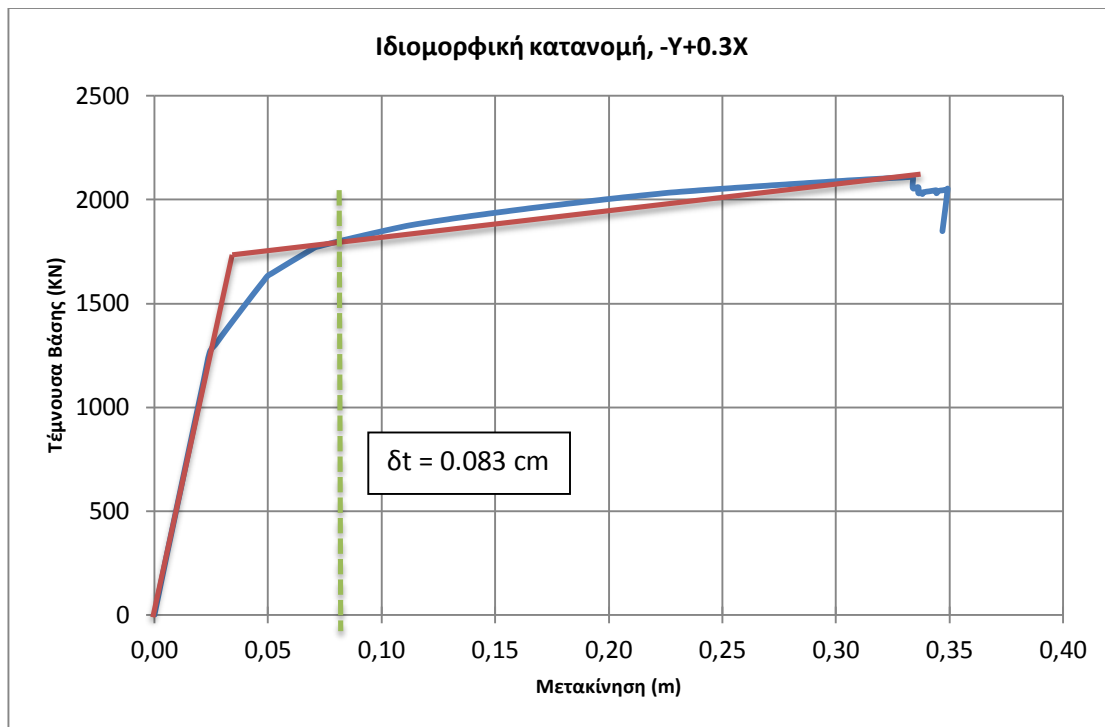
$$C_1 = 1.0 \text{ για } T \geq T_2, \text{ και}$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_2 / T] / R \text{ για } T < T_2,$$

$$C_2 = 1.1 \text{ (Προστασία ζωής)}$$

$$C_3 = 1.0$$

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_{e(T)} = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 1.0 \cdot \frac{0.89^2}{4\pi^2} \cdot 3.52 = 0.1165 \text{ m}$$



$$T_y = 0.70 \text{ sec}$$

$$K_o = 47.368,42 \text{ kN/m}$$

$$V_y = 1710 \text{ kN}$$

$$\delta_y = 0,038 \text{ cm}$$

$$K_e = 45.000,00 \text{ kN/m}$$

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} = 0.72 \text{ sec}$$

$$T_1 < T_e < T_2 \Rightarrow S_{e(T)} = A\gamma\beta_o = 0.16 \cdot 9.81 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5 = 3.924 \text{ m/sec}^2$$

$$C_0 = 1.5$$

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T \geq T_2, \text{ και}$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_2 / T] / R \text{ για } T < T_2,$$

$$T < T_2 \quad R = \frac{S_e(T) / g}{V_y / W} C_m$$

$C_m$ : Συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση των ανώτερων ιδιομορφών), που λαμβάνεται ίσος με 1.0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια, 0.9 για πλαίσια με τρεις ή παραπάνω ορόφους, 0.8 για κτίρια με τοιχώματα με τρεις ή παραπάνω ορόφους, και 1.0 στις λοιπές περιπτώσεις. (ΚΑΝ.ΕΠΕ -2009)

## Κεφάλαιο 5

Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος  $V_y/W$  στη σχέση (Σ5.5) μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα. (ΚΑΝ.ΕΠΕ -2009)

Τελικώς,  $C_m = 0.8$  και  $V_y/W = 0.15$

$$R = \frac{3.924 / 9.81}{0.15} \cdot 0.8 = 2.13 \quad \Rightarrow \quad C_1 = \left(1 + \frac{(2.13 - 1) \cdot 0.8}{0.70}\right) / 2.13 = 1.076$$

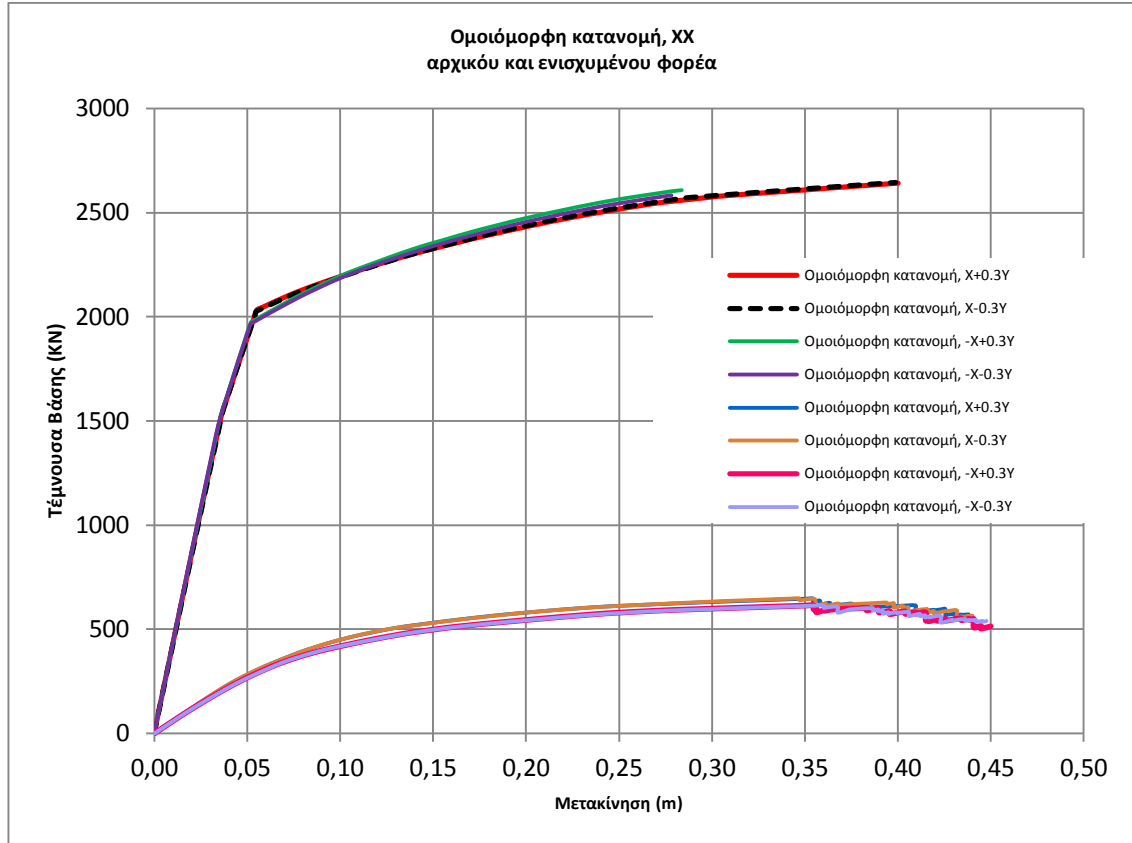
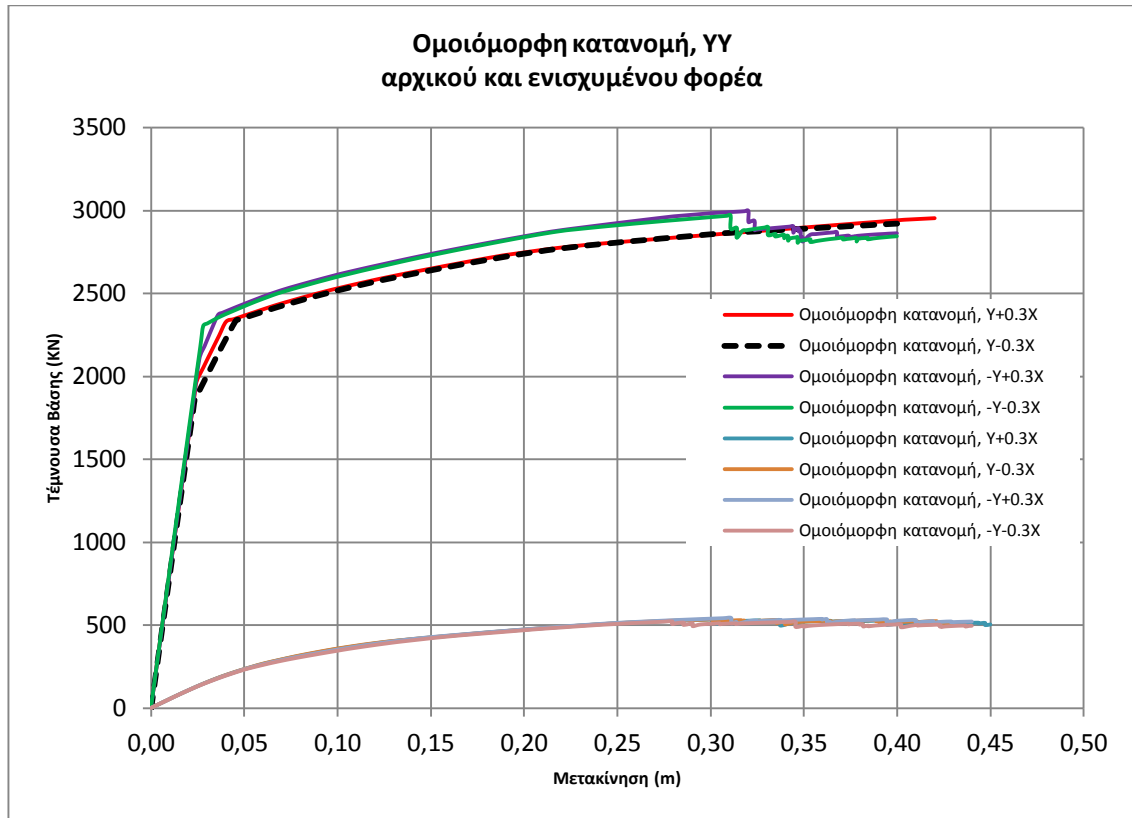
$$C_1 = 1.076$$

$$C_2 = 1.1 \text{ (Προστασία ζωής)}$$

$$C_3 = 1.0$$

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_{e(T)} = 1.5 \cdot 1.076 \cdot 1.1 \cdot 1.0 \cdot \frac{0.72^2}{4\pi^2} \cdot 3.924 = 0.083 \text{ m}$$

### 5.5 Σύγκριση αρχικού και ενισχυμένου φορέα



## 5.6 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία αναλύθηκε με την ανελαστική στατική μέθοδο ένα κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με στόχο αποτίμησης την στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής. Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στηρίχθηκαν στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων, από τα αποτελέσματα τους προέκυψε η ανεπάρκεια του κτιρίου για την απαιτούμενη στάθμη.

Από τις αναλύσεις έγινε φανερή η στρεπτική ευαισθησία του φορέα καθώς και η ιδιαίτερως εύκαμπτη συμπεριφορά του η οποία επιφέρει μεγάλες μετακινήσεις και οδηγεί τον φορέα στην αστοχία. Ειδικότερα κατά την φάση της αποτίμησης η συντριπτική πλειοψηφία των δοκών αστόχησε ενώ σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις παρουσιάστηκαν στα υποστυλώματα κυρίως στη βάση του ισογείου και στους πρώτους ορόφους.

Στόχος της ενίσχυσης λοιπόν, είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής αλλά, και της βελτίωσης των δυναμικών της χαρακτηριστικών με αναίρεση της στρεπτικής συμπεριφοράς της. Η πλέον αποτελεσματική μέθοδος που ικανοποιεί τους παραπάνω στόχους είναι αυτή της προσθήκης τοιχωμάτων εντός πλαισίων του φορέα. Πρέπει πάντως να αναφερθεί πως για ένα κτίριο όπως το εξεταζόμενο με κύρια χρήση την κατοικία η επιλογή της παραπάνω ενίσχυσης καθιστά αδύνατη τη χρήση του κατά τις εργασίες των ενισχύσεων. Ωστόσο καθώς ο χαρακτήρας της παρούσας εργασίας είναι καθαρά εκπαιδευτικός αμελείται η παραπάνω ιδιαιτερότητα.

Σαν σχήμα επέμβασης επιλέχθηκε αυτό της προσθήκης νέων τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος και μονολιθική σύνδεση αυτών με τα υφιστάμενα διαφράγματα και τα υφιστάμενα πλαίσια. Η θέση των τοιχωμάτων επιλέχτηκε έτσι ώστε να ικανοποιεί τα ζητούμενα της ενίσχυσης αλλά και να αλλοιώνει όσο το δυνατόν λιγότερο την αρχιτεκτονική του κτιρίου.

Από τις ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τον ανασχεδιασμένο φορέα ικανοποιούνται πλήρως οι στόχοι ανασχεδιασμού. Αυξήθηκε τόσο η αντοχή όσο και η δυσκαμψία με ταυτόχρονη μείωση της απαίτησης σε μετακινήσεις για την στάθμη Προστασία Ζωής. Ειδικότερα βελτιώθηκε η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, πλέον οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές και βεβαίως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος 1954

Αντισεισμικός κανονισμός 1959

(ΕΚΩΣ 2000) , Κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος 2000

(ΕΑΚ 2000) , Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός 2000

(ΚΑΝ.ΕΠΕ) , Κανονισμός επεμβάσεων 2012

Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1 : 2004)

ΟΑΣΠ (2001/02) , «Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα για τον έλεγχο ορθής εφαρμογής των διατάξεων του ΕΑΚ 2000» , Ερευνητικό πρόγραμμα ΟΑΣΠ

ΟΑΣΠ (2001) , «Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια»

Σπυράκος. Κ (2004) , «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία» , ΤΕΕ

Δρίτσος. Σ (2007) , «Στρατηγικές και σχεδιασμός αντισεισμικής ενίσχυσης κτιρίων» , ΤΕΕ

Κανελλόπουλος Α. (2007) , «Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα»

Χρίστος Θ.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Χρήστος Ε.ΒΑΧΛΙΩΤΗΣ (2008), «Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενου επταώροφου δομήματος σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ», 3<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Σεισμικής Τεχνολογίας , άρθρο 1896

Ψυχάρης Ι.Ν , «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας» (σημειώσεις μαθήματος ) , ΕΜΠ

Κουτάντου Ε. (2009) , «Αποτίμηση και ανασχεδιασμός κτιρίου με χρήση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων» , Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, ΑΠΘ

Μπροκαλάκη Ε. (2011) , «Αποτίμηση υφιστάμενης κατάστασης και ανασχεδιασμός σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα στη Ν.Σμύρνη» , Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, ΕΜΠ

Computers and Structures, Inc.1995 University Avenue Berkeley, California USA, «CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®».

## Παράδειγμα υπολογισμού προσομοιώματος απόκρισης των δομικών μελών, διάγραμμα Μ-Θ.

Για την δοκό Δ17 του τρίτου ορόφου με στοιχεία:

### Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά

Ύψος	$h=0.60$ m
Συνεργαζόμενο πλάτος	$b_{eff} = 1.00$ m
Πλάτος κορμού	$b_w = 0.20$ m
Πάχος πλάκας	$h_f = 0.15$ m
Μήκος	$L = 4.00$ m
Μήκος διάτμησης	$L_s = 2.00$ m
Σκυρόδεμα	$f_c = 12$ MPa , $E_c = 26$ GPa
Χάλυβας	$f_y = 220$ MPa , $E_s = 200$ GPa
Συνδετήρες	Φ8/25
Επικάλυψη	$c = 2.00$ cm

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = 7.692$$

Αξονικό φορτίο  $N = 0,00$  KN

### • Λειτουργία πλακοδοκού

#### Οπλισμός

Εφελκόμενος :  $As1 = 2\Phi 12 = 2.262 \text{ E-}04 \text{ m}^2$

Θλιβόμενος :  $As2 = 3\Phi 12 + 1\Phi 10 = 4,178 \text{ E-}04 \text{ m}^2$

Ενδιάμεσος :  $As_v = 0,00$

$$d' = \frac{\Phi \text{ διαμήκους οπλισμού}}{2} + \Phi_{\text{εγκάρσιου}} + c = \frac{12}{2} \text{ mm} + 8 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 34 \text{ mm}$$

Στατικό ύψος  $d = h - d' = 0.60 - 0.034 = 0.566$  m

Μοχλοβραχίονας  $z = d - d' = 0.566 - 0.034 = 0.532$  m

### ▪ Παράρτημα 7Α (ΚΑΝΕΠΕ)

#### Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής

Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού  $\rho = \frac{As1}{b_{eff} \cdot d} = 3,996 \text{ E-}04$

Ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού  $\rho' = \frac{As2}{b_{eff} \cdot d} = 7,382 \text{ E-}04$

Ποσοστό ενδιάμεσου οπλισμού  $\rho_v = \frac{Asv}{b_{eff} \cdot d} = 0,000 \text{ E-}00$

I. Διαρροή λόγο χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} = 0,0011$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} = 0,0004$$

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A = 0,0744$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = 0,0021$$

II. Διαρροή λόγο παραμορφώσεων σκυροδέματος

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8 \alpha b d f_c} = 0,0011$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') = 0,0004$$

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A = 0,0744$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = 0,0197$$

Τελικώς

$$\Phi_y = (1/r)_y = \min(\text{Διαρροή λόγω χάλυβα}, \text{Διαρροή λόγω } \sigma/\kappa) = 0,0021$$

$$\xi_y = 0,0744$$

Με δεδομένη την καμπυλότητα στην διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{b d^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Ροπή διαρροής,  $M_y = 27,44 \text{ KNm}$ .



▪ **Προσδιορισμός αντοχής σε τέμνουσα –  $V_{R1}$ , ΕΚΩΣ(§11.1.2.1)**

$$V_{R1} = [ \tau_{rd} k ( 1.20 + 40 \rho_l ) + 0.15 \sigma_{cp} ] b_w d = 41,20 \text{ KN}$$

Όπου ,

$\tau_{Rd}$ = (τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής)	0.275 MPa
[ $\tau_{Rd} = 0,25 f_{ct} = 0,25 f_{ctk0,05} / \gamma_c = 0,25 \cdot 1,1/1 = 0,275$ ]	
$k = 1.60 - d \geq 1.00$	1.034
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$	0.002
$A_{sl}$ : εφελκόμενος οπλισμός	2.262 E-04 m <sup>2</sup>
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$	0.000 KN/m <sup>2</sup>
$A_c = b_w h$	0.12 m <sup>2</sup>

▪ **Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής  $\theta_y$**

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \cdot \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) \cdot \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} = 0,0036$$

$$a_v = 0 \text{ όταν } V_{R1} > V_{Mu} = M_y/L_s$$

$$a_v = 1 \text{ όταν } V_{R1} < V_{Mu} = M_y/L_s$$

$$V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s} = \frac{27,439}{2,00} = 13,72 \text{ KN}$$

$$V_{R1} > V_{Mu} \Rightarrow a_v = 0$$

$$d_b : \text{ μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού} = 12 \text{ mm}$$

▪ **Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_u$**

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot \alpha_s^{0,35} \cdot 25 \left( \frac{\alpha_s f_{yw}}{f_c} \right) \cdot 1,25^{100\rho_d}$$

$$\theta_u = 0,049$$

όπου :

$$\alpha_s : \text{ ο λόγος διάτμησης} = M/Vh = L_s / h \quad 3.333$$

$$\omega : \text{ μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και ενδιάμεσου οπλισμού} \quad 0.0346 \quad \omega = A_s f_y / A_c f_c$$

$$\omega' : \text{ μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού} \quad 0.0638 \quad \omega' = A'_s f_y / A_c f_c$$

$$v = N/bhf_c \text{ ( } b : \text{ πλάτος θλιβόμενης ζώνης , } b_{\text{eff}} \text{ )} \quad 0.000$$

$$\alpha = 0 \text{ (δηλαδή αμελείται η περίσφιξη) και } \rho_d : \text{ δισδιαγώνιος οπλισμός} = 0$$

$$\text{Στοιχείο που έχει διαστασιολογηθεί με κανονισμούς προ του 1985 : } \theta_u = \frac{\theta_u}{1,2} = 0,0388$$

▪ **Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας  $\mu_{\theta}$**

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 10,68$$

▪ **Παράρτημα 7Γ (ΚΑΝΕΠΕ)**

**Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων**

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + [1 - 0.05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})] [0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

$$V_R = 47,79 \text{ KN}$$

όπου

$$N = 0 \text{ KN}$$

$$\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1 = 9.68$$

$$x = \xi \cdot d = 0.042 \text{ m, } \text{ύψος θλιβόμενης ζώνης}$$

$$L_s = 2.000$$

$$\alpha_s = L_s / h = 3.333$$

$$A_c = b_w d = 0.113 \text{ m}^2$$

$$\rho_{tot} = 0.005689 \text{ συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού}$$

$V_w$  : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} = 47.065 \text{ KN, ( υπολογισμός για δίτητους)}$$

όπου :

$$\rho_w = A_{sw}/b_w s_w = 2.011E-03 \text{ } A_{sw} : \text{εμβαδόν συνδετήρων, } s_w : \text{απόσταση μεταξύ συνδετήρων}$$

▪ **Έλεγχος πλάστιμης ή ψαθυρής συμπεριφοράς και τελικές τιμές  $\theta_y$ ,  $\theta_u$**

Για να χαρακτηριστεί πλάστιμο ένα στοιχείο θα πρέπει :

$$\mu_{\theta} > 2 \text{ και } V_R > V_{Mu}$$

$$\mu_{\theta} = 10,68 > 2 \text{ και } V_R = 47,79 > V_{Mu} = 13,72$$

Άρα η δοκός χαρακτηρίζεται πλάστιμη και δεν χρειάζεται απομείωση η  $\theta_y$  λόγω πρόωρης διατμητικής αστοχίας (ψαθυρή συμπεριφορά).

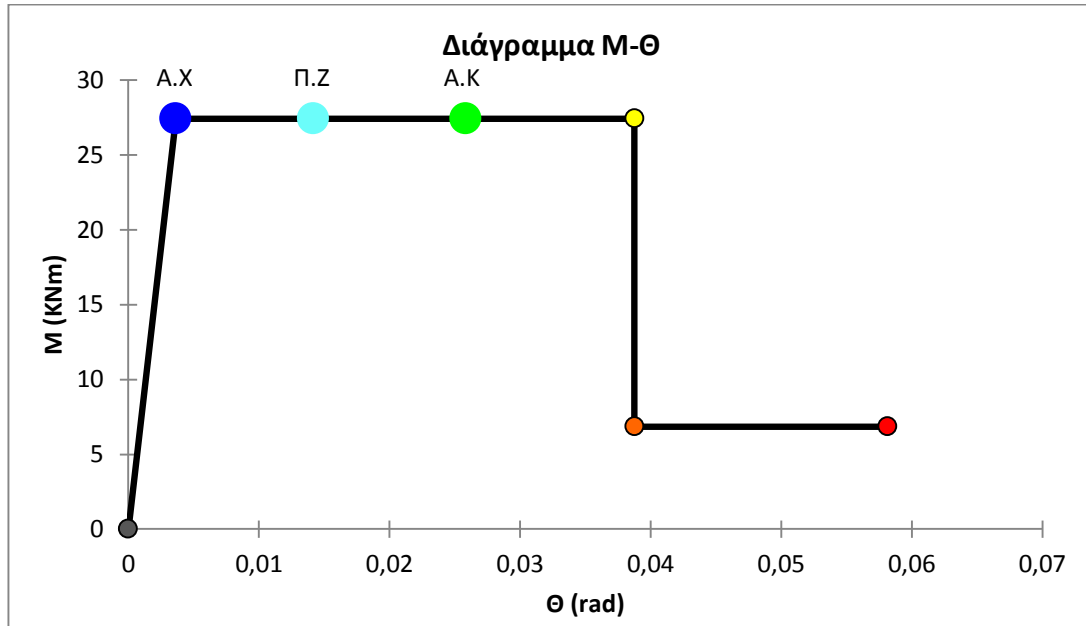
▪ **Στάθμες επιτελεσματικότητας και κατασκευή διαγράμματος Μ-Θ**

Συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{RD} = 1,5$

Στάθμη επιτελεσματικότητας Α : Άμεση Χρήση =  $\theta_y = 0,0036$

Στάθμη επιτελεσματικότητας Β : Προστασία ζωής =  $\frac{\theta_y + \theta_u}{2 \gamma_{RD}} = 0,0141$

Στάθμη επιτελεσματικότητας Γ : Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης =  $\frac{\theta_u}{\gamma_{RD}} = 0,0258$



• **Λειτουργία ορθογωνικής διατομής**

Οπλισμός

Εφελκόμενος :  $As1 = 3\Phi12 + 1\Phi10 = 4,178 \text{ E-}04 \text{ m}^2$

Θλιβόμενος :  $As2 = 2\Phi12 = 2.262 \text{ E-}04 \text{ m}^2$

Ενδιάμεσος :  $Asv = 0,00$

$$d' = \frac{\Phi \text{ διαμήκους οπλισμού}}{2} + \Phi_{\text{εγκάρσιου}} + c = \frac{12}{2} \text{ mm} + 8 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 34 \text{ mm}$$

$$\text{Στατικό ύψος } d = h - d' = 0.60 - 0.034 = 0.566 \text{ m}$$

$$\text{Μοχλοβραχίονας } z = d - d' = 0.566 - 0.034 = 0.532 \text{ m}$$

▪ **Παράρτημα 7Α (ΚΑΝΕΠΕ)**

Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής

$$\text{Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \rho = \frac{As1}{bw \cdot d} = 3,691 \text{ E-}04$$

$$\text{Ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{As2}{bw \cdot d} = 1,998 \text{ E-}04$$

Ποσοστό ενδιάμεσου σπλισμού  $\rho_v = \frac{Asv}{bw \cdot d} = 0,000 \text{ E-00}$

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} = 0,0057$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} = 0,0038$$

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A = 0,2023$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = 0,0024$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8 a b d f_c} = 0,0057$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') = 0,0038$$

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A = 0,2023$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = 0,0073$$

Τελικώς

$$\Phi_y = (1/r)_y = \min(\text{Διαρροή λόγω χάλυβα}, \text{Διαρροή λόγω } \sigma/\kappa) = 0,0024$$

$$\xi_y = 0,2023$$

Με δεδομένη την καμπυλότητα στην διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{b d^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Ροπή διαρροής,  $M_y = 48.56 \text{ KNm}$ .

▪ **Προσδιορισμός αντοχής σε τέμνουσα –  $V_{R1}$ , ΕΚΩΣ(§11.1.2.1)**

$$V_{R1} = [ \tau_{rd} k ( 1.20 + 40 \rho_l ) + 0.15 \sigma_{cp} ] b_w d = 43,38 \text{ KN}$$

Όπου ,

$\tau_{Rd}$ = (τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής)	0.275 MPa
[ $\tau_{Rd} = 0,25 f_{ct} = 0,25 f_{ctk0,05} / \gamma_c = 0,25 \cdot 1,1/1 = 0,275$ ]	
$k = 1.60 - d \geq 1.00$	1.034
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$	0.0037
$A_{sl}$ : εφελκόμενος οπλισμός	4,178 E-04 m <sup>2</sup>
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$	0.000 KN/m <sup>2</sup>
$A_c = b_w h$	0.12 m <sup>2</sup>

▪ **Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής  $\theta_y$**

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \cdot \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) \cdot \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} = 0,0039$$

$$a_v = 0 \text{ όταν } V_{R1} > V_{Mu} = M_y / L_s$$

$$a_v = 1 \text{ όταν } V_{R1} < V_{Mu} = M_y / L_s$$

$$V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s} = \frac{27,439}{2,00} = 24,278 \text{ KN}$$

$$V_{R1} > V_{Mu} \Rightarrow a_v = 0$$

$$d_b : \text{ μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού} = 12 \text{ mm}$$

▪ **Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_u$**

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot \alpha_s^{0,35} \cdot 25 \left( \alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot 1,25^{100 \rho_d}$$

$$\theta_u = 0,0372$$

όπου :

$$\alpha_s : \text{ ο λόγος διάτμησης} = M/Vh = L_s / h \quad 3.333$$

$$\omega : \text{ μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και ενδιάμεσου οπλισμού} \quad 0.0638 \quad \omega = A_s f_y / A_c f_c$$

$$\omega' : \text{ μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού} \quad 0.0346 \quad \omega' = A'_s f_y / A_c f_c$$

$$v = N/bhf_c \text{ ( } b : \text{ πλάτος θλιβόμενης ζώνης, } b_{eff} \text{ )} \quad 0.000$$

$$\alpha = 0 \text{ (δηλαδή αμελείται η περίσφιξη) και } \rho_d : \text{ δισδιαγώνιος οπλισμός} = 0$$

Στοιχείο που έχει διαστασιολογηθεί με κανονισμούς προ του 1985 :  $\theta_u = \frac{\theta_u}{1,2} = 0,0294$

▪ Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας  $\mu_\theta$

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 7,57$$

▪ Παράρτημα 7Γ (ΚΑΝΕΠΕ)

Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + [1 - 0.05 \min(5, \mu_\theta^{pl})] [0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

$$V_R = 47,79 \text{ KN}$$

όπου

$$N = 0 \text{ KN}$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1 = 6,57$$

$$x = \xi \cdot d = 0.115 \text{ m, } \text{ύψος θλιβόμενης ζώνης}$$

$$L_s = 2.000$$

$$\alpha_s = L_s / h = 3.333$$

$$A_c = b_w d = 0.113 \text{ m}^2$$

$$\rho_{tot} = 0.005689 \text{ συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού}$$

$V_w$  : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} = 47.065 \text{ KN, ( υπολογισμός για δίτμητους)}$$

όπου :

$$\rho_w = A_{sw} / b_w s_w = 2.011E-03 \quad A_{sw} : \text{εμβαδόν συνδετήρων, } s_w : \text{απόσταση μεταξύ συνδετήρων}$$

▪ Έλεγχος πλάστιμης ή ψαθυρής συμπεριφοράς και τελικές τιμές  $\theta_y$ ,  $\theta_u$

Για να χαρακτηριστεί πλάστιμο ένα στοιχείο θα πρέπει :

$$\mu_\theta > 2 \text{ και } V_R > V_{Mu}$$

$$\mu_\theta = 7,57 > 2 \text{ και } V_R = 47,79 > V_{Mu} = 27,278$$

Άρα η δοκός χαρακτηρίζεται πλάστιμη και δεν χρειάζεται απομείωση η  $\theta_y$  λόγω πρόωρης διατμητικής αστοχίας (ψαθυρή συμπεριφορά).

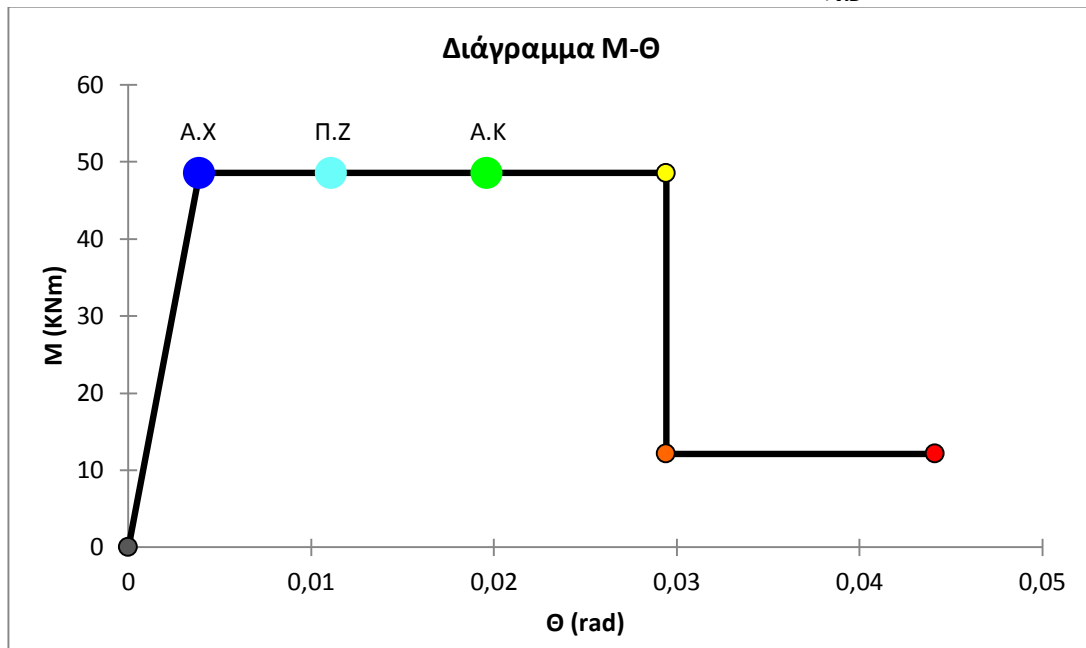
▪ **Στάθμες επιτελεστικότητας και κατασκευή διαγράμματος Μ-Θ**

Συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{RD} = 1,5$

Στάθμη επιτελεστικότητας Α : Άμεση Χρήση =  $\theta\gamma = 0,0039$

Στάθμη επιτελεστικότητας Β : Προστασία ζωής =  $\frac{\theta\gamma + \theta_u}{2 \gamma_{RD}} = 0,0111$

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ : Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης =  $\frac{\theta_u}{\gamma_{RD}} = 0,0196$



**Παράδειγμα υπολογισμού υποστυλώματος**

Για το υποστύλωμα Κ4 του ισογείου

**Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά**

Ύψος	$h = 0,45 \text{ m}$
Πλάτος	$b = 0,45 \text{ m}$
Μήκος	$L = 5,00 \text{ m}$
Μήκος διάτμησης	$L_s = 2.25 \text{ m}$ (καθαρό ύψος μεταξύ δοκών)
Σκυρόδεμα	$f_c = 12 \text{ MPa}$ , $E_c = 26 \text{ GPa}$
Χάλυβας	$f_y = 220 \text{ MPa}$ , $E_s = 200 \text{ GPa}$
Συνδετήρες	Φ8/25
Επικάλυψη	$c = 2.00 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = 7.692$$

Αξονικό φορτίο

$$N_{(G+0,3Q)} = 767,180 \text{ KN}$$

### Οπλισμός 8Φ16

Εφελκόμενος :  $As1 = 3\Phi16 = 6,032 \text{ E-04 m}^2$

Θλιβόμενος :  $As2 = 3\Phi16 = 6,032 \text{ E-04 m}^2$

Ενδιάμεσος :  $Asv = 2\Phi16 = 4,021 \text{ E-04 m}^2$

$$d' = \frac{\Phi \text{ διαμήκους οπλισμού}}{2} + \Phi_{\text{εγκάρσιου}} + c = \frac{16}{2} \text{ mm} + 8 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 36,00 \text{ mm}$$

Στατικό ύψος  $d = h - d' = 0,45 - 0,036 = 0,414 \text{ m}$

Μοχλοβραχίονας  $z = d - d' = 0,414 - 0,036 = 0,378 \text{ m}$

### ▪ Παράρτημα 7Α (ΚΑΝΕΠΕ)

#### Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής

Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού  $\rho = \frac{As1}{b \cdot d} = 0,0032$

Ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού  $\rho' = \frac{As2}{b \cdot d} = 0,0032$

Ποσοστό ενδιάμεσου οπλισμού  $\rho_v = \frac{Asv}{b \cdot d} = 0,0022$

I. Διαρροή λόγο χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} = 0,0274$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} = 0,087$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} = 0,0234$$

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A = 0,4255$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = 0,0046$$

II. Διαρροή λόγο παραμορφώσεων σκυροδέματος

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8 \alpha b d f_c} = -0,0162$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$



$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') = 0,0047$$

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A = 0,4202$$

$$(1/r)_y = \frac{fy}{Es (1 - \xi_y) d} = 0,0048$$

Τελικώς

$$\Phi_y = (1/r)_y = \min(\text{Διαρροή λόγω χάλυβα}, \text{Διαρροή λόγω } \sigma/\kappa) = 0,0046$$

$$\xi_y = 0,4255$$

Με δεδομένη την καμπυλότητα στην διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} (0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3}) + [(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta')] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Ροπή διαρροής,  $M_y = 183,934 \text{ KNm}$ .

▪ **Προσδιορισμός αντοχής σε τέμνουσα –  $V_R$ , ΕΚΩΣ(§11.1.2.1)**

$$V_{R1} = [\tau_{rd} k (1,20 + 40 \rho_l) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d = 191,90 \text{ KN}$$

Όπου,

$$\tau_{Rd} = (\text{τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής}) \quad 0,275 \text{ MPa}$$

$$[\tau_{Rd} = 0,25 f_{ct} = 0,25 f_{ctk0,05} / \gamma_c = 0,25 \cdot 1,1/1 = 0,275]$$

$$k = 1,60 - d \geq 1,00 \quad 1,186$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad 0,0054$$

$$A_{sl} : \text{εφελεκούμενος σπλισμός} \quad A_{s1} + A_{sv} = 1,005 \text{ E-03 m}^2$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c \quad 3788,543 \text{ KN/m}^2$$

$$A_c = b_w h \quad 0,2025 \text{ m}^2$$

▪ **Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής  $\theta_y$**

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \cdot (1 + 1,5 \frac{h}{L_s}) \cdot \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} = 0,0059$$

$$a_v = 0 \text{ όταν } V_{R1} > V_{Mu} = M_y/L_s$$

$$a_v = 1 \text{ όταν } V_{R1} < V_{Mu} = M_y/L_s$$

$$V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s} = \frac{183,934}{2,25} = 81,749 \text{ KN}$$

$$V_{R1} > V_{Mu} \Rightarrow a_v = 0$$

$d_b$  : μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού = 16 mm

▪ **Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_u$**

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot a_s^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot 1,25^{100\rho_d}$$

$$\theta_u = 0,030$$

όπου :

$\alpha_s$ : ο λόγος διάτμησης = $M/Vh = L_s / h$	5,00	
$\omega$ : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και ενδιάμεσου οπλισμού	0,0910	$\omega = A_s f_y / A_c f_c$
$\omega'$ : μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού	0,0546	$\omega' = A'_s f_y / A_c f_c$
$v = N/bhf_c$ ( $b$ : πλάτος θλιβόμενης ζώνης , $b_{eff}$ )	0,0316	
$\alpha = 0$ (δηλαδή αμελείται η περίσφιξη) και $\rho_d$ : δισδιαγώνιος οπλισμός = 0		

Στοιχείο που έχει διαστασιολογηθεί με κανονισμούς προ του 1985 :  $\theta_u = \frac{\theta_u}{1,2} = 0,0237$

▪ **Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας  $\mu_\theta$**

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 4,04$$

▪ **Παράρτημα 7Γ (ΚΑΝΕΠΕ)**

**Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων**

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + [1 - 0.05 \min(5, \mu_\theta^{pl})] [0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

$$V_R = 90,17 \text{ KN}$$

Όπου ,

$$N = 767,180 \text{ KN}$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1 = 3,04$$

$$x = \xi \cdot d = 0.176 \text{ m} , \text{ ύψος θλιβόμενης ζώνης}$$

$$L_s = 2.000$$

$$\alpha_s = L_s / h = 5,00$$

$$A_c = b_w d = 0.186 \text{ m}^2$$

$$\rho_{tot} = 0.008634 \text{ συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού}$$

$V_w$  : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} = 33,441 \text{ KN}, (\text{ υπολογισμός για δίτμητους})$$

όπου :

$$\rho_w = A_{sw}/b_w s_w = 8,936 \cdot 10^{-4} \quad A_{sw} : \text{εμβαδόν συνδετήρων}, s_w : \text{απόσταση μεταξύ συνδετήρων}$$

▪ **Έλεγχος πλαστικής ή ψαθυρής συμπεριφοράς και τελικές τιμές  $\theta_y$  ,  $\theta_u$**

Για να χαρακτηριστεί πλαστικό ένα στοιχείο θα πρέπει :

$$\mu_\theta > 2 \text{ και } V_R > V_{Mu}$$

$$\mu_\theta = 4,04 > 2 \text{ και } V_R = 90,17 > V_{Mu} = 81,75$$

Άρα η δοκός χαρακτηρίζεται πλαστική και δεν χρειάζεται απομείωση η  $\theta_y$  λόγω πρόωρης διατμητικής αστοχίας (ψαθυρή συμπεριφορά).

▪ **Στάθμες επιτελεστικότητας και κατασκευή διαγράμματος Μ-Θ**

Συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{RD} = 1,5$

Στάθμη επιτελεστικότητας Α : Άμεση Χρήση =  $\theta_y = 0,0059$

Στάθμη επιτελεστικότητας Β : Προστασία ζωής =  $\frac{\theta_y + \theta_u}{2 \gamma_{RD}} = 0,0099$

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ : Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης =  $\frac{\theta_u}{\gamma_{RD}} = 0,0158$

