



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΠΜΣ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ  
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Αποτίμηση ενός κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με  
βάση την μέθοδο της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΔΡΟΥΤΣΟΠΟΥΛΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2022



Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα. Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν και τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Ανδρουτσόπουλος Γεώργιος

Διπλωματούχος πολιτικός μηχανικός ΕΜΠ

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract.....	5
Ευχαριστίες.....	7
1 Εισαγωγή .....	9
1.1 Γενικά.....	9
1.2 Λογική σχεδιασμού του υπό μελέτη φορέα .....	9
1.3 Περιγραφή κτηρίου .....	10
1.4 Προβλήματα γήρανσης .....	14
2 Θεωρητικό υπόβαθρο αντισεισμικού σχεδιασμού .....	16
2.1 Εισαγωγή.....	16
2.2 Σχεδιασμός με βάση τους Ευρωκώδικες.....	16
2.2.1 Διαδικασία ελέγχου .....	18
2.2.2 Επικουρικοί μηχανισμοί ανάληψης τέμνουσας.....	19
2.2.3 Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διατμήσεως .....	19
2.2.4 Σχεδιασμός σε τέμνουσα στοιχείου όπου απαιτείται οπλισμός διάτμησης.....	20
2.2.5 Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία .....	22
2.2.6 Πλαστιμότητα.....	22
2.2.7 Βασικοί παράμετροι πλαστιμότητας .....	23
2.2.8 Συντελεστής συμπεριφοράς.....	23
2.2.9 Πλαστιμότητα - Κατηγορίες Πλαστιμότητας ανάληψης.....	24
2.3 Θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης.....	24
2.3.1 Πορεία αστοχίας.....	24
2.3.2 Συμβολή αρηγμάτων και ρηγματωμένου σκυροδέματος .....	28
2.3.3 Αίτια αστοχίας.....	29
2.3.4 Κατάταξη ειδών αστοχίας .....	34
2.3.5 Συμπεράσματα.....	36
2.3.6 Μεθοδολογία σχεδιασμού .....	36
2.3.7 Μεθοδολογία σχεδιασμού για γραμμικά στοιχεία κατηγορίας II .....	38
2.4 Σχεδιασμός κόμβου .....	44
2.4.1 Συμπεριφορά κόμβου .....	45
2.4.2 Εφαρμογή της θεωρίας της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης .....	49
3 Προσομοίωση της υπό μελέτης κατασκευής.....	53
3.1 Εισαγωγή.....	53
3.2 Καθορισμός υλικών της κατασκευής.....	54
3.3 Προσομοίωση των μελών του φορέα.....	57
3.4 Στηρίξεις φορέα .....	63
3.5 Φορτία κατασκευής.....	65
3.6 Σεισμικά Φορτία .....	65
3.7 Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	68

3.8 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων .....	69
4 Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς .....	86
4.1 Εισαγωγή.....	86
4.2 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής .....	86
4.3 Ανάλυση με κατακόρυφα φορτία.....	88
4.4 Καμπύλη ικανότητας κτηρίου - Ανελαστική στατική ανάλυση .....	89
4.4.1 Καθορισμός παραμέτρων στατικής ανελαστικής ανάλυσης .....	90
4.4.2 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων .....	91
4.5 Συμπεράσματα αναλύσεων .....	98
5 Αναλυτικοί υπολογισμοί αντοχών .....	100
5.1 Εισαγωγή.....	100
5.2 Είδος Ανάλυση.....	100
5.3 Ανάλυση της διατομής κατά την θεωρία της τροχιάς.....	100
5.4 Ανάλυση της διατομής κατά τους Ευρωκώδικες .....	103
5.5 Εφαρμογή της θεωρίας στο κτήριο .....	104
6 Ενίσχυση μελών.....	128
6.1 Εισαγωγή.....	128
6.2 Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων .....	128
6.3 Ενίσχυση κόμβων.....	132
Συμπεράσματα .....	134
Βιβλιογραφία .....	139
Παράρτημα Α. Πίνακες αποτελεσμάτων κόμβων .....	140
Παράρτημα Β. Πίνακες αποτελεσμάτων ενίσχυσης δοκών.....	141

## Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου παλαιού κτηρίου της Αθήνας, το οποίο διαθέτει φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα και μελετήθηκε με τους αντισεισμικούς κανονισμούς προ του 1984.

Το συγκεκριμένο κτήριο έχει κατασκευαστεί το 1975 και διαθέτει στοιχεία τα οποία απαγορεύονται από τους σημερινούς κανονισμούς όπως φυτευτά τοιχώματα και ασυνέχειες στην όψη και κάτοψη.

Στην διαδικασία της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου χρησιμοποιήθηκαν κατά βάση οι διατάξεις του Ευρωκώδικα και της Θεωρίας της Τροχιάς Θλιπτικής Δύναμης. Στόχος της εργασίας είναι να γίνει μια σύγκριση των δύο μεθόδων και να διερευνηθούν πιθανές αποκλίσεις και ομοιότητες. Για τον σκοπό αυτό έγινε μια αναλυτική παρουσίαση της θεωρίας που ακολουθεί τις δύο ξεχωριστές διατάξεις. Τέλος για λόγους εποπτείας μόνο (χωρίς να είναι ο κύριος σκοπός της εργασίας), πραγματοποιείται αποτίμηση του κτηρίου σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Κατόπιν, λόγω ανεπάρκειας της κατασκευής σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς προτείνεται ενίσχυση του κτηρίου με την εφαρμογή ΙΟΠ σε συγκεκριμένους δοκούς και υποστυλώματα.

Η προσομοίωση της κατασκευής, καθώς και όλες οι αναλύσεις, πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό ETABS v18.1.1 . Η διάρθρωση της εργασίας έχει ως εξής:

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του υπό μελέτη φορέα και παρουσιάζονται ορισμένα τρωτά χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού. Επίσης αναφέρονται οι ιδιαιτερότητες του πρώτου αντισεισμικού κανονισμού (με βάση τον οποίο συντάχθηκε η στατική μελέτη), οι οποίες με τα σημερινά δεδομένα καθιστούν σημαντικό τον προσεισμικό έλεγχο του κτηρίου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μία εισαγωγή σε βασικές έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κτιρίων. Επίσης αναλύεται το πλαίσιο μέσα στο οποίο αναπτύχθηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα και η Θεωρία της Τροχιάς της Θλιπτικής Δύναμης, βασικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η προσομοίωση του φορέα εξέτασης και όλα τα δεδομένα που εισάγονται στο πρόγραμμα. Πιο αναλυτικά, παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτηρίου και ο τρόπος εισαγωγής των δεδομένων στο λογισμικό. Πιο συγκεκριμένα καθορίζονται τα υλικά, οι ιδιότητες των διατομών και των αντίστοιχων

οπλισμών τους, οι κατακόρυφες και οριζόντιες φορτίσεις τηρώντας τα δεδομένα των υφιστάμενων σχεδίων και τους ισχύοντες κανονισμούς. Επίσης ορίζονται οι παράμετροι της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (σύμφωνα με τις διατάξεις ελληνικού κανονισμού ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και γίνεται επίσης αναφορά στον τρόπο προσομοίωσης των πλαστικών αρθρώσεων και άλλων ανελαστικών χαρακτηριστικών των στοιχείων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά και εφαρμόζεται στο υπό μελέτη κτήριο η διαδικασία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του για δεδομένη σεισμική απαίτηση και στόχο επιτελεσματικότητας. Παρουσιάζονται οι καμπύλες δύναμης-μετατόπισης και οι αντίστοιχες στάθμες επιτελεσματικότητας. Μέσω αυτής της διαδικασίας λοιπόν προκύπτουν σημαντικά συμπεράσματα, όπως η αδυναμία του κτηρίου να αντέξει τον σεισμό σχεδιασμού και τεκμηριώνεται η ανάγκη λήψης μέτρων για την ενίσχυσή του.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται μια αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των μελών του κτηρίου σύμφωνα με την θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης αλλά και με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Σε αυτήν την διαδικασία απαιτείται οι έλεγχοι να γίνονται σε όρους δυνάμεων και για αυτόν τον λόγο πραγματοποιείται μια ελαστική στατική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Αρχικά υπολογίζεται η καμπτική και διατμητική αντοχή των μελών και στην συνέχεια με βάση τα εντατικά μεγέθη της ανάλυσης, υπολογίζονται οι λόγοι ανεπάρκειάς τους. Αυτή η διαδικασία θα γίνει ξεχωριστά σύμφωνα με τις δύο θεωρίες σχεδιασμού έτσι ώστε να εντοπιστούν ομοιότητες ή διαφορές ανάμεσά τους.

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται προτάσεις για την ενίσχυση της κατασκευής. Επίσης παρουσιάζονται τα βήματα αποκατάστασης των ανεπαρκών στοιχείων, επανασχεδιάζοντας σύμφωνα με τις διατάξεις της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης.

Στο τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της ανάλυσης σχετικά με την εγκυρότητα των δυο μεθόδων σχεδιασμού και σχολιάζονται τα αποτελέσματα της συμπεριφοράς του κτηρίου και της μελέτης ανασχεδιασμού.

## **Abstract**

The subject of this master's thesis is the investigation of the seismic behavior of an existing old building in Athens. The skeleton of the building was made of reinforced concrete and was designed according to the Greek anti-seismic regulations, which was applied until 1984.

This particular building was built in 1975 and has elements that are prohibited by today's regulations such as hanging columns-walls and discontinuities in the view and plan.

In the procedure of evaluating the bearing capacity of the building, the rules of the Eurocode and the Theory of the Compressive Force Path Method (C.F.P.) were basically used.

The aim of the thesis is to make a comparison of these two methods and to investigate possible differences and similarities. For this purpose, a detailed presentation of the theory which refers to the two individual methods was made. Finally, for supervision reasons only (without being the main purpose of the thesis), is carried out a evaluation of the building according to the applicable regulations of the Greek Code for Structural Interventions. ( KAN.EPE.)

Then, due to the inadequacy of the construction according to the current regulations, it is proposed a reinforcement of the building by applying strengthening techniques to specific beams and columns.

The simulation of the building, as well as all analyses, was performed in structural software ETABS v18.1.1. In more details, the outline of the thesis is as follows:

In the first chapter, is given a detailed description of the building complex that is to be evaluated and some are mentioned some vulnerable characteristics of the structural system. Furthermore, the particularities of the first anti-seismic regulation (on the basis of which the static study was conducted) are also mentioned, which taking into account today's data and knowledge about earthquakes, make the seismic evaluation of the building important.

In the second chapter, there is an introduction of the basic concepts of the anti-seismic design of buildings. It also analyzes the frame, in which the regulations of the Eurocode and the Theory of the Compressive Force Path Method (C.F.P.) were developed, basic knowledge that will be used in the analysis.

In the third chapter, is described the simulation of the examined building and all the data, which will be entered into the program. In more details, this unit presents the simulation of the building and the way of entering the data into the software. More specifically, in



this chapter is given detailed instructions of the way that a user determines the materials, the properties of the cross-sections and their respective reinforcements, the vertical and horizontal loadings respecting the data of the existing plans and the applicable regulations. The parameters of the static inelastic analysis are also defined (in accordance with the regulations of the Greek Code for Structural Interventions (KAN.EPE.)) and reference is also made to the way of simulating the plastic joints and other inelastic characteristics of the elements.

In the fourth chapter, is described in detail the process of static inelastic analysis which will be applied to the examined building and is assessed its bearing capacity for a given seismic demand and performance level. The force-displacement curves for the corresponding performance levels are also presented. Through this process, important conclusions are drawn, such as the incapability of the building to withstand the design earthquake and the need to take measures in order to improve its behavior.

In the fifth chapter, is conducted an assessment of the bearing capacity of the building elements according to the theory of Compressive Force Path Method and also with the regulations of the Eurocodes. In this procedure it is required that the checks be made in terms of forces and for this reason an elastic static analysis is carried out using a single behavior factor  $q$ . Initially, the flexural and shear capacity of the elements are calculated and then, based on the calculated forces of the analysis, their failure ratios are calculated. This process will be done separately according to the two design theories in order to identify similarities or differences between them.

In the sixth chapter, suggestions and ways of structures' reinforcement are presented. Also, in this chapter are presented the steps to restore the inadequate deficient elements, redesigning according to the arrangements of the theory of compressive force path method.

In the last chapter, is defined the conclusions of the analysis regarding the validity of the two design methods and comments on the results came up from the improvement of the behavior of the building.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή Εμμανουήλ Βουγιούκα, επιβλέποντα της εργασίας, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα καθώς επίσης και για την σημαντική συμβολή του στην εκπόνηση της μεταπτυχιακής μου εργασίας. Επίσης, ευχαριστώ θερμά τους μηχανικούς που μου έδωσαν πρόσβαση στα σχέδια και για τις πληροφορίες που μου παρείχαν για το κτήριο που μελετήθηκε .

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια και τους φίλους μου οι οποίοι με στήριξαν και με στηρίζουν αμέριστα σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου. Θα τους είμαι για πάντα ευγνώμων.



# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Το κτήριο βρίσκεται επί της οδού Πατησίων στον αριθμό 368β , βορειοδυτικά από το κέντρο της Αθήνας (5<sup>η</sup> δημοτική κοινότητα) και έχει κατασκευαστεί με την υπ' αριθμόν 2529/76 οικοδομική άδεια. Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από ισόγειο, 5 ορόφους και ένα υπόγειο. Το κτήριο είχε σχεδιαστεί να στεγάσει ιδιωτικές κατοικίες ωστόσο μετά την ολοκλήρωση του φέροντος οργανισμού, το κτήριο δε χρησιμοποιείται και παραμένει κλειστό.

Η κατασκευή του κτηρίου έγινε το έτος 1977 και η μελέτη του με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 1954) και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (ΕΑΚ 1959). Ο συγκεκριμένος Αντισεισμικός Κανονισμός ήταν και ο πρώτος που εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 και με δεδομένο ότι η πρώτη σημαντική βελτίωσή του έγινε το 1985, δημιουργείται εύλογα το ερώτημα για το πόσο ασφαλή μπορεί να είναι τα κτήρια που κατασκευάστηκαν ανάμεσα σε αυτό το χρονικό διάστημα.

## 1.2 Λογική σχεδιασμού του υπό μελέτη φορέα

Ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959, σε σχέση με παλαιότερες διατάξεις, εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος το βασικό νέο στοιχείο που είναι η ψευδοστατική εφαρμογή και η ορθογωνική καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που προέκυπταν από το σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon$  (0,04 έως 0,16), ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και την κατηγορία εδάφους θεμελίωσης. Επίσης σε πολύωροφα πλαισιακά συστήματα, η αδυναμία της μη ακριβούς ανάλυσης με τα μέσα της εποχής, αντιμετωπίστηκε με την παραδοχή ότι η διαφραγματική λειτουργία των πλακών επιτρέπει την κατανομή της τέμνουσας κάθε ορόφου στα κατακόρυφα στοιχεία (τοιχώματα, στύλοι) ανάλογα με τη δυσκαμψία τους.

Παρόλα αυτά ο κανονισμός του 1959 είναι αρκετά ελλιπής, καθώς εφαρμόζε μικρότερες σεισμικές δυνάμεις με ορθογωνική κατανομή έναντι τριγωνικής, Για παράδειγμα η μελέτη του κτηρίου γίνεται με σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon=0,08$ , που θεωρείται πολύ μικρός σε σχέση με την διπλάσια τιμή που προτείνεται πλέον για τη συγκεκριμένη σεισμική ζώνη.

Επιπλέον, εκτός από τον χαμηλό σεισμικό συντελεστή, τα απλοποιημένα προσομοιώματα για την ανάλυση είχαν ως αποτέλεσμα τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια να διαθέτουν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Τέλος, ούτε στον ΕΚΩΣ 1954 αλλά ούτε και στον ΕΑΚ 1959 υπήρχαν ειδικές διατάξεις για ικανοτικό σχεδιασμό και όπλιση των κρίσιμων περιοχών.

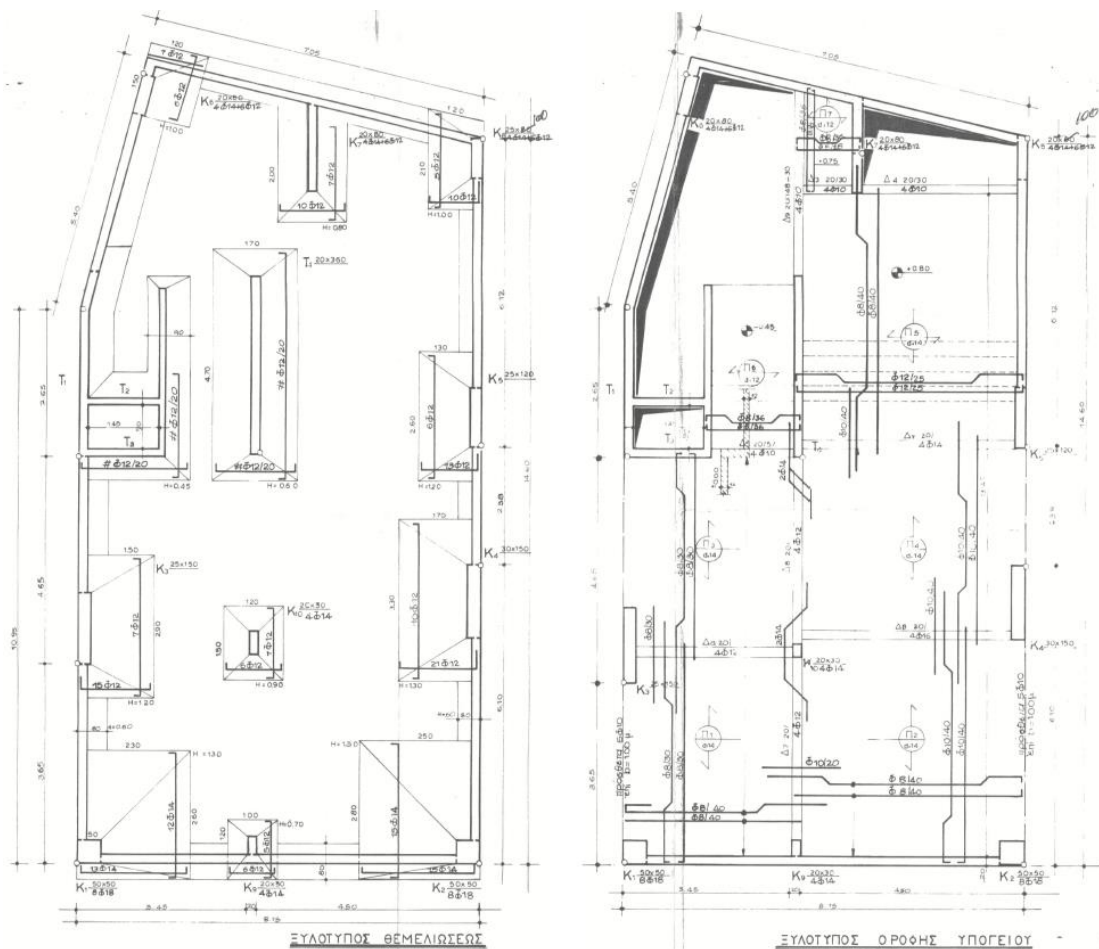
Ο διαφορετικός αυτός τρόπος σχεδιασμού γίνεται φανερός και στο συγκεκριμένο κτήριο, καθώς παρατηρούνται σε σχέση με τους ισχύοντες κανονισμούς μικρές διατομές των γραμμικών στοιχείων και ιδιαίτερα των υποστυλωμάτων, η ανεπάρκεια του εγκάρσιου οπλισμού, η έλλειψη αγκύρωσης, η απουσία περίσφιγξης, καθώς και τα γενικά μικρά ποσοστά οπλισμού των διατομών.

### 1.3 Περιγραφή κτηρίου

Το κτήριο διαθέτει συνολικά πέντε ορόφους και το συνολικό ύψος του είναι 21.5m. Αναλυτικότερη περιγραφή για αυτό γίνεται παρακάτω.

#### i. Υπόγειος όροφος

Το συνολικό εμβαδόν του υπογείου είναι 122.8m<sup>2</sup> με μέσο ύψος 2.7m .



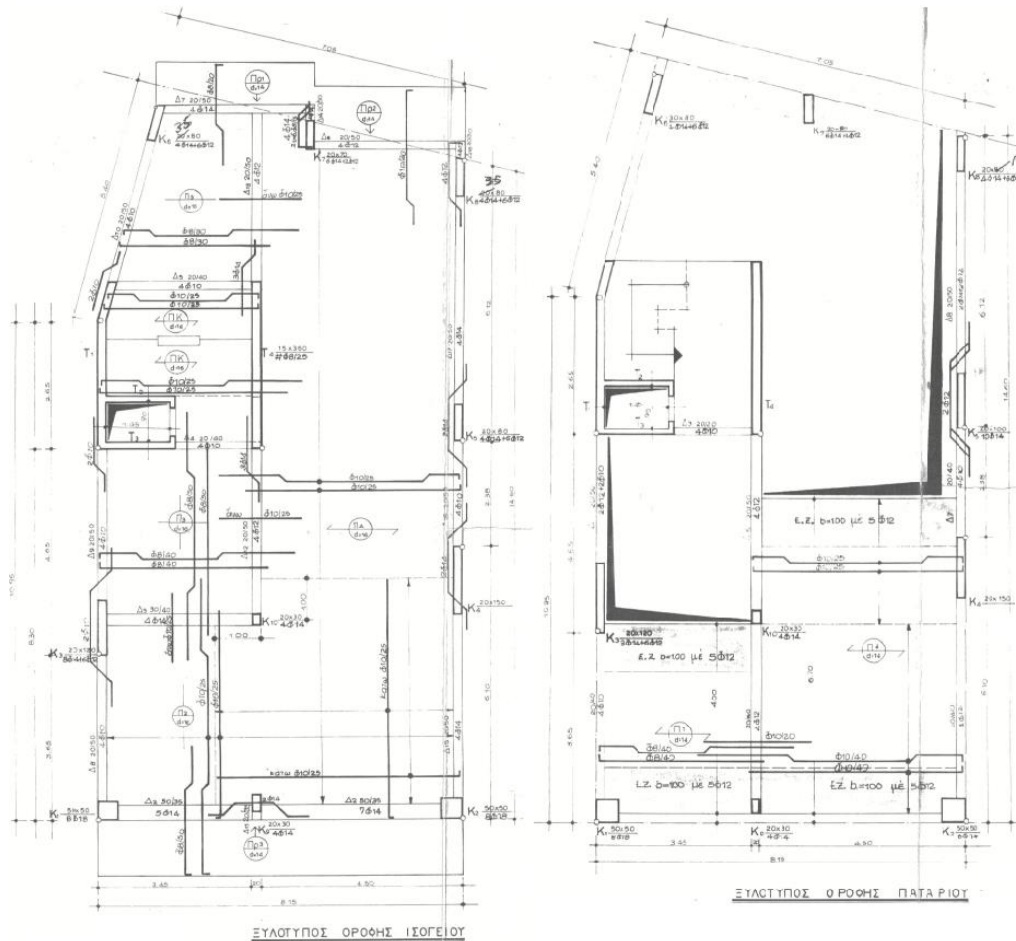
Εικόνα1.1 : Ξυλότυπος θεμελίωσης και οροφής υπογείου

Γενικά η ύπαρξη ενός υπόγειου ορόφου δρα ευεργετικά στην όλη κατασκευή, καθώς τα περιμετρικά τοιχώματα του αυξάνουν τις δυσκαμψίες της θεμελίωσης και προκύπτουν μικρότερες μετατοπίσεις. Στο υπόψη κτήριο το υπόγειο έχει περιμετρικά τοιχώματα

υπογείου με πάχος 0,20 m που διακόπτονται για ένα διάστημα στην διεύθυνση y-y. Επίσης ένα ακόμη αρνητικό στοιχείο είναι ότι στη θεμελίωση δεν υπάρχουν πεδιλοδοκοί αλλά ούτε συνδετήρια δοκάρια.

## ii. Ισόγειο

Το συνολικό εμβαδόν του ισόγειου είναι 122.8m<sup>2</sup> με ύψος 5.5m, ενώ υπάρχει ένα πατάρι (κυρίως για χρήση ως αποθήκη) με συνολικό εμβαδόν 41.98m<sup>2</sup> στην στάθμη +3.05m και με ύψος 2.45m.



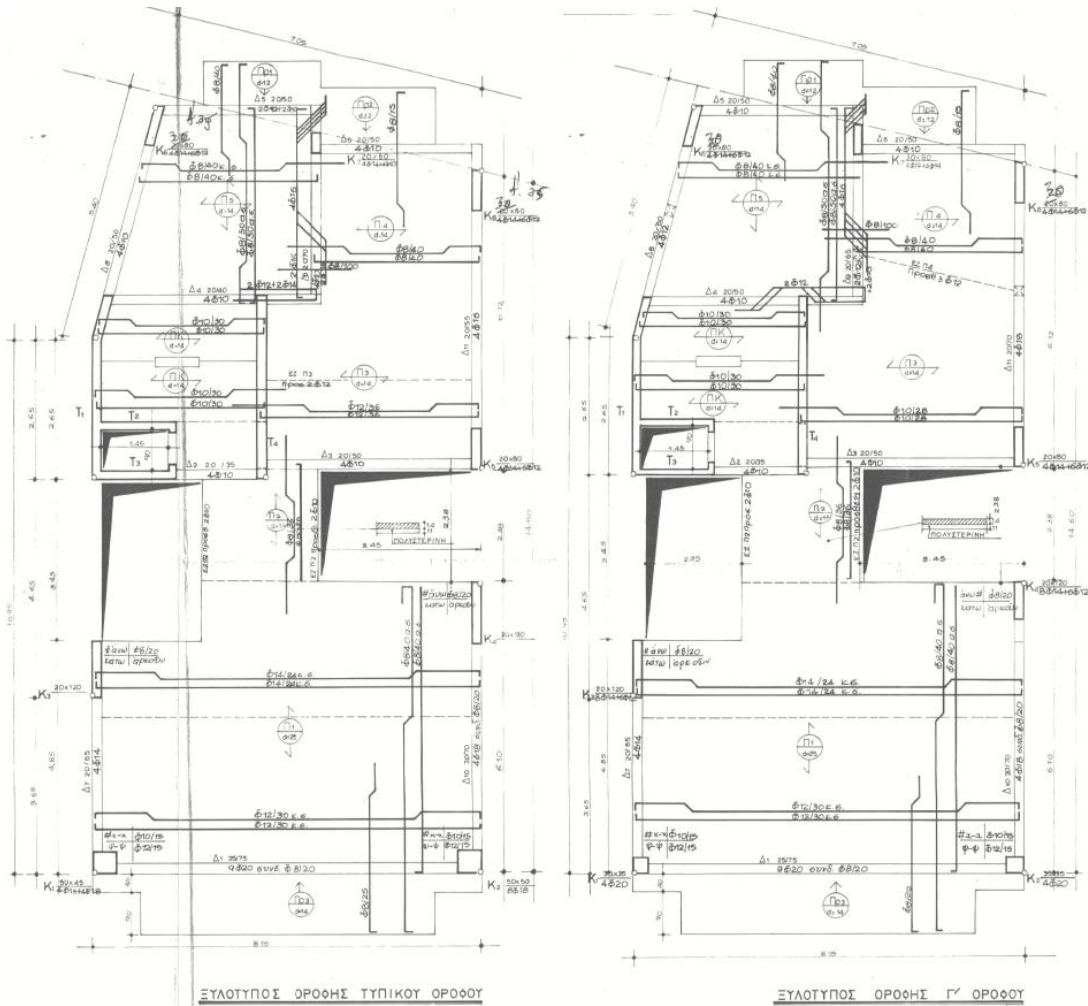
**Εικόνα1.2 : Ευλότυπος οροφής ισόγειου και παταριού**

Σημαντικό θέμα σε αυτόν το όροφο στις περισσότερες κατασκευές είναι ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (δηλ. Pilotis). Η ύπαρξη επαρκούς διάταξης τοιχίων (όσο σε μήκος όσο και σε διάταξη) σε μία οικοδομή είναι απαραίτητη για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος. Με τις προσθήκες του αντισεισμικού κανονισμού ΕΑΚ 2000 το 2003 για να συμμετέχουν τα τοιχεία του κτηρίου στον υπολογισμό του μεγαλύτερου μέρους της τέμνουσας που παραλαμβάνεται από αυτά, θα πρέπει να έχουν μήκους τουλάχιστον 1,5m

για κτήρια μέχρι 4 υπέργειους ορόφους και 2,00m για περισσότερους. Δυστυχώς αυτή η προϋπόθεση δεν ανταποκρίνεται στο υπόψη κτήριο.

iii. Πρώτος, δεύτερος και τρίτος όροφος

Ο 1<sup>ος</sup>, 2<sup>ος</sup> και 3<sup>ος</sup> όροφος διαθέτουν όμοια κάτοψη, έχουν εμβαδόν 106.5 m<sup>2</sup>(ανά όροφο) και μέσο ύψος 3.20 m.



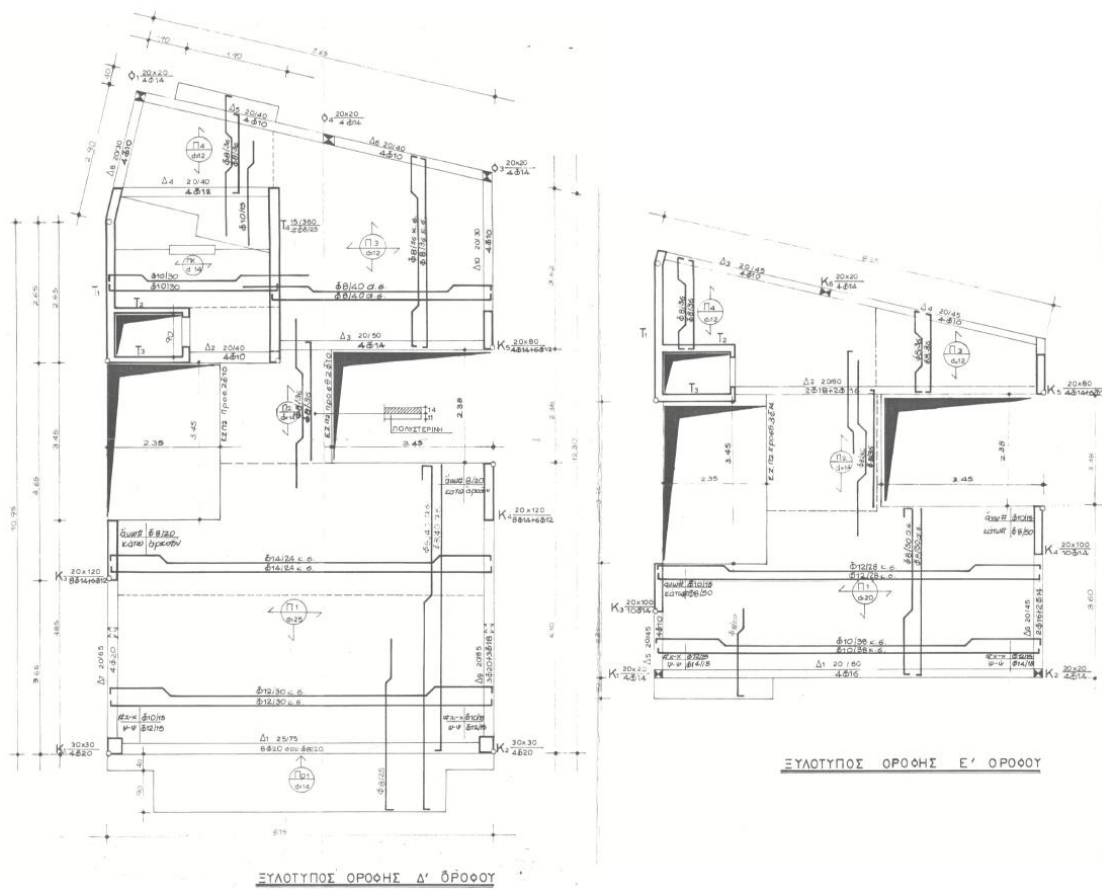
**Εικόνα.1.3 : Ευλότυπος οροφής πρώτου- δευτέρου (τυπικού) και τρίτου ορόφου**

Για να εξασφαλίζεται ελεύθερος χώρος, με μεγάλα ανοίγματα για τα διαμερίσματα, ο κάναβος διαμορφώθηκε έτσι ώστε η παραλαβή των φορτίων βαρύτητας να γίνεται από τα υποστυλώματα και τοιχία της περιμέτρου ενώ απουσιάζει κάποιο ενδιάμεσο

υποστύλωμα. Αυτή η διαμόρφωση επομένως εξυπηρετεί κυρίως τους βασικούς αρχιτεκτονικούς λόγους, οδηγεί όμως σε μια μη ομοιόμορφη παραλαβή των φορτίων και γενικά σε μεγάλες διατομές (π.χ. δοκός Δ1 ή πλάκα Π1).

#### iv. Τέταρτος και Πέμπτος όροφος

Ο τέταρτος και πέμπτος όροφος είναι διαμορφωμένοι σε μορφή εσοχών και έχουν εμβαδόν 88.12m<sup>2</sup> και 47.8 m<sup>2</sup> αντίστοιχα. Όπως και οι προηγούμενοι όροφοι, έχουν ύψος 3.2 m.



Εικόνα1.4 : Ευλύττυπος τέταρτου και πέμπτουορόφου

Γενικά οι καθ' ύψος μεταβολές της γεωμετρίας, όπως είναι οι εσοχές που υπάρχουν σε αυτούς τους ορόφους, έχουν συνέπειες στις κατασκευές που αντιμετωπίζονται μέσω των κανονισμών για καθ' ύψος μη-κανονικές κατασκευές. Βασικό όμως πρόβλημα που παρουσιάζεται σε αυτούς τους ορόφους είναι τα φυτευτά υποστυλώματα που εδράζονται



πάνω στις δοκούς, Η ύπαρξη και μόρφωση “φυτευτών” υποστυλωμάτων, δίνει αρχιτεκτονικές λύσεις μεν, επιβαρύνει όμως πολύ την κατασκευή από στατική άποψη. Παρόλα αυτά επειδή αυτά βρίσκονται στους τελευταίους δύο ορόφους θεωρούμε την επίδραση τους μικρή.

## 1.4 Προβλήματα γήρανσης του κτηρίου

Ωστόσο, οι κλιματικές συνθήκες και η φυσική γήρανση έχουν προκαλέσει εμφανείς φθορές στον σκελετό του κτηρίου, οι οποίες μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο τη στατική επάρκειά του. Επίσης το κτήριο βρίσκεται εντός του αστικού ιστού, όπου το καυσαέριο και οι ρύποι δημιουργούν ένα έντονα αλκαλικό περιβάλλον. Σαν αποτέλεσμα, τόσο το σκυρόδεμα όσο και τα υλικά που το προστατεύουν τυγχάνουν χημικών αλλοιώσεων οι οποίες προκαλούν αποδυνάμωση και εν τέλει αστοχία.

Η ενανθράκωση είναι το φαινόμενο εκείνο που περισσότερο από οποιοδήποτε άλλο μας έκανε να συνειδητοποιήσουμε ότι το οπλισμένο μπετόν γερνάει και απαξιώνεται. και συνδέεται με διάβρωση του χάλυβα και αποφλοίωση του σκυροδέματος.

### i. Ενανθράκωση σκυροδέματος

Το φαινόμενο της ενανθράκωσης οφείλει την ονομασία του στη μετατροπή του περιεχομένου στο σκυρόδεμα υδροξειδίου του ασβεστίου ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) σε ανθρακικό ασβέστιο: (δηλ,  $\text{CaCO}_3$ .  $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{CaCO}_3 + 2\text{H}_2\text{O}$ ).

Η ύπαρξη του  $\text{Ca(OH)}_2$  μαζί με αυτή άλλων υδροξειδίων που υπάρχουν σε μικρότερες ποσότητες εξασφαλίζουν στους οπλισμούς ένα προστατευτικό περιβάλλον που προστατεύει το χάλυβα από τη διάβρωση. Επομένως στις αστικές και βιομηχανικές περιοχές που υπάρχουν υψηλά ποσοστά  $\text{CO}_2$ , η ενανθράκωση αποτελεί τον κυρίαρχο μηχανισμό απαξίωσης του οπλισμένου σκυροδέματος.

**Σημείωση:** Η ενανθράκωση δεν αποτελεί πρόβλημα για το σκυρόδεμα, καθώς η μετατροπή του υδροξειδίου του ασβεστίου σε ασβεστόλιθο δίνει ένα πιο πυκνό υλικό με μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή. Το πρόβλημα είναι σε σχέση με την προστασία του σιδηρού οπλισμού.

### ii. Διάβρωση χάλυβα

Η ενανθράκωση αποτελεί την κερκόπορτα για τη διάβρωση των οπλισμών, καθώς η συνεπαγόμενη μείωση της αλκαλικότητας αδρανοποιεί την παθητική προστασία που προσφέρουν στους οπλισμούς τα υδροξείδια του σιδήρου και του ασβεστίου.

Η διάβρωση του σιδήρου είναι μια ηλεκτροχημική διαδικασία, γιατί εμπεριέχει ροή ηλεκτρονίων και ιόντων και επιταχύνεται όταν οι πόροι του μπετόν δεν περιέχουν μόνο καθαρό νερό αλλά και άλατα, κυρίως χλωριούχα.

Αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας είναι η παραγωγή υδροξειδίων του σιδήρου δηλ. σκουριά. Η σκουριά εναποτίθεται στη ράβδο στις περιοχές των καθόδων και επειδή είναι διαπερατή τόσο από το νερό όσο και από τα αέρια, η διαδικασία οξειδωσης συνεχίζεται. Ο όγκος των παραγόμενων προϊόντων σκουριάς διαρκώς αυξάνει κι οι συνοδευτικές αυξανόμενες εσωτερικές τάσεις προκαλούν ρηγματώσεις, αποτινάξεις και αποκολλήσεις ολόκληρων κομματιών από μπετό

Το πρόβλημα της διάβρωσης λοιπόν είναι δυνατόν να καταλήξει στην αποκάλυψη του χάλυβα, την μείωση της μάζας και της αντοχής του οπλισμένου σκυροδέματος.

## 2. Θεωρητικό υπόβαθρο αντισεισμικού σχεδιασμού

### 2.1 Γενικά

Η βασική επιδίωξη κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής για ισχυρούς σεισμούς, είναι η αποφυγή διακινδύνευσης της ζωής ή της σωματικής ακεραιότητας των ανθρώπων. Αυτό σημαίνει η κατασκευή πρέπει να υποστεί μεν βλάβες στον φέροντα οργανισμό, πλην όμως αυτές να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες και κυρίως, να αποφεύγεται η κατάρρευση. Αυτή η επιδίωξη μπορεί να επιτευχθεί μόνο με τη διασφάλιση σταθερής πλαστικής συμπεριφοράς η οποία δεν υπονομεύεται από ψαθυρούς τρόπους αστοχίας.

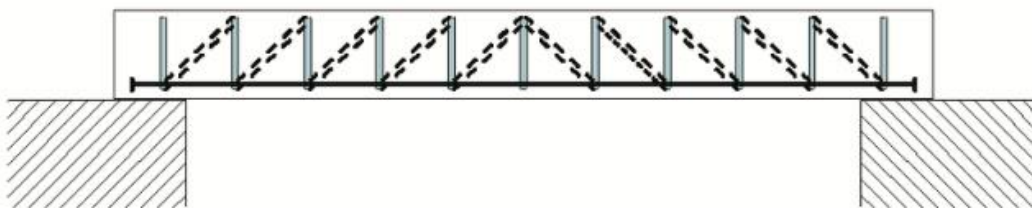
Μια τέτοια ανεπιθύμητη και ψαθυρή αστοχία είναι αυτή από διατμητική. Αυτή χαρακτηρίζεται από εντοπισμένη ρηγμάτωση και δεν εμφανίζει αρκετές ενδείξεις της επερχόμενης κατάρρευσης του φορέα.

Επομένως είναι επιτακτικό η αστοχία σε τέμνουσα να μην προηγείται της αστοχίας σε κάμψη. Μολονότι υπάρχει άμεση συσχέτιση των ροπών και των τεμνουσών σύμφωνα με τις αρχές της Στατικής, στους Ευρωκώδικες γίνεται χωριστός σχεδιασμός έναντι κάμψης και διάτμησης. Παρόλα αυτά στον Ευρωκώδικα 8 περιλαμβάνονται ειδικές διατάξεις για την εξασφάλιση των στόχων του ικανοτικού σχεδιασμού, δηλαδή την αποφυγή ανεπιθύμητων διατμητικών αστοχιών ψαθυρού χαρακτήρα.

### 2.2 Σχεδιασμός με βάση τους Ευρωκώδικες

Ο σχεδιασμός έναντι τέμνουσας βασίζεται σε ένα νοητό γενικευμένο δικτύωμα Moersch το οποίο αποτελείται από θλιπτήρες και από ελκυστήρες. (βλ. Εικόνα 2.1).

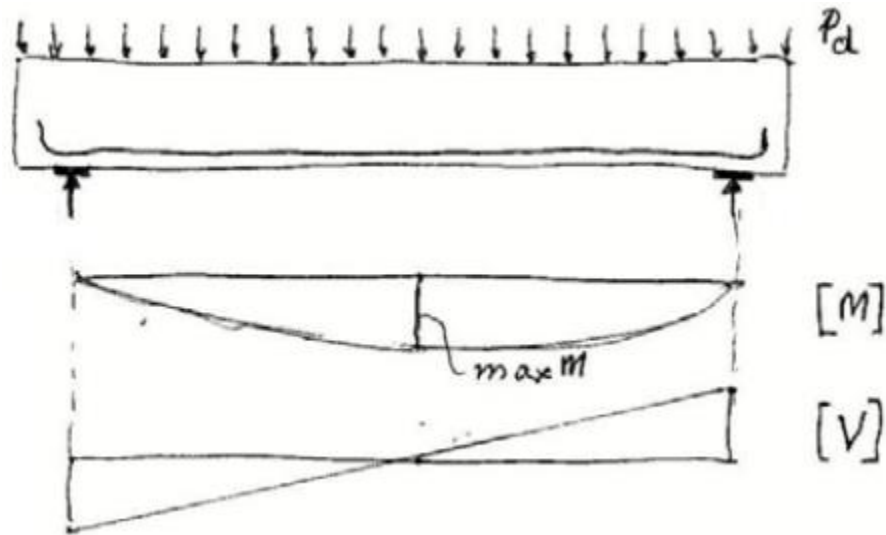
#### Ritter (1899)



Εικόνα 2.1 : Δικτύωμα Moersch

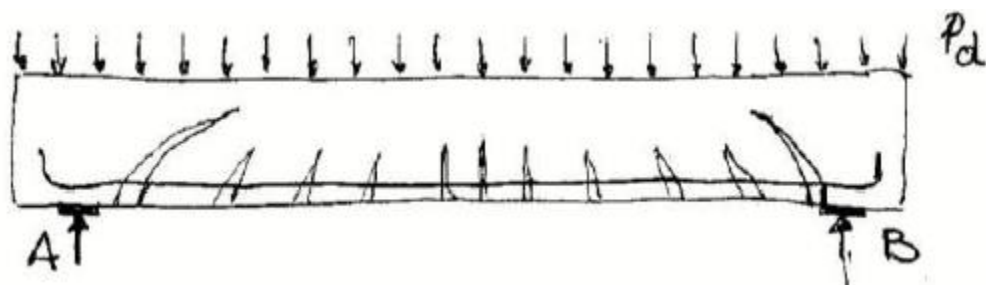
Το δικτύωμα αυτό είχε προταθεί ήδη από τον Ελβετό W. Ritter το 1899 και λίγο αργότερα το 1902 από τον καθηγητή του Πολυτεχνείου της Στουτγάρδης E. Moersch για την μελέτη της διάτμησης δοκών με θεώρηση σταθερής κλίσης των θλιβόμενων διαγωνίων του σκυροδέματος  $\theta=45^\circ$ .

Το θεωρητικό υπόβαθρο βασίζεται στην περιγραφή της λειτουργίας μιας αμφιέριστης δοκού (Εικόνα 3.2) η οποία φορτίζεται με ομοιόμορφο φορτία  $p_d$ . Η πλέον επιπονούμενη διατομή, από μεγέθη ορθής εντάσεως, είναι η διατομή του μέσου του ανοίγματος. Για αυτά τα εντατικά μεγέθη ελέγχθηκε η διατομή κατά τα γνωστά και τοποθετήθηκε εφελκόμενος ευθύγραμμος οπλισμός στο κάτω πέλμα της διατομής (δηλαδή εκεί όπου αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες εφελκυστικές εντάσεις στη διατομή).



Εικόνα 2.2 : Εντατικά μεγέθη,  $M$  και  $V$ , αμφιέριστης δοκού υπό ομοιόμορφο φορτίο  $p_d$ .

Περί την περιοχή των μεγίστων ροπών η διεύθυνση των ρωγμών αυτών είναι κάθετη προς το εφελκόμενο πέλμα, σε αρκετά πυκνές αποστάσεις. Περί την περιοχή των στηριγμάτων όμως οι ρωγμές (που τώρα έχουν μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ τους και μεγαλύτερο εύρος), κλίνουν υπό γωνία ως προς το εφεκλύόμενο πέλμα με κατεύθυνση από τα άκρα προς το μέσον της δοκού. Το άνοιγμα δε των ρωγμών μειώνεται σημαντικά ή και μηδενίζεται περί την περιοχή του θλιβόμενου πέλματος των διατομών (Εικόνα 2.3).

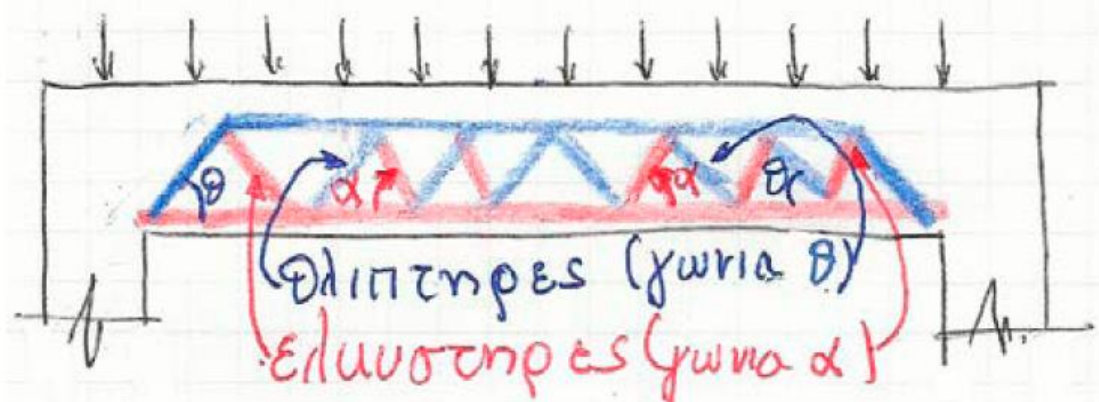


Εικόνα 2.3 : Ρωγμές αμφιέριστης δοκού πυκνές, κατακόρυφες και μικρού εύρους ρωγμές στην περιοχή του μέσου, αραιότερες, κεκλιμένες και μεγαλύτερου εύρους ρωγμές στα άκρα

Αιτία γι' αυτή την αλλαγή της πορείας των ρωγμών στην περιοχή των στηριγμάτων είναι ασφαλώς η δράση της τέμνουσας: περί τα στηρίγματα, οι κύριες εφελκυστικές τάσεις δεν

είναι πια οριζόντιες όπως στη μεσαία διατομή, αλλά κλίνουν υπό γωνία  $\varphi$  ως προς το εφελκόμενο πέλμα. Κατά συνέπεια, οι αντίστοιχες ρωγμές (κάθετες προς τις εφελκυστικές τάσεις) θα κλίνουν υπό γωνία  $90^\circ - \varphi$ .

Επομένως, κατά την ρηγμάτωση ενός φορέα με εφελκόμενο διαμήκη οπλισμό (και χωρίς οπλισμό διάτμησης), όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.4, οι μεταξύ των ρωγμών οδοντώσεις λειτουργούν ως πρόβολοι πακτωμένοι στην θλιβόμενη ζώνη. Κατά μήκος των παρειών των ρωγμών, όπου προεξέχουν οι κόκκοι των αδρανών, αναπτύσσονται δυνάμεις εμπλοκής των αδρανών, οι οποίες αυξάνονται αυξανόμενης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και μειώνονται με την αύξηση του εύρους των ρωγμών. Με άλλα λόγια οι δυνάμεις εμπλοκής των αδρανών καθώς και οι δυνάμεις από τη λειτουργία βλήτρου του διαμήκους εφελκυστικού οπλισμού, οι οποίες αναπτύσσονται, εφόσον αυτός δεν έχει φθάσει στη διαρροή και δεν έχει αποκολληθεί από την επικάλυψη του σκυροδέματος στην παρειά της ρωγμής, συμμετέχουν στην ανάληψη της τέμνουσας, μαζί με την κατακόρυφη συνιστώσα της θλιπτικής δύναμης του σκυροδέματος στην πακτωμένη στην θλιβόμενη ζώνη οδόντωση.



Εικόνα 2.4 : Δικτύωμα Moersch με «εγκάρσιους» συνδετήρες (ελκυστήρες με γωνία

κλίσεως  $\alpha$ :  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ , συνήθως  $\theta=90^\circ$ ).

Επομένως η δοκός πρέπει να σχεδιαστεί έναντι αστοχίας από τέμνουσα. Αυτό σημαίνει ότι για την παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων και την αποφυγή δημιουργίας ρωγμών απαιτείται η τοποθέτηση οπλισμού κάθετα σε αυτές, ενώ πρέπει να εξασφαλισθεί ότι και οι κύριες θλιπτικές τάσεις δεν θα ξεπεράσουν την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

### 2.2.1 Διαδικασία ελέγχου

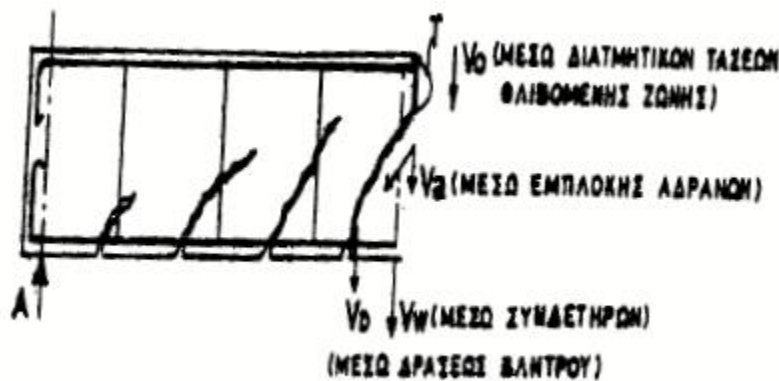
Κατά τον έλεγχο σε διάτμηση θα πρέπει να διασφαλιστεί ότι η επιβαλλόμενη τέμνουσα λόγω εξωτερικής φόρτισης δεν είναι μεγαλύτερη από την αντοχή των θλιβόμενων λωρίδων σκυροδέματος (μέγιστη τέμνουσα  $V_{RD,max}$ ). Αν υπάρχει υπέρβαση αυτού του ελέγχου, τότε θα πρέπει να γίνουν αλλαγές στις διαστάσεις της εγκάρσιας διατομής ή θα

χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα υψηλότερης ποιότητας (αλλαγή της κλίσης των θλιβόμενων λωρίδων του σκυροδέματος).

### 2.2.2 Επικουρικοί μηχανισμοί ανάληψης τέμνουσας

Εκτός από τους συνδετήρες (οπλισμός κορμού), υπάρχουν και άλλοι μηχανισμοί οι οποίοι συμβάλλουν στην ανάληψη και στην μεταφορά τέμνουσας (Εικόνα 2.5). Τέτοιοι μηχανισμοί είναι:

- Η συνισταμένη των θλιπτικών τάσεων της αρηγμάτωτης θλιβόμενης ζώνης, η οποία είναι κεκλιμένη με αποτέλεσμα η κατακόρυφη συνιστώσα  $V_0$  της να μειώνει την προς ανάληψη τέμνουσα .
- Η αλληλεμπλοκή των αδρανών του σκυροδέματος κατά μήκος της ρωγμής μέσω της οποίας μεταφέρεται τέμνουσα  $V_a$ .
- Η δράση βλήτρου του διαμήκους οπλισμού, που έχει τοποθετηθεί για άλλους λόγους και διαπερνά τις διατμητικές ρωγμές μειώνοντας την δρώσα τέμνουσα κατά  $V_d$ .



Εικόνα2.5 : «Λοιποί» μηχανισμοί μεταφοράς τέμνουσας.

Η δράση της αξονικής θλίψης συμβάλει στη μείωση του πλήθους, της διαδρομής και του εύρους των ρωγμών και επιπλέον οδηγεί σε εντονότερη συμβολή των επικουρικών μηχανισμών ανάληψης τέμνουσας, διότι προκαλεί την αύξηση της θλιβόμενης ζώνης.

### 2.2.3 Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διατμήσεως

Η τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διατμήσεως δίνεται από την σχέση (§6.2.2) του Ευρωκώδικα και ισούται με :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \kappa (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.1\alpha)$$

$$\text{με ελάχιστη τιμή } V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.1\beta)$$

Όπου οι παράμετροι της ανωτέρας σχέσης ορίζονται ως εξής:

-  $C_{Rd,c}$  : Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος παρουσία εγκάρσιας θλίψης (προτεινόμενη τιμή  $0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$  )

-  $f_{ck}$ : Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματοςσε MPa

-  $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  (d: ενεργό ύψος διατομής σε mm). Συντελεστής με βάση τον οποίο λαμβάνονται υπ' όψη τα φαινόμενα κλίμακας

-  $\rho = A_{s1}/bd < 0.02$  , Γεωμετρικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

$A_{s1}$  : Είναι το εμβαδόν του εφελκυστικού οπλισμού

$b_w$  : Είναι το ελάχιστο πλάτος του στοιχείου

-  $\sigma_{cp}$  (MPa)  $= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2f_{cd}$

Με  $N_{Ed}$  (N) θλιπτική δύναμη (θετική) και  $A_c$  (mm<sup>2</sup>) ολικό εμβαδό διατομής. Αν η δύναμη  $N_{Ed}$  είναι εφελκυστική, τότε αγνοείται.

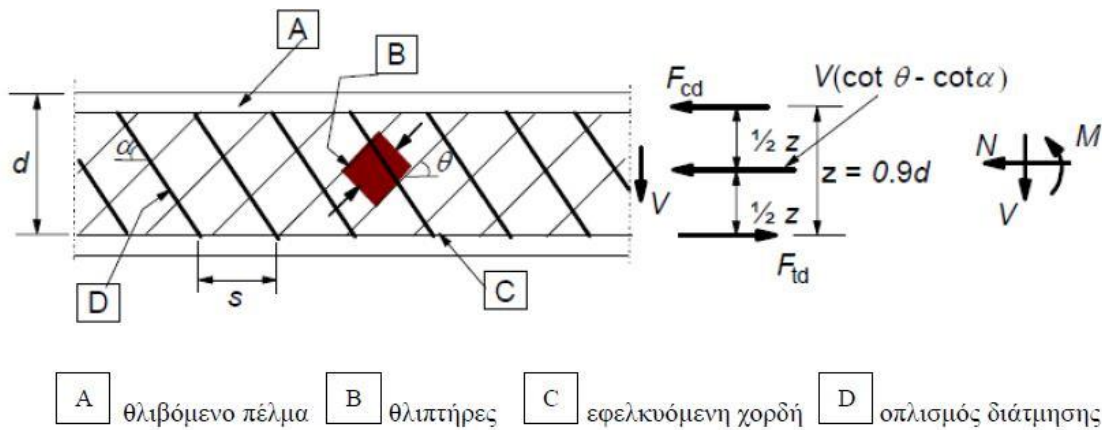
-  $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

#### 2.2.4 Σχεδιασμός σε τέμνουσα στοιχείου όπου απαιτείται οπλισμός διάτμησης

Εφόσον απαιτείται οπλισμός διάτμησης ( $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ ) ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού γίνεται με το «δικτυωματικό μοντέλο μεταβλητής γωνίας» όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.6 .

Με βάση αυτά που αναφέρθηκαν προηγουμένως για τη διαστασιολογηση σε διάτμηση, θεωρείται ότι το δομικό στοιχείο αποτελείται από θλιβομένη και εφελκυσμένη ζώνη, η απόσταση των κέντρων βάρους των οποίων ισούται με το μοχλοβραχίονα  $\zeta$  των εσωτερικών δυνάμεων. Η ζώνη διάτμησης τότε έχει ύψος  $z$  και πλάτος  $b_w$ . Ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων θεωρείται ότι είναι κάθετος προς το διαμήκη οπλισμό, η δε επιρροή των ράβδων του διαμήκους οπλισμού (που κάμπτονται προς τα πάνω) δεν λαμβάνεται υπόψη.

Επίσης στην εικόνα 2.6 με  $\alpha$  συμβολίζεται η γωνία μεταξύ οπλισμού διάτμησης και άξονα του δομικού στοιχείου ενώ με  $\theta$  η γωνία μεταξύ των θλιβόμενων διαγωνιών σκυροδέματος και του άξονα του δομικού στοιχείου.



**Εικόνα 2.6: Μοντέλο δικτυώματος για στοιχεία με οπλισμό διάτμησης**

Οι σύγχρονοι κανονισμοί χρησιμοποιούν για τον υπολογισμό του οπλισμού διάτμησης ένα τροποποιημένο μοντέλο του δικτυώματος με κλίση θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος μεταξύ 22° και 45°, η οποία είναι πλησιέστερη προς την πραγματικότητα από την αντίστοιχη σταθερή τιμή των 45° του κλασσικού μοντέλου.

Η αντοχή σε τέμνουσα δομικών στοιχείων με κατακόρυφο οπλισμό διάτμησης (δηλαδή κατακόρυφους συνδετήρες), λαμβάνεται ίση με τη μικρότερη από τις τιμές που προκύπτουν από τις ακόλουθες σχέσεις του Ευρωκώδικα 2-1.1 (§6.2.3) :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (2.2\alpha)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (2.2\beta)$$

Όπου οι παράμετροι των ανωτέρων σχέσεων ορίζονται ως εξής:

- $\alpha_{cw}$  : Συντελεστής για συνεκτίμηση εντατικής κατάστασης στο θλιβόμενο πέλμα ίσος με 1 για μη προεντεταμένες κατασκευές.
- $v_1 = v$  = Δείκτης μείωσης αντοχής σκυροδέματος ρηγματωμένου από διάτμηση και ισούται με  $v = 0.6[1 - f_{ck}/250]$  (MPa)
- $f_{ywd}$  = Τάση σχεδιασμού οπλισμού διάτμησης (MPa)
- $z = 0.9d$  : Ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων διατομής
- $A_{sw}$  = Εμβαδόν διατομής οπλισμού διάτμησης
- $s$  = Απόσταση μεταξύ οπλισμών διάτμησης



### 2.2.5 Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία

Η ένταση που προκαλεί ο σεισμός οδηγεί σε σταδιακή υποβάθμιση των μηχανισμών που επιστρατεύονται για την ανάληψη της τέμνουσας. Επομένως, είναι επιτακτικό η αστοχία σε τέμνουσα να μην προηγείται της αστοχίας σε κάμψη. Δηλαδή θα πρέπει η αντοχή σε τέμνουσα να είναι μεγαλύτερη από την τέμνουσα που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή.

Άρα θα ισχύει:

$$V_R > V_{M_y} \quad (2.3)$$

Όπου  $V_{M_y} = M_y / L_s$  με  $M_y$  η ροπή διαρροής και  $L_s$  το μήκος διάτμησης

Κατά τη διάρκεια του σεισμού λοιπόν αμφοτέρωι οι μηχανισμοί που συνιστούν την  $V_R$  και την  $V_{M_y}$  εξασθενούν. Όμως οι μηχανισμοί που συμβάλουν στην ανάληψη τέμνουσας εξασθενούν ταχύτερα από αυτούς στην καμπτική διαρροή. Αποτέλεσμα αυτού είναι να υπάρχει η πιθανότητα κατά τη διάρκεια της ανακύκλισης να προκύψει πρόωρη διατμητική αστοχία.

### 2.2.6 Πλαστιμότητα

Η σεισμική ικανότητα ενός στοιχείου ή και ολόκληρου του δομικού συστήματος χαρακτηρίζεται κυρίως από την βασική ιδιότητα της πλαστιμότητας. Με τον όρο αυτό εννοείται γενικά η ικανότητα ενός στοιχείου ή συστήματος να παραμορφώνεται πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς ουσιαστική μείωση της αντοχής.

Η πλαστιμότητα είναι αναγκαία καθώς αποτρέπει ψαθυρές αστοχίες που είναι απότομες και συμβαίνουν υπό μικρές παραμορφώσεις χωρίς καμία προειδοποίηση. Επίσης καθίσταται δυνατή η ανακατανομή εντάσεως μέσα στο δόμημα.

Ποσοτικά η πλαστιμότητα αποδίδεται ως ο λόγος της συνολικής ικανότητας για παραμόρφωση ενός στοιχείου, ελαστικής και ανελαστικής, προς την αντίστοιχη μέγιστη ελαστική παραμόρφωση. Ως μέγιστη ελαστική παραμόρφωση συνήθως λαμβάνεται η παραμόρφωση στο τέλος της ελαστικής περιοχής που συμπίπτει με την έναρξη της διαρροής.

Από τον ποσοτικό ορισμό της πλαστιμότητας προκύπτει πως αυτή εξαρτάται από το είδος της παραμόρφωσης που λαμβάνεται κάθε φορά ως κριτήριο και για αυτό ορίζονται διάφορα είδη πλαστιμότητας (στροφών, καμπυλοτήτων, αξονικών παραμορφώσεων και μετατοπίσεων). Γενικά η πλέον κατάλληλη τιμή θεωρείται η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων. Αυτή αναφέρεται σε διατομές υπό κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη. Ορίζεται ως  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$

Όπου  $\varphi_u, \varphi_y$  οι καμπυλότητες θραύσης και διαρροής της διατομής.

Ουσιαστικά η πλαστιμότητα αυτή υπολογίζεται από το διάγραμμα Μ-Φ (ροπών – καμπυλοτήτων ) και εξαρτάται αποκλειστικά από τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά της διατομής.

### 2.2.7 Βασικοί παράμετροι πλαστιμότητας

Γενικά η πλαστιμότητα εξαρτάται από την πλαστιμότητα των υλικών, το σχεδιασμό των μελών και κόμβων, και τις λεπτομέρειες όπλισης (κατασκευαστικές διατάξεις). Πιο αναλυτικά οι βασικότεροι παράμετροι είναι:

- Εφελκόμενος οπλισμός : Η αύξηση του προκαλεί σημαντική μείωση της πλαστιμότητας με αποτέλεσμα να έχουμε ψαθυρή αστοχία
- Θλιβόμενος οπλισμός : Σε διατομές με υψηλά ποσοστά εφελκόμενου οπλισμού ή αντίστοιχη αύξηση του θλιβόμενου θα επιφέρει αύξηση στην πλαστιμότητα
- Αντοχή διαρροής του χάλυβα : Αύξηση της αντοχής του χάλυβα προκαλεί μικρή μείωση του δείκτη πλαστιμότητας.
- Αντοχή σκυροδέματος : Αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος προκαλεί αύξηση της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.
- Αξονική δύναμη : Αύξηση της θλιπτικής αξονικής δύναμης μειώνει την διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.

Τέλος, πρέπει να τονιστεί ότι ,στην εφαρμοσμένη αντισεισμική μηχανική, η πλαστιμότητα εκφράζεται σε όρους απαίτησης και διαθεσιμότητας. Η απαίτηση πλαστιμότητας είναι το μέγιστο επίπεδο πλαστιμότητας που πρέπει να φτάσει η κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η οποία είναι συνάρτηση αμφοτέρων της κατασκευής και του σεισμού. Η διαθέσιμη πλαστιμότητα είναι η μέγιστη πλαστιμότητα που μπορεί η κατασκευή να διατηρήσει χωρίς θραύση, και αποτελεί καθαρά ιδιότητα της κατασκευής.

### 2.2.8 Συντελεστής συμπεριφοράς

Οι φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν την ικανότητα να απορροφούν ενέργεια κατά την διάρκεια ενός σεισμού, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων τους. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής  $q$  εξαρτάται από τον τύπο του φορέα, από την κανονικότητά του σε κάτοψη και όψη, από την κατηγορία πλαστιμότητας και είναι συνάρτηση διαφόρων άλλων παραγόντων όπως η πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, απόσβεση, η μορφή των βρόχων υστέρησης. Πρόκειται επομένως για έναν εμπειρικό συντελεστή, ο οποίος

καθορίζεται από τους διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς για κάθε τύπο κατασκευής. Για το οπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  κυμαίνεται μεταξύ 1,5 και 5.

### 2.2.9 Πλαστιμότητα - Κατηγορίες Πλαστιμότητας

Στην περίπτωση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, ένα μεγάλο μέρος του κανονισμού αποσκοπεί στην εξασφάλιση σταθερού και αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας σε προκαθορισμένες κρίσιμες περιοχές, οι οποίες περιορίζουν τις αδρανειακές φορτίσεις που εμφανίζονται στις υπόλοιπες περιοχές της κατασκευής. Οι γεωμετρικοί κανόνες και οι κανόνες κατασκευαστικής διαμόρφωσης επιτυγχάνουν την επιδιωκόμενη πλαστική συμπεριφοράς τέτοιων κρίσιμων ζωνών που δεν υπονομεύεται από ψαθυρούς τρόπους αστοχίας όπως διάτμηση ή σύνθλιψη στο σκυρόδεμα ή κάμψη του οπλισμού. Με αυτά τα δεδομένα, υιοθετούνται τρία επίπεδα απορρόφησης ενέργειας:

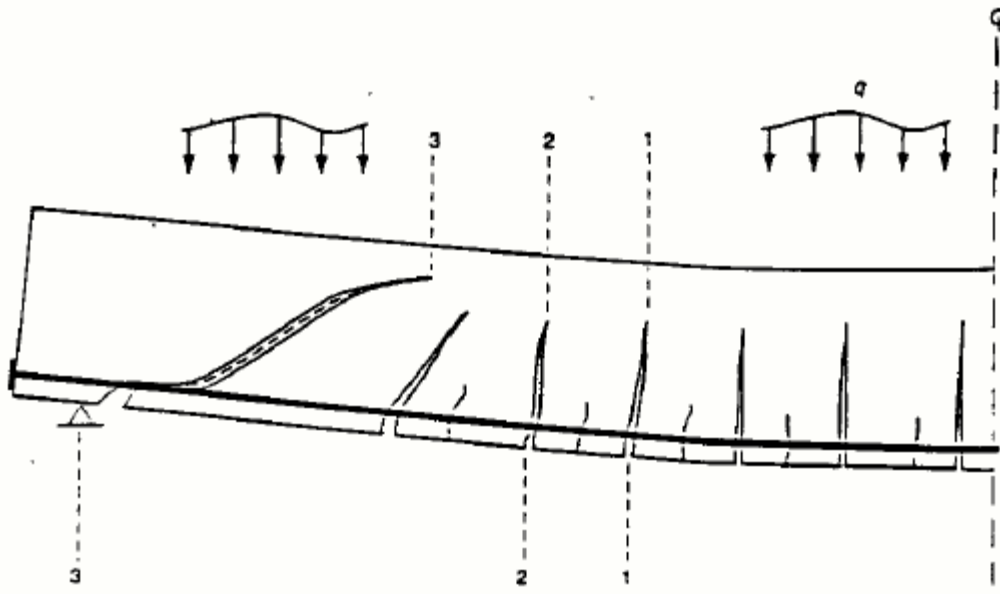
- Χαμηλό επίπεδο πλαστιμότητας (DCL, Ductility Class Low) στο οποίο εικονικά δεν επιδιώκεται υστερητική πλαστιμότητα και η αντίσταση στην σεισμική φόρτιση επιτυγχάνεται μέσω της αντοχής της κατασκευής παρά την πλαστιμότητά της ( $q=1.5$ ).
- Μέσο (DCM, Ductility Class Medium) στο οποίο αρκετά υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας επιτρέπονται και εισάγονται ανταποκρινόμενες σε αυτά απαιτήσεις σχεδιασμού και κατασκευαστικών διαμορφώσεων ( $1.5 < q < 4$ ).
- Υψηλό (DCH, Ductility Class High) όπου πολύ μεγάλες ανελαστικές αποκρίσεις επιτρέπονται συνοδευόμενες από ακόμη πιο σύνθετες σχεδιαστικές και κατασκευαστικές απαιτήσεις ( $q > 4$ ).

## 2.3 Θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης

Η θεωρία αυτή αντικαθιστά το κλασικό προσομοίωμα του δικτυώματος, που αποτελεί βάση των ισχυουσών μεθόδων σχεδιασμού. Κύριο χαρακτηριστικό της λειτουργίας της είναι ότι τόσο η φέρουσα ικανότητα όσο και ο μηχανισμός αστοχίας της συνδέονται με το τμήμα της που περικλείει τις τροχιές των θλιπτικών τάσεων στο εσωτερικό της, λίγο πριν την απώλεια της φέρουσας ικανότητάς της. Έτσι προέκυψε και το όνομα της αντίστοιχης θεωρίας περιγραφής της.

### 2.3.1 Πορεία αστοχίας

Το θεωρητικό υπόβαθρο βασίζεται στην περιγραφή της λειτουργίας της αμφιέριστης δοκού, λόγω άφθονων πειραματικών στοιχείων για τη συμπεριφορά της. Στην εικόνα 2.7 φαίνεται η παραμορφωμένη κατάσταση μιας αμφιέριστης δοκού υπό εγκάρσια φόρτιση λίγο πριν αστοχήσει.

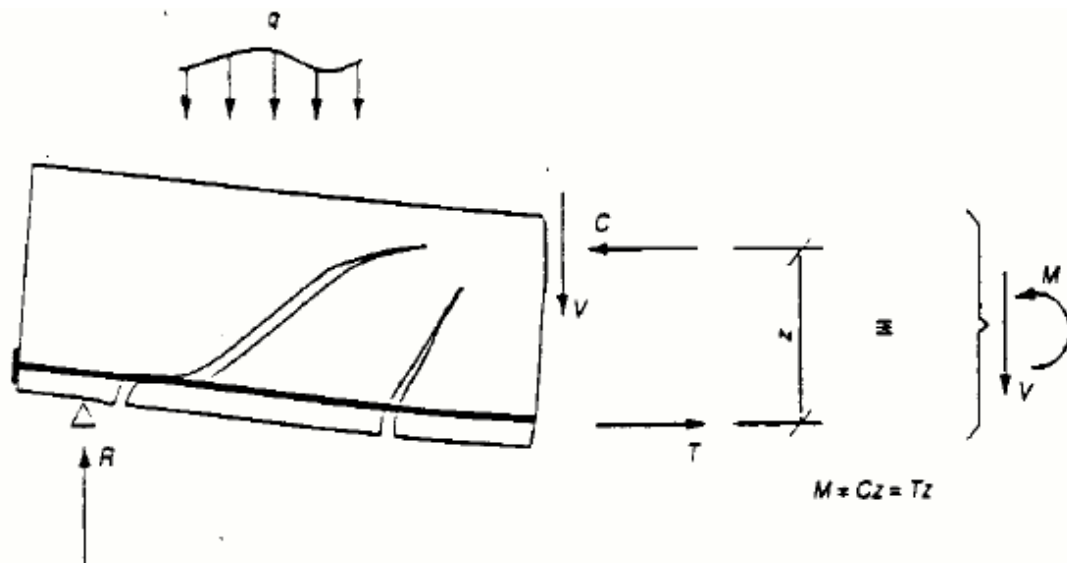


Εικόνα 2.7 : Σχηματική απεικόνιση παραμορφωμένου σχήματος αμφιέρειστης δοκού λίγο πριν την αστοχία.

Η ρηγμάτωσή της καλύπτει ένα μεγάλο τμήμα της δοκού και χαρακτηρίζεται τόσο από κατακόρυφες όσο και από κεκλιμένες ρωγμές, οι οποίες, ξεκινώντας από το κάτω πέλμα, προεκτείνονται στον κορμό της δοκού, σταματώντας σε μικρή απόσταση από το άνω πέλμα της. Ιδιαίτερα όταν η αστοχία της δοκού συνδέεται με το σχηματισμό κεκλιμένων ρωγμών, οι ρωγμές αυτές διεισδύουν στην θλιβόμενη ζώνη και προεκτείνονται προς την στήριξη, κατά μήκος του διαμήκη οπλισμού, καταστρέφοντας τη συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα.

Ουσιαστικά λοιπόν το σκυρόδεμα παραμένει αρηγμάτωτο μόνο σε ένα σχετικά μικρό τμήμα της δοκού. Το τμήμα αυτό περιλαμβάνει αφενός μεν τις ακραίες περιοχές της δοκού, μέχρι τη βαθιά κεκλιμένη ρωγή που σχηματίζεται πλησιέστερα στις στηρίξεις, αφετέρου δε μια λεπτή σχετικά ζώνη, μεταβλητού πάχους, που σχηματίζεται μεταξύ των κορυφών των ρωγμών και του άνω πέλματος και ενώνει τις παραπάνω αρηγμάτωτες ακραίες περιοχές.

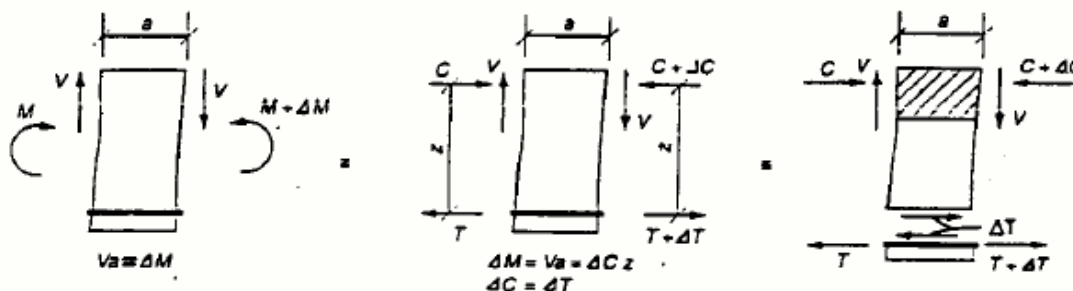
Παρά την εκτεταμένη ρηγμάτωση η δράση δοκού, μέσω της οποίας πραγματοποιείται η μεταφορά φορτίου στις στηρίξεις, επιτυγχάνει τον προορισμό της. Σε κάθε διατομή της δοκού, η εσωτερική ένταση θα μπορούσα να αναλυθεί σε αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις (Εικόνα2.8) .



Εικόνα 2.8 : Εσωτερικές δράσεις ισοδύναμες με την καμπτική ροπή και τέμνουσα δύναμη σε διατομή που περιλαμβάνει ρωγή.

Από την εσωτερική ένταση σε κάθε διατομή της δοκού (Εικόνα2.8), προκύπτει ότι οι αξονικές εσωτερικές δυνάμεις αναπτύσσουν μία δράση ισοδύναμη με την καμπτική ροπή λόγω του εξωτερικού φορτίου, ενώ η τέμνουσα δύναμη είναι ισοδύναμη με τη συνισταμένη των εξωτερικών εγκάρσιων δυνάμεων που ασκούνται στο τμήμα της δοκού αριστερά της αντίστοιχης διατομής.

Η σχέση μεταξύ αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων μπορεί να προκύψει από τη θεώρηση των συνθηκών ισορροπίας ενός τμήματος της δοκού μεταξύ δύο διατομών που περιλαμβάνουν διαδοχικές ρωγμές (Εικόνα2.9) .



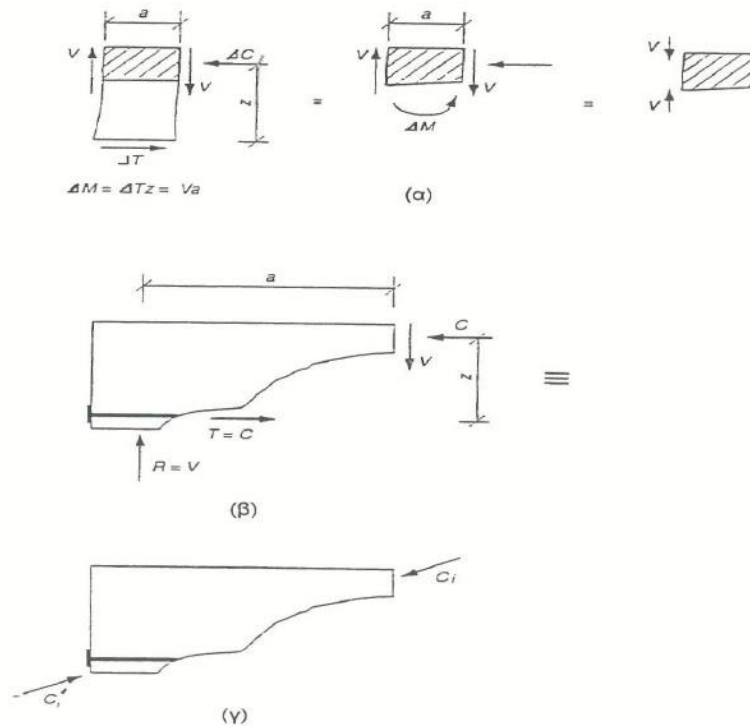
Εικόνα 2.9 : Ισορροπία τμήματος της δοκού μεταξύ δύο διατομών που περιλαμβάνουν διαδοχικές ρωγμές: (α) μεταβολή καμπτικών ροπών, (β) μεταβολή διαμήκων δράσεων, (γ) δύναμη συνάφειας χάλυβα-σκυροδέματος.

Η δράση του ζεύγους των τεμνουσών δυνάμεων στις ακραίες διατομές του παραπάνω στερεού αντισταθμίζεται από τη μεταβολή της καμπτικής ροπής μεταξύ των διατομών αυτών. Η μεταβολή αυτή της καμπτικής ροπής οφείλεται κυρίως στην μεταβολή (μέσα

στο διάστημα μεταξύ των ακραίων διατομών του στερεού) του μεγέθους των αξονικών εσωτερικών δυνάμεων, δηλαδή της θλιπτικής δύναμης που ασκείται στο σκυρόδεμα και της εφελκυστικής δύναμης που αναλαμβάνει ο χάλυβας.

Απαραίτητη προϋπόθεση για να υπάρχει η δυνατότητα μεταβολής του μεγέθους των παραπάνω εσωτερικών δυνάμεων είναι η ύπαρξη συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα, μέσω της οποίας ένα τμήμα της εφελκυστικής δύναμης που ασκείται στον χάλυβα μεταβιβάζεται στο σκυρόδεμα (Εικόνα2.9). Η δύναμη συνάφειας είναι η μοναδική «εξωτερική» δύναμη που ασκείται σε κάθε λωρίδα σκυροδέματος μεταξύ δύο διαδοχικών ρωγμών, δεδομένου ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας της δοκού δεν αναπτύσσονται στις επιφάνειες των ρωγμών δυνάμεις λόγω «εμπλοκής αδρανών», ενώ η «δράση βλήτρου», ακόμα κι αν υπάρχει, είναι αμελητέα.

Η λωρίδα σκυροδέματος αποτελεί ουσιαστικά ένα «πρόβολο», πακτωμένο στην θλιπτική ζώνη της δοκού, ο οποίος υπόκειται στη δράση «τέμνουσας» δύναμης κατά μήκος της διεπιφάνειας σκυροδέματος και χάλυβα. Η καμπτική ροπή που προκαλείται, εξισορροπεί την δράση του ζεύγους των τεμνουσών δυνάμεων στην θλιβόμενη ζώνη της δοκού. Ταυτόχρονα, η κάμψη του «προβόλου», που αποτελεί τον μηχανισμό μεταφοράς του εξωτερικού φορτίου με την μορφή τέμνουσας δύναμης, μεταφέρεται από το σημείο εφαρμογής του σε μια απόσταση ίση με το διάστημα μέσα στο οποίο διατηρείται η συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα (Εικόνα2.10).



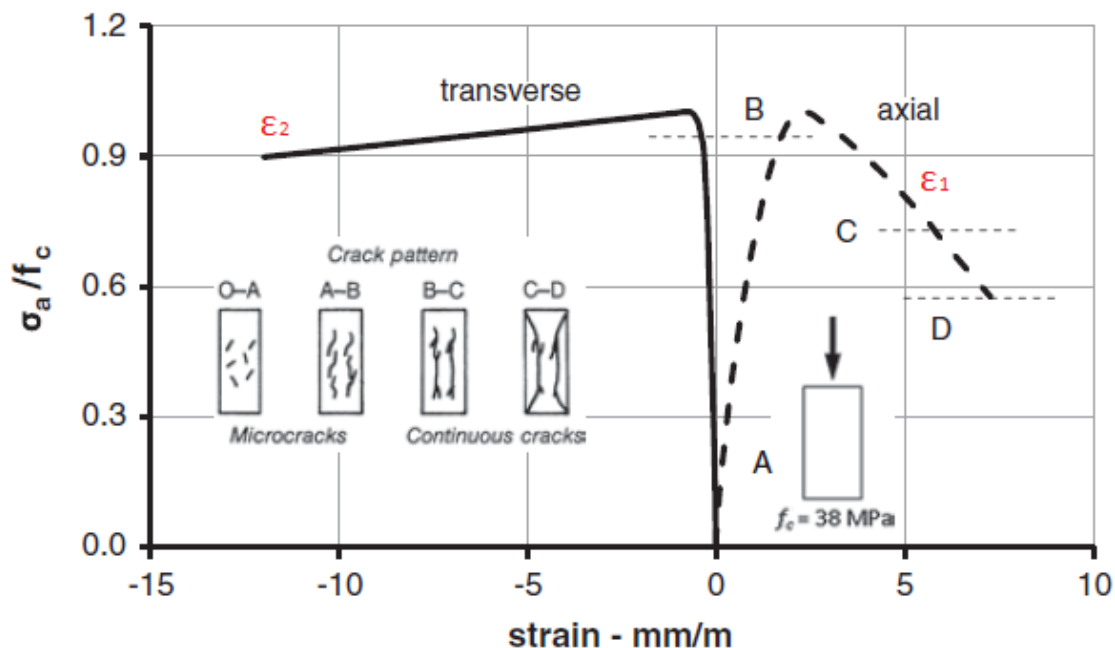
**Εικόνα 2.10: Μηχανισμός μεταφοράς εξωτερικού φορτίου στη στήριξη: (α) δράση προβόλου, (β) αλλαγή στη διεύθυνση της θλιπτικής δύναμης.**

### 2.3.2 Συμβολή αρηγμάτωτου και ρηγματωμένου σκυροδέματος

Από τα όσα ανεπτύχθησαν στην προηγούμενη ενότητα συνάγεται ότι το αρηγμάτωτο σκυρόδεμα αναλαμβάνει στο σύνολο του, όχι μόνο την αξονική θλιπτική θλιπτική δύναμη αλλά και την τέμνουσα δύναμη (το μεγαλύτερο τμήμα της οποίας οι ισχύοντες κανονισμοί θεωρούν ότι αναλαμβάνεται από το ρηγματωμένο σκυρόδεμα μέσω της «εμπλοκής αδρανών και «δράσης βλήτρου») που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα λόγω κάμψης της δοκού.

Με άλλα λόγια στην οριακή κατάσταση αστοχίας η συμβολή του αρηγμάτωτου σκυροδέματος αποτελεί ουσιαστικά τη συνολική συμβολή του σκυροδέματος στην ανάληψη του εξωτερικού φορτίου.

Στο ίδιο συμπέρασμα οδηγεί και η θεώρηση του διαγράμματος τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων, που περιγράφει την συμπεριφορά του σκυροδέματος υπό μονοαξονική θλίψη. Αυτό φαίνεται στις εικόνες 2.11 και 2.12.

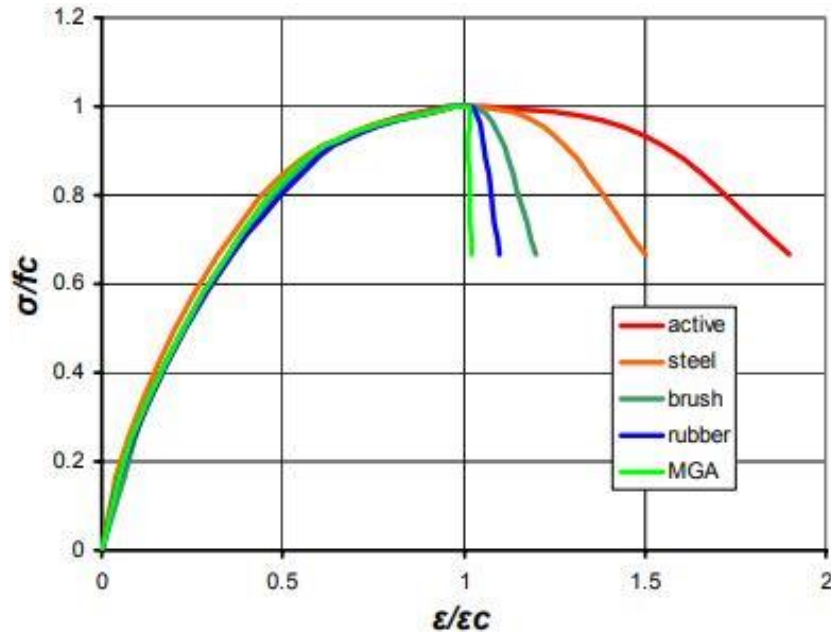


Εικόνα 2.11 : Πειραματικές καμπύλες τάσης-ανηγμένων παραμορφώσεων σκυροδέματος υπό μονοαξονική θλίψη ( $\epsilon_1$ =παραμόρφωση κατά την διαμήκη διεύθυνση και  $\epsilon_2$  παραμόρφωση κατά την εγκάρσια διεύθυνση)

Η συμπεριφορά του αρηγμάτωτου σκυροδέματος σκυροδέματος περιγράφεται από τον ανοδικό κλάδο του διαγράμματος αυτού, ενώ η συμπεριφορά του ρηγματωμένου

σκυροδέματος περιγράφεται από τον φθιτό κλάδο που περιγράφει μια άμεση και ση απώλεια της φέρουσας ικανότητας του υλικού.

Σε αντίθεση με το αρηγμάτωτο, το ρηγματωμένο σκυρόδεμα, με το σχηματισμό των «προβόλων από άοπλο σκυρόδεμα» μεταξύ διαδοχικών καμπτικών ή κεκλιμένων ρωγμών, δημιουργεί ένα μηχανισμό που του επιτρέπει να έχει μια σημαντική συμβολή στη μεταφορά του εξωτερικού φορτίου, μέσω του αρηγμάτωτου τμήματος της δοκού, από τα σημεία της εφαρμογής του στις στηρίξεις.



Εικόνα 2.12 : Καμπύλες θλιπτικής τάσης – θλιπτικής ανηγμένης παραμόρφωσης υπό μονοαξονική θλίψη. ( $f_c$ ,  $\epsilon_c$  = θλιπτική αντοχή και αντίστοιχη ανηγμένη παραμόρφωση), κυλινδρικών δοκιμών σκυροδέματος. Κατά την διεξαγωγή της πειραματικής διαδικασίας χρησιμοποιήθηκαν διάφορα υλικά στην διεπιφάνεια του δοκιμίου σκυροδέματος και της πλάκας φόρτισης, ώστε να μειωθεί ή επιδραση της τριβής,

### 2.3.3 Αίτια αστοχίας

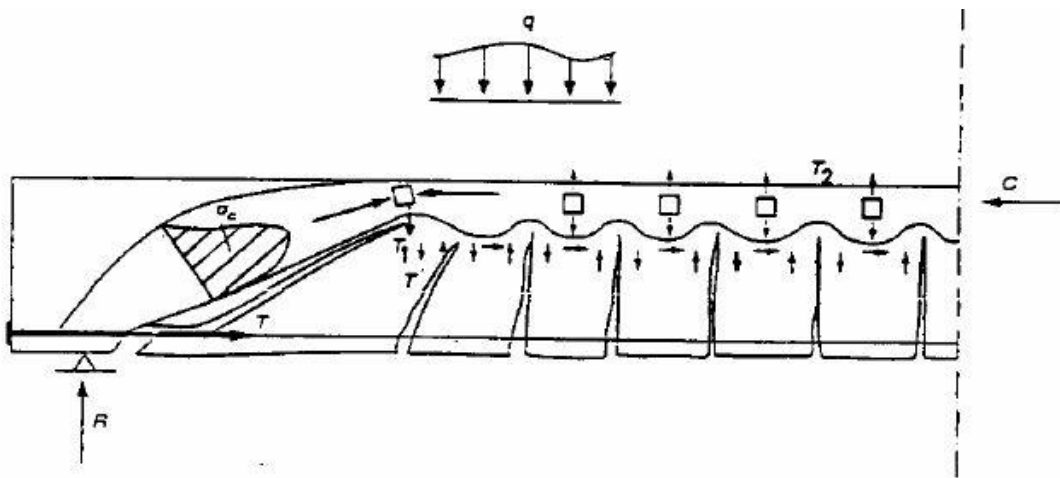
Η εικόνα 2.13 παρουσιάζει το αρηγμάτωτο τμήμα της δοκού ως ελεύθερο στερεό, απομονωμένο από το υπόλοιπο τμήμα της, μαζί με το εξωτερικό φορτίο που ασκείται στο άνω πέλμα της και τις εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά μήκος της διεπιφάνειας μεταξύ των δύο τμημάτων της, του αρηγμάτωτου και του ρηγματωμένου. Η εικόνα παρουσιάζει επίσης ενδεικτικές θέσεις περιοχών όπου είναι δυνατόν να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις μέσα στο παραπάνω αρηγμάτωτο τμήμα.

Από τη περιγραφή της εντατικής κατάστασης της δοκού στην ενότητα 2.3.1 συνάγεται ότι το αρηγμάτωτο τμήμα της δοκού, μέσω του οποίου το ασκούμενο φορτίο



μεταβιβάζεται στις στηρίξεις, περιβάλλει τις τροχιές των θλιπτικών τάσεων που αναπτύσσονται λόγω της κάμψης της δοκού.

Όπως περιγράφηκε επίσης στην ενότητα 2.3.1, η παραπάνω μεταφορά του φορτίου απαιτεί τόσο τη συμβολή του ρηγματωμένου τμήματος της δοκού (μέσω της «κάμψης προβόλου» που προκαλεί τις εσωτερικές δράσεις στη διεπιφάνεια μεταξύ του αρηγμάτωτου και ρηγματωμένου τμήματος) όσο και την αλλαγή της διεύθυνσης της τροχιάς της συνισταμένης των θλιπτικών τάσεων που συμβαίνει στην περιοχή όπου η μεσαία λεπτή λωρίδα αρηγμάτωτου σκυροδέματος, κατά μήκος του άνω πέλματος, συνδέεται με τις ακραίες περιοχές του αρηγμάτωτου τμήματος της δοκού .



Εικόνα 2.13 : «Αρηγμάτωτο» τμήμα αμφιέριστης δοκού (υπό τη δράση του εγκάρσιου φορτίου και των εσωτερικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στη διεπιφάνειά του με το ρηγματωμένο τμήμα της δοκού).

Γίνεται φανερό λοιπόν ότι μόνο μία λωρίδα αυτού του τμήματος, που αποτελεί ομαλή συνέχεια της θλιβόμενης ζώνης της δοκού, χρησιμεύει για την μεταφορά της εσωτερικής θλιπτικής δράσης στη στήριξη. Από το υπόλοιπο του τμήματος, το κάτω μέρος παρέχει το απαιτούμενο μήκος αγκυρώσεως για τον διαμήκη οπλισμό, ενώ το άνω μέρος παραμένει στην ουσία εντατικώς αδρανές, με την έννοια ότι δεν συμμετέχει στην μεταφορά των εσωτερικών δράσεων στη στήριξη, παρόλο που μέσα σε αυτό αναπτύσσονται παρασιτικές τάσεις μικρού μεγέθους και τυχαίου προσανατολισμού.

Εκτός από την συμβολή του (μέσω «κάμψης προβόλου» που προκαλείται από τη συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα) στην μεταφορά του εξωτερικού φορτίου στη στήριξη, το ρηγματωμένο τμήμα της δοκού, που παρεμβάλλεται μεταξύ του αρηγμάτωτου τμήματος και του διαμήκη οπλισμού, λειτουργεί και ως σύνδεσμος των

δύο αυτών τμημάτων (δηλαδή του αρηγμάτωτου σκυροδέματος και του χάλυβα), ο οποίος ταυτόχρονα, διατηρεί την μεταξύ τους απόσταση πρακτικώς σταθερή.

Η αναζήτηση των αιτιών της αστοχίας της δοκού θα πρέπει να ξεκινήσει από τη διαπίστωση, ότι η συνολική συνεισφορά του σκυροδέματος στην φέρουσα ικανότητα της δοκού (που επίσης εξαρτάται από την αντοχή του διαμήκη οπλισμού) γίνεται από το αρηγμάτωτο τμήμα, με την προϋπόθεση ότι η δοκός σχεδιάστηκε έτσι ώστε η αστοχία της να μην οφείλεται σε απώλεια της φέρουσας ικανότητας του οπλισμού. Συνεπώς η αναζήτηση των αιτιών αστοχίας πρέπει να επικεντρωθεί στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα και συγκεκριμένα στις περιοχές εκείνες της θλιβόμενης ζώνης όπου είναι δυνατή η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων. Τέτοιες περιοχές είναι οι ακόλουθες:

**(α) Περιοχές αλλαγής της διεύθυνσης της τροχιάς της συνισταμένης των θλιπτικών τάσεων:**

Μια εγκάρσια εφελκυστική δύναμη ( $T_1$  στην εικόνα 2.13 ) πρέπει να αναπτύσσεται στη περιοχή όπου η παραπάνω τροχιά αλλάζει διεύθυνση, ως αντιστάθμισμα στη δράση της κατακόρυφης συνιστώσας της συνισταμένης των κεκλιμένων θλιπτικών τάσεων που αναπτύσσονται στο ακραίο τμήμα της δοκού. Η κατακόρυφη αυτή συνιστώσα τείνει να αποκολλήσει το άνω μέρος της θλιβόμενης ζώνης από το υπόλοιπο τμήμα της δοκού, προκαλώντας μια περίπου οριζόντια ρωγμή στην περιοχή της αλλαγής των τροχιών των θλιπτικών τάσεων. Η αλλαγή της τροχιάς των θλιπτικών τάσεων απαιτεί, για λόγους ισορροπίας, την ανάπτυξη μιας δύναμης κάθετης στην τροχιά, που διχοτομεί τη γωνία που σχηματίζει η μεταβολή της τροχιάς.

**(β) Διεπιφάνεια μεταξύ αρηγμάτωτου και ρηγματωμένου σκυροδέματος:**

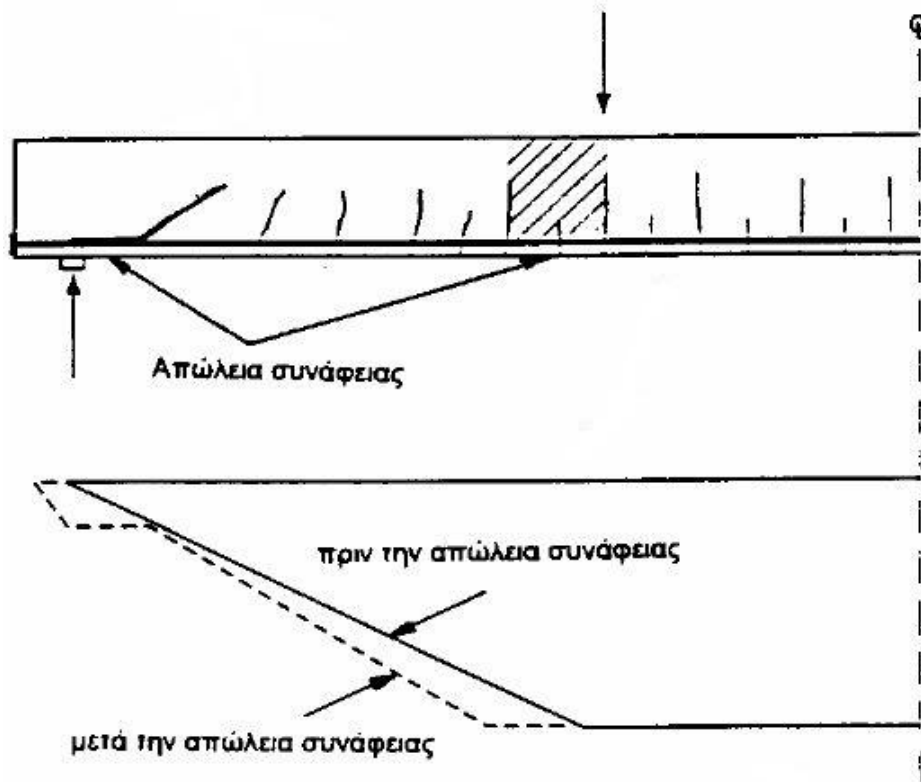
Όπως φαίνεται και στην εικόνα 2.13, εφελκυστικές δυνάμεις (με την έννοια ότι τείνουν να απομακρύνουν το ρηγματωμένο από το αρηγμάτωτο τμήμα) αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια αυτή λόγω της «κάμψης των προβόλων» της ρηγματωμένης ζώνης (όπως περιγράφεται στην ενότητα 2.3.1). Αστοχία στην περιοχή αυτή μπορεί να συμβεί, όχι μόνο διότι η εφελκυστική δράση λαμβάνει την μεγαλύτερη τιμή της, αλλά επίσης και επειδή η κεκλιμένη ρωγμή στην περιοχή αυτή έχει τον πλέον ευνοϊκό προσανατολισμό. Σε αντίθεση με τις περιοχές πλησιέστερα στο μέσο της δοκού, όπου οι υπάρχουσες (κυρίως καμπτικές) ρωγμές είναι περίπου κάθετες στις ρωγμές που θα μπορούσαν να προκληθούν από τις εσωτερικές δυνάμεις.

**(γ) Περιοχές παράπλευρες στις διατομές όπου υπάρχουν κύριες καμπτικές ή κεκλιμένες ρωγμές:**

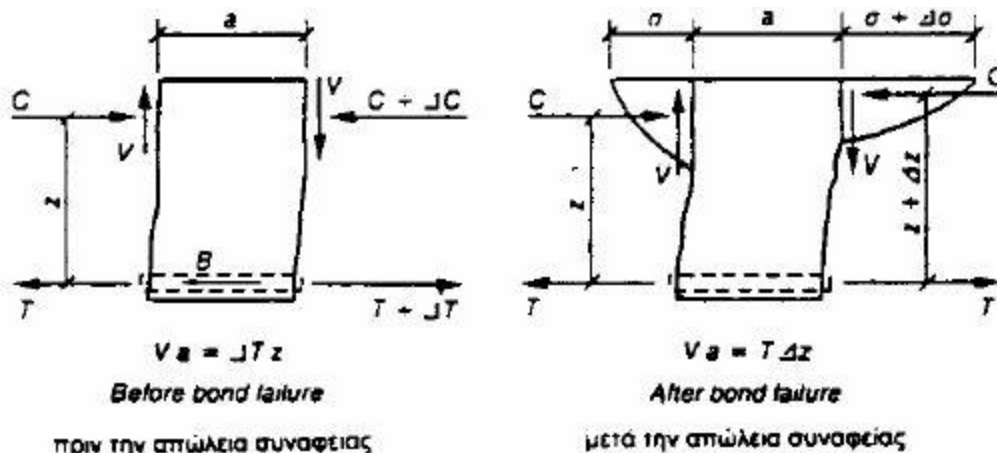
Η διόγκωση του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη των διατομών που περιλαμβάνουν κύριες ρωγμές προκαλεί εγκάρσιο εφελκυσμό (δύναμη  $T_2$  στην εικόνα 2.13) στις παράπλευρες περιοχές.

**(δ) Περιοχές σημειακών φορτίων:**

Οι περιοχές αυτές περιλαμβάνουν συνήθως διατομές στις οποίες ασκούνται μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις και μεγάλες καμπτικές ροπές (Εικόνα 2.14). Στην οριακή κατάσταση αστοχίας της δοκού είναι δυνατόν να καταστραφεί η συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και εφελκόμενου οπλισμού σε μια τέτοια περιοχή μεταξύ δύο διαδοχικών καμπτικών ρωγμών και αυτό φαίνεται στην εικόνα 2.15. Αυτό το γεγονός ενδέχεται να οδηγήσει σε μια προέκταση της δεξιάς καμπτικής ρωγμής η οποία με την σειρά της οδηγεί σε αύξηση του μοχλοβραχίονα των αξονικών εσωτερικών δυνάμεων, μειώνοντας παράλληλα το βάθος της θλιβόμενης ζώνης. Αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της έντασης των θλιπτικών τάσεων σε σχέση με τις τάσεις στην αριστερή πλευρά του στοιχειώδους τμήματος, πράγμα που οδηγεί σε μεγαλύτερη διόγκωση του σκυροδέματος. Η διόγκωση αυτή του σκυροδέματος προκαλεί εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις στις παράπλευρες περιοχές, όπως και στην περίπτωση (γ).



Εικόνα 2.14 : Επίδραση τοπικής απώλειας συνάφειας στην εφελκυστική δύναμη που αναλαμβάνει ο καμπτικός χάλυβας.



Εικόνα 2.15 : Ανακατανομή εσωτερικών δυνάμεων λόγω απώλειας συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και διαμήκη οπλισμού.

### Βασικές διαφορές

Οι βασικές διαφορές της παραπάνω περιγραφής λειτουργίας της δοκού, ως προς τις επικρατούσες αντιλήψεις, συνοψίζονται ως εξής:

1. Η φέρουσα ικανότητα της δοκού οφείλεται στον διαμήκη οπλισμό και στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, μέσω του οποίου το εξωτερικό φορτίο μεταφέρεται στις στηρίξεις. Στη μεταφορά αυτή συμβάλλει, μέσω της «κάμψης προβόλου», το ρηγματωμένο σκυρόδεμα, το οποίο όμως δεν έχει ουσιαστική συμβολή στη φέρουσα ικανότητα της δοκού.
2. Αστοχία της δοκού προκαλείται από την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, που είναι εγκάρσιες στη διεύθυνση της τροχιάς των θλιπτικών τάσεων που αναπτύσσονται λόγω της κάμψης της δοκού. Η πρώτη, προκύπτει ευθέως, ύστερα από σειρές πειραματικών στοιχείων και διαπιστώσεων.
3. Η μέθοδος της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης αγνοεί μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων των οποίων η συνεισφορά τους θεωρείται αμελητέα. Η φέρουσα ικανότητα της δοκού οφείλεται στον διαμήκη οπλισμό και στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, μέσω του οποίου το εξωτερικό φορτίο μεταφέρεται στις στηρίξεις. Αντίθετα στο μοντέλο που έχει υιοθετήσει ο Ευρωκώδικας λαμβάνονται υπόψη η εμπλοκή αδρανών, διατμητικές τάσεις της θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος και ο διαμήκης οπλισμός.
4. Η δοκός έχει σχεδιαστεί ώστε η αστοχία να μην οφείλεται σε απώλεια της φέρουσας ικανότητας του οπλισμού αλλά να προκαλείται από την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα. Αντίθετα στο μοντέλο που έχει υιοθετήσει ο Ευρωκώδικας η αστοχία της δοκού μπορεί να οφείλεται είτε σε

υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής των συνδετήρων είτε σε ανεπαρκή αντοχή του σκυροδέματος σε λοξή θλίψη.

### 2.3.4 Κατάταξη ειδών αστοχίας

Η εικόνα 2.16, στην οποία γίνεται μια σχηματική παρουσίαση της σχέσης μεταξύ της φέρουσας ικανότητας και του διατμητικού μήκους ( $\alpha_v$ ), για διάφορα ποσοστά διαμήκη οπλισμού ( $\rho = A_s / bd$ , όπου  $A_s$  το εμβαδόν της διατομής του διαμήκη οπλισμού και  $b$ ,  $d$ , το πλάτος και το στατικό ύψος της διατομής αντίστοιχα), για την περίπτωση αμφιέριστης δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα χωρίς συνδετήρες υπό διπλό σημειακό φορτίο, οδηγεί στην παρακάτω ταξινόμηση της συμπεριφοράς της δοκού ανάλογα με την τιμή του ανηγμένου διατμητικού μήκους ( $\alpha_v / d$ ):

- **Κατηγορία I**

Αντιστοιχεί σε σχετικά μεγάλες τιμές του διατμητικού μήκους ( $\alpha_v/d > 5$ ) και χαρακτηρίζεται από αστοχία σε κάμψη.

- **Κατηγορία II**

Αντιστοιχεί σε τιμές του ανηγμένου διατμητικού μήκους μεταξύ περίπου 2.5 και 5 ( $2.5 < \alpha_v/d < 5$ ) και χαρακτηρίζεται από ψαθυρή αστοχία που σχετίζεται με το σχηματισμό μιας βαθιάς κεκλιμένης ρωγμής μέσα στο διατμητικό μήκος. Ψαθυρή αστοχία μπορεί επίσης να συμβεί ως αποτέλεσμα περίπου οριζόντιας ρηγμάτωσης της θλιβόμενης ζώνης στην περιοχή του σημειακού φορτίου, που συμβαίνει ανεξάρτητα της ρηγμάτωσης του κορμού.

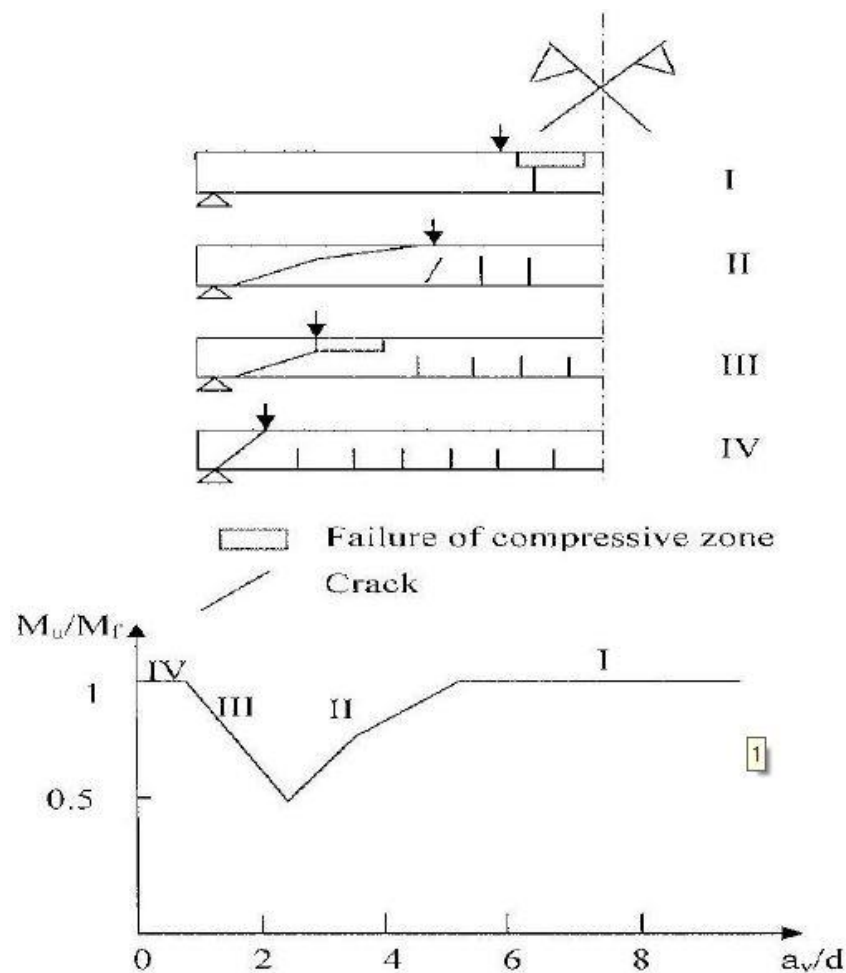
Ένας άλλος τρόπος αστοχίας των δοκών που χαρακτηρίζονται από συμπεριφορά κατηγορίας II, ενδέχεται να συνδέεται με τη ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στη θλιβόμενη ζώνη που προκαλούνται από την απώλεια της συνάφειας μεταξύ του σκυροδέματος και του διαμήκους οπλισμού. Αυτή η απώλεια της συνάφειας είναι πιθανότερο να συμβεί κυρίως σε περιοχές της δοκού όπου η τιμή της καμπτικής ροπής πλησιάζει την καμπτική αντοχή. Πράγματι, για την περίπτωση σημειακών φορτίων, μια τέτοια περιοχή είναι η περιοχή της διατομής που περιλαμβάνει το σημείο φόρτισης.

- **Κατηγορία III**

Αντιστοιχεί σε τιμές του ανηγμένου διατμητικού μήκους μεταξύ 1 και 2.5 ( $1 < \alpha_v/d < 2.5$ ) και, όπως στην περίπτωση της κατηγορίας II, χαρακτηρίζεται από ψαθυρή αστοχία που προκαλείται από την εμφάνιση μιας κεκλιμένης ρωγμής μέσα στο διατμητικό μήκος. Σε αντίθεση όμως με την κατηγορία II, η κεκλιμένη ρωγμή αφενός μεν σχηματίζεται ανεξάρτητα από τις υπάρχουσες καμπτικές ρωγμές, αφετέρου δε χρειάζεται αύξηση του εξωτερικού φορτίου για να προεκταθεί σε βαθμό που να προκαλέσει αστοχία.

- **Κατηγορία IV**

Αντιστοιχεί σε τιμές του ανηγμένου διαμητικού μήκους μικτότερες του 1 και χαρακτηρίζεται από δύο τύπους αστοχίας: (α) «πλάστιμο», στην περίπτωση που η αστοχία οφείλεται στην αστοχία του αρηγμάτωτου τμήματος περί το μέσον τη δοκού, κοντά στο άνω πέλμα της και (β) «ψαθυρό», στην περίπτωση που η αστοχία προκαλείται από αστοχία του αρηγμάτωτου τμήματος που συνδέει το άνω πέλμα με την περιοχή της στήριξης. Ο τρόπος αυτός αστοχίας εξαρτάται από το πλάτος της διατομής της δοκού, με την πιθανότητα πλάστιμης αστοχίας να αυξάνεται με το μέγεθος του πλάτους.



Εικόνα 2.16 : Χαρακτηριστικές κατηγορίες συμπεριφοράς αμφιέριστης δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας της.

### 2.3.5 Συμπεράσματα

Στόχος αυτής της ενότητας είναι να ανακεφαλαιώσει τα αποτελέσματα από σειρές πειραμάτων με τρόπο που να αναδεικνύει τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά που διέπουν την συμπεριφορά μιας αμφιέριστης δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα, χωρίς συνδετήρες, στην οριακή κατάσταση αστοχίας της υπό μονοτονική φόρτιση. Προκύπτουν έτσι τα ακόλουθα βασικά συμπεράσματα:

1. Η δοκός μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από (α) ένα αρηγμάτωτο τμήμα, που περιλαμβάνει τις δύο ακραίες περιοχές της, μέχρι την πλησιέστερη στις στηρίξεις κεκλιμένη ρωγμή, οι οποίες ενώνονται μεταξύ τους με μια λωρίδα σκυροδέματος μεταβλητού πάχους, μεταξύ του άνω πέλματος και της νοητής επιφάνειας που διέρχεται από τις κορυφές των καμπτικών και κεκλιμένων ρωγμών, (β) ένα ρηγματωμένο τμήμα, που αποτελείται από «προβόλους σκυροδέματος», που σχηματίζονται μεταξύ διαδοχικών καμπτικών και κεκλιμένων ρωγμών και είναι πακτωμένες στη λεπτή λωρίδα του αρηγμάτωτου τμήματος και (γ) τον διαμήκη οπλισμό, που εκτείνεται σε όλο το μήκος της δοκού, σε μικρή απόσταση από το κάτω πέλμα της, και είναι σε πλήρη συνάφεια με το σκυρόδεμα τουλάχιστον στην περιοχή αγκύρωσης.
2. Το αρηγμάτωτο τμήμα περικλείει τις τροχιές των θλιπτικών τάσεων που αναπτύσσονται λόγω της κάμψης της δοκού και έχουν ένα περίπου οριζόντιο προσανατολισμό, κατά μήκος της μεσαίας λεπτής λωρίδας του, ο οποίος αλλάζει στην περιοχή της κορυφής της πλησιέστερης στην στήριξη, κεκλιμένης ρωγμής και γίνεται διαγώνιος στις ακραίες περιοχές. Η θέση της αλλαγής στην κατεύθυνση των τροχιών φαίνεται να εξαρτάται από παραμέτρους όπως π.χ. το αρηγμένο διατμητικό μήκος για την περίπτωση σημειακού φορτίου και το αρηγμένο μήκος για την περίπτωση ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου.
3. Σε αντίθεση με το ρηγματωμένο σκυρόδεμα, το αρηγμάτωτο σκυρόδεμα έχει σημαντική συμβολή στην φέρουσα ικανότητα της δοκού, ενώ το ρηγματωμένο, μέσω της «κάμψης προβόλου», δημιουργεί ένα μηχανισμό ο οποίος δίνει τη δυνατότητα στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα να μεταφέρει το εξωτερικό φορτίο στις στηρίξεις.
4. Η αστοχία της δοκού φαίνεται να συνδέεται με την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο αρηγμάτωτο τμήμα της.

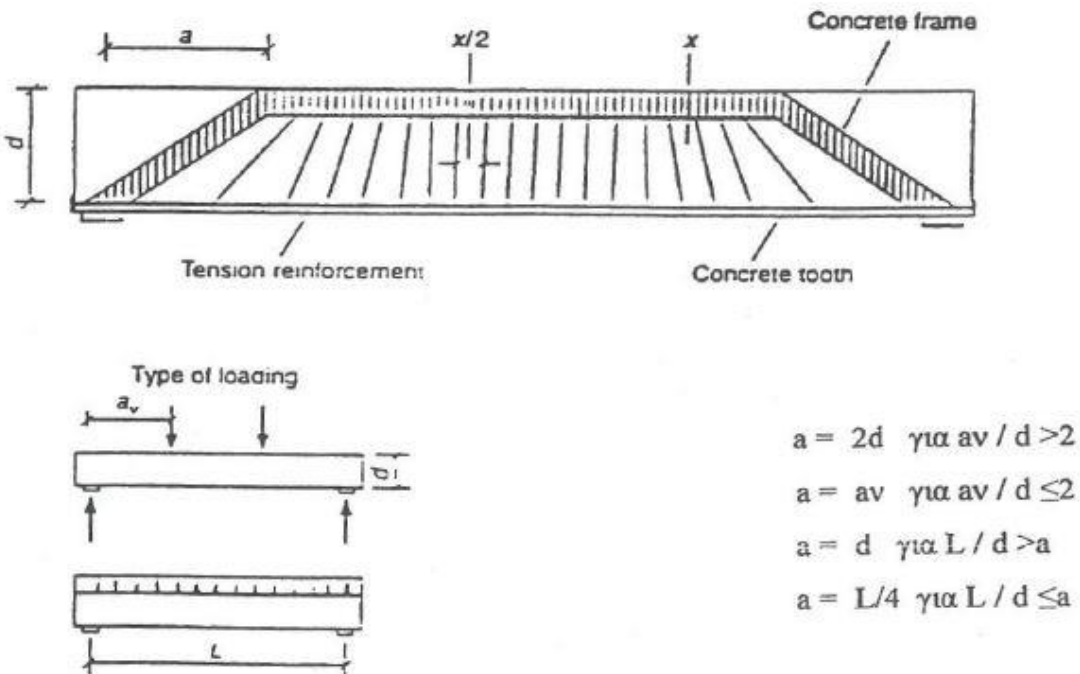
### 2.3.6 Μεθοδολογία σχεδιασμού

Η ποιοτική περιγραφή της δοκού που περιγράφηκε στις προηγούμενες ενότητες, μετασχηματίζεται σε μια νέα μεθοδολογία που είναι κατάλληλη για το σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, η προαναφερθείσα ποιοτική αυτή περιγραφή συμπυκνώνεται σε ένα φυσικό προσομοίωμα μιας αμφιέριστης δοκού, στην οριακή κατάσταση αστοχίας της, με χαρακτηριστικά συμπεριφοράς (όπως για

παράδειγμα η διαδικασία ρηγμάτωσης, εσωτερική εντατική κατάσταση, μηχανισμό μεταφοράς εξωτερικού φορτίου στις στηρίξεις, μηχανισμό αστοχίας, κτλ) τα χαρακτηριστικά εκείνα της δοκού που περιγράφηκαν εκτενώς στις προηγούμενες ενότητες. Το φυσικό αυτό προσομοίωμα αποτελεί τη βάση της νέας μεθολογίας σχεδιασμού η οποία αρχικά διαμορφώνεται έτσι ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό αμφιέριστων δοκών από σιδηροπαγές σκυρόδεμα ενώ στην συνέχεια συμπληρώνεται η χρήση της στο σχεδιασμό οποιουδήποτε φορέα πλαισιακής μορφής.

Όπως φαίνεται στηνεικόνα 2.17, η δοκός προσομοιάζεται ως «χτένα» με τα «δόντια» πακτωμένα σε ένα πλαίσιο που αποτελείται από ένα οριζόντιο και δυο κεκλιμένα ραβδωτά στοιχεία. Τα κεκλιμένα στοιχεία είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους με ένα ελκυστήρα αγρωμένο στα άκρα τους. Παραβάλλοντας το προσομοίωμα αυτό με την δοκό στηνεικόνα 2.7, γίνεται φανερό ότι :

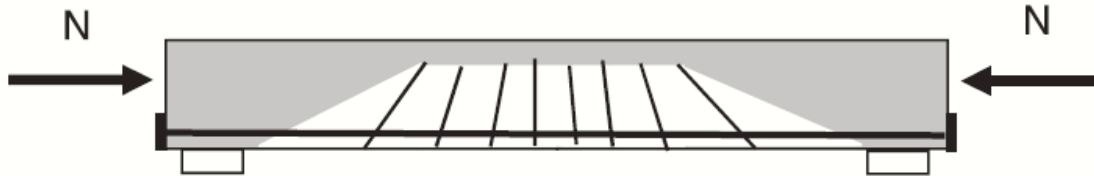
1. Το πλαίσιο αποτελεί μια απλουστευμένη μορφή του αρηγμάτωτου τμήματος της δοκού που περικλείει τις τροχιές των θλιπτικών τάσεων που αναπτύσσονται λόγω κάμψης.
2. Ο ελκυστήρας αποτελεί τον καμπτικό οπλισμό.
3. Τα «δόντια» της «χτένας» προσομοιάζουν τις λωρίδες («προβόλους») σκυροδέματος που σχηματίζονται μεταξύ δύο διαδοχικών ρωγμών στο εφελκυόμενο ρηγματωμένο τμήμα της δοκού.



Εικόνα 2.17 : Φυσικό προσομοίωμα («χτένα») αμφιέριστης δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα υπό εγκάρσιο φορτίο.



Τέλος στην εικόνα 2.18 απεικονίζετε σχηματικά η επίδραση του αξονικού φορτίου στο παραπάνω προσομοίωμα (C(concrete):σκυρόδεμα & T(tension):εφελκυσμένος οπλισμός).



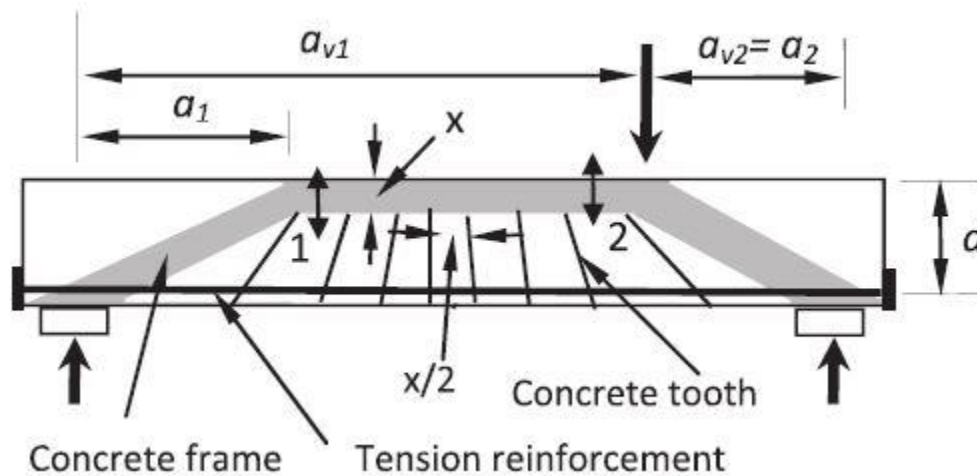
Εικόνα 2.18 : Επίδραση αξονικού φορτίου στο φυσικό προσομοίωμα της δοκού.

### 2.3.7 Μεθοδολογία σχεδιασμού για γραμμικά στοιχεία κατηγορίας II

Αυτή η κατηγορία είναι συνυφασμένη με ψαθυρή-διατμητική αστοχία και τα στοιχεία χαρακτηρίζονται από τιμές ανηγμένου διατμητικού μήκους  $a_v/d$  μεταξύ από 2.5 έως 5.

Η εικόνα 2.19 παρουσιάζει το προσομοίωμα ενός τέτοιου στοιχείου μετά την ρηγμάτωση του σκυροδέματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας και αποτελεί μία απλή αλλά ρεαλιστική απεικόνιση της εντατικής κατάστασης ενός στοιχείου (πρόβολος υπό την δράση σημειακού φορτίου) στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Έχει δειχτεί ότι η αυτή αστοχία σε τέμνουσα τέτοιων στοιχείων συνδέεται με την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων είτε στην περιοχή αλλαγής της τροχιάς των θλιπτικών τάσεων (θέση 1) είτε στην θλιβόμενη ζώνη του στοιχείου στην περιοχή όπου αναπτύσσεται συνδυασμός μέγιστης ροπής και τέμνουσας δύναμης (θέση 2).



Εικόνα 2.19 : Απεικόνιση του μοντέλου κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας

Σύμφωνα με την μέθοδο της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης η συνιστώσα των εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων οι οποίες αναπτύσσονται στο σημείο 1 είναι αριθμητικώς ίση με την δρώσα τέμνουσα δύναμη. Σύμφωνα με την αρχή του St.Vernant, η επιρροή των τάσεων αυτών μηδενίζεται σε απόσταση ίση με το στατικό ύψος της διατομής  $d$ , εκατέρωθεν του σημείου 1, στο οποίο η τροχιά των θλιπτικών τάσεων αλλάζει διεύθυνση. (Το σημείο 1 βρίσκεται σε απόσταση  $2.5d$  από το σημειακό φορτίο).

Παράλληλα, εφελκυστικές τάσεις αναπτύσσονται στη θλιβόμενη ζώνη στην περιοχή του στοιχείου στο οποίο αναπτύσσεται ο μέγιστος συνδυασμός ροπής και τέμνουσας δύναμης λόγω της απώλειας συνάφειας μεταξύ του καμπτομένου οπλισμού και του περιβαλλόμενου σκυροδέματος, η οποία αναπόφευκτα συμβαίνει.

Επομένως σκοπός του σχεδιασμού είναι η εξασφάλιση επαρκούς αντοχής στις περιοχές αυτές ώστε να αποκλειστεί κάθε άλλη μορφή αστοχίας πλην της καμπτικής.

### 2.3.7.1 Αντοχές σκυροδέματος

Για τον υπολογισμό της καμπτικής αστοχίας η μέθοδος της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης προτείνει έναν διαφορετικό τρόπο σε σχέση με αυτόν που προτείνει ο Ευρωκώδικας 2. Ουσιαστικά αυτή αποτελεί μια τροποποίηση της μεθόδου του τελευταίου έτσι ώστε να λαμβάνει υπόψη την ανάπτυξη της τριαξονικής καταπόνησης στην θλιβόμενη ζώνη.

Καταρχάς, θεωρώντας ως  $f_c$  την μέση τιμή της μονοαξονικής αντοχής του κυλινδρικού δοκιμίου σε θλίψη, η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος δίνεται από την σχέση:

$$f_{ck} = f_c - 8 \quad (2.4)$$

Η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος  $f_{ct}$  σε αξονικό εφελκυσμό ορίζεται συναρτήσει της θλιπτικής αντοχής  $f_{ck}$  (ή της μονοαξονικής αντοχής  $f_c$ ) ως:

$$f_t = 1.4 \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \quad (2.5\alpha)$$

Για σκυροδέματα με αρκετά ισχυρή αντοχή ( $f_{ck} \geq 60$  MPa) χρησιμοποιείται ο τύπος:

$$f_t = 2.12 \ln \left( 1 + \frac{f_c}{10} \right) \quad (2.5\beta)$$

Με βάση αυτά τα μεγέθη, η μέγιστη αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος την στιγμή της αστοχίας δίνεται από την σχέση

$$\sigma_u = f_c + 5f_t \quad (2.6)$$

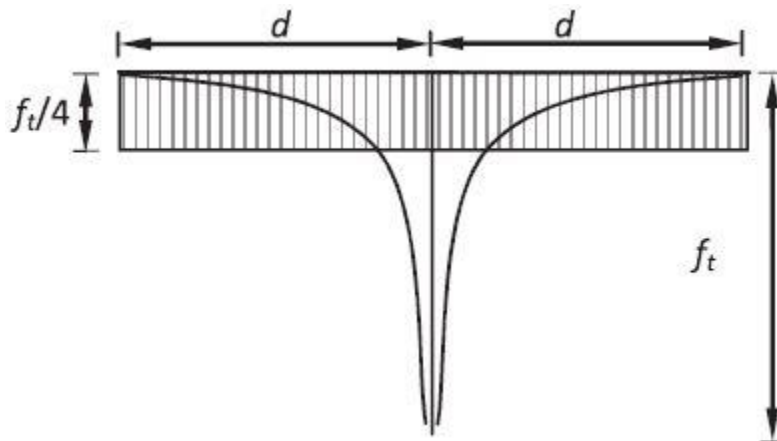
Αυτός ο τύπος ουσιαστικά προκύπτει από την αντίστοιχη σχέση που συνδέει την αξονική και την εγκάρσια θλιπτική τάση  $\sigma_a = \sigma_c + 5\sigma_t$ . Η θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής

δύναμης επισημαίνει ότι πριν την αστοχία, η μέγιστη εγκάρσια τάση γίνεται ίση με την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Η σχέση 2.6 μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως η μέγιστη τιμή σχεδιασμού, αντικαθιστώντας την τιμή  $\alpha_{cc}f_c$  (όπου  $\alpha_{cc}$  ο συντελεστής μακροχρόνιας επίδρασης στην θλιπτική αντοχή).

### 2.3.7.2 Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα στην περιοχή 1

Όπως επισημάνθηκε προηγουμένως, στην περιοχή 1, η αστοχία σε τέμνουσα τέτοιων στοιχείων, συνδέεται με την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στην περιοχή αλλαγής της τροχιάς των θλιπτικών τάσεων. Στην εικόνα 3.20 φαίνεται η κατανομή των τάσεων λίγο πριν την αστοχία. Παρατηρούμε ότι υπάρχει μια μέγιστη τιμή στο σημείο 1 (όπου τέμνονται οι τροχιές των οριζόντιων και κεκλιμένων τροχιών της τάσης), η οποία είναι ισοδύναμη με την τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος και εκατέρωθεν αυτού του σημείου εμφανίζεται μια ταχεία μείωση αυτής της τάσης ανάλογη της απόστασης. Ανακαλώντας πάλι την αρχή του St.Vernant, η επιρροή των τάσεων αυτών μηδενίζεται σε απόσταση ίση με το στατικό ύψος της διατομής  $d$  εκατέρωθεν του σημείου 1.



Εικόνα 2.20: Απεικόνιση της κατανομής των εφελκυστικών τάσεων της τροχιάς των θλιπτικών τάσεων

Υποθέτοντας ότι η κατανομή των εφελκυστικών τάσεων με μέγιστη τάση είναι ισοδύναμη με ομοιόμορφη κατανομή τάσεων  $0.25 f_t$  (όπου  $f_t$  η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος) η οποία αναπτύσσεται σε περιοχή με εμβαδόν ίσο με  $b \times (2d)$  (όπου  $b$  το πλάτος της διατομής του στοιχείου), τότε η εφελκυστική δύναμη που μπορεί να αναλάβει το σκυρόδεμα χωρίς την παρουσία οπλισμού στην περιοχή αυτή είναι ίση με :

$$T_{II,I} = 0.5 \cdot b \cdot d \cdot f_t \quad (2.7)$$

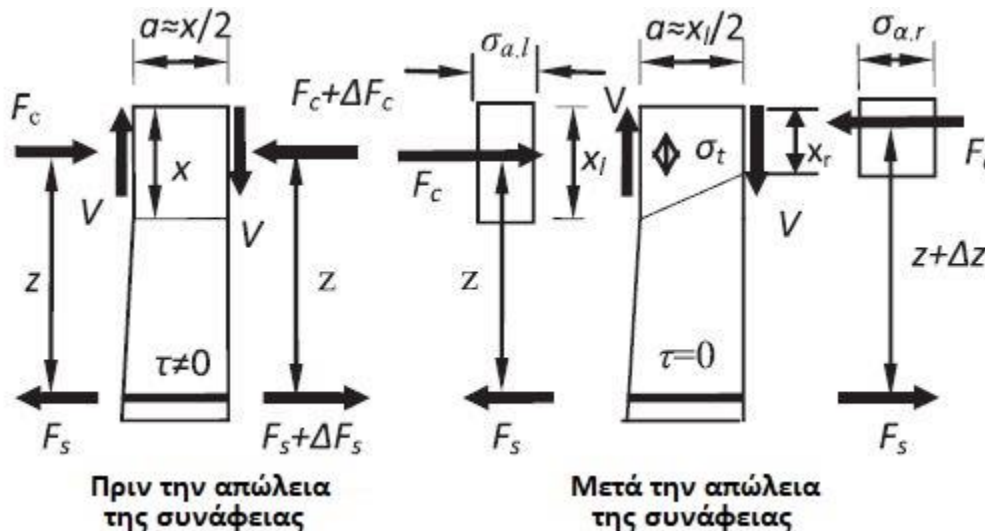
Η δύναμη  $T_{II,I}$  είναι περίπου ίση με την κατακόρυφη συνιστώσα της κεκλιμένης θλιπτικής δύναμης και αντιπροσωπεύει την τιμή της τέμνουσας δύναμης  $V_{II,I}$  η οποία αναπτύσσεται στο διατμητικό μήκος του στοιχείου πριν συμβεί αστοχία (ρηγματώση του σκυροδέματος) στην περιοχή αλλαγής της διεύθυνσης των θλιπτικών τάσεων. Επομένως:

$$V_{II,I} = 0.5 \cdot b \cdot d \cdot f_t \quad (2.8)$$

Η τιμή  $f_t$  της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος μπορεί να υπολογιστεί από τις σχέσεις 2.5α ή 2.5β .

### 2.3.7.3 Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα στην περιοχή 2

Όπως διατυπώθηκε προηγουμένως, αστοχία μπορεί επίσης να συμβεί εξαιτίας της ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στην θλιβόμενη ζώνη του στοιχείου στην περιοχή όπου αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή. Η ανάπτυξη αυτών των τάσεων συμβαίνει όταν η δρώσα καμπτική ροπή τείνει να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή της διατομής της δοκού, προκαλώντας παράλληλα διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού που θα επιφέρει την απώλεια της συνάφειας μεταξύ του οπλισμού και του περιβαλλόμενου σκυροδέματος. Ο μηχανισμός αστοχίας του σκυροδέματος στην περίπτωση αυτή φαίνεται στην εικόνα 2.21 .



Εικόνα 2.21 : Αναδιανομή των εσωτερικών δυνάμεων στην θλιπτική ζώνη εξαιτίας της απώλειας της συνάφειας ανάμεσα στο σκυρόδεμα και στον διαμήκη οπλισμό.

Η εικόνα παρουσιάζει ένα τμήμα του δομικού στοιχείου μεταξύ δύο διατομών οι οποίες ορίζονται από συνεχόμενες ρωγμές, καθώς και τις εσωτερικές δυνάμεις οι οποίες αναπτύσσονται στις διατομές πριν και μετά την απώλεια της συνάφειας  $\tau$ . Αυτή είναι απαραίτητη για την αύξηση της εφελκυστικής δύναμης κατά  $D_{Fs}$ . Η μεταφορά της

τέμνουσας δύναμης γίνεται με τη μεταβολή της ροπής, η οποία συμβαίνει με την μεταβολή της εφελκυστικής δύναμης του καμπτικού οπλισμού  $V = D_{F_s} / dx \cdot z$  (λόγω συνάφειας) ή λόγω της μεταβολής του μοχλοβραχίονα των εσωτερικών διαμήκων δυνάμεων  $V = D_{F_s} / dx \cdot F_s$  (μετά την απώλεια της συνάφειας). Από την εικόνα φαίνεται ότι η απώλεια συνάφειας οδηγεί σε προέκταση δεξιάς ρωγμής συνεπώς στην μείωση της θλιβόμενης ζώνης  $x$ , η οποία είναι απαραίτητη για την ικανοποίηση της ισορροπίας ροπών του στοιχείου.

$$\frac{F_c \cdot (x_l - x_r)}{2} = \frac{V \cdot x_l}{2} \quad (2.9)$$

Όπου  $x_l$  και  $x_r$  είναι οι τιμές της θλιβόμενης ζώνης  $x$ , μετά την απώλεια της συνάφειας, στην αριστερή και δεξιά παρειά της δοκού.

Η μείωση της θλιβόμενης ζώνης οδηγεί στην αύξηση της έντασης των θλιπτικών τάσεων σε σχέση με την αριστερή παρειά του στοιχείου, έχοντας ως αποτέλεσμα την διόγκωση του σκυροδέματος. Η διόγκωση του σκυροδέματος οδηγεί στην ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων ( $\sigma_t$  στην Εικόνα 2.21) στις παράπλευρες περιοχές.

Η απώλεια της συνάφειας επομένως θα διαταράξει την ισορροπία στο στοιχείο. Παρόλα αυτά η ισορροπία στην διατομή αποκαθίσταται με την αύξηση της καμπτικής ροπής που ασκείται στην δεξιά παρειά της δοκού εξαιτίας της επέκτασης της ρωγμής (από κάμψη) βαθύτερα στην θλιβόμενη ζώνη. Επομένως το ύψος της θλιβόμενης ζώνης  $x_r$  μειώνεται ενώ ο μοχλοβραχίονας  $z$  των εσωτερικών δυνάμεων αυξάνεται κατά  $\Delta z$ . Μικρότερη τιμή της θλιβόμενης ζώνης  $x_r$ , συνδυασμένη με την αύξηση της τάσεως  $\sigma_{a,l}$ , διατηρεί την επακόλουθη θλιπτική καταπόνηση  $F_c$  σταθερή μέσα στο μήκος του μέλους. Συνεπώς, η κατάσταση ισορροπίας των δυνάμεων στην διαμήκη διεύθυνση της δοκού ικανοποιείται από την στιγμή που ισχύει  $F_c = F_s$  και στις δύο παρειές της δοκού.

Αστοχία συμβαίνει όταν η καμπτική αντοχή της δεξιάς παρειάς της δοκού με την εφελκυστική τάση  $\sigma_t$  υπερβεί την τιμή  $f_t$  της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος. Παράλληλα η τάση του σκυροδέματος στην αριστερή παρειά  $\sigma_{a,l}$  θεωρείται ότι παραμένει ίδια, αφού έχει συμβεί η διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού και για δοκούς, σχεδιασμένες να παρουσιάζουν επαρκή καμπτική συμπεριφορά, η διαρροή συμβαίνει όταν αυτή η τάση γίνει ίση με την αντοχή του σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη ( $f_c = \sigma_{a,l}$ ). Η τιμή της δύναμης του σκυροδέματος  $F_c$  είναι σταθερή σε όλο το μήκος του μέλους και ίση με  $F_c = f_c \cdot b \cdot x_r = \sigma_a \cdot b \cdot x_l$ . Αναλύοντας επομένως την προηγούμενη ισότητα προκύπτει η σχέση (3.10):

$$x_r = \frac{x_l \cdot f_c}{\sigma_a} \quad (2.10)$$

Επομένως η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί από την δοκό, ακριβώς την στιγμή πριν την αστοχία της θλιβόμενης ζώνης (όταν η εγκάρσια εφελκυστική αντοχή εξαντλείται και γίνεται ίση με  $f_t$ ) μπορεί να υπολογιστεί επιλύοντας την σχέση 2.9 ως προς  $V$ . Επίσης ο λόγος  $x_f/x_l$  εκφράζεται ως συνάρτηση της  $f_c$ , αντικαθιστώντας στην σχέση 2.10 την τιμή της  $\sigma_{a,r}$ , όπως περιγράφηκε στην σχέση 3.6. Επιλύοντας προκύπτει ότι:

$$V_{II,2} = F_C \cdot \left( 1 - \frac{1}{1+5 \frac{f_t}{f_c}} \right) \quad (2.11)$$

### 2.3.7.3 Αντοχή σε τέμνουσα στοιχείων με εγκάρσιο οπλισμό

Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα, σύμφωνα με την μέθοδο τροχιάς της θλιπτικής δύναμης σε γραμμικά στοιχεία συμπεριφοράς κατηγορίας II αναγνωρίζονται 2 περιοχές (1 και 2 στην Εικόνα 2.19) οι οποίες είναι κρίσιμες.

Επομένως, για να αποφευχθεί πρόωρη αστοχία, όταν οι τιμές της τέμνουσας δύναμης  $V_f$  που αντιστοιχεί στην καμπτική αστοχία στις θέσεις 1 και 2 υπερβαίνουν τις τιμές  $V_{II,1}$  και  $V_{II,2}$  αντίστοιχα, τοποθετείται εγκάρσιος οπλισμός ικανός να παραλάβει την συνολική τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται στις περιοχές αυτές.

- **Θέση 1:** Ο οπλισμός διανέμεται σύμφωνα με την αρχή του St Venant, σε απόσταση  $d$  εκατέρωθεν της θέσης 1 ( $2d$  συνολικά) και αναλαμβάνει τις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις οι οποίες αναπτύσσονται λόγω της αλλαγής της διεύθυνσης των θλιπτικών τάσεων. Ο συνολικός εγκάρσιος οπλισμός που τοποθετείται από την σχέση:

$$A_{sv,1} = \frac{V_f(1)}{f_y} \quad (2.12)$$

Αυτός θεωρείται ότι είναι πλήρως αποτελεσματική όταν η απόσταση των συνδετήρων δεν είναι μεγαλύτερη από  $0,5d$ .

- **Θέση 2:** Στο μήκος του στοιχείου όπου συμβαίνει απώλεια της συνάφειας μεταξύ καμπτόμενου οπλισμού και περιβάλλοντος σκυροδέματος τοποθετείται εγκάρσιος οπλισμός ικανός να αναλάβει τις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στην θλιβόμενη ζώνη. Από την εξίσωση 2.11 η εφελκυστική τάση  $f_t$  που αναπτύσσεται τότε είναι ίση με:

$$\sigma_t = \frac{f_c}{5 \cdot \left( \frac{F_C}{V_f} - 1 \right)} \quad (2.13)$$

Η τιμή της  $\sigma_t$  που υπολογίστηκε από τον τύπο 2.13 , χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των οριζοντίων και κατακόρυφων τάσεων ανά μονάδα μήκους της δοκού μέσα στην περιοχή 2.

Οι εφελκυστικές τάσεις αυτές αναπτύσσονται στο μισό του στοιχειώδους τμήματος της εικόνας 2.19 και συνεπώς ο οπλισμός που απαιτείται δίδεται από την σχέση:

$$A_{sv,2} = \frac{\sigma_t \cdot b \cdot d}{2fy} \quad (2.14)$$

Αυτός ο οπλισμός τοποθετείται ανά μονάδα μήκους της δοκού στην θέση 2 στο σχήμα 3.19 και ουσιαστικά είναι η περιοχή η οποία επεκτείνεται σε μία απόσταση ίση μεταξύ της διατομής της μέγιστης καμπτικής ροπής και της διατομής σε απόσταση  $2,5d$  από το πλησιέστερα στήριγμα.

## 2.4 Σχεδιασμός κόμβου

Σε μία σεισμογενή χώρα όπως η Ελλάδα η εμπειρία έχει δείξει πως οι κόμβοι αποτελούν από τις πιο κρίσιμες περιοχές μίας κατασκευής. Αυτό οφείλεται στο ότι οι εντάσεις που προκαλούνται σε μία κατασκευή εξαιτίας ενός δυνατού σεισμού συγκεντρώνονται στους κόμβους. Επομένως βλάβες στους κόμβους οδηγούν στην μείωση της ακαμψίας του εκάστοτε φέροντος στοιχείου, γεγονός που με τη σειρά του οδηγεί σε ανεξέλεγκτες ανακατανομές εντάσεων στην κατασκευή έως του βαθμού κατάρρευσής της. Ο επιθυμητός τρόπος αστοχίας βάση του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στις δοκούς, ενώ ανεπιθύμητος τρόπος αστοχίας η εμφάνιση πλαστικής άρθρωσης στα υποστυλώματα

### Βλάβες

- Η αποφλοίωση της επικάλυψης του κόμβου οδηγεί σε σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας του υποστυλώματος.
- Η αστοχία της αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων της δοκού οδηγεί σε σημαντικές τοπικές στροφές στη διεπιφάνεια δοκού-υποστυλώματος.
- Η αστοχία από διάτμηση πρέπει να αποφεύγεται γιατί είναι ένας ψαθυρός τρόπος αστοχίας ( το σκυρόδεμα του κόμβου αστοχεί σε εφελκυσμό ).

### Αίτια βλαβών

Οι κόμβοι καταπονούνται έντονα σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσοντας μεγάλες διατμητικές τάσεις. Τα κυριότερα αίτια βλαβών είναι :

- 1) Απουσία σχεδιασμού των κόμβων λόγω ανεπάρκειας ή και έλλειψης παλαιών κανονισμών. Κακή σκυροδέτηση ή/και κακή συμπύκνωση του σκυροδέματος εξαιτίας του ότι οι κόμβοι είναι μία περιοχή συνωστισμού πολλών οπλισμών.
- 2) Έλλειψη συνδετήρων με αποτελέσματα τον λυγισμό των διαμήκων ράβδων των υποστυλωμάτων, την αποφλοιώση του σκυροδέματος, την διατμητική αστοχία του κόμβου.
- 3) Ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης διαμήκων ράβδων δοκών με αποτέλεσμα της απώλεια πρόσφυσης αυτών γεγονός που επιδρά δυσμενώς στην αντοχή, την δυσκαμψία και την απορρόφηση ενέργειας κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση (έλλειψη συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και οπλισμού) .
- 4) Ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης και μήκος μάτισης διαμήκων ράβδων υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα την ολίσθηση αυτών και την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων.

#### **2.4.1 Συμπεριφορά κόμβου**

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί κατά τον σχεδιασμό αντισεισμικών πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, προβλέπουν ανελαστική απόκριση σε περίπτωση πραγματοποίησης του σεισμού σχεδιασμού. Κατ'αυτόν τον τρόπο επιτρέπουν την ανάπτυξη έντασης που σε τμήματα ή και στο σύνολο της κατασκευής υπερβαίνει τις τιμές των δυνάμεων σχεδιασμού. Έτσι, στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων που έχουν εισέλθει στην ανελαστική περιοχή, αναπτύσσονται οι μέγιστες δυνατές τιμές τεμνουσών δυνάμεων και ροπών.

Η απόκριση των κόμβων στις δράσεις αυτές, που έχουν έντονα ανακυκλιζόμενο χαρακτήρα, θα πρέπει να είναι κατά το δυνατόν χωρίς βλάβες, δηλαδή, ελαστική. Στις περιπτώσεις που αυτό δεν είναι δυνατό και οι κόμβοι υφίστανται πλαστικές παραμορφώσεις, θα πρέπει να μπορούν να διατηρούν τη μέγιστη αντοχή τους. Με άλλα λόγια ο κόμβος πρέπει κατά τους ανελαστικούς κύκλους παραμόρφωσης να έχει την ικανότητα να απορροφάει μεγάλη υστερητική ενέργεια.

##### **2.4.1.1 Διατμητική ένταση κόμβου**

Η λειτουργία ενός κόμβου κατά τη σεισμική διέγερση περιλαμβάνει, μεταξύ άλλων, τη μεταφορά της διατμητικής έντασης που αναπτύσσονται στην άνω παρειά του κόμβου από το άνω υποστύλωμα στη κάτω παρειά και στο κάτω υποστύλωμα. Η μεταφορά της εναλλασσόμενης αυτής διατμητικής έντασης θεωρείται η πλέον σημαντική λειτουργία των κόμβων κατά τη σεισμική καταπόνηση της κατασκευής και ως η κρίσιμη καταπόνηση για αυτά τα στοιχεία. Απαιτείται άρα για τον βέλτιστο σχεδιασμό ένα μοντέλο που να περιγράφει τους μηχανισμούς μεταφοράς αυτής της διατμητικής έντασης μέσα από το σώμα του κόμβου.

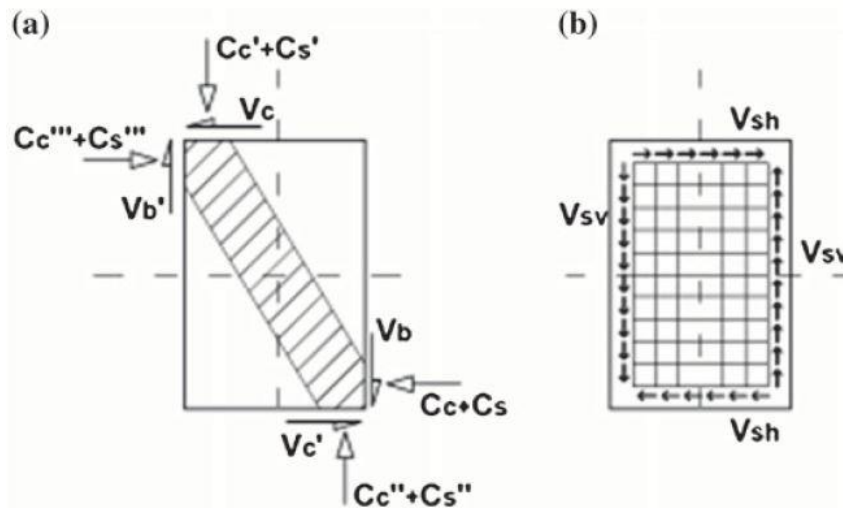


### 2.4.1.2 Μηχανισμοί μεταφοράς της τέμνουσας (Μοντέλο Park και Pauley 1975)

Το γεγονός ότι η επιρροή των παραγόντων που υπεισέρχονται στη σεισμική απόκριση των κόμβων δεν έχει διευκρινιστεί απολύτως, έχει ως αποτέλεσμα να μην υπάρχει κοινή αντίληψη και κοινός παραδεκτό μοντέλο λειτουργίας.

Η ανάπτυξη των περισσότερων μοντέλων που έχουν προταθεί μέχρι σήμερα για το σχεδιασμό κόμβων δοκού-κολώνας βασίζονται σε υποτιθέμενους μηχανισμούς που περιγράφουν τον τρόπο με τον οποίο ο κόμβος αντιστέκεται στη δράση των δυνάμεων που μεταφέρονται από δοκούς και κολώνες. Οι πιο συνηθισμένοι από αυτούς τους μηχανισμούς είναι ο μηχανισμός του διαγώνιου θλιπτήρα (υποδεικνύεται στην εικόνα 2.22α) και ο μηχανισμός δικτύωματος (που υποδεικνύεται στην εικόνα 2.22β) οι οποίοι στην τελική οριακή κατάσταση, συνήθως θεωρείται ότι ενεργούν ταυτόχρονα .

Ο πρώτος μηχανισμός θεωρείται ότι αντιστέκεται στη συνδυασμένη δράση της κατακόρυφης και οριζόντιας συνιστώσας της δύναμης που μεταφέρονται στον κόμβο μέσω της διεπαφής της με την θλιπτική ζώνη της δοκού και του υποστυλώματος, ενώ ο δεύτερος μηχανισμός αντιστέκεται στις δυνάμεις συνάφειας που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια μεταξύ του σκυροδέματος και τμήματος του διαμήκου οπλισμού της δοκού και του υποστυλώματος που είναι αγκυρωμένο εντός του κόμβου.



Εικόνα 2.22 : Απεικόνιση του μηχανισμού (α) του διαγώνιου θλιπτήρα και (β) του μηχανισμού δικτύωματος

Στην εικόνα 3.22α με  $C_c$ ,  $C_c'$ ,  $C_c''$  και  $C_c'''$  συμβολίζονται οι δυνάμεις θλιβόμενης ζώνης των μελών, με  $C_s$ ,  $C_s'$ ,  $C_s''$  και  $C_s'''$  οι δυνάμεις των θλιβόμενων χαλύβων των δοκών και  $V_b$ ,  $V_b'$ ,  $V_c$ ,  $V_c''$  είναι οι διατμητικές δυνάμεις στις διεπαφές με δοκούς και υποστυλώματα αντίστοιχα. Στην εικόνα 3.22β με  $V_{sh}$  και  $V_{sv}$  συμβολίζονται οι δυνάμεις συνάφειας που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια σύνδεσης του κόμβου με την δοκό και το υποστυλώμα αντίστοιχα.

Επομένως η συνολική αντοχή σε τέμνουσα του κόμβου κατά την κάθε διεύθυνση είναι ίση με το σύνολο των τεμνουσών δυνάμεων που μπορούν να μεταφέρουν αυτοί οι δύο μηχανισμοί κατά την διεύθυνση αυτή. Για παράδειγμα κατά την οριζόντια διεύθυνση, οι διατμητικές δυνάμεις που εισάγονται στο σώμα του κόμβου,  $V_{jh}$ , ισούται με:

$$V_{jh} = V_{sh} + V_c \quad (2.15)$$

Ο μηχανισμός που περιγράφηκε, αποτελεί τη βάση του σχεδιαστικού μοντέλου και προτάθηκε από τους Park και Pauley (μοντέλο Park και Pauley). Αυτό το μοντέλο αποτελεί βάση πολλών σύγχρονων κανονισμών, όπως του κανονισμού της Νέας Ζηλανδίας (NZS 1995) αλλά και τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς (EC2 και EC8). Οι ευρωκώδικες καθορίζουν κυρίως προδιαγραφές για προστασία έναντι διατμητικής αστοχίας της άρθρωσης που μπορεί να συμβεί πριν από το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στην περιοχή της δοκού ( που γειτνιάζει με τον κόμβο). Οι προδιαγραφές αυτές περιλαμβάνουν επιπλέον την επιτρεπόμενη τιμή της διατμητικής δύναμης στο μέσο ύψος του κόμβου, το μήκος αγκύρωσης των διαμήκων χαλύβδινων ράβδων της δοκού και του υποστυλώματος αλλά και την ποσότητα και τη διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού στον κόμβο.

Ωστόσο, έχει διαπιστωθεί ότι η εφαρμογή των υφιστάμενων διατάξεων του Ευρωκώδικα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κόμβων όχι μόνο οδηγεί σε συμφόρηση του οπλισμού και συνεπώς σε δυσκολίες τοποθέτησης και συμπύκνωσης του σκυροδέματος, αλλά και σε σχεδιαστικές λύσεις που δεν ικανοποιούν πάντα τις απαιτήσεις συμπεριφοράς.

#### **2.4.1.3 Μοντέλο σχεδιασμού**

Ένα τυπικό παράδειγμα σχεδιαστικού μοντέλου που προκύπτει από την εξαγωγή μιας πιο εξελιγμένης και αναλυτικής περιγραφής των εντατικών καταστάσεων που σχετίζονται με τη συνδυασμένη δράση των μηχανισμών του διαγώνιου θλιπτήρα και δικτυώματος είναι το μοντέλο που προτείνει ο Τσώνος [14], το οποίο είναι, ίσως, το καταλληλότερο τέτοιο μοντέλο για πρακτικές εφαρμογές. Ένα χαρακτηριστικό γνώρισμα αυτού του μοντέλου είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση της περίσφιγξης που παρέχεται από τον εγκάρσιο οπλισμό στη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, η οποία συνδέεται άμεσα με τη φέρουσα ικανότητα του διαγώνιου θλιπτήρα. Επιπλέον, εκφράζοντας την αντοχή του σκυροδέματος ως συνάρτηση της περίσφιγξης που παρέχεται από τον εγκάρσιο οπλισμό, μπορεί να γίνει μια εκτίμηση του εγκάρσιου οπλισμού που απαιτείται για την επίτευξη μιας συγκεκριμένης αντοχής του σκυροδέματος, απαραίτητης για μια προκαθορισμένη ικανότητα μεταφοράς φορτίου στον κόμβο.

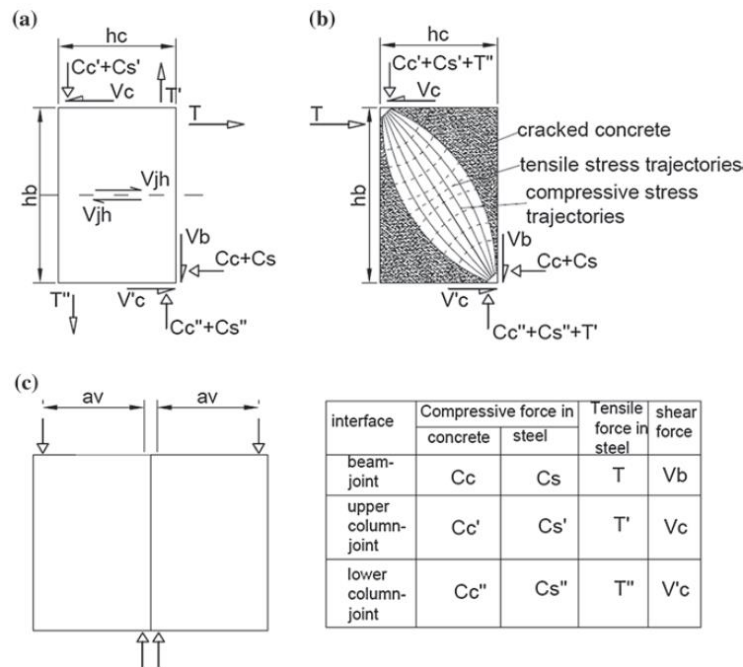
Πιο πρόσφατα, σε μια προσπάθεια να εντοπιστούν οι παράγοντες της παρατηρούμενης συμπεριφοράς των κόμβων δοκού-κολονών, αποδείχθηκε με πείραμα ότι η σύνδεση μεταξύ του σκυροδέματος και τμήματος του οπλισμού κάμψης των μελών που είναι αγκυρωμένο εντός του αρμού έχει ασήμαντη επίδραση στην εμφάνιση των ρωγμών και της αντοχής του κόμβου. Επιπλέον, η διαρροή του καμπτικού οπλισμού των μελών της δοκού και του υποστυλώματος προκαλεί αστοχία σύνδεσης η οποία επεκτείνεται βαθιά

μέσα στον κόμβο στο σημείο όπου αγκυρώνεται ο οπλισμός. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, το μεγαλύτερο μέρος των εφελκυστικών δυνάμεων, οι οποίες αναλαμβάνονται από τον οπλισμό, να μεταφερθεί απευθείας στην αντίθετη πλευρά του κόμβου όπως φαίνεται στην εικόνα 2.23 .

Μια τέτοια συμπεριφορά αποκλείει την ανάπτυξη ενός μηχανισμού δικτυώματος και επομένως μόνο μέσω του μηχανισμού του διαγώνιου θλιπτήρα ο κόμβος αντιστέκεται στη δράση των δυνάμεων που μεταφέρονται σε αυτήν από τα παρακείμενα μέλη δοκού και υποστυλώματος όπως προτάθηκε στις αρχές της δεκαετίας του 1980.

Η ροή των θλιπτικών τάσεων μεταξύ των άνω και κάτω διαγώνιων άκρων του κόμβου υποδεικνύεται από τις τροχιές θλιπτικής τάσης που απεικονίζονται σχηματικά στην εικόνα 2.23β. Στην εικόνα δείχνει επίσης τις τροχιές εφελκυστικών τάσεων που τέμνονται σε ορθή γωνία με αυτές των θλιπτικών τάσεων.

Η ροή των θλιπτικών τάσεων σχηματίζει τη διαγώνια αντηρίδα που περιορίζεται μεταξύ των περιοχών του ραγισμένου σκυροδέματος που περιβάλλουν το τμήμα του καμπτικού οπλισμού κάμψης των μελών που είναι αγκυρωμένο στον κόμβο (βλ. επίσης εικόνα 2.23β). Τέτοιες ρωγμές εμφανίζονται υπό τη δράση των δυνάμεων εφελκυσμού που μεταφέρονται από τον χάλυβα και όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οδηγεί τελικά σε απώλεια συνάφειας.



Εικόνα 2.23 : (α) Δυνάμεις που δρουν στις διεπαφές του κόμβου με τα στοιχεία δοκού και υποστυλώματος και η διατμητική δύναμη  $Vjh$  σε μια οριζόντια τομή στο μέσο ύψος του κόμβου (β) Τροχιές θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων που αναπτύσσονται εντός του κόμβου στην τελική οριακή κατάσταση και (γ) Διαμόρφωση υψίκορμης δοκού.

## 2.4.2 Εφαρμογή της θεωρίας της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, η φέρουσα συμπεριφορά του κόμβου μπορεί να συγκριθεί άμεσα με αυτή μιας υψίκορμης δοκού, όπως προτείνουν οι Sarsam και Phipps και Hegger et al.. Συνεπώς, έχοντας υπόψη τον κόμβο στην εικόνα 3.23α, η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα μπορεί να εκτιμηθεί θεωρώντας μια υψίκορμη δοκού υπό φόρτιση δύο σημείων με διατμητικό μήκος ( $a_v$ ) όπως προτείνεται από τους Κωτσόβου και Μουζάκη και φαίνεται στην εικόνα 2.23γ. Για τέτοιες δοκούς, οι οποίες, όπως συζητήθηκε στην ενότητα 2.4.3, είναι ουσιαστικά δοκοί που παρουσιάζουν συμπεριφορά τύπου IV. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του διαγώνιου θλιπτήρα μπορούν να απλοποιηθούν υποθέτοντας ότι ο τελευταίος έχει ορθογώνια διατομή ίση με  $w_j a_v/3$ , όπου  $w_j$  είναι το πλάτος της δοκού και  $a_v$  το διατμητικό μήκος.

Υιοθετώντας την προαναφερθείσα διαμόρφωση για την περιγραφή της μεταφοράς φορτίου εντός του κόμβου (για την οποία, όπως φαίνεται στην εικόνα 2.24,  $a_v = zc$ ) η απαίτηση σχεδιασμού για «άκαμπτους» κόμβους δοκού-κολονών συνδέεται με την ικανότητα του διαγώνιου θλιπτήρα από σκυρόδεμα να προστατεύει τη ροή των θλιπτικών τάσεων (που προκαλείται από τις δυνάμεις που φαίνονται στην εικόνα 2.23β) μεταξύ του άνω και του κάτω άκρου του, χωρίς να συμβεί σημαντική ρωγμή σε αυτόν πριν από το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη διεπιφάνεια δοκού - κόμβου.

Πιο συγκεκριμένα, έχει προταθεί ότι η ροή των θλιπτικών τάσεων διασφαλίζεται όταν ο θλιπτήρας έχει επαρκή αντοχή για να διατηρήσει τη δράση των δυνάμεων που μεταφέρονται στον κόμβο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα, παρέχοντας ταυτόχρονα και τον κατάλληλο οπλισμό για την επαρκή παραλαβή των αναπτυσσόμενων δυνάμεων εφελκυσμού. Αυτός ο οπλισμός θα συμβάλει επίσης όχι μόνο στην πρόληψη της εμφάνισης ρωγμών, αλλά και στην ελαχιστοποίηση του πλάτους κάθε μιας μεμονωμένης ρωγμής.

### 2.4.2.1 Προτεινόμενη Διαδικασία Σχεδιασμού

Ο παραπάνω συλλογισμός έχει εφαρμοστεί στο σχεδιασμό μέσω της ακόλουθης διαδικασίας σχεδιασμού. Όπως φαίνεται στην εικόνα 2.23α, το αποτέλεσμα των οριζόντιων δυνάμεων που μεταφέρονται στην άνω πλευρά του κόμβου από τα μέλη δοκού και υποστυλώματος είναι:  $F_{Jh} = 1,2F_{s,b} - V_c$  (2.16)

$F_{s,b}$  είναι η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στους διαμήκεις οπλισμούς της δοκού λόγω κάμψης,  $V_c$  είναι η τιμή της τέμνουσας δύναμης στην άνω διεπιφάνεια κολόνας-κόμβου που αντιστοιχεί στον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης και το '1.2' είναι ένας καθορισμένος συντελεστής από τον κώδικα για την ενίσχυση της δύναμης εφελκυσμού που διατηρεί ο διαμήκης χαλύβδινος οπλισμός της δοκού. Αυτός συντελεί στην εξάλειψη της απόκλιση της τιμής της δύναμης που υπολογίζει ο κώδικας και αφορά την ικανότητα κάμψης από την αντίστοιχη πραγματική. Επίσης μια κατά προσέγγιση

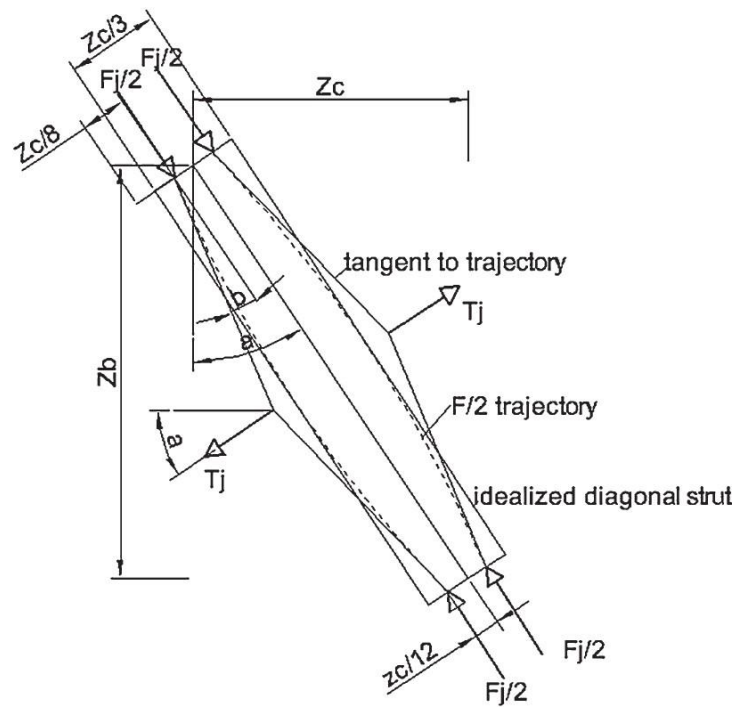
εκτίμηση του  $V_c$  υποθέτοντας ότι οι τελικές ροπές στο υποστύλωμα είναι ίσες, ακόμη και πριν από το σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης στα άκρα της κολώνας.

$$\text{Επομένως ισχύει } V_c = 2M_c/H = M_{f,b}/H \quad (2.17)$$

Για τις ροπές υποστυλώματος και δοκού ισχύει η ισορροπία  $M_{f,b} = 2M_c$

### Θλιπτική δύναμη διαγώνιου θλιπτήρα

Η συνδυασμένη δράση της δύναμης  $F_{jh}$  με την θλιπτική δύναμη ( $C_c$ ) που αναπτύσσεται στην θλιβόμενη ζώνη της άνω παρειάς του υποστυλώματος λόγω κάμψης, μεταφέρεται στον κόμβο και εξισορροπείται από τη θλιπτική δύναμη  $F_j$  που αναπτύσσεται κατά μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα (Εικόνα 2.24).



Εικόνα 2.24 : Διαγώνιος θλιπτήρας και ασκούμενες δυνάμεις

Η τελευταία υπολογίζεται αν λάβουμε υπόψη την ισορροπία της οριζόντιας συνιστώσας των δυνάμεων που δρουν στο άνω άκρο του διαγώνιου θλιπτήρα. Οπότε λαμβάνουμε:

$$F_j = F_{jh}/\sin\alpha \quad (2.18)$$

όπου  $\alpha$  είναι η κλίση του διαγώνιου θλιπτήρα όπως φαίνεται στην εικόνα 2.24 .

### Μέγιστη τιμή διαγώνιου θλιπτήρα

Η τιμή του  $F_j$  δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή  $F_{Rj,max}$  του διαγώνιου θλιπτήρα υπό μονοτονική φόρτιση, δηλαδή:

$$F_j \leq F_{Rj,max} = \frac{z_c}{3} \times w_j \times f_c = \frac{h_c - x_c}{3} \times w_j \times f_c \quad (2.19)$$

όπου  $h_c$  είναι το ύψος της διατομής του υποστυλώματος,  $x_c$  το ύψος της θλιβόμενης ζώνης του υποστυλώματος,  $w_j$  το πλάτος του κόμβου και  $z_c = h_c - x_c$

Πρέπει να σημειωθεί, ωστόσο, ότι όταν  $x_c > (h_c - x_c)/3$ , τότε η τιμή  $(h_c - x_c)/3$  στην σχέση 2.18 αντικαθίσταται με την τιμή  $x_c$ .

### Εφελκυστική τάση διαγώνιου θλιπτήρα

Ωστόσο, λόγω του καμπυλωμένου σχήματος των τροχιών τάσης (κατά μήκος των οποίων η θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται εντός του διαγώνιου θλιπτήρα μεταφέρεται από την επάνω αριστερή πλευρά στην κάτω δεξιά πλευρά του κόμβου), αναπτύσσεται μια τάση εφελκυσμού που προκύπτει κατά μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα στο μέσο ύψος του κόμβου. Αυτή ισούται με:

$$T_j = F_j \tan b \quad (2.20)$$

όπου  $b$  είναι η γωνία μεταξύ της διαγώνιου του κόμβου και των εφαπτόμενων στα άκρα οποιασδήποτε από τις δύο συμμετρικές τροχιές των δύο επακόλουθων θλιπτικών τάσεων,  $F_j/2$ , με τις τελευταίες να ενεργούν σε απόσταση ίση με  $z_c/12$  εκατέρωθεν από τα άκρα της διαγώνιου του κόμβου (Εικόνα 2.24).

Η γωνία  $b$  εκτιμάται εύκολα υποθέτοντας ότι οι εφαπτομένες στα άκρα των τροχιών των επακόλουθων θλιπτικών τάσεων τέμνονται σε απόσταση ίση με  $z_c/8$  από τη διαγώνιο του κόμβου (Εικόνα 2.24).

Η ανάπτυξη της τάσης εφελκυσμού  $T_j$  είναι πιθανό να προκαλέσει ρωγμές και, ως εκ τούτου, θα πρέπει να τοποθετηθεί οπλισμός για να ενεργοποιηθεί και να τις παραλάβει όταν εξαντληθεί η αντοχή σε εφελκυσμό του σκυροδέματος. Η ποσότητα του οπλισμού, μπορεί, που απαιτείται για τη διατήρηση της  $T_j$ , μπορεί να είναι είτε κεκλιμένος ( $A_{sj, incl}$ ) είτε οριζόντιος ( $A_{sj, h}$ ) και λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$A_{sj, incl} = T_j / f_y \quad (2.21)$$

$$A_{sj, h} = T_j / (f_y \cos a) \quad (2.22)$$

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ο παραπάνω οπλισμός απαιτείται επίσης επειδή συμβάλλει στην πρόληψη της εμφάνισης υπερβολικών ρωγμών, καθώς και στην ελαχιστοποίηση του πλάτους της ρωγμής.

### **Δύναμη που λαμβάνει ο διαγώνιος θλιπτήρας**

Η δύναμη  $F_{Rj,s}$  που μπορεί να διατηρηθεί κατά μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα όταν ο εγκάρσιος οπλισμός είναι σε διαρροή προκύπτει από την έκφραση:

$$F_{Rj,s} = T_j / \tan b \quad (2.23)$$

### **Σχεδιαστική δύναμη**

Επομένως, η μέγιστη σχεδιαστική δύναμη που μπορεί να συντηρηθεί από το διαγώνιο θλιπτήρα είναι:

$$F_{jd} \leq \min ( F_{Rj,max} , F_{Rj,s} ) \quad (2.24)$$

## 3. Προσομοίωση της υπό μελέτης κατασκευής

### 3.1 Εισαγωγή

Η προσομοίωση και η ανάλυση του φορέα έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS 2018 v18.1.1. της εταιρείας Computers & Structures. Αρχικά σχεδιάστηκε ένας τρισδιάστατος κάρναβος (grid system), σύμφωνα με την αποτύπωση του κτηρίου και τα αντίστοιχα σχέδια της μελέτης. Στην συνέχεια ορίστηκαν τα απαιτούμενα υλικά και όλα τα δομικά στοιχεία του φορέα, δηλαδή οι πλάκες, τα δοκάρια, τα υποστυλώματα, και τα τοιχία.

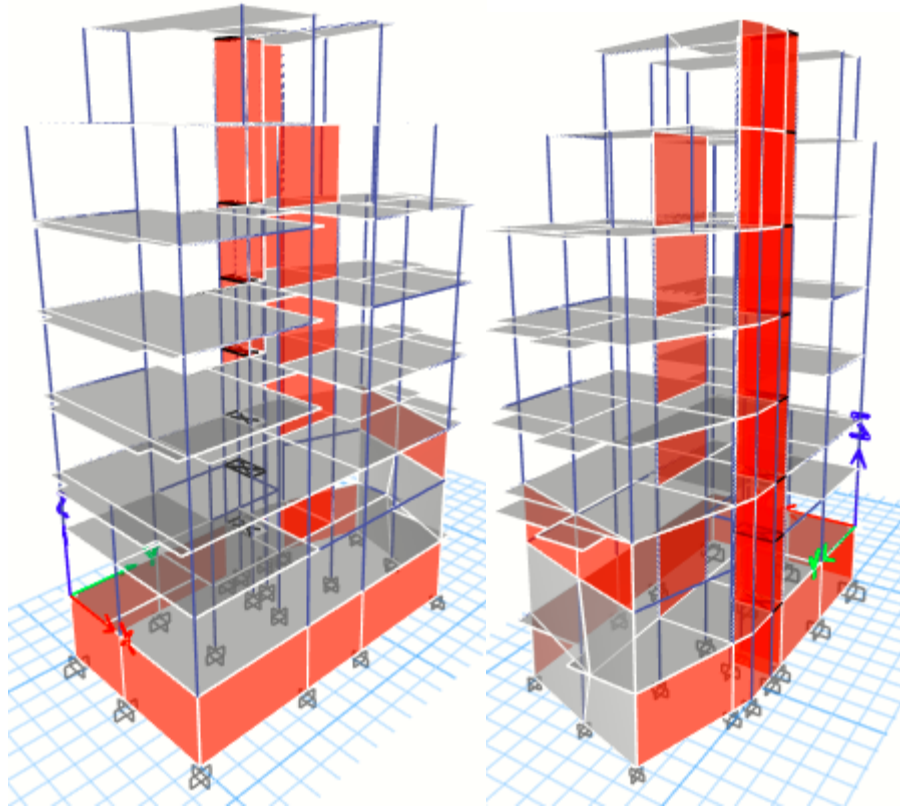
Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου με 6 βαθμούς ελευθερίας ενώ οι πλάκες ορίστηκαν ως επιφανειακά στοιχεία, με σκοπό να λογίζεται υπόψη το ίδιο βάρους τους και να μεταφέρουν τα επιφανειακά φορτία τους (που θα οριστούν στην συνέχεια ) στις δοκούς. Στις πλάκες λοιπόν, αφού κατανεμηθούν όλα τα κατακόρυφα επιφανειακά φορτία (μόνιμα και κινητά), θα οριστεί η διαφραγματική λειτουργία τους.

Οι στηρίξεις της κατασκευής θεωρήθηκαν πακτώσεις και όλα τα δομικά στοιχεία προσομοιώθηκαν με τα ανάλογα κατά περίπτωση πεπερασμένα στοιχεία. Τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν με επιφανειακά-πεπερασμένα στοιχεία.

Στη συνέχεια ορίζονται τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής και τα δεδομένα για τα οριζόντια σεισμικά φορτία (επιτάχυνση εδάφους). Τέλος, αναλύθηκαν τα απαραίτητα στοιχεία που χαρακτηρίζουν τους νόμους που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής.

Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου φαίνονται στις Εικόνες 3.1 και 3.2.





Εικόνα 3.1-3.2 : Προσομοίωση φορέα στο λογισμικό

## 3.2 Καθορισμός υλικών της κατασκευής

Το οπλισμένο σκυρόδεμα είναι το πλέον διαδεδομένο δομικό υλικό παγκοσμίως και οι ιδιότητες των υλικών από τα οποία αποτελείται, καθορίζουν σημαντικά την αντοχή του. Τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή του κτηρίου είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβας St III.

### 1) Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας B225, τιμή η οποία αντιστοιχεί περίπου σε κατηγορία σκυροδέματος κατά EC-2 C16/20 με «Χαρακτηριστική» τιμή  $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$  και με τη μέση τιμή θλιπτικής αντοχή  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24 \text{ MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E_{cm} = 29 \text{ GPa}$  με ειδικό βάρος  $25 \text{ KN/m}^3$ . Ο ορισμός του έγινε μέσω της εντολής Define→Material Properties→ Add New Material→ Concrete (Εικόνα 3.3).

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: C16/20  
 Material Type: Concrete  
 Directional Symmetry Type: Isotropic  
 Material Display Color: [Color Selection] Change...  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density     Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24,9926 kN/m<sup>3</sup>  
 Mass per Unit Volume: 2548,538 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 29000 MPa  
 Poisson's Ratio, U: 0,2  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,00001 1/C  
 Shear Modulus, G: 12083,33 MPa

**Design Property Data**

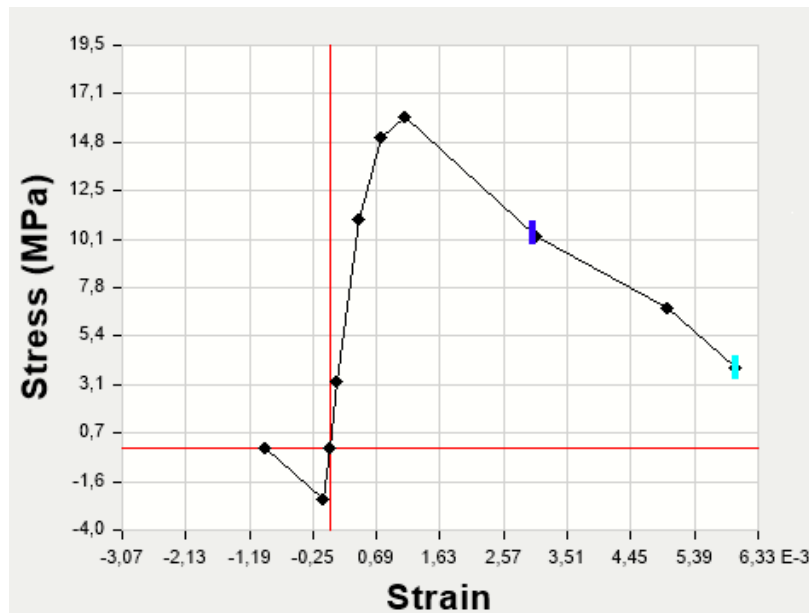
Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...    Material Damping Properties...  
 Time Dependent Properties...

OK    Cancel

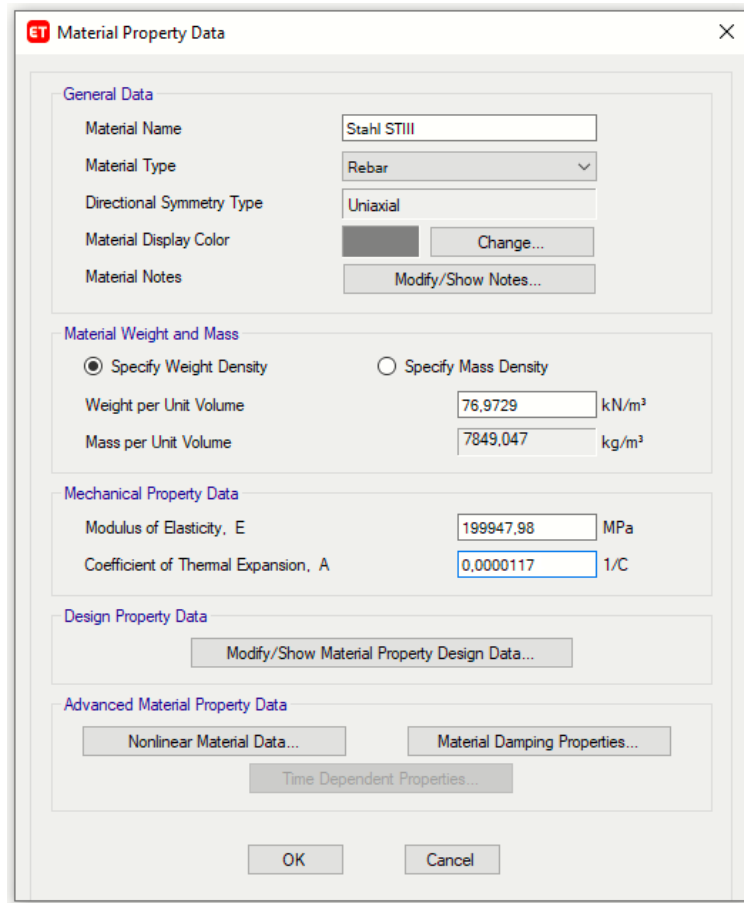
Εικόνα 3.3: Ορισμός σκυροδέματος



Εικόνα 3.4: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος

## 2) Χάλυβας

Ο χάλυβας των διαμηκών οπλισμών και των συνδετήρων που χρησιμοποιήθηκε είναι St III, με όριο διαρροής  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι  $E_s = 200 \text{ GPa}$  και ειδικό βάρος  $77 \text{ KN/ m}^3$ . Ο ορισμός του έγινε μέσω της εντολής Define→Material Properties→Add New Material→Rebar (Εικόνα 3.5).



Εικόνα 3.5: Ορισμός χάλυβα οπλισμού STIII

### Διευκρίνιση

Ανάλογα με την μέθοδο αποτίμησης, χρησιμοποιούνται είτε οι χαρακτηριστικές είτε οι μέσες τιμές των αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα. Όταν η ανάλυση και οι αντίστοιχοι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών, τότε χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών (Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση). Αυτό γίνεται στις στατικές ελαστικές αναλύσεις. Αντίθετα όταν η ανάλυση και οι αντίστοιχοι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων, λαμβάνονται οι μέσες τιμές των υλικών. Αυτό γίνεται στις μη-γραμμικές ανελαστικές αναλύσεις όπως μια μέθοδος Pushover (ενότητα 4.4).

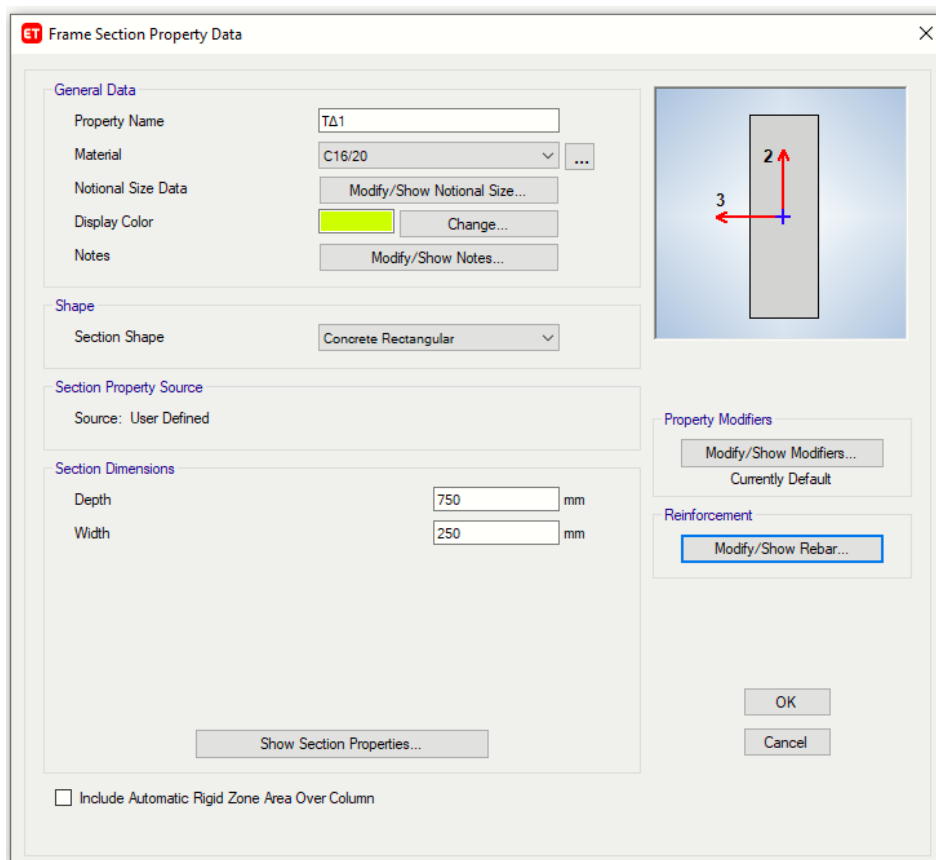
### 3.3 Προσομοίωση των μελών του φορέα

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων είναι όλες ορθογωνικές και προσομοιώνονται με γραμμικά-ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία πλαισίου με έξι βαθμούς ελευθερίας. Οι διαστάσεις και οι διαμήκεις οπλισμοί των στοιχείων ποικίλουν και μειώνονται από όροφο σε όροφο. Επίσης σε όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν συνδετήρες Φ8/200 και επικάλυψη ίση με 30 mm. Τέλος, πρέπει να προσέξουμε τον τρόπο που θα οριστεί η σύνδεση των διατομών στο λογισμικό το οποίο εξασφαλίζεται μέσω των επιλογών End Length Offsets βάζοντας Rigid-zone factor =1. Έτσι θέτουμε μία πλήρη μονολιθική σύνδεση μέσω της εντολής Assign→Frames →End Length Offsets→Rigid-zone factor =1 και ορίζονται για όλα τα μέλη της κατασκευής.

Οι πλάκες και τα τοιχώματα ορίζονται ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Το πάχος των πλακών κυμαίνεται από 14-25 cm (ανάλογα με τα σχέδια των κατόψεων) και το ίδιο βάρος τους λαμβάνεται και υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό. Τέλος, στα τοιχώματα των κατασκευών τοποθετείται στις γωνίες και στα άκρα (όπου δεν υπάρχουν υποστυλώματα), οπλισμός 4Φ14 (για γωνία) και 2Φ12 (για άκρο). Όσον αφορά τους συνδετήρες, είναι οπλισμένα (μέσα και έξω) στην κατακόρυφη διεύθυνση με εσχάρα Φ12/200, ενώ στην οριζόντια διεύθυνση με εσχάρα Φ8/200.

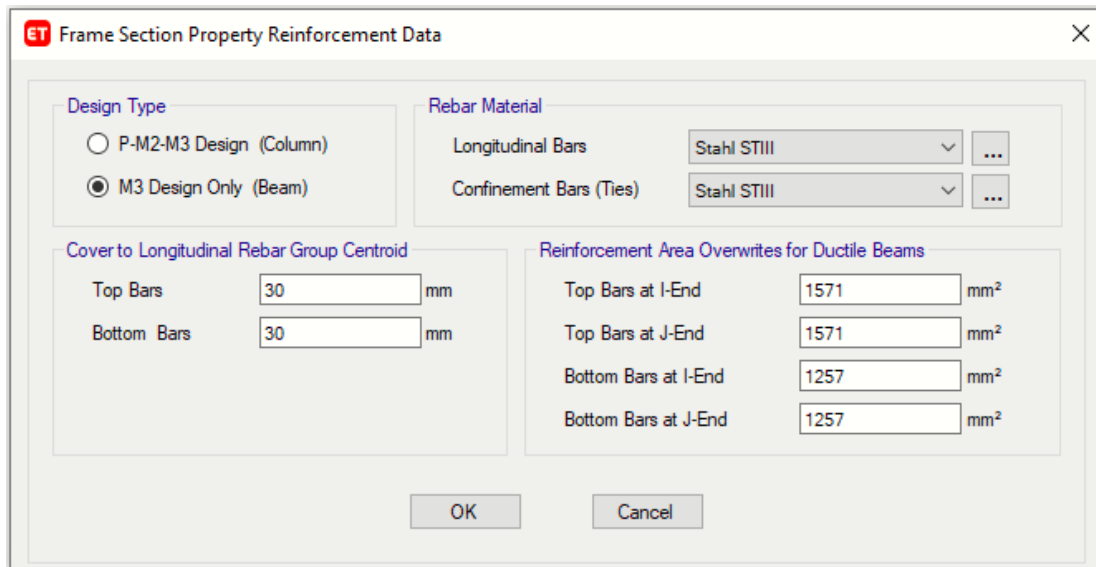
#### 3.3.1 Δοκοί

Μέσω της εντολής, Define→Section Properties→Frame Sections → Add New Property ορίζουμε το σχήμα διατομής, το υλικό και τις διαστάσεις στα αντίστοιχα πεδία του παραθύρου. Στη συνέχεια μέσω της εντολής Modify/Show Rebar, επιλέγεται ο τύπος της δοκού [ Design Type→M3 Design only (Beam)] και εισάγονται οι λεπτομέρειες όπλισης στο λογισμικό. Ενδεικτικά, στις εικόνες 3.6 και 3.7 παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες όπλισης της δοκού Δ1 του πρώτου/δεύτερου ορόφου (τα σχέδια βρίσκονται στις σελίδες 10 -13 της ενότητας 1.3).



**Εικόνα 3.6: Παράδειγμα ορισμού δοκού Δ1 πρώτου/δευτέρου ορόφου**

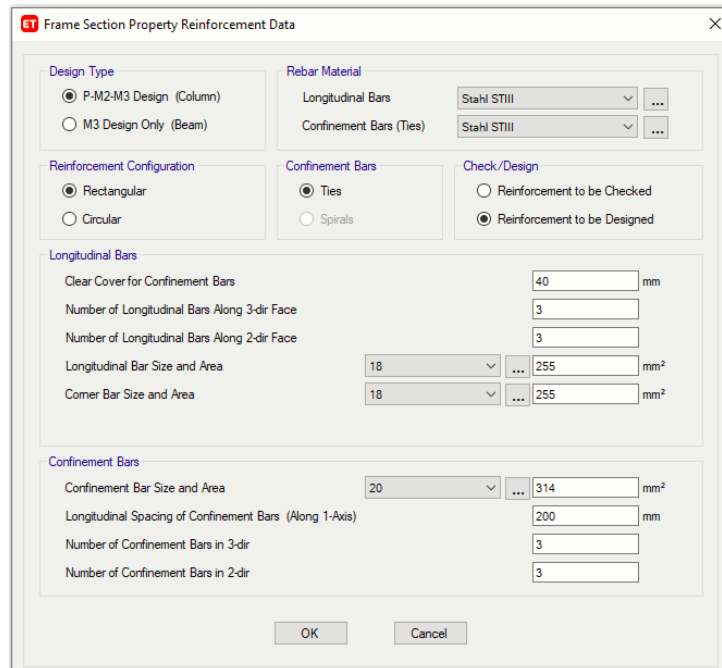
Τέλος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στον τρόπο που θα εισαχθούν οι οπλισμοί στην δοκό. Όλοι οι οπλισμοί εισάγονται με βάση το εμβαδόν τους, δηλαδή σε  $\text{mm}^2$ . Σαν Bottom Bars εισάγω τον μισό οπλισμό της δοκού που μου δείχνουν τα στατικά σχέδια ότι υπάρχουν στην δοκό και θεωρώ, λαμβάνοντας υπ' όψιν και την εποχή κατασκευής, ότι τα μισά σίδηρα (5Φ20 περίπου) σπάνε πάνω και τα οποία τα θεωρώ σαν Top Bars . Με άλλα λόγια, στο μέσον τα 9Φ20 είναι κάτω (σε 2 σειρές). Από αυτά, σπάνε τα 5 και ανεβαίνουν στις στηρίξεις (όπως σήμερα γίνεται στις πλάκες) . Από τα 5, το 1ο δεν μετρά στον οπλισμό κόμβου, γιατί σπάει αμέσως. Αυτά τα 5 σπαστά είναι και ο κύριος οπλισμός διάτμησης. Αυτός ο τρόπος οπλισμού των δοκών εφαρμόστηκε σε παλιές μελέτες και στα στατικά σχέδια άλλων κτιρίων της εποχής



Εικόνα 3.7: Ορισμός οπλισμών δοκού Δ1 πρώτου/δευτέρου ορόφου

### 3.3.2 Υποστυλώματα

Η διαδικασία εισαγωγής των διαστάσεων μίας διατομής, είναι η ίδια είτε πρόκειται για δοκό είτε για υποστύλωμα (Εικόνα 3.6) . Αρχικά ορίζεται το σχήμα της διατομής και στη συνέχεια στα πεδία που εμφανίζονται, ορίζονται το υλικό της διατομής καθώς και τα γεωμετρικά της στοιχεία. Η μόνη διαφοροποίηση είναι στην επιλογή Modify→ Show Rebar, όπου επιλέγεται ο τύπος του γραμμικού στοιχείου του υποστυλώματος [P-M2-M3 Design (column)] και ορίζονται ανάλογα τα στοιχεία για το υλικό και τη διάταξη του οπλισμού της διατομής. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες όπλισης του υποστυλώματος K1 του ισογείου.



**Εικόνα 3.8:Εισαγωγή οπλισμού υποστυλώματος K1 του ισογείου**

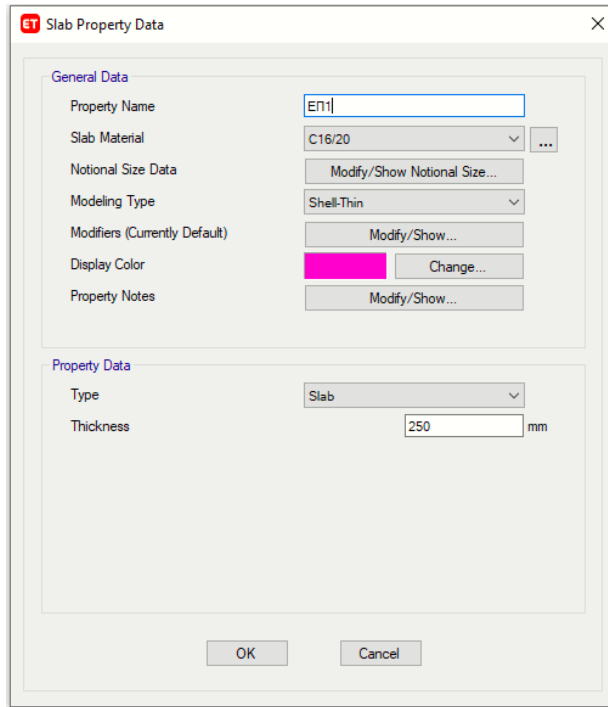
Η εικόνα 3.8 είναι ένα παράδειγμα εισαγωγής οπλισμού για το υποστύλωμα 50×50 με σίδερα 4Φ18 και συνδετήρες Φ8/200.

### 3.3.3 Δημιουργία πλακών ορόφου

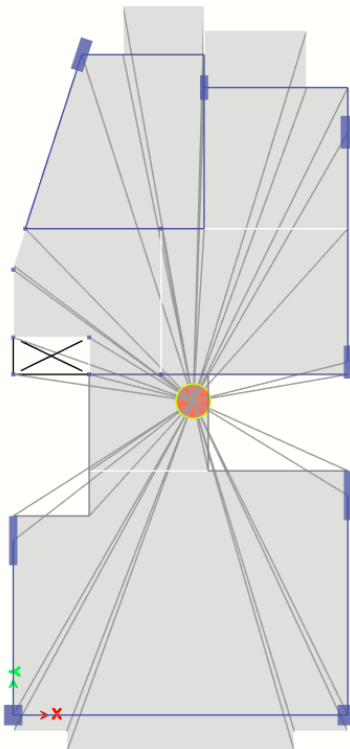
Για τις πλάκες (floor object), είναι αναγκαίο να οριστεί η διαφραγματική λειτουργία τους ώστε να εξασφαλιστεί η ίση μετακίνηση όλων των σημείων στο επίπεδο του κάθε ορόφου και να διανεμηθούν οι οριζόντιες φορτίσεις ανάλογα με τη δυσκαμψία των δοκών και των υποστυλωμάτων. Έτσι, μέσω αυτής της λειτουργίας μπορούμε να θεωρήσουμε τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο: δύο μετακινήσεις και μία στροφή με αποτέλεσμα να μειωθεί και ο υπολογιστικός χρόνος.

Ο ορισμός των πλακών έγινε μέσω της εντολής Define → Section Properties → Slab Sections. Μέσω της εντολής Add New Property εισάγονται τα δεδομένα όπως το υλικό και το πάχος. Το modeling type ορίστηκε Shell-Thin καθώς σύμφωνα με το εγχειρίδιο του προγράμματος Thin θεωρείται η πλάκα που έχει λόγο πάχος/μήκος < 1/15.

Τέλος, ο ορισμός των διαφραγμάτων έγινε μέσω της εντολής Define → Diaphragms → Rigid Diaphragm (πλήρως απαραμόρφωτο) και στην συνέχεια με την εντολή assign επιλέχθηκαν όλες οι πλάκες (floor objects) στις κατόψεις των ορόφων.



Εικόνα 3.9: Ορισμός πλάκας



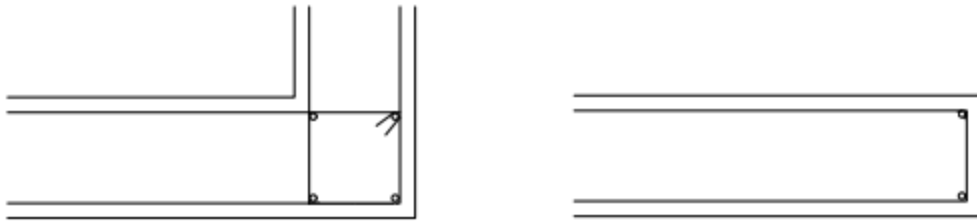
Εικόνα 3.10 : Διάφραγμα τυπικού ορόφου



### 3.3.4 Δημιουργία τοιχωμάτων

Τα τοιχώματα (όπως και οι πλάκες) ορίζονται ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία μέσω της εντολής Define→Section Properties→Wall Sections. Μέσω της εντολής Add New Property εισάγονται τα δεδομένα όπως το υλικό και το πάχος. Επίσης, η δυσκαμψία τους θεωρήθηκε απομειωμένη (σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς είναι ρηγματωμένα (περισσότερα στην ενότητα 3.3.5).

Τέλος για να εισαχθεί ο οπλισμός τους ,έχουν διαμορφωθεί κρυφοκολώνες με οπλισμό (4Φ14 ή 2Φ14ανάλογα το σημείο του τοιχώματος) και συνδετήρες Φ8/100.



Εικόνα 3.11:Διάταξη οπλισμών τοιχωμάτων στις γωνίες (4Φ14) και στα άκρα (2Φ12)

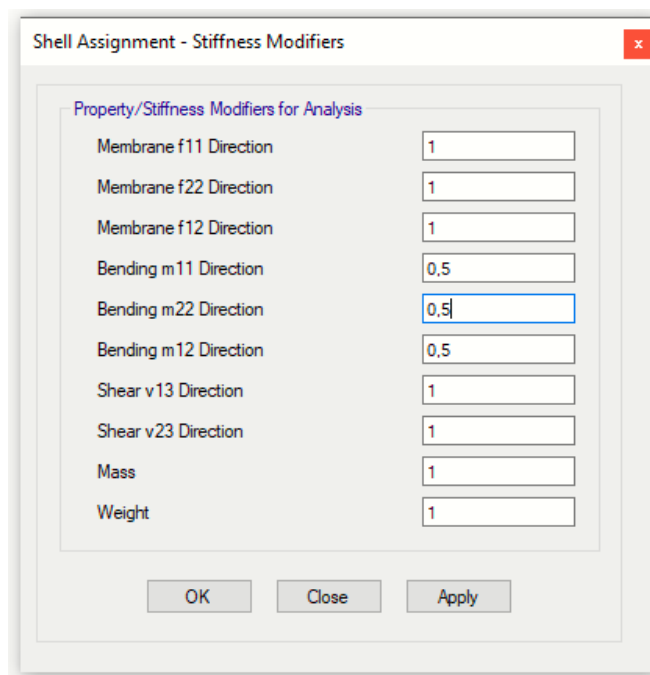
### 3.3.5 Τροποποίηση δυσκαμψιών στοιχείων

Η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων λαμβάνεται με μειωτικό συντελεστή ώστε να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο της ρηγμάτωσης. Όπως γνωρίζουμε , οι διατομές των πρωτεύοντων μελών όταν βρίσκονται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνονται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της διατομής το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται. Ανάλογα με το είδος ανάλυσης, τόσο ο Ευρωκώδικας όσο και ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ορίζουν έναν μειωτικό συντελεστή ώστε να ληφθεί υπόψη αυτό το φαινόμενο. Για μια ελαστική ανάλυση, ο Ευρωκώδικας ορίζει η τελική δυσκαμψία να λαμβάνεται ως το ήμισυ της αρχικής στην αρηγμάτωτη διατομή (γεωμετρική δυσκαμψία). Στο πλαίσιο της εργασίας, θα χρησιμοποιηθούν οι μειωτικοί συντελεστές που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (λόγω της συσχέτισης του με τις εγχώριες παλαιές κατασκευές), οι οποίοι φαίνονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 4.1 στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

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*( $E_c I_g$ )

**Πίνακας 3.1 : Τιμές δυσκαμψίας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ**

Τέλος, η τροποποίηση αυτή γίνεται σε επίπεδο μελών εκ των υστέρων με την εντολή Assign→ Frame/Shell → Property (Stiffness) Modifiers. Ενδεικτικά για τα τοιχεία θεωρείται απομειωμένη δυσκαμψία στο ήμισυ της αρχικής στην αρηγμάτωτη διατομή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αυτό γίνεται μέσω της επιλογής Stiffness Modifiers, όπου ορίζονται οι συντελεστές  $m_{11}, m_{22}$  και  $m_{12}$  ίσοι με 0,5, όπως περιγράφεται στην εικόνα 3.12, αφού εκ των προτέρων έχουν επιλεγθεί τα συγκεκριμένα στοιχεία.



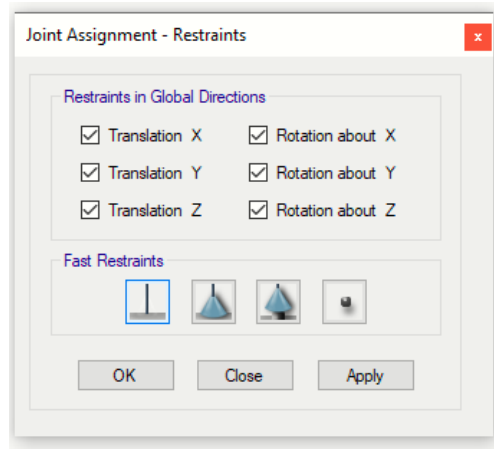
**Εικόνα 3.12: Τροποποίηση δυσκαμψιών για τοιχώματα.'**

Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα τροποποιούνται τα κελιά Moment of Inertia.

### 3.4 Στηρίξεις φορέα

Οι στηρίξεις του φορέα επί του εδάφους θεωρήθηκαν πλήρεις πακτώσεις. Τα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου θεωρήθηκε ότι προσφέρουν επαρκή δυσκαμψία για αυτό θεωρούμε πάκτωση στη βάση των κατακόρυφων μελών ( δύσκαμπτη θεμελίωση). Οι πακτώσεις θα εισαχθούν στο πρόγραμμα μέσω της εξής διαδικασίας εντολών:

Assign → Joint → Restraints, αφού πρώτα επιλεγθούν όλοι οι κόμβοι στη στάθμη της θεμελίωσης (Εικόνα 3.13 ).



Εικόνα 3.13: Εισαγωγή πάκτωσης στις στηρίξεις

### 3.5 Φορτία κατασκευής

Τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή διακρίνονται σε μόνιμα και κινητά, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο. Οι τιμές αυτών των κατακόρυφων φορτίων που επιβάλλονται στη κατασκευή είναι οι εξής:

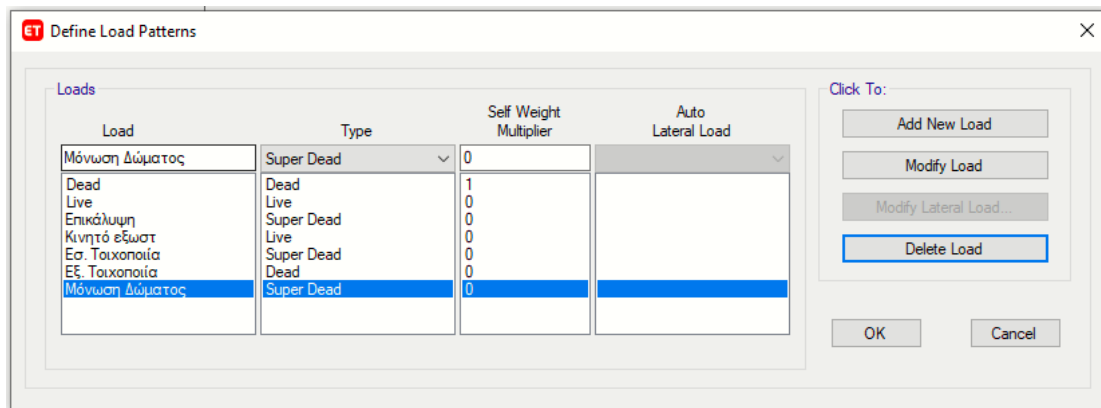
1. Μόνιμα φορτία
  - Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος:  $25.00 \text{ kN/m}^3$  (Dead Load)
  - Επικαλύψεις πλακών:  $1.50 \text{ kN/m}^2$  (Super Dead Load)
  - Επικαλύψεις δώματος:  $1.50 \text{ kN/m}^2$  (Super Dead Load)
  - Φορτία τοιχοποιίας:  $3.50 \text{ kN/m}^2$  (Super Dead Load)
  - Διπλή δρομική (εξωτερική) τοιχοποιία:  $8 \text{ kN/m}$  (Super Dead Load)
2. Κινητά φορτία
  - Κινητό φορτίο πλακών:  $2.00 \text{ kN/m}^2$  (Live Load)
  - Κινητό φορτίο εξωστών:  $5.00 \text{ kN/m}^2$  (Live Load)
  - Κινητό φορτίο κλιμάκων & πλατυσκάλων:  $3.50 \text{ kN/m}^2$  (Live Load)

#### Λιευκρινίσεις

- Στο λογισμικό τα κατακόρυφα φορτία μπορούν να ομαδοποιηθούν, ανάλογα με το είδος τους, σε Dead Load, Super Dead Load και Live Load. Ο ορισμός τους γίνεται μέσω της εντολής Define → Load Patterns .
- Από τα παραπάνω φορτία, το ίδιο βάρος των μελών υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, σύμφωνα με τις διατομές και τα ειδικά βάρη των υλικών που έχουν εισαχθεί (Ενότητα 3.2). Αυτό το φορτίο συγκεκριμένα λαμβάνεται κατευθείαν από το

πρόγραμμα αν στο self-weight Multiplier ορισθεί η τιμή 1 (Εικόνα 3.14). Για τα υπόλοιπα φορτία βάζουμε τιμή 0 και τα ορίζουμε σε οποίους συνδυασμούς θέλουμε.

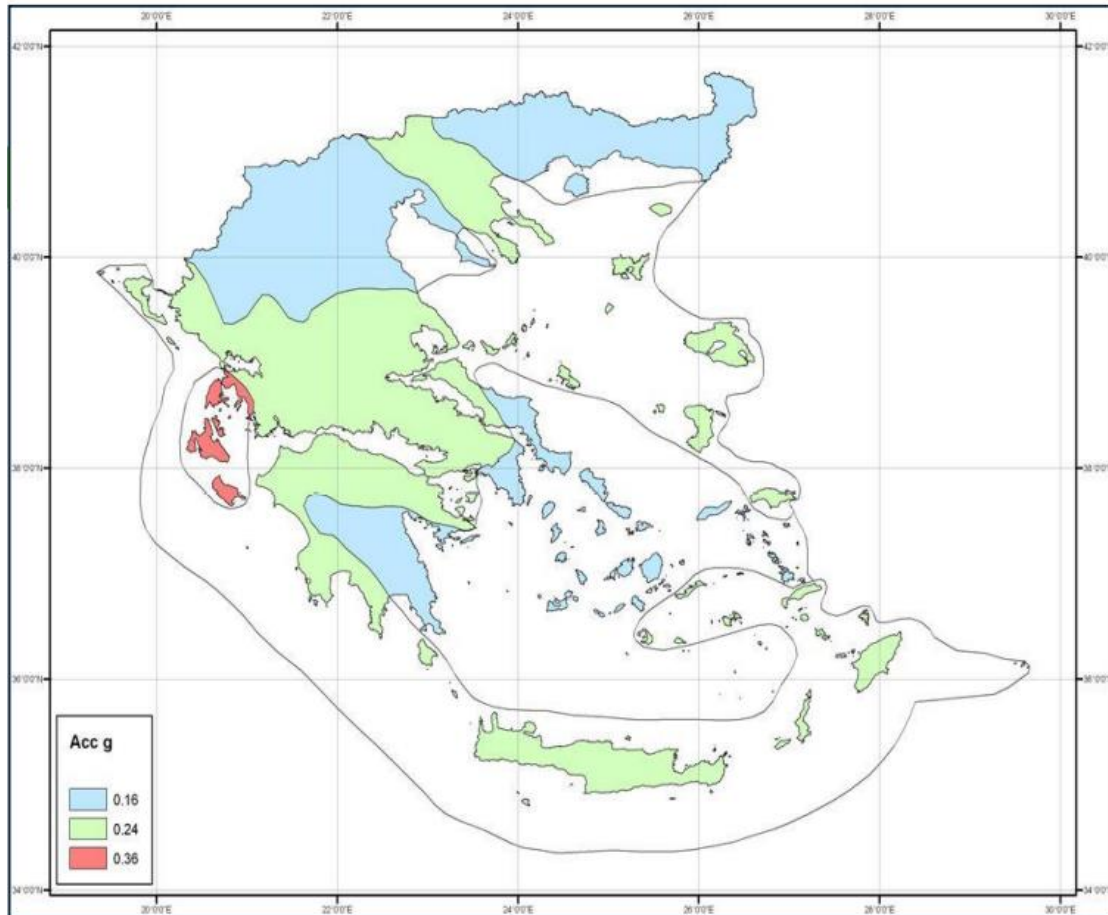
- Τα φορτία τοιχοποιίας λαμβάνονται ως γραμμικά κατανεμημένα φορτία στις περιμετρικές δοκούς (αν και αγνοήθηκε αρχικά η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στη δυσκαμψία της κατασκευής), ενώ τα υπόλοιπα φορτία (μόνιμα και κινητά) ως επιφανειακά ομοιόμορφα κατανεμημένα στις πλάκες. Στην συνέχεια, τα φορτία αυτά μοιράζονται αυτόματα στις δοκούς μέσω των δυσκαμψιών των στοιχείων.
- Η εισαγωγή τους στο λογισμικό γίνεται με τις εξής εντολές: Assign→Frame/Shell Loads→Distributed/Uniform, αφού επιλεγθούν τα στοιχεία (γραμμικά ή επιφανειακά) που πρέπει να εφαρμοστούν.



Εικόνα 3.14: Ορισμός φορτίσεων

### 3.6 Σεισμικά Φορτία

Η οριζόντια φόρτιση είναι η σεισμική δράση κατά τον Ευρωκώδικα 8. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος, και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σ' αυτό, κινείται γρήγορα, με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ηρεμίας. Η κατασκευή παραμορφώνεται και αναπτύσσονται εσωτερικές δυνάμεις επαναφοράς, που τείνουν να επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική θέση ισορροπίας. Επομένως, η έντασή του σεισμού καθορίζεται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με την εκάστοτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται η κατασκευή.



Εικόνα 3.15: Ισχών χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία ισοδύναμη γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού. Το υπό μελέτη κτήριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (Αθήνα), δηλαδή η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού είναι 0,16g. Επίσης εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II ( κτήριο συνήθους σπουδαιότητας). Επομένως το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 ορίζεται για τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

#### Παράμετροι σεισμικής δράσης

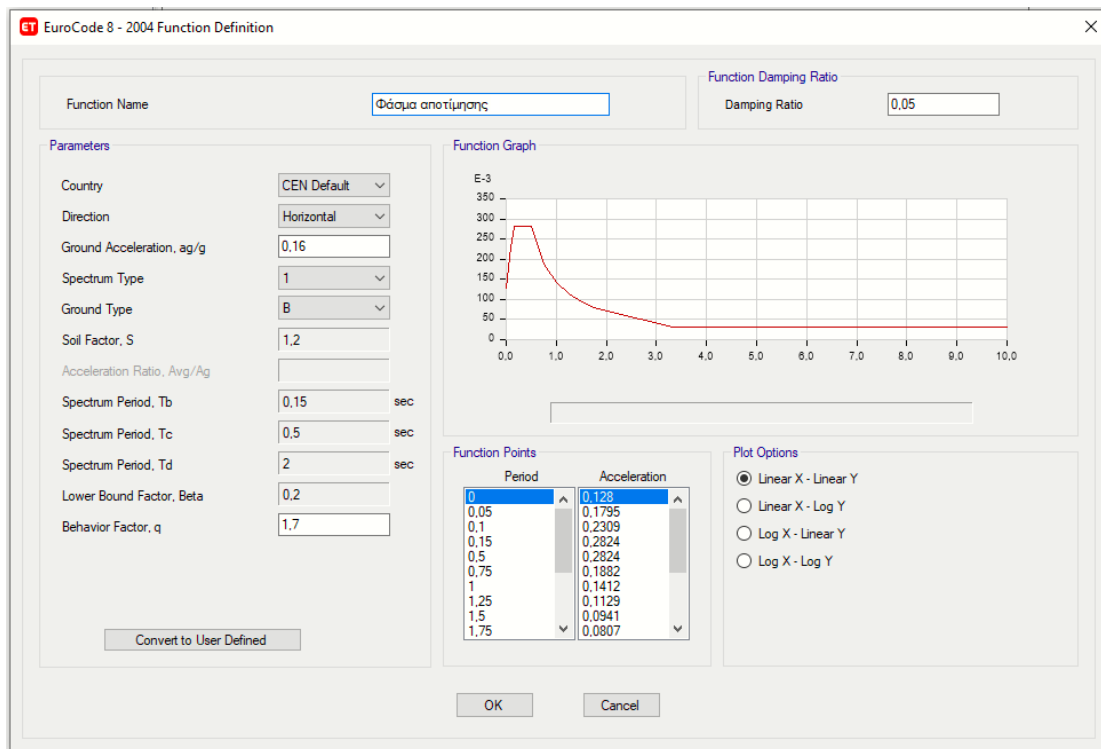
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Ζώνη 1
- Εδαφική επιτάχυνση  $\alpha_{gR} = 0,16g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας: Σ2 ( $\gamma_1 = 1,00$ )
- Κατηγορία εδάφους: B

Χαρακτηριστική περίοδοι φάσματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

- $T_B = 0,15 \text{ s}$
- $T_C = 0,50 \text{ s}$
- $T_D = 2,50 \text{ s}$
- $S = 1,2$

➤ Ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$

Εισάγοντας τις παραπάνω παραμέτρους στο ETABS, μέσω της εντολής Define→Functions→Response Spectrum→Add New Function, και για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1,7$  (θα αναλυθεί στο **Κεφάλαιο 5**). Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8, που θα χρησιμοποιηθεί για την αποτίμηση. Στην εικόνα 3.16 παρουσιάζονται οι παράμετροι που ορίστηκαν στο λογισμικό, καθώς και το προκύπτον φάσμα απόκρισης.



Εικόνα 3.16 : Ελαστικό φάσμα κατά EC-8

### Διευκρινήσεις

- Οι τιμές αυτές  $a_{gR}$  έχουν προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς  $T_R = 475$  χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνουν μία φορά κάθε 475 χρόνια. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή ακολουθούν την κατανομή Poisson, η περίοδος επανάληψης για 475 χρόνια σημαίνει ότι υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμός στα επόμενα 50

χρόνια (συνήθως διάρκεια ζωής των κατασκευών), ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από  $a_{gR}$ . Για αυτό και η  $a_{gR}$  ονομάζεται επιτάχυνση αναφοράς (Reference acceleration, εξ ου και ο δείκτης “R”).

- Η ακριβής γνώση της κατηγορίας του εδάφους, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, γίνεται με τη γεωτεχνική έρευνα, υπολογίζοντας κυρίως την μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 m του εδάφους ( $V_{s,30}$ ). Στην περίπτωση της εργασίας, χρησιμοποιήθηκε η κατηγορία από κάποια άλλη άδεια οικοδομή από την περιοχή αυτή.

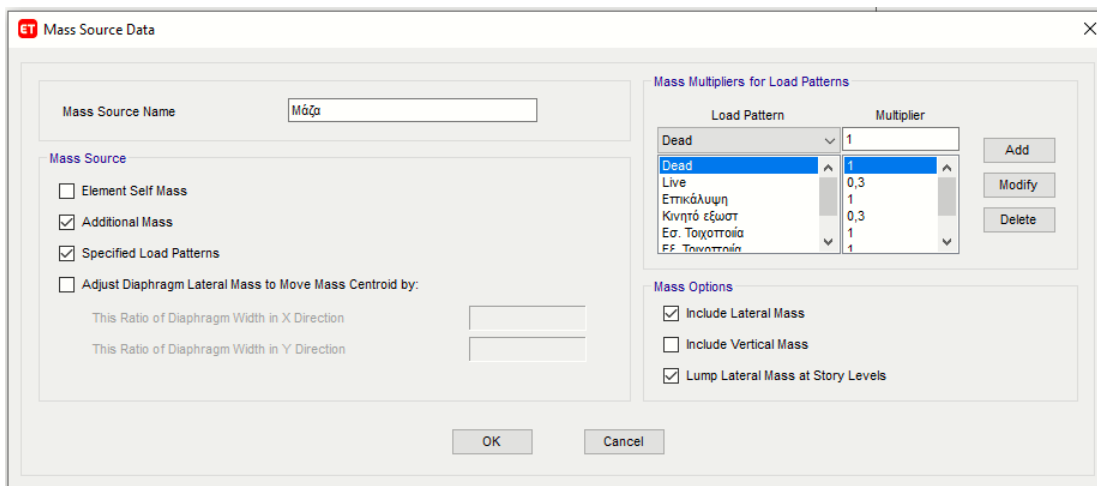
### 3.7 Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας

Η μάζα της κατασκευής που θεωρείται ότι συμμετέχει στην ταλάντωση, προκύπτει σύμφωνα με τον κανονισμό από τα κατακόρυφα φορτία και υπολογίζεται από το σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2Q$ . Στα μόνιμα φορτία  $G$  συμπεριλαμβάνονται και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, δηλαδή η επικάλυψη των δαπέδων και τα φορτία από τις τοιχοποιίες. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα ο συντελεστής  $\psi_2$  που θα πολλαπλασιαστούν τα μεταβλητά φορτία είναι 0,3 όπως φαίνεται από τους πίνακες.

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: αίθουσες συναθροίσεων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια	0,6	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.2: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  κατά το EN 1990

Το λογισμικό, μετατρέπει τα φορτία του συνδυασμού σε επικόμβιες μάζες και με αυτόν τον τρόπο το πρόγραμμα υλοποιεί τις αναλύσεις (για παράδειγμα με αυτόν τον τρόπο υπολογίζει τις ιδιομορφές του κτηρίου). Στο πρόγραμμα ορίζεται από την εντολή: Define → Mass source → Modify/Show Mass Source (Εικόνα 3.17).



Εικόνα3.17 : Ορισμός Μάζας Κατασκευής

### 3.8 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

Η παρούσα ενότητα είναι συνδεδεμένη με την με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) η οποία πραγματοποιήθηκε για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής και περιγράφεται λεπτομερέστερα στο **4<sup>ο</sup> κεφάλαιο**. Η στατική ανελαστική ανάλυση αφορά μια μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, υπό τη δράση οριζόντιων δυνάμεων στατικού τύπου για την προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης. Για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στο συγκεκριμένο πρόγραμμα θα πρέπει να υπάρχει η δυνατότητα προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς κάποιων συγκεκριμένων σημείων του κτηρίου, των σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (hinges).

Η πλαστική άρθρωση σε μια διατομή ενεργοποιείται μόνο όταν η ροπή από την ανάλυση ξεπεράσει την αντίστοιχη ροπή διαρροής. Σε κάθε άλλη περίπτωση, το συγκεκριμένο δομικό στοιχείο συμπεριφέρεται ελαστικά και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν τοποθετηθεί δε λαμβάνονται καθόλου υπόψη. Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται οι διατομές στην αρχή και στο τέλος των δομικών στοιχείων, καθώς πρόκειται για τα σημεία του φορέα όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά τη σεισμική φόρτιση.

Σχετικές οδηγίες για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της πλαστικής άρθρωσης μπορούν να βρεθούν στη διεθνή βιβλιογραφία, αλλά στην εργασία θα χρησιμοποιηθούν οι συστάσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο λόγος που επιλέχθηκαν οι διατάξεις αυτού του κανονισμού είναι διότι είναι πιο αναλυτικές και έχουν μια καλύτερη συσχέτιση με τις παλαιές ελληνικές κατασκευές.



### 3.8.1 Καθορισμός καμπύλης ικανότητας των μελών της κατασκευής

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, που συμβολίζονται με “F”, με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, που συμβολίζονται με “δ”. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ μπορούν να είναι μετατοπίσεις, παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές.

Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα C (ή 1/r) αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη V και η διατμητική παραμόρφωση γ αντίστοιχα.

Όπως είναι γνωστό, σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος (δοκούς, υποστύλωμα, συνήθη τοιχώματα) οι καμπτικές παραμορφώσεις είναι αυτές που οφείλονται στη σχετική στροφή γειτονικών διατομών (η καμπυλότητα είναι η σχετική στροφή δύο διατομών διαιρεμένη με την απόστασή τους) ενώ οι διατμητικές παραμορφώσεις οφείλονται στη σχετική μετάθεση γειτονικών διατομών χωρίς την σχετική στροφή τους. Επίσης είναι γνωστό οι αξονικές παραμορφώσεις παραλείπονται λόγω διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών.

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου.

Επομένως θα πρέπει για κάθε διατομή (δοκό και υποστύλωμα) θα οριστεί το διάγραμμα ροπών-στροφών (M-θ), πάνω στο οποίο θα σημειωθούν τα σημεία στα οποία αντιστοιχούν οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

### 3.8.2 Καθορισμός καμπύλης ικανότητας των μελών της κατασκευής

Επομένως, είναι απαραίτητο να διαμορφωθεί ο νόμος M-θ για κάθε δομικό στοιχείο και για αυτό απαιτείται ο υπολογισμός της στροφής διαρροής, της στροφής αστοχίας, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας έκαστης διατομής στοιχείου. Αυτή η ενότητα βασίζεται εκτενώς στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και δίνονται αναλυτικά όλες οι απαραίτητες σχέσεις για τον υπολογισμό των προαναφερθέντων παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής κάθε διατομής δοκού και υποστύλωματος ή τοιχώματος, οι οποίες με τη σειρά τους θα περαστούν σε κατάλληλο αρχείο Excel.

## 1) Βασικές παράμετροι για τους υπολογισμούς

Πριν διατυπωθούν οι εξισώσεις υπολογισμού των προαναφερθέντων παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής κάθε διατομής, θα γίνει μια ανακεφαλαίωση για τα βασικά χαρακτηριστικά που θα ληφθούν υπόψη στους υπολογισμούς

- Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά της διατομής
  - Ύψος υποστυλώματος/άνοιγμα δοκού: H
  - Πλάτος διατομής b
  - Ύψος διατομής h
  - Διάμετρος διαμήκους οπλισμού  $d_b$
  - Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων s
  - Διάμετρος συνδετήρα ανά απόσταση  $d_w / s$
  - Ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων z
  - Επικάλυψη c
  - Εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος  $A_c$
  - Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος  $f_c$
  - Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_c$
  - Μέση τιμή διαρροής χάλυβα  $f_y$
  - Μέση τιμή διαρροής χάλυβα του εγκάρσιου οπλισμού  $f_{yw}$
  - Μέτρο Ελαστικότητας χάλυβα  $E_s$
  - N: αξονικό φορτίο υποστυλώματος (θετικό σε θλίψη) στη διατομή υπολογισμού διαγράμματος M-θ.

Επίσης ορίζεται ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας  $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$

- Σημαντικά στοιχεία και παράμετροι

Αφού είναι γνωστά όλα τα παραπάνω πρέπει να υπολογιστούν οι τιμές των παρακάτω παραμέτρων:

- Στατικό ύψος d (Απόσταση κ.β. του εφελκόμενου οπλισμού από την περισσότερο θλιβόμενη ίνα) :  $d = h - c - \frac{d_w}{2}$
- Ύψος d' (απόσταση κ.β. θλιβόμενου οπλισμού από την ακραία θλιβόμενη ίνα) :  $d' = c + d_w + \frac{d_b}{2}$  και ορίζεται ο λόγος  $\delta' = \frac{d'}{d}$
- Ποσοστό συνολικού διαμήκους οπλισμού (εφελκόμενου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου)  $A_{s,tot} \cdot \rho_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b_w \cdot d}$
- Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού  $A_s \cdot \rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$
- Ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού  $A_s' \cdot \rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d}$

- Ποσοστό ενδιάμεσου οπλισμού  $A_v : \rho_v = \frac{A_v}{b_w \cdot d}$
- Ογκομετρικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού  $\omega_s = \rho \cdot \frac{f_y}{f_c}$
- Ογκομετρικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού  $\omega' = \rho' \cdot \frac{f_y}{f_c}$
- Ογκομετρικό ποσοστό ενδιάμεσου οπλισμού  $\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_y}{f_c}$
- Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης  $\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{b_w \cdot s}$
- Πλάτος και ύψος περισφιγμένου πυρήνα :
  - $b_0 = b - 2c - 2d_w - d_b$
  - $h_0 = h - 2c - 2d_w - d_b$
- Απόδοση περίσφιγξης :  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ 
  - $$\alpha_n = 1 - \sum_1^n \frac{b_1^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}$$
  - $$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'_w}{2 \cdot b_0^2}\right)^2$$
- Διατμητικό μήκος  $L_s$  (Η απόσταση του άκρου του στοιχείου από το σημείο μηδενισμού της ροπής):  $L_s = H/2$  για αμφίπακτο υποστύλωμα και  $L_s = H$  για πρόβολο.
- Λόγος διάτμησης :  $\alpha_s = \frac{L_s}{h}$
- Η ανηγμένη αξονική δύναμη ως προς τις διαστάσεις της διατομής:
  - $$v = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (b \cdot h = \text{πλάτος θλιβόμενης ζώνης})$$

## 2) Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής

Αρχικά, για τον προσδιορισμό της στροφής διαρροής,  $\theta_y$ , απαιτείται ο υπολογισμός της αντίστοιχης καμπυλότητας διαρροής  $(1/r)_y$ , η οποία για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος υπολογίζεται ανάλογα με ποιο υλικό διαρρέει πρώτο (σκυρόδεμα ή εφελκόμενος οπλισμός). Επομένως, υπολογίζεται η αντίστοιχη καμπυλότητα διαρροής του κάθε υλικού και στο τέλος λαμβάνεται η μικρότερη τιμή από τις δυο.

- Καμπυλότητα διαρροής λόγω διαρροής εφελκόμενου οπλισμού

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε η καμπυλότητα δίνεται από την σχέση :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d'} \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.1})$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή,  $\xi_y$ , ανηγμένο στο στατικό ύψος  $d$ , είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{1/2} - \alpha \cdot A \quad \text{όπου: } \alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A = \rho + \rho_s + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.3 \& Α.4})$$

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

- Καμπυλότητα διαρροής λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1,8 \cdot f_y}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.2})$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή,  $\xi_y$ , ανηγμένο στο στατικό ύψος  $d$ , είναι:

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

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{1/2} - \alpha \cdot A \quad \text{όπου:}$$

$$A = \rho + \rho_s + \rho_v - \frac{N}{1,8 \cdot a \cdot b \cdot d \cdot f_c} \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.3 \& Α.5})$$

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

### 3) Υπολογισμός ροπή διαρροής $M_y$

Για μέλη οπλισμένου σκυροδέματος το μέγεθος έντασης που επιλέγεται συνήθως είναι η ροπή και με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή  $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ , υπολογίζεται η ροπή  $M_y$ :

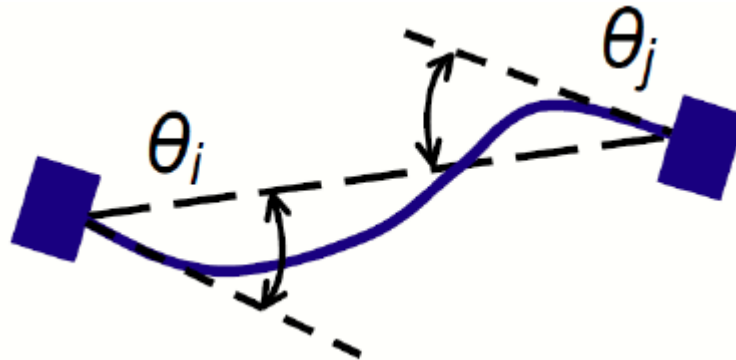
$$\frac{M_y}{b \cdot d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left( 0,5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \cdot \rho' + \frac{\rho_v}{6} \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2}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

(ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.6)

### 4) Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής $\theta_y$ για υποστυλώματα/δοκάρια:

Στον κανονισμό επεμβάσεων, ως παραμόρφωση στη θεωρητική καμπύλη συμπεριφοράς των μελών χρησιμοποιείται η τιμή της γωνίας στροφής χορδής, δηλαδή της γωνίας

μεταξύ της χορδής που συνδέει τα δύο άκρα με την εφαπτομένη στην υπόψη θέση του μέλους στην παραμορφωμένη κατάσταση.



Εικόνα 3.18: :Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής

Ο υπολογισμός της τιμής της γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή της κρίσιμης περιοχής ενός μέλους μπορεί να προσδιορίζεται με χρήση των ακόλουθων εκφράσεων (Σ.2Α της παραγράφου 7.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

- Για δοκούς ή υποστρώματα (§7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.2):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα (§7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.3) :

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0.0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

### Διευκρίνιση

- Ο συντελεστής  $\alpha_v$  ισούται με 1 όταν η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου (διατμητική ρηγμάτωση),  $V_{R1}$ , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή,  $V_{Mu} = M_y/L_s$ , και με 0 αν είναι μεγαλύτερη ( $V_{R1} > V_{Mu}$ ). Η τέμνουσα  $V_{R1}$ , υπολογίζεται κατά Ευρωκώδικα (§6.2.2) από τις σχέσεις 2.1α και 2.1β που αναλύθηκαν στο δεύτερο κεφάλαιο.
- Στις εξισώσεις Σ.2 και Σ.3, ο 1<sup>ος</sup> όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2<sup>ος</sup> όρος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο 3<sup>ος</sup> όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

### 5) Υπολογισμός γωνίας στροφής αστοχίας $\theta_u$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.4.1), η διαθέσιμη οριακή γωνία στροφής χορδής  $\theta_u$  στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη, υπέρ της

ασφαλείας, όλες τις υπεισερχόμενες πηγές αβεβαιότητας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές προτείνει την εξής σχέση:

Για τη γωνία στροφής αστοχίας  $\theta_u$  και τη διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής  $\theta_{u,pl}$  ορίζονται οι παρακάτω σχέσεις ( Σχέση Σ.11.α και Σ.11.β της παραγράφου 7.2.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

$$\theta_u = 0.016 \cdot 0,3^v \cdot \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \right] \cdot (a_s)^{0.35} \cdot (25)^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1,25)^{100 \rho_d}$$

Για τη μέση τιμή του πλάστιμου τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου:

$$\theta_{u,pl} = 0.0145 \cdot 0,3^v \cdot \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \right] \cdot (f_c)^{0.2} \cdot (25)^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1,275)^{100 \rho_d}$$

### Διευκρινίσεις

- Ο διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος , ενώ με  $\rho_d$  συμβολίζεται το γεωμετρικό ποσοστό τυχόντος δισδιαγώνιου οπλισμού
- Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση την προηγούμενη σχέση χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2. Επίσης σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία,  $\theta_{um}$ , υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει από την προηγούμενη σχέση.

### **6) Αντίσταση έναντι τέμνουσας**

Σύμφωνα με το παράρτημα, 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 της 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 απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής  $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$ , ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή  $\theta_y$  (υποκεφάλαια ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2.1.1,2.1.2).

Γενικά, όταν ένα στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη ένταση, η αντοχή του έναντι τέμνουσας εξασθενεί ανάλογα με την πλαστιμότητα που αναπτύσσεται στη διατομή εξαιτίας πολλών παραγόντων όπως η ασθενέστερη εμπλοκή των αδρανών, η διεύρυνση των ρωγμών κ.α. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να οδηγήσει ένα μέλος που έχει εισέλθει στην ανελαστική περιοχή απόκρισης σε αστοχία έναντι τέμνουσας νωρίτερα από την αστοχία σε κάμψη με βάση την οποία μπορεί να έχουμε σχεδιάσει καθιστώντας τον έλεγχο του αναγκαίο. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει την παρακάτω εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό της εξασθενημένης αντοχής σε τέμνουσα συναρτήσει της αναμενόμενης πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής.

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, μειώνεται με την τιμή του  $\mu_{\theta}^{pl}$  ως εξής(μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

(ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Γ ΚΑΝΕΠΕ, Γ.1)

#### Διευκρινίσεις :

- $\xi_y d$ : Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, το οποίο υπολογίζεται από τις Εξ. (Α.3)-(Α.5) στη διαρροή της διατομής.
- $V_w$ : Είναι η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού στην διατμητική αντοχή
- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} (\rho_w: \text{το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού } \rho_{sh})$$

- Για κυκλικές διατομές

$$V_w = \frac{\pi \cdot A_{sw}}{2s} \cdot f_{yw} \cdot (D - 2c)$$

( $A_{sw}$  : το εμβαδόν της διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα)

- 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):

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

(ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Γ ΚΑΝΕΠΕ, Γ.5)

$$(\tan \delta = h/2L_s = 0.5/\alpha_s)$$

ω

## 7) Απομένουσα αντοχή

Μετά την γωνία στροφής κατά την αστοχία  $\theta_u$  η διατομή έχει μια απομένουσα αντοχή. Αυτή είναι δύσκολο να εκτιμηθεί το μέτρο της και η παραμόρφωση μέχρι την τελική-ολική κατάρρευση. Κάνουμε την παραδοχή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ( Παράγραφος 7.1.2.5.) και την θεωρούμε ίση με το 25% της  $M_y$  για παραμορφώσεις έως και  $1,5\theta_u$ . Πέραν του σημείου αυτού το στοιχείο δεν έχει πλέον καμία φέρουσα ικανότητα.

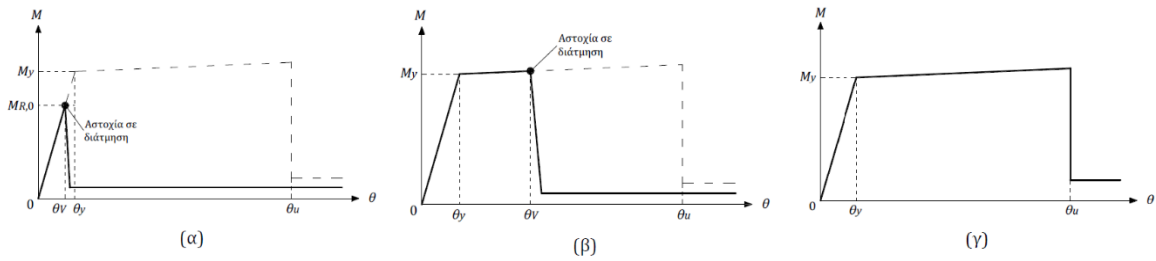
Με άλλα λόγια , μετά την παραμόρφωση αστοχίας, μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση, αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή που ονομάζεται απομένουσα αντίσταση  $M_{res}$  μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης ενδιαφέρει μόνον για λόγους προσομοίωσης της ανελαστικής απόκρισης πλάστιμων στοιχείων, δηλαδή για την στάθμη επιτελεστικότητας  $\Gamma$ , «Οιονεί-κατάρρευση» και μόνον για πλάστιμα στοιχεία. Αυτό θα αναλυθεί εκτενέστερα στην ενότητα 3.8.3 .

## 8) Καθορισμό του τελικού διαγράμματος $M - \theta$

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος  $M - \theta$  μετατρέπουμε το διάγραμμα  $V_R - \theta$  του σε διάγραμμα  $M_R - \theta$ , όπου  $M_R$  είναι η ροπή της διατομής που αντιστοιχεί στη  $V_R$ , δηλαδή:  $M_R = V_R/L_V$  ( όπου  $L_V = M/V$  είναι το διατμητικό μήκος). Στη συνέχεια, τοποθετούμε το διάγραμμα  $M_R - \theta$  πάνω στο διάγραμμα  $M - \theta$  της διατομής που περιγράφει τη συμπεριφορά σε κάμψη και διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις:

- 1) Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει πριν τη διαρροή της διατομής σε κάμψη (Εικόνα 3.19 (α)). Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής  $\theta = \theta_v$ . Για μεγαλύτερες γωνίες στροφής, η αντοχή πέφτει απότομα, επειδή η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή.
- 2) Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη (Εικόνα 3.19 (β)). Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής  $\theta = \theta_v$  όπου  $\theta_y < \theta_v < \theta_u$ . Για γωνίες στροφής μεγαλύτερες της  $\theta_v$ , η αντοχή πάλι πέφτει απότομα.
- 3) Το διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε διάτμηση βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε κάμψη (Εικόνα 3.19(γ)). Σε αυτή την περίπτωση η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει ίδιο με αυτό της αντοχής σε κάμψη.





Εικόνα 3.19 : Διαγράμματα  $M - \theta$  για τις αντίστοιχες τρεις περιπτώσεις

### 3.8.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, στόχος της ανάλυσης είναι η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Στη συνέχεια πάνω σε αυτήν την καμπύλη θα γίνει ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας. Ως στάθμη επιτελεστικότητας, ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας.

Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να ελεγχθεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (performance point) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ)

#### 1) Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

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 κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Οι στάθμες επιτελεστικότητας (στόχοι) ορίζονται ως εξής:

- **A: Άμεση χρήση μετά το σεισμό AX - Περιορισμός βλαβών (Damage Limitation) DL**

Στο φέροντα οργανισμό (στάθμη A) αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες δεν είναι αρκετά σοβαρές, ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες.

- **B: Προστασία ζωής ΠΖ - Σημαντικές βλάβες (Significant-Damage) SD**

Στο φέροντα οργανισμό (στάθμη B) αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων.

- **Γ. Οιονεί κατάρρευση OK- Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse) NC**

Σε αυτή την κατάσταση ο φορέας (στάθμη Γ), ο σεισμός σχεδιασμού αναμένεται να προκαλέσει εκτεταμένες, σοβαρές (μη επισκευάσιμες) βλάβες στον φέροντα οργανισμό. Ο φορέας καταλήγει να διαθέτει χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Δεν υπάρχει όμως περιθώριο ασφαλείας έναντι (ολική ή μερική) κατάρρευση και ο φορέας πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

## 2) Καθορισμός στόγων σεισμικής ικανότητας

Κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης, η οποία καθορίζεται από την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης (η οποία αυξάνει ανάλογα και την εδαφική επιτάχυνση  $a_g$ ). Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

Στην παρούσα εργασία, θα ορισθούν οι στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. στον οποίο, για ένα δόμημα με συμβατικό χρόνο ζωής τα 50 έτη, λαμβάνονται υπόψη δύο κατηγορίες σεισμού (ανάλογα την περίοδο επαναφοράς):

- Πιθανότητα υπέρβασης 50% στη ζωή του κτηρίου – «σεισμός λειτουργικότητας» για έναν σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης  $P=10\%$  και με περίοδο επαναφοράς  $T=475$  έτη.
- Πιθανότητα υπέρβασης 10% στη ζωή του κτηρίου – «σεισμός σχεδιασμού» για έναν σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης  $P=50\%$  και με περίοδο επαναφοράς  $T=70$  έτη.

Οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθορίζουν την απαίτηση σεισμικής ικανότητας, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου, (όπως αυτή περιγράφεται στο Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ως ένας συνδυασμός μιας δεδομένης σεισμικής δράσης και μίας στάθμης επιτελεστικότητας. Οι σχετικές οδηγίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αφορούν στον φέροντα οργανισμό και αναλύονται στον ακόλουθο Πίνακα (Πίνακας 2.1 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής ενοίκων	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 3.3: Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Το κτήριο που μελετάται είναι ένα συνηθισμένο κτήριο κατοικιών. Επομένως σύμφωνα με τον Πίνακα του Παραρτήματος 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. το κτήριο είναι κατηγορίας σπουδαιότητας II. Συνεπώς ο στόχος αποτίμησης ορίζεται σε στάθμη Επιτελεστικότητας Γ.

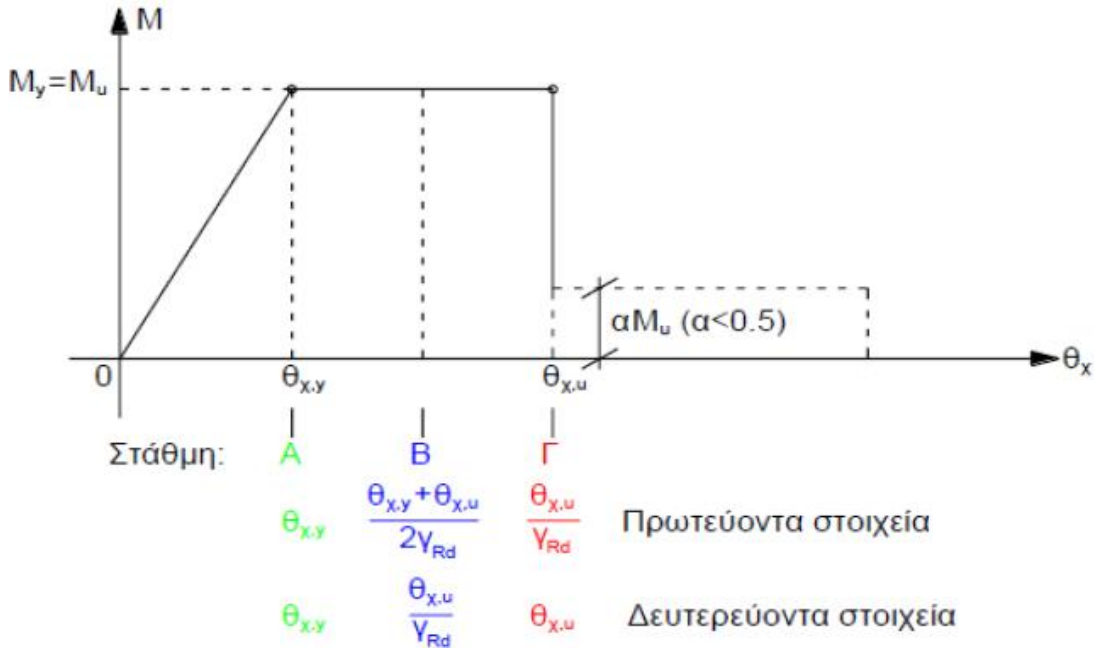
### 3) Έλεγχος Ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην συνέχεια ορίζονται τα σημεία που αντιπροσωπεύουν τις στάθμες επιτελεστικότητας των μελών, πάνω στην καμπύλη ικανότητας, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αυτές είναι:

- AX (Άμεση Χρήση) ορίζεται να είναι στο σημείο διαρροής της διατομής ( $\theta_y, M_y$ ), όπου  $\theta_{pl}=0$
- ΠΖ (Προστασία Ζωής) ορίζεται στο σημείο ( $0.5(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{rd}, M_y$ ) με  $\theta_{pl}=0.5(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{rd} - \theta_y$
- ΟΚ (Οιονεί κατάρρευση) ορίζεται στο σημείο ( $\theta_u/\gamma_{rd}, M_y$ ) με  $\theta_{pl}= \theta_u/\gamma_{rd} - \theta_y$

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπεισέρχεται ο συντελεστής  $\gamma_{Rd}=1.80$

Στην εικόνα 3.20 φαίνεται η διαγραμματική μορφή του ελέγχου ασφαλείας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τα πρωτεύοντα και τα δευτερεύοντα στοιχεία.



Εικόνα 3.20 : Διαγραμματική μορφή του ελέγχου ασφαλείας

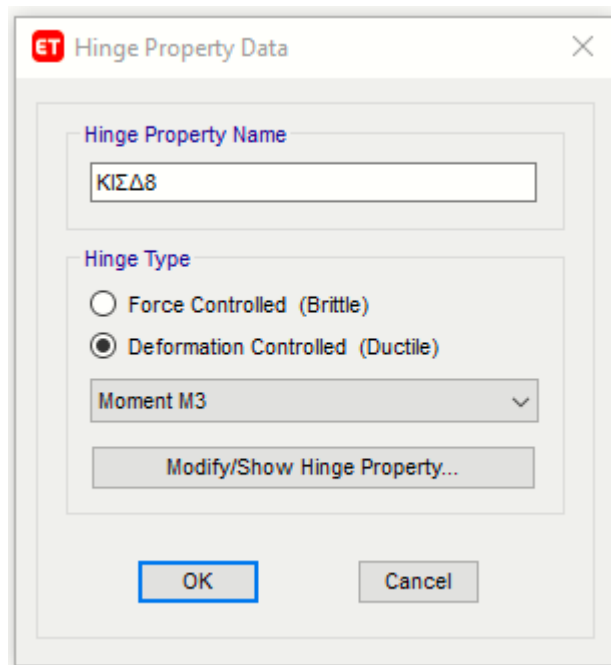
### 3.8.4 Εισαγωγή Καμπύλων στο λογισμικό

Αφού υπολογίστηκαν τα απαραίτητα στοιχεία για κάθε διατομή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. εισάγονται στο λογισμικό. Προκειμένου να εισαχθούν στο λογισμικό οι πλαστικές αρθρώσεις, ορίστηκε σε κάθε διατομή, όπου αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση, ο νόμος που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά της. Ορίστηκε, δηλαδή για τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων το διάγραμμα ροπών-στροφών (M-θ) πάνω στο οποίο σημειώθηκαν και τα σημεία στα οποία αντιστοιχούν οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων θεωρούνται η αρχή και το τέλος κάθε δομικού στοιχείου, αφού εκεί αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή του.

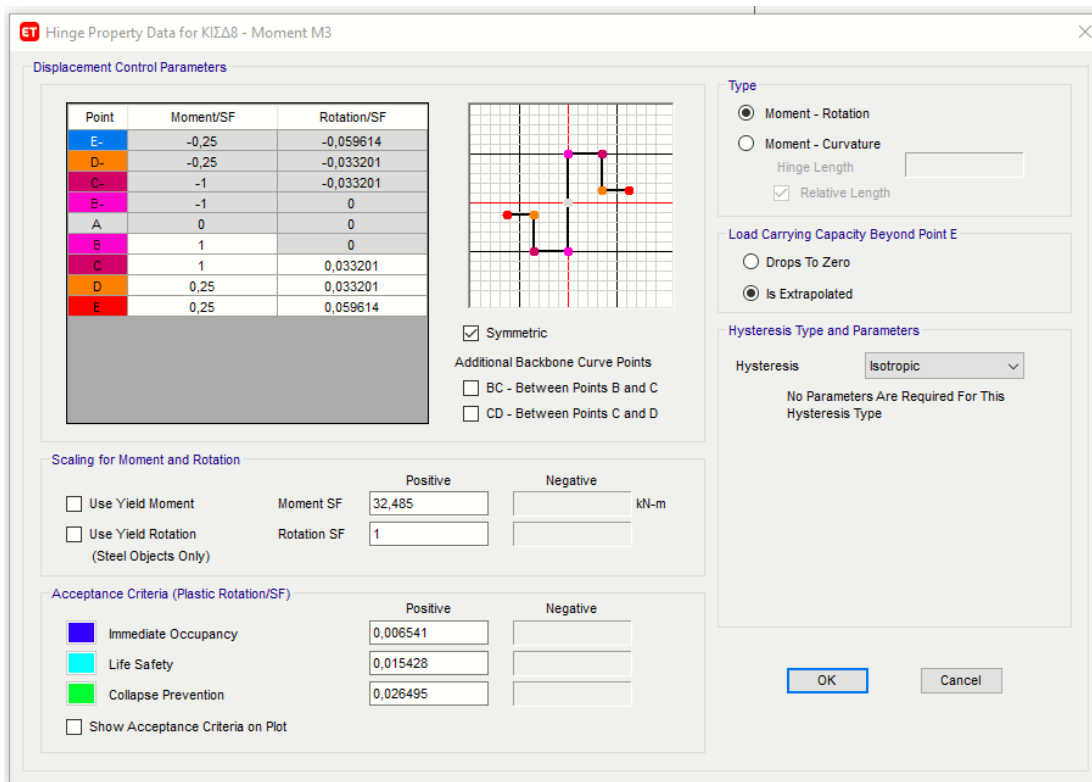
Πρέπει να διευκρινιστεί επίσης ότι στο ETABS, το αντίστοιχο κατάλληλο μέγεθος «θ» που χρησιμοποιείται είναι η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης, η οποία ορίζεται ως η διαφορά των καμπυλοτήτων της ακραίας διατομής στην αστοχία και στη διαρροή. Με άλλα λόγια εισάγεται μόνο το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής του σημείου αυτού, που σημαίνει ότι εισάγεται μόνο το αντίστοιχο τμήμα το διαγράμματος ικανότητας της διατομής. Άρα κάθε σημείο και στάθμη του διαγράμματος ικανότητας που υπολογίστηκε αντιστοιχεί στην τιμή του μείον την γωνία στροφής διαρροής θ<sub>γ</sub>.

- Πλαστικές αρθρώσεις δοκών

Στις δοκούς κρίσιμη θεωρείται η αστοχία λόγω κάμψης περί τον κύριο τοπικό άξονα (τοπικός άξονας 3). Συνεπώς επιλέγεται στο πρόγραμμα να χρησιμοποιηθούν πλαστικές αρθρώσεις τύπου M3. Ο ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στο ETABS έγινε μέσω της εντολής: Define → Section Properties → Frame/Wall Nonlinear Hinges → Add New Property και επιλέγεται η πλαστική άρθρωση τύπου M3. Στην συνέχεια εισάγεται η ροπή διαρροής  $M_y$  της δοκού, απομένουσα ροπή αντοχής καθώς και οι γωνία στροφής χορδής κατά την διαρροή και αστοχία, όπως ορίστηκε προηγουμένως σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επίσης, επιλέγεται το *Deformation controlled (ductile)* γιατί μελετάμε τις παραμορφώσεις. Παρακάτω φαίνεται η εισαγωγή της καμπύλης μιας δοκού πλαισίου ( Εικόνα 3.21-3.22) .



Εικόνα 3.21 : Ορισμός πλαστικής άρθρωσης δοκού

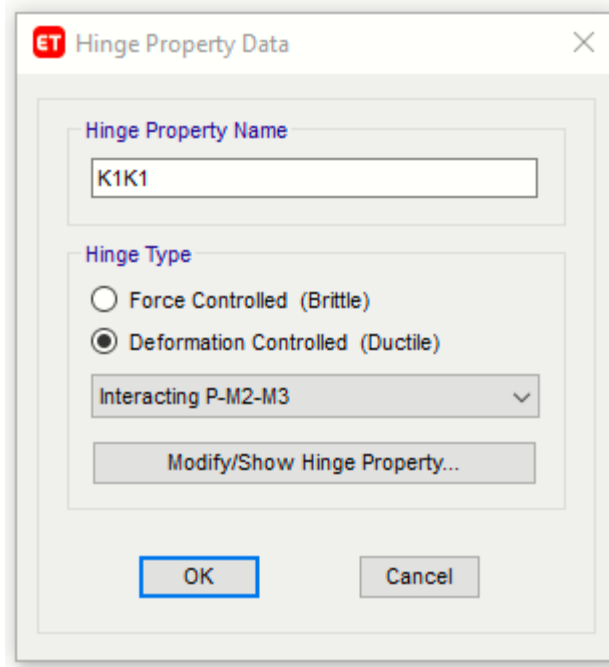


Εικόνα 3.22 : Εισαγωγή δεδομένων για πλαστική άρθρωση δοκού

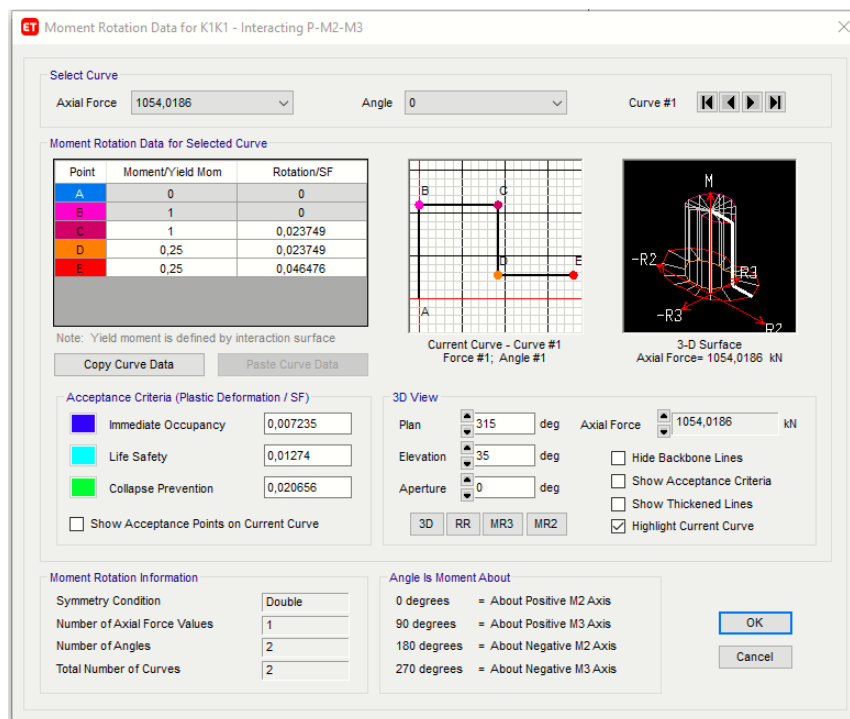
- Πλαστικές αρθρώσεις υποστρωμάτων

Στα υποστρώματα ακολουθείται η αντίστοιχη διαδικασία με αυτή που ακολουθείται στις δοκούς, με τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων όμως να γίνεται σύμφωνα με την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης. Συνεπώς επιλέγεται στο πρόγραμμα να χρησιμοποιηθούν πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M2-M3 . Όπως και στις δοκούς, επιλέγεται το *Deformation controlled (ductile)* γιατί μελετάμε τις παραμορφώσεις.

Οι γωνίες στροφής χορδής κατά τη διαρροή και κατά την αστοχία ορίζονται όπως πριν, ενώ επιπλέον χρειάζεται να προσδιοριστεί και η επιφάνεια αλληλεπίδρασης των μεγεθών. Τέλος, η εισαγωγή των γωνιών πλαστικής στροφής καθώς και οι στάθμες επιτελεστικότητας των διατομών γίνεται με την εντολή: Modify→ Show Moment Rotation Curve Data. Παρακάτω φαίνεται η εισαγωγή της καμπύλης ενός υποστρώματος πλαισίου (Εικόνα 3.23-3.24) .

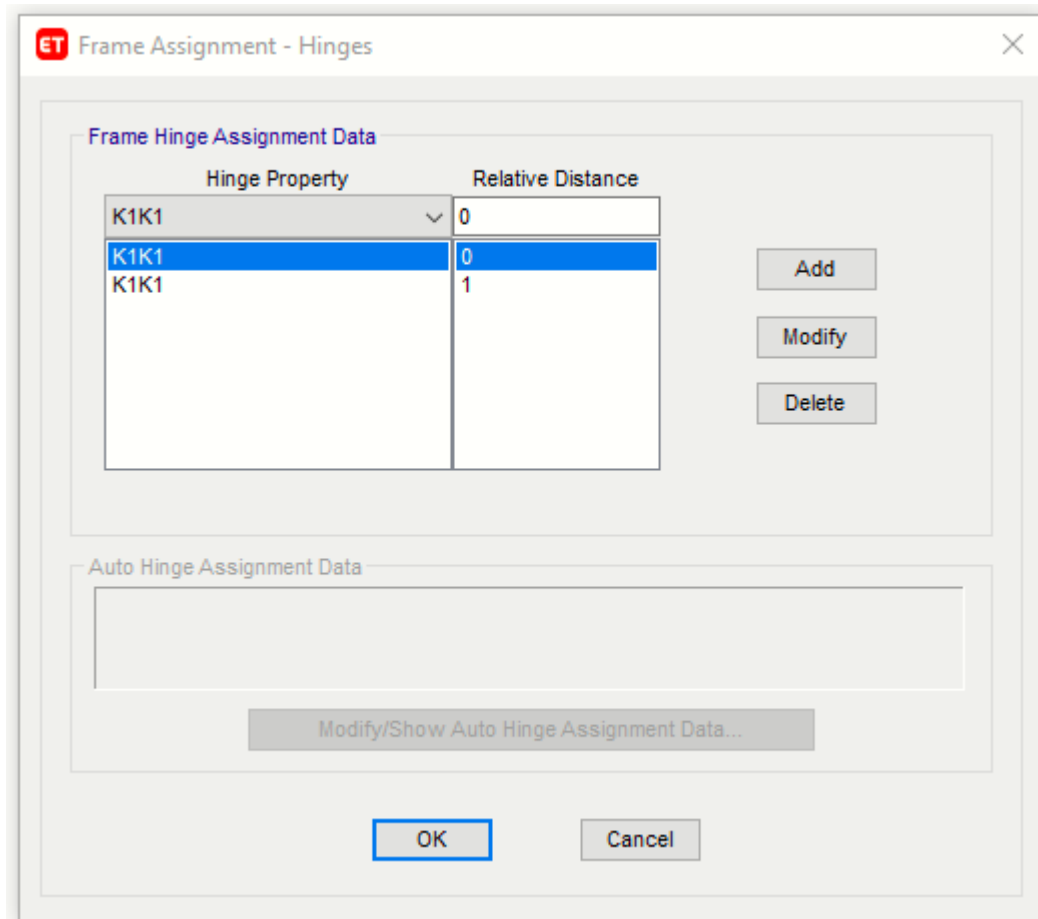


Εικόνα 3.23 : Ορισμός πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος



Εικόνα 3.24 : Εισαγωγή δεδομένων για πλαστική άρθρωση υποστυλώματος

Στη συνέχεια, για να δοθεί η εκάστοτε πλαστική άρθρωση στα δύο άκρα κάποιου δοκαριού, χρησιμοποιήθηκε η εντολή: Assign → Frame → Hinges, αφού πρώτα επιλέχθηκε το αντίστοιχο στοιχείο. Στο πεδίο που εμφανίζεται, επιλέγεται η εντολή Add, για τον ορισμό των ιδιοτήτων της πλαστικής άρθρωσης στο άκρο i και στο άκρο j του μέλους. Στην επιλογή Relative Distance ορίζονται 0 ή 1 αντίστοιχα (τα δύο άκρα).



Εικόνα 3.25 : Ορισμός θέσης πλαστικής άρθρωσης

Πρέπει να διευκρινιστεί ότι στις παραμέτρους όλων των στοιχείων που εμφανίζονται, επιλέγεται η επέκταση της παραμένουσας αντοχής στην πλαστική άρθρωση μετά το σημείο E (Εικόνα 3.22 και 3.24) , από το πεδίο Load Carrying Capacity Beyond PointE: Is Extrapolated. Αυτό γίνεται προκειμένου να αποφευχθούν θέματα ευστάθειας κατά την ανάλυση.

Με την εισαγωγή όλων των παραπάνω στοιχείων, έχει αποτυπωθεί πλήρως η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων όπως προβλέπεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και μπορούμε να προχωρήσουμε στις αναλύσεις.



## 4 Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς

### 4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο, μελετάται η συμπεριφορά της κατασκευής με τη μέθοδο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover), προκειμένου να εξεταστεί η ανελαστική απόκρισή της. Αποτέλεσμα της συγκεκριμένης ανάλυσης, είναι ο σχηματισμός του διαγράμματος τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής. Μέσω αυτού, ελέγχεται η επάρκεια του κτηρίου με βάση τη στοχευόμενη μετακίνηση, για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και καθορίζεται το κατά πόσο η κατασκευή χρήζει ή όχι ενίσχυσης. Πριν ξεκινήσει η σεισμική αποτίμηση της κατασκευής γίνεται μια ιδιομορφική ανάλυση για να προσδιοριστούν οι ιδιομορφές του κτηρίου και να σχηματιστεί μια εικόνα για τη συμπεριφορά. Από την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής έχουμε μια πρώτη εικόνα για το μοντέλο μας και ελέγχουμε αν οι ιδιομορφές της κατασκευής είναι οι αναμενόμενες.

### 4.2 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής

Η ιδιομορφική ανάλυση έγινε προκειμένου να υπολογιστούν οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές, τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών σε κάθε ιδιομορφή και κυρίως η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής (στροφική ή μεταφορική).

Οι ιδιομορφές είναι χαρακτηριστικές μορφές ταλάντωσης στις οποίες αποκρίνεται η κατασκευή εάν διεγερθεί με συχνότητα ίση με μια από τις συχνότητες τους (ιδιοσυχνότητες). Μια σημαντική ιδιότητά τους είναι ότι η κίνηση μιας κατασκευής ανά πάσα στιγμή μπορεί να περιγραφεί ως άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεών της.

Οι παράμετροι της ιδιομορφικής ανάλυσης ορίζονται στο ETABS από την εντολή, Define → Modal Cases → Modify/Show Case. Στη συνέχεια εκτελούμε την Ιδιομορφική Ανάλυση και εκτιμούμε αν τα αποτελέσματα είναι τα αναμενόμενα .

Στον πίνακα 4.1 φαίνονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, δηλαδή οι ιδιομορφές μαζί με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους τους και τα ποσοστά συμμετοχής. Παρατηρούμε ότι οι τρεις πρώτες ιδιομορφές έχουν ως κύρια μεγέθη την μετακίνηση κατά X, την μετακίνηση κατά Y και την στροφή αντίστοιχα.

Φαίνεται ότι κατά τη διεύθυνση X δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 1<sup>η</sup> με ποσοστό συμμετοχής στη συνολική μάζα 56%, κατά τη διεύθυνση Y είναι η 2<sup>η</sup> με ποσοστό συμμετοχής στη συνολική μάζα 57% . Η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι αυτή που είναι υπεύθυνη για τη στροφική κίνηση της κατασκευής περί τον Z άξονα, με ποσοστό συμμετοχής 62%.

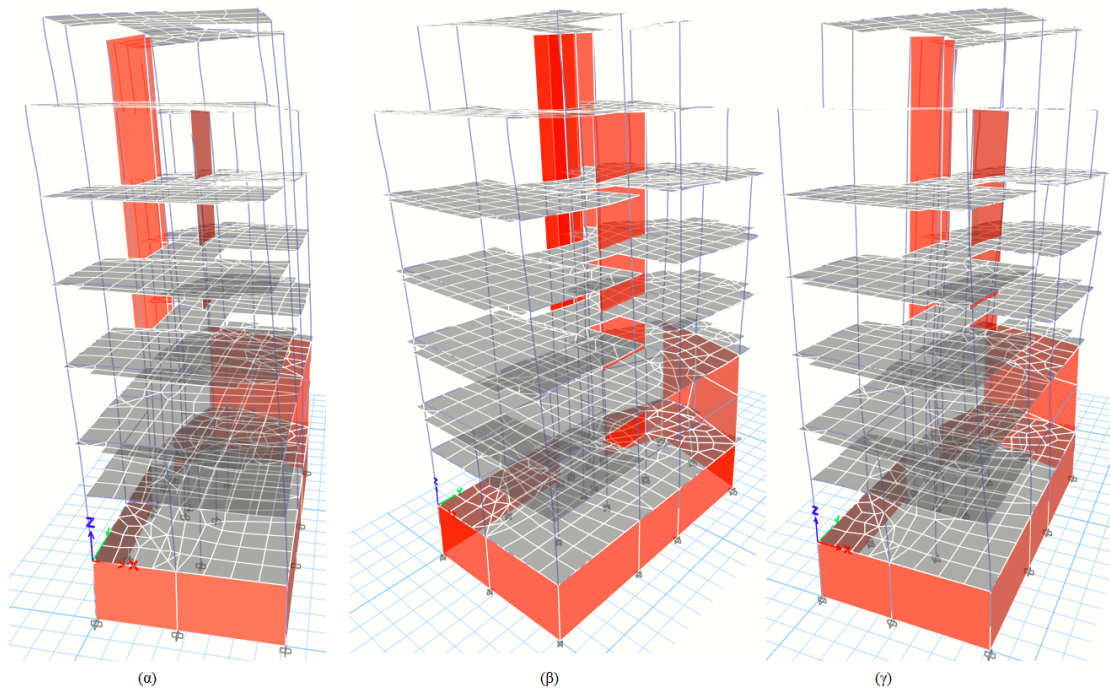
Επίσης παρατηρούμε ότι, απαιτούνται 23 ιδιομορφές κατά X και 24 κατά Y, για να ενεργοποιηθεί ποσοστό μάζας μεγαλύτερο του 90% σε κάθε διεύθυνση αντίστοιχα.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	sec						
1	0,9200	0,5583	0,0069	0,5583	0,0069	0,0425	0,0425
2	0,6050	0,0081	0,5692	0,5664	0,5760	0,0207	0,0633
3	0,4920	0,0047	0,0263	0,5710	0,6024	0,5547	0,6179
4	0,3650	0,0016	0,0001	0,5726	0,6025	0,0010	0,6189
5	0,1970	0,1511	0,0001	0,7237	0,6026	0,0002	0,6192
6	0,1500	0,0038	0,0018	0,7276	0,6044	0,0162	0,6354
7	0,1400	0,0000	0,0313	0,7276	0,6358	0,0007	0,6361
8	0,1300	0,0153	0,0106	0,7428	0,6463	0,0241	0,6602
9	0,1170	0,0141	0,0026	0,7569	0,6490	0,0261	0,6863
10	0,1080	0,0278	0,0010	0,7847	0,6499	0,0023	0,6886
11	0,0960	0,0009	0,0015	0,7856	0,6514	0,0054	0,6940
12	0,0880	0,0049	0,0001	0,7905	0,6515	0,0034	0,6975
13	0,0850	0,0035	0,0001	0,7940	0,6515	0,0000	0,6975
14	0,0690	0,0021	0,0152	0,7962	0,6667	0,0012	0,6987
15	0,0670	0,0081	0,0567	0,8043	0,7234	0,0218	0,7205
16	0,0660	0,0108	0,0299	0,8151	0,7533	0,0003	0,7208
17	0,0600	0,0042	0,0136	0,8193	0,7669	0,0669	0,7877
18	0,0540	0,0010	0,0440	0,8203	0,8109	0,0001	0,7878
19	0,0500	0,0679	0,0106	0,8882	0,8215	0,0664	0,8541
20	0,0380	0,0010	0,0002	0,8891	0,8216	0,0009	0,8550
21	0,0310	0,0004	0,0126	0,8896	0,8342	0,0019	0,8569
22	0,0280	0,0097	0,0059	0,8992	0,8401	0,0064	0,8634
23	0,0250	0,1005	0,0001	0,9997	0,8402	0,0031	0,8665
24	0,0180	0,0001	0,1150	0,9998	0,9553	0,0158	0,8823
25	0,0170	0,0001	0,0127	0,9999	0,9680	0,1138	0,9961

Πίνακας 4.1 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Η κατασκευή φαίνεται να διαθέτει μεγαλύτερη δυσκαμψία κατά το Y άξονα σε σχέση με τον X. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούμε ότι στην διεύθυνση X το κτήριο έχει μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο, άρα είναι πιο εύκαμπτο σε αυτήν την διεύθυνση και περιμένουμε να εμφανιστούν σε αυτήν μεγαλύτερες μετακινήσεις και να είναι η «κρίσιμη» διεύθυνση για οποιοδήποτε μελλοντικό ανασχεδιασμό-ενίσχυση.

Τέλος, στις εικόνες 4.1 (α),(β) και (γ), παρουσιάζεται ενδεικτικά η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα, βάσει των τριών πρώτων ιδιομορφών



Εικόνα 4.2 : Δεσπόζουσες ιδιομορφές α) κατά X, β) κατά Y, και γ) στροφής θ

### 4.3 Ανάλυση με κατακόρυφα φορτία

Η επιβολή των φορτίων για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης pushover, περιλαμβάνει δύο φάσεις. Αρχικά, πραγματοποιείται στατική ανελαστική ανάλυση για την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες.

Επομένως, είναι αναγκαίο να γίνει ο έλεγχος του κτηρίου έναντι αυτών των κατακόρυφων φορτίων, καθώς αυτή η φόρτιση θα οριστεί σαν αρχική συνθήκη για τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις.

Έτσι, σύμφωνα με τον κανονισμό φόρτισης (EK-1) ορίζουμε σαν αρχική συνθήκη, την κατακόρυφη μη γραμμική φόρτιση  $g + \psi_2 q$  (Load Case) με συντελεστή ίσο με 1 για τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και συντελεστή ίσο με 0.3 για τα κινητά.

Η συνθήκη αυτή ορίζεται μέσω της εντολής Define → LoadCases → AddNewCase. Ορίζεται ο τύπος της φόρτισης ως μη-γραμμικός στατικός (LoadCaseType: Non linear

Static) και επιλέγεται ότι η φόρτιση ξεκινά από κατάσταση ηρεμίας (Zero Initial Conditions – Start from Unstressed State για να μπορεί να θεωρηθεί αρχική συνθήκη στις οριζόντιες φορτίσεις που θα οριστούν παρακάτω). Το φορτίο εφαρμόζεται ολόκληρο (Load Application → Full Load) και επιλέγεται να αποθηκευτεί μόνο το τελευταίο στάδιο της φόρτισης (Results Saved → Final State Only).

Αφού ολοκληρωθεί η ανάλυση, παρατηρούμε την κατάσταση του κτηρίου μέσω των αποτελεσμάτων των πλαστικών αρθρώσεων. Η συμπεριφορά των στοιχείων φαίνεται στον πίνακα 4.2. Ο φορέας μας πρέπει να αντέχει αυτή τη φόρτιση για να προχωρήσουμε στην ανελαστική στατική ανάλυση.

Ελέγχεται και επιβεβαιώνεται ότι το κτήριο είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του και ότι ελάχιστα στοιχεία έχουν μπει στην πλαστική περιοχή.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	458	0	0	0	0	458	0	0	0	458
1	0,205	569,5663	457	1	0	0	0	458	0	0	0	458
2	0,751	2090,4039	455	3	0	0	0	458	0	0	0	458
3	1,26	3510,0646	455	3	0	0	0	458	0	0	0	458
4	1,77	4929,7253	455	3	0	0	0	458	0	0	0	458
5	2,279	6349,386	455	3	0	0	0	458	0	0	0	458
6	3,148	9065,4095	453	5	0	0	0	458	0	0	0	458
7	3,848	11464,0225	445	13	0	0	0	458	0	0	0	458
8	4,651	14158,8145	438	20	0	0	0	458	0	0	0	458
9	4,662	14196,6071	438	20	0	0	0	458	0	0	0	458

Πίνακας 4.2: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων λόγω κατακόρυφων φορτίων

#### 4.4 Καμπύλη ικανότητας κτηρίου - Ανελαστική στατική ανάλυση

Η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover). Η χρήση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) έχει υιοθετηθεί από τους κανονισμούς καθώς οδηγεί σε ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών, σε αντίθεση με τις κλασσικές ελαστικές αναλύσεις.

Η μεθοδολογία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) βασίζεται στην επιβολή ενός οριζόντιου κατανεμημένου φορτίου, το οποίο αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος (αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας). Αποτέλεσμά της, είναι η δημιουργία της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου, στην οποία φαίνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου.

Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων που θέτει η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να ελεγχθεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού ( με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης), η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement), που θα βρεθεί μέσα από την ανάλυση, αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (performance point) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

Ακόμα, η ανάλυση αποσκοπεί στην εύρεση της υπεραντοχής του κτηρίου καθώς και στην εποπτεία των μελών της κατασκευής όσον αφορά τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Με αυτό τον τρόπο, πραγματοποιείται εποπτεία των βλαβών σε μια κατασκευή, γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας και ελέγχεται η ύπαρξη ικανοτικού σχεδιασμού.

#### **4.4.1 Καθορισμός παραμέτρων στατικής ανελαστικής ανάλυσης**

Με σημείο εκκίνησης το πέρας της ανελαστικής επιβολής των κατακόρυφων φορτίων, χρειάζεται να οριστούν οι οριζόντιες φορτίσεις της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (επιβολή του οριζόντιου σεισμικού φορτίου). Μέσω αυτής της ανάλυσης, εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα υπό τη δράση φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων.

- **Κατανομή φόρτισης**

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.(ΕC 8-1), για την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός κτηρίου μέσω της ανάλυσης pushover, απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φόρτισης, ώστε να λαμβάνεται κατά το δυνατόν υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Τα οριζόντια στατικά φορτία, θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Ως πρώτη κατανομή, επιλέχθηκε η ομοιόμορφη κατανομή και ως δεύτερη η ιδιομορφική. Στην ομοιόμορφη κατανομή, τα οριζόντια φορτία είναι ανάλογα μόνο της μάζας του κάθε ορόφου. Η ιδιομορφική κατανομή προσομοιώνει τις μέγιστες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη δεσπόζουσα ιδιομορφή του κτηρίου για την οριζόντια διεύθυνση στην οποία πραγματοποιείται η ανάλυση. Για να έχουμε μία πλήρη εικόνα της κατασκευής όπως ορίζεται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα φορτία πρέπει να εφαρμόζονται σε δύο αντίθετες διευθύνσεις (θετική-αρνητική) και γίνεται επίσης η θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y σε ποσοστά 100% και 30%. Έτσι, προέκυψαν οι 8 διαφορετικές αναλύσεις pushover, που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Ομοιόμορφη/Ιδιομορφική κατανομή	
Κατά X	Κατά Y
$X + 0.3Y$	$Y + 0.3X$
$X - 0.3Y$	$Y - 0.3X$
$-X + 0.3Y$	$-Y + 0.3X$
$-X - 0.3Y$	$-Y - 0.3X$

Πίνακας 4.3: Συνδυασμοί φορτίσεων για ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων

Όπως και στα κατακόρυφα φορτία, η επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων γίνεται με τις εντολές Define → Load Cases → Add New Case. Ορίζεται ο τύπος της φόρτισης ως μη-γραμμικός στατικός (LoadCaseType: Nonlinear Static) αλλά επιλέγεται ως αρχική συνθήκη η φόρτιση  $G+0.3G$ .

Η ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων στο ETABS γίνεται μέσω του καθορισμού ενός φορτίου επιτάχυνσης (Load type : Acceleration) το οποίο επιβάλλεται μη-γραμμικά, ανάλογα με την κατεύθυνση της δύναμης ( $U_x$  ή  $U_y$ ). Η τιμή της επιτάχυνσης που καθορίζεται στον συντελεστή (scale factor) πολλαπλασιάζεται με τη μάζα κάθε ορόφου.

Η ιδιομορφική κατανομή (Load Type: Mode) ορίζεται ανάλογα με το ποιά ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα για την κάθε διεύθυνση επιβολής της οριζόντιας δύναμης. Με τον αντίστοιχο συντελεστή, τα οριζόντια φορτία υιοθετούν το σχήμα της δεσπόζουσας ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση (π.χ. με 1 για την πρώτη ιδιομορφή κατά X και 0.3 για την δεύτερη κατά Y).

Στο Results Saved επιλέγεται Multiple States για να δώσουμε τη δυνατότητα στο πρόγραμμα να παράξει τη Καμπύλη Ικανότητας. Στο Nonlinear Parametres ορίζονται τα Default αλλά με εκτίμηση των αποτελεσμάτων για το αν χρειάζεται τροποποίηση ορισμένων παραμέτρων της ανάλυσης.

- **Ελεγχόμενη μετακίνηση**

Ο τρόπος με τον οποίο θα φορτίσουμε την κατασκευή μας είναι μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης (monitored displacement) του κόμβου ελέγχου του κτηρίου. Αυτή η μέθοδος έχει το πλεονέκτημα να παρέχει επαρκής εικόνα της ανελαστικής απόκρισης του κτηρίου και μετά την υπέρβαση της μέγιστης τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται. Οι οδηγίες στην παράγραφο §5.7.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρουν ότι

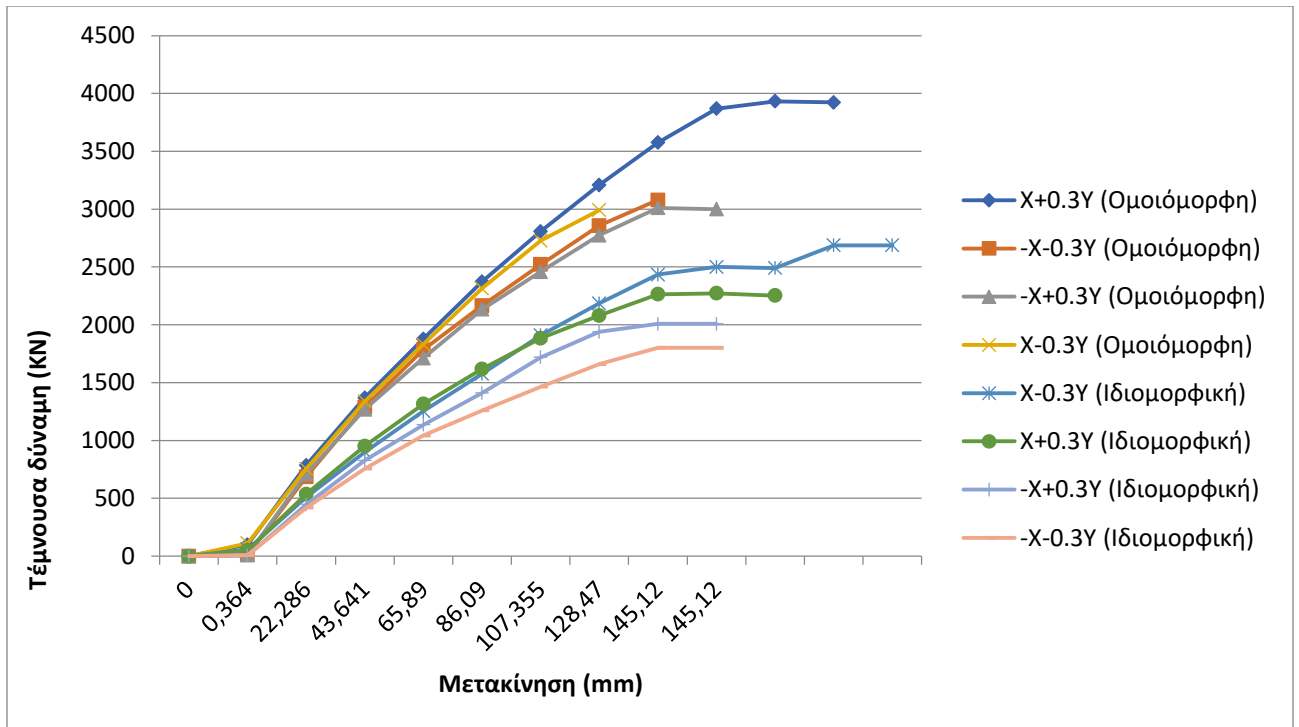
ως κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Επιλέγουμε ελεγχόμενη μετακίνηση στα 200 mm τόσο στην διεύθυνση X, όσο και στην διεύθυνση Y. Οι τιμές αυτών των μετακινήσεων προέκυψαν έπειτα από δοκιμές και τις επιλέξαμε γιατί είναι λίγο μετά την μετακίνηση κορυφής για την οποία έχουμε κατάρρευση του φορέα.

#### 4.4.2 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων

Στην συνέχεια , μετά το τέλος των αναλύσεων, προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας του κτηρίου στις δυο διευθύνσεις. Από τις καμπύλες που παράχθηκαν θα χρησιμοποιηθούν οι δυσμενέστερες περιπτώσεις, δηλαδή αυτή που αντέχει τη μικρότερη τέμνουσα βάση ανά διεύθυνση, για όλες τις κατανομές που χρησιμοποιήθηκαν. Για το λόγο αυτό τοποθετήθηκαν όλες σε ένα κοινό διάγραμμα στο EXCEL όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

##### - Καμπύλη ικανότητας κτηρίου κατά την διεύθυνση X

Παρακάτω, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι καμπύλες αντίστασης στην διεύθυνση X, για όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Από αυτές, χρησιμοποιήθηκε τελικά η δυσμενέστερη περίπτωση ανά διεύθυνση, δηλαδή αυτή που αντέχει τη μικρότερη τέμνουσα βάση και προσδιορίστηκε για κάθε μία το σημείο επιτελεστικότητας με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. .



Διάγραμμα 4.1 : Καμπύλες ικανότητας για αναλύσεις στη διεύθυνση X

Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τη διεύθυνση X, είναι ο -X-0,3Υμε ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων. Στην συνέχεια ορίζονται οι στάθμες επιτελεσματικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση», ορίζεται ως το σημείο ( $d_u$ ) που στην κατασκευή εμφανίζεται το πρώτο μέλος που φτάνει την αντίστοιχη στάθμη, η στάθμη «Προστασία Ζωής» ως το σημείο που ένα μέλος φτάνει στο  $0,75d_u$  και η στάθμη «Άμεση Χρήση» ως το σημείο που κάποιο μέλος της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη. Επομένως, οι στάθμες επιτελεσματικότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., είναι οι εξής:

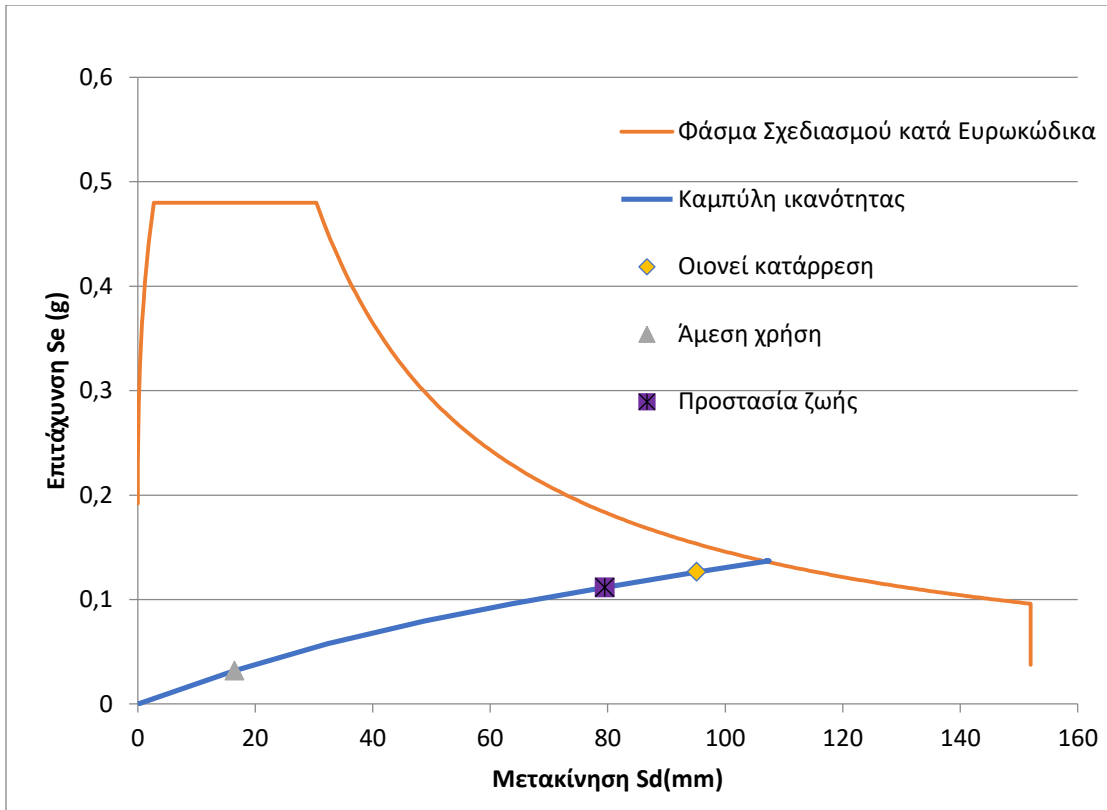
- Άμεση χρήση: 0.0 mm
- Προστασία ζωής : 21,8 mm
- Οιονεί κατάρρευση : 41,4 mm

Τέλος, με την παραδοχή του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, η καμπύλη μετατρέπεται σε φάσμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), δηλαδή δημιουργείται η καμπύλη απόκρισης σε ένα σύστημα αξόνων μετακίνησης-επιτάχυνσης του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Στο ίδιο σύστημα τοποθετείται και η καμπύλη του φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα 8, όπως ορίστηκε στο Κεφάλαιο 3. Εάν το φάσμα απόκρισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος τέμνει το φάσμα απαίτησης του Ευρωκώδικα, σημαίνει ότι η κατασκευή θα μπορέσει να αντεπεξέλθει στον αναμενόμενο σεισμό αποτίμησης. Σε άλλη περίπτωση, η κατασκευή δεν μπορεί να παραλάβει το σεισμικό φορτίο που ορίστηκε και θα πρέπει να ενισχυθεί καταλλήλως.

Με άλλα λόγια, η γενική φιλοσοφία που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια (ή μεγαλύτερη) με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand).

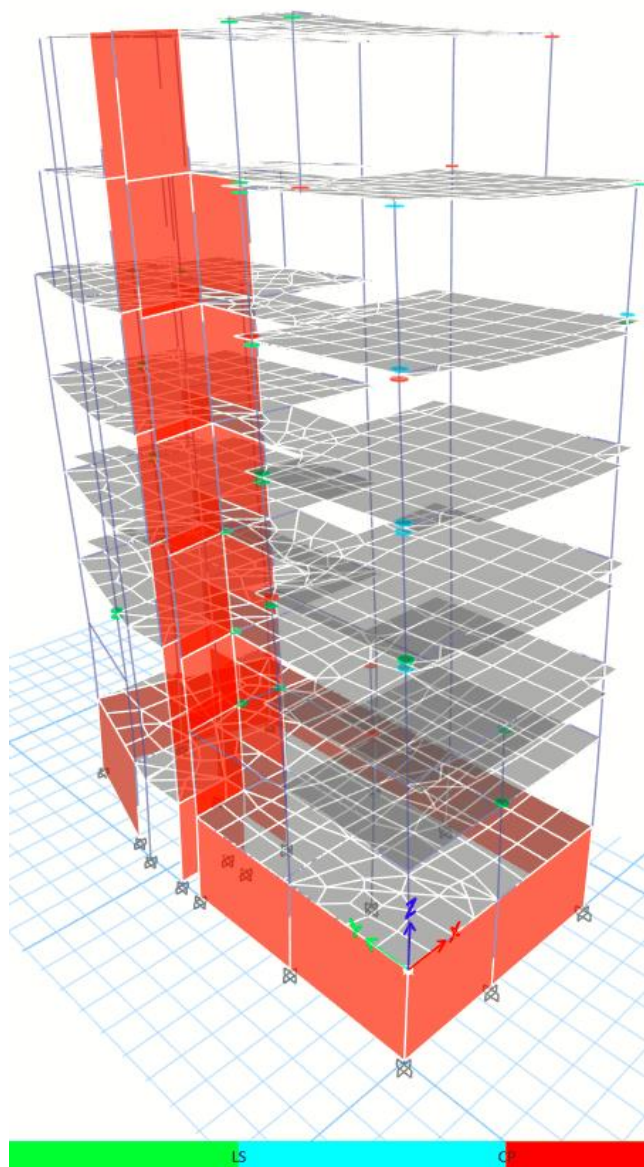
Για την κατασκευή του μονοβαθμίου γίνεται η θεώρηση ότι οι μετακινήσεις της κατασκευής ακολουθούν την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή.





Διάγραμμα 4.2 : Καμπύλη ADRS κατά X

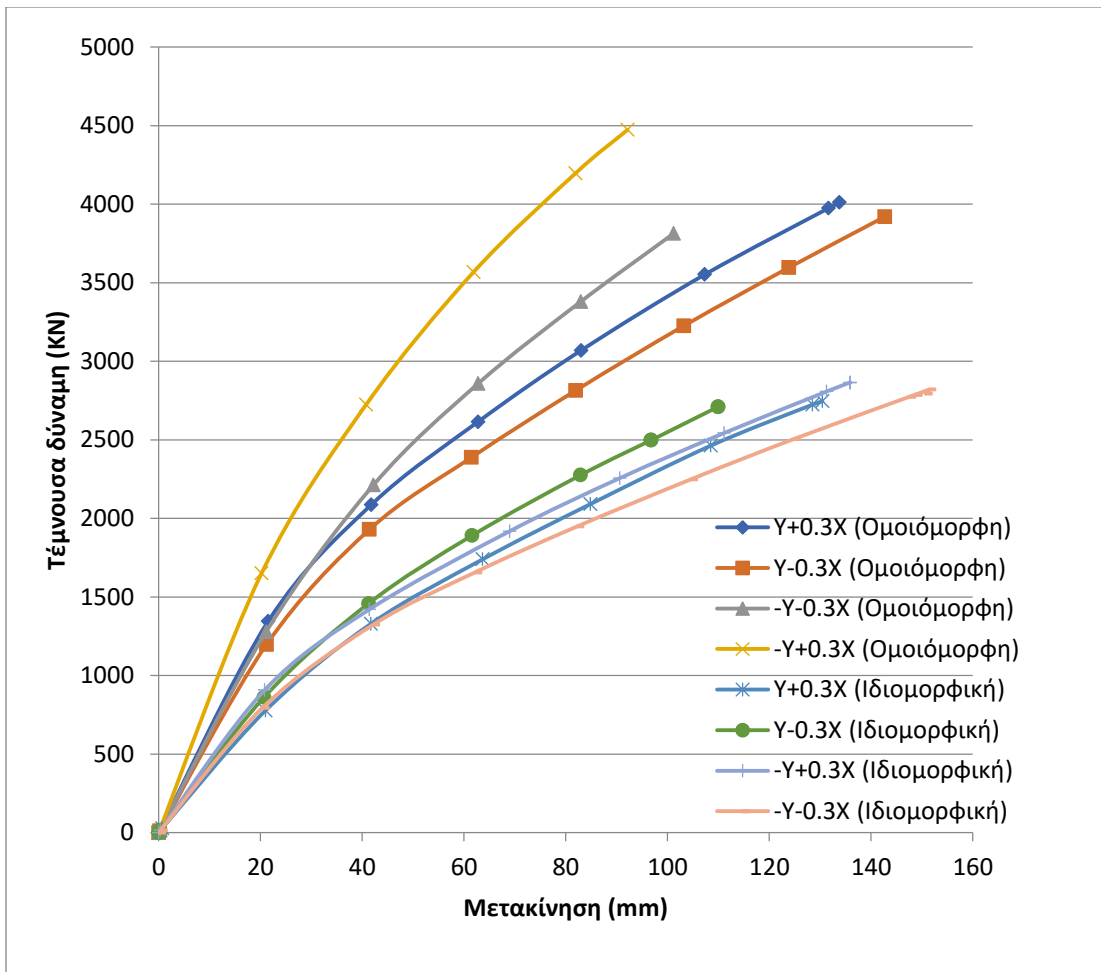
Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα 4.2, η απόκριση της κατασκευής δεν είναι επαρκής για το σεισμό. Τέλος, στην εικόνα 4.2 φαίνεται η κατάσταση του κτηρίου τη στιγμή της κατάρρευσης και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί.



Εικόνα 4.2 : Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά X

- Καμπύλη ικανότητας κτηρίου κατά την διεύθυνση Y

Ακολουθείται η ίδια διαδικασία με τη διεύθυνση X και προκύπτουν τα διαγράμματα ADRS του που συγκρινόμενα με το φάσμα απαίτησης δείχνουν την ανεπάρκεια της κατασκευής και ως προς την διεύθυνση Y.



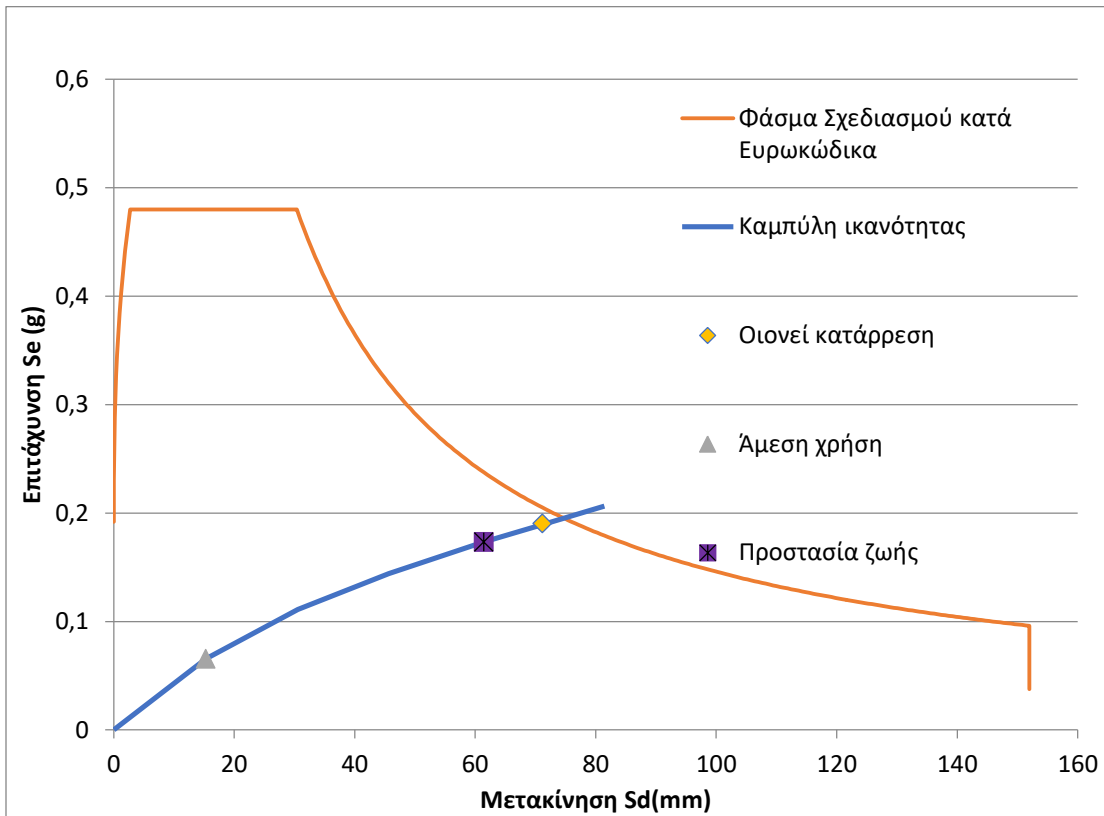
Διάγραμμα 4.3 : Καμπύλες ικανότητας για αναλύσεις στη διεύθυνση X

Πιο αναλυτικά, δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης σε αυτή τη διεύθυνση, είναι ο -Y-0.3X, για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων. Πάνω στην καμπύλη αυτή ορίστηκαν οι στάθμες επιτελεσματικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι οποίες είναι οι εξής:

- Άμεση χρήση: 0.0 mm
- Προστασία ζωής : 61.7 mm
- Οιονεί κατάρρευση : 82.2 mm

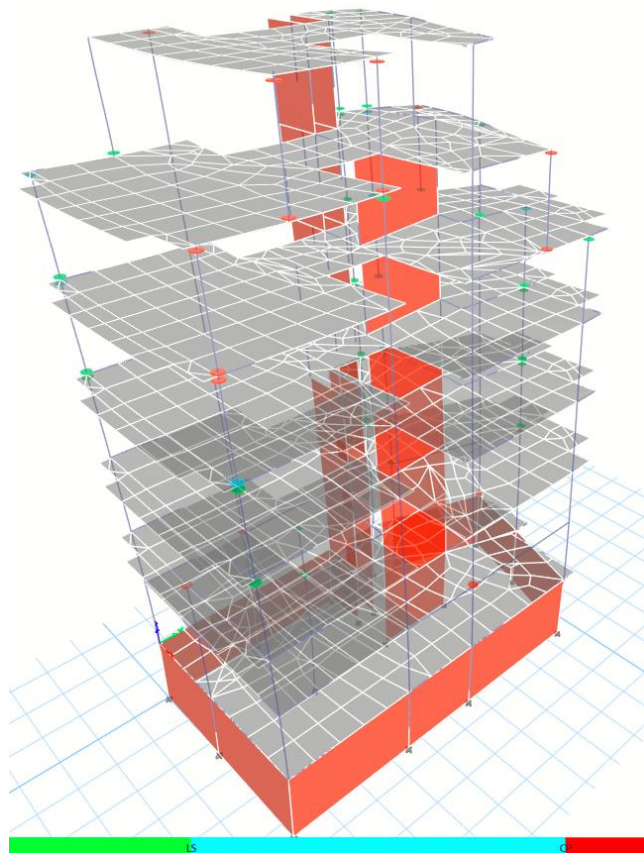
Όπως και στη διεύθυνση X, έγινε και πάλι εξαγωγή των αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης ανάλυσης, με την παραδοχή του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Για την κατασκευή του μονοβάθμιου γίνεται η θεώρηση ότι οι μετακινήσεις της κατασκευής ακολουθούν την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή.

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με τη διεύθυνση X, προκύπτουν τα διαγράμματα ADRS του που συγκρινόμενα με το φάσμα απαίτησης του Ευρωκώδικα , δείχνουν την ανεπάρκεια της κατασκευής και ως προς την διεύθυνση Y.



Διάγραμμα 4.4 : Καμπύλη ADRS κατά Y

Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα 4.4, η απόκριση της κατασκευής δεν είναι επαρκής για το σεισμό. Τέλος, στην εικόνα 4.3 φαίνεται η κατάσταση του κτηρίου τη στιγμή της κατάρρευσης και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί.



Εικόνα 4.3 : Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή της κατάρρευσης κατά X

#### 4.5 Συμπεράσματα αναλύσεων

Το υπό μελέτη κτήριο είναι μία αντισυμβατική κατασκευή, που μαρτυρά την διαφορετική λογική αντισεισμικού σχεδιασμού της εποχή που κατασκευάστηκε σε σχέση με σήμερα. Όπως επισημάνθηκε και στο πρώτο κεφάλαιο, υπάρχουν πολλά ανοίγματα, καθ ύψος, ασυνέχειες και φυτευτά υποστυλώματα, που διαμορφώνουν μία λύση την οποία ένας σύγχρονος μηχανικός θα απέφευγε.

Καταρχάς παρατηρείται ότι η κατασκευή μπορεί να δεχθεί μικρή τέμνουσα βάση και καταρρέει και κατά τις 2 διευθύνσεις. Ευαίσθητη διεύθυνση είναι η X, όπου το κτήριο καταρρέει για μικρότερη τέμνουσα βάση και διαθέτει μικρότερη δυσκαμψία. Επίσης για κάθε συνδυασμό η ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων είναι δυσμενέστερη έναντι της ομοιόμορφης όπως φαίνεται και στα σχετικά διαγράμματα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην ιδιομορφική φόρτιση, οι ανώτεροι όροφοι φορτίζονται περισσότερο και για αυτό σαν αποτέλεσμα οι ασυνέχειες που παρουσιάζονται στους τελευταίους 2 ορόφους οδηγούν ταχύτερα το φορέα σε αστοχία. Αν οι ασυνέχειες αυτές είχαν

αποφευχθεί, ο φορέας θα είχε πολύ μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα, από αυτή που προέκυψε.

Γίνεται πλέον φανερό ότι το κτήριο δεν είναι σε θέση να φέρει το σεισμό σχεδιασμού, καθώς όπως διαπιστώσαμε και στα διαγράμματα ADRS, η καμπύλη του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος απέχει κατά πολύ από το φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Το κτήριο αναπτύσσει πολύ μικρή πλαστιμότητα και στις δύο διευθύνσεις και συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά ως την κατάρρευση, όπου θεωρείται πως η κατασκευή δεν μπορεί να φέρει πλέον τα κατακόρυφα φορτία της και η ανάλυση σταματάει. Αυτό λογικά οφείλεται στο σχεδιασμό των διατομών με βάση παλαιότερους κανονισμούς, οι οποίοι δε λάμβαναν υπόψη την πλαστιμότητα .

Οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται σταδιακά, τόσο στις δοκούς, όσο και στα υποστυλώματα. Οι δοκοί γενικά διαρρέουν και στις δύο διευθύνσεις, χωρίς όμως να υπερβαίνουν την οριακή αντοχή και παραμόρφωσή τους, ενώ η τιμή της πλαστικής στροφής είναι σε αποδεκτά επίπεδα (κάτω της στάθμης «Προστασία Ζωής» ).

Τα υποστυλώματα υποφέρουν περισσότερο από μεγάλα αξονικά φορτία και τέμνουσες δυνάμεις που κατά κύριο λόγο ευθύνονται για την αστοχία τους. Το μεγαλύτερο πρόβλημα παρατηρείται στα φυτευτά υποστυλώματα των ανωτέρων ορόφων του τμήματος τα οποία είναι κι αυτά που αστοχούν πρώτα απ'όλα και δεν έχουν ικανή αντοχή ούτε πλαστιμότητα με αποτέλεσμα η κατασκευή ως σύνολο να είναι ανεπαρκής έναντι του επιθυμητού στόχου. Στα υπόλοιπα υποστυλώματα των κατώτερων ορόφων παρατηρείται παρατηρούνται διαρροές (και στις δύο διευθύνσεις) ενώ σε ορισμένα αστοχία, αφού υπερβαίνουν τη στάθμη «Προστασία Ζωής» αλλά και την «Οιονεί Κατάρρευση».

Τα τοιχώματα συμπεριφέρονται στην πλειοψηφία τους σχεδόν ελαστικά και στις δύο διευθύνσεις, ενώ σε λιγιστά παρατηρείται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στη βάση τους, με την τιμή της πλαστικής στροφής να είναι σε αποδεκτά επίπεδα.

Το σημαντικότερο χαρακτηριστικό στο κτίριο είναι το ότι αποτελείται από πλαισιακό σύστημα, το οποίο δεν έχει σχεδιαστεί καθόλου με απαιτήσεις πλαστιμότητας αφού όπως είναι γνωστό στον παλαιό κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος ΦΕΚ 160 / Α / 1954 και στον παλαιό αντισεισμικό κανονισμό ΦΕΚ 36 / Α /1959 δεν υπάρχει η έννοια της πλάστιμης συμπεριφοράς κτιρίου. Αυτό το γεγονός μας οδηγεί να γίνει η αποτίμηση του κτιρίου με θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ( $q=1.7$ -θα αναλυθεί στο επόμενο κεφάλαιο).

Τέλος, αν και πρόκειται για κτήριο το οποίο έχει αναλυθεί με παλιότερους κανονισμούς, παρατηρούμε την εμφάνιση επιθυμητού τρόπου αστοχίας, καθώς οι δοκοί του κτηρίου αστοχούν νωρίτερα από τα υποστυλώματα. Παρ'όλα αυτά το κτήριο είναι αρκετά εύρωστο και χρήζει ενίσχυσης.

## **Κεφάλαιο 5 Αναλυτικοί υπολογισμοί αντοχών**

### **5.1 Εισαγωγή**

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστεί αναλυτικά η διαδικασία εφαρμογής των σχέσεων και ελέγχων της θεωρίας τροχιάς της θλιπτικής δύναμης και του Ευρωκώδικα 8 που αναλύθηκαν στο δεύτερο κεφάλαιο για κάποιες ενδεικτικές δοκούς και υποστυλώματα του φορέα. Βάσει των αποτελεσμάτων θα γίνει και μια προκαταρκτική σύγκριση μεταξύ των δύο διατάξεων.

### **5.2 Είδος Ανάλυση**

Πριν γίνει η αποτίμηση των μελών του κτηρίου, σύμφωνα με τις προαναφερθείσες διατάξεις, θα πρέπει να γίνει ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του κτηρίου για τους βασικούς σεισμικούς συνδυασμούς. Για αυτόν το λόγο πραγματοποιήθηκε μια ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ).

Για την αποτίμηση λοιπόν του κτηρίου με την μέθοδο ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, επιλέχθηκε ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ίσος με  $q=1.7$ . Αυτή η τιμή προκύπτει σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς το κτήριο είναι κατασκευασμένο πριν από το 1985 χωρίς ουσιώδες βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία. Επίσης δεν υπάρχουν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας, δηλαδή οι ειδικές διατάξεις όπλισης των μελών του (πχ. περίσφιγξη) και ο ικανοτικός σχεδιασμός που εφαρμόζονται κατά τους σύγχρονους κανονισμούς.

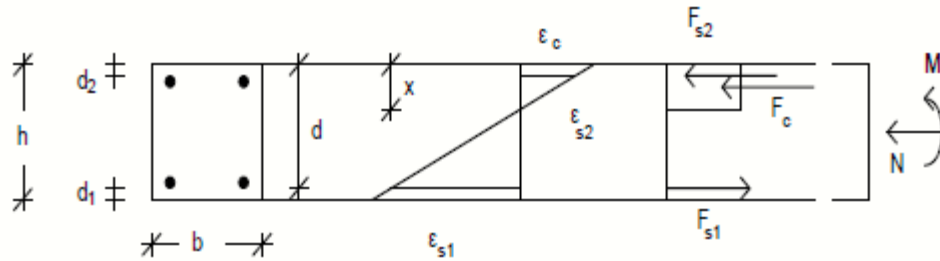
Πρέπει να τονιστεί ότι πριν από την εφαρμογή του ΝΕΑΚ (1992), η σεισμική φόρτιση ήταν πολύ μικρότερη από εκείνη των σημερινών κανονισμών (Ευρωκώδικας 8, ΕΑΚ2000, ΚΑΝΕΠΕ) και τα κτήρια δεν σχεδιάζονταν με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Επομένως το κτήριο είναι προτιμότερο να δηλωθεί ως χαμηλής κατηγορίας πλαστιμότητας, όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 2.2.9.

### **5.3 Ανάλυση της διατομής κατά την θεωρία της τροχιάς**

Για τον προσδιορισμό της παραμορφωσιακής κατάστασης της διατομής απαιτείται ανάλυση της διατομής. Με τη βοήθεια της εικόνας 5.1, στο οποίο φαίνεται η εντατική κατάσταση της διατομής και χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις συμβιβαστού των παραμορφώσεων, την ισορροπία των εσωτερικών και των εξωτερικών δυνάμεων της διατομής και τις παραδοχές για τις παραμορφώσεις του σκυροδέματος – χάλυβα, προκύπτει η ισοδυναμία των μεγεθών. Επομένως οι τιμές των παραμορφώσεων του εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις.

$$\varepsilon_{s1} = \frac{(d-x)\varepsilon_c}{x} \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(x-d_1)\varepsilon_c}{x} \quad (6.2)$$



Εικόνα 5.1 : Δυνάμεις & Παραμορφώσεις καθ' ύψος της διατομής.

Η ισοδυναμία των εσωτερικών και των εξωτερικών μεγεθών όπως φαίνεται και στο σχήμα εκφράζεται από την παρακάτω σχέση:

$$N = F_c + F_{s2} - F_{s1} \quad (5.3)$$

Τέλος, η ροπή αντοχής της διατομής δίνεται από τη σχέση:

$$M_F = F_c \left(\frac{h-x}{2}\right) + F_{s2} \left(\frac{h-x}{2}\right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1\right) \quad (5.4)$$

Όπου

$F_c = \sigma_c \cdot b \cdot x$  Η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος

$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_y$  Η δύναμη του εφελκόμενου οπλισμού

$F_{s2} = A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2}$  Η δύναμη του θλιβόμενου οπλισμού

### Συμβολισμοί

$h$  = Ύψος διατομής σκυροδέματος

$b$  = Το πλάτος του δοκιμίου

$x$  = Το βάθος της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος

$f_c$  = Η αντοχή του σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη

$\sigma_y$  = Η τάση διαρροής του διαμήκους χάλυβα



$d$  = Στατικό ύψος διατομής

$d_1$  = Απόσταση κέντρου βάρους διατομής εφελκόμενου χάλυβα από την ακραία εφελκόμενη ίνα

- **Κατάσταση διαρροής**

Μια διατομή μπορεί να διαρρεύσει είτε λόγω διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού είτε λόγω διαρροής της ανώτερης θλιβόμενης ζώνης. Στις συνήθεις περιπτώσεις όπου διαρρέει πρώτα ο χάλυβας (δηλαδή η παραμόρφωση του χάλυβα είναι ίση με την παραμόρφωση διαρροής  $\varepsilon_{sy} = f_y/E_s$ ), τροποποιείται η παραμόρφωση του σκυροδέματος μέχρι να προσδιορισθεί το παραμορφωσιακό επίπεδο κατά το οποίο ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων που αναπτύσσονται στη διατομή.

- **Κατάσταση αστοχίας διατομής**

Η κατάσταση αστοχίας υπολογιστικά επέρχεται είτε στον οπλισμό λόγω εφελκυσμού, είτε στο σκυρόδεμα λόγω θλίψης, δηλαδή όταν οι αντίστοιχες παραμορφώσεις από τα ιδεατά διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των δύο υλικών φθάσουν στις οριακές τιμές τους. Αστοχία της θλιβόμενης ζώνης συμβαίνει όταν η ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος στην ακραία θλιβόμενη ίνα λαμβάνει παραμόρφωση ίση με 0.0035, ενώ για το χάλυβα το όριο αυτό διαμορφώνεται συμβατικά σε παραμόρφωση 0.02, ενώ η πραγματική παραμόρφωση θραύσης φτάνει ή και ξεπερνά το 0.12. Με την παραδοχή ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του χάλυβα για τιμές ανηγμένης παραμόρφωσης  $\varepsilon_s$  μικρότερες από την παραμόρφωση  $\varepsilon_y$  που αντιστοιχεί στην τάση διαρροής, η τάση που αναπτύσσεται στο χάλυβα προκύπτει από τη σχέση  $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$  όπου  $E_s$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα. Για μεγαλύτερες τιμές θα πρέπει η σχέση να τροποποιηθεί κατάλληλα, ώστε να ληφθεί υπ' όψη και η κράτυνση.

Μοναδική προϋπόθεση για πλάστιμη μορφή καμπτικής αστοχίας είναι την στιγμή που η παραμόρφωση του εφελκόμενου οπλισμού είναι ίση με την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα η ανηγμένη παραμόρφωση της ακραίας ίνας του σκυροδέματος να είναι μικρότερη από 3.5%. Επομένως για να υπολογίσουμε το βάθος της θλιβόμενης ζώνης θεωρούμαι παραμόρφωση σκυροδέματος 3.5‰ για την ακραία θλιβόμενη ίνα, τον εφελκόμενο οπλισμό να έχει διαρρεύσει ενώ τον διαμήκη θλιβόμενο όχι

## 5.4 Ανάλυση της διατομής κατά τους Ευρωκώδικες

Στους Ευρωκώδικες, για τον προσδιορισμό των τιμών της αντίστασης σχεδιασμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής ενός υλικού, μειωμένη με έναν συντελεστή ασφαλείας. Επομένως προκύπτει ότι :

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (5.6)$$

όπου :

$f_k$ : Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του σκυροδέματος  $f_{ck}$  ή του χάλυβα  $f_{yk}$ .

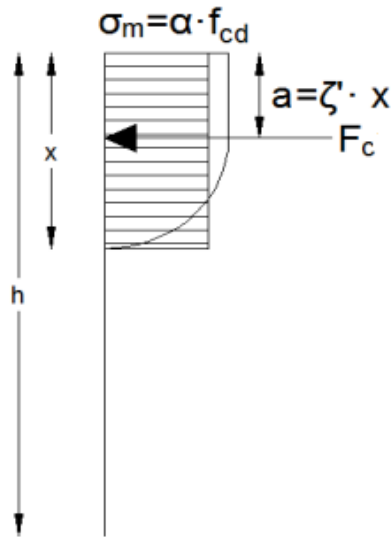
$\gamma_M$ : Ο συντελεστής ασφαλείας του εκάστοτε υλικού. Για μόνιμες και παροδικές δράσεις ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5 ενώ για τον χάλυβα οπλισμού/προεντάσεως είναι 1.15 .

Επιπλέον πρέπει να ληφθεί υπόψη στην θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, η επίδραση της μακροχρόνιας δράσης της φόρτισης και οι δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο επιβολής του σκυροδέματος. Επομένως, εισάγεται ο συντελεστής  $\alpha_{cc}$  και ειδικά για το σκυρόδεμα η σχέση 5.6 προκύπτει ως :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_M} \quad (5.7)$$

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας και για ορθή ένταση (ροπή ή αξονική δύναμη) ο συντελεστής  $\alpha_{cc}$  συνιστάται να λαμβάνει την τιμή 0.85, ενώ για ορθή ένταση στον σεισμικό συνδυασμό λαμβάνει τιμή ίση με την μονάδα.

Τέλος , όσον αφορά την δύναμη  $F_c$  της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, εισάγονται ο συντελεστής πληρότητας και κέντρου βάρους  $\zeta'$ . Ο συντελεστής πληρότητας περιγράφει το εμβαδόν του διαγράμματος των θλιπτικών τάσεων  $\sigma_m$  έτσι ώστε το ορθογώνιο  $\alpha \cdot f_{cd}$  με ύψος  $\chi_{na}$  έχει το εμβαδόν που περικλείει το διάγραμμα των τάσεων  $\sigma_m$  μέχρι την παραμόρφωση της ακραίας ίνας. Ο συντελεστής ύψους  $\zeta'$  χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της απόστασης του κέντρου βάρους των τάσεων  $\sigma_m$  (σημείο εφαρμογής της δύναμης  $F_c$  από την πάνω παρειά). Στην εικόνα 5.2 φαίνεται το στερεό των θλιπτικών τάσεων και το σημείο εφαρμογής της  $F_c$  .



Εικόνα 5.2 : Σχηματική απεικόνιση των συντελεστών πλήρωσης, α, και κέντρου βάρους, ζ'

Εύκολα προκύπτει ότι η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος ισούται με:

$$F_c = b \cdot x \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Ενώ η ροπή που ασκεί η θλιπτική δύναμη  $F_c$  ως προς το κέντρο βάρους της διατομής ισούται με :

$$M = F_c (d/2 - \zeta' x)$$

Για παραμόρφωση σκυροδέματος 3.5‰ στην ακραία θλιβόμενη ίνα, θεωρείται ότι  $\alpha=0.81$  και  $\zeta'=0.416$ .

## 5.5 Εφαρμογή της θεωρίας στο κτήριο

Στην συνέχεια παρουσιάζει μια σειρά από παραδείγματα αποτίμησης με την χρήση της εφαρμογής της μεθόδου της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης και των Ευρωκωδίκων που συζητήθηκαν στο δεύτερο κεφάλαιο. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην εκτίμηση του τρόπου της αστοχίας που θα εμφανίσει το στοιχείο κατά την σεισμική καταπόνηση.

Αρχικά υπολογίζονται τα αξονικά φορτία από μια στατική ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $G+0.3Q$ . Με βάση αυτά θα υπολογιστεί η καμπτική και διατμητική αντοχή των μελών της κατασκευής. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι λόγοι ανεπάρκειας με το δυσμενέστερο εντατικό μέγεθος που προκύπτει από έναν από τους οκτώ σεισμικούς συνδυασμούς:

$$G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$$

$$G+0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$$

### Διευκρίνιση

Σε αντίθεση με την ανάλυση του τέταρτου κεφαλαίου, η ελαστική γενικότερα ανάλυση είναι πιο συντηρητική μέθοδος. Η δυνατότητα ανακατανομής των εντατικών μεγεθών στην περίπτωση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι λογικό να δίνει πιο ευνοϊκά αποτελέσματα.

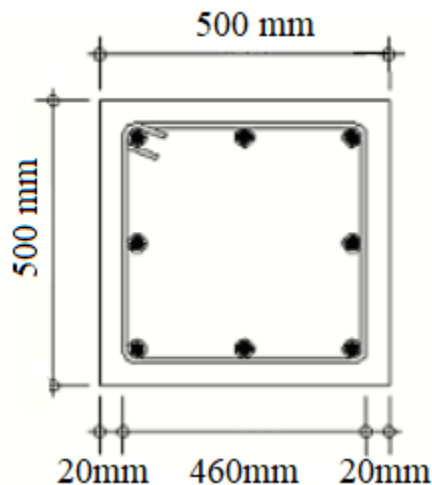
### Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις (όπως έχει αναφερθεί στο τρίτο κεφάλαιο) είναι σκυρόδεμα C16/20 με χαρακτηριστική αντοχή  $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ , ενώ ο χάλυβας του διαμήκη & εγκάρσιου οπλισμού των μελών είναι St III, με όριο διαρροής  $f_{yk} = 460 \text{ MPa}$ . χάλυβα. Για τον υπολογισμό των αντοχών χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών (Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση), ενώ οι δυσκαμψίες των στοιχείων θεωρούνται σταδίου I (μη ρηγματωμένα στοιχεία), αφού θα διεξαχθεί μια ελαστική ανάλυση. Όσον αφορά στη θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης, οι αντοχές του σκυροδέματος μπορούν να υπολογίσουν από τις σχέσεις (2.5α) και (2.6) ως :

$$f_t = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 33,58 \text{ MPa}$$

### 5.5.1 Υποστύλωμα πρώτου ορόφου K1



Εικόνα 5.3 : Τομή υποστυλώματος K1

## Στοιχεία διατομής

### 1) Διαστάσεις

- Μήκος μέλους (H) : 3.2m
- Ύψος διατομής : 0.5 m
- Πλάτος διατομής : 0.5 m

### 2) Οπλισμός

- Κύριος οπλισμός: 8Φ18 (3Φ18 Εφελκούμενος)
- Εγκάρσιος οπλισμός (Συνδετήρες)  $\phi_w$ : Φ8/20 (2.51 cm<sup>2</sup>/m)
- Επικάλυψη οπλισμών  $c=0.02m$

### 3) Υπολογισμός γεωμετρικών στοιχείων διατομής

- $d_{bl} = 0.018m$  Μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού
- $d_1 = c + d_{bl} / 2 + \phi_w = 37 \text{ mm}$
- $d = 463 \text{ mm}$

## Αποτελέσματα Etabs

- $N = 851,34 \text{ KN}$
- $V_{ED} = 193,32 \text{ KN}$
- $M_{ED} = 424,13 \text{ KNm}$

## Ανάλυση με την θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης

### 1) Οριακή κατάσταση διαρροής και αστοχίας

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.2 , 6.3 , 6,4 και 6.5 προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη:

- $M_y = 306,16 \text{ KN m}$
- $V_y = 2M_y / H = 191,35 \text{ KN}$
- $\phi_y = 0,007234 \text{ m}^{-1}$
- $M_u = 382,89 \text{ KN m}$
- $V_u = 2M_u / H = 239,31 \text{ KN}$

$$- \varphi_u = 0,049 \text{ m}^{-1}$$

$$- \mu_\varphi = 6,87$$

## 2) Φυσικό μοντέλο

$$-\text{Διατμητικό μήκος } a_v = 1.6\text{m}$$

$$-\text{Ανοιγμένο διατμητικό μήκος } a_v/d = 4$$

-Τύπος αστοχίας : Κατηγορία 2

## 3) Ανάλυση στην θέση 1

Από την σχέση 2.8, η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί χωρίς την χρήση εγκάρσιου οπλισμού στην θέση 1 είναι:

$$V_{II,1} = 0.5 \cdot b \cdot d \cdot f_t = 180,89 \text{ KN} < V_{ED}$$

Άρα επείγει η χρήση οπλισμού για την παραλαβή της τέμνουσας . Υπολογίζεται ότι στην θέση 1 και σε απόσταση d εκατέρωθεν αυτής, υπάρχουν 3 συνδετήρες που ισοδυναμούν με εμβαδόν  $150,79 \text{ mm}^2$  . Από την σχέση 2.12, η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί με την χρήση εγκάρσιου οπλισμού στην θέση 1 είναι:

$$V_s = 138,73 < V_{ED}$$

Άρα σύμφωνα με την θεωρία της τροχιάς έχουμε αστοχία σε τέμνουσα

## 4) Ανάλυση στην θέση 2

Από την σχέση 2.13, η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί χωρίς την χρήση εγκάρσιου οπλισμού στην θέση 2 είναι:

$$V_{II,2} = F_C \cdot \left(1 - \frac{1}{1+5 \frac{f_t}{f_c}}\right) = 337,35 > V_F$$

Άρα σε αυτήν την θέση δεν επείγει η χρήση οπλισμού για την αποφυγή της αστοχίας.

## Ανάλυση με την θεωρία των Ευρωκωδίκων

### 1) Οριακή κατάσταση διαρροής&αστοχίας

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.2 , 6.3 , 6,4 και 6.5 προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη:

$$-M_y = 321,94 \text{ KN m}$$

$$-V_y = 2M_y / H = 201,21 \text{ KN}$$

- $\varphi_y = 0,008 \text{ m}^{-1}$
- $M_u = 370,53 \text{ KN m}$
- $V_u = 2M_u / H = 231,58 \text{ KN}$
- $\varphi_u = 0,031 \text{ m}^{-1}$
- $\mu_\varphi = 3,92$

## 2) Ανάληψη τέμνουσας

Με βάση την σχέση του παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ, Γ.1 η τέμνουσα αντοχής της διατομής είναι:

$$V_R = 157,6 \text{ KN} < V_{ED}$$

Άρα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες έχουμε αστοχία σε τέμνουσα και το υποστόλωμα παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά.

## 5.5.2 Δοκός οροφής ισογείου Δ1

### Στοιχεία διατομής

#### 1) Διαστάσεις

- Μήκος μέλους (H) : 8,15 m
- Ύψος διατομής : 0.75 m
- Πλάτος διατομής : 0.20 m

#### 2) Οπλισμός

- Κύριος οπλισμός: 4Φ20
- Εγκάρσιος οπλισμός (Συνδετήρες)  $\varphi_w$ : Φ8/20 (2.51 cm<sup>2</sup>/m)
- Επικάλυψη οπλισμών  $c=0.02\text{m}$

#### 3) Υπολογισμός γεωμετρικών στοιχείων διατομής

- $d_{bl} = 0.018\text{m}$  Μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού
- $d_1 = c + d_{bl} / 2 + \varphi_w = 38 \text{ mm}$
- $d = h - d_1 = 712 \text{ mm}$

### Αποτελέσματα Etabs

-  $N = 0 \text{ KN}$

-  $V_{ED} = 220,95 \text{ KN}$

-  $M_{ED} = 502,91 \text{ KNm}$

### Ανάλυση με την θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης

#### 1) Οριακή κατάσταση διαρροής και αστοχίας

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.2 , 6.3 , 6,4 και 6.5 προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη:

-  $M_y = 464,18 \text{ KN m}$

-  $V_y = 2M_y / H = 113,91 \text{ KN}$

-  $\varphi_y = 0,0041 \text{ m}^{-1}$

-  $M_u = 491,94 \text{ KN m}$

-  $V_u = 2M_u / H = 120,72 \text{ KN}$

-  $\varphi_u = 0,064 \text{ m}^{-1}$

-  $\mu_\varphi = 15,67$

#### 2) Φυσικό μοντέλο

- Διατμητικό μήκος  $\alpha_v = 4.075 \text{ m}$

- Ανοιγμένο διατμητικό μήκος  $\alpha_v/d = 5.7$

- Τύπος αστοχίας : Κατηγορία 1

Το στοιχείο ανήκει στην κατηγορία 1 καθώς έχει μεγάλη τιμές διατμητικού μήκους ( $\alpha_v/d > 5$ ). Επομένως χαρακτηρίζεται από αστοχία σε κάμψη. Διαπιστώνουμε ότι

$$V_{ED} > V_u$$

Οπότε έχουμε πράγματι καμπτική αστοχία

### Ανάλυση με την θεωρία των Ευρωκωδίκων

#### 1) Οριακή κατάσταση διαρροής & αστοχίας



Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.2 , 6.3 , 6,4 και 6.5 προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη:

$$-M_y = 458,78 \text{ KN m}$$

$$-V_y = 2M_y / H = 112,58 \text{ KN}$$

$$-\varphi_y = 0,0032 \text{ m}^{-1}$$

$$-M_u = 490,19 \text{ KN m}$$

$$-V_u = 2M_u / H = 120,29 \text{ KN}$$

$$-\varphi_u = 0,05 \text{ m}^{-1}$$

$$-\mu_\varphi = 15,86$$

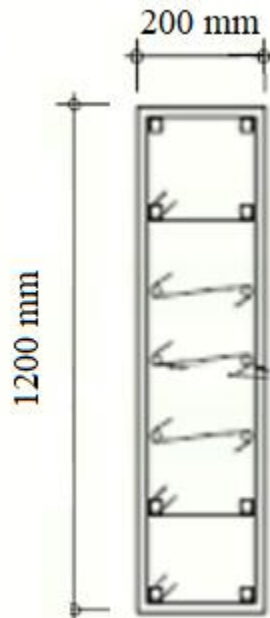
## 2) Ανάληψη τέμνουσας

Με βάση την σχέση του παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ, Γ.1 η τέμνουσα αντοχής της διατομής είναι:

$$V_R = 171,27 \text{ KN} > V_u$$

Άρα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες το υποσύλωμα παρουσιάζει καμπτική συμπεριφορά.

### 5.5.3 Τοιγίο πρώτου ορόφου K3



Εικόνα 5.4 : Τομή τοιχίου K3

### **Στοιχεία διατομής**

#### 1) Διαστάσεις

- Μήκος μέλους (H): 3.2m
- Ύψος διατομής : 1.2m
- Πλάτος διατομής: 0.2m

#### 2) Οπλισμός

- Κύριος οπλισμός: 8Φ14+6Φ12 (8Φ14στις γωνίες)
- Εγκάρσιος οπλισμός (Συνδετήρες)  $\phi_w$ : Φ8/20 (2.51 cm<sup>2</sup>/m)
- Επικάλυψη οπλισμών  $c=0.02m$

#### 3) Υπολογισμός γεωμετρικών στοιχείων διατομής

- $d_{bl} = 0.014m$  Μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού
- $d_l = c + d_{bl} / 2 + \phi_w = 35 \text{ mm}$
- $d = 874,84 \text{ mm}$

### **Αποτελέσματα Etabs**

- $N = 1420,47 \text{ KN}$
- $V_{ED} = 158,59 \text{ KN}$
- $M_{ED} = 311,16 \text{ KNm}$

### **Ανάλυση με την θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης**

#### 1) Οριακή κατάσταση διαρροής και αστοχίας

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.2 , 6.3 , 6,4 και 6.5 προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη:

- $M_y = 654,11 \text{ KN m}$
- $V_y = M_y / H = 204,41 \text{ KN}$
- $\phi_y = 0,0025 \text{ m}^{-1}$

$$-M_u = 882,98 \text{ KN m}$$

$$-V_u = M_u / H = 275,93 \text{ KN}$$

$$-\varphi_u = 0,017 \text{ m}^{-1}$$

$$-\mu_\varphi = 6,47$$

## 2) Φυσικό μοντέλο

$$-\text{Διατμητικό μήκος } \alpha_v = 3,200 \text{ m}$$

$$-\text{Ανοιγμένο διατμητικό μήκος } \alpha_v/d = 3,9$$

-Τύπος αστοχίας : Κατηγορία 2

## 3) Ανάλυση στην θέση 1

Από την σχέση 2.8, η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί χωρίς την χρήση εγκάρσιου οπλισμού στην θέση 1 είναι:

$$V_{II,1} = 0.5 \cdot b \cdot d \cdot f_t = 155,19 \text{ KN} < V_{ED}$$

Άρα επείγει η χρήση οπλισμού για την παραλαβή της τέμνουσας . Υπολογίζεται ότι στην θέση 1 και σε απόσταση d εκατέρωθεν αυτής , υπάρχουν 8 δίτμητοι συνδετήρες που ισοδυναμούν με εμβαδόν  $804,24 \text{ mm}^2$ . Από την σχέση 2.12, η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί με την χρήση εγκάρσιου οπλισμού στην θέση 1 είναι:

$$V_s = 321,7 > V_{ED}$$

Άρα σύμφωνα με την θεωρία της τροχιάς δεν έχουμε αστοχία σε τέμνουσα στη θέση αυτή.

## 4) Ανάλυση στην θέση 2

Από την σχέση 3.13, η τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να παραληφθεί χωρίς την χρήση εγκάρσιου οπλισμού στην θέση 2 είναι:

$$V_{II,2} = F_C \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + 5 \frac{f_t}{f_c}}\right) = 405 > V_{ED}$$

Άρα σε αυτήν την θέση δεν χρειάζεται η ενεργοποίηση του εγκάρσιου οπλισμού για την παραλαβή της τέμνουσας.

## Ανάλυση με την θεωρία των Ευρωκωδίκων

### 1) Οριακή κατάσταση διαρροής & αστοχίας

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.2 , 6.3 , 6,4 και 6.5 προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη:

$$-M_y = 711,2 \text{ KN m}$$

$$- V_y = M_y / H = 222,25 \text{ KN}$$

$$- \varphi_y = 0,0033 \text{ m}^{-1}$$

$$-M_u = 846,85 \text{ KN m}$$

$$- V_u = M_u / H = 264,64 \text{ KN}$$

$$- \varphi_u = 0,011 \text{ m}^{-1}$$

$$- \mu_\varphi = 3,24$$

## 2) Ανάληψη τέμνουσας

Με βάση την σχέση του παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ, Γ.1 η τέμνουσα αντοχής της διατομής είναι:

$$V_R = 430,24 \text{ KN} > V_{ED}$$

Άρα, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, δεν έχουμε αστοχία σε τέμνουσα.

## Σημείωση

Ο υπολογισμός της αντοχής σε τέμνουσα των στοιχείων έγινε ουσιαστικά κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 . Οι τύποι που χρησιμοποιεί πρακτικά είναι οι ίδιοι με αυτούς του ΚΑΝΕΠΕ , καθώς και οι δύο προέρχονται από ερευνητικές εργασίες του καθηγητή Μ.Ν. Φαρδή. Το μόνο που αλλάζει είναι οι συντελεστές ασφαλείας αλλά και ο προτεινόμενος τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας. Το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, το οποίο αποτελεί το ισχύον θεσμικό πλαίσιο, αφορά μόνο στην αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και υπολογισμό των τοπικών αντιστάσεων/ικανοτήτων παραμόρφωσης των στοιχείων.

### 5.5.4 Ανάλυση κόμβων

Στην συνέχεια αναλύεται ο κόμβος π1 που είναι το σημείο τομής του υποστυλώματος Κ1 και της δοκού Δ1 του πρώτου ορόφου, σύμφωνα με την θεωρία της τροχιάς και όπως αυτή αναλύθηκε στην ενότητα 2.4 του κεφαλαίου 2.

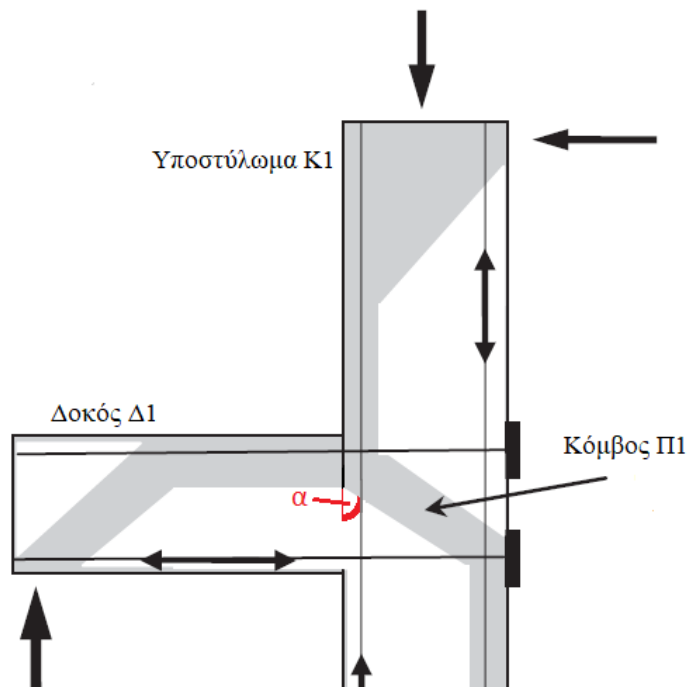
- Δεδομένα κόμβου

Για το υποστύλωμα και τον κόμβο ισχύει ότι:

Μεγέθη	Υποστύλωμα	Δοκός
Στατικό ύψος (mm)	377,8 ( $d_b$ )	712 ( $d_c$ )
Μήκος θλιβόμενης ζώνης (mm)	70,5 ( $x_b$ )	61,2 ( $x_c$ )
Σημείο άσκησης θλιπτικής δύναμης	342,6 ( $z_b$ )	383,4 ( $z_c$ )

Πίνακας 5.1: Δεδομένα κόμβου Π1

1) Στοιχεία διαγώνιου θλιπτήρα



Εικόνα 5.5 : Κόμβος Π1

Η κλίση και το ημίτονο, συνημίτονο της γωνιάς που θα διαγράφει ο διαγώνιος θλιπτήρας είναι :

$$\sin\alpha = \frac{z_c}{\sqrt{z_c^2+z_b^2}} = 0,447$$

$$\cos\alpha = \frac{z_b}{\sqrt{z_c^2+z_b^2}} = 0,894$$

Ενώ η γωνία  $\beta$  είναι η γωνία μεταξύ της διαγώνιου του κόμβου και των εφαπτόμενων στα άκρα (Σχήμα 2.24) είναι :

$$\tan\beta = \frac{z_c/8}{\sqrt{z_c^2+z_b^2}} = 0,112$$

## 2) Ένταση διαγώνιου θλιπτήρα

- Η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στους διαμήκεις οπλισμούς της δοκού λόγω κάμψης είναι  $F_{s,b} = 722,56 \text{ KN}$
- Χρησιμοποιώντας την σχέση 2.17 η τιμή της τέμνουσας δύναμης  $V_c$  είναι  $V_c = M_{f,c}/H = 119,65 \text{ KN}$  (Το δοκάρι αστοχεί πρώτο)
- Η οριζόντια συνιστώσα της θλιπτικής δύναμης που αναπτύσσεται εντός του διαγώνιου δοκού είναι ίση με το αποτέλεσμα των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στην άνω επιφάνεια της άρθρωσης, σύμφωνα με την σχέση 2.16 , είναι  $F_{JH} = 1,2 F_{s,b} - V_c = 747,43 \text{ KN}$

Οπότε η θλιπτική δύναμη του διαγώνιου θλιπτήρα , με βάση την σχέση 2.18, είναι

$$F_j = F_{JH}/\sin\alpha = 1670,59 \text{ KN}$$

## 3) Μέγιστη τιμή διαγώνιου θλιπτήρα

Με βάση την σχέση 2.19 , η αντοχή  $F_{Rj,max}$  του διαγώνιου θλιπτήρα είναι :

$$F_{Rj,max} = 4108,69 \text{ KN}$$

Στην περιοχή του κόμβου υπάρχουν 3 συνδετήρες  $\Phi 8$  , με συνολικό εμβαδόν  $201,06 \text{ mm}^2$  . Άρα με βάση την σχέση 2.22 και 2.23 προκύπτει ότι:

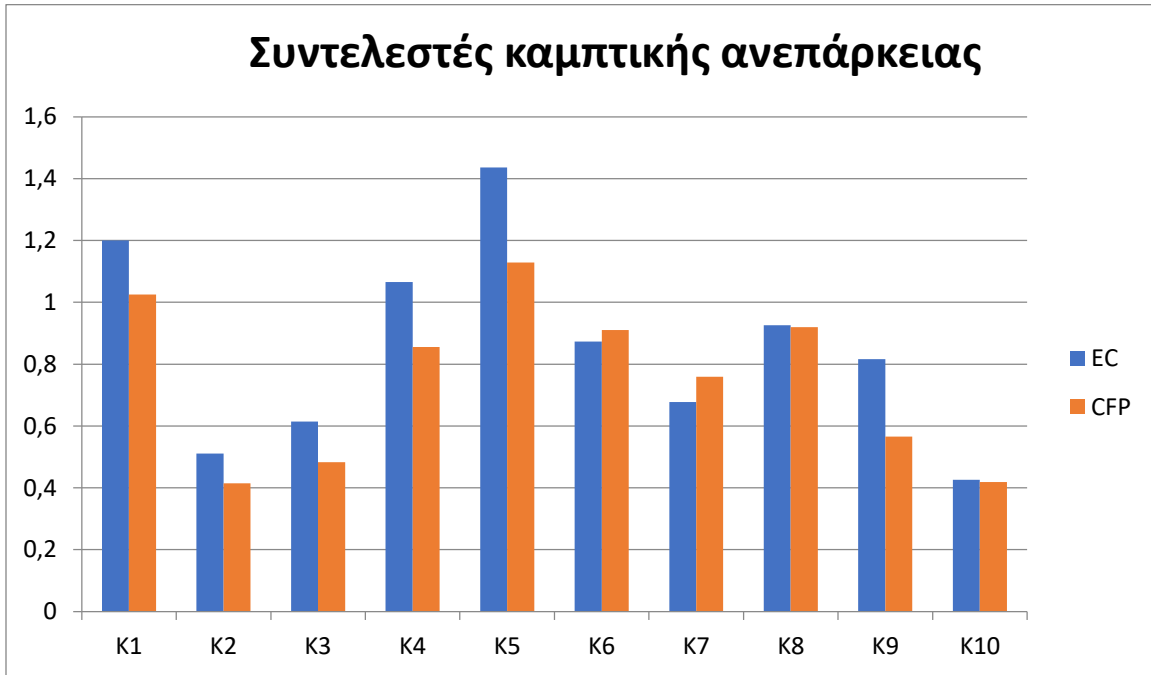
- Η μέγιστη εφελκυστική τάση που μπορεί να αναπτυχθεί στο διαγώνιο θλιπτήρα είναι  $T_j = 107,89 \text{ KN}$
- Η μέγιστη δύναμη είναι  $F_{Rj,s} = 964,59 \text{ KN}$

Επομένως με βάση την σχέση 2.24 , προκύπτει ότι:

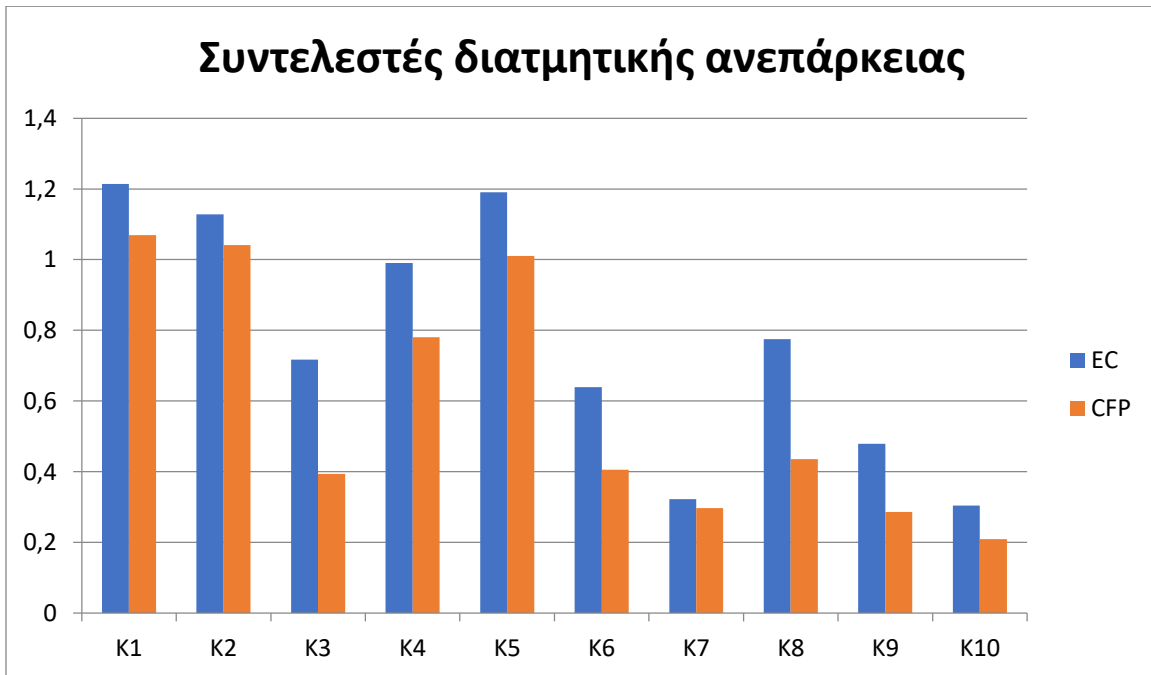
$$F_{jd} \leq \min ( F_{Rj,max}, F_{Rj,s} ) = 964,59 \text{ KN που δεν ισχύει}$$

Άρα υπάρχει αστοχία του διαγώνιου θλιπτήρα.

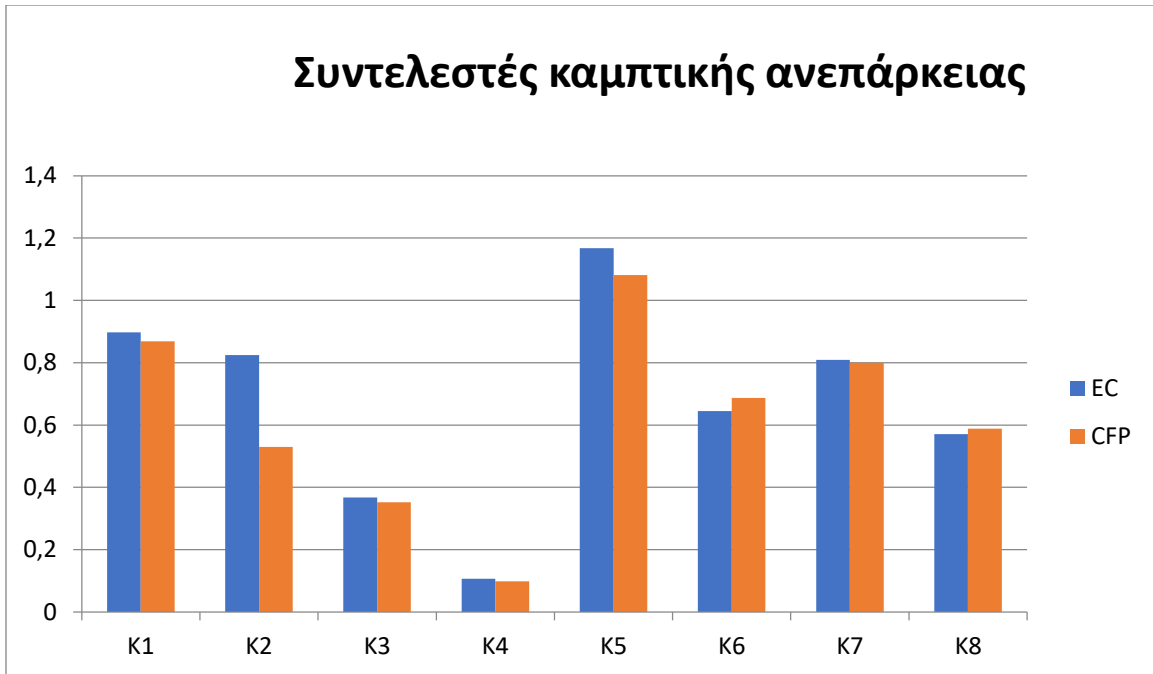
Στην συνέχεια ακολουθούν οι πίνακες με τους συντελεστές ανεπάρκειας κάθε στοιχείου . Οι πίνακες με τα συνολικά αποτελέσματα των κόμβων βρίσκονται στο παράρτημα Α. Τέλος τα συνολικά συμπεράσματα της ανάλυσης βρίσκονται στο τελευταίο κεφάλαιο.



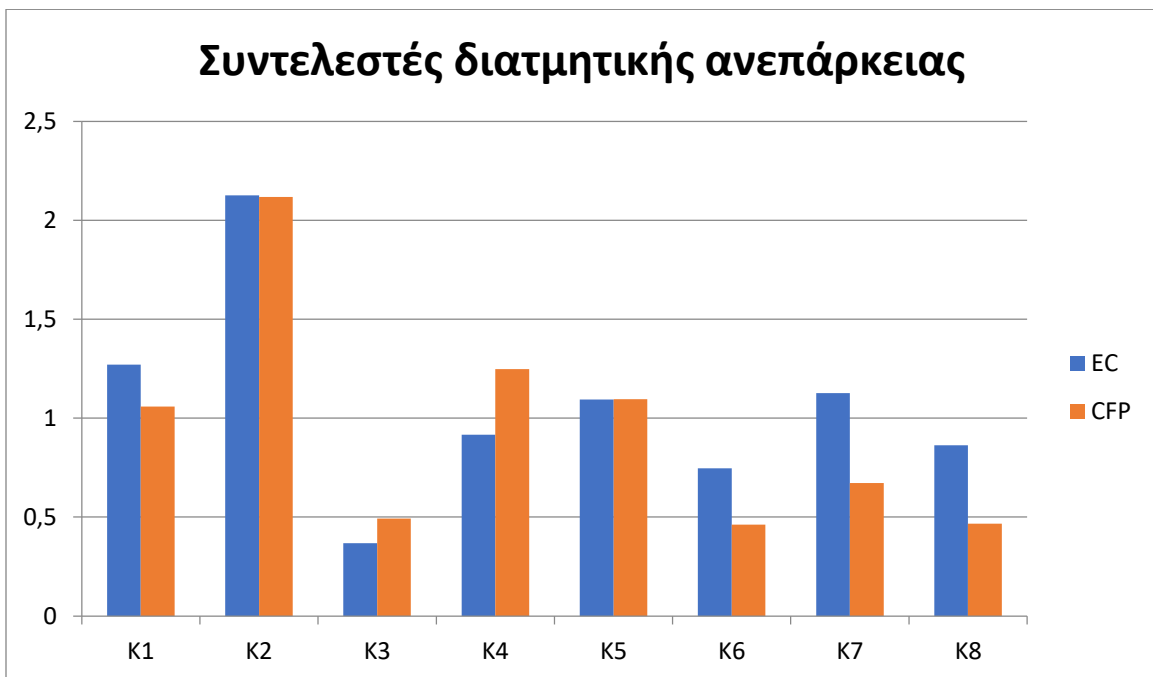
Πίνακας 5.2 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής υποστυλωμάτων ισογείου



Πίνακας 5.3 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής υποστυλωμάτων ισογείου

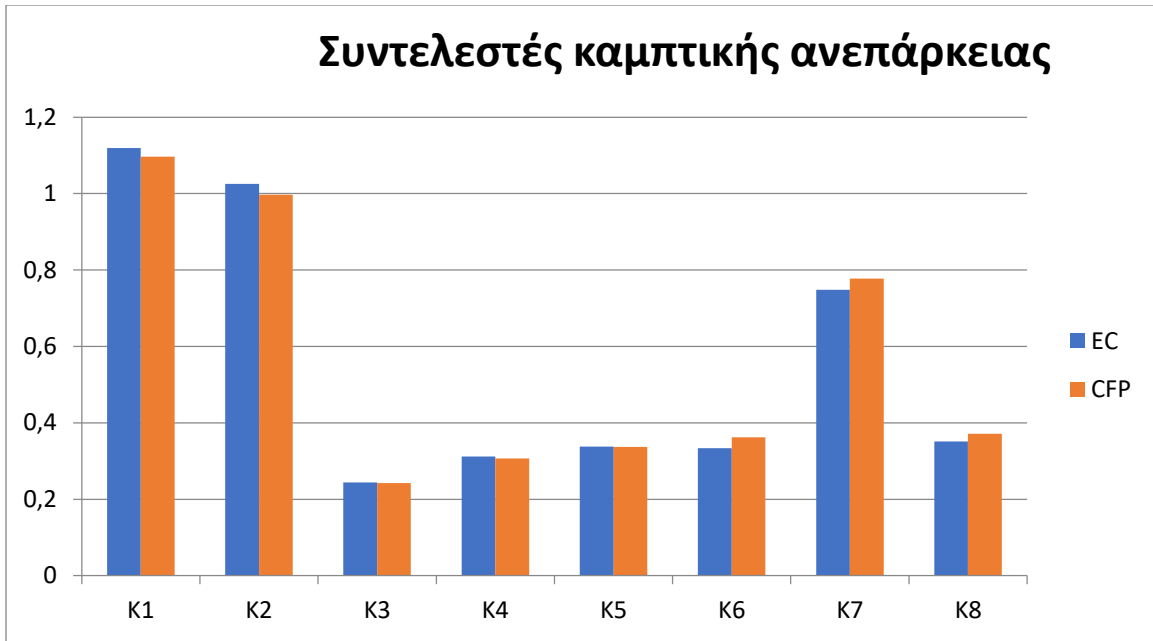


Πίνακας 5.4 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής υποστυλωμάτων πρώτου ορόφου



Πίνακας 5.5 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής υποστυλωμάτων πρώτου ορόφου

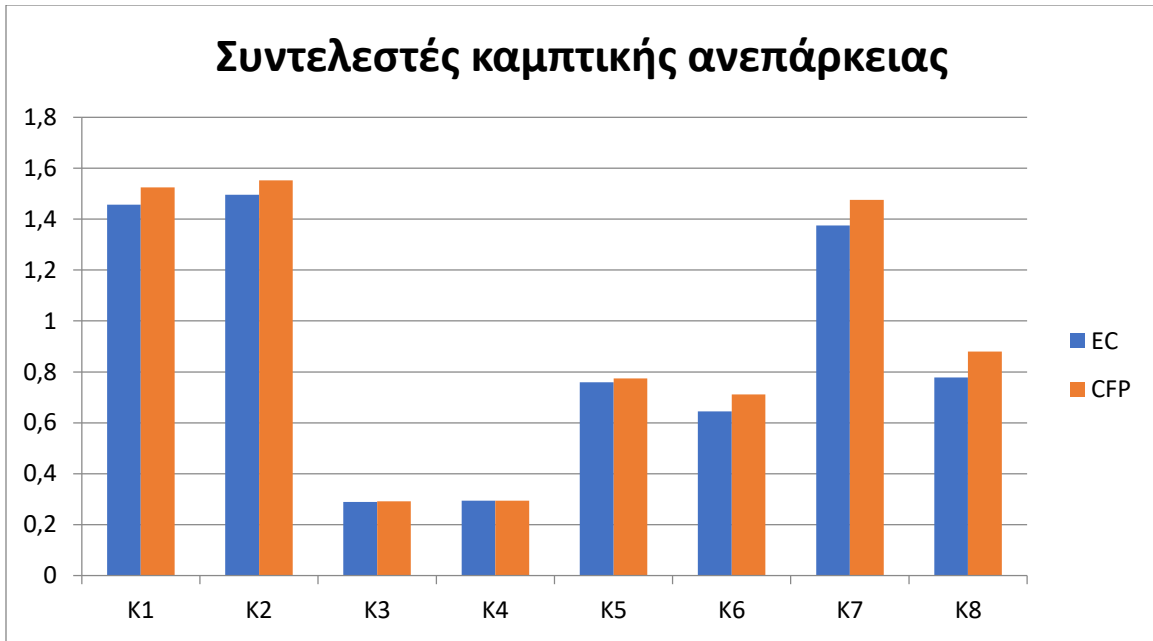




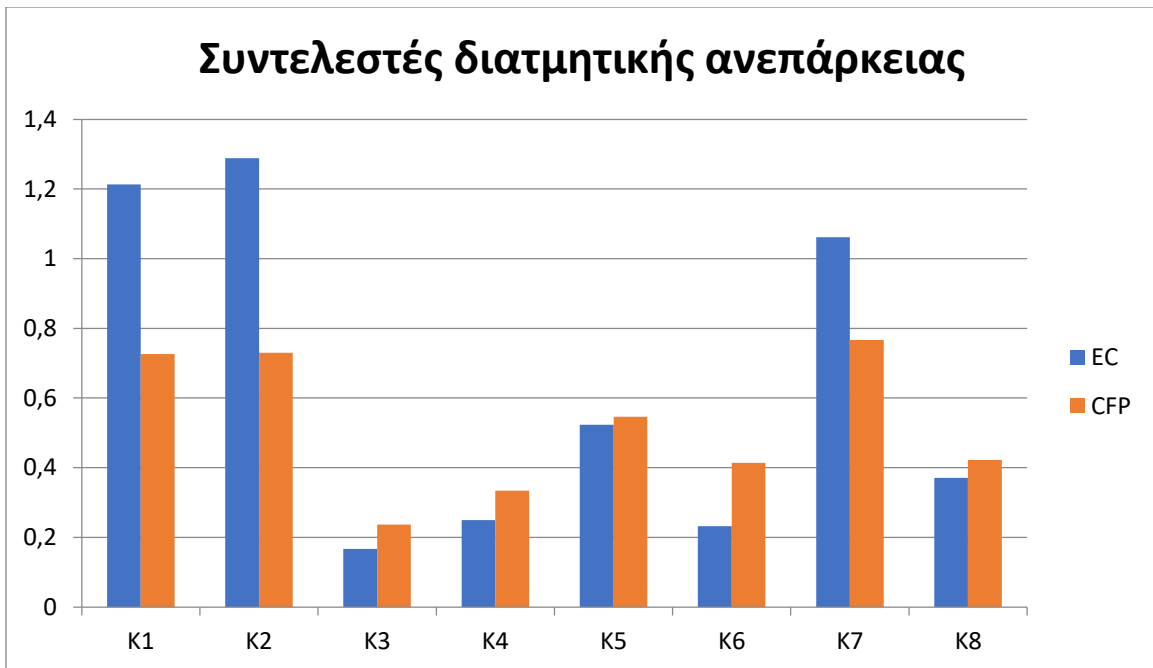
Πίνακας 5.6 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής υποστυλωμάτων δευτέρου ορόφου



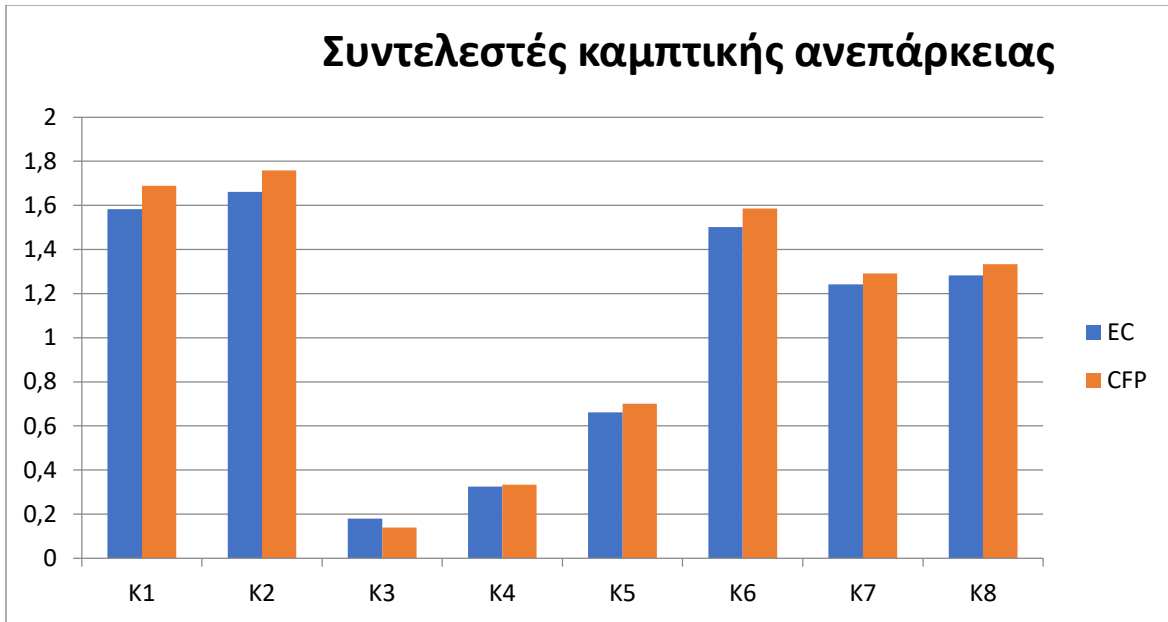
Πίνακας 5.7 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής υποστυλωμάτων δευτέρου ορόφου



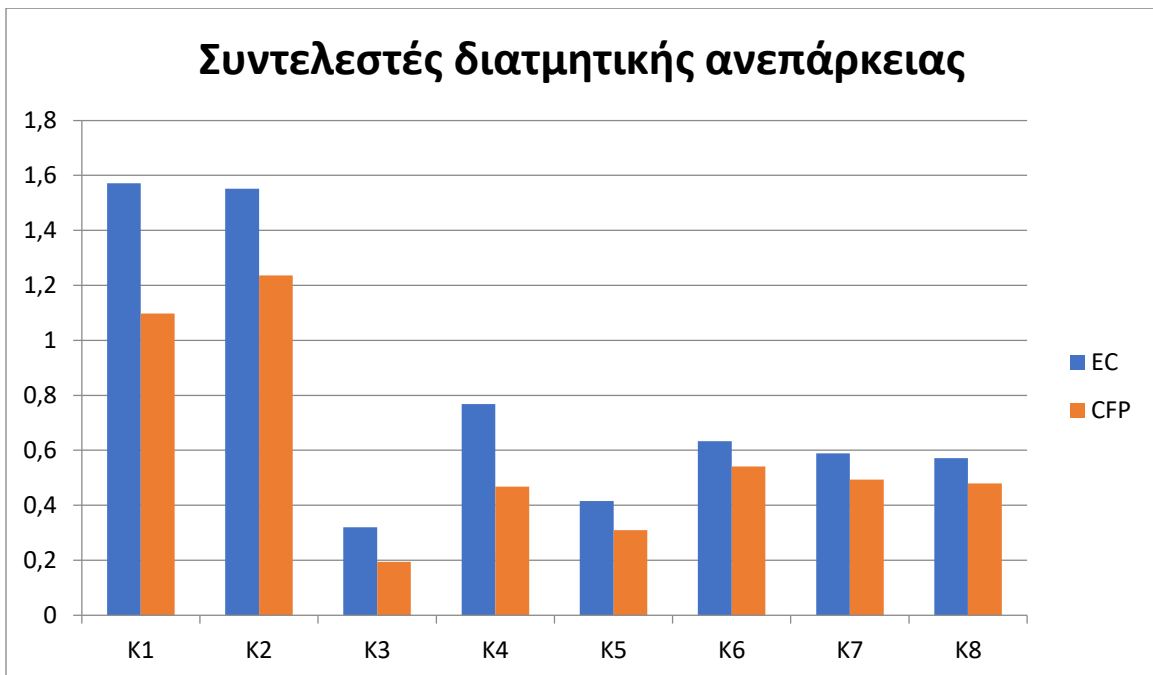
Πίνακας 5.8 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής υποστυλωμάτων τρίτου ορόφου



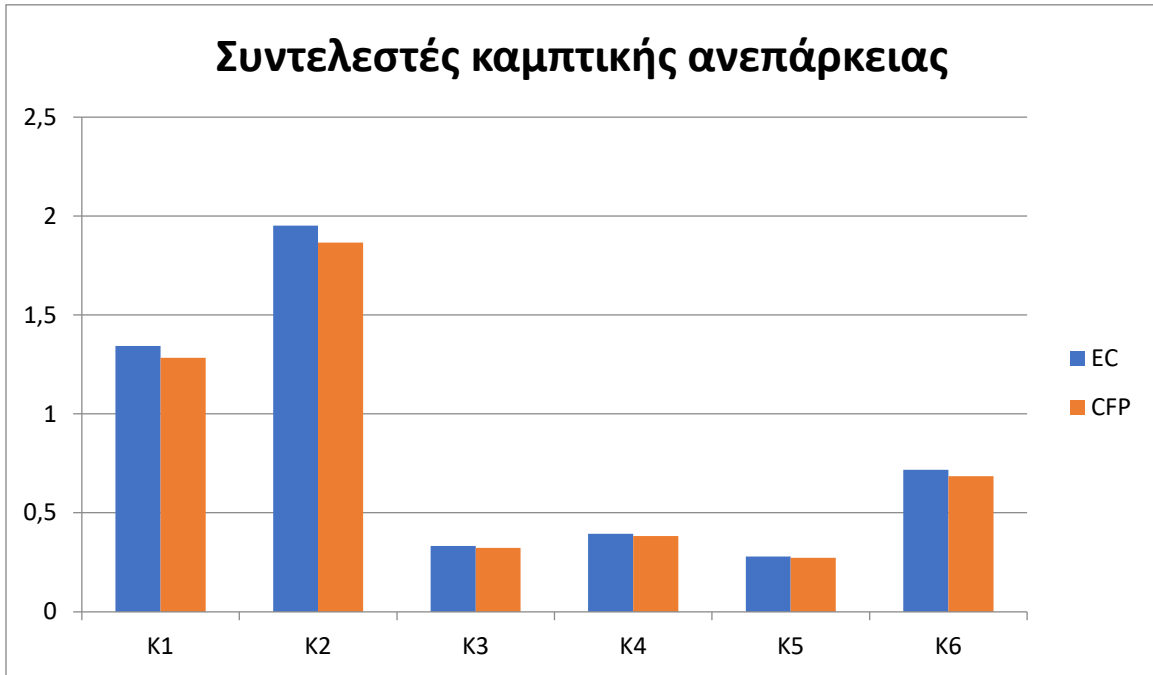
Πίνακας 5.9 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής υποστυλωμάτων τρίτου ορόφου



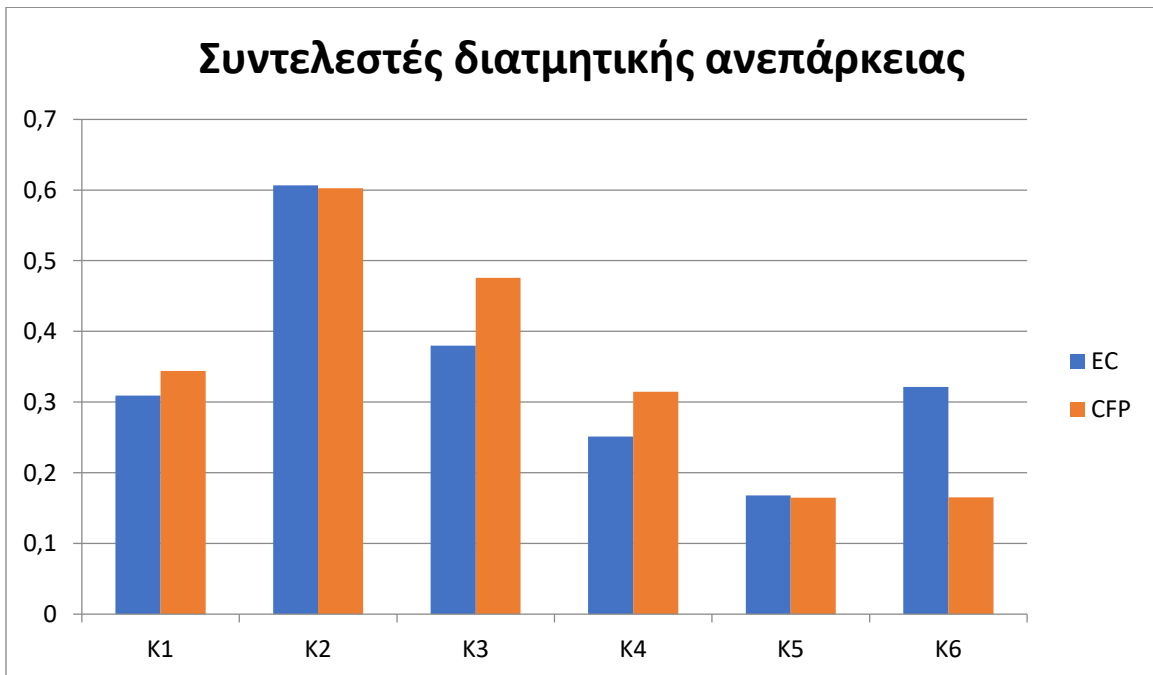
Πίνακας 5.10 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής υποστυλωμάτων τέταρτου ορόφου



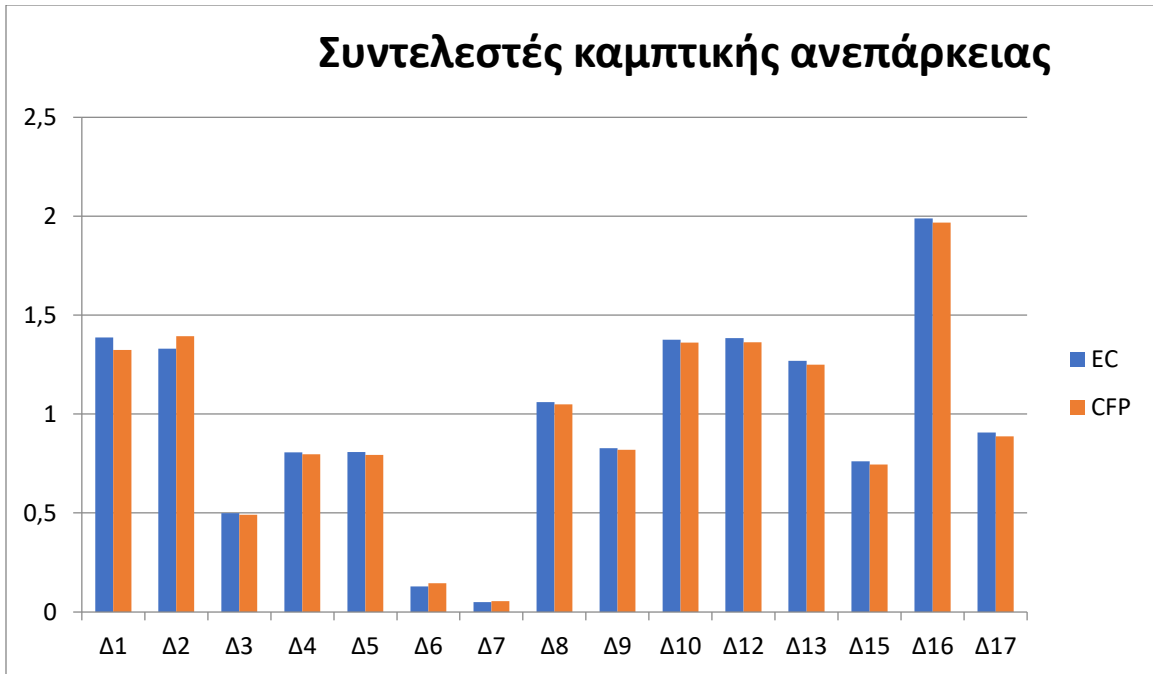
Πίνακας 5.11 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής υποστυλωμάτων τέταρτου ορόφου



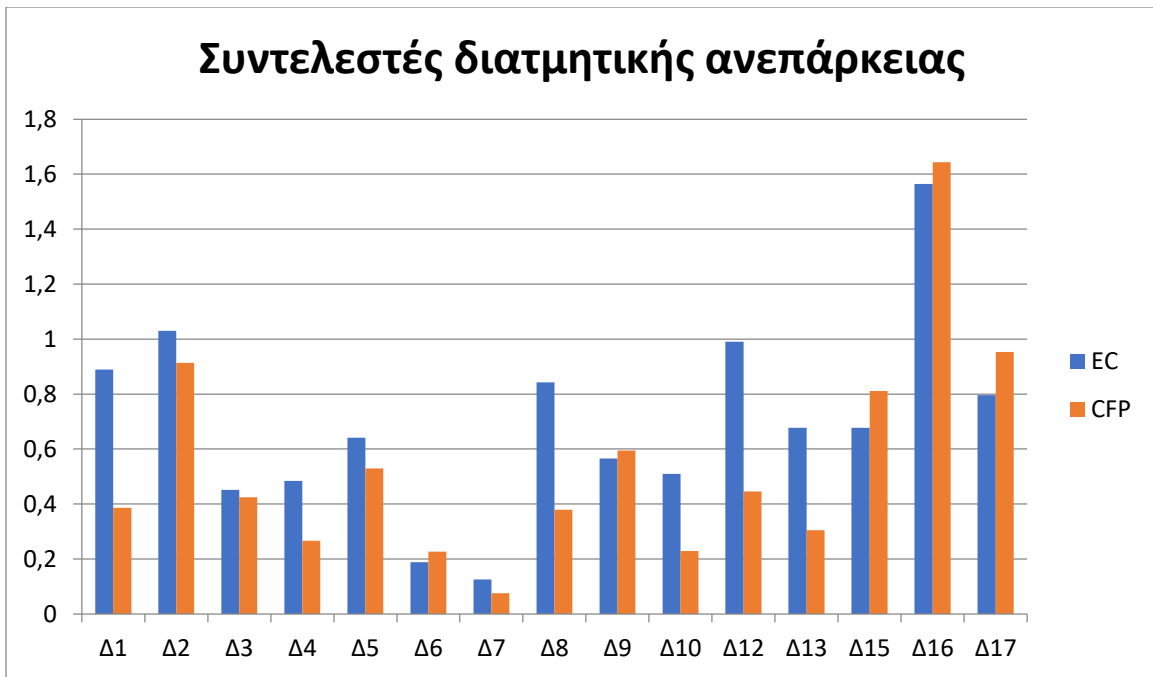
Πίνακας 5.12 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής υποστυλωμάτων πέμπτου ορόφου



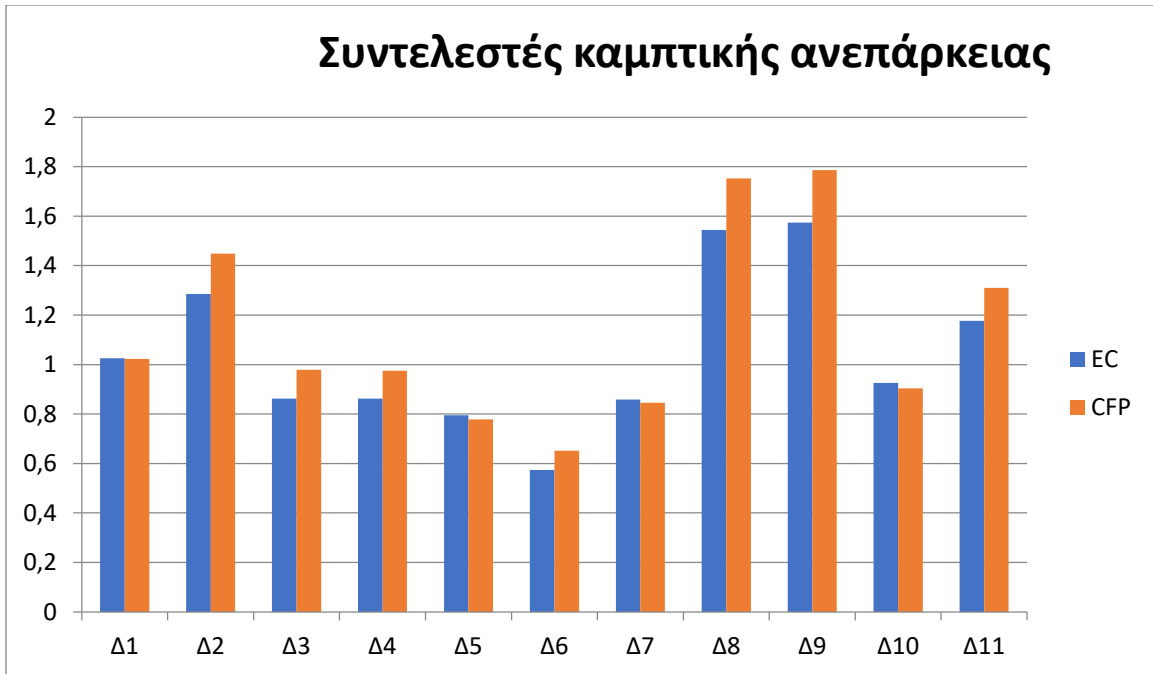
Πίνακας 5.13 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής υποστυλωμάτων πέμπτου ορόφου



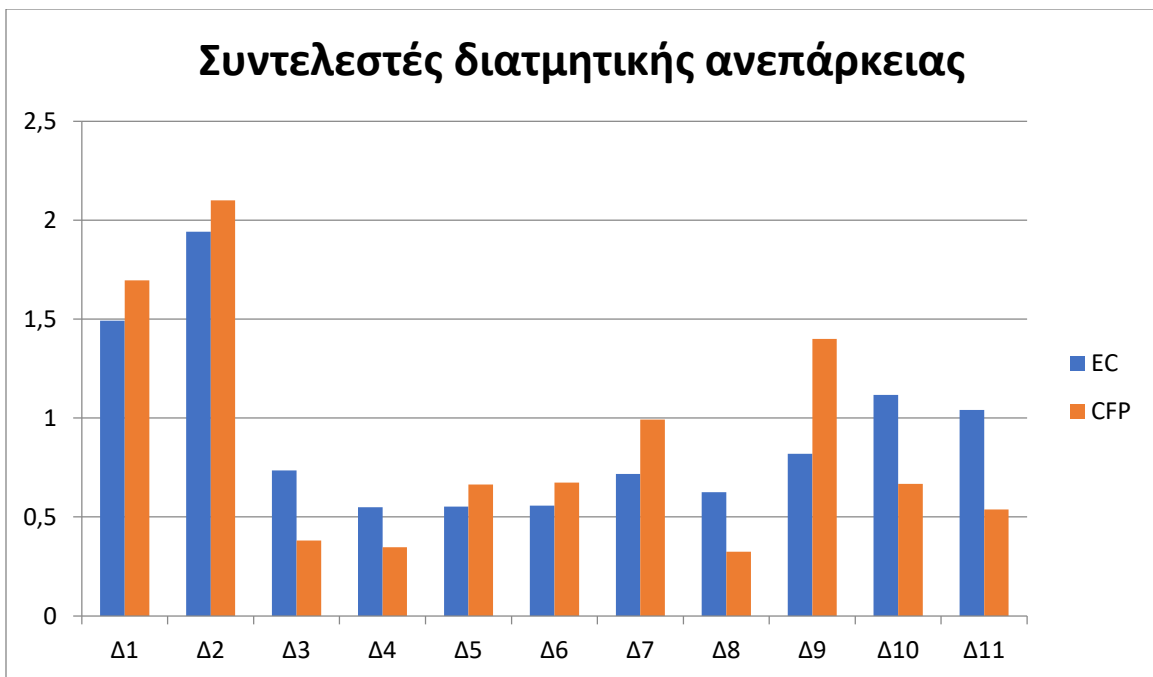
Πίνακας 5.14 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής δοκών ισογείου



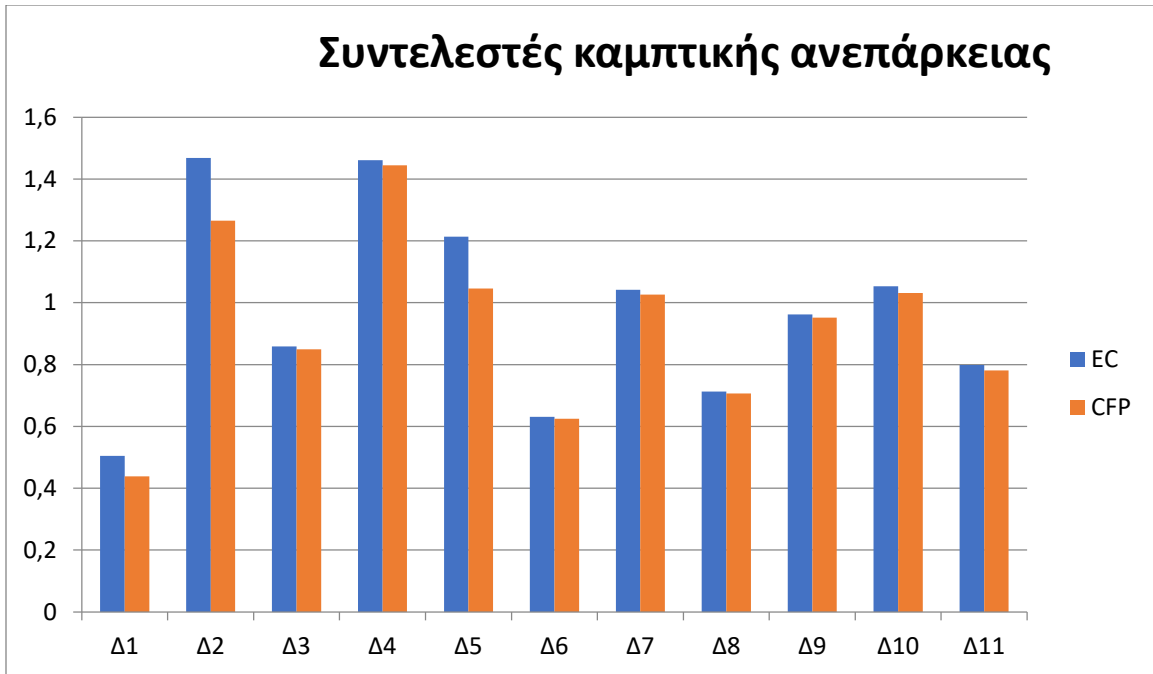
Πίνακας 5.15 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής δοκών ισογείου



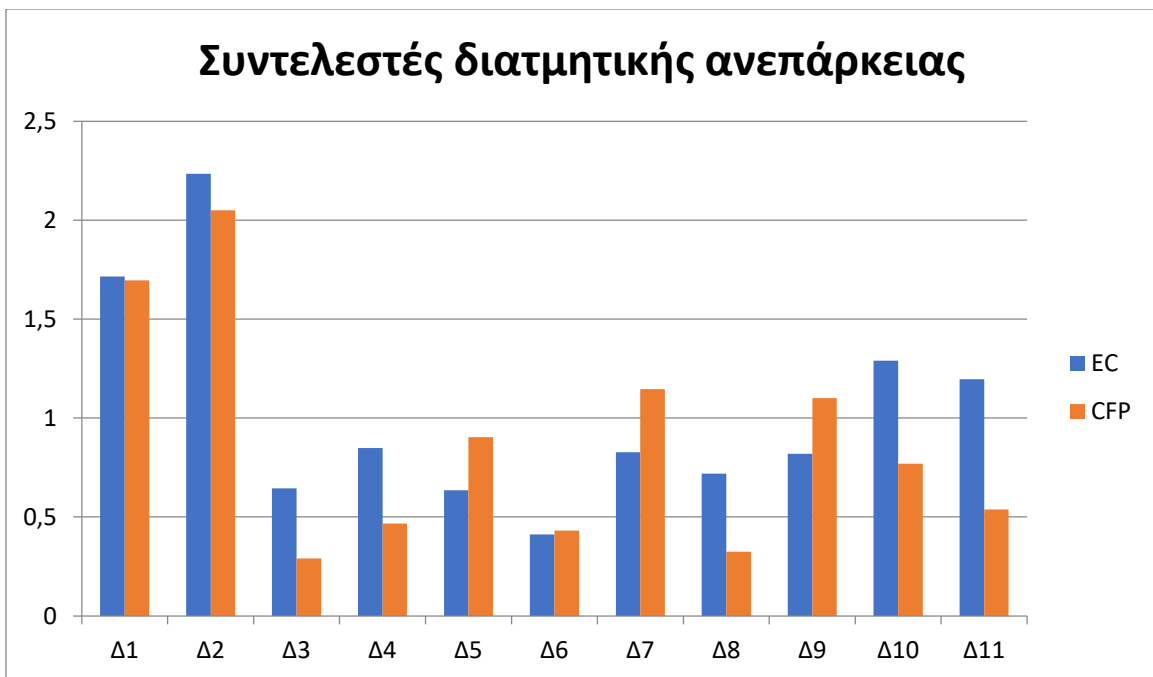
Πίνακας 5.16 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής δοκων πρώτου ορόφου



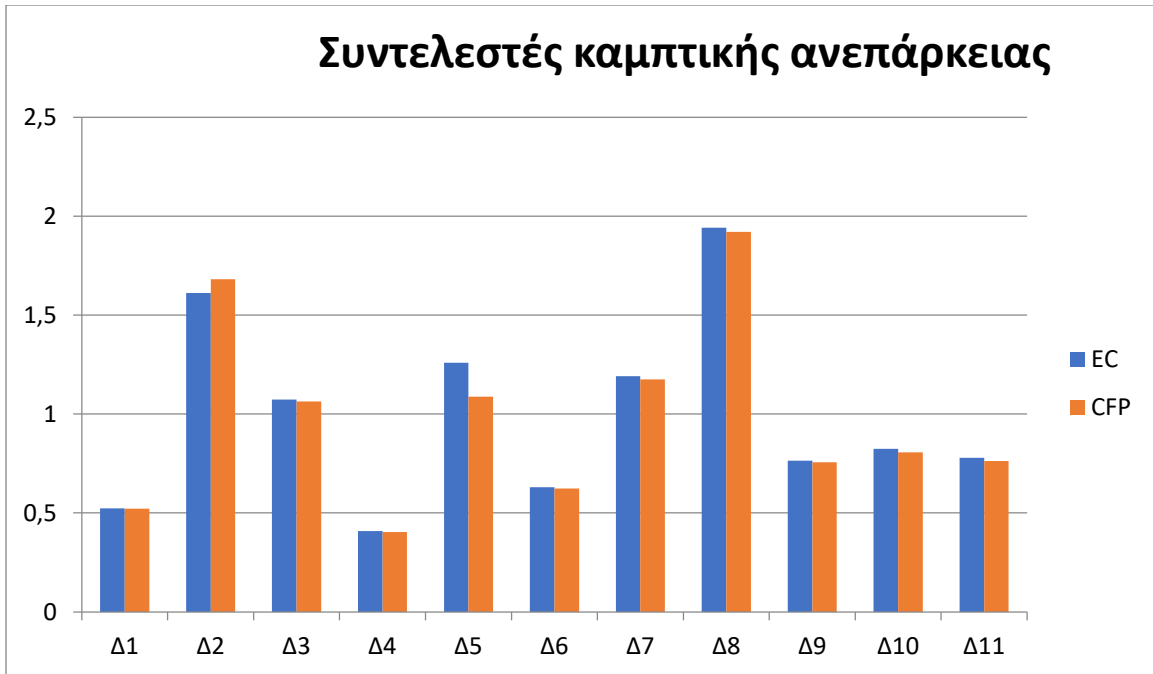
Πίνακας 5.17 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής δοκών πρώτου ορόφου



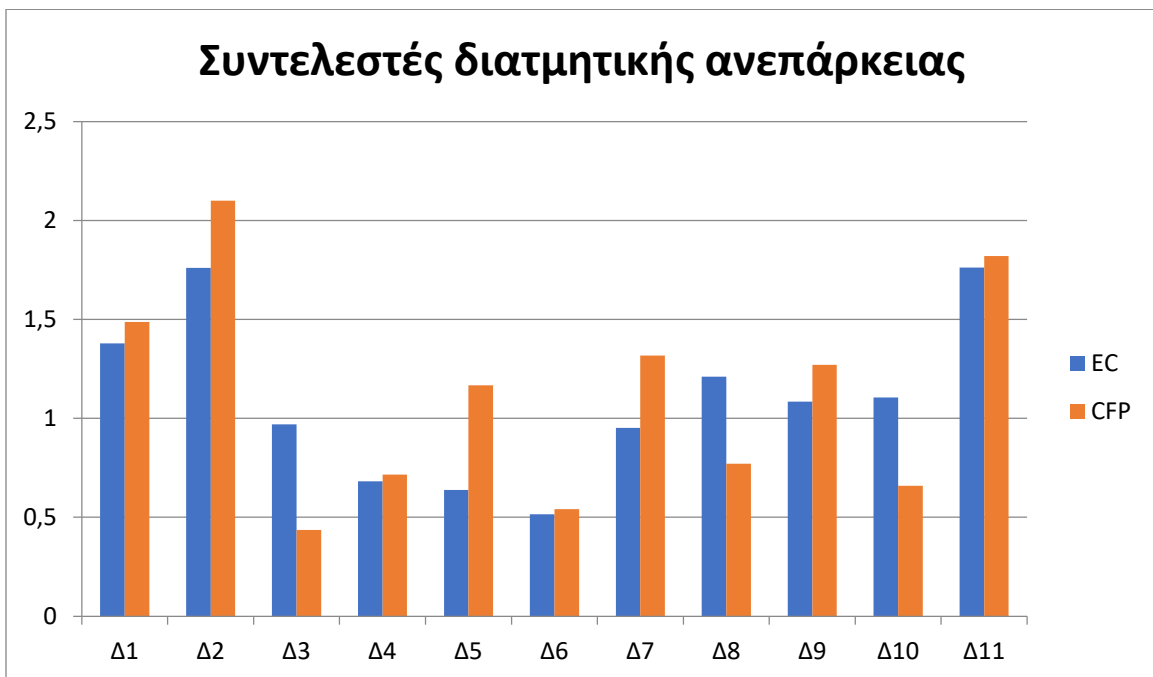
Πίνακας 5.18 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής δοκών δευτέρου ορόφου



Πίνακας 5.19 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής δοκών δευτέρου ορόφου

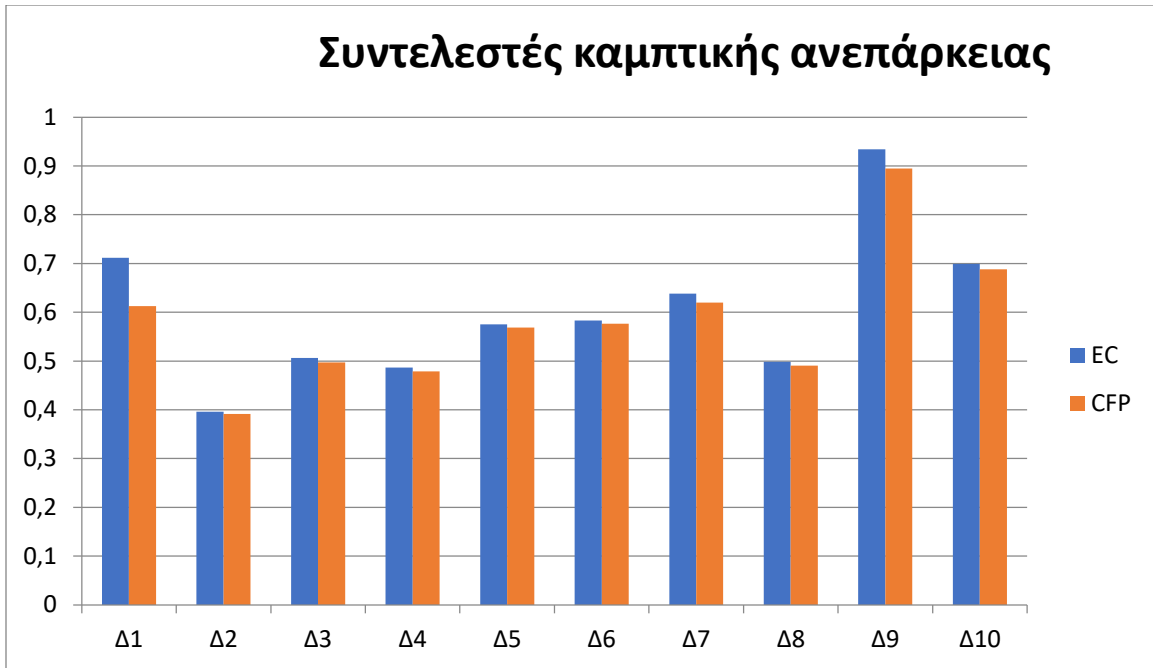


Πίνακας 5.20 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής δοκών τρίτου ορόφου

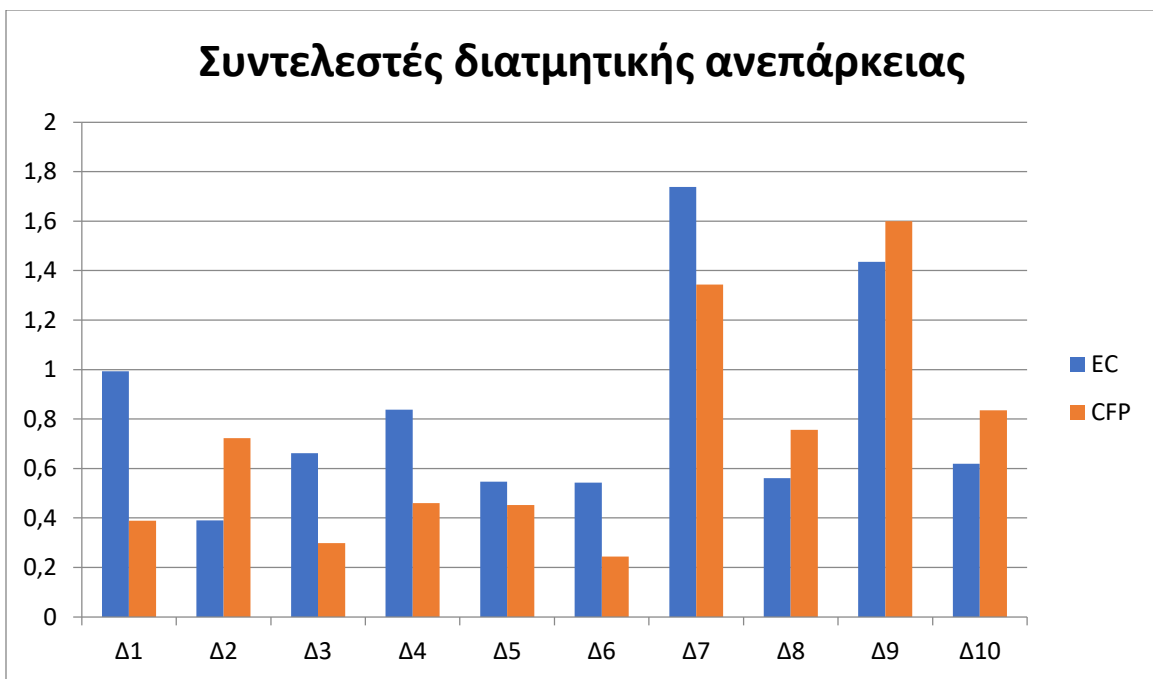


Πίνακας 5.21 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής δοκών τρίτου ορόφου

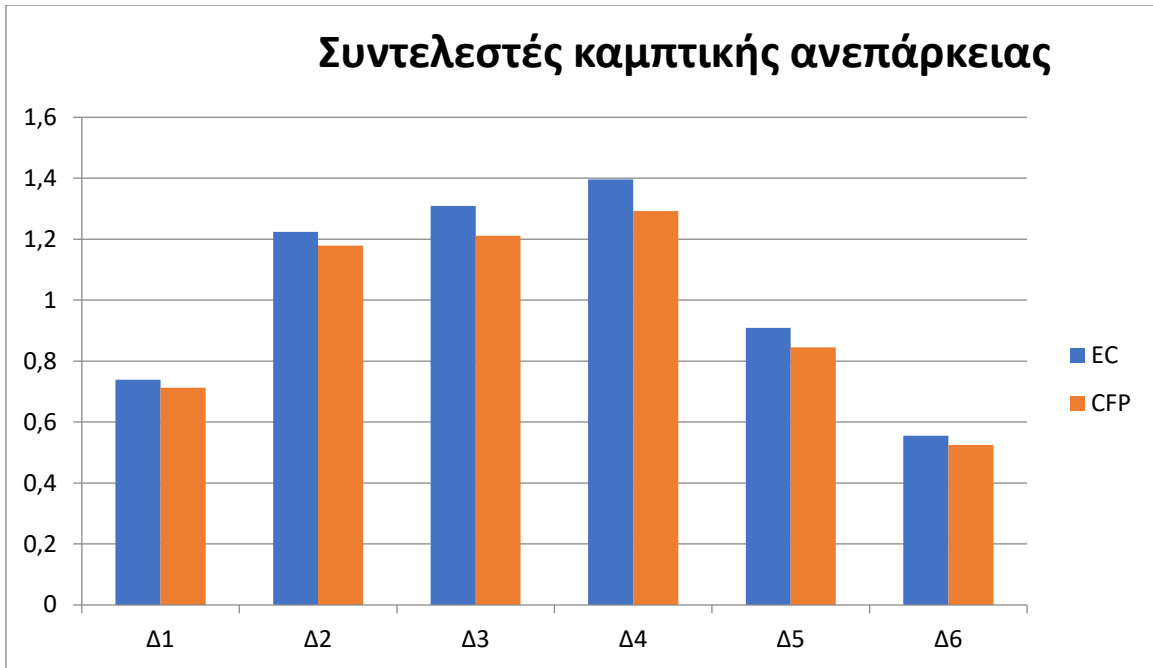




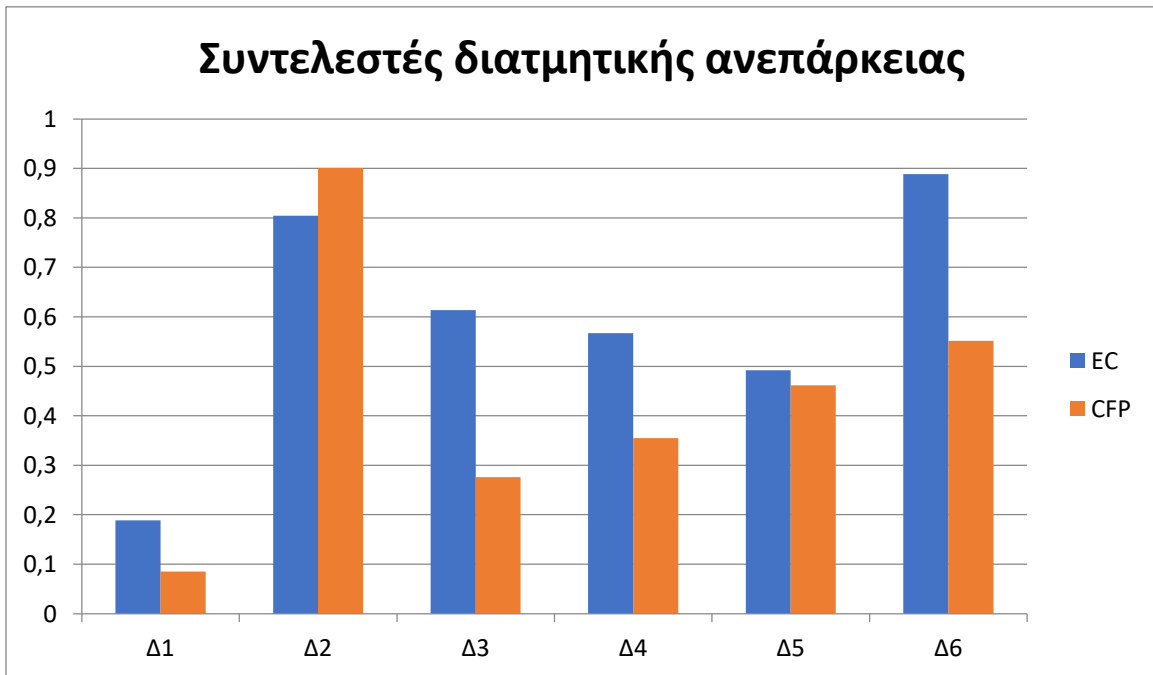
Πίνακας 5.22 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής δοκών τέταρτου ορόφου



Πίνακας 5.23 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής δοκών τέταρτου ορόφου



Πίνακας 5.24 : Λόγοι ροπής αστοχίας- ροπή αντοχής δοκών πέμπτου ορόφου



Πίνακας 5.25 : Λόγοι τέμνουσας - διατμητικής αντοχής δοκών πέμπτου ορόφου



## 6. Ενίσχυση μελών

### 6.1 Εισαγωγή

Το κεφάλαιο αυτό ασχολείται κυρίως με τις τεχνικές ενίσχυσης με την εφαρμογή της θεωρίας της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης.

Η επισκευή ή η αύξηση της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, ήταν πάντα πολύ δύσκολη και οι επαρκείς λύσεις συχνά συνεπάγονται εκτεταμένες εργασίες και σημαντικός χρόνος. Κύριο μειονέκτημα των έως τώρα επεμβάσεων ήταν η δυσκολία εφαρμογής τους.

Παρόλα αυτά η εξέλιξη της επιστημονικής έρευνα στο πεδίο αυτό οδήγησε στην ανάπτυξη νέων υλικών και τεχνολογιών, καθώς και η πληθώρα των διατιθέμενων μεθόδων για την επισκευή και ενίσχυση των μελών μιας κατασκευής. Η χρήση των λοιπών ορισμένων μεθόδων εξωτερικής ενίσχυσης (που θα παρουσιαστούν στην συνέχεια) θα οδηγήσει στην βελτίωση της στατικής επάρκειας και της σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής με τρόπο οικονομικό και αποτελεσματικό.

### 6.2 Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων

Για την ενίσχυση των δοκών και υποστυλωμάτων χρησιμοποιούνται φύλλα ινοπλισμένων πολυμερών (ονομάζονται και FRP «Fibre Reinforced Polymers»). Η χρήση αυτών των συνθετικών υλικών αποτελεί την πιο σύγχρονη τεχνική στην αποκατάσταση ή ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών. Ουσιαστικά είναι η εξέλιξη της τεχνικής των χαλύβδινων επικολητών ελασμάτων, υπερκαλύπτοντας τις αδυναμίες αυτής της τεχνικής καθώς απαιτούσε σημαντικό χρόνο και κόπο για να εφαρμοστεί.

#### 1. Ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή

Η τεχνική των ινοπλισμένων πολυμερών είναι μια αξιόπιστη μέθοδος για την αποκατάσταση και ενίσχυση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Είναι ιδιαίτερα εφαρμόσιμη σε επισκευαστικές εργασίες κατοικημένων κτιρίων εξ αιτίας του μικρού χρόνου της επέμβασης.

Τα σύνθετα υλικά (ινοπλισμένα πολυμερή) αποτελούνται από συνεχείς ίνες, κυρίως άνθρακα, γυαλιού ή αραμιδίου σε συνδυασμό με κάποια ρητίνη (συνήθως εποξειδική) και διατίθενται σε μορφή σχετικά δύσκαμπτων «λωρίδων» πάχους της τάξης του 1mm ή εύκαμπτων «υφασμάτων» πάχους της τάξεως των 0,1-0,4 mm με ίνες σε μία ή περισσότερες διευθύνσεις. Επίσης, οι ίνες στα σύνθετα υλικά χαρακτηρίζονται από την εξαιρετικά μεγάλη εφελκυστική αντοχή τους (που οφείλεται στην πολύ μικρή διάμετρο τους της τάξης των 5 – 25 μm) και μέτρο ελαστικότητας που μπορεί να είναι 30–300 MPa ανάλογα με τις απαιτήσεις της μελέτης. Το βάρος τους είναι ιδιαίτερα χαμηλό,

περίπου στο ένα τέταρτο του χάλυβα και ιδιαίτερα σημαντικό είναι η ανθεκτικότητά τους σε διάρκεια. Τέλος, δεν επηρεάζονται από περιβαλλοντικές επιδράσεις και δεν έχουν ανάγκη προστασίας από διάβρωση.

Η σύνδεση του υπάρχοντος στοιχείου με τις στρώσεις του σύνθετου υλικού της ενίσχυσης θεωρείται μονολιθική, με το ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται ως πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός. Με την ορθή εφαρμογή αυτής της τεχνικής επιτυγχάνεται αύξηση της καμπτικής/διατμητικής ακαμψίας (μείωση των παραμορφώσεων), μείωση της αναμενόμενης ρηγμάτωσης, αύξηση της πλαστιμότητας και σημαντική μείωση της πιθανότητας ψαθυρής αστοχίας.



Εικόνα 6.1 : Υφάσματα FRP για την ενίσχυση (α) δοκών και (β) υποστυλωμάτων

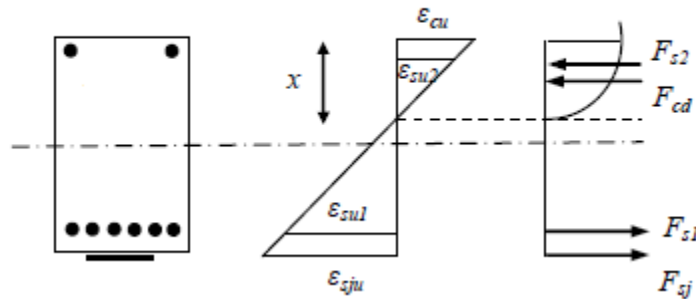
## 2. Διαδικασία υπολογισμού νέων αντοχών σε κάμψη

Όταν η καμπτική αντοχή ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μειωμένη λόγω ανεπαρκούς εφελκόμενου οπλισμού, μπορεί να αυξηθεί με επικόλληση στην κάτω παρειά του ‘υφασμάτων’ από σύνθετο υλικό ινοπλισμένου πολυμερούς. Με άλλα λόγια η ενίσχυση σε κάμψη των στοιχείων, επιτυγχάνεται με την εξωτερική επικόλληση σύνθετων υλικών στο εφελκόμενο πέλμα με διεύθυνση των ινών τέτοια ώστε να παραλαμβάνουν τις εφελκυστικές δυνάμεις που δημιουργούνται λόγω της κάμψης, δηλαδή παράλληλα στον άξονα του μέλους. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως για την ενίσχυση πλακών και δοκών.

Ο υπολογισμός της αύξησης της καμπτικής αντοχής του στοιχείου γίνεται με θεώρηση μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης του σύνθετου υλικού  $\epsilon_{e,lim}$ , πέρα από την οποία το σύνθετο υλικό αστοχεί με αποκόλληση από την παρειά του ενισχυόμενου στοιχείου. Η  $\epsilon_{e,lim}$  λαμβάνει τιμές που κυμαίνονται μεταξύ του 33 - 50% της παραμόρφωσης θραύσης του ινοπλισμένου πολυμερούς. Το σύνηθες εύρος των τιμών της  $\epsilon_{e,lim}$  είναι από 3.5 έως 9%, ενώ μία ενδεικτική τιμή που μπορεί να χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό της

ενίσχυσης σε περίπτωση που δεν διαθέτουμε επαρκέστερα στοιχεία είναι  $\varepsilon_{e, \text{lim}} = 6\%$ , ανεξάρτητα από το είδος του ινοπλισμένου πολυμερούς.

Προκειμένου να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος ( $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} = 3.5\%$ ), επιλέγουμε τόσες στρώσεις σύνθετου υλικού, ώστε στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ενισχυμένης διατομής, η παραμόρφωση του υφιστάμενου εφελκόμενου οπλισμού να είναι τουλάχιστον ίση με την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα και η παραμόρφωση του ινοπλισμένου πολυμερούς ίση με την  $\varepsilon_{e, \text{lim}}$ .



Εικόνα 6.2 :Οριακή κατάσταση αστοχίας δοκού ενισχυμένης με ελάσματα σύνθετου υλικού.

Η κατάσταση αστοχίας της ενισχυμένης διατομής φαίνεται στην εικόνα 6.2 . Ουσιαστικά προστίθεται μια ακόμη δύναμη που δρα στο εφελκόμενο πέλμα του στοιχείου. Αυτή ισούται με :

$$F_{sj} = A_{sj} \times E_{sj} \times \varepsilon_{s,ju}$$

Όπου  $A_{sj}$ ,  $E_{sj}$ ,  $\varepsilon_{s,ju}$  είναι το εμβαδόν, το μέτρο ελαστικότητας και η παραμόρφωση αστοχίας του μανδύα αντίστοιχα.

### Λιευκρίνιση

Η αποδοτικότητα της ενίσχυσης της καμπτικής αντοχής με χρήση υφασμάτων ινοπλισμένου πολυμερούς, είναι δυνατή μόνο εφόσον έχει εξασφαλιστεί η επάρκεια του μηχανισμού μεταφοράς δυνάμεων στην περιοχή απόληξης του ‘υφάσματος’ μέσω κατάλληλης αγκύρωσης των στρώσεων του σύνθετου υλικού στο υφιστάμενο στοιχείο, η οποία καλό είναι να γίνεται στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής. Ενδεχόμενη ανεπάρκεια του μηχανισμού αυτού, μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του συστήματος της ενίσχυσης με αποκόλληση από το ενισχυόμενου στοιχείο, λόγω υπερβολικής συγκέντρωσης τάσεων στα άκρα του μανδύα σύνθετου υλικού.

### 3. Διαδικασία υπολογισμού νέων αντοχών σε διάτμηση

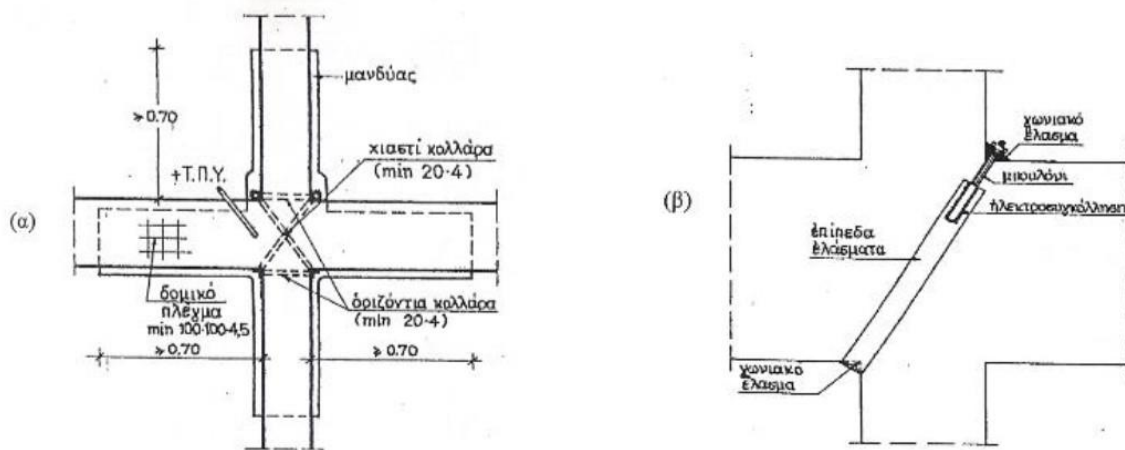
Η ενίσχυση σε διάτμηση εξασφαλίζεται μέσω της επικόλλησης υφάσματος σε διεύθυνση παράλληλη προς την αντίστοιχη διεύθυνση της δρώσας τέμνουσας των στοιχείων. Η ενίσχυση μπορεί να πραγματοποιηθεί με τη μορφή λωρίδων ή συνεχούς υφάσματος και γενικά προτιμώνται οι κλειστοί τύποι περίσφιξης (όποτε είναι εφικτό).

### 6.3 Ενίσχυση κόμβων

Οι κόμβοι στον τομέα των επεμβάσεων ίσως αποτελούν τη δυσκολότερη κατασκευαστική διαδικασία διότι σε αυτούς συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα. Γενικά οι τεχνικές αποκατάστασης τους διαχωρίζονται σε επισκευές (για ελαφριές βλάβες ή ρηγματώσεις) και σε ενισχύσεις (αφορά σοβαρές βλάβες). Οι σημαντικότερος τρόπος επισκευών γίνεται με την ρήση ρυτίνων ή με επισκευαστικά κονιάματα. Για την ενίσχυση όμως θα εφαρμοστεί η μέθοδος των κολλάρων.

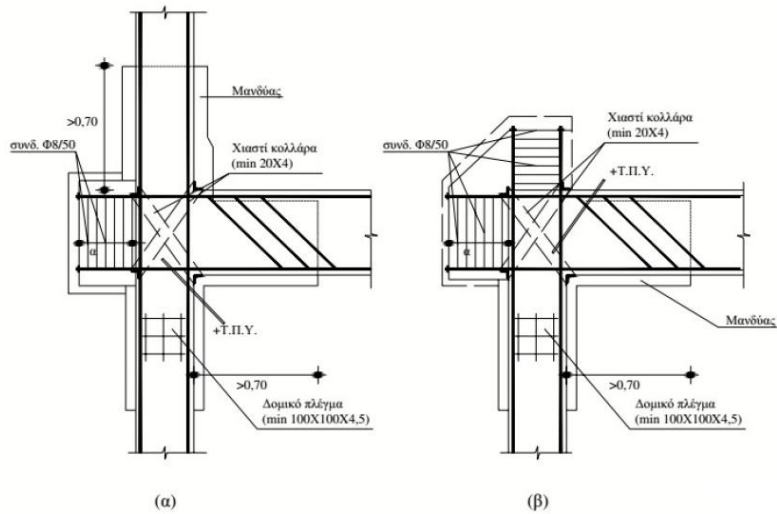
#### 1. Ενίσχυση κόμβου με χιαστί κολλάρα

Με τη μέθοδο αυτή πετυχαίνουμε την αύξηση της περίσφιξης στην περιοχή του κόμβου. Τα κολλάρα τοποθετούνται χιαστί και εντείνονται με μηχανικό τρόπο. Επίσης τοποθετούνται και δύο οριζόντια κολλάρα στις παρειές των υποστυλωμάτων, τα οποία συγκολλούνται στα χιαστί και σταθεροποιούν το σύστημα περίσφιξης (σχήμα 6.1)



Σχήμα 6.2 : Ενίσχυση με χιαστί κολλάρα

Βασικό τους μειονέκτημα είναι η δυσκολία εφαρμογής τους στον κόμβο όταν σε αυτόν συντρέχουν τέσσερις δοκοί, καθώς η διέλευση των χιαστί κολλάρων θα πρέπει να γίνει με διάτρηση των εγκάρσιων δοκών. Σε περιπτώσεις εξωτερικών κόμβων ανώτατου ορόφου συνιστάται η επέκταση της δοκού ή του υποστυλώματος ή και των δύο, γνωστή και ως «τεχνική της καμπούρας».



Σχήμα 6.3 : Εφαρμογή εξωτερικών κολλάρων (α) σε υποστύλωμα στον ανώτερο όροφο και (β) χωρίς υποστύλωμα

## 2. Διαδικασία υπολογισμού νέων αντοχών

Τα κολλάρα είναι απαραίτητα για την αποφυγή της διαγώνιας εφελκυστικής ρηγματώσης. Η απαιτούμενη διατομή των χαλύβδινων στοιχείων  $A_{j\delta}$  υπολογίζεται από τον τύπο:

$$A_{j\delta} = \frac{F_j}{f_{yd} \gamma_{Rd}}$$

Όπου  $F_j$  η θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται κατά μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα και υπολογίζεται από την σχέση 2.18 . Με  $f_{yd}$  συμβολίζεται η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής και  $\gamma_{Rd}$  είναι κατάλληλος συντελεστής ασφαλείας, ίσος με 2.

Στον πίνακα του παραρτήματος Α υπολογίζεται το εμβαδόν των κολλάρων ενίσχυσης για χάλυβα Fe360 με S235, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Στον πίνακα του παραρτήματος Β υπολογίζονται οι νέες αντοχές των δοκών που πρόκειται να ενισχυθούν με ύφασμα σύνθετου υλικού πλάτους , όσο του εκάστοτε στοιχείου , πάχους  $t_j = 0.15-0.2$  mm και μέτρου ελαστικότητας  $E_f = 300$  GPa .



## **Συμπεράσματα**

Η θεωρία της Τροχιάς της Θλιπτικής Δύναμης είναι μια νέα μεθοδολογία σχεδιασμού η οποία γίνεται μέσα στο πλαίσιο της λογικής των οριακών καταστάσεων συμπεριφοράς αλλά σε αντίθεση με τις ισχύουσες κανονιστικές μεθόδους δεν υιοθετεί τις παραδοχές που γίνονταν μέχρι τώρα. Ωστόσο παραμένει συμβιβαστή με την συμπεριφορά του σκυροδέματος.

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης του πέμπτου κεφαλαίου, προκύπτει πως κάποια από τα στοιχεία της κατασκευής μας είχαν μεγάλο συντελεστή ανεπάρκειας ( $\lambda > 2.5$ ) και άρα χρειαζόνταν την κατάλληλη ενίσχυση. Οι δοκοί του κτηρίου είναι περισσότερο ευάλωτοι σε καμπτική αστοχία παρά σε διατμητική αστοχία. Σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων, το 38% έχει συντελεστή καμπτικής ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας με τον αντίστοιχο διατμητικό να ανέρχεται σε 24 % . Από την άλλη μεριά η θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης υπολόγισε ότι το 38% του συνόλου των υποστυλωμάτων εμφανίζει καμπτικό συντελεστή ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας ενώ ο αντίστοιχος διατμητικός είναι 26 %.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα του κτηρίου, αυτά είναι περισσότερο ευάλωτα σε διατμητική αστοχία παρά σε καμπτική αστοχία. Σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων, το 33% έχει συντελεστή καμπτικής ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας με τον αντίστοιχο διατμητικό να ανέρχεται σε 41 % . Από την άλλη μεριά η θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης υπολόγισε πάλι ότι το 33% του συνόλου των υποστυλωμάτων εμφανίζει καμπτικό συντελεστή ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας ενώ ο αντίστοιχος διατμητικός είναι 36 %.

### **Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς:**

Τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα του κτηρίου ανήκουν στην κατηγορία II, (σύμφωνα με την θεωρία της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης). Οι καμπτικές είναι αρκετές και εντοπίζονται κυρίως στους κατώτερους ορόφους του κτηρίου αλλά και στις εσοχές των τελευταίων ορόφων (όπου υπάρχουν κυρίως φυτευτά ). Οι διατμητικές ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων είναι εμφανές σε όλες τις στάθμες του κτηρίου και με τις δύο μεθόδους γεγονός που οφείλεται στην απουσία πυκνής διάταξης των συνδετήρων στις κρίσιμες περιοχές, τακτική που συμβάδιζε με τις συνήθειες της εποχής. Επιπλέον, σε ορισμένα υποστυλώματα η ροπή αντοχής τους δεν θα αναπτυχθεί ποτέ καθώς θα έχουν αστοχήσει πρώτα από τέμνουσα λόγω του χαμηλού οπλισμού διάτμησης.

Τα τοιχώματα επειδή είναι βαριά οπλισμένα έναντι κάμψης, είναι επαρκή έναντι καμπτικής αστοχίας . Παρόλα αυτά ορισμένα αστοχούν σε διάτμηση. Γενικά τα κατακόρυφα στοιχεία παρουσιάζουν σημαντικά μεγαλύτερες βλάβες σε σχέση με τα δοκάρια, γεγονός που οφείλεται κυρίως στο ότι η διαστασιολόγησή τους γινόταν με

βασικό κριτήριο την αντοχή τους έναντι αξονικών-κατακόρυφων φορτίων και παρουσίαζαν μειωμένες αντοχές σε σχέση με τις δοκούς. Επίσης, δεν πραγματοποιούταν ικανοτικός σχεδιασμός.

Όσον αφορά τις δοκούς, τα περισσότερα στοιχεία ανήκουν στην Κατηγορία II, ενώ κάποια λιγότερα ανήκουν στην Κατηγορία I. Οι ανεπάρκειες είναι πάρα πολλές σε όλες τις στάθμες και κατά κύριον λόγο οφείλονται σε καμπτικές αστοχίες. Οι διατμητικές αστοχίες είναι λιγότερες, παρά το γεγονός ότι ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 με τον οποίο έχει γίνει η διαστασιολόγηση, δε προβλέπει αρκετά πυκνούς συνδετήρες. Στην περίπτωση του κτηρίου οι αποστάσεις τους δεν είναι ιδιαίτερα μεγάλες (Φ8/20 κατά κύριον λόγο). Επίσης αν και στις παλαιότερες κατασκευές, η κύρια λογική είναι οι δοκοί να σχεδιάζονταν και να σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να αναπτύσσουν πολύ μεγάλες καμπτικές αντοχές (κυρίως λόγω των μεγάλων διαστάσεων της διατομής τους), αυτό δεν συμβαίνει στην περίπτωση της κατασκευής μας με τις διαστάσεις τους να μην είναι ιδιαίτερα μεγάλες.

### **Σύγκριση των δύο μεθόδων**

Από τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής των στοιχείων, οι δύο μέθοδοι εξάγουν σχεδόν ίσα-παραπλήσια αριθμητικά αποτελέσματα. Παρατηρούμε βέβαια ότι η μέθοδος της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης είναι λίγο συντηρητικότερη, καθώς σε αυτήν προκύπτουν λίγο μεγαλύτερα αποτελέσματα. Αυτό μπορεί να οφείλεται:

Σε αυτήν την μέθοδο, η ροπή αντοχής του δοκιμίου υπολογίζεται θεωρώντας ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα το οποίο εκτείνεται σε όλο το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής. Κατά τον Ευρωκώδικα όμως το ίδιο διάγραμμα είναι παραβολικό και ιδεατό (σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι απεικονίζει την πραγματική συμπεριφορά του σκυροδέματος).

Ο υπολογισμός της καμπτικής αντοχής μίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες γίνεται με την παραδοχή Bernoulli περί επιπεδότητας των διατομών και ότι το σκυρόδεμα μπορεί να φτάσει έως την μέγιστη παραμόρφωση αστοχίας, αναπτύσσοντας την μέγιστη θλιπτική τάση. Για τους υπολογισμούς, η τάση του σκυροδέματος, απλοποιητικά λαμβάνεται καθ' ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής, ομοιόμορφα ίση με την τιμή  $0.8f_{cd}$ .

Αντίθετα η μέθοδος της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης έχει ακριβώς τις ίδιες παραδοχές (συνάφεια, επιπεδότητα διατομών και παραμόρφωση αστοχίας), θεωρεί όμως ότι οι αντίστοιχες θλιπτικές τάσεις έχουν μέγιστη τιμή  $f_t$  και προκαλούν συνθήκες τριαξονικής έντασης του σκυροδέματος στις περιοχές υψηλών θλιπτικών τάσεων της θλιβόμενης ζώνης του δομικού μέλους. Αν ληφθεί υπόψη η τριαξονική ένταση από την οποία

περιέρχεται το σκυροδέμα θεωρείται αυξημένη τιμή για την αντοχή ίση με  $\sigma_u = f_c + 5f_t$  (όπου  $f_c$  η θλιπτική αντοχή σε μονοαξονική φόρτιση και  $f_t$  η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος) καθ' όλο το ύψος της θλιβόμενης ζώνης. Τα παραπάνω βασίζονται στην αντοχή του σκυροδέματος όπως αυτή προκύπτει από τις δοκιμές μονοαξονικής θλίψης.

Παρατηρούμε επίσης ότι οι λόγοι ανεπάρκειας έναντι διατμήσεως είναι αρκετά μικρότεροι σύμφωνα με τις διατάξεις της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης σε σχέση με τους Ευρωκώδικες.

Γενικά η αντοχή σε τέμνουσα με τις συγκεκριμένες διατάξεις προκύπτουν μικρότερες και αυτό μπορεί να οφείλεται σε:

- Η μέθοδος της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης αγνοεί μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων των οποίων η συνεισφορά τους θεωρείται αμελητέα. Η φέρουσα ικανότητα της δοκού οφείλεται στον διαμήκη οπλισμό και στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, μέσω του οποίου το εξωτερικό φορτίο μεταφέρεται στις στηρίξεις. Αντίθετα στο μοντέλο που έχει υιοθετήσει ο Ευρωκώδικας λαμβάνονται υπόψη η εμπλοκή αδρανών, διατμητικές τάσεις της θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος και ο διαμήκης οπλισμός.
- Η δοκός έχει σχεδιαστεί ώστε η αστοχία να μην οφείλεται σε απώλεια της φέρουσας ικανότητας του οπλισμού αλλά να προκαλείται από την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα. Αντίθετα στο μοντέλο που έχει υιοθετήσει ο Ευρωκώδικας η αστοχία της δοκού μπορεί να οφείλεται είτε σε υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής των συνδετήρων είτε σε ανεπαρκή αντοχή του σκυροδέματος σε λοξή θλίψη.

Παρόλα αυτά σε κάθε περίπτωση ο σχεδιασμός των μελών έναντι τέμνουσας απαιτούσε μια πυκνότερη τοποθέτηση συνδετήρων για της κρίσιμες θέσεις των στοιχείων (δηλαδή στα άκρα των στοιχείων κατά κύριο λόγο).

Ο εγκάρσιος οπλισμός που υπολογίστηκε βάσει της προτεινόμενης μεθόδου σχεδιασμού ακραίων κόμβων δοκού –υποστυλώματος είναι λιγότερος από τον οπλισμό που υπολογίσαμε βάσει κανονιστικών διατάξεων του Ευρωκώδικα. Γενικά οι τελευταίοι προβλέπουν πλήθος οριζοντίων/εγκάρσιων συνδετήρων που προκαλεί συμφόρηση οπλισμού, ειδικά στον κόμβο.

### **Όσον αφορά στους κόμβους:**

1. Γενικά οι γωνιακοί κόμβοι της πρόσοψης του κτηρίου υποφέρουν περισσότερο από διατμητική αστοχία. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα γωνιακά υποστυλώματα της πρόσοψης έχουν πολύ μικρότερες διαστάσεις, σε αντίθεση με τα περιμετρικά υποστυλώματα/τοιχία.

2. Οι γωνιακοί κόμβοι του κτηρίου κινδυνεύουν σε αστοχία κυρίως για σεισμό παράλληλο προς την διεύθυνση x-x'. Αυτό οφείλεται στις σημαντικά ισχυρότερες τέμνουσες δυνάμεις που φέρουν οι δοκοί προς την διεύθυνση αυτή.
3. Γενικά παρατηρούμε ότι κανένας από τους κόμβους δεν αστοχεί έναντι διαγώνιας θλίψης. Γενικά η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος έχει σημαντικό ρόλο στην αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα (σχέση 2.19) και αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική. Επίσης κάθε κόμβος δεν είναι καθόλου ενισχυμένος επαρκώς με συνδετήρες.

Γενικά το υπό εξέταση κτήριο είναι διαστασιοποιημένο με κανονισμούς πριν το 1985 και αυτό συνάδει με απουσία μηχανισμών απορρόφησης ενέργειας (όπως οι πλαστικές αρθρώσεις). Επίσης τις περισσότερες φορές η απουσία σε τέμνουσα προηγείται αυτή της κάμψης, γεγονός που επιβεβαιώνει την ψαθυρή συμπεριφορά του κτηρίου.

### **Ενίσχυση**

Η τεχνική εφαρμόζεται με μεγάλη επιτυχία στις δοκούς του κτηρίου που υποφέρουν κυρίως από κάμψη. Γενικά η αποτελεσματικότητα της μεθόδου είναι σημαντική για μέλη με μικρά ποσοστά υπάρχοντος οπλισμού. Εκτός από την αύξηση της καμπτικής αντοχής του στοιχείου, η τεχνική αυτή επιφέρει σημαντική αύξηση της δσκαμψίας και περιορισμό των παραμορφώσεων και της ρηγμάτωσης. Στα αρνητικά της μεθόδου μπορούμε να πούμε ότι είναι η μείωση της πλαστιμότητας, καθώς η τεχνική αυτή λειτουργεί σαν εφελκυσμένος οπλισμός. Επίσης, όταν η δοκός ενισχύεται με ινοπλισμένα πολυμερή, με σκοπό την αύξηση της διατμητικής αντοχής, βέλτιστη λύση θα αποτελούσαν κλειστοί τύποι ενίσχυσης, όμως αυτό δεν είναι εφικτό στην περίπτωση μας.

Στα υποστυλώματα η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή, όπως και στις δοκούς, ενισχύει σημαντικά τις μηχανικές ιδιότητες της διατομής τους. Επίσης η εφαρμογή των συνθέτων υλικών σε μορφή υφασμάτων δεδομένου ότι στις περιπτώσεις αυτές πρέπει να εξασφαλισθεί η συνέχεια (αγκύρωση) των οπλισμών εντός των κόμβων, είναι εφικτή διότι οι δοκοί έχουν μικρότερο πλάτος από τα υποστυλώματα. Παρόλα αυτά η εφαρμογή αυτής της μεθόδου θα επιφέρει σημαντικές αλλαγές στην όψη του κτηρίου και με δεδομένο ότι αυτά τα στοιχεία υποφέρουν κυρίως από διάτμηση, θα ήταν προτιμότερη η εφαρμογή μιας διαφορετικής τεχνικής. Αυτή θα είναι η ενίσχυση με μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα (με αύξηση των διαστάσεων της διατομής). Αυτή η λύση θα επιφέρει αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής αλλά και της φέρουσας ικανότητας του στοιχείου.

Όσον αφορά τους κόμβους, η πύκνωση του κόμβου με οριζόντιους ή κατακόρυφους συνδετήρες συντελεί σημαντικά στην αύξηση της αντοχής σε εφελκυστική ρηγμάτωση. τα χιαστί κολλάρα είναι μια εξαιρετική λύση για την αντιμετώπιση των χιαστί διατμητικών ρωγμών. Επίσης είναι η ευκολότερα εφαρμόσιμη τεχνική για τους περιμετρικούς και γωνιακούς κόμβους του κτηρίου.

Αν θα μπορούσε να προστεθεί μια ακόμη πρόταση για περαιτέρω διερεύνηση , είναι είναι η προσθήκη τοιχείων. Αυτά θα δημιουργηθούν στις εσοχές που υπάρχουν κοντά στην περιοχή του κλιμακοστασίου, έτσι ώστε να μην αλλοιωθεί σημαντικά η αρχιτεκτονική του κτιρίου και οι κύριοι χώροι του. Έτσι αλλάζει αρκετά το στατικό σύστημα του κτιρίου, με στόχο την παραλαβή του μεγαλύτερου μέρους των σεισμικών δυνάμεων από νέους και ισχυρούς φορείς . Συνοψίζοντας, η τεχνική ενίσχυσης που θα εφαρμοστεί σε αυτό το πολυώροφο κτίριο , δηλαδή συνδυασμός των τοιχωμάτων και της κατασκευής μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος – ινοπλισμένων πολυμερών , θα προσφέρει στο κτίριο την απαιτούμενη αντοχή έναντι των σεισμικών φορτίων.

Βεβαία, πριν γίνει οποιαδήποτε διεργασία, κρίνεται απαραίτητος και ο ποιοτικός έλεγχος και προσδιορισμός της πραγματικής κατάστασης των υλικών (χλωριόντα, ενανθρακώσεις κ.ά.) . για να προκύψει μι πιο αξιόπιστη εκτίμηση.

## **Βιβλιογραφία**

- «Οπλισμένο σκυρόδεμα : Εισαγωγή στο σχεδιασμό με βάση το θεωρητικό υπόβαθρο των κατασκευών». Συγγραφέας: Μιχαήλ. Δ. Κωτσοβός
- « Εισαγωγή στο σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη μέθοδο της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης» . Συγγραφέας: Μιχαήλ. Δ. Κωτσοβός
- « Compressive Force-Path Method: Unified Ultimate Limit-State Design of Concrete Structures». Συγγραφέας: Μιχαήλ. Δ. Κωτσοβός
- «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο», Ο.Α.Σ.Π. 2η Αναθεώρηση(2017), Αθήνα
- «Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος» ΕΚΩΣ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
- «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός» ΕΑΚ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
- «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας» Τεύχος 1 και 2 . Συγγραφέας: Ψυχάρης Ι.Ν. (2015).
- « Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000 ».Συγγραφέας: Εμμανουήλ Κίρτας
- « Στοιχεία υπολογισμού και διαμόρφωσης ολόσωμων κατασκευών ». Συγγραφέας: Καραβεζύρογλου -Βέμπερ Μαρία
- «Σχεδιασμός, συμπεριφοράς κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού» . Συγγραφέας: Χρήστος Γ.Καραγιάννης
- «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία». Συγγραφέας: Paulay Thomas, Priestley, M.J. Nigel
- « Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία ». Συγγραφέας: Κωνσταντίνος Σπυράκος

## Παράρτημα Α. Πίνακες αποτελεσμάτων κόμβων

Κ1	Θιπτική δύναμη θλιπτήρα (KN)	FR <sub>j,max</sub> (KN)	FR <sub>j,s</sub> (KN)	Εμβαδόν κολλάρου ενίσχυσης (mm <sup>2</sup> )
Ισόγειο	433,63	1094,55	482,51	1061,01
Πρώτος όροφος	781,23	2417,82	861,93	1911,52
Δεύτερος όροφος	1670,59	4108,69	964,59	4087,62
Τρίτος όροφος	1569,49	4108,69	982,04	3840,23
Τέταρτος όροφος	1835,62	4122,34	1153,22	4491,42
Πέμπτος όροφος	2016,04	4129,06	554,93	4932,87

Κ2	Θιπτική δύναμη θλιπτήρα (KN)	FR <sub>j,max</sub> (KN)	FR <sub>j,s</sub> (KN)	Εμβαδόν κολλάρου ενίσχυσης (mm <sup>2</sup> )
Ισόγειο	436,74	1094,55	489,40	1068,61
Πρώτος όροφος	903,94	2417,82	877,40	2211,77
Δεύτερος όροφος	1665,70	4108,69	975,38	4075,66
Τρίτος όροφος	1674,93	4108,69	1100,84	4098,23
Τέταρτος όροφος	1848,21	4122,34	1162,51	4522,22
Πέμπτος όροφος	2021,76	4129,06	1595,13	4946,87

## Παράρτημα Β. Πίνακες αποτελεσμάτων ενίσχυσης δοκών

Οροφή ισογείου-πατάρι							
Στοιχείο	Μεδ(KNm)	Πριν την ενίσχυση			Μετά την ενίσχυση		
		Καμπυλότητα αστοχίας	Ροπή αστοχίας (KNm)	Πλαστιμότητα	Καμπυλότητα αστοχίας	Ροπή αστοχίας (KNm)	Πλαστιμότητα
Δ1	61,45	0,0877	98,48	10,840	0,0305	259,99	3,391
Δ2	145,32	0,1129	93,75	19,690	0,0305	334,73	5,525
Δ3	63,99	0,1129	93,75	19,690	0,0305	259,99	3,391
Δ4	89,48	0,1129	93,75	19,690	0,0305	334,73	5,525
Δ8	130,44	0,1129	93,75	19,690	0,0305	334,73	5,525

Οροφή ισογείου πρώτου ορόφου							
Στοιχείο	Μεδ(KNm)	Πριν την ενίσχυση			Μετά την ενίσχυση		
		Καμπυλότητα αστοχίας	Ροπή αστοχίας (KNm)	Πλαστιμότητα	Καμπυλότητα αστοχίας	Ροπή αστοχίας (KNm)	Πλαστιμότητα
Δ1	502,910	0,064	491,936	15,67	0,057	586,913	13,12
Δ2	113,5	0,163	44,26	19,22	0,050	143,11	5,07
Δ8	69,14	0,163	65,93	29,83	0,065	165,97	10,90
Δ9	210,88	0,113	135,37	29,51	0,055	276,56	13,60
Δ11	206,59	0,064	179,97	11,00	0,040	283,55	6,29

Οροφή ισογείου δευτέρου ορόφου							
Στοιχείο	Μεδ(KNm)	Πριν την ενίσχυση			Μετά την ενίσχυση		
		Καμπυλότητα αστοχίας	Ροπή αστοχίας (KNm)	Πλαστιμότητα	Καμπυλότητα αστοχίας	Ροπή αστοχίας (KNm)	Πλαστιμότητα
Δ2	113,15	0,163	44,26	19,22	0,022	283,88	1,94
Δ4	64,90	0,163	51,48	22,76	0,027	284,43	2,89
Δ5	98,10	0,113	93,75	19,69	0,074	143,62	9,86
Δ7	172,62	0,083	168,22	18,99	0,022	598,53	4,70
Δ10	265,7	0,050	168,22	18,99	0,020	702,21	4,28