

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ  
ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ**

Προπτυχιακός φοιτητής: ΤΣΙΡΙΓΩΤΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Επιβλέπων καθηγητής: ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ  
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

**ΑΘΗΝΑ 2021**

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ	ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ	ΔΗΜΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
(Υπογραφή)	(Υπογραφή)	(Υπογραφή)

**ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ/ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ**

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Τσιριγωτάκης Κωνσταντίνος του Κωνσταντίνου με αριθμό μητρώου CW6812 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της πτυχιακής/διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών  
Τσιριγωτάκης Κωνσταντίνος



**Copyright © 2021 ΤΣΙΡΙΓΩΤΑΚΗΣ Γ. ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

Απαγορεύεται η αντιγραφή, ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή της παρούσης εργασίας εξ' ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η αντιγραφή, ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να μνημονεύεται η πηγή προέλευσης και να ενημερώνεται ο συγγραφέας. Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτή την εργασία εκφράζουν αποκλειστικά τον συγγραφέα και δεν αποτελούν τις επίσημες θέσεις του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής ολικώς ή εν μέρει.

**ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Ευχαριστώ θερμά την οικογένειά μου, χωρίς τη στήριξη και συμπαράσταση της οποίας, δεν θα είχα καταφέρει να ολοκληρώσω το έργο μου και τον καθηγητή μου κ. Πνευματικό για τη δυνατότητα που μου έδωσε να εκπονήσω την παρούσα εργασία και για την καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια αυτής.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

### Περίληψη

#### **Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή**

- 1.1 Διατύπωση του προβλήματος
- 1.2 Σκοπός εργασίας
- 1.3 Δομή εργασίας
- 1.4 Συμπεράσματα

#### **Κεφάλαιο 2: Εξέλιξη Αντισεισμικών Κανονισμών**

- 2.1 Εισαγωγή
- 2.2 Εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών
  - 2.2.1 Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959
  - 2.2.2 Τροποποιήσεις 1981 - 1985
  - 2.2.3 ΝΕΑΚ του 1995
  - 2.2.4 ΕΑΚ-ΕΚΩΣ 2000
  - 2.2.4 Ευρωκώδικες 2&8
- 2.3 Ανάγκη θεσμοθέτησης Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- 2.4 Συμπεράσματα

#### **Κεφάλαιο 3: Μέθοδοι Επισκευής & Ενίσχυσης Κατασκευών**

- 3.1 Εισαγωγή
- 3.2 Ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite)
  - 3.2.1 Γενικά
  - 3.2.2 Σύγκριση συμβατού – εκτοξευόμενου σκυροδέματος
  - 3.2.3 Σύνθεση εκτοξευόμενου σκυροδέματος
  - 3.2.4 Κατηγορίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος
  - 3.2.5 Μέθοδοι ανάμειξης
  - 3.2.6 Εκτόξευση σκυροδέματος
  - 3.2.7 Έλεγχοι
  - 3.2.8 Χρήσεις
  - 3.2.9 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της μεθόδου
  - 3.2.10 Αριθμητικό παράδειγμα
  - 3.2.11 Συμπεράσματα
- 3.3 Ενίσχυση με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή-FRP)
  - 3.3.1 Γενικά
  - 3.3.2 Υλικά
  - 3.3.3 Ιδιότητες
  - 3.3.4 Συστήματα ενίσχυσης
  - 3.3.5 Τεχνικές εφαρμογές
  - 3.3.6 Προδιαγραφές-Κανονισμοί
  - 3.3.7 Απαιτήσεις ποιοτικών ελέγχων και δοκιμών για την παραλαβή
  - 3.3.8 Αριθμητικό παράδειγμα
  - 3.3.9 Συμπεράσματα
- 3.4 Ενίσχυση κατασκευών με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας
  - 3.4.1 Γενικά

- 3.4.2 Κατηγορίες συνδέσμων δυσκαμψίας
- 3.4.3 Πλεονεκτήματα της μεθόδου
- 3.4.4 Μειονεκτήματα της μεθόδου
- 3.4.5 Αριθμητικό Παράδειγμα
- 3.4.6 Συμπεράσματα

#### **Κεφάλαιο 4: Ισχύουσες Κανονιστικές Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

- 4.1 Εισαγωγή
- 4.2 Βήματα μελέτης υφιστάμενης κατασκευής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ
  - 4.2.1 Συλλογή στοιχείων, αποτύπωση Φ.Ο., έρευνα ιστορικού, ερευνητικές διεργασίες, καταγραφή βλαβών
  - 4.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
  - 4.2.3 Στάθμη επιτελεστικότητας και στόχοι αποτίμησης-ανασχεδιασμού
  - 4.2.4 Κύρια-Δευτερεύοντα στοιχεία
  - 4.2.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης
  - 4.2.6 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q», δείκτη ανεπάρκειας «λ» και μορφολογική κανονικότητα
  - 4.2.7 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με προϋποθέσεις εφαρμογής
  - 4.2.8 Έλεγχος οριακών καταστάσεων
  - 4.2.9 Επανεκτίμηση και επαλήθευση δείκτη συμπεριφοράς
  - 4.2.10 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης
  - 4.2.11 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων
  - 4.2.12 Έλεγχοι ασφαλείας και έλεγχος στάθμης επιτελεστικότητας
- 4.3 Σύντομη σύγκριση EC8-ΚΑΝΕΠΕ

#### **Κεφάλαιο 5: Περιγραφή λογισμικού και υπό μελέτη κτηρίου**

- 5.1 Εισαγωγή
- 5.2 Σύντομη Περιγραφή ΡΑΦ
  - 5.2.1 Επιφάνεια Εργασίας
  - 5.2.2 Βιβλιοθήκες
  - 5.2.3 Μέθοδοι Προσομοίωσης
  - 5.2.4 Κανονισμοί και Μέθοδοι Ανάλυσης
  - 5.2.5 Έλεγχοι Επάρκειας – Παρουσίαση Αποτελεσμάτων
- 5.3 Περιγραφή του υπό μελέτη κτηρίου
- 5.4 Προκαταρκτική ανάλυση
  - 5.4.1 Ανάλυση μόνο με τα στατικά φορτία
  - 5.4.2 Ανάλυση με τον Κανονισμό 1959
- 5.5 Συμπεράσματα

#### **Κεφάλαιο 6: Αποτίμηση Κτηρίου με ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

- 6.1 Εισαγωγή
- 6.2 Μέθοδοι Ανάλυσης
- 6.3 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ.
  - 6.3.1 Συλλογή στοιχείων και αποτύπωση Φ.Ο.
  - 6.3.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
  - 6.3.3 Στάθμες επιτελεστικότητας
  - 6.3.4 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία
  - 6.3.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης
  - 6.3.6 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης
  - 6.3.7 Επιλογή συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_{sd}$

- 6.3.8 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q»
- 6.3.9 Χρησιμοποίηση «ερήμην τιμών»
- 6.4 Ρύθμιση παραμέτρων στο P.A.Φ.
- 6.5 Αποτελέσματα αποτίμησης
- 6.6 Συμπεράσματα

### **Κεφάλαιο 7: Εφαρμογή Ενισχύσεων**

- 7.1 Εισαγωγή
- 7.2 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης
- 7.3 Μέθοδοι ενίσχυσης στο P.A.Φ.
  - 7.3.1 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος
  - 7.3.2 Εμφάτνωση Πλαισίων
  - 7.3.3 Παράπλευρα Τοιχώματα
  - 7.3.4 Μεταλλικοί Κλωβοί
  - 7.3.5 Ελάσματα ΙΟΠ ή χάλυβα
  - 7.3.6 Υφάσματα ΙΟΠ
- 7.4 Εφαρμογή Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος
- 7.5 Αποτελέσματα ενισχύσεων
- 7.6 Συμπεράσματα

### **Κεφάλαιο 8: Συμπεράσματα - Προεκτάσεις**

- 8.1 Συμπεράσματα
- 8.2 Προεκτάσεις



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Διατύπωση του προβλήματος

Οι σεισμοί είναι φυσικά φαινόμενα που εκδηλώνονται χωρίς σαφή προειδοποίηση, δεν μπορούν να αποτραπούν και παρά το γεγονός ότι διαρκούν πολύ λίγο, μπορούν να προκαλέσουν τεράστιες υλικές ζημιές στις ανθρώπινες υποδομές επιφέροντας παράλληλα σοβαρούς τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζωών. Στην κατεύθυνση αυτή, μιας και τα σεισμικά φυσικά φαινόμενα είναι αδύνατον να ελεγχθούν ή να προβλεφθούν, η μόνη λύση είναι η ισχυροποίηση των αντισεισμικών σχεδιασμών και κανονισμών.

Στην Ελλάδα πλέον ισχύουν σύγχρονοι και αυστηροί αντισεισμικοί κανονισμοί και αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα νέα κτήρια να είναι επαρκώς θωρακισμένα και ασφαλή έναντι ακόμα και ισχυρών σεισμών. Ταυτόχρονα όμως στην υπάρχει πολύ μεγάλος αριθμός κτηρίων ιδιωτικών και δημοσίων που έχουν κατασκευαστεί πριν το 1985 και αυτά είναι ευάλωτα ακόμα και σε σχετικά ασθενείς σεισμικές δονήσεις.

Αυτά τα κτηριακά έργα που είναι μελετημένα με λιγότερο αυστηρούς αντισεισμικούς κανονισμούς και ταυτόχρονα έχουν υποστεί φθορές λόγω παλαιότητας είναι τα πιο επικίνδυνα για κατάρρευση σε κάποιο μελλοντικό σεισμό. Σε αυτό δίνει λύση ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) με βάση τον οποίο έχουμε όλα τα μέσα να αποτιμήσουμε την αντοχή και όπου χρειάζεται να ενισχύσουμε τα υφιστάμενα κτήρια.

### 1.2 Σκοπός εργασίας

Σκοπός της εργασίας είναι ο προσεισμικός έλεγχος ενός τριώροφου κτηρίου με χρήση κατοικία. Η αποτίμηση θα γίνει με βάση τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και ανάλογα τα αποτελέσματα θα ακολουθήσει η πρόταση αναβάθμισης και ενίσχυσής του. Το κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1974 με βάση τον ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό του 1959 με αποτέλεσμα να υστερεί σε αντισεισμική θωράκιση. Η μελέτη της αποτίμησης και της αντισεισμικής αναβάθμισης έγινε με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος P.A.Φ. της εταιρίας T.O.A.

Να σημειώσουμε πως σκοπός της εργασίας δεν είναι να παραθέσουμε ξανά την θεωρητική βάση και τις εξισώσεις των αντισεισμικών κανονισμών και των μεθοδολογιών που χρησιμοποιούμε καθώς αυτά είναι γνωστά και υπάρχει πληθώρα βιβλιογραφίας. Αντίθετα θα επικεντρωθούμε στα βήματα εφαρμογής του κανονισμού και στη λήψη αποφάσεων που θα κληθεί να πάρει ο μελετητής μηχανικός καθώς και πως υλοποιείται η όλη διαδικασία σε ένα σύγχρονο λογισμικό στατικών μελετών.

### 1.3 Δομή εργασίας

Μετά την παρούσα εισαγωγή του πρώτου κεφαλαίου η εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη. Το πρώτο μέρος περιλαμβάνει τα κεφάλαια 2, 3 και 4 στα οποία γίνεται αρχικά μία ιστορική αναδρομή στην εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών και πως αυτή καθοδηγήθηκε από κάποιους μεγάλους σεισμούς και στην συνέχεια μία εκτενής θεωρητική παρουσίαση των συνηθέστερων μεθόδων επισκευών και ενισχύσεων και τέλος του κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) Στην συνέχεια ακολουθεί το δεύτερο μέρος και τα κεφάλαια 5,6 και 7 στα οποία γίνεται η περιγραφή του υπό μελέτη κτηρίου και του λογισμικού P.A.Φ. το οποίο θα χρησιμοποιήσουμε τόσο για

την αποτίμηση του κτηρίου όσο και για την εφαρμογή των ενισχύσεων. Στο κεφάλαιο 6 περιγράφουμε με τρόπο σαφή και κατανοητό, χωρίς πολλές θεωρητικές λεπτομέρειες, τα βήματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και πως αυτά εφαρμόζονται στο λογισμικό που χρησιμοποιούμε. Έπειτα στο κεφάλαιο 7 αναλύουμε τις επιλογές των μεθόδων ενίσχυσης και τους λόγους που μας οδήγησαν στην επιλογή των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, γίνεται η εφαρμογή τους και η σύγκριση των αποτελεσμάτων. Τέλος στο κεφάλαιο 8 έχουμε τα συμπεράσματα και πιθανές μελλοντικές προεκτάσεις της εργασίας.

#### **1.4 Συμπεράσματα**

Η εφαρμογή του αντισεισμικού κανονισμού, δηλαδή η θέσπιση ενός κατώτερου επιπέδου ασφαλείας που πρέπει να πληρούν οι κατασκευές αποτελεί το βασικό μέτρο αντισεισμικής προστασίας για τα νέα κτήρια. Ταυτόχρονα για τα υφιστάμενα κτήρια ο κανονισμός επεμβάσεων μας δίνει την δυνατότητα να διορθώσουμε λάθη και ανεπάρκειες κτηρίων που έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Εξέλιξη Αντισεισμικών Κανονισμών**

### **2.1 Εισαγωγή**

Καθώς τα σεισμικά φαινόμενα δεν μπορούν να προβλεφθούν είναι λογικό οι αντισεισμικοί κανονισμοί να πρέπει να είναι όσο γίνεται πιο ολοκληρωμένοι για να μειώνουν την τρωτότητα μας απέναντι στις επιπτώσεις τους. Η μείωση της τρωτότητας απέναντι στους σεισμούς αποτελεί επιτακτική ανάγκη της κάθε πολιτείας, μιας και ο σεισμός είναι ένα φυσικό φαινόμενο, το οποίο μπορεί να προκαλέσει σημαντικές επιπτώσεις στο ανθρωπογενές περιβάλλον σε πολύ μικρό χρόνο και χωρίς να υπάρξει ουσιαστική προειδοποίηση.

Αναγκαία λοιπόν είναι η υιοθέτηση δημόσιας αντισεισμικής πολιτικής, η οποία να έχει ως βασικό σκοπό την σταδιακή μείωση της τρωτότητας και την προοδευτική δημιουργία «αντισεισμικών πόλεων» στα μέτρα του δυνατού. Στη μείωση αυτών των αιτιών αύξησης της τρωτότητας οφείλει να επεμβαίνει η εκάστοτε πολιτεία μέσα από την θέσπιση ισχυρών αντισεισμικών κανονισμών και ευρύτερων πολιτικών, μιας και αυτοί οι παράγοντες επηρεάζουν άμεσα και την αποτελεσματικότητά τους.

Μία ακόμη διάσταση που πρέπει να ληφθεί υπόψη είναι ότι ο αντισεισμικός κανονισμός αποτελεί μια ισχυρή συμφωνία ανάμεσα στο επίπεδο αντισεισμικής προστασίας και στο κόστος που είναι διατεθειμένη η κοινωνία και η πολιτεία να πληρώσει. Οφείλει να συμβαδίζει με την πραγματικότητα, να έχει ρεαλιστικές βάσεις, να είναι σύγχρονος, να εξελίσσεται από τα γεωλογικά φαινόμενα και φυσικά να είναι αποδεκτός από την κοινωνία και το κατασκευαστικό τομέα. Όλα αυτά για να μην καταλήγει λόγω ασύμφορου κόστους να αγνοείται παντελώς, αυξάνοντας την τρωτότητά μας απέναντι στα σεισμικά φαινόμενα.

### **2.2 Η εξέλιξη των ελληνικών κανονισμών**

#### **2.2.1 Αντισεισμικός Κανονισμό του 1959**

Ο σεισμός της Κορίνθου (1928\6,3R\20 νεκροί), ο σεισμός της Λάρισας (1932\6,3R\40 νεκροί) και τέλος ο σεισμός της Κεφαλονιάς (1953\7,3R\476 νεκροί) ώθησαν τους νομοθέτες στην αυστηριοποίηση των κανόνων αντισεισμικής θωράκισης που ίσχυαν σε κάποιες μόνο περιοχές της Ελλάδας και στην υιοθέτηση των πρώτων διατάξεων αντισεισμικής προστασίας, έτσι ώστε να κατασκευάζονται οικοδομές με ανθεκτικότερη δομή. Το 1959 τέθηκε σε ισχύ ο γενικευμένος αντισεισμικός κανονισμός για όλη την Ελλάδα, ο οποίος συνέχισε να αποτελεί για πολλά χρόνια το βασικό κανονιστικό κείμενο που αφορά την ποιότητα του δομημένου περιβάλλοντος.

Ο κανονισμός αυτός εισάγει τρεις κατηγορίες σεισμικότητας περιοχής με την κατηγορία I να αναφέρεται σε ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές, τη II σε μέτρια σεισμόπληκτες περιοχές και την III σε ισχυρά σεισμόπληκτες περιοχές. Εισάγει επίσης και 4 κατηγορίες σεισμικής επικινδυνότητας εδάφους για εδάφη μικρής έως εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας.

Για τον αντισεισμικό υπολογισμό λαμβάνονται υπόψη οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων το μέγεθος των οποίων ισούται με τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πολλαπλασιασμένα επί το συντελεστή σεισμικής

επιβάρυνσης  $\epsilon$ . Οι τιμές του συντελεστή  $\epsilon$  δίνονται από πίνακα ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και την κατηγορία σεισμικής επικινδυνότητας εδάφους. Η οριζόντια (στατική) σεισμική δύναμη θεωρείται ως εφαρμοζόμενη στο κέντρο της αντίστοιχης μάζας (ορθογωνική κατανομή), με φορά εναλλασσόμενη, κατά τους κύριους άξονες, και μέγεθος ίσο προς το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο (μόνιμο και κινητό) πολλαπλασιασμένο επί τον συντελεστή ( $\epsilon$ ). Η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα ίση με  $3\epsilon$  λαμβάνεται υπόψη μόνο στους προβόλους.

Στον παρόντα αντισεισμικό κανονισμό δίνονται συστάσεις για τη μόρφωση της αρχιτεκτονικής διάταξης με τέτοιο τρόπο ώστε να διαμορφώνεται ένας σαφής, σταθερός στο χώρο στατικός φορέας. Έμφαση δίνεται στη συμμετρία στη διάταξη των φερόντων στοιχείων. Συστάσεις δίνονται επίσης για κατασκευαστικές διατάξεις όπως τα ελάχιστα πάχη και το ελάχιστο μήκος των τοιχίων ακαμψίας (20cm ή 15cm αν καταλήγουν σε στύλους), ο ελάχιστος οπλισμός τοιχίων ακαμψίας (διπλή εσχάρα με  $\Phi 8/25$ ), η διάταξη των τοιχίων ώστε το κέντρο ελαστικής στροφής να βρίσκεται κοντά στο κέντρο μαζών και οι ελάχιστες διαστάσεις των γωνιακών υποστυλωμάτων (30/30 για τους τρεις ανώτατους ορόφους και 35/35 για τους κατώτερους, με οπλισμό τουλάχιστον 12cm<sup>2</sup>).

Τέλος δίνονται συστάσεις και για τη θεμελίωση με βασικότερη την επιδίωξη θεμελίωσης σε ένα οριζόντιο επίπεδο ενώ ορίζονται ως κύριοι τρόποι θεμελίωσης η θεμελίωση σε εσχάρα πεδילוδοκών ή η γενική κοιτόστρωση με παράλληλη αναφορά στους υπόλοιπους τρόπους θεμελίωσης και τις περιπτώσεις που επιτρέπονται καθώς και αναλυτική αναφορά του τρόπου θεμελίωσης φέρουσας τοιχοποιίας, τοιχωμάτων κλπ. Ειδική αναφορά γίνεται στις περιπτώσεις και στις προϋποθέσεις απαλλαγής από τον ειδικό αντισεισμικό έλεγχο.

Εισάγεται τέλος ένας επιπλέον αντισεισμικός έλεγχος στα υποστύλωματα για οριζόντια σεισμική δύναμη ίση με τα  $\epsilon/2$  του αθροίσματος μόνιμων και κινητών φορτίων. Ο έλεγχος αυτός καθίσταται υποχρεωτικός και για τις περιπτώσεις όπου προβλεπόταν απαλλαγή από τον κανονικό αντισεισμικό υπολογισμό.

### 2.2.2 Τροποποιήσεις του 1981 και 1984

Οι δυο ισχυροί σεισμοί που ώθησαν ακόμα περισσότερο την εξέλιξη του αντισεισμικού κανονισμού είναι ο σεισμός της Θεσσαλονίκης (20 Ιουνίου 1978\6,5R\45 νεκροί) και ο σεισμός της Αθήνας (24 Φεβρουαρίου 1981\6,7R\20 νεκροί). Οι μεγάλοι αυτοί σεισμοί είχαν ως αποτέλεσμα την εισαγωγή πρόσθετων, αυστηρότερων κατασκευαστικών και υπολογιστικών διατάξεων.

Αρχικά με το ΦΕΚ 253Α/14-9-1981 έρχεται η τροποποίηση και συμπλήρωση αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων του 1959 και περιέχεται ένας αναθεωρημένος πίνακας σεισμικότητας των διαφόρων περιοχών της Ελλάδας με εισαγωγή νέων περιοχών στον πίνακα και αλλαγή (συνήθως αύξηση) της σεισμικότητας κάποιων περιοχών.

Στη συνέχεια το ΦΕΚ 239Β/16-4-1984 φέρνει επιπλέον αναθεωρήσεις. Περιλαμβάνεται χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας παράλληλα με τον πίνακα. Εισάγεται ο συντελεστής σπουδαιότητας, ανάλογα με το κοινωνικό και οικονομικό ενδιαφέρον του έργου, με τον οποίο πολλαπλασιάζεται ο συντελεστής ( $\epsilon$ ) για τον προσδιορισμό των οριζοντίων συνιστωσών των σεισμικών δυνάμεων. Η συνολική σεισμική δύναμη κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου τριγωνικά, με τη μέγιστη τεταγμένη στην κορυφή. Επισημαίνεται η αθέλητη, αλλά σημαντική, ακαμψία που προσδίδουν οι τοίχοι πληρώσεως και συνιστάται η ενίσχυση των φερόντων στοιχείων ακαμψίας στους ορόφους με μειωμένους τοίχους πληρώσεως. Επίσης απαγορεύεται η βλάβη φερόντων στοιχείων από συνεργεία υδραυλικών, ηλεκτρολόγων κλπ. Γίνονται

υποδείξεις για πλάκες χωρίς δοκούς, για πλαισιακή λειτουργία οριζοντίων-κατακόρυφων στοιχείων και αρμούς διακοπής. Επιβάλλεται η ενίσχυση των άκρων των τοιχιών, σε μήκος  $0,2L_w$  και τουλάχιστον  $2b$ , με ελάχιστο οπλισμό  $4\Phi 14$  και συνδετήρες  $\Phi 8$  ανά  $b/2$ . Τέλος προσδιορίζονται οι "κρίσιμες" περιοχές στύλων και δοκών και οι απαιτήσεις διαμορφώσεως του κόμβου., ενώ η όπλιση της διατομής του στύλου, με περίσφιξη και πολύτμητους συνδετήρες. Επισημαίνεται ο κίνδυνος του "κοντού υποστυλώματος" και δίνονται κατασκευαστικές υποδείξεις.

Τέλος το ΦΕΚ 587B/1-10-1985 γίνεται η τελευταία τροποποίηση και συμπλήρωση αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων του 1959. Με τη παρούσα τροποποίηση διακρίνονται οι προσθήκες κτιρίων σε στατικά ανεξάρτητες ή όχι. Για τη δεύτερη κατηγορία ορίζεται τότε απαιτείται ή όχι ο έλεγχος του υφισταμένου, αναλόγως σπουδαιότητας, αριθμού ορόφων και υφισταμένης προβλέψεως προσθήκης. Κατά τροποποίηση των διατάξεων του ΒΔ 1959, επιτρέπεται υπέρβαση των τάσεων κατά 20% για τον χάλυβα και κατά 50% της συμβατικής αντοχής 28 ημερών για το σκυρόδεμα.

### 2.2.3 Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΝΕΑΚ 1995

Ο σεισμός της Καλαμάτας μεγέθους 6,0R στις 13-9-1986 και της Γουμένισσας μεγέθους 6,0R στις 21-12-1990 καθώς και οι διεθνείς εξελίξεις κάνουν πλέον επιτακτική την ανάγκη σύνταξη ενός νέου αντισεισμικού κανονισμού από τον Οργανισμό Αντισεισμικής Προστασίας, ο οποίος ολοκληρώθηκε και τέθηκε σε εφαρμογή το 1995 (Ν.Ε.Α.Κ. – Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός). Ο νέος κανονισμός ήταν πληρέστερος και πιο ολοκληρωμένος από τους προηγούμενους, μιας και είχε βασικό στόχο την ενσωμάτωση νέων υπολογιστικών δυνατοτήτων στη φάση της μελέτης των κατασκευών. Το αποτέλεσμα της υιοθέτησης των διατάξεων του Ν.Ε.Α.Κ. ήταν η αλματώδης αύξηση της ποιότητας των κατασκευών αλλά και της αντισεισμικής αντοχής τους.

Το πρώτο βήμα έγινε με το ΦΕΚ 613B/12-10-1992 και συνίσταται σε επανασύνταξη του αντισεισμικού κανονισμού στη βάση νέων "αρχών" και νέας φιλοσοφίας, με ισχύ από της δημοσίευσή του. Θα υπάρξουν 2 χρόνια παράλληλης εφαρμογής με τις διατάξεις του ΒΔ 1959 όπως αυτό έχει τροποποιηθεί, μετά την πάροδο των οποίων ο παλαιός κανονισμός καταργείται.

Με τον νέο αυτό κανονισμό ο σεισμός αντιμετωπίζεται ως δυναμικό φαινόμενο και η φόρτιση προκύπτει από φάσματα αποκρίσεως. Ορίζονται ως θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς των σχεδιαζόμενων δομημάτων, η αποφυγή κατάρρευσης, ο περιορισμός των βλαβών και η διασφάλιση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών. Εισάγεται η απαίτηση πλαστιμότητας των στοιχείων του φορέα στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων και προσδιορίζονται "κρίσιμες περιοχές". Εισάγεται ο ικανοτικός έλεγχος. Εισάγεται ο υπολογισμός των μετακινήσεων των ορόφων και ορίζονται όρια. Ορίζονται 4 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του Ελληνικού χώρου και χορηγείται και σχετικός Πίνακας οικισμών, με αντίστοιχες σεισμικές επιταχύνσεις εδάφους  $\alpha = 0.12, 0.16, 0.24, 0.36$ .

Οι ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας εδαφών είναι 4 και επίσης ορίζονται 4 κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων. Εισάγεται στον υπολογισμό η συμπεριφορά της ίδιας της κατασκευής με τον συντελεστή συμπεριφοράς, τον συντελεστή απόσβεσης και τον συντελεστή θεμελίωσης. Λαμβάνεται υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα. Ορίζονται οι δράσεις και οι συντελεστές συνδυασμού τους. Εισάγεται επίσης η υποχρεωτική κατασκευή σεισμικού αρμού μεταξύ κτιρίων, με εναλλακτική δυνατότητα την κατασκευή "προσκρουστήρων" και στις 30 Ιουνίου 1995 τίθεται υποχρεωτικά σε εφαρμογή.

#### 2.2.4 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000)

Στη συνέχεια στις 7 Σεπτεμβρίου του 1999 συνέβη ο καταστροφικός σεισμός στην Πάρνηθα (5,9R\143 νεκροί), ο οποίος επέφερε ακόμα περισσότερες αλλαγές στην εξέλιξη του αντισεισμικού κανονισμού στην Ελλάδα. Αξίζει να σημειωθεί ότι στον σεισμό της Πάρνηθας διαπιστώθηκε ότι οι νέες μέθοδοι σχεδιασμού που ίσχυαν είχαν αποδώσει θετικά και αυτό γιατί οι καταρρεύσεις αφορούσαν κυρίως παλαιότερα κτίρια ή κάποια νεότερα κτίρια, στα οποία δεν είχαν τηρηθεί οι υφιστάμενες κατασκευαστικές διατάξεις του 1995. Παρ' όλ' αυτά το σύνολο των επιπτώσεων του σεισμού τροποποίησε τον μέχρι τότε υφιστάμενο αντισεισμικό κανονισμό και οδήγησε στην θεσμοθέτηση του ΕΑΚ 2000, ο οποίος κάλυψε σχεδιαστικές και υπολογιστικές αδυναμίες που είχαν γίνει φανερές.

Λίγο μετά τον σεισμό της Πάρνηθας λοιπόν με το ΦΕΚ 2184B/20-12-1999 τίθεται σε εφαρμογή ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000) ο οποίος αποτελεί αναθεώρηση, συμπλήρωση και βελτίωση του ΝΕΑΚ, με προσαρμογή προς τους Ευρωκώδικες EC 8 και EC 7, στην οποία έχουν ενσωματωθεί οι παρατηρήσεις, τα σχόλια και οι επιστημονικές απόψεις που διατυπώθηκαν κατά τη διάρκεια εφαρμογής του ΝΕΑΚ και ορίζεται ένας χρόνος παράλληλης εφαρμογής με τον ΝΕΑΚ, με ελευθερία επιλογής ανάμεσα στους δύο από το μηχανικό

Επαναλαμβάνονται και αναλύονται ως κύριοι στόχοι και θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς των σχεδιαζόμενων δομημάτων, η αποφυγή καταρρεύσεως, ο περιορισμός των βλαβών και η διασφάλιση της ελάχιστης στάθμης λειτουργιών. Αναγνωρίζεται ότι η μη επίτευξη του στόχου, στην περίπτωση κάποιου σεισμού, δεν μπορεί να αποκλεισθεί. Διατηρούνται γενικώς οι βασικές αρχές σχεδιασμού του προηγούμενου Κανονισμού ΝΕΑΚ, με επαύξηση των απαιτήσεων.

Αρχικά τροποποιείται ουσιαστικά ο χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας με υποδιαίρεση της χώρας σε τρεις ζώνες I, II και III, με αντίστοιχες σεισμικές επιταχύνσεις εδάφους  $A = 0.16, 0.24$  και  $0.36$ . Επίσης καταργείται η έννοια του σταθερού σεισμικού συντελεστή  $\varepsilon$  και εισάγεται το φάσματων σεισμικών επιταχύνσεων σχεδιασμού, ενώ επιβάλλεται η δυναμική φασματική μέθοδος, ως γενική μέθοδος ανάλυσης έναντι σεισμού και η παλιά ψευδοστατική μέθοδος, κατάλληλα τροποποιημένη, περιορίζεται σε ορισμένες κατηγορίες κτιρίων. Επιπλέον μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , μειώνονται οι σεισμικές επιταχύνσεις σχεδιασμού στις πλάστιμες κατασκευές, με παράλληλη αποδοχή τοπικών και εύκολα επισκευάσιμων βλαβών. Επιδιώκεται έτσι η δημιουργία πλάστιμων κατασκευών με αυξημένη ικανότητα απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας και για σεισμούς μεγαλύτερους από τον σεισμό σχεδιασμού επιδιώκεται η αποφυγή βλαβών ψαθυρής μορφής, μέσω μέτρων "ικανοτικού σχεδιασμού" των δομικών στοιχείων για την ιεράρχηση των βλαβών. Ενώ οι έλεγχοι αντοχής (διαστασιολόγηση) γίνονται με τη μέθοδο της οριακής αντοχής αντοχής. Τέλος γίνεται εκτενής αναφορά σε γεωτεχνικά θέματα θεμελιώσεων, αντιστηρίξεων και γεωκατασκευών.

Μετά από όλες αυτές τις αλλαγές είναι πλέον σχεδόν αδύνατη στην πράξη η εκπόνηση αντισεισμικής μελέτης χωρίς χρήση η\υ και εξειδικευμένου λογισμικού.

#### 2.2.4 Ευρωκώδικες 2&8

Στη συνέχεια το 2003 και το 2010 στα πλαίσια της εναρμόνισης των εθνικών κατασκευαστικών διατάξεων με τα αντίστοιχα ευρωπαϊκά κείμενα (Ευρωκώδικες) έγιναν επιπρόσθετες τροποποιήσεις στον αντισεισμικό κανονισμό (Υ.Α.

Δ17α/10/44/ΦΝ 275/2010 – Τροποποίηση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού – ΕΑΚ -2010). Οι Ευρωκώδικες 1-9 αποτελούν τα κανονιστικά κείμενα που εξασφαλίζουν την ποιότητα και την αντισεισμική θωράκιση των κατασκευών, ενώ ο Ευρωκώδικας 8 περιγράφει τον σχεδιασμό έναντι των σεισμικών δράσεων

Με το ΦΕΚ 1457/5-6-2014 εγκρίνεται η εφαρμογή και χρήση σε όλα τα δημόσια και ιδιωτικά έργα, των μεταφρασμένων στην Ελληνική γλώσσα κειμένων των Ευρωκωδίκων, άρα και του Ευρωκώδικα 8, σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα. Οι τυχόν συμπληρώσεις, τροποποιήσεις και διορθώσεις των Ευρωπαϊκών κειμένων θα ισχύουν μόνο μετά την υιοθέτησή τους από την αρμόδια Τεχνική Επιτροπή. Είναι υποχρεωτική η επιλογή και πλήρης εφαρμογή του ενός εκ των δύο Κανονισμών (του ΕΑΚ-2000 ή του EC8), χωρίς να επιτρέπεται η επιλεκτική χρησιμοποίηση διατάξεων που προέρχεται από τον μη επιλεγέντα. Οι διαφορές του EC8 από τον ΕΑΚ δεν είναι μεγάλες. Είναι αξιοσημείωτο ότι στον EC8 οι ακαμψίες υπολογίζονται για ρηγματωμένη διατομή, με την εκτίμηση ότι αντιστοιχούν στο ήμισυ της ακαμψίας της μη ρηγματωμένης.

### **2.3 Ανάγκη θεσμοθέτησης Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)**

Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει το συμπέρασμα πως δεδομένου ότι ένα πολύ μεγάλο ποσοστό του οικιστικού πλούτου της χώρας έχει κτιστεί πριν το 1985, ο βασικός σεισμικός κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή και για τις περιουσίες στην Ελλάδα προέρχεται από τα κτίρια αυτά. Σε αντίθεση με την ύπαρξη πλούσιας βιβλιογραφίας κανονισμών και προδιαγραφών που αναφέρονται στην ανάλυση και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών, τα βοηθήματα που έχει στη διάθεση του ο μηχανικός αλλά και ο φοιτητής για θέματα προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων είναι όντως περιορισμένα.

Η ωριμότητα της επιστημονικής γνώσης και το πολύπλοκο των θεμάτων που σχετίζονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, καθιστούν ιδιαίτερα δυσχερή την ανάπτυξη ενός κανονιστικού πλαισίου. Αυτή η επιτακτική ανάγκη σε μια χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως η Ελλάδα, επιχειρείται με την ανάπτυξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η θεσμοθέτηση του οποίου θα εξασφαλίσει μια αρτιότερη αντιμετώπιση του προβλήματος.

Με δεδομένο το κενό που υπήρχε στη βιβλιογραφία, ο κανονισμός αυτός επιχειρεί να δώσει χρήσιμες πληροφορίες σε θέματα επεμβάσεων που θα βοηθήσουν τον μηχανικό που ασχολείται με την επισκευή και ενίσχυση των κατασκευών. Φιλοδοξεί επίσης να προσφέρει χρήσιμες γνώσεις στο φοιτητή με στόχο την εμπέδωση εννοιών μέσα από παραδείγματα και αριθμητικές εφαρμογές.

### **2.4 Συμπεράσματα**

Παρατηρούμε ότι η δημόσια αντισεισμική πολιτική ακολουθεί συνήθως την ροή των καταστροφικών γεγονότων και πραγματοποιείται υπό την πολιτική πίεση που συνεπάγεται μία μεγάλη οικονομική και κοινωνική καταστροφή και δεν αποτελεί αποτέλεσμα μια διεξοδικής οικονομοτεχνικής και κοινωνικής ανάλυσης. Για παράδειγμα μέχρι τον σεισμό της Θεσσαλονίκης το 1978 και των Αλκυονίδων το 1981, οι προσπάθειες της πολιτείας για εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών ακολουθούσαν με διαφορά φάσης σημαντικούς καταστροφικούς σεισμούς του Ελληνικού χώρου.

Την τελευταία όμως εικοσαετία, αυτή η αντιμετώπιση άλλαξε ριζικά, το ισχύον πλαίσιο ελληνικών κανονισμών για τον σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών (ΕΚΟΣ 2000, ΕΑΚ 2000, Ευρωκώδικες) είναι από τα πλέον σύγχρονα παγκοσμίως

και τα κτίρια που σχεδιάσθηκαν με αυτούς κατά κανόνα υπερτερούν σημαντικά ως προς την αντισεισμική τους ασφάλεια, σε σχέση με τα παλαιότερα κτίρια. Ταυτόχρονα βέβαια είναι σαφές ότι η υιοθέτηση των διαρκώς πιο αυστηρών διατάξεων του αντισεισμικού κανονισμού συνεπάγεται ένα σημαντικό οικονομικό κόστος για τον πολίτη αλλά και για το κράτος και τις υποδομές του.

Ενώ λοιπόν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, δίδουν την ελπίδα ότι οι νέες αντισεισμικές κατασκευές θα συμπεριφερθούν πολύ καλύτερα από τις παλαιότερες στους μελλοντικούς σεισμούς πρέπει να υπάρχει πρόβλεψη και για τον έλεγχο της σεισμικής θωράκισης και όπου χρειάζεται για την ενίσχυση των παλιότερων κτηρίων. Για τους σκοπούς αυτούς θεσπίστηκε ο κανονισμός επεμβάσεων που μέλημα του είναι να υπάρχουν συγκεκριμένα κριτήρια και μεθοδολογίες για τον έλεγχο με σκοπό την ασφάλεια όλων των υφιστάμενων κατασκευών.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Μέθοδοι Επισκευής & Ενίσχυσης Κατασκευών

### 3.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιάσουμε αναλυτικά τις πιο συνηθισμένες μεθόδους επισκευής και ενισχύσεων κτηρίων. Πιο συγκεκριμένα θα αναφερθούμε στην ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, στην τοποθέτηση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) και τέλος στην προσθήκη μεταλλικών στοιχείων, τα οποία προσφέρουν δυσκαμψία, πλαστιμότητα αλλά και πρόσθετη αντοχή στην κατασκευή.

### 3.2 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

#### 3.2.1 Γενικά

Η βασική τεχνική που χρησιμοποιείται για την αποκατάσταση και ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και εφαρμόζεται τόσο στα υποστυλώματα και στις δοκούς όσο και στις περιοχές των κόμβων. Είναι γνωστό και με τον αγγλικό όρο «gunite» και χρησιμοποιείται στην Ελλάδα τα τελευταία 45 χρόνια.

Για την εφαρμογή του τοποθετούνται αρχικά οι νέοι εγκάρσιοι οπλισμοί και οι συνδετήρες που προκύπτουν μετά από μελέτη, έπειτα οι ξυλότυποι με την κατάλληλη επικάλυψη και έπειτα ακολουθεί το έγχυτο σκυρόδεμα συγκεκριμένων προδιαγραφών. Η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και χωρίς την χρήση ξυλοτύπων σε επιφάνειες με κλίση ή στις οροφές καθώς είναι ένα ευπροσάρμοστο υλικό και στην περίπτωση αυτή έχουμε το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

#### 3.2.2 Σύγκριση συμβατού – εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πλεονεκτεί σε σχέση με το συμβατό σκυρόδεμα σε συνθήκες όπου η πρόσβαση είναι δύσκολη, όπου απαιτούνται λεπτά στρώματα ή μεταβλητά πάχη. Ένα άλλο πλεονέκτημα είναι ότι τοποθετείται και συμπυκνώνεται την ίδια στιγμή χάρη στη δύναμη με την οποία εκτοξεύεται από τον εγχυτήρα. Επίσης μπορεί να τοποθετηθεί σε οποιοδήποτε τύπου και μεγέθους επιφάνεια είτε αυτή είναι κάθετη είτε ανάποδη. Είναι ένα ιδιαίτερα ανθεκτικό και ομοιογενές υλικό χάρη στο συνδυασμό των ιδιοτήτων, της μεγάλης πυκνότητας και χαμηλής διαπερατότητας του. Τέλος η τεχνική εκτόξευσης παρέχει ευκολία πρόσβασης ακόμα και στις πιο δύσκολες και δυσπρόσιτες θέσεις αφού ο χώρος που χρειάζεται για να γίνει η σκυροδέτηση είναι ιδιαίτερα μικρός

#### 3.2.3 Σύνθεση εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει μια θεμελιώδη διαφοροποίηση σε σχέση με το κοινό μπετόν σε ότι αφορά τη σύνθεση. Το αρχικό μίγμα που εκτοξεύεται έχει διαφορετική αναλογία υλικών από το τελικά εγκατεστημένο υλικό. Αυτό οφείλεται στην αναπήδηση των υλικών. Έτσι η μελέτη σύνθεσης για να έχει τα σωστά αποτελέσματα πρέπει να λαμβάνει υπ' όψη και το ποσοστό των ανακλώμενων υλικών.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συντίθεται από τσιμέντο, αδρανή, νερό και μπορεί να περιέχει πρόσθετα υλικά, βελτιωτικά όπως και να είναι οπλισμένο με ίνες.

Όπως και στο συμβατό σκυρόδεμα, χρησιμοποιείται τσιμέντο τύπου Portland. Πρέπει να είναι φρέσκο και αποθηκευμένο σε μια ξηρά περιοχή ή σε ένα κατάλληλο σιλό. Η μέγιστη θερμοκρασία του τσιμέντου στο χώρο αποθήκευσης δεν πρέπει να ξεπερνά τους 70 οC. Συνίσταται η χρήση τσιμέντου τύπου 1 εάν έτσι βοηθείται η

ανάπτυξη αντοχών των πρώτων ωρών με τη χρήση επιταχυντών πήξης και σκλήρυνσης. Γενικότερα η επιλογή του τύπου του τσιμέντου εξαρτάται συνήθως από την συμβατότητα με τους επιταχυντές που βρίσκονται στη διάθεση μας.

Τα αδρανή που χρησιμοποιούνται είναι συνήθως λεπτόκοκκα. Το μίγμα των αδρανών πρέπει να βρίσκεται εντός των υποζωνών Δ και Ε των πινάκων των κοκκομετρικών διαβαθμίσεων. Συνίσταται η υποζώνη Ε.

Το πόσιμο νερό είναι κατάλληλο ενώ όταν προέρχεται από άλλες πηγές πρέπει να ελεγχθεί έτσι ώστε να είναι καθαρό και απαλλαγμένο από σάκχαρα, έλαια και σωματίδια που μπορεί να επιδράσουν με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και με το χάλυβα. Ο λόγος νερού προς τσιμέντο έχει μεγάλη σημασία τόσο στην επίτευξη ικανοποιητικής θλιπτικής αντοχής όσο και στη μείωση του βαθμού της αναπήδησης και όσον αφορά τις προδιαγραφές έχουμε τις παρακάτω περιπτώσεις:

- $N/T < 0,55$ : σκυρόδεμα χαμηλών προδιαγραφών
- $N/T < 0,50$ : σκυρόδεμα μεσαίων προδιαγραφών
- $N/T < 0,46$ : σκυρόδεμα υψηλών προδιαγραφών

Με τα πρόσθετα υλικά θέλουμε να επιτύχουμε την ταχεία πήξη του υλικού και ταχεία ανάπτυξη των αντοχών και για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται συνήθως υλικά όπως η τέφρα, η σκωρία υψικαμίνου, τα οξειδία του πυριτίου.

Στην περίπτωση του ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος, το υλικό των ινών μπορεί να είναι από χάλυβα, πολυμερές ή γυαλί. Οι ίνες αυξάνουν την παραμόρφωση του υλικού κατά την αστοχία, περιορίζουν τη ρηγμάτωση και δίνουν μια μικρή αύξηση στην εφελκυστική του αντοχή. Οι ίνες διαφέρουν εκτός από το υλικό στο μήκος και τη μορφή και το μήκος τους κυμαίνεται από 12 έως 50 mm.

### 3.2.4 Κατηγορίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Κατηγορία αντοχής	Cs20	Cs25	Cs30	Cs35	Cs40	Cs45	Cs50	Cs55
Χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck}$ (Μpa) κύβου (15x15x15 cm)	20	25	30	35	40	45	50	55

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος

### 3.2.5 Μέθοδοι ανάμειξης

Για την ανάμειξη του σκυροδέματος υπάρχουν δύο επιλογές, η ξηρή και η υγρή μέθοδος.

Στην πρώτη περίπτωση το τσιμέντο και τα αδρανή αναμειγνύονται και έπειτα τροφοδοτούνται σε μια μηχανή πίεσης του μείγματος, στην συνέχεια με ρεύμα πεπιεσμένου αέρα και σωληνώσεων μεταφέρεται σε ένα ακροφύσιο όπου προστίθεται το νερό και κατάλληλο επιταχυντικό πρόσμικτο. Έτσι το τελικό μείγμα είναι έτοιμο για συνεχή εκτόξευση προς τη θέση σκυροδέτησης.

Στην δεύτερη περίπτωση το τσιμέντο τα αδρανή και το νερό αναμειγνύονται και έπειτα τροφοδοτούνται σε μια μηχανή, από όπου όπου το μίγμα μεταφέρεται μέσω σωληνώσεων είτε με ρεύμα αέρα είτε με άντληση στο ακροφύσιο στο οποίο προστίθεται το επιταχυντικό πρόσμικτο. Έτσι το τελικό μείγμα είναι έτοιμο για συνεχή εκτόξευση προς τη θέση σκυροδέτησης.

### 3.2.6 Εκτόξευση σκυροδέματος

Πολύ σημαντική διαδικασία της εφαρμογής είναι η εκτόξευση του σκυροδέματος και στόχος είναι να δημιουργείται στο ενισχυόμενο μέλος, συμπαγή και πυκνή δομή η οποία θα είναι πλήρως επικολημένη με την αρχική επιφάνεια. Για τον σκοπό αυτό πρέπει η τροφοδοσία του υλικού θα είναι συνεχής με σταθερή ροή στο ακροφύσιο και να τηρούνται οι αναλογίες των υλικών του τελικού μίγματος, ενώ πολύ σημαντικό είναι η θερμοκρασία του μίγματος πριν την εκτόξευση να κυμαίνεται από 10 °C έως 25°C.

Η απόσταση του ακροφυσίου από την επιφάνεια σκυροδέτησης πρέπει να είναι σταθερή και μεταξύ μισού έως ενάμιση μέτρου ενώ η εκτόξευση πρέπει να είναι κατά το δυνατόν κάθετη προς την επιφάνεια. Ο χειριστής θα ακολουθεί κατεύθυνση από τα κάτω προς τα πάνω και θα ολοκληρώνει την διαδικασία μέχρι τελικό πάχος με συνεχόμενες κυκλικές ή ελλειπτικές κινήσεις του ακροφυσίου, χωρίς να κάνει κινήσεις μπροστά και πίσω.

Κατά την διάρκεια της σκυροδέτησης το εκτοξευόμενο υλικό πρέπει αρχικά να ρέει πίσω και γύρω από τους οπλισμούς δημιουργώντας ένα συμπαγές σκυρόδεμα ενώ το ποσοστό του υλικού που έχει εκτοξευθεί προς την επιφάνεια σκυροδέτησης και δεν προσκολλάται σε αυτή αλλά αναπηδά εκτός της θέσης προσβολής, θα πρέπει να απομακρύνεται και δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί ξανά.

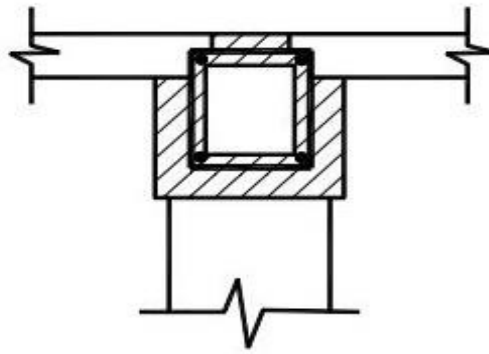
### 3.2.7 Έλεγχοι

Μετά την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γίνονται οι κατάλληλοι έλεγχοι που θα εξασφαλίσουν την ορθότητα της ενίσχυσης. Ο πρώτος οπτικός έλεγχος γίνεται επί τόπου στο έργο και έχει σαν στόχο τον εντοπισμό κακοτεχνιών κατά την διάρκεια εκτόξευσης κάθε στρώσης σκυροδέματος. Στο εργοτάξιο γίνεται και ο γεωμετρικός έλεγχος και αφορά τον εντοπισμό αποκλίσεων από την γεωμετρία των ενισχυόμενων μελών με βάση την μελέτη. Ακολουθεί ο κρουστικός έλεγχος για να επιβεβαιώσουμε την στερεότητα και την συνοχή της ενίσχυσης, ο οποίος γίνεται με ελαφρές κρούσεις με σφυρί και ελέγχεται η δημιουργία ρωγμών στην επιφάνεια καθώς και ο ήχος των κρούσεων.

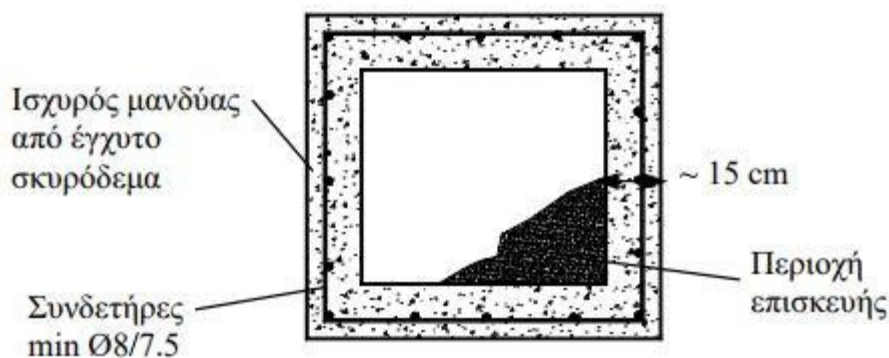
Τέλος είναι απαραίτητος και ο εργαστηριακός έλεγχος ο οποίος περιλαμβάνει δύο κατηγορίες δοκιμών. Την κατηγορία δοκιμών E1 που αφορά τον έλεγχο για την επίτευξη της προβλεπόμενης θλιπτικής αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, καθώς και τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, της αντοχής του σε κάμψη αλλά και διάφορων άλλων ιδιοτήτων όπως η αντίσταση σε παγετό και η πυκνότητα. Και την κατηγορία δοκιμών E2 που βοηθά στην εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος έτσι όπως εφαρμόστηκε και συντηρήθηκε στις πραγματικές συνθήκες του έργου και επίσης ελέγχει την επάρκεια της μεταξύ του νέου και παλιού σκυροδέματος.

### 3.2.8 Χρήσεις

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα εφαρμόζεται κυρίως σε επισκευές και ενισχύσεις κτηρίων σε όλα τα δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού τους, όπως υποστυλώματα, δοκοί, πλάκες αλλά και στην ενίσχυση φερουσών τοιχοποιιών και λιθοδομών. Χρησιμοποιείται επίσης στη σταθεροποίηση πρανών και εκσκαφών αλλά και σε επισκευές δημόσιων έργων όπως σήραγγες, φράγματα, λιμενικά έργα, γέφυρες.



Σχήμα 3.1: Διατομή ενισχυμένης δοκού με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

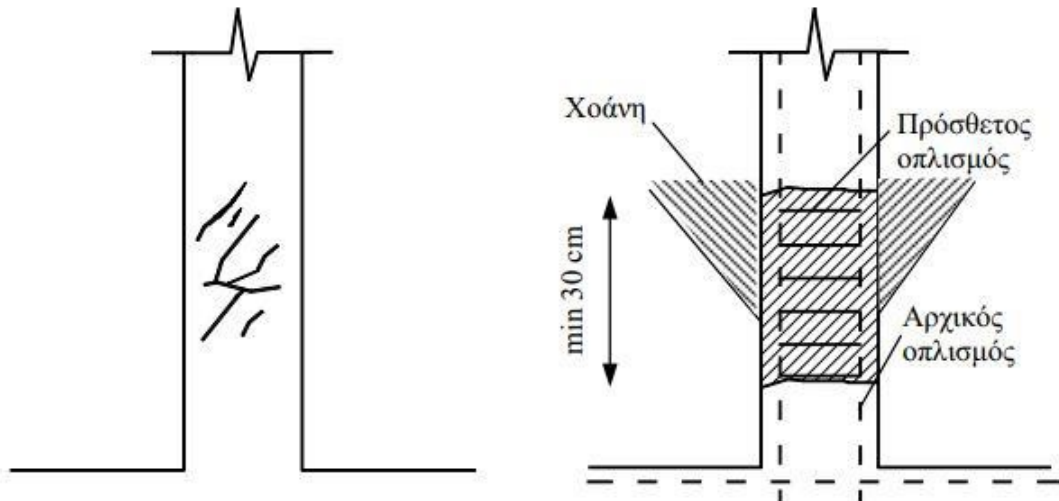


Σχήμα 3.2: Διατομή ενισχυμένου υποστηλώματος με μανδύα σκυροδέματος

### 3.2.9 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα

Συνοψίζοντας τα παραπάνω καταλήγουμε στα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου, το κυριότερο εκ των οποίων είναι η δυνατότητα εφαρμογής σε κατακόρυφες επιφάνειες όπως πλάκες ή σε επιφάνειες με μεγάλες κλίσεις. Επίσης μας δίνει την δυνατότητα να έχουμε υψηλές αντοχές και μικρότερα πάχη μανδύα σε σχέση με το έγχυτο σκυρόδεμα, ενώ και η πρόσφυση με το παλιό σκυρόδεμα είναι καλύτερη λόγω της υψηλής πίεσης εκτόξευσης.

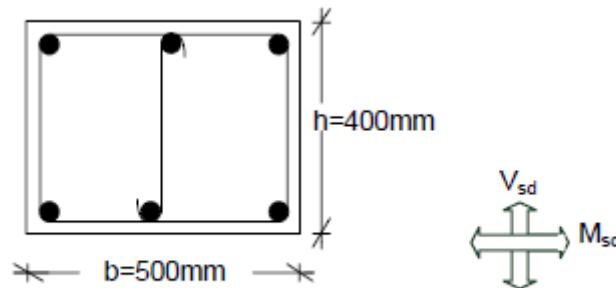
Υπάρχουν φυσικά και κάποια μειονέκτημα στην εφαρμογή της μεθόδου που αφορούν τόσο στην σημαντική δυσκολία που υπάρχει στην τοποθέτηση των νέων οπλισμών αλλά και στην διαδικασία σκυροδέτησης τόσο με έγχυτο όσο και με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Ένα άλλος βασικό μειονέκτημα είναι η σημαντική αύξηση των διαστάσεων των μελών του φέροντος οργανισμού του κτηρίου, η οποία δεν είναι και πάντοτε εφικτή καθώς συχνά υπάρχουν αρχιτεκτονικοί περιορισμοί ή αδυναμία εκκένωσης των κτηρίων για μεγάλο χρονικό διάστημα. Τέλος επισημαίνεται ότι οι διαφοροποιήσεις των διαστάσεων των υποστυλωμάτων αλλάζουν τα χαρακτηριστικά των κατασκευών και την σεισμική ένταση που αυτά δέχονται, επομένως πρέπει να έχει προηγηθεί αναλυτική μελέτη ώστε η αλλαγή των διαστάσεων των μελών να μην έχει σαν αποτέλεσμα την υπέρμετρη φόρτιση στους και τελικώς να οδηγήσει σε αστοχία τους.



Σχήμα 3.3: Αποκατάσταση υποστυλώματος

### 3.2.10 Αριθμητικό παράδειγμα

Έστω υποστύλωμα διαστάσεων  $b=500\text{mm}$ ,  $h=400\text{mm}$  και τοποθετείται ολόπλευρος μανδύας Ο/Σ πάχους  $t=75\text{mm}$  με υλικά :C20, S500 και θέλουμε να υπολογίσουμε τον αριθμό των βλήτρων.



Για την εξασφάλιση αξιόπιστης διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας απαιτείται η τοποθέτηση ενός ελάχιστου ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού διεπιφάνειας  $\rho_\delta$ . Το ελάχιστο αυτό ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού επιφάνειας υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_{\delta,\min} = 0,20 * f_{ctm} / f_{yk} \geq 1,2\text{‰}, \text{ για υποστυλώματα}$$

$$\text{όπου } f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 0,3 * 20^{2/3} = 2,2\text{MPa}$$

$$\text{Άρα } \rho_{\delta,\min} = 0,20 * 2,2/500 = 0,884\text{‰} < 1,2\text{‰} \text{ συνεπώς } \rho_{\delta,\min} = 1,2\text{‰}$$

$$\rho_\delta = A_{sd} / A_{cd} = 9 * \Phi 14 / 3000 * 500 = 0,924 \text{ ‰}$$

$$\rho_\delta = 0,924\text{‰} < \rho_{\delta,\min} = 1,2 \text{ ‰}$$

άρα τοποθετούνται τα ελάχιστα:  $\rho_{\delta,\min} = 1,2\text{‰}$

Στις πλευρές τις παράλληλες στο διάνυσμα της ροπής ( $b=500\text{mm}$ ):

$$\rho_\delta = n * \Phi 14 / 3000 * 500 = 1,2\text{‰} \Rightarrow n = 1800 / 154 = 11,7 \approx 12$$

Επομένως απαιτούνται 12 βλήτρα που θα τοποθετηθούν σε σχήμα «ζικ-ζακ» με την μεταξύ τους απόσταση να ισούται με:

$$S = \sqrt{(500 - 2 \cdot 150)^2 + [3000 - 2 \cdot 84/11]^2} \Rightarrow S = \sqrt{(200^2 + 257,5^2)} = 326 \text{ mm}$$

### 3.2.11 Συμπεράσματα

Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδύων, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

## 3.3 Ενίσχυση με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή-FRP)

### 3.3.1 Γενικά

Κύριο μειονέκτημα των έως τώρα επεμβάσεων ήταν η δυσκολία εφαρμογής τους. Η επιστημονική έρευνα στο πεδίο αυτό κατέληξε στην ανάπτυξη μιας νέας τεχνικής ενίσχυσης με χρήση σύνθετων υλικών που αποτελούνται από το συνδυασμό ινών (π.χ. άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου) σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης ή πλεγμένες σε ύφασμα ώστε να σχηματίζουν αντίστοιχα δύσκαμπτα ελάσματα ή εύκαμπτα υφάσματα μίας ή δύο διευθύνσεων (Ινοπλισμένα πολυμερή - Fiber Reinforced Polymers - FRP). Η ενίσχυση με FRP μπορεί να εφαρμοσθεί σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως δοκοί, πλακοδοκοί πλάκες, υποστυλώματα, τοιχία, κόμβοι, σε στοιχεία από φέρουσα τοιχοποιία καθώς και σε στοιχεία από ξύλο. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως τένοντες ή ως μέσο ενίσχυσης στο σκυρόδεμα, είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό με προεντεταμένο χάλυβα ή χάλυβα οπλισμού. Η εφαρμογή τους ως οπλισμός ενίσχυσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ή φέρουσας τοιχοποιίας συνίσταται στην μέσω εποξειδικών ρητινών επικόλληση τους σε εξωτερικές επιφάνειες δομικών μελών με προσανατολισμό ινών τέτοιο ώστε να παραλαμβάνουν εφελκυστικές δυνάμεις.

### 3.3.2 Υλικά

Τα συνθετικά υλικά αποτελούνται από κάποια βασικά συστατικά ώστε να μπορέσουν να χρησιμοποιηθούν ως σύστημα ενίσχυσης και τα πιο σημαντικά από αυτά είναι οι ίνες, η μήτρα και η κόλλα για την εφαρμογή τους στις επιφάνειες προς ενίσχυση.

Πιο αναλυτικά όσον τις ίνες στον κλάδο των οικοδομικών και τεχνικών έργων χρησιμοποιούνται κυρίως ίνες διαμέτρου 5 έως 25μm και μπορεί να είναι ίνες γυαλιού, ίνες άνθρακα ή ίνες αραμιδίου. Οι ίνες γυαλιού διακρίνονται σε τύπου E, Z, AR και S με τον κάθε τύπο να έχει πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα όσον αφορά την αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας τους και να χρησιμοποιούνται ανάλογα τις συνθήκες που επικρατούν στο κάθε έργο. Όσον αφορά τις ίνες ανθρακονημάτων αυτές διαφέρουν ανάλογα με τον τρόπο παραγωγής τους που μπορεί να είναι είτε από θερμική κατεργασία που έχει ως αποτέλεσμα ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας είτε μέσω απόσταξης κάρβουνου. Αρκετές φορές χρησιμοποιούνται με ίνες γυαλιού με στόχο την αύξηση της ακαμψία των ενισχυόμενων μελών. Τέλος οι ίνες αραμιδίου διακρίνονται με βάση το αν παράγονται από πολυαμίδιο ή πολυαιθεραμίδιο, με βασικό πλεονέκτημα τους την πολύ καλή αντοχή τους σε κρουστικά φορτία.

Το δεύτερο βασικό συστατικό είναι οι μήτρες που χρησιμοποιούνται και προέρχονται είτε από θερμοσκληρυνόμενα πολυμερή είτε από θερμοπλαστικά πολυμερή. Τα θερμοσκληρυνόμενα χρησιμοποιούνται ευρέως στα οικοδομικά και

τεχνικά έργα και είναι κυρίως εποξειδικές ρητίνες και σπανιότερα ο πολυεστέρας ή βινυλεστέρας. Οι εποξειδικές ρητίνες έχουν το πλεονέκτημα έναντι των άλλων τύπων μήτρας καθώς παρουσιάζουν μεγάλη ανθεκτικότητα σε δυσμενείς περιβαλλοντικές επιδράσεις αλλά και λόγω των εξαιρετικών μηχανικών χαρακτηριστικών τους.

Τέλος πρέπει να αναφερθούμε στην κόλλα που εφαρμόζεται μεταξύ του υποστρώματος και του σύνθετου υλικού ώστε να υπάρχει συνεργασία μεταξύ του ενισχυόμενου μέλους και του συνθετικού υλικού. Η κυριότερη κόλλα που χρησιμοποιείται είναι η εποξειδική ρητίνη δυο συστατικών και εξασφαλίζει τη μεταφορά τάσεων από το μέλος στο συνθετικό υλικό.

	Μέτρο ελαστικότητας (KN/mm <sup>2</sup> )	Εφελκυστική αντοχή (N/mm <sup>2</sup> )	Οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας (%)
<b>Άνθρακας</b>			
Υψηλής αντοχής	215-235	3500-4800	1.4-2.0
Υπερ-υψηλής αντοχής	215-235	3500-6000	1.5-2.3
Υψηλού μέτρου ελαστικότητας	350-500	2500-3100	0.5-0.9
Υπερ-υψηλού μέτρου ελασ/τας	500-700	2100-2400	0.2-0.4
<b>Γυαλί</b>			
E	70-75	1900-3000	3.0-4.5
Z	70-75	1900-3000	3.0-4.5
S	85-90	3500-4800	4.5-5.5
<b>Αραμίδιο</b>			
Χαμηλού μέτρου ελαστικότητας (Κέβλαρ 29)	70-80	3500-4100	4.3-5.0
Υψηλού μέτρου ελαστικότητας (Κέβλαρ 49, Twaron)	115-130	3500-4000	2.5-3.5

Πίνακας 3.2: Ιδιότητες ινών

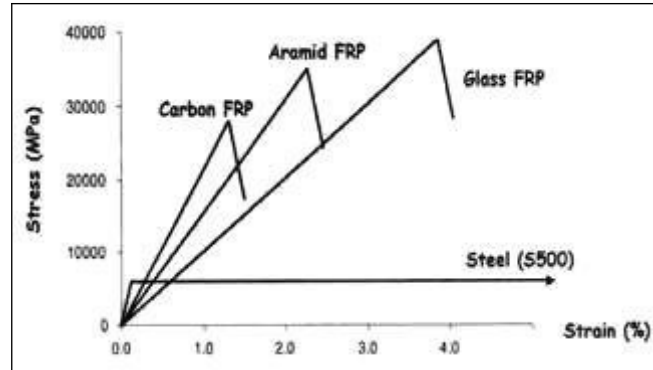
Ιδιότητα (σε 20°C)	Εποξειδική ρητίνη	Σκυρόδεμα	Χάλυβας
Πυκνότητα (kg/m <sup>3</sup> )	1100-1700	2350	7800
Μέτρο ελαστικότητας (KN/mm <sup>2</sup> )	0.5-20	20-50	205
Μέτρο διάτμησης (KN/mm <sup>2</sup> )	0.2-8.0	8-21	80
Λόγος Poisson	0.3-0.4	0.2	0.3
Εφελκυστική αντοχή (N/mm <sup>2</sup> )	9-30	1-4	200-600
Διατμητική αντοχή (N/mm <sup>2</sup> )	10-30	2-5	150-400
Θλιπτική αντοχή (N/mm <sup>2</sup> )	55-110	25-150	200-600
Οριακή παραμόρφωση σε εφελκυσμό(%)	0.5-5	0.015	20-25
Ενέργεια θραύσης (Jm <sup>-2</sup> ) - κατά προσέγγιση	200-1000	100	10 <sup>3</sup> -10 <sup>6</sup>
Συντελεστής θερμικής διαστολής (10 <sup>-6</sup> /°C)	25-100	11-13	10-15
Υδατοαπορροφητικότητα: 7ημ.-25°C (%κ.β)	0.1-3	5	0
Θερμοκρασία ναλώδους μετάπτωσης (°C)	50-80	/	/

Πίνακας 3.3: Ιδιότητες εποξειδικών ρητινών

### 3.3.3 Ιδιότητες

Η εφαρμογή ενισχύσεων με συνθετικά υλικά πλεονεκτεί έναντι των συμβατικών μεθόδων διότι τα συνθετικά υλικά έχουν μόλις το 20 με 25 % του βάρους σε σύγκριση με τον χάλυβα ενώ ταυτόχρονα παρουσιάζουν εξαιρετικά

μεγάλη εφελκυστική αντοχή η οποία είναι πολλαπλάσια του χάλυβα (σχήμα 3.14). Επιπλέον δεν μεταβάλουν την γεωμετρία και την δυσκαμψία των ενισχυόμενων μελών αλλά αυξάνουν την αντοχή του, ενώ είναι και ανθεκτικά σε διαβρωτικό περιβάλλον, έχουν μεγάλη διάρκεια ζωής, είναι διαθέσιμα σε πολύ μεγάλα μήκη και έχουν σχετικά μικρό κόστος.



Σχήμα 3.4: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων

Χρησιμοποιώντας τα σύνθετα υλικά μπορούμε να ενισχύσουμε την αντοχή των κατασκευών τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση αλλά και να βελτιώσουμε την περίσφιξη των θλιβόμενων δομικών στοιχείων αυξάνοντας την δυνατότητα ανάληψης παραμορφώσεων. Ένα άλλο πλεονέκτημα παρουσιάζεται στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων καθώς επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας ενώ επιτυγχάνεται και μείωση των βελών κάμψης και της αναμενόμενης ρηγμάτωσης. Τέλος καθώς χρησιμοποιείται θερμοσκληρυνόμενη ρητίνη έχουμε μεγαλύτερη αντοχή στην θερμότητα και στην υγρασία, ενώ όταν χρησιμοποιούνται ίνες γυαλιού αυξάνεται η αντοχή και έχουμε καλή επίδοση σε μεγάλο εύρος θερμοκρασιών.

Φυσικά υπάρχουν και κάποια μειονεκτήματα, όπως η κακή συμπεριφορά σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες, το υψηλό κόστος των υλικών και η έλλειψη πλαστιμότητας.

### 3.3.4 Συστήματα ενίσχυσης

Η ενίσχυση των μελών μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα με σύνθετα υλικά μπορεί να γίνει είτε με υγρή εφαρμογή όπου γίνεται επί τόπου σκλήρυνση της μήτρας είτε με προκατασκευασμένες μήτρες όπου η σκλήρυνση τους έχει προηγηθεί της εφαρμογής.

Πιο αναλυτικά στην μέθοδο της υγρής εφαρμογής φύλλα ή υφάσματα αποτελούμενα από συνεχείς ίνες μίας ή δύο διευθύνσεων, χωρίς μήτρα είναι προεμποτισμένα με ρητίνη σε μη σκληρυμένη μορφή, είναι συγκεντρωμένες σε μορφή νήματος, το οποίο εμποτίζεται με ρητίνη ενώ τυλίγεται στο υπό ενίσχυση δομικό μέλος. Αντίθετα τα προκατασκευασμένα υλικά διατίθενται συνήθως σε μορφή ρολών, παράγονται με τη μέθοδο εξέλασης και αποτελούνται από ευθύγραμμα ελάσματα (strips), τα οποία επικολλούνται μέσω ρητίνης.

Συνήθως τα προκατασκευασμένα ελάσματα χρησιμοποιούνται σε σημαντικά πάχη και όταν η εφαρμογή γίνεται με σκοπό την καμπτική ενίσχυση επίπεδων επιφανειών όπως πλάκες, δοκοί και σε τοιχοποιίες για την ενίσχυση της εντός επιπέδου τέμνουσας, ενώ στις περιπτώσεις διατμητικής ενίσχυσης υποστυλωμάτων και δοκών προτιμάται η εφαρμογή υφασμάτων μέσω της υγρής μεθόδου.

### 3.3.5 Τεχνικές εφαρμογές



Η επιλογή του τύπου, της μορφής και της μεθόδου εφαρμογής των σύνθετων υλικών εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες όπως η γεωμετρία και οι διαστάσεις των ως προς ενίσχυση στοιχείων, το είδος της εντατικής τους καταπόνησης, οι περιβαλλοντικές συνθήκες, η εμπειρία του μηχανικού και του εργατικοτεχνικού προσωπικού καθώς και ο προϋπολογισμός της επέμβασης.

Η βασική τεχνική, η οποία είναι και η πλέον συνηθισμένη (και εφαρμόζεται ουσιαστικά κατ' αποκλειστικότητα στη χώρα μας), περιλαμβάνει τη δια χειρός επικόλληση είτε υφασμάτων (προεμποτισμένων με ρητίνη ή μη προεμποτισμένων), είτε προκατασκευασμένων στοιχείων (π.χ. ελάσματα) σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ή τοιχοποιίας, μέσω εποξειδικών ρητινών.

Υπάρχουν βέβαια και πιο ειδικές τεχνικές που περιλαμβάνουν αυτοματοποιημένη περιτύλιξη, εφαρμογή με προένταση, σκλήρυνση με θέρμανση, στοιχεία που έχουν προκατασκευαστεί μένα, στερέωση ελασμάτων με αγκύρια και πλέγματα συνεχών ινών σε ανόργανη μήτρα.



Φωτογραφία 3.1: Εφαρμογή FRP σε υποστυλώματα γέφυρας



Φωτογραφία 3.2: Εφαρμογή FRP σε δοκό κατοικίας



Φωτογραφία 3.3: Εφαρμογή FRP σε υποστήλωμα κατοικίας

### 3.3.6 Προδιαγραφές-Κανονισμοί

#### 3.3.6.1 Επικόλληση ελασμάτων/υφασμάτων

Για την εξομάλυνση της επιφάνειας του υποστρώματος, χρησιμοποιούνται μη συρρικνούμενα τσιμεντοειδή κονιάματα ή εποξειδικές πάστες με συνάφεια και εφελκυστική αντοχή, τουλάχιστον κατά 50% μεγαλύτερη από την εφελκυστική αντοχή του υποστρώματος. Τα υλικά πρέπει να συνοδεύονται από αναλυτικά τεχνικά φυλλάδια του παραγωγού, υπόκειται σε έγκριση της υπηρεσίας.

Η χρήση ελασμάτων από ανθρακονήματα υψηλού μέτρου ελαστικότητας δε συνίσταται, επειδή τα υλικά αυτά έχουν μικρή παραμορφωσιμότητα. Κρίσιμος παράγων είναι η θερμική αντοχή των ελασμάτων, η οποία ορίζεται ως η θερμοκρασία άνω της οποίας το πολυμερές και το συγκολλητικό υλικό αρχίζουν να αποδομούνται και να χάνουν τις μηχανικές τους ιδιότητες. Η κρίσιμη θερμοκρασία για τα ελάσματα

CFRP κυμαίνεται μεταξύ 100 οC-300 οC. Από θερμικής άποψης ασθενέστερο είναι το συγκολλητικό υλικό. Ο προσδιορισμός της θερμικής διαστολής των ελασμάτων γίνεται σύμφωνα με το πρότυπο EN 1770:1998. Επισημαίνεται ότι η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή δεν αίρει τυχόν άλλα προβλήματα του στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως π.χ. διάβρωση του οπλισμού.

Για την επικόλληση των ινοπλισμένων υφασμάτων θα χρησιμοποιούνται εποξειδικές κόλλες χωρίς ανενεργούς διαλύτες με τα εξής χαρακτηριστικά:

- \* Εποξειδικές κόλλες δυο συστατικών (ρητίνη, σκληρυντής)
- \* Η κατ' όγκον αναλογία ανάμειξης σκληρυντή προς ρητίνη θα υπερβαίνει το 1:3
- \* Το μέτρο ελαστικότητας του σκληρυμένου μίγματος δε θα είναι μικρότερο από το 1/30 του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος.
- \* Οι αντοχές της κόλλας σε θλίψη και εφελκυσμό θα είναι τουλάχιστον 50% μεγαλύτερες των αντίστοιχων αντοχών του σκυροδέματος.

Οι απαιτήσεις για τα συγκολλητικά υλικά πρέπει να είναι σύμφωνα με το πρότυπο του EN 1504-4:2004 και το Δελτίο της FIB (Federation International du Beton).

### 3.3.6.2 Προσωπικό-Εξοπλισμός

Το τεχνικό προσωπικό που θα ασχοληθεί με την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να έχει αποδεδειγμένη εμπειρία (βεβαιώσεις) εργοδοτών σε έργα επισκευών και ενισχύσεων. Πριν την έναρξη των εργασιών να γίνεται δοκιμαστική εφαρμογή, προκειμένου η υπηρεσία να διαπιστώσει την ικανότητα του συνεργείου, το οποίο πρέπει να είναι πλήρως εξοπλισμένο. Η επίβλεψη τέλος να γίνεται από μηχανικό πενταετούς τουλάχιστον εμπειρίας.

### 3.3.6.3 Αποθήκευση/Προσωρινή Τοποθέτηση πριν την Εφαρμογή

Μεγάλη προσοχή πρέπει να δίδεται στην αποθήκευση τους πριν την χρήση τους. Πρέπει να αποφεύγεται η άμεση τοποθέτησή τους σε έδαφος ή δάπεδο κυρίως σε εξωτερικό περιβάλλον ενώ ένα κατάλληλο κάλυμμα κρίνεται απαραίτητο. Οι περιβαλλοντικές συνθήκες θα πρέπει να λαμβάνονται επίσης υπόψη (όπως υψηλές ή πολύ χαμηλές θερμοκρασίες, ακτίνες, χημικές ουσίες κτλ) τόσο κατά την αποθήκευση όσο και κατά τη χρήση και εφαρμογή τους. Τα FRP είναι επιρρεπή σε επιφανειακές φθορές και τομές με αιχμηρά αντικείμενα καταστάσεις που μπορούν να μειώσουν την αντοχή τους.

### 3.3.7 Απαιτήσεις ποιοτικών ελέγχων και δοκιμών για την παραλαβή

Για την διαπίστωση της ορθής εφαρμογής των ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει να διεξάγονται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

- i. Οπτικός έλεγχος: Ο οπτικός έλεγχος αποσκοπεί στον εντοπισμό κακοτεχνιών (π.χ. ύπαρξη πτυχώσεων, φθορών ή τραυματισμών, εγκλωβισμός αέρα μεταξύ υφάσματος και υποστρώματος ή μεταξύ υφασμάτων, ο ελλιπής εμποτισμός των υφασμάτων, η ανομοιομορφία της κατεύθυνσης των ινών, η δημιουργία πτυχώσεων, ο ελλιπής πολυμερισμός της εποξειδικής κόλλας, η μειωμένη συγκολλητική ικανότητα της εποξειδικής κόλλας, το ανεπαρκές μήκος αλληλοκάλυψης των υφασμάτων κλπ). Κατά την διάρκεια της επικόλλησης, θα ελέγχεται η εφαρμογή των κανόνων έντεχνης εκτέλεσης της υγρασίας ώστε τυχούσες κακοτεχνίες να εντοπίζονται έγκαιρα και να αίρονται πριν από την ολοκλήρωση της υγρασίας.

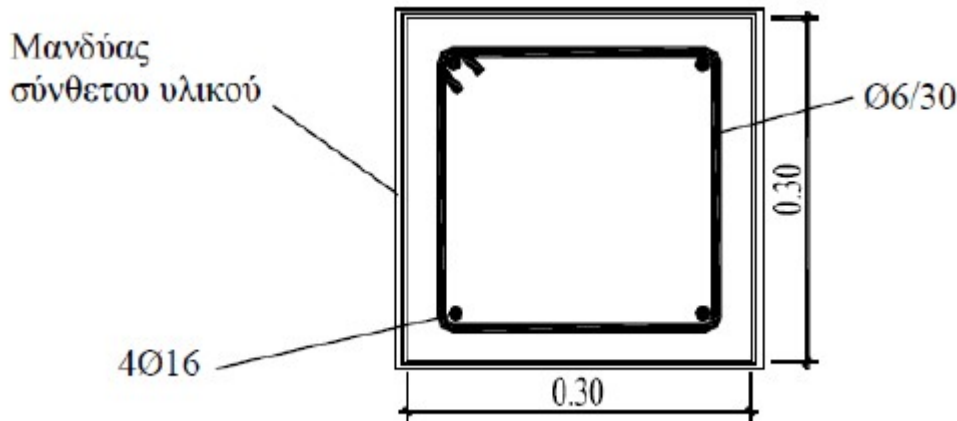
ii. Μηχανικός (Κρουστικός) έλεγχος: Ο μηχανικός έλεγχος γίνεται στο τέλος ή και σε ενδιάμεσα στάδια εκτέλεσης της εργασίας για την διαπίστωση της στερεότητας και της συνοχής της επέμβασης με ελαφριές κρούσεις με σφυρί πλαστικής ή ελαστικής επαφής με στρογγυλευμένα άκρα, με προσοχή ώστε να μην τραυματιστεί το υφάσμα. Υπόκωφος ήχος συνεπάγεται πλημμελή συγκόλληση, εγκλωβισμό αέρα, μη τήρηση των χρονικών ορίων εφαρμογής της κόλλας.

iii. Έλεγχος πρόσφυσης: Η πρόσφυση των υφασμάτων επί του σκυροδέματος πρέπει να ελέγχεται με δοκιμή αποκόλλησης δείγματος. Η δοκιμή θεωρείται επιτυχής όταν κάθε δοκίμιο που ελέγχεται δεν εμφανίζει αστοχία στην επιφάνεια υφάσματος και υποστρώματος ή τη διεπιφάνεια μεταξύ των υφασμάτων.

### 3.3.8 Αριθμητικό παράδειγμα

Θεωρούμε υποστύλωμα ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 30cm x 30cm, το οποίο πρόκειται να ενισχυθεί με μανδύα σύνθετου υλικού από ανθρακονήματα. Το υποστύλωμα έχει διαμήκη οπλισμό 4Φ16. Ο υπάρχων οπλισμός περίσφιγξης του υποστυλώματος αποτελείται από συνδετήρες Φ6/30 και η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι c=2cm. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C12/15 και του χάλυβα S400. Το μέτρο ελαστικότητας στην κατεύθυνση των κύριων ινών για το μανδύα ανθρακονημάτων είναι  $E_f=240\text{GPa}$  ενώ η εφελκυστική αντοχή του είναι 3500MPa. και η χαρακτηριστική τιμή της παραμόρφωσης θραύσης είναι  $\epsilon_{fuk}=1.5\%$ .

Θέλουμε να υπολογίσουμε τον αριθμό των στρώσεων του μανδύα σύνθετου υλικού που απαιτούνται ώστε να επιτευχθεί αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος που θα εξασφαλιζόταν με συνδετήρες Φ8/10.



Μη ενισχυμένη διατομή:

Δεδομένου ότι η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα είναι η ίδια τόσο για την αρχική όσο και για την ενισχυμένη διατομή, η πρόσθετη τέμνουσα που θα παραλάβει ο μανδύας σύνθετων υλικών θα προκύψει ως η διαφορά της τέμνουσας  $V_{wd,επ}-V_{wd,υπ}$  που παραλαμβάνει ο επιθυμητός και ο υπάρχων οπλισμός διάτμησης, δηλαδή οι συνδετήρες Φ8/10 και φ6/30 αντίστοιχα

Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τον οπλισμό διάτμησης της διατομής είναι:

$$V_{wd} = A_{sw} / s * 0.9 * d * f_{ywd} * (1 + \cot \alpha) * \sin \alpha$$

όπου  $A_{sw}$  η διατομή του οπλισμού διάτμησης,  $S$  η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων,  $d$  το στατικό ύψος της διατομής,  $f_{ywd}$  η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του χάλυβα των συνδετήρων και  $\alpha$  η γωνία κλίσης του οπλισμού διάτμησης.

Για τους υπάρχοντες συνδετήρες Φ6/30,  $d=0.3-0.02-0.016/2-0.006=0.266\text{m}$ ,  $\alpha=90^\circ$  οπότε

$$V_{wd,υπ} = 2 * \pi * 6^2 / (4 * 300) * 0,9 * 266 * 0,4/1,15 * (1+0) * 1 = 15,69\text{kN}$$

Για τους επιθυμητούς συνδετήρες Φ8/10,  $d=0.3-0.02-0.016/2-0.008=0.264\text{m}$ ,  $\alpha=90^\circ$  Οπότε

$$V_{wd,υπ} = 2 * \pi * 8^2 / (4 * 100) * 0,9 * 264 * 0,4/1,15 * (1+0) * 1 = 83,04 \text{ kN}$$

Επομένως η τέμνουσα που πρέπει να παραλάβει ο μανδύας σύνθετων υλικών είναι:  
 $V_{sj}=V_{wd,επ}-V_{wd,υπ}=83,04-15,69=67,35\text{kN}$ .

Ενίσχυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από την ενίσχυση με σύνθετα υλικά δίνεται από τη σχέση:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,εφ} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \alpha$$

όπου :

n: αριθμός στρώσεων υλικού ενίσχυσης

$\sigma_{jd}$ : η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης

$\rho_j$ : είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού

$b_w$ : το πλάτος της διατομής

$h_{j,εφ}$ : το ενεργό (για την ανάληψη τέμνουσας) ύψος της ενίσχυσης .

$\theta$ : η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, η οποία μπορεί να θεωρηθεί ίση με  $45^\circ$ .

$\alpha$ : η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου.

Για συνεχή τοποθέτηση σύνθετου υλικού ΙΟΠ, η τέμνουσα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,εφ} = 2nA_j \sigma_{jd} h_{j,εφ} / s_j$$

Στην ενίσχυση υποστυλωμάτων (λόγω κλειστής ενίσχυσης) η αναμενόμενη μορφή αστοχίας είναι η αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης. Έναντι αυτής, πρέπει

$$\sigma_{jd} \leq f_{jk} : Y_m$$

όπου  $Y_m=1,2$  για την περίπτωση χρήσης ΙΟΠ

Η τιμή του  $f_{jk}$  δίνεται από την σχέση:

$$f_{jk} = E_j * \epsilon_{j,crit}$$

όπου  $E_j$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης και δίνεται από την σχέση:

$$\epsilon_{j,crit} = k_v * \epsilon_{j,max}$$

όπου  $k_v$  συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της λοξής ρωγμής και λαμβάνεται ίσος με 0,5 και  $\epsilon_{j,max}$  η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού < 1.5%.

Υπολογίζουμε λοιπόν:

$$\epsilon_{j,crit} = 0,5 * \min(\epsilon_{ju}, 1,5\%) / 100 = 0,5 * 0,015 = 0,0075 (0.75\%)$$

Επομένως  $f_{jk} = 240000 * 0,0075 = 1800 \text{MPa}$  και αντίστοιχα  $\sigma_{jd} = 1800 / 1,2 = 1500 \text{MPa}$

Τελικά ο τύπος της τέμνουσας από την ενίσχυση απλοποιείται και παίρνει την μορφή:

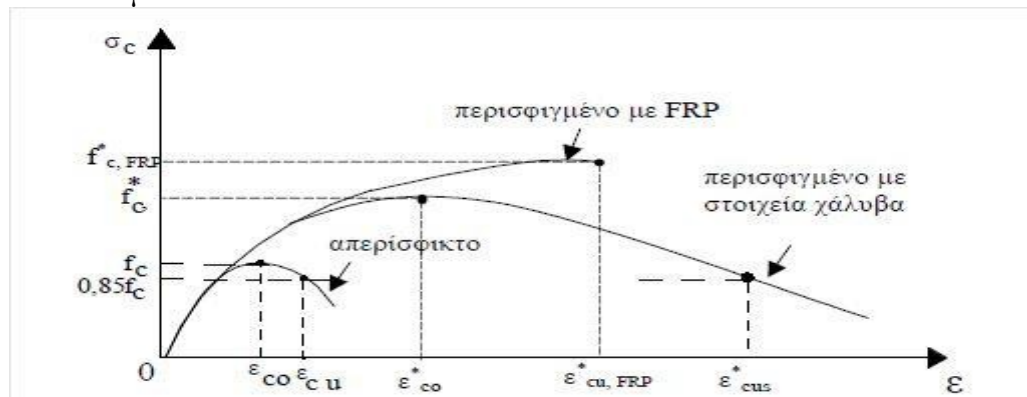
$$V_{jd} = 2 * t_j * (2/3) * 266 * 1500 * 10^{-3} = 532 \text{ t}$$

Έχει υπολογιστεί παραπάνω ότι η τέμνουσα που καλείται να παραλάβει ο οπλισμός ενίσχυσης είναι ίση με 67,35kN. Έτσι το απαιτούμενο πάχος ενίσχυσης είναι  $t_j = 67,35 / 532 = 0,126$ .

Μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε μία στρώση άνθρακα GV330 με πάχος στρώσης 0,17mm είτε 2 στρώσεις άνθρακα GV160 με πάχος στρώσης 0,09mm. Επειδή συνιστάται η χρήση παραπάνω από μίας στρώσης, προτιμούνται οι 2 στρώσεις GV160 με συνολικό πάχος 0.18mm.

### 3.3.9 Συμπεράσματα

Ακόμα και αν υπάρχουν κάποια άλυτα θέματα που πρέπει να έχουν προτεραιότητα στις μελλοντικές έρευνες, καταλήγουμε στο ότι η δυνατότητα σχεδιασμού και εφαρμογής ενισχύσεων με τη χρήση FRP παρέχει σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι άλλων μεθόδων ενίσχυσης επέμβασης παρ'όλο το υψηλό κόστος που όμως μειώνεται δραματικά με το χρόνο. Τα υλικά και οι μέθοδοι εφαρμογής εξελίσσονται ταχύτατα δίνοντας προηγμένες ιδιότητες και χαρακτηριστικά. Ωστόσο, δεν παύει να θεωρείται ως μια ακόμα τεχνική ενίσχυσης η οποία συμπληρώνει τις υφιστάμενες. Κυρίως στη χώρα μας, υπάρχει έλλειψη βασικών γνώσεων και παιδείας η οποία πρέπει να καλυφθεί με περαιτέρω έρευνα και ενημέρωση ώστε η συγκεκριμένη τεχνική ενίσχυσης να δίνει ακριβή και αξιόπιστα αποτελέσματα.



Σχήμα 3.5: Τάσεις και παραμορφώσεις απερίσφικτου και περισφιγμένου σκυροδέματος με FRP

### 3.4 Ενίσχυση κατασκευών με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

#### 3.4.1 Γενικά

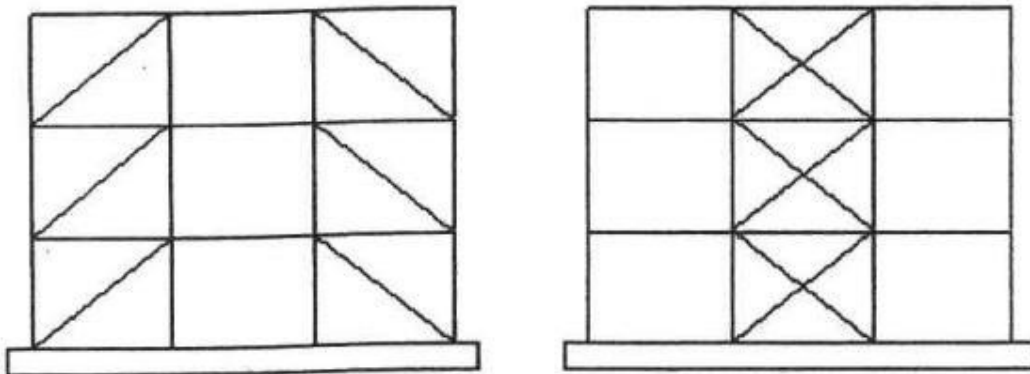
Η τρίτη μέθοδος ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα που θα παρουσιάσουμε είναι η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας που τοποθετούνται σε επιλεγμένα φατνώματα του φορέα της κατασκευής. Λόγω του ότι η Ελλάδα βρίσκεται σε σεισμική περιοχή αλλά λόγω του γεγονότος ότι υπάρχουν πολλά κτήρια που έχουν κατασκευαστεί πριν το 1984, χωρίς δηλαδή την εφαρμογή αυστηρών αντισεισμικών κανονισμών υπάρχει η ανάγκη ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων ώστε να αποφεύγεται η μη πλάστιμη αστοχία και η κατάρρευσή τους.

Μετά από μελέτη ο μηχανικός εντοπίζει τα σημεία ανεπάρκειας και επιλέγει την κατάλληλη τεχνική για την ενίσχυση του κτιρίου. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν ένα αποτελεσματικό σύστημα αντίστασης έναντι πλευρικών φορτίων και ικανοποιούν τις πρόσθετες απαιτήσεις σε αντοχή, πλαστιμότητα και δυσκαμψία με αποτέλεσμα να αναβαθμίζουν τη σεισμική συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου. Με τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας εκμεταλλευόμαστε τα όλκιμα χαρακτηριστικά του χάλυβα, ο οποίος αναλαμβάνει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και απορροφά μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια. Επιπλέον επιτυγχάνουμε την αύξηση της αντοχής σε πλευρική φόρτιση και οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Όλα αυτά έχουν σαν αποτέλεσμα την ενίσχυση του κτηρίου και την αποτροπή ψαθυρής αστοχίας μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων.

#### 3.4.2 Κατηγορίες συνδέσμων δυσκαμψίας

Μπορούμε να διαχωρίσουμε τους συνδέσμους δυσκαμψίας ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών τους με το πλαίσιο σε κεντρικούς και σε έκκεντρους. Επίσης το είδος της σύνδεσης των δικτυωτών συνδέσμων με την υφιστάμενη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να είναι με εξωτερική ή με εσωτερική σύνδεση και να είναι είτε άμεσης είτε έμμεσης σύνδεσης. Φυσικά ένας δικτυωτός σύνδεσμος μπορεί να είναι για παράδειγμα έκκεντρος, εσωτερικός και με άμεση σύνδεση με το υπάρχον πλαίσιο.

Οι κεντρικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται πιο συχνά και μπορεί να είναι απλοί και χιαστί διαγώνιοι (τύπος / και X αντίστοιχα) και οι σύνδεσμοι τύπου V, Λ ή K. Οι σύνδεσμοι τύπου / ή X έχουν στοιχεία κατά τη διεύθυνση της μίας ή και των δύο διαγωνίων του φατνώματος αντίστοιχα.



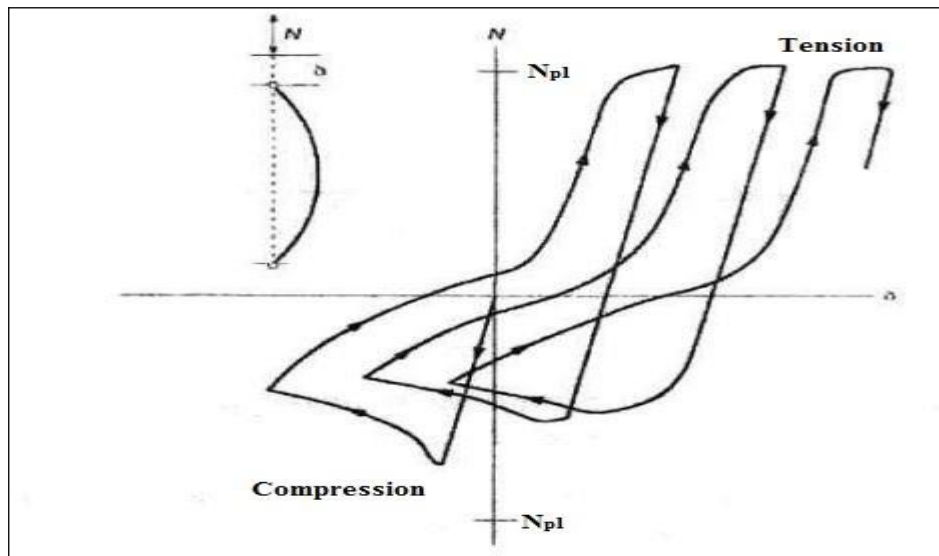
Σχήμα 3.6: Πλαισιωτοί φορείς με απλοί και χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι αυτοί παραλαμβάνουν τα πλευρικά φορτία και τα μεταφέρουν, ενώ το πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα αναλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία. Για



την διαστασιολόγηση τους θεωρούμε ότι μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι αναλαμβάνουν τις εναλλασσόμενες σεισμικές δράσεις ενώ φυσικά οι θλιβόμενοι πρέπει να μην λαμβάνονται στην ανάλυση. Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι στους απλούς συνδέσμους τα εφελκόμενα και τα θλιβόμενα μέλη τους βρίσκονται σε διαφορετικά πλαίσια ενώ στους χιαστεί βρίσκονται στο ίδιο πλαίσιο.

Για να επιβεβαιωθεί ο ισχυρισμός ότι οι εφελκόμενοι διαγώνιοι των συνδέσμων παραλαμβάνουν το πλευρικό φορτίο στο σύνολο του, έχουν εκτελεστεί στο παρελθόν πειράματα πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία έχουν ενισχυθεί είτε με χιαστί είτε με απλούς συνδέσμους και συγκρίνεται η απόκριση τους σε σχέση με μη ενισχυόμενα πλαίσια εφαρμόζοντας ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι όταν ασκείται θλιπτικό φορτίο οι αντίστοιχη διαγώνια ράβδος παραμορφώνεται πλευρικά σχηματίζοντας πλαστική άρθρωση στο μέσον της και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής του συνδέσμου σε θλίψη. Αντίθετα όταν ασκείται δύναμη εφελκυσμού η εφελκόμενη ράβδος αναλαμβάνει το φορτίο και διαρρέει.

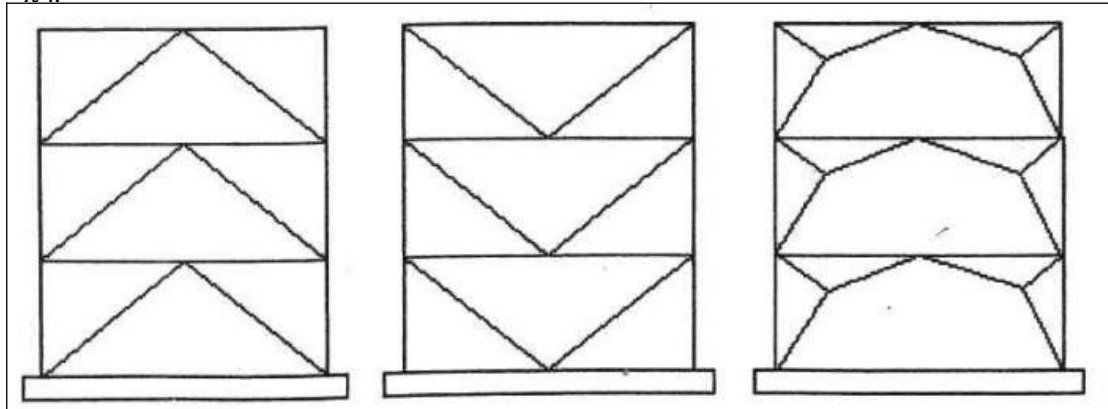


Σχήμα 3.7: Ελλειψοειδής βρόγχος υστέρησης του συνδέσμου δυσκαμψίας

Με την εφαρμογή στα πλαίσια κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα των συνδέσμων αυτών αυξάνουμε σημαντικά την διατμητική αντοχή τους εντός επιπέδου και συγκεκριμένα δύομιση φορές για συνδέσμους με ένα διαγώνιο μέλος και έως τέσσερις φορές με χιαστί συνδέσμους. Το πρόβλημα της μεθόδου αυτής είναι το γεγονός ότι λόγω του λυγισμού που εμφανίζεται στα θλιβόμενα μέλη και καθώς λειτουργούν κυρίως εντός της ελαστικής περιοχής, αστοχούν απότομα και δεν απορροφούν μεγάλο κομμάτι από την σεισμική ενέργεια με αποτέλεσμα να μην αποτελούν την καλύτερη μέθοδο όταν σχεδιάζουμε ένα κτήριο με πλάστικη συμπεριφορά. Επιπλέον επιδρούν μεν ευεργετικά στην βελτίωση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτηρίου ωστόσο αυτό ίσως οδηγήσει σε παραλαβή μεγαλύτερης αδρανειακής δύναμης κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Για τους λόγους αυτούς η εφαρμογή είναι καταλληλότερη όταν σχεδιάζουμε με στάθμη επιτελεστικότητας Β δηλαδή προστασία της ζωής.

Ένα άλλος τύπος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας είναι της μορφής V,  $\Lambda$  οι οποίοι αποτελούνται από δύο στοιχεία ανά πλαίσιο και το χαρακτηριστικό τους είναι ότι συνδέονται σε ένα κοινό σημείο στο μέσο συνήθως της δοκού του πλαισίου, χωρίς ωστόσο το σημείο αυτό να θεωρείται στήριξη. Η θέση μάλιστα του σημείου αυτού

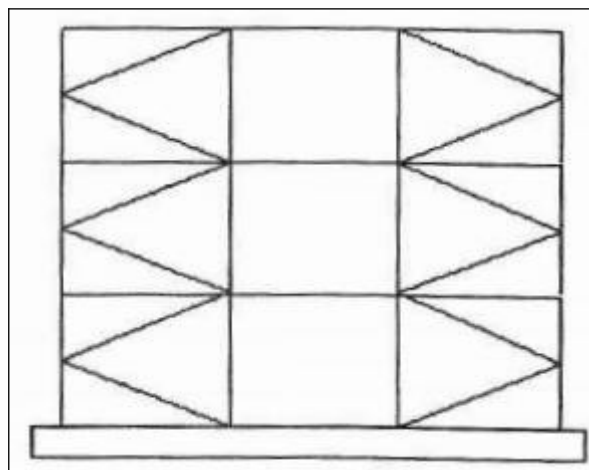
και συγκεκριμένα αν βρίσκεται πάνω ή κάτω δίνουν το σχήμα και το όνομα των συνδέσμων τύπου Λ και τύπου V αντίστοιχα και τα παρουσιάζουμε στο παρακάτω σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.8: Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ

Οι σύνδεσμοι τύπου V και Λ διαφέρουν με τους χιαστί και τους απλούς στο γεγονός ότι τα θλιβόμενα και τα εφελκυσόμενα μέρη τους αναλαμβάνουν τα πλευρικά φορτία και επίσης συνεισφέρουν έως ένα βαθμός και στην μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων.

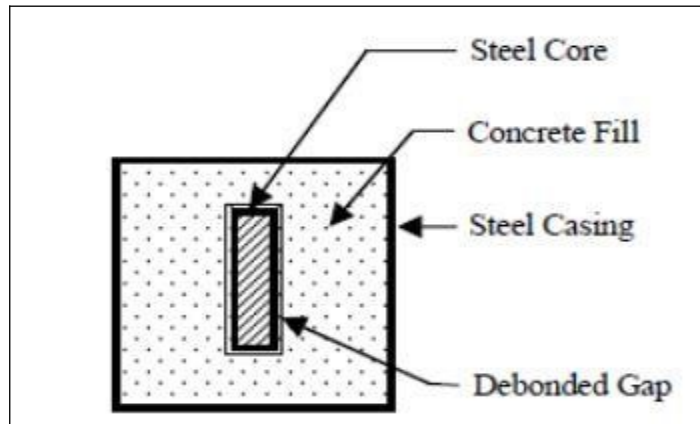
Στο σχήμα 3.9 που ακολουθεί παρουσιάζεται και ο τελευταίος συνηθισμένος τύπος κεντρικών συνδέσμων που είναι της μορφής K. Βέβαια οι σύνδεσμοι αυτοί πρέπει να αποφεύγονται καθώς έχουν σαν αποτέλεσμα φαινόμενα δεύτερης τάξεως με δυσμενή αποτελέσματα καθώς πολύ συχνά δημιουργούνται κοντά υποστύλωμα καθώς οι σύνδεσμοι αυτοί συνδέονται στο μέσο των υποστυλωμάτων. Τέλος περιορίζουν το κτήριο να συμπεριφερθεί πλάστιμα καθώς προυποθέτουν και αναγκάζουν και το υποστύλωμα να συμμετάσχει στην δημιουργία μηχανισμού διαρροής.



Σχήμα 3.9: Σύνδεσμοι τύπου K

Όπως αναφέραμε και προηγουμένως το βασικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων και για να αποφύγουμε έχει αναπτυχθεί ένα σύστημα από σύμμεικτους συνδέσμους δυσκαμψίας που παρουσιάζουν ανθεκτικότητα σε λυγισμό και ταυτόχρονα έχουν μεγάλη ικανότητα πλάστιμης συμπεριφοράς. Το σύστημα αυτό ονομάζεται BRBF (σχήμα 3.10) και αποτελείται από ένα μεταλλικό πυρήνα ο οποίος περιβάλλεται από σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα ο

μεταλλικός πυρήνας να αναλαμβάνει τις αξονικές τάσεις ενώ το σκυρόδεμα τον προστατεύει από λυγισμό.

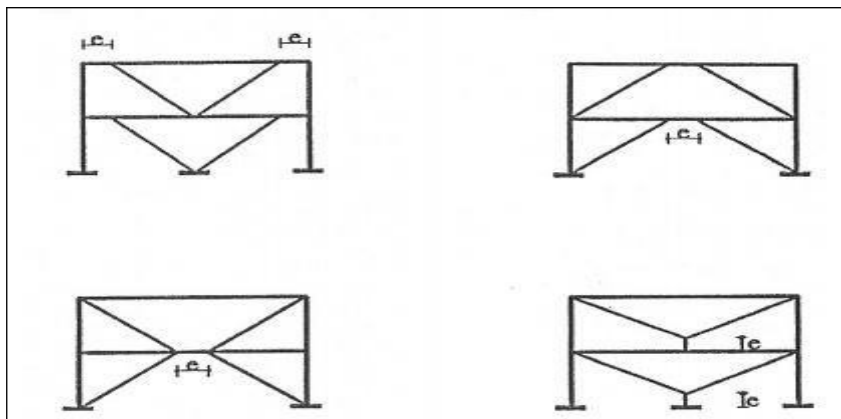


Σχήμα 3.10: Διατομή διαγώνιου μέλους BRBF συστήματος

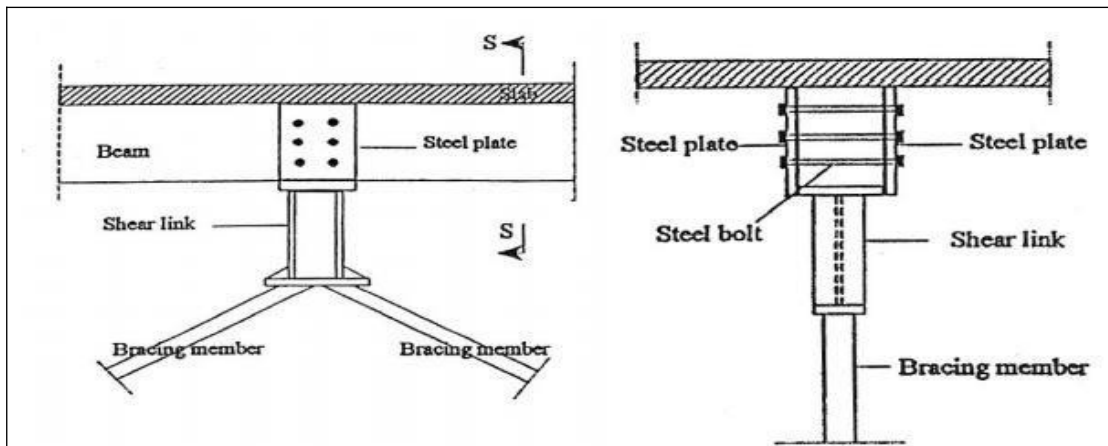
Την επόμενη μεγάλη κατηγορία συνδέσμων δυσκαμψίας την αποτελούν οι έκκεντροι σύνδεσμοι, στους οποίους τουλάχιστον η μία ράβδος συνδέεται έκκεντρα στο πλαίσιο σε σχέση με τον κόμβο του. Οι πιο συνηθισμένοι τύποι έκκεντρων συνδέσμων παρουσιάζονται στο σχήμα 3.11 που ακολουθεί.

Σημειώνουμε ότι η δοκός σύζευξης, το τμήμα δηλαδή της δοκού στο οποίο εδράζεται η έκκεντρη σύνδεση καταπονείται έντονα τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση. Η θεωρία πίσω από αυτούς τους συνδέσμους είναι το γεγονός ότι το στοιχείο θα συμπεριφέρεται πλαστικά και θα διαρρέει αφότου έχει απορροφήσει μεγάλη ενέργεια αποτρέποντας έτσι τον λυγισμό των ράβδων του συνδέσμου δυσκαμψίας. Κυρίως χρησιμοποιείται η μορφή που τύπου Y και η μορφή τύπου ανεστραμμένου Y καθώς το δοκάρι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν δρα ως πλαστικός συνδετήριος σύνδεσμος με μεγάλη επιτυχία.

Πιο αναλυτικά στους συνδέσμους μορφής Y, στο μέσο του δοκαριού του πλαισίου γίνεται η σύνδεση του κατακόρυφου μεταλλικού σκέλους με στόχο να αναλάβει τις σεισμικές δράσεις και μόνο, για τον λόγο αυτό ονομάζεται αλλιώς σεισμικός σύνδεσμος (σχήμα 3.12). Κρίνεται λοιπόν απαραίτητο το σκέλος αυτό να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να έχει αυξημένες ικανότητες πλαστιμότητας και να φτάσει αυτό πρώτα σε διαρροή από σεισμικές δράσεις, ούτε ώστε οι δικτυωτές ράβδοι λειτουργούν μόνο ελαστικά και να μην κινδυνεύουν με ψαθυρή αστοχία λόγω λυγισμού. Τέλος ο σεισμικός σύνδεσμος πρέπει να συνδέεται με τη δοκό του πλαισίου με προσοχή και με τρόπο τέτοιο που θα εξασφαλίζεται η αποτελεσματική μεταφορά του σεισμικού φορτίου.



Σχήμα 3.11: Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς

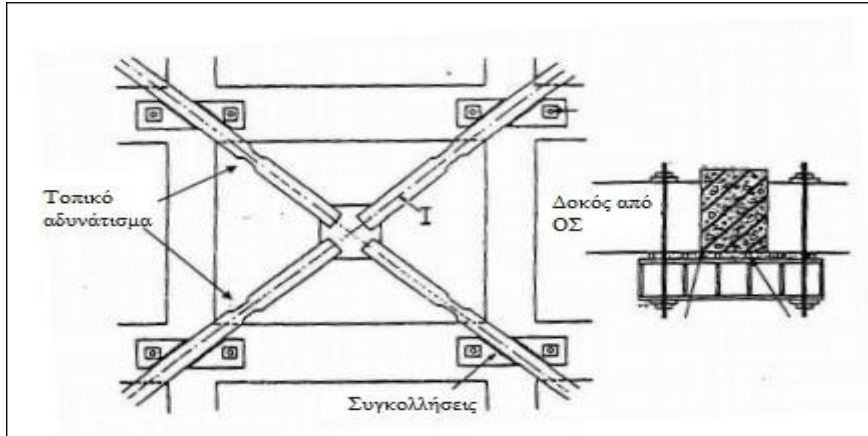


Σχήμα 3.12: Σεισμικός σύνδεσμος

Επόμενη κατηγορία διάκρισης των συνδέσμοι δυσκαμψίας είναι τρόπος με τον οποίο γίνεται η σύνδεση με τον φορέα του κτηρίου και μπορεί να είναι είτε με εξωτερική σύνδεση είτε με εσωτερική σύνδεση. Η εξωτερική σύνδεση πραγματοποιείται όταν τα δικτυώματα συνδέονται είτε σε όλο το κτήριο είτε τοπικά σε μεμονωμένα πλαίσια (σχήμα 3.13 και φωτογραφία 3.4). Εφαρμόζεται εξωτερική σύνδεση στις περιπτώσεις που υπάρχουν τοιχοποιίες και σε όσες περιπτώσεις κατά τις οποίες η αρχιτεκτονική και η δομή του κτιρίου εμποδίζουν την τοποθέτηση ενσωματωμένων μεταλλικών συνδέσμων.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να γίνεται στον τρόπο που αυτή η σύνδεση εφαρμόζεται. Είναι απαραίτητη η ύπαρξη ενός μεταλλικού ελάσματος στο οποίο συγκολλείται η ράβδος του συνδέσμου και έπειτα αυτό συνδέεται με την χρήση προεντεταμένων κοχλιών και ρητίνης στον κόμβο του πλαισίου του προς ενίσχυση κτηρίου. Εξασφαλίζεται έτσι η συνεργασία του συνδέσμου δυσκαμψίας με το υφιστάμενο πλαίσιο και εξασφαλίζεται πως θα αναλαμβάνει τις σεισμικές δυνάμεις. Μεγάλο πλεονέκτημα των εξωτερικών συνδέσεων είναι ότι μειώνεται στο ελάχιστο η όχληση των ενοίκων και συνήθως το κτήριο μπορεί να συνεχίζει να λειτουργεί κανονικά για όσο χρονικό διάστημα διαρκεί η τοποθέτηση της ενίσχυσης.

Θα πρέπει τέλος να προσέχουμε και να εξασφαλίζουμε τον ελάχιστο λυγισμό των ράβδων των συνδέσμων καθώς αυτές καταπονούνται έκκεντρα από τις δράσεις μέσω των πλαισίων. Ένας τρόπος αντιμετώπισης αυτού του προβλήματος είναι η εφαρμογή ράβδων στις οποίες μειώνουμε τοπικά τη διατομή τους και δημιουργείται λαιμός σε θέσεις κοντά στις ενώσεις (βλέπε σχήμα 3.13).



Σχήμα 3.13: Εξωτερική σύνδεση και δημιουργία λαιμού στις ράβδους



Φωτογραφία 3.4: Εξωτερική ενίσχυση ολόκληρου κτηρίου

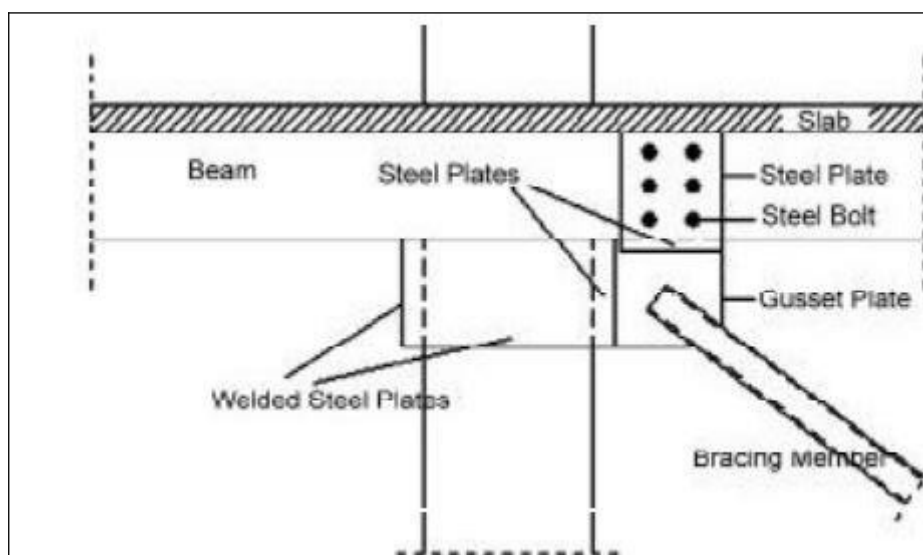
Σε αντίθεση με τα προηγούμενα υπάρχουν και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που γίνονται εσωτερικά στο περιθώριο δηλαδή μεταξύ του δοκαριού και των υποστυλωμάτων στα υφιστάμενα πλαίσια σε κτήρια από πού έχουν κατασκευαστεί

από οπλισμένου σκυρόδεμα (φωτογραφία 3.5). Το πλεονέκτημα είναι ότι εξαλείφεται η έκκεντρη μεταφορά δυνάμεων στους συνδέσμους αλλά και το γεγονός ότι τοποθετούνται πιο εύκολα, πιο οικονομικά και με χαμηλότερο κόστος συγκριτικά με τις εξωτερικές συνδέσεις. Θα παρουσιάσουμε στη συνέχεια δύο υποκατηγορίες αυτής της σύνδεσης που είναι άμεση και η έμμεση εσωτερική σύνδεση.



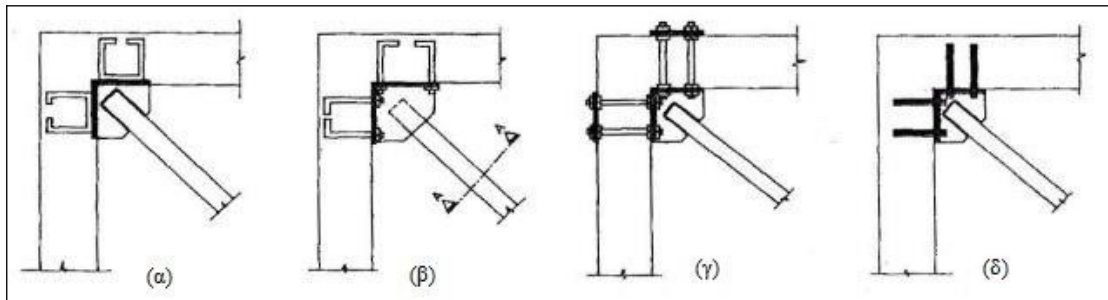
Φωτογραφία 3.5: Εσωτερική σύνδεση σε υφιστάμενο πλαίσιο

Η εσωτερική σύνδεση με άμεσο τρόπο γίνεται με χρήση κομβοελασμάτων στους κόμβους του πλαισίου (σχήμα 3.14). Πιο συγκεκριμένα οι διαγώνιες ράβδοι είτε συγκολλούνται είτε κοχλιώνονται στο γωνιακό κομβοέλασμα και έπειτα αυτό συνδέεται επίσης είτε με συγκόλληση είτε κοχλιωτά σε γωνιακά μεταλλικά ελάσματα τα οποία είναι επικολλημένα ή αγκυρωμένα στον κόμβο δοκαριού και υποστυλώματος του πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος. Με τον τρόπο αυτό πετυχαίνουμε και την ενίσχυση του κόμβου, πράγμα απαραίτητο προκειμένου να παραλάβει τις σεισμικές δυνάμεις που του προκαλούν μεγάλη καταπόνηση.



Σχήμα 3.14: Γωνιακό επικολητό κομβοέλασμα

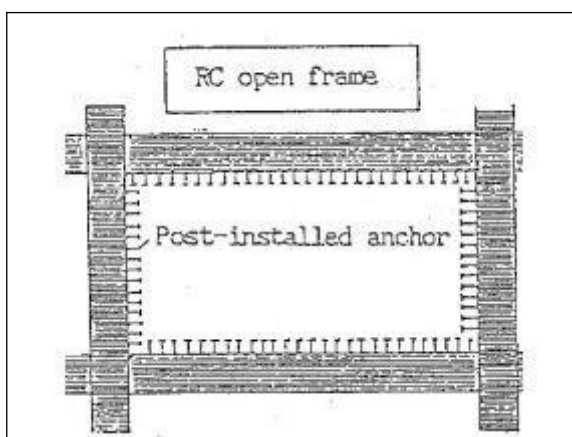
Στο σχήμα 3.15 που ακολουθεί καταγράφονται οι συνηθέστεροι τρόποι σύνδεσης που χρησιμοποιούνται στην πράξη με τις περιπτώσεις (α) και (β) να αφορούν πλαίσια τα οποία δεν έχουν σκυροδετηθεί ενώ οι περιπτώσεις (γ) και (δ) σύνδεση σε υφιστάμενα πλαίσια.



Σχήμα 3.15: Μορφές σύνδεσης δικτυωτών συνδέσμων

Θα αναλύσουμε την τελευταία κατηγορία συνδέσμων δυσκαμψίας που είναι οι εσωτερικοί με έμμεση σύνδεση, για την οποία χρησιμοποιούνται προκατασκευασμένα πλαίσια από χάλυβα τα οποία τοποθετούνται στο φάτνωμα του πλαισίου που θέλουμε να ενισχύσουμε και σε αυτά τα νέα μεταλλικά πλαίσια οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται έμμεση μεταφορά των δυνάμεων από το υφιστάμενο πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος στο νέο ενσωματωμένο μεταλλικό πλαίσιο και τέλος από αυτό στους συνδέσμους δυσκαμψίας.

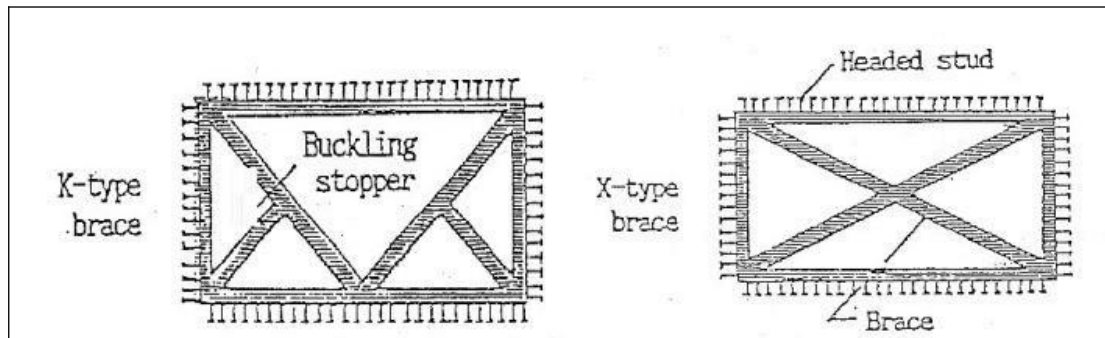
Υπάρχουν δύο κυρίως τεχνικές για την εφαρμογή των έμμεσων συνδέσεων. Στην πρώτη τεχνική τα μεταλλικά πλαίσια συνδέονται με τα δοκάρια και τα υποστρώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας διατμητικούς ήλους οι οποίοι αγκυρώνονται σε οπές που βρίσκονται ανά συγκεκριμένες αποστάσεις στο σκυρόδεμα και τις γεμίζουμε με εποξειδική ρητίνη (σχήμα 3.16). Έτσι επιτυγχάνεται η σύμμεικτη δράση των νέων μεταλλικών πλαισίων και των υφιστάμενων περιμετρικών πλαισίων με αποτέλεσμα την ανάληψη των αξονικών, των διατμητικών και των καμπτικών εντάσεων από το μεταλλικό πλαίσιο.



Σχήμα 3.16: Πλαίσιο με διατμητικούς συνδέσμους

Στην δεύτερη τεχνική χρησιμοποιούνται επίσης προκατασκευασμένα πλαίσια αλλά με την διαφορά ότι πλέον πάνω σε αυτά έχουν εξ' αρχής συγκολληθεί οι διατμητικοί ήλοι (σχήμα 3.17). Επιπλέον μία δεύτερη σειρά διατμητικών συνδέσμων αγκυρώνεται με εποξειδική ρητίνη περιμετρικά στους δοκούς και στα υποστρώματα

σκυροδέματος και το κενό μεταξύ του εξωτερικού του μεταλλικού πλαισίου και του σκυροδέματος γεμίζεται με μη συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής αντοχής, επιτυγχάνοντας έτσι την μέγιστη δυνατή διατμητική σύνδεση.



Σχήμα 3.17: Μεταλλικά προκατασκευασμένα κλειστά πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας

Η μέθοδος της έμμεσης σύνδεσης μειονεκτεί σε σύγκριση με την άμεση στο κόστος κατασκευής της το οποίο είναι υψηλότερο λόγω των ιδιαίτερων κατασκευαστικών απαιτήσεων που πρέπει να τηρηθούν. Επίσης θα πρέπει να λάβουμε υπόψη την διαφορετική συμπεριφορά του μεταλλικού πλαισίου σε σχέση με πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα.

### 3.4.3 Πλεονεκτήματα της μεθόδου

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω καταλήγουμε στα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένη μεθόδου το πιο βασικό εκ των οποίων είναι το γεγονός ότι ενισχύοντας το κτήριο εξασφαλίζουμε την επιθυμητή συμπεριφορά έναντι σεισμού, δηλαδή έχουμε μεγάλη δυσκαμψία σε σεισμούς μικρής έντασης και μεγάλη πλαστιμότητα σε σεισμούς μεγάλης έντασης. Μπορούμε λοιπόν να αυξήσουμε ταυτόχρονα τόσο την αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής όσο και την πλαστιμότητα του υπό κάποιες προϋποθέσεις βέβαια.

Επιπλέον οι μεταλλικοί σύνδεσμοι έχουν μικρό βάρος, τοποθετούνται σχετικά γρήγορα και εύκολα και βέβαια έχουν χαμηλό κόστος σε σχέση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης. Επίσης προσφέρουν αρχιτεκτονική ευελιξία καθώς δεν παρεμβαίνουν στην διαρρύθμιση και στην λειτουργικότητα του κτιρίου και δεν αλλοιώνουν την φυσιογνωμία του κτιρίου ενώ δεν εμποδίζεται ο φυσικός αερισμός και φωτισμός των εσωτερικών χώρων του κτιρίου καθώς το κλείσιμο των ανοιγμάτων είναι περιορισμένο.

Τέλος πολύ σημαντικό είναι το γεγονός ότι γίνεται εύκολα ο έλεγχος των μελών για τυχόν αστοχία, φθορά, διάβρωση ή αλλοίωση και έπειτα επισκευάζεται ή το αντικαθιστούμε ενώ κατά την ενίσχυση του κτηρίου δεν προκαλείται μεγάλη ενόχληση και αναστάτωση των κατοίκων. Όλα τα παραπάνω τους καθιστά την κατάλληλη μέθοδο σε πολλές περίπτωση επεμβάσεων σε κτήρια με πολλούς περιορισμούς.

### 3.4.4 Μειονεκτήματα της μεθόδου

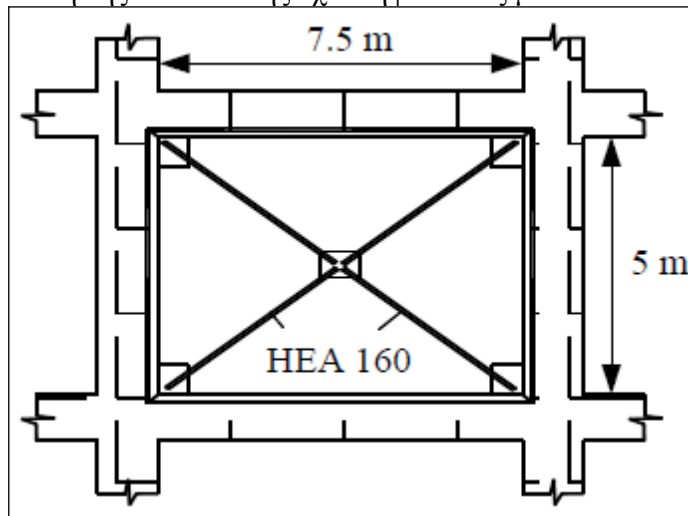
Όσον αφορά τα μειονεκτήματα της μεθόδου μπορούμε να αναφέρουμε την έλλειψη εξειδικευμένων συνεργείων που οδηγεί σε λάθη κατά την τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς πρέπει να γίνεται ορθή σύνδεση του υφιστάμενου πλαισίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής



μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που υπάρχουν. Ένα άλλο μειονέκτημα είναι το γεγονός ότι οι κόμβοι των πλαισίων σε κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα σημεία δηλαδή στα οποία συνδέονται οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρουσιάζουν συχνά μεγάλες ανεπάρκειες. Τέλος πρέπει να σημειώσουμε ότι με την μέθοδο αυτή δεν ενισχύεται η θεμελίωση, βέβαια με αυτή την μέθοδο η κατασκευή δεν επιβαρύνεται με μεγάλο επιπλέον βάρος, πράγμα ιδανικό όταν υπάρχει ανεπάρκεια στη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης ωστόσο πρέπει να παραλάβει μεγαλύτερες δράσεις με αποτέλεσμα να απαιτείται συνήθως η ενίσχυση των θεμελίων με κάποια άλλη μέθοδο.

### 3.4.5 Αριθμητικό Παράδειγμα

Θεωρούμε φάτνωμα πλάτους 7.5 m και ύψους 5 m το οποίο ενισχύεται με τέσσερις χιαστί διαγωνίους συνδέσμους, οι οποίοι συγκολλούνται σε κοινό έλασμα στο μέσον του μήκους τους, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.18. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων είναι από διατομή HEA 160 και χάλυβα Fe 360 (S 235). Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που καταπονεί τους συνδέσμους, όπως προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, είναι  $N_s = 323$  kN. Η δύναμη αυτή είναι το άθροισμα της εφελκυστικής δύναμης της διαγωνίου μόνο υπό τη σεισμική δράση  $N_{Ed} = 287$  kN και της εφελκυστικής δύναμης υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού  $N_{vd} = 36$  kN. Η κατασκευή στην οποία ανήκει το φάτνωμα ανασχεδιάζεται για στάθμη επιτελεστικότητας B και η διαστασιολόγηση των δικτυωτών συνδέσμων γίνεται σε όρους αντοχών. Ο συντελεστής συμπεριφοράς για την ανάλυση της κατασκευής έχει ληφθεί ίσος με 3.5.



Σχήμα 3.18: Ενισχυμένο πλαίσιο

Εφελκυστική διαγώνιος: Η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό της κάθε εφελκυστικής διαγωνίας είναι

$$N_{pd} = \frac{A f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{38.8 \times 23.5}{1.1} = 828.91 \text{ kN} > N_s = 323 \text{ kN}$$

Επίσης, τα υποστυλώματα και οι δοκοί του ορόφου στον οποίο ανήκει το υπόψη φάτνωμα πρέπει να ελεγχθούν σε λυγισμό με τα μεγέθη της σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης.

$$\alpha_{cd} = (1.20 N_{pd} - N_{vd}) / N_{Ed} = (1.20 \times 828.91 - 36) / 287 = 3.34 < q = 3.5$$

Θλιβόμενη διαγώνιος: Ο συντελεστής συμπεριφοράς για τη διαστασιολόγηση των συνδέσμων είναι  $q = 4$ . Επομένως ο μέγιστος λόγος του πλάτους προς το πάχος της διατομής για καθαρή θλίψη και  $4 > q \geq 2$ , από τον Πίνακα 1 του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ 2000, είναι 38ε για τον κορμό και 22ε για τα πέλαμα. Για τη ΗΕΑ 160 έχουμε:

$$(a) \text{ Κορμός: } b/t = 104/6 = 17.33 < 38\varepsilon = 33$$

$$(b) \text{ Πέλαμα: } b/t = 160/9 = 17.78 < 22\varepsilon = 20$$

Το μήκος λυγισμού είναι ίσο με το μισό του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος, δηλαδή

$$l = \sqrt{7.5^2 + 5^2} / 2 = 4.51 \text{ m}$$

(α) Λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα: Για λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα της διατομής (εκτός του επιπέδου του φατνώματος) το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου είναι:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{l^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 1670}{451^2} = 1701.70 \text{ kN}$$

Επομένως η ανηγμένη λυγηρότητα είναι:

$$\bar{\lambda} = (A f_y / N_{cr})^{0.5} = (38.8 \times 23.5 / 1701.70)^{0.5} = 0.732 \leq 1.50$$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.5.3 του EC 3, η καμπύλη λυγισμού είναι η b, οπότε από τον Πίνακα 5.5.2 ο μειωτικός συντελεστής  $\chi$  ισούται με 0.765.

(β) Λυγισμός περί τον ασθενή άξονα: Για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα της διατομής (εντός του επιπέδου του φατνώματος) το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου είναι αντίστοιχα

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 616}{451^2} = 627.69 \text{ kN}$$

Επομένως η ανηγμένη λυγηρότητα είναι Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.5.3 του EC 3, η καμπύλη λυγισμού είναι η c, οπότε από τον Πίνακα 5.5.2 ο μειωτικός συντελεστής  $\chi$  ισούται με 0.431.

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου δίνεται από τη σχέση (5.45) του EC 3

$$N_{bRd} = \frac{\chi_{min} \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.431 \times 1 \times 38.8 \times 23.5}{1.1} = 357.26 \text{ kN} > N_s = 323 \text{ kN}$$

### 3.4.6 Συμπεράσματα

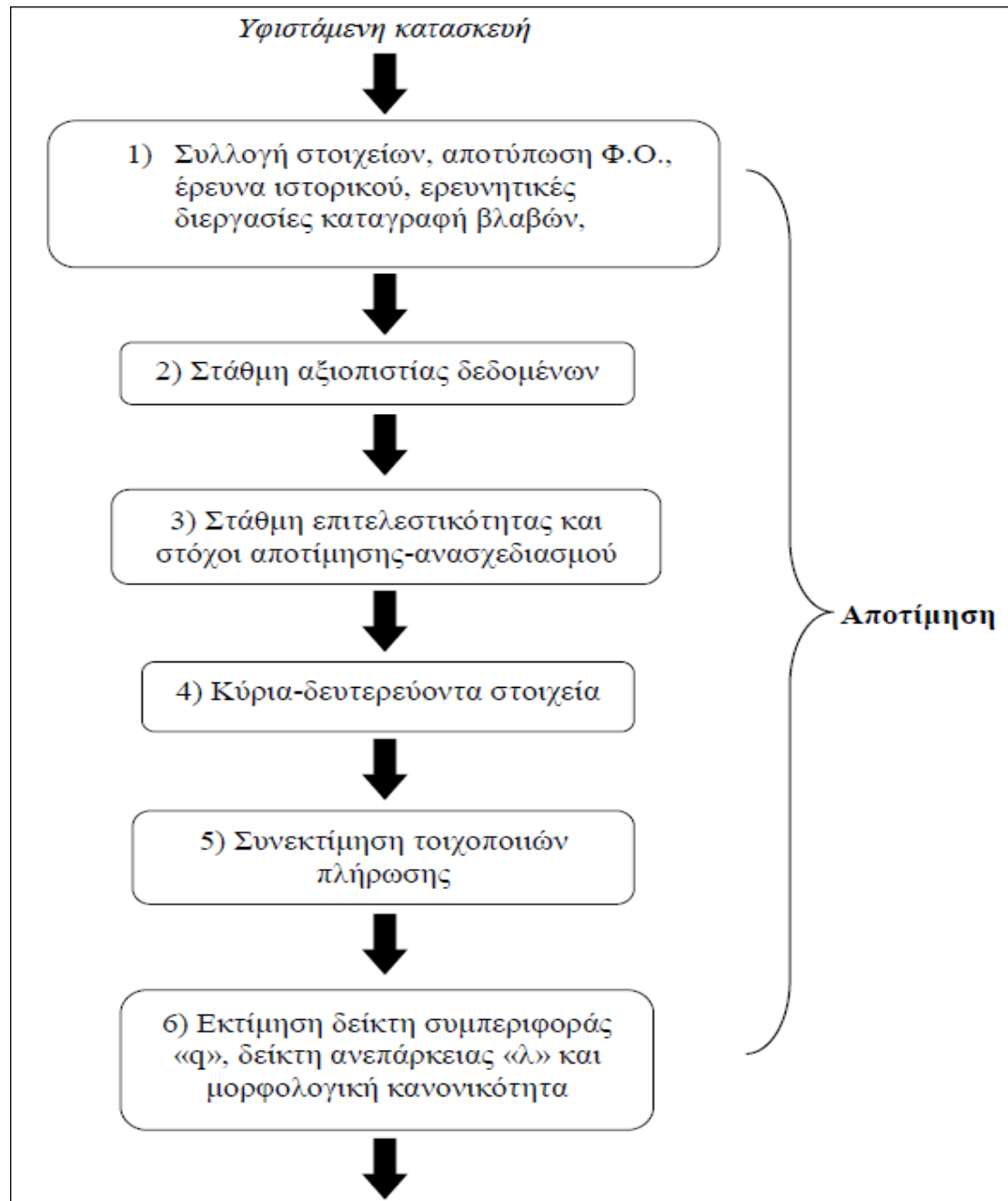
Κλείνοντας το κεφάλαιο αυτό μπορούμε να τονίσουμε ότι η ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας φέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα ως προς την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και υπό προϋποθέσεις και της πλαστιμότητας βελτιώνοντας έτσι την αντοχή και την συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμικές και εν γένει σε πλευρικές φορτίσεις. Τέλος ο πιο σημαντικός παράγοντας στην σωστή επισκευή και ενίσχυση ενός κτηρίου είναι ο μηχανικός ο οποίος καλείται μετά από εξέταση της κατάστασης και των απαιτήσεων του κτιρίου να προσδιορίσει τον βέλτιστο τρόπο ενίσχυσης.

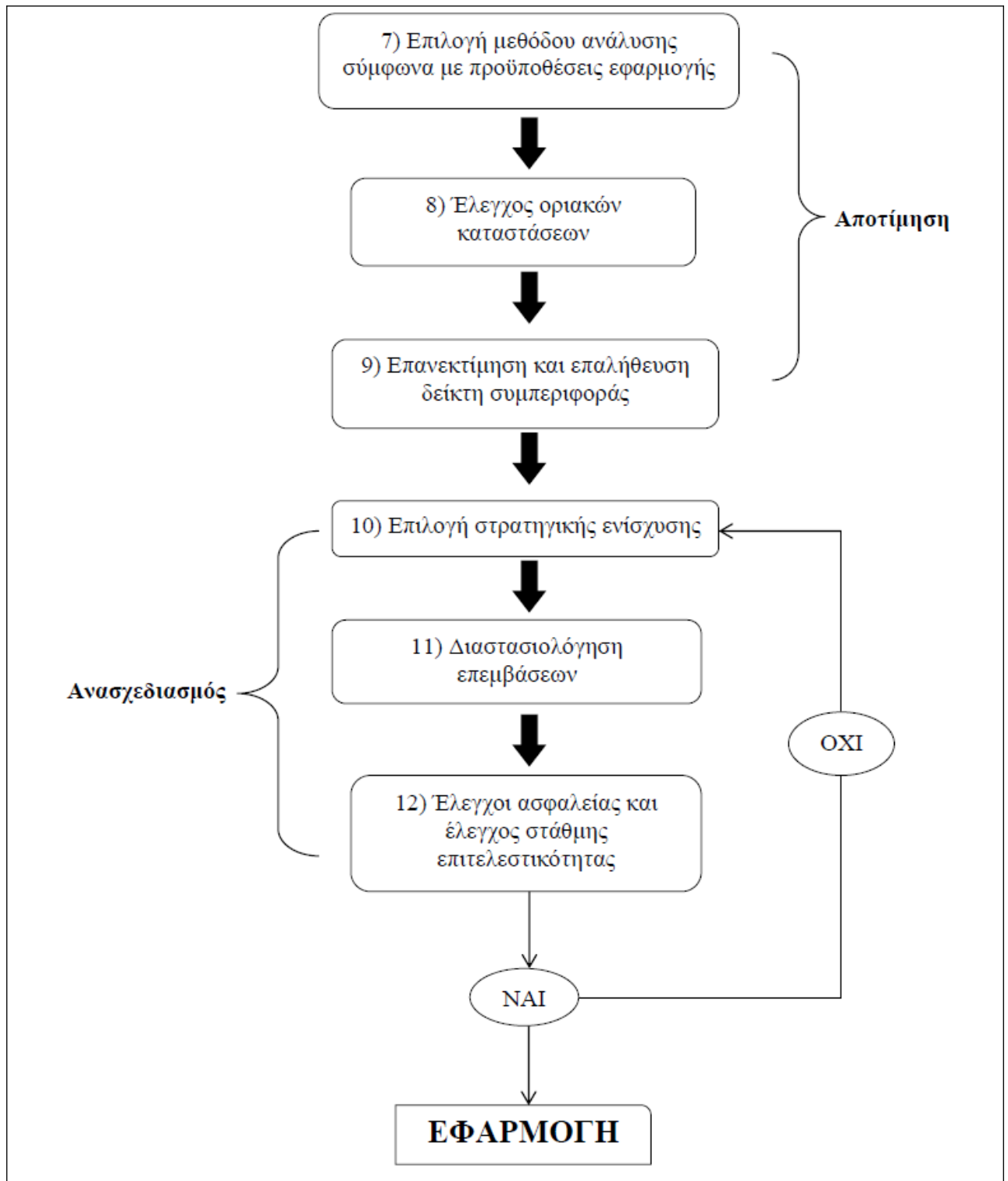
## Κεφάλαιο 4: Κανονιστικές Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιάσουμε τα βήματα που καλείται ο μελετητής να ακολουθήσει με σκοπό αρχικά την αποτίμηση και έπειτα τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Θα αναδείξουμε και θα αναλύσουμε τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και όπως και τις ομοιότητες και τις διαφορές του σε σύγκριση με τον Ευρωκώδικα 8.

### 4.2 Βήματα μελέτης υφιστάμενης κατασκευής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.





#### 4.2.1 Συλλογή στοιχείων, αποτύπωση Φ.Ο., έρευνα ιστορικού, ερευνητικές διεργασίες, καταγραφή βλαβών

Αρχικά πρέπει να συλλέξουμε τα απαιτούμενα στοιχεία και δεδομένα που θα μας επιτρέψουν την αποτίμηση της κατασκευής. Τα δεδομένα αυτά πάντα θα πρέπει να διασταυρώνονται τόσο μεταξύ τους όσο και με επιτόπου έρευνα στην κατασκευή ώστε να υπάρχει σαφές συμπέρασμα για την αξιοπιστία τους, η οποία λαμβάνεται

υπόψη στην αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών και στη διαμόρφωση της στρατηγικής επέμβασης.

Έτσι λοιπόν έχοντας στην κατοχή μας τα σχέδια της αρχικής μελέτης θα ακολουθήσει η αποτύπωση του φέροντος οργανισμού με σκοπό να διαπιστωθεί ότι έχουν εφαρμοστεί και σε ποιον βαθμό ή όχι. Επίσης είναι απαραίτητο να αποτυπωθούν και οι τοιχοποιίες εξωτερικές και εσωτερικές. Να σημειωθεί ότι απαραίτητη είναι και η αποτύπωση των τοίχων πλήρωσης.

Στην συνέχεια ελέγχεται το ιστορικό της κατασκευής και ψάχνουμε πληροφορίες σχετικά με τις φάσεις κατασκευής, αν έχουν γίνει ή όχι μεταγενέστερες επεμβάσεις, αν η χρήση του κτηρίου παραμένει η ίδια και πιθανές αλλαγές στα φορτία. Φυσικά ελέγχουμε αν υπάρχουν εμφανείς βλάβες και φθορές ή αν υπήρξαν στο παρελθόν και πως αυτές επισκευάστηκαν.

Εκτός από τα εμφανή στοιχεία της κατασκευής ο μελετητής πρέπει να δώσει την απαραίτητη προσοχή και στα τμήματα της που δεν είναι άμεσα ορατά, όπως η θεμελίωση, το έδαφος θεμελίωσης, οι οπλισμοί, η παρουσία άλλων υλικών τα χαρακτηριστικά αυτών και ο τρόπος δόμησης. Έτσι λοιπόν με διερευνητικές τομές και με εργαστηριακές μεθόδους αναζητούνται χαρακτηριστικά για το σκυρόδεμα όπως η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας ενώ για τον χάλυβα το όριο διαρροής, η εφελκυστική αντοχή και η παραμόρφωση στο μέγιστο φορτίο. Ενώ αν διαπιστωθεί κακή συμπεριφορά της θεμελίωσης απαραίτητη είναι η νέα εδαφοτεχνική μελέτη.

Έχουμε λοιπόν δύο περιπτώσεις, πρώτον να υπάρχει και ταυτόχρονα να έχει εφαρμοστεί η εγκεκριμένη μελέτη και δεύτερον είτε να μην υπάρχει εγκεκριμένη μελέτη και σχέδια είτε ή να υπάρχουν μεγάλες αποκλίσεις από αυτήν. Στην πρώτη περίπτωση γίνεται ένας δειγματοληπτικός έλεγχος ώστε να επιβεβαιώσουμε τα σχέδια και με διερευνητικές τομές ελέγχουμε τους οπλισμούς με έμφαση στις ακυρώσεις και στους συνδετήρες. Στην δεύτερη περίπτωση διερευνούμε σε μεγάλη έκταση τον φέρον οργανισμό ώστε να έχουμε αξιόπιστες πληροφορίες, φυσικά είναι αδύνατο να ελέγξουμε τον οπλισμό σε όλες τις θέσεις και για τον λόγο αυτό λαμβάνουμε υπόψη τις συνθήκες και τις πρακτικές που επικρατούσαν την εποχή της κατασκευής.

Τέλος η καταγραφή των βλαβών είναι σημαντικό στοιχείο της αποτύπωσης και καταγράφουμε κάθε αλλοίωση και απομείωση τόσο της γεωμετρίας όσο και των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού αλλά και των τοιχοπληρώσεων. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, λαμβάνουμε υπόψη και τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού και αποφασίζουμε αν θα ακολουθήσει ενίσχυση ή όχι της κατασκευής. Στην περίπτωση που διαπιστωθούν σημαντικές βλάβες οδηγούμαστε στον σχεδιασμό των επεμβάσεων λαμβάνοντας υπόψη και τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού και αποφασίζουμε αν θα γίνει επισκευή ή και ενίσχυση του φέροντος οργανισμού του κτηρίου.

#### 4.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο πολύ σημαντικό ρόλο στην αξιολόγηση του προς ενίσχυση κτηρίου παίζει η επάρκεια των πληροφοριών που έχουμε συλλέξει και αφορά τόσο τις δράσεις όσο και τις αντιστάσεις των μελών του κτηρίου. Η ακρίβεια αυτών των πληροφοριών αποτελούν την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση του κτηρίου αλλά και στην επιλογή της στρατηγικής των ενισχύσεων ου θα ακολουθήσουν. Να σημειώσουμε επίσης πως δεν είναι απαραίτητο να ενιαία για όλο το κτίριο.

Αφού λοιπόν επιλέξουμε την κατάλληλη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων προσαρμόζονται ανάλογα μία σειρά από παραμέτρους όπως οι συντελεστές

ασφαλείας των δράσεων (γf) και οι συντελεστές ασφαλείας για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών (γm).

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. μας παρέχει τους παρακάτω πίνακες (4.1 και 4.2) με βάση τους οποίους μπορούμε να επιλέξουμε την κατάλληλη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ανάλογα αν υπάρχουν τα σχέδια αρχικής μελέτης (πίνακας 4.1) ή όχι (πίνακας 4.2). Να σημειώσουμε πως πέρα από τις κατηγορίες που παρουσιάζονται στους πίνακες που ακολουθούν υπάρχει και η «ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ» στάθμη η οποία όμως επιτρέπεται μόνο στα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία.

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
1) Προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ
2) Προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
3) Προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα της αρχικής μελέτης)	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ

Πίνακας 4.1: Επιλογή Σ.Α.Δ. αν υπάρχουν τα σχέδια αρχικής μελέτης

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
4) Έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
5) Έχει προσδιοριστεί με έμμεσο αλλά επαρκώς αξιόπιστο τρόπο	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ
6) Έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση του Μηχανικού	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ

Πίνακας 4.2: Επιλογή Σ.Α.Δ. αν δεν υπάρχουν τα σχέδια αρχικής μελέτης

#### 4.2.3 Στάθμη επιτελεστικότητας και στόχοι αποτίμησης-ανασχεδιασμού

Κατά τη αποτίμηση και για τον σχεδιασμό των ενισχύσεων λαμβάνουμε υπόψη την έννοια «στάθμες επιτελεστικότητας» που αφορούν την επιθυμητή συμπεριφορά του κτηρίου μετά από την σεισμική δράση. Αυτό γίνεται γιατί υπάρχουν διαφορετικά κοινωνικά και οικονομικά κριτήρια και ανάλογα την επιλογή του μελετητή και του ιδιοκτήτη προκύπτει το εύρος των ενισχύσεων. Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι τρεις και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω και συνοψίζονται στον πίνακα 4.3.

Στάθμη 1: Άμεση χρήση μετά το σεισμό. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι μετά τον σεισμό σχεδιασμού το κτήριο θα είναι σε θέση να χρησιμοποιηθεί άμεσα ξανά και καμία λειτουργία του δεν θα διακόπτεται. Με λίγα λόγια δεν θα υπάρχουν σημαντικές βλάβες παρά μόνο κάποιες μικρές και πολύ αραιές ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στο φέροντα οργανισμό.

Στάθμη 2: Προστασία ζωής. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι μετά τον σεισμό σχεδιασμού θα παρουσιαστούν βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτηρίου, οι οποίες θα είναι επισκευάσιμες και το κτήριο θα μπορεί να χρησιμοποιηθεί μετά από την επισκευή ξανά. Επίσης οι βλάβες αυτές δεν θα έχουν σαν αποτέλεσμα τον τραυματισμό των κατοίκων.

Στάθμη 3: Οιονεί κατάρρευση. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι μετά τον σεισμό σχεδιασμού θα υπάρχουν κυρίως μη επισκευάσιμες και εκτεταμένες βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Το κτήριο όμως θα είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία για ένα διάστημα μετά τον σεισμό ώστε να παρέχει κάποιο περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

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

Πίνακας 4.3: Στάθμες επιτελεστικότητας

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου ορίζει τον ελάχιστο στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που πρέπει να επιλέγεται από τον κύριο του έργου σε συνεργασία με τον μελετητή μηχανικό. Οι στόχοι παρουσιάζονται στον πίνακα 4.4.



Κατηγορία σπουδαιότητας	Στόχοι
I	A1,A2,B1,B2,Γ1,Γ2
II	A1,A2,B1,B2,Γ1
III	A1,A2,B1
IV	A1,A2,B1

Πίνακας 4.4: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ανά κατηγορία σπουδαιότητας

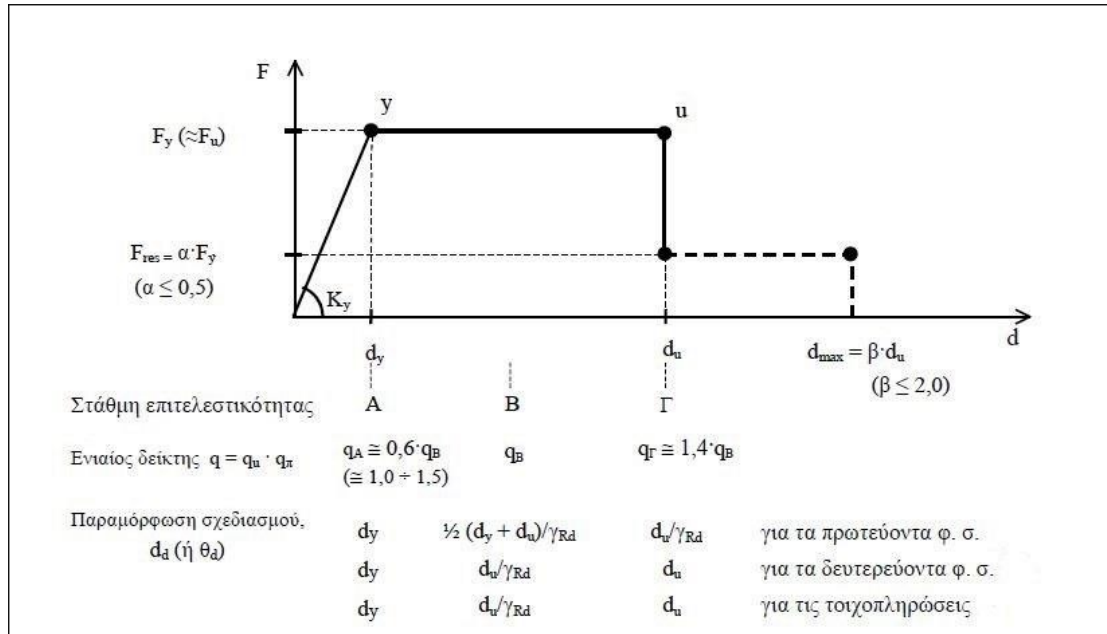
Οι στόχοι αφορούν αποκλειστικά τα δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού και όχι στα δευτερεύοντα και πρέπει να επιλέγονται με βάση τα οικονομικά μέσα του ιδιοκτήτη και η σπουδαιότητα του κτιρίου, αν δηλαδή πρόκειται για κτήριο κατοικίας, αν φιλοξενεί χώρους συγκέντρωσης κοινού, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου κ.λ.π.

#### 4.2.4 Κύρια και Δευτερεύοντα στοιχεία

Ο μελετητής μηχανικός έχει την επιλογή να διαχωρίσει τα δομικά στοιχεία του κτηρίου ως κύρια και ως δευτερεύοντα. Τα κύρια αναλαμβάνουν και τις σεισμικές δράσεις ενώ τα δευτερεύοντα παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Όπως είδαμε στην προηγούμενη παράγραφο τα δευτερεύοντα μέλη μπορούν να έχουν στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων μη ικανοποιητική και επιτρέπεται να έχουν βλάβες και μεγαλύτερες μετακινήσεις. Να σημειώσουμε πως στην επιλογή στάθμης επιτελεσματικότητας άμεση χρήση μετά το σεισμό, όλα τα μέλη πρέπει να χαρακτηριστούν ως κύρια, ενώ σε κάθε περίπτωση τα δευτερεύοντα στοιχεία δεν μπορεί να συμβάλλουν αθροιστικά περισσότερο από 25% της δυσκαμψίας κάθε ορόφου.

Πρέπει λοιπόν να κρίνει ο μηχανικός με μεγάλη προσοχή αν κάποιο μέλος είναι κρίσιμο και παρουσιάζει αξιόπιστο βαθμό συνεισφοράς στην αντίσταση έναντι οριζόντιων φορτίσεων ή όχι. Αυτή η επιλογή είναι κρίσιμη όταν υπάρχουν κάποια στοιχεία όπως δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών, φυτευτά υποστυλώματα, που δεν καλύπτουν τα κριτήρια επιτελεσματικότητας, αλλά αν χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία γίνεται ο έλεγχος επάρκειας χωρίς αυτά.

Στο παρακάτω σχήμα (4.1) παρατηρούμε ότι για τη στάθμη Γ τα κύρια στοιχεία η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού (dd) είναι μικρότερη αυτής που αντιστοιχεί στην οιονεί-αστοχία (du) και μάλιστα με ικανοποιητική αξιοπιστία, που εκφράζεται μέσω του γrd. Παρατηρούμε όμως πως ο βαθμός βλάβης μετά από σεισμό για τα δευτερεύοντα στοιχεία μπορεί να είναι μεγαλύτερος, ανάλογα και αν πρόκειται για οριζόντια ή κατακόρυφα δομικά στοιχεία, για τιμές που στη στάθμη Β διαμορφώνονται επίσης μέσω του γrd. Τέλος, τα οριζόντια δευτερεύοντα μέλη μπορούν να μη συμμετέχουν στην αποτίμηση και στον έλεγχο τόσο στην στάθμη Β όσο κυρίως στην στάθμη Γ.



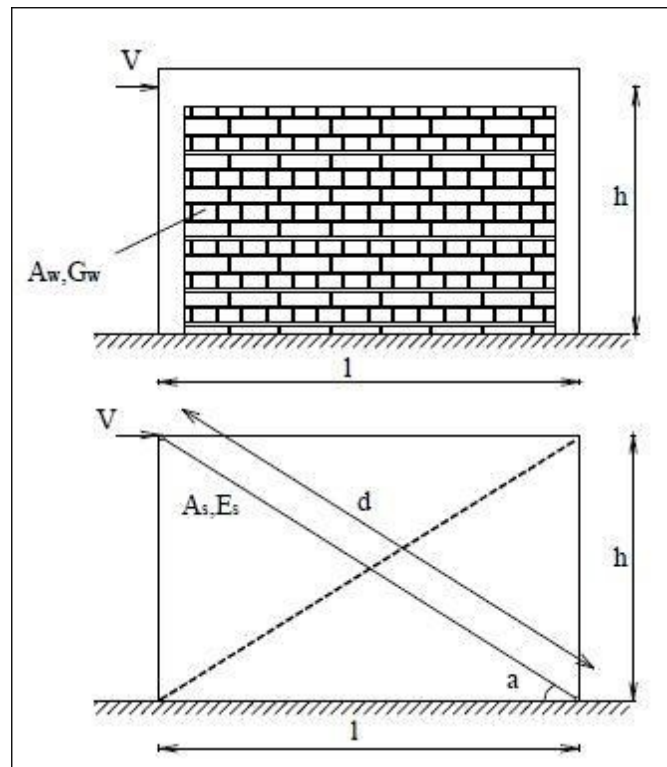
Σχήμα 4.1: Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς

#### 4.2.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. μας καθορίζει τις αρχές που διέπουν την συμμετοχή των τοιχοποιιών στην αποτίμηση των κτηρίων. Οι τοιχοποιίες μπορούν να συμπεριλαμβάνονται στην ανάλυση των σεισμικών δράσεων ενώ αντίθετα δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάλυση κατακόρυφων φορτίων. Συμπεριλαμβάνονται όμως υποχρεωτικά στο προσομοίωμα όταν έχουν ως συνέπεια δυσμενή αποτελέσματα στον φέρον οργανισμό του κτηρίου με εξαίρεση την περίπτωση που με βάση τον ευροκώδικα 8 το κτήριο έχει επαρκή τοιχώματα τα οποία παραλαμβάνουν μεγαλύτερο ποσοστό από 50% της τέμνουσας βάσης.

Βέβαια όλα τα παραπάνω μπορούμε να μην τα λάβουμε υπόψη όταν το κτήριο έχει κατασκευαστεί με βάση τον ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό ή με κάποιον νεότερο αλλά και στην περίπτωση που η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία λόγω των τοιχοπληρώσεων δεν υπερβαίνει το 25% της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας ενός τουλάχιστον ορόφου.

Αν τελικά συμπεριληφθούν οι τοιχοπληρώσεις στο προσομοίωμα, αυτό γίνεται είτε μέσω ισοδύναμης αμφιαρθρωτής θλιβόμενης διαγωνίου είτε μέσω διατμητικού φατνώματος με τέσσερις κόμβους αρθρώσεις (σχήμα 4.2)



Σχήμα 4.2: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Κλείνοντας αυτή την παράγραφο συνοψίζουμε τα πλεονεκτήματα του να περιλάβουμε τις τοιχοπληρώσεις στην αποτίμηση των κτηρίων και το σημαντικότερο είναι ότι αυξάνουν την αντοχή και την δυσκαμψία του κτιρίου με αποτέλεσμα οι λόγοι επάρκειας να παρουσιάζουν καλύτερα αποτελέσματα και ως εκ τούτου να απαιτούνται λιγότερες επεμβάσεις ενίσχυσης σε σχέση με τον αν δεν τις λαμβάναμε υπόψη. Επιπλέον μας δίνεται η δυνατότητα να προβούμε σε απλούστερες και πιο οικονομικές μεθόδους αύξησης της αντοχής του κτιρίου ενισχύοντας αυτές και όχι τον φέρον οργανισμό. Τέλος έχουμε μία πιο ακριβή και κοντά στην πραγματικότητα προσομοίωση του κτηρίου και βλέπουμε με μεγαλύτερη ακρίβεια την ροή των φορτίων καθώς έχουμε συμπεριλάβει όλα τα στοιχεία του κτηρίου. Σαν αποτέλεσμα αυτού παρατηρούμε καλύτερα τους μηχανισμούς αστοχίας και βγάζουμε πιο ρεαλιστικά συμπεράσματα, για παράδειγμα αν σε κάποιο όροφο αστοχούν πρώτα οι τοιχοπληρώσεις από αυτές των ανώτερων ορόφων ενδέχεται να αναπτυχθεί μηχανισμός μαλακού ορόφου ιδίως σε κτήρια χωρίς ισχυρά τοιχώματα.

#### 4.2.6 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q», δείκτη ανεπάρκειας «λ» και μορφολογική κανονικότητα

##### 4.2.6.1 Δείκτης συμπεριφοράς q

Επόμενο πολύ σημαντικό στοιχείο που πρέπει να αποφασίσουμε τι τιμή θα δώσουμε είναι ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q του κτηρίου. Γνωρίζουμε πως ο δείκτης q διαμορφώνεται από το γινόμενο της υπεραντοχής  $q_u$  και της πλαστιμότητας  $q_p$ . Όταν πρόκειται για την αποτίμηση ενός δομήματος η τιμή αναφοράς  $q'$  (για στάθμη επιτελεστικότητας B) πρέπει να επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη την επάρκεια των αντισεισμικών κανονισμών την περίοδο και κατασκευής του κτιρίου, την πιθανή ύπαρξη κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία σημαντικών βλαβών, την

κανονικότητα καθ ύψος, αν υπάρχουν πλάστιμοι ή ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας και φυσικά την διαθέσιμη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές κάθε δομικού στοιχείου. Βέβαια ο πίνακας 4.5 μας καθορίζει τις μέγιστες τιμές του δείκτη  $q$  λαμβάνοντας υπόψη τις βλάβες και την ευμενή ή μη συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 4.5: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

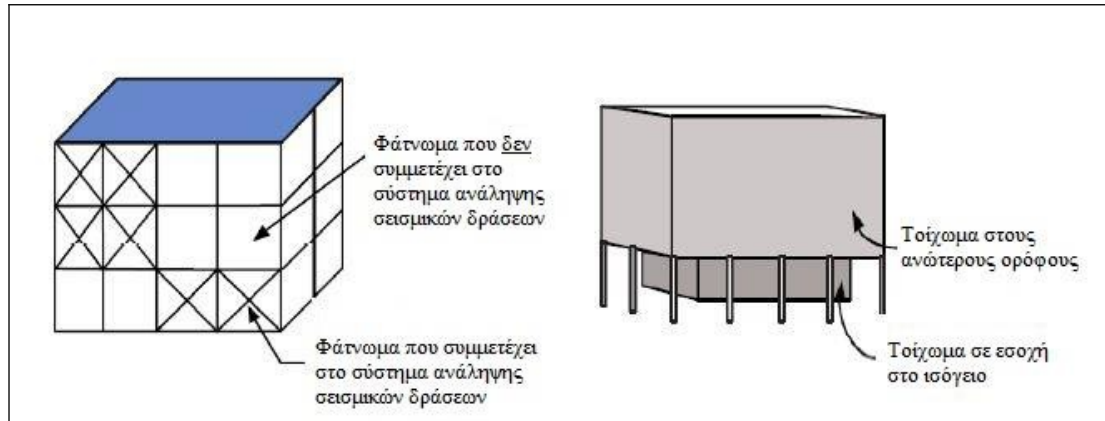
#### 4.2.6.2 Δείκτης ανεπάρκειας «λ»

Είναι απαραίτητο να προβούμε σε μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση της κατασκευής που μελετάμε, με σκοπό να υπολογισθούν οι λόγοι ανεπάρκειας  $\lambda = SE/R_m$  κάθε δομικού στοιχείου. Όπου  $SE$  είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, λαμβάνοντας πάντα την σεισμική δράση χωρίς μείωση ( $q=1$ ), ενώ  $R_m$  είναι η διαθέσιμη αντίσταση του κάθε δομικού στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Οι λόγοι αυτοί θα υπολογίζονται όπως προαναφέραμε για κάθε κύριο δομικό στοιχείο και ο μεγαλύτερος λόγος  $\lambda$  σε έναν όροφο χαρακτηρίζει το πλέον καταπονούμενο και αυτός θα λαμβάνεται ως ο κρίσιμος λόγος  $\lambda$  του ορόφου.

Οι δείκτες ανεπάρκειας μας επιτρέπουν να έχουμε μία αρχική εικόνα της ικανότητας του κτηρίου να αντιστέκεται σε σεισμό, αν για παράδειγμα προκύψει  $\lambda > 4$  για περισσότερα από το  $1/3$  των συνολικών μελών τότε είναι σαφής η ανεπάρκεια του κτιρίου.

#### 4.2.6.3 Μορφολογική κανονικότητα

Είναι πολύ σημαντικό να διαπιστώνουμε αν το υπό μελέτη κτήριο είναι μορφολογικά κανονικό. Για τον σκοπό αυτό μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τις συνθήκες που αναφέρονται στον ΕΚ8. Οι πιο σημαντικές είναι να μην διακόπτεται ο φορέας καθ ύψος ούτε να συνεχίζει σε κάποιο γειτονικό φάτνωμα ή σε εσοχή εκτός επιπέδου.



Σχήμα 4.3: Παραδείγματα μη-κανονικότητας

#### 4.2.7 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με προϋποθέσεις εφαρμογής

Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιάσουμε τις προϋποθέσεις που πρέπει να τηρούνται για να μας επιτραπεί να χρησιμοποιήσουμε την κάθε μέθοδο ανάλυσης.

Γενικά οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να χρησιμοποιούνται χωρίς περιορισμούς που αφορούν τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Πιο συγκεκριμένα η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης του ΕΚ8-1 εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις για στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ για τις στάθμες Β και Γ η εφαρμογή της επιτρέπεται όταν προκύπτει  $\lambda \leq 2,5$  για όλα τα δομικά στοιχεία ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει  $\lambda > 2,5$ . Επίσης θα πρέπει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου  $T_0$  είναι μικρότερη του  $4 \cdot T_c$  ή 2 sec. Τέλος είναι απαραίτητο ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο να μην υπερβαίνει το 1,5. Να σημειώσουμε βέβαια πως ανεξάρτητα από τα παραπάνω αν το κτήριο δεν παρουσιάζει ουσιώδεις βλάβες επιτρέπεται να χρησιμοποιείται η μέθοδος μόνο για σκοπούς αποτίμησης και θα πρέπει οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  να προσαυξάνονται κατά 0,15.

Η πιο σύνθετη ελαστική δυναμική μέθοδος ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης κατά ΕΚ8-1, δύναται να εφαρμοστεί όταν για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει  $\lambda \leq 2,5$ . Επιπλέον όταν δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται η μέθοδος για σκοπούς (μόνο) αποτίμησης να χρησιμοποιείται αλλά πάλι οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  αυξάνονται κατά 0,15.

Όσον αφορά τις ανελαστικές μεθόδους η ανελαστική στατική ανάλυση ή μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων-ανάλυση Pushover, εφαρμόζεται με την προϋπόθεση ότι υπάρχει τουλάχιστον ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και σε κτήρια στα οποία δεν είναι σημαντική η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών.

Τέλος η ανελαστική δυναμική ανάλυση ή ανάλυση χρονοϊστορίας εφαρμόζεται επίσης με την προϋπόθεση ότι υπάρχει ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

#### 4.2.8 Έλεγχος οριακών καταστάσεων

Το επόμενο βήμα της ανάλυσης είναι ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων κατά τον οποίο υπολογίζονται οι διαθέσιμες αντιστάσεις των κρίσιμων περιοχών όλων των δομικών στοιχείων για τις τρεις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας. Οι παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη μέσω των συντελεστών ασφαλείας είναι οι

γεωμετρικές αποκλίσεις, οι απομειώσεις των ιδιοτήτων των υλικών, οι ελλειπείς πληροφορίες και όποιες άλλες αβεβαιότητες.

#### 4.2.9 Επανεκτίμηση και επαλήθευση δείκτη συμπεριφοράς

Αφού έχουν διενεργηθεί οι παραπάνω έλεγχοι είναι απαραίτητο να επανεκτιμήσουμε τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Για τον σκοπό αυτό λαμβάνουμε υπόψη την σειρά με την οποία αστοχούν τα οριζόντια έναντι των κατακόρυφων δομικών στοιχείων και τον τύπο που το κάθε ένα αστοχεί στην κρίσιμη περιοχή του. Μας ενδιαφέρει επίσης η τοπική διαθέσιμη πλαστικότητα αλλά και μετά από μεγάλες σχετικές μετακινήσεις οι δευτερογενείς μηχανισμοί αντιστάσεων που είναι διαθέσιμοι.

#### 4.2.10 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης

Έχοντας ολοκληρώσει την αποτίμηση του κτηρίου λαμβάνουμε υπόψη τα συμπεράσματα που έχουν προκύψει και την έκταση των βλαβών και πρέπει να πάρουμε αποφάσεις σχετικά με την στρατηγική ενίσχυσης που θα ακολουθήσουμε. Στόχος μας θα είναι η ελαχιστοποίηση του κόστους και της όχλησης των κατοίκων αλλά και η επιτυχής αποκατάσταση των βλαβών και η τήρηση των απαιτήσεων και των κανόνων που απορρέουν από τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Γενικά στόχος των επεμβάσεων είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φέρον οργανισμού του κτηρίου, η ικανότητα των μελών να παραλαμβάνουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις αλλά και να δημιουργηθούν συνθήκες σεισμικής μόνωσης του κτηρίου. Όλα αυτά όμως θα πρέπει να γίνουν χωρίς να ξεχνάμε τα διαθέσιμα μέσα που υπάρχουν και αφορούν τους διαθέσιμους οικονομικούς πόρους και τις κοινωνικές ανάγκες. Πιο συγκεκριμένα εκτός από το άμεσο κόστος θα πρέπει να λαμβάνουμε υπόψη και το μελλοντικό κόστος σε σχέση με την αξία που θα έχει το κτήριο, την ύπαρξη ή όχι ικανού και εξειδικευμένου προσωπικού που θα εξασφαλίζει την ποιότητα και την ταχύτητα εκτέλεσης των εργασιών κι τέλος την διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας του κάθε κτηρίου και την καλή αισθητική των παρεμβάσεων.

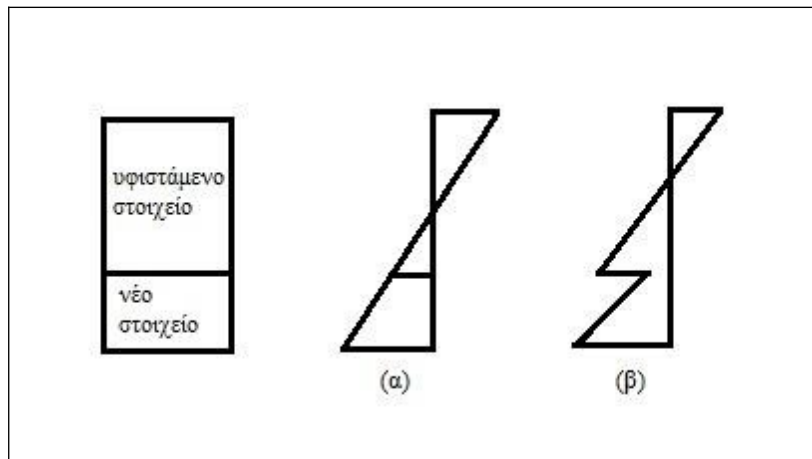
Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη όλα τα παραπάνω θα επιλέξουμε τις κατάλληλες επεμβάσεις έχοντας πάντα υπόψη και τις πιθανές συνέπειες στην θεμελίωση, ενώ σκοπός μας είναι η συνολική βελτίωση της απόκρισης κτηρίου στις σεισμικές δράσεις.

Οι πιο συνηθισμένες επεμβάσεις που επιλέγονται είναι η συνολική ή η επί μέρους ενίσχυση των υφιστάμενων δομικών στοιχείων, επίσης μπορούμε να κατασκευάσουμε νέα δομικά στοιχεία που θα παραλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων. Πολύ σημαντική ενίσχυση είναι και η επίτευξη καλύτερης περίσφιξης των υφισταμένων μελών με συνδετήρες, μεταλλικές πλάκες ή ινοπλισμένα πολυμερή, αυξάνοντας έτσι την μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης. Τέλος έχουμε την δυνατότητα να μειώσουμε την μάζα του με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του, επιτυγχάνοντας τον τρόπο αυτό την μείωση των σεισμικών απαιτήσεων.

Κάποιες δευτερεύουσες αλλά εξίσου σημαντικές αποφάσεις που πρέπει να ληφθούν κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων, αφορούν θέματα όπως το αν θα υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή αν απαιτείται η εκκένωση του για κάποιο διάστημα, αν αξίζει να προχωρήσουμε στις επεμβάσεις ή αν είναι προτιμότερο να κατεδαφιστεί το υπό μελέτη κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, και τέλος με ποια σειρά θα γίνουν οι προτεινόμενες παρεμβάσεις και αν θα γίνουν όλες μαζί ή αν θα γίνουν σε κάποιο χρονικό ορίζοντα.

#### 4.2.11 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

Όπως έχει περιγράψει και σε προηγούμενες παραγράφους οι επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, έχουν στόχο την επίτευξη σωστού ανασχεδιασμού ο οποίος υλοποιείται με την προσθήκη νέων υλικών ή στοιχείων σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία. Οι προσθήκες αυτές πρέπει να γίνονται εξασφαλίζοντας την οιονεί μονολιθική συνεργασία μεταξύ νέων και παλαιών υλικών και την ελαχιστοποίηση των σχετικών μετακινήσεων στις διεπιφάνειες των δύο υλικών. Για το λόγο αυτό, οι ενώσεις των υφιστάμενων και των νέων υλικών οφείλουν να ελέγχονται ώστε να υπάρχει υπολογισμός της σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια και να προκύπτει ο αντίστοιχος συντελεστής μονολιθικότητας.



Σχήμα 4.4: Κατανομή παραμορφώσεων σε καμπτόμενη σύνθετη διατομή με μονολιθική συμπεριφορά και με ολίσθηση στη διεπιφάνεια

Καθώς πάντα υπάρχουν αυξημένες αβεβαιότητες σχετικά με τις αντιστάσεις κατά τη διαστασιολόγηση των στοιχείων μετά την επέμβαση, λαμβάνονται υπόψη συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{rd}$ , ενώ θα πρέπει να προηγείται η αστοχία του ενισχυόμενου στοιχείου και έπειτα να επέρχεται η αστοχία των διεπιφανειών και για να το εξασφαλίσουμε αυξάνουμε τα εντατικά μεγέθη με τον συντελεστή  $\gamma_{sd} = 1,35$ . Όσον αφορά την θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διεπιφάνειας, ελέγχουμε την αντοχή του ασθενέστερου υλικού.

#### 4.2.12 Έλεγχοι ασφαλείας και έλεγχος στάθμης επιτελεστικότητας

Μετά την ανάλυση του κτηρίου έχουμε εντοπίσει τον τρόπο αστοχίας που αναμένεται να εμφανιστεί και μπορεί να είναι είτε πλάστιμος είτε ψαθυρός. Με βάση αυτό καλούμαστε να επιλέξουμε με ποια κριτήρια θα ελέγξουμε την παρακάτω ανίσωση ασφαλείας

$$S_d < R_d \rightarrow \gamma_{sd} S(Sk\gamma_f) < 1/\gamma_{rd} R(Rk/\gamma_m)$$

για την αποτίμηση και έπειτα για τον ανασχεδιασμό του κτηρίου με όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών. Τα κριτήρια αυτά διαφοροποιούνται σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά. Στον πίνακα 4.7 που ακολουθεί παρουσιάζονται οι

έλεγχοι ασφαλείας ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας, την χρησιμοποιούμενη ανάλυση και τον τρόπο αστοχίας.

Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας					
	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής		Μη-κατάρρευση	
		Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση	Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση
Πλάστιμα πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d \leq R_d$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq (\theta_y + \theta_u)/2\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = (\theta_y + \theta_u)/2\gamma_{rd}\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = (\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$
Πλάστιμα δευτερεύοντα	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_d$ $m = (\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = \theta_u/\theta_y$
Τοιχοπληρώσεις	$\gamma_{sd}S_d \leq R_d$ $\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_y$	$\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_u/1.3$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = (\gamma_u/1.3)/\gamma_y$	$(\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_u)$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = \gamma_u/\gamma_y$
Ψαθυρά πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd} \leq V_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd} \leq V_{rd}$
Ψαθυρά δευτερεύοντα			$V_{cd} \leq V_{rd}$		$V_{cd} \leq V_{rd}$

Πίνακας 4.7: Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας

### 4.3 Σύντομη σύγκριση EC8-KANEΠΕ

Ο μελετητής μηχανικός όταν καλείται να προβεί σε αποτίμηση κάποιου κτηρίου μπορεί να επιλέξει μεταξύ του Ευρωκώδικα 8 (EC8) και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όπως είναι λογικό ο ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι πιο ολοκληρωμένος και εξειδικευμένος για επεμβάσεις και καλύπτει όλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες και διατάξεις. Αντίθετα ο EC8 περιγράφει και αναλύει μονάχα την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και μας δίνει σας αποτέλεσμα τους τοπικούς δείκτες αντιστάσεων και ικανότητας παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Οι δύο κανονισμοί χρησιμοποιούν επίσης διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας και διαφορετικό τρόπο υπολογισμού των σταθμών επιτελεστικότητας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επίσης ενσωματώνει και τη μέθοδο της FEMA για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΙ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

### 5.1 Εισαγωγή

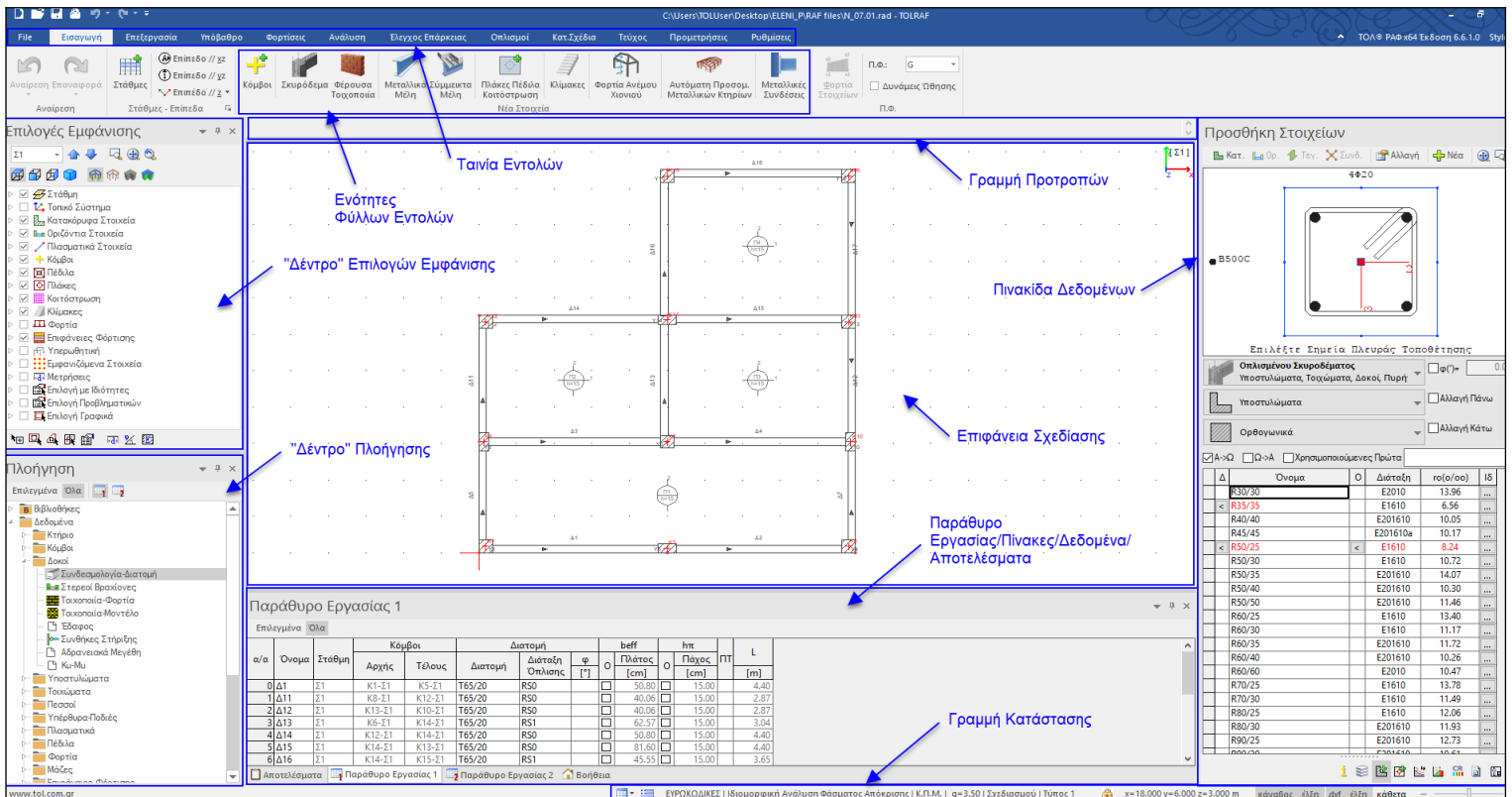
Σε αυτό το κεφάλαιο αρχικά θα παρουσιάσουμε τα βασικά στοιχεία του λογισμικού στατικών μελετών ΡΑΦ της εταιρίας ΤΟΛ και στην συνέχεια θα αναφερθούμε στο υπό μελέτη κτήριο και τον τρόπο που εισάγεται το στατικό μοντέλο στο λογισμικό. Τέλος θα προβούμε σε μία προκαταρκτική στατική ανάλυση του κτηρίου για να πάρουμε μία πρώτη και γρήγορη εικόνα των αντοχών του.

### 5.2 Σύντομη Περιγραφή ΡΑΦ

Το ΡΑΦ αποτελεί την κύρια μονάδα ενός συστήματος, με σκοπό τις στατικές μελέτες κτιριακών έργων. Είναι ένα τεχνολογικά σύγχρονο, αξιόπιστο και διαφανές πρόγραμμα στατικών μελετών προσαρμοσμένο πλήρως στο πνεύμα των σύγχρονων κανονισμών, με δυνατότητες οι οποίες ικανοποιούν και τον πλέον απαιτητικό μελετητή. Οι βασικές λειτουργίες του προγράμματος παρουσιάζονται αναλυτικά στη συνέχεια.

#### 5.2.1 Επιφάνεια Εργασίας

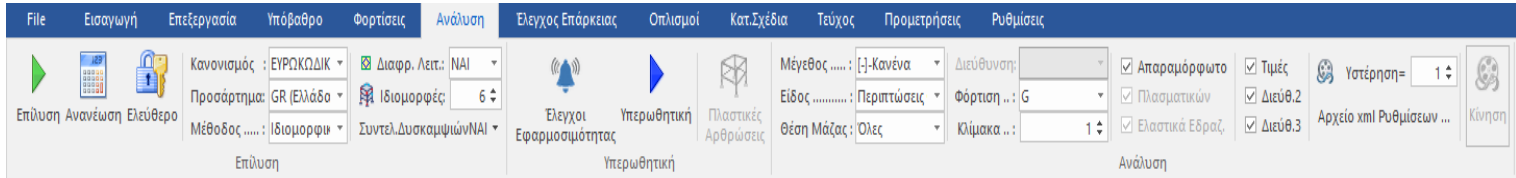
Η επιφάνεια εργασίας του ΡΑΦ, βασίζεται στην τελευταία τεχνολογία των Ms-Windows και η δομή της είναι σύμφωνη με το πρότυπο του Ms-Office. Κύριο γνώρισμα του ΡΑΦ αποτελεί ο αντικειμενοστραφής προγραμματισμός του (object-oriented programming), όπου ελαχιστοποιούνται τα ενδιάμεσα βήματα για την εκτέλεση κάποιας εντολής καθώς και οι περιττοί διάλογοι κι επίσης διατηρείται ένα εργονομικό και ενιαίο περιβάλλον για όλα τα στάδια της μελέτης, από την μόρφωση του φορέα μέχρι τα κατασκευαστικά σχέδια. Η επιφάνεια εργασίας αποτελείται από τα εξής επιμέρους στοιχεία:



Εικόνα 5.1: Παρουσίαση επιφάνειας εργασίας του ΡΑΦ.

### α) Ταινία εντολών (ribbon)

Η ταινία εντολών είναι ο βασικός άξονας της επιφάνειας εργασίας του προγράμματος, καθότι κάθε φύλλο της αποτελεί ένα ολοκληρωμένο κεφάλαιο εργασίας. Σε κάθε φύλλο, η ταινία επιμερίζεται σε θεματικές ενότητες εικονιδίων – εντολών, οι οποίες αντιστοιχούν στις θεματικές ενότητες μίας στατικής μελέτης, με στόχο την ευκολία και την ταχύτητα χειρισμών του χρήστη.



Εικόνα 3.2: Ταινία εντολών (ribbon)

### β) «Δέντρο» Επιλογών Εμφάνισης

Ο χρήστης έχει την δυνατότητα από τις επιλογές εμφάνισης να μεταβαίνει στις στάθμες του κτηρίου, να εμφανίζει το προσομοίωμα ως ραβδόμορφο μοντέλο ή συμπαγές και να επιλέγει αν θα εμφανίζονται τα δομικά στοιχεία και τα χαρακτηριστικά τους στην οθόνη.

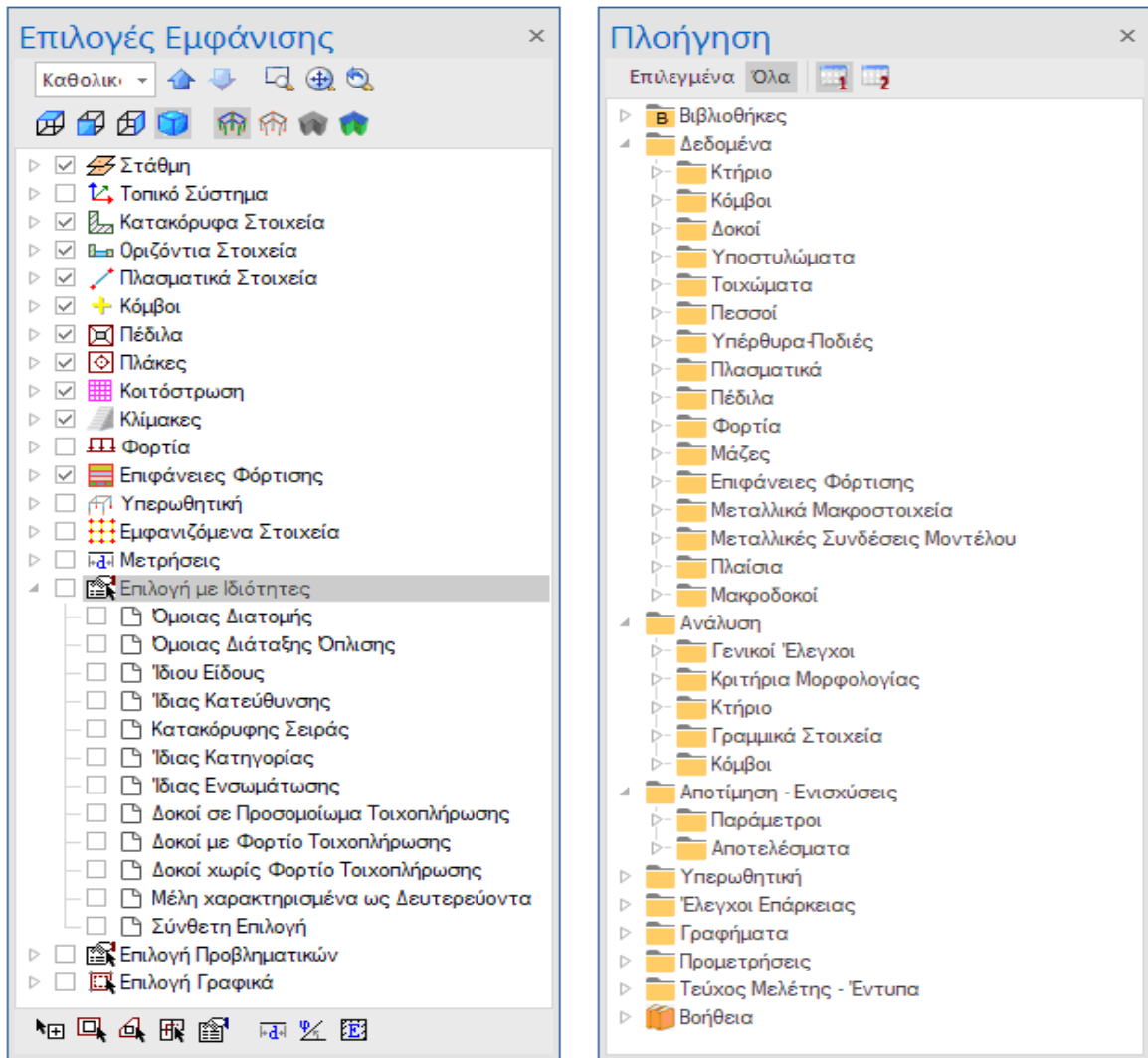
Επίσης, το ΡΑΦ προσφέρει πολλαπλές δυνατότητες μαζικής επιλογής στοιχείων. Ο χρήστης έχει στην διάθεσή του μία πληθώρα φίλτρων για την επιλογή στοιχείων όπως για παράδειγμα βάσει της διατομής ή της διάταξης οπλισμού τους, του είδους ή της κατεύθυνσης, αλλά κι επιλογή τυχόν προβληματικών στοιχείων, όπως οι ελεύθεροι κόμβοι. Ακόμα, στην στήλη εμφάνισης βρίσκονται τα εργαλεία μέτρησης απόστασης, γωνίας κι εμβαδού, καθώς και πλήκτρα για τη γραφική επιλογή πολλαπλών στοιχείων.

### γ) «Δέντρο» Πλοήγησης

Με το «δέντρο» της πλοήγησης, ο μελετητής μπορεί να μεταβεί και να διαχειριστεί το σύνολο των δεδομένων ενός κτηρίου, τις παραμέτρους των αναλύσεων που πραγματοποιεί, αλλά και τα αποτελέσματα των αναλύσεων και των ελέγχων επάρκειας των δομικών μελών του. Επιπλέον, ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο που προσφέρει το ΡΑΦ στους χρήστες του είναι η διασύνδεση της πλοήγησης με τους πίνακες δεδομένων κι αποτελεσμάτων. Μέσω αυτής της στήλης, παρέχεται η δυνατότητα εμφάνισης σε πινακοποιημένη μορφή των δεδομένων και των αποτελεσμάτων της ανάλυσης καθώς επίσης και η εμφάνιση των αποτελεσμάτων σε μορφή γραφημάτων. Επιπροσθέτως, μέσω της πλοήγησης, δίνεται η δυνατότητα στο χρήστη να επιλέξει να διατρέξει τις προμετρήσεις των υλικών και τις εικόνες τεύχους, έτσι ώστε να έχει σφαιρική εποπτεία κι έλεγχο της μελέτης του.

### δ) Πίνακες Δεδομένων – Αποτελεσμάτων

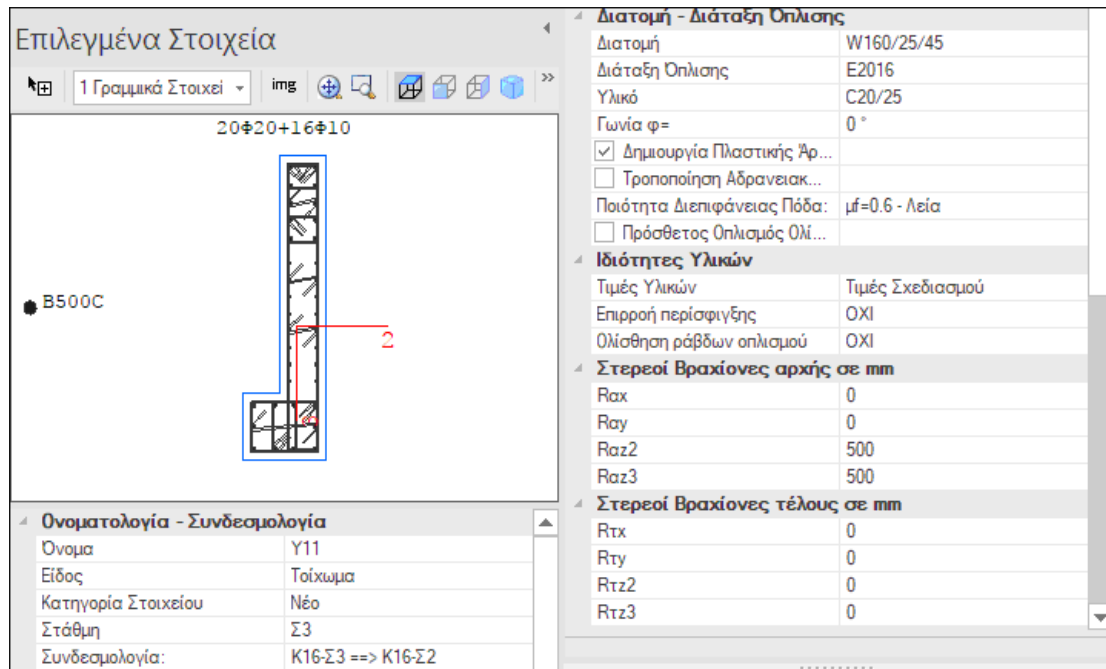
Οι πίνακες εμφανίζουν σε μορφή φύλλων εργασίας τα δεδομένα ή τα αποτελέσματα της μελέτης ενός φορέα. Τα αποτελέσματα του ελέγχου ενός κτηρίου εμφανίζονται εκτός από τη μορφή πινάκων και αριθμητικά σε μορφή συνοπτικών και αναλυτικών κειμένων αποτελεσμάτων. Οι πίνακες δρουν διαδραστικά με το δέντρο της πλοήγησης και με τη σχεδιαστική απεικόνιση του κτηρίου.



Εικόνα 5.3: επιλογές εμφάνισης και δένδρο πλοήγησης

### ε) Πινακίδα Δεδομένων

Η δεξιά πινακίδα δεδομένων συνδέεται με τη γραφική επιλογή στοιχείων κι εμφανίζει τα πλήρη δεδομένα από κάθε στοιχείο που επιλέγει ο χρήστης. Εφόσον έχουμε επιλέξει περισσότερα του ενός στοιχείου, στην πινακίδα δεδομένων εμφανίζεται η πληροφορία για τον αριθμό του συνόλου των επιλεγμένων στοιχείων αλλά και για κάθε είδος στοιχείου χωριστά. Κάθε ένα από τα δεδομένα αυτά είναι άμεσα τροποποιήσιμο, με ταυτόχρονη γραφική απόκριση. Επίσης, σημαντική είναι η διασύνδεση της ταινίας εντολών με την δεξιά πινακίδα δεδομένων. Ανάλογα με το φύλλο εντολών που επιλέγουμε, η πινακίδα δεδομένων εμφανίζει τα δεδομένα που αφορούν το συγκεκριμένο φύλλο.



Εικόνα 5.4: Εμφάνιση και τροποποίηση των χαρακτηριστικών ενός δομικού στοιχείου από τη δεξιά πινακίδα δεδομένων του.

### στ) Γραμμή Προτροπών

Στη γραμμή προτροπών του ΡΑΦ, εμφανίζονται οδηγίες στο χρήστη του προγράμματος για την εκτέλεση της εντολής που έχει επιλέξει να εκτελέσει.

### 5.2.2 Βιβλιοθήκες

Οι βιβλιοθήκες του ΡΑΦ είναι ένα πολύ σημαντικό εργαλείο που προσφέρει το πρόγραμμα στο μελετητή. Ανάλογα με τις ανάγκες του εκάστοτε χρήστη, υπάρχει η δυνατότητα της εξατομίκευσης και της επαναχρησιμοποίησης των επαναλαμβανόμενων δεδομένων των μελετών του σε καινούρια αρχεία. Με αυτή την επαναχρησιμοποίηση δεδομένων, αυξάνεται η παραγωγικότητα σε κάθε νέα μελέτη.

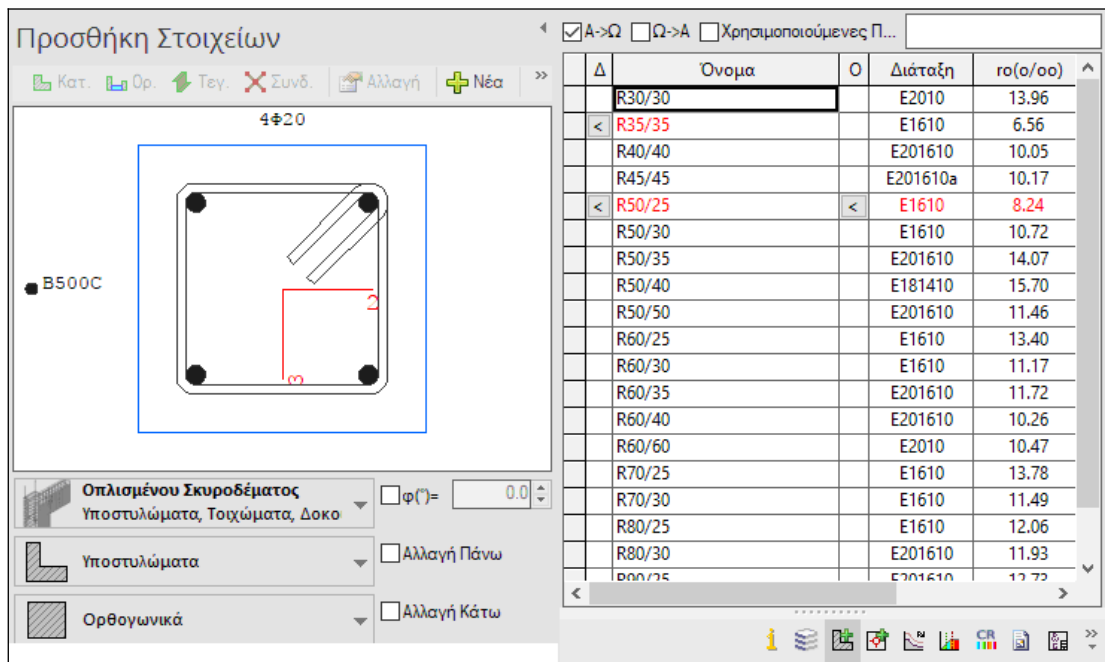
Μια βιβλιοθήκη εμπεριέχει δέσμες καταχωρήσεων που αφορούν τα διαθέσιμα δομικά υλικά, τα είδη και τις παραμέτρους των διαθέσιμων εδαφών, τις ράβδους οπλισμού, τις μεταλλικές συνδέσεις καθώς και νέες διατομές στοιχείων που εισάγονται από το χρήστη.

### 5.2.3 Μέθοδος Εισαγωγής και Προσομοίωσης

Η μεγάλη καινοτομία του ΡΑΦ είναι ότι οι διατομές των δομικών στοιχείων ενός κτηρίου εισάγονται στο πρόγραμμα με τη διάταξη οπλισμού τους. Ο έλεγχος λοιπόν με δεδομένο τον οπλισμό και όχι ο «παραδοσιακός» τρόπος διαστασιολόγησης των μελών, προσφέρει στον μηχανικό τον πλήρη έλεγχο του οπλισμού των δομικών στοιχείων που χρησιμοποιεί και μάλιστα, όχι μόνο με την επιλογή μίας διάταξης αλλά με πολλαπλές εναλλακτικές διατάξεις ράβδων οπλισμού. Η δυνατότητα αυτή επιτρέπει στο μηχανικό να διερευνήσει πολλά εναλλακτικά «σενάρια» όπλισης ώστε να καλύπτονται διαφορετικά κριτήρια σχεδιασμού (βαθμός υπεραντοχής, οικονομία κατασκευής κλπ).

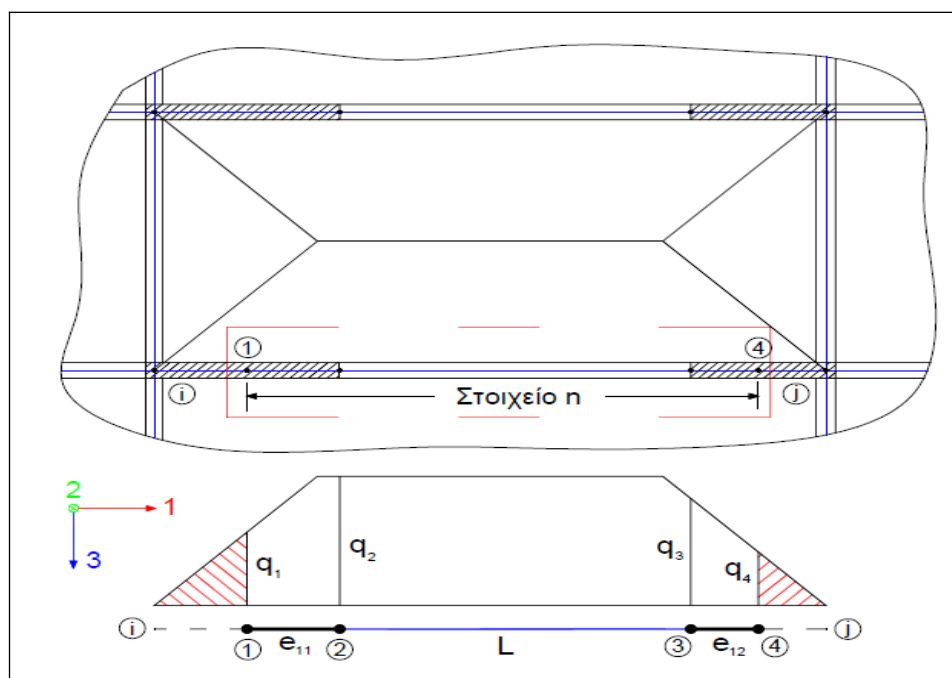
Η εισαγωγή του φορέα λοιπόν γίνεται από τον μελετητή μέσω της βιβλιοθήκης διατομών του προγράμματος. Το πρόγραμμα διαθέτει πλήθος διατομών για όλα τα είδη δομικών στοιχείων ενός κτηρίου (υποστυλώματα, τοιχώματα, δοκοί/πεδιλοδοκοί, πυρήνες κλπ). Ο μηχανικός ωστόσο μπορεί να τροποποιήσει και να εμπλουτίσει τη

βιβλιοθήκη με νέες διατομές, τις οποίες αρκεί να ορίσει μία μόνο φορά για να είναι διαθέσιμες σε κάθε νέο έργο. Ο αριθμός των διατομών της βιβλιοθήκης και ο αριθμός των διατάξεων όπλισης κάθε διατομής, είναι πρακτικά απεριόριστος.

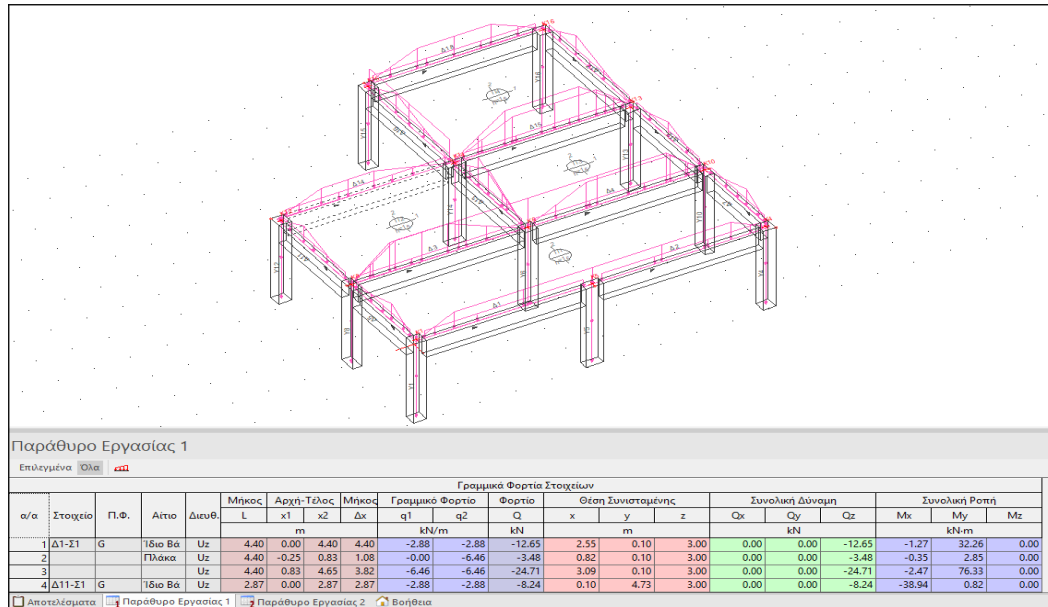


Εικόνα 5.5: Βιβλιοθήκη έτοιμων και οπλισμένων διατομών

Αφού γίνει η εισαγωγή του φορέα ακολουθεί η αυτόματη κατανομή των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς και στα υποστυλώματα. Τα φορτία των πλακών μεταφέρονται στις δοκούς με ακρίβεια ως τραπεζοειδή ή τριγωνικά φορτία, χωρίς να απαιτείται η προσεγγιστική μετατροπή τους σε ομοιόμορφα φορτία.

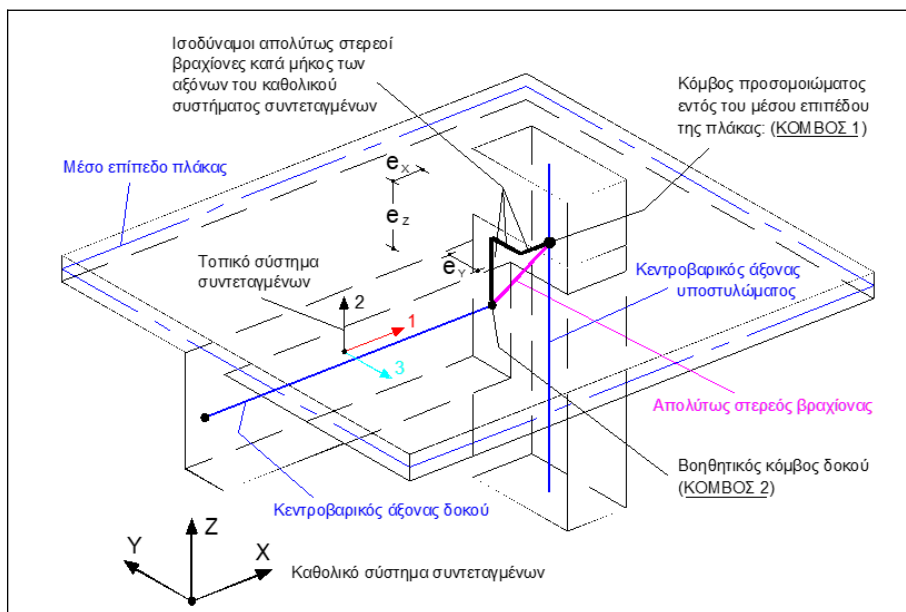


Εικόνα 5.6: Ακριβής μεταφορά των φορτίων των πλακών σαν τραπεζοειδή φορτία



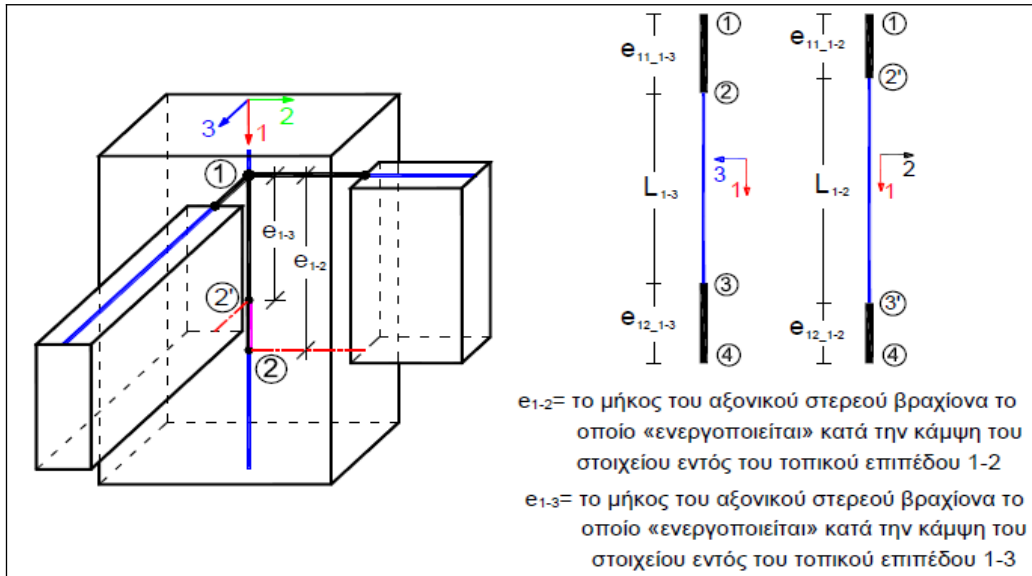
Εικόνα 5.7: Γραφική απεικόνιση των φορτίσεων και σύγχρονη διαδραστική εμφάνισή τους σε πίνακες.

Όσον αφορά την προσομοίωση το βασικό εργαλείο του ΡΑΦ είναι το ραβδόμορφο στοιχείο το οποίο διαθέτει στερεούς βραχίονες τριών διαστάσεων στα άκρα του, που προσομοιώνουν τις απαραμόρφωτες περιοχές εντός των κόμβων ένωσης των γραμμικών στοιχείων.



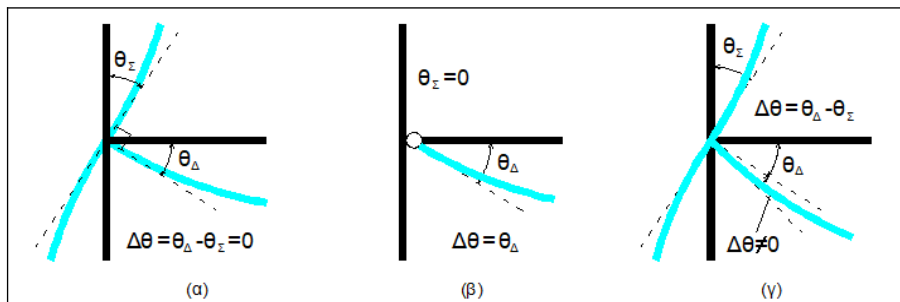
Εικόνα 5.8: Προσομοίωση έκκεντρων συνδέσεων δοκών με τους βασικούς κόμβους

Μία άλλη καινοτόμα και πολύ χρήσιμη λειτουργία που προσφέρει το ΡΑΦ είναι η τοποθέτηση «διπλών» αξονικών στερεών βραχιόνων στα κατακόρυφα στοιχεία. Με αυτή τη δυνατότητα, το στοιχείο λαμβάνει υπόψη διαφορετικά μήκη αξονικών στερεών βραχιόνων στα δύο τοπικά επίπεδα της διατομής του. Η συνηθέστερη περίπτωση εφαρμογής των διπλών αξονικών στερεών βραχιόνων είναι σε κατακόρυφα στοιχεία, όπου τα οριζόντια στοιχεία που συντρέχουν σε αυτά δεν έχουν το ίδιο ύψος διατομής.

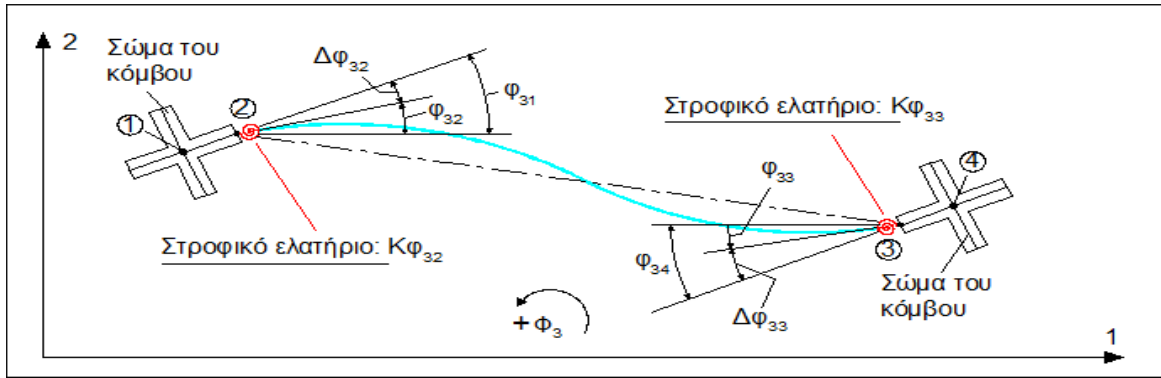


Εικόνα 5.9: Δυνατότητα θεώρησης διαφορετικού μήκους αξονικού στερεού βραχίονα σε κάθε τοπικό επίπεδο

Τέλος το ΡΑΦ διαθέτει την δυνατότητα προσομοίωσης ημιάκαμπτων στηρίξεων (στηρίξεων με μεταβλητό βαθμό μεταφοράς καμπτικών ροπών) στα άκρα του. Αυτό προσφέρει στις δοκούς, την δυνατότητα ανακατανομής των ροπών στήριξης, προς την ευμενέστερη περιοχή του ανοίγματος των δοκών, σύμφωνα με τον ΕΚ-8.1. Η δυνατότητα αυτή, είναι ιδιαίτερα σημαντική στις αντισεισμικές μελέτες με ικανοτικό σχεδιασμό, καθότι με αυτό τον τρόπο, μπορούν να αποφεύγονται προβλήματα που σχετίζονται με τις ικανοτικές τέμνουσες των δοκών και τους ικανοτικούς ελέγχους των κόμβων. Οι ημιάκαμπτες συνδέσεις εισάγονται με απλό τρόπο, είτε σαν τιμή ελατηρίου, είτε σαν ποσοστό πάκτωσης του γραμμικού στοιχείου, με αυτόματη μετατροπή σε τιμή ελατηρίου. Αυτή η δυνατότητα προσαρμόζεται πλήρως στο πνεύμα του Ευρωκώδικα, όπου αναφέρονται τα ποσοστά μερικής πάκτωσης.



Εικόνα 5.10: Κατάταξη των συνδέσεων με βάση το βαθμό παραμορφωσιμότητάς τους: (α) απολύτως στερεά σύνδεση, (β) απλή – αρθρωτή σύνδεση, (γ) ημιάκαμπτη σύνδεση



Εικόνα 5.11: Επίδραση των στρωφικών ελατηρίων στις στρωφές των άκρων του στοιχείου για κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1-2.

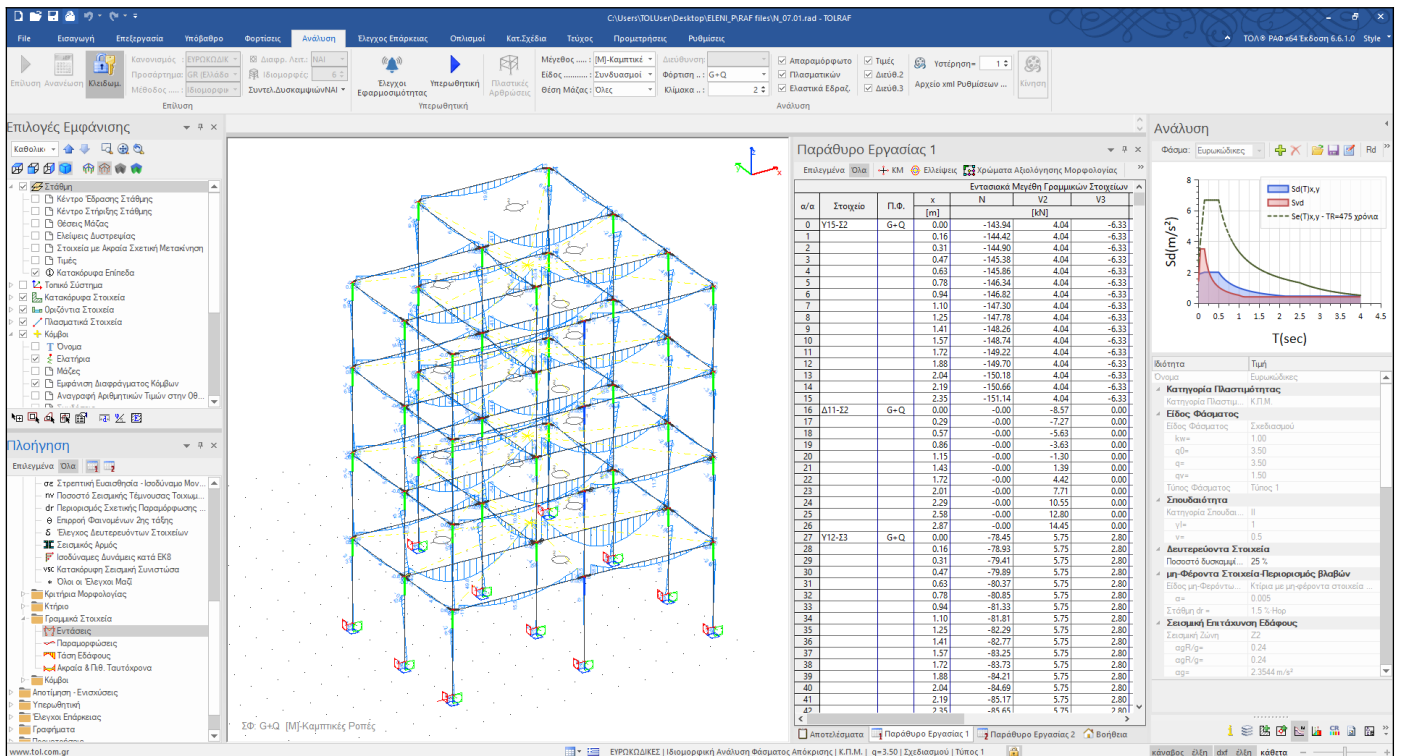
### 5.2.4 Κανονισμοί και Μέθοδοι Ανάλυσης

Στο ΡΑΦ υπάρχει η δυνατότητα η ανάλυση ενός φορέα να πραγματοποιηθεί επιλέγοντας ανάμεσα σε ισχύοντες σύγχρονους κανονισμούς αλλά και σε παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς. Οι διαθέσιμοι κανονισμοί περιλαμβάνουν τους Ευρωκώδικες 2 & 8, τον ΕΑΚ-ΕΚΩΣ, τον ΝΕΑΚ του 1995, τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Οι μέθοδοι ανάλυσης του ΡΑΦ με τους Ευρωκώδικες 2 & 8 περιλαμβάνουν την ανάλυση για Στατικά Φορτία Μόνο, την Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης και την Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης. Οι μέθοδοι ανάλυσης με τον ΕΑΚ-ΕΚΩΣ και τον ΝΕΑΚ 1995 περιλαμβάνουν την στατική ανάλυση για μη σεισμικά φορτία, την αντισεισμική ανάλυση με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο (ΑΦΜ) και την αντισεισμική ανάλυση με την δυναμική φασματική μέθοδο (ΔΦΜ). Οι μέθοδοι ανάλυσης με τους αντισεισμικούς κανονισμούς του 1959 και του 1985 περιλαμβάνουν την ανάλυση για στατικά και ισοδύναμα σεισμικά φορτία.

Με την ανάλυση του φορέα, υπολογίζονται και παρουσιάζονται γραφικά, αλλά και σε μορφή πινάκων, τα εντασιακά και παραμορφωσιακά μεγέθη όλων των επιμέρους στοιχείων του φορέα. Επίσης, για κάθε γραμμικό στοιχείο, υπολογίζονται οι περιβάλλουσες των εντασιακών μεγεθών του.

Επίσης, στην επιφάνεια εργασίας εμφανίζεται και η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα για κάθε περίπτωση και συνδυασμό φόρτισης. Στο διάγραμμα των παραμορφώσεων παρουσιάζονται με ακρίβεια και οι καμπυλώσεις των δομικών στοιχείων, όπου μπορούν να εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για τον μηχανικό.



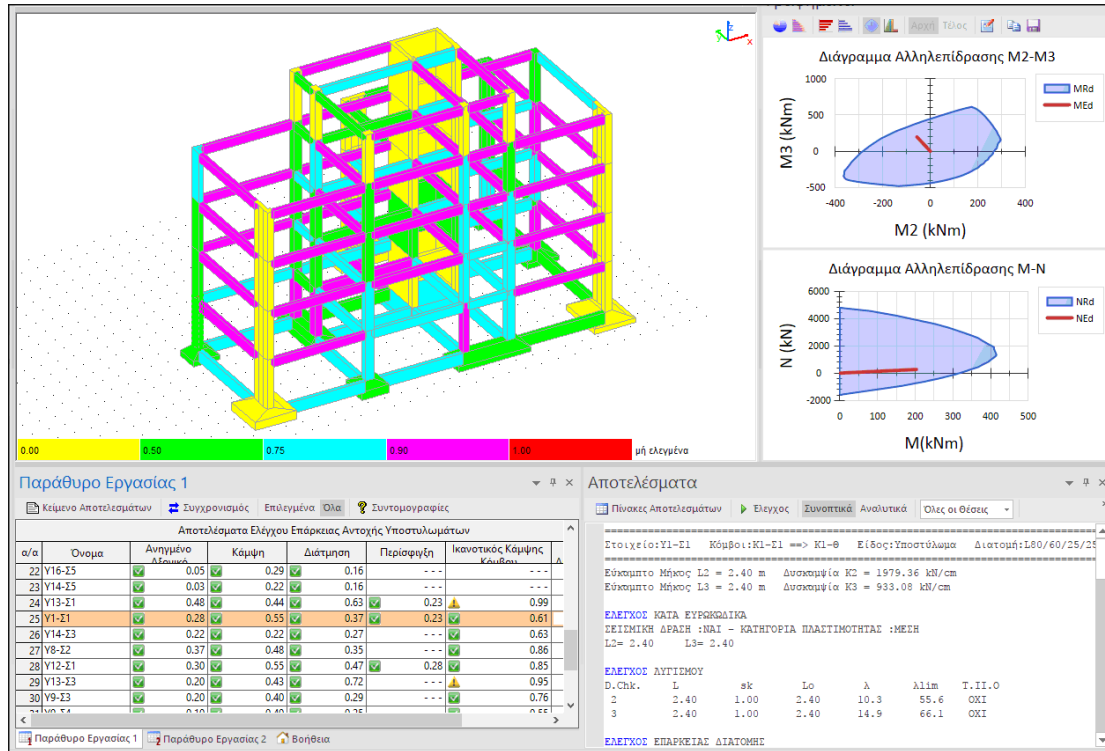


Εικόνα 5.12: Εμφάνιση των αποτελεσμάτων των εντασιακών μεγεθών σε γραφική και σε πινακοποιημένη μορφή.

### 5.2.5 Έλεγχοι Επάρκειας – Παρουσίαση Αποτελεσμάτων

Στο ΡΑΦ πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι επάρκειας των δομικών μελών ενός φορέα, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, με υπολογισμό των συντελεστών εξάντλησης CR (Capacity Ratio). Τα αποτελέσματα ελέγχου μπορούν να εμφανισθούν με διαφορετικούς τρόπους θέασης, με χρωματική ένδειξη ανάλογα με τον λόγο εξάντλησης για ένα ή περισσότερα κριτήρια ελέγχου σύμφωνα με τους κανονισμούς (π.χ. κάμψη, διάτμηση κ.α.), συγκεντρωτικά σε πίνακες, σε συγκεντρωτικά κείμενα αποτελεσμάτων και σε μορφή γραφημάτων.

Τα αποτελέσματα των ελέγχων μπορούν να παρουσιάζονται σε μορφή κειμένων συνοπτικών ή αναλυτικών. Τα αναλυτικά αποτελέσματα είναι πολύ διεξοδικά, έτσι ώστε στις περισσότερες περιπτώσεις, να μπορούν να παρακολουθούνται και να επαληθεύονται από τον χρήστη με απλές αριθμητικές πράξεις.



Εικόνα 5.13: Έλεγχος επάρκειας και παρουσίαση αποτελεσμάτων

### 5.3 Περιγραφή του υπό μελέτη κτηρίου

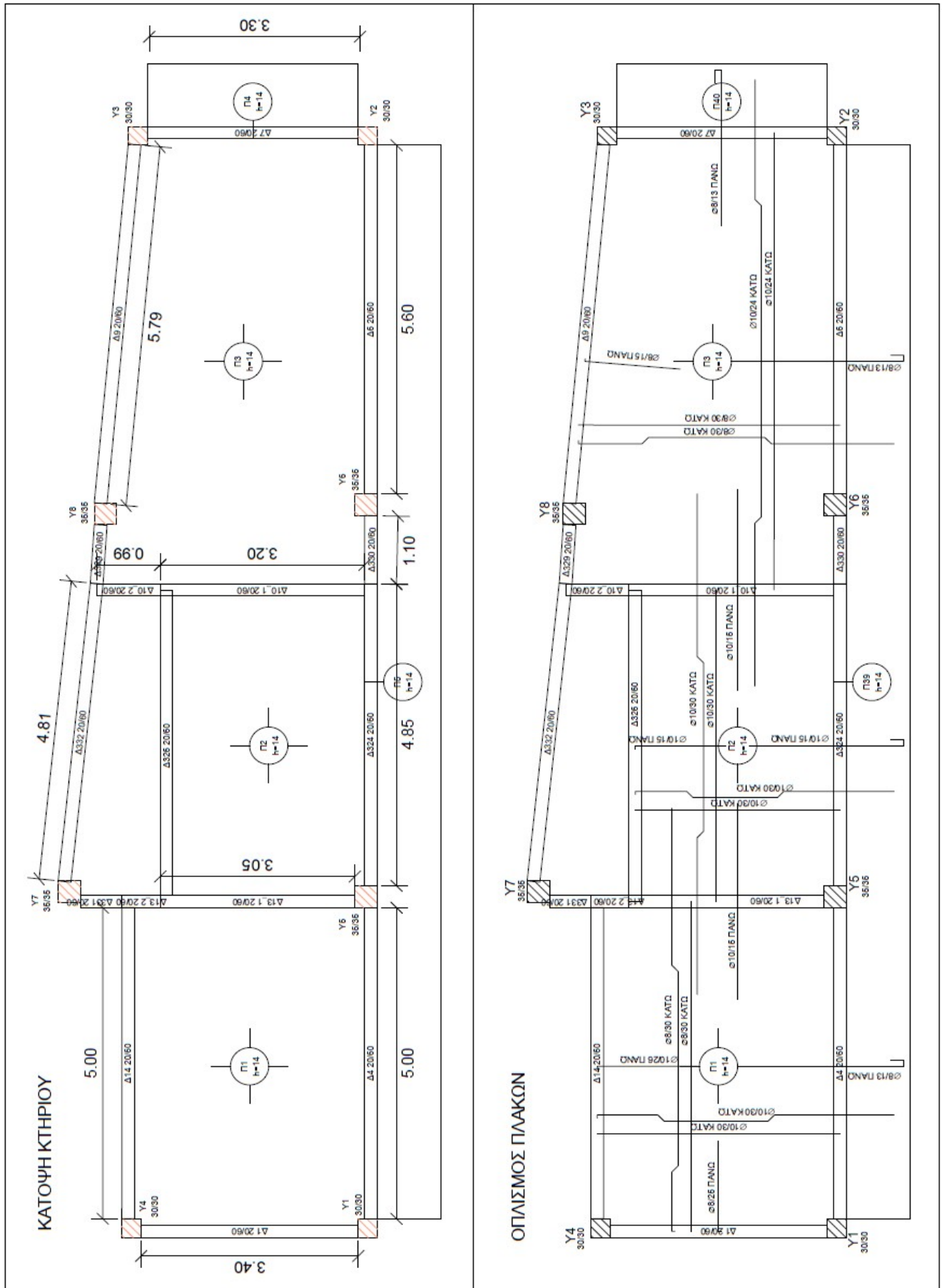
Πρόκειται για τριώροφη οικοδομή με χρήση κατοικίας που έχει κατασκευαστεί το 1974 από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για το κτήριο είχε εκδοθεί οικοδομική άδεια και στο αρχείο του τοπικού πολεοδομικού γραφείου βρέθηκαν και οι κατόψεις και η στατική μελέτη, η οποία είχε συνταχθεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Το στατικό σύστημα είναι πλαισιακό και όπως συνηθίζονταν εκείνη την εποχή αποτελείται από σχετικά μικρά υποστυλώματα και από ισχυρές δοκούς.

Με βάση την στατική μελέτη στο κτήριο υπάρχουν 8 υποστυλώματα ανά στάθμη τα οποία με βάση τις διαστάσεις και τον οπλισμό τους μπορούμε να τα χωρίσουμε σε τρεις ομάδες. Αρχικά έχουμε τα τέσσερα περιμετρικά υποστυλώματα διαστάσεων 30X30 εκατοστά και οπλισμό 4Φ20. Στην συνέχεια υπάρχουν δύο υποστυλώματα στην πίσω όψη του κτηρίου τα οποία είναι διαστάσεων 35X35 εκατοστά και φέρουν οπλισμό επίσης 4Φ20. Τέλος υπάρχουν δύο ακόμη υποστυλώματα στην μπροστά όψη του κτηρίου τα οποία είναι διαστάσεων και αυτά 35X35 εκατοστά αλλά με οπλισμό 4Φ20+4Φ16.

Οι δοκοί είναι πιο ισχυροί με διατομή διαστάσεων 20X60 εκατοστά και οπλισμό 4Φ20 στην κάτω παρειά και 4Φ14 στις στηρίξεις. Σημειώνουμε επίσης ότι σε δύο σημεία υπάρχει έμμεση στήριξη δοκός επί δοκού κάτι που δημιουργούνται δύο μικρά σε μήκος δοκάρια τα οποία στην ανάλυση παρουσιάζουν προβλήματα στρέψης. Να σημειώσουμε στο σημείο αυτό ότι η θέση και οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών επιβεβαιώθηκαν από την αυτοψία που διενεργήσαμε.

Τέλος οι πλάκες είναι τετραέριστες πάχους 14 εκατοστών με οπλισμό Φ10/13 και στις δύο κατευθύνσεις ενώ υπάρχουν και δύο πρόβολοι με το ίδιο πάχος.

Φυσικά τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα συνηθισμένα για την εποχή σκυρόδεμα B225 και οπλισμοί S400 Για τις ράβδους και S200 για τους συνδετήρες. Και οι 3 στάθμες είναι πανομοιότυπες και παρουσιάζονται στις επόμενες εικόνες.



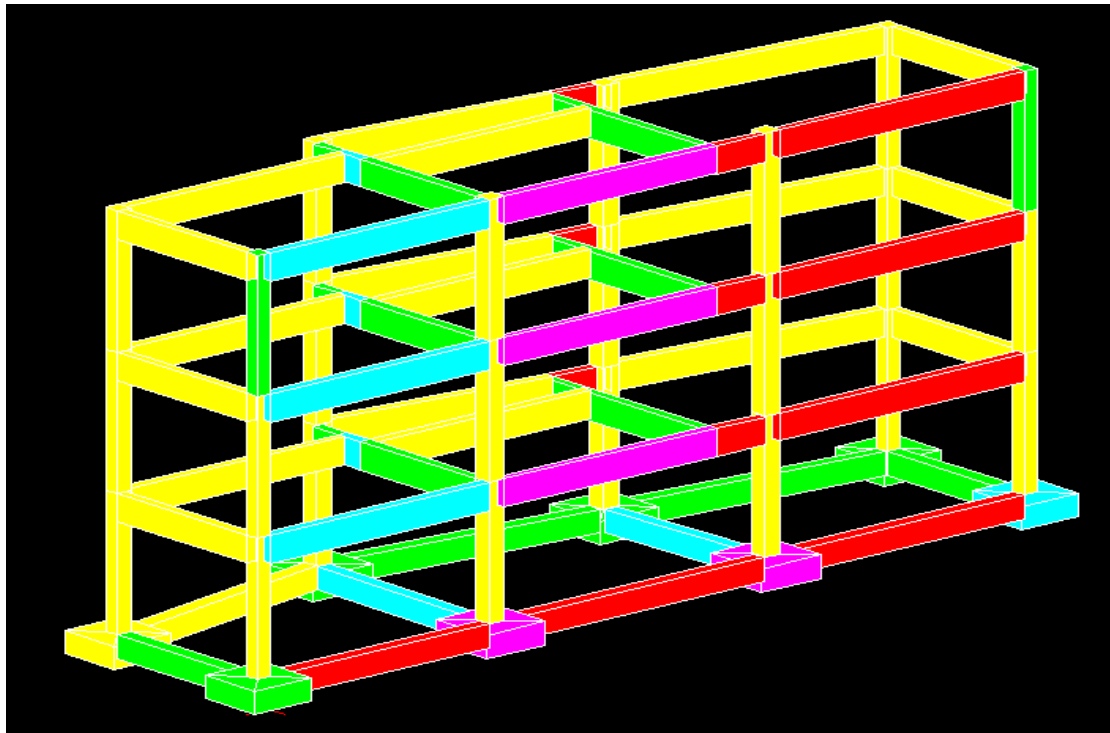
Εικόνα 5.14: Κάτοψη στάθμης και οπλισμός πλακών



## 5.4 Προκαταρκτική ανάλυση

### 5.4.1 Ανάλυση μόνο με τα στατικά φορτία

Μετά την εισαγωγή του στατικού φορέα (γεωμετρία και οπλισμοί) θα προβούμε σε μία προκαταρκτική ανάλυση μόνο με τα στατικά φορτία (μόνιμα και κινητά) και τον συνδυασμό φόρτισης  $1,35G+1,50Q$ . Αυτή η ανάλυση θα μας δώσει κάποια αρχικά στοιχεία για το ποια δομικά στοιχεία παρουσιάζουν ανεπάρκεια χωρίς καν τον αντισεισμικό έλεγχο και επομένως αν το κτήριο είναι επικίνδυνο να κατοικείται. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στις επόμενες εικόνες και με την χρωματική απεικόνιση των μελλών αλλά και σε πίνακες.



Εικόνα 5.16: Χρωματική απεικόνιση αποτελεσμάτων επάρκειας

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Πλακών						
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Λυγηρότητα		
1	Π2-Σ1	✓	0.38	---	✓	0.39
2	Π3-Σ1	✓	0.73	---	✗	1.14
3	Π1-Σ1	✓	0.44	---	✓	0.66
4	Π2-Σ2	✓	0.38	---	✓	0.39
5	Π3-Σ2	✓	0.73	---	✗	1.14
6	Π1-Σ2	✓	0.44	---	✓	0.66
7	Π2-Σ3	✓	0.38	---	✓	0.39
8	Π3-Σ3	✓	0.73	---	✗	1.14
9	Π1-Σ3	✓	0.44	---	✓	0.66
10	Π39-Σ1	✓	0.47	---	✓	0.77
11	Π40-Σ1	✓	0.40	---	✓	0.77
12	Π39-Σ2	✓	0.47	---	✓	0.77
13	Π40-Σ2	✓	0.40	---	✓	0.77
14	Π39-Σ3	✓	0.47	---	✓	0.77
15	Π40-Σ3	✓	0.40	---	✓	0.77

Εικόνα 5.17: Αποτελέσματα επάρκειας πλακών σε μορφή πίνακα

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών					Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών										
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη	α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη						
1	Δ6-Σ1	✘	1.11	✘	1.28	✔	0.00	25	Δ4-Σ2	✔	0.68	✔	0.78	✔	0.00
2	Δ7-Σ1	✔	0.17	✔	0.49	✔	0.00	26	Δ10_1-Σ2	✔	0.55	✔	0.49	✔	0.00
3	Δ10_2-Σ1	✔	0.55	✔	0.58	✔	0.00	27	Δ326-Σ2	✔	0.17	✔	0.23	✔	0.00
4	Δ9-Σ1	✔	0.50	✔	0.44	✔	0.00	28	Δ1-Σ2	✔	0.20	✔	0.22	✔	0.00
5	Δ329-Σ1	✔	0.58	✔	0.67	✘	1.32	29	Δ13_1-Σ2	✔	0.38	✔	0.53	✔	0.00
6	Δ14-Σ1	✔	0.23	✔	0.33	✔	0.00	30	Δ330-Σ2	✘	1.15	✘	1.39	✘	3.68
7	Δ324-Σ1	⚠	0.94	✔	0.89	✔	0.00	31	Δ331-Σ2	✔	0.57	✔	0.66	✔	0.00
8	Δ13_2-Σ1	✔	0.38	✔	0.44	✔	0.86	32	Δ332-Σ2	✔	0.18	✔	0.15	✔	0.00
9	Δ4-Σ1	✔	0.79	✔	0.82	✔	0.00	33	Δ6-Σ3	✘	1.09	✘	1.28	✔	0.00
10	Δ10_1-Σ1	✔	0.55	✔	0.49	✔	0.00	34	Δ7-Σ3	✔	0.17	✔	0.48	✔	0.00
11	Δ326-Σ1	✔	0.17	✔	0.23	✔	0.00	35	Δ10_2-Σ3	✔	0.54	✔	0.58	✔	0.00
12	Δ1-Σ1	✔	0.14	✔	0.21	✔	0.00	36	Δ9-Σ3	✔	0.50	✔	0.44	✔	0.00
13	Δ13_1-Σ1	✔	0.39	✔	0.54	✔	0.00	37	Δ329-Σ3	✔	0.55	✔	0.66	✘	1.44
14	Δ330-Σ1	✘	1.20	✘	1.40	✘	3.95	38	Δ14-Σ3	✔	0.22	✔	0.33	✔	0.00
15	Δ331-Σ1	✔	0.36	✔	0.68	✔	0.00	39	Δ324-Σ3	⚠	0.94	✔	0.89	✔	0.00
16	Δ332-Σ1	✔	0.14	✔	0.14	✔	0.00	40	Δ13_2-Σ3	✔	0.39	✔	0.42	✔	0.84
17	Δ6-Σ2	✘	1.02	✘	1.16	✔	0.00	41	Δ4-Σ3	✔	0.77	✔	0.81	✔	0.00
18	Δ7-Σ2	✔	0.26	✔	0.49	✔	0.00	42	Δ10_1-Σ3	✔	0.55	✔	0.49	✔	0.00
19	Δ10_2-Σ2	✔	0.54	✔	0.58	✔	0.00	43	Δ326-Σ3	✔	0.17	✔	0.23	✔	0.00
20	Δ9-Σ2	✔	0.44	✔	0.41	✔	0.00	44	Δ1-Σ3	✔	0.14	✔	0.20	✔	0.00
21	Δ329-Σ2	✔	0.55	✔	0.66	✘	1.37	45	Δ13_1-Σ3	✔	0.40	✔	0.55	✔	0.00
22	Δ14-Σ2	✔	0.33	✔	0.35	✔	0.00	46	Δ330-Σ3	✘	1.20	✘	1.40	✘	5.60
23	Δ324-Σ2	⚠	0.94	✔	0.89	✔	0.00	47	Δ331-Σ3	✔	0.34	✔	0.66	✔	0.00
24	Δ13_2-Σ2	✔	0.26	✔	0.44	✔	0.89	48	Δ332-Σ3	✔	0.15	✔	0.14	✔	0.00

Εικόνα 5.18: Αποτελέσματα επάρκειας δοκών σε μορφή πίνακα

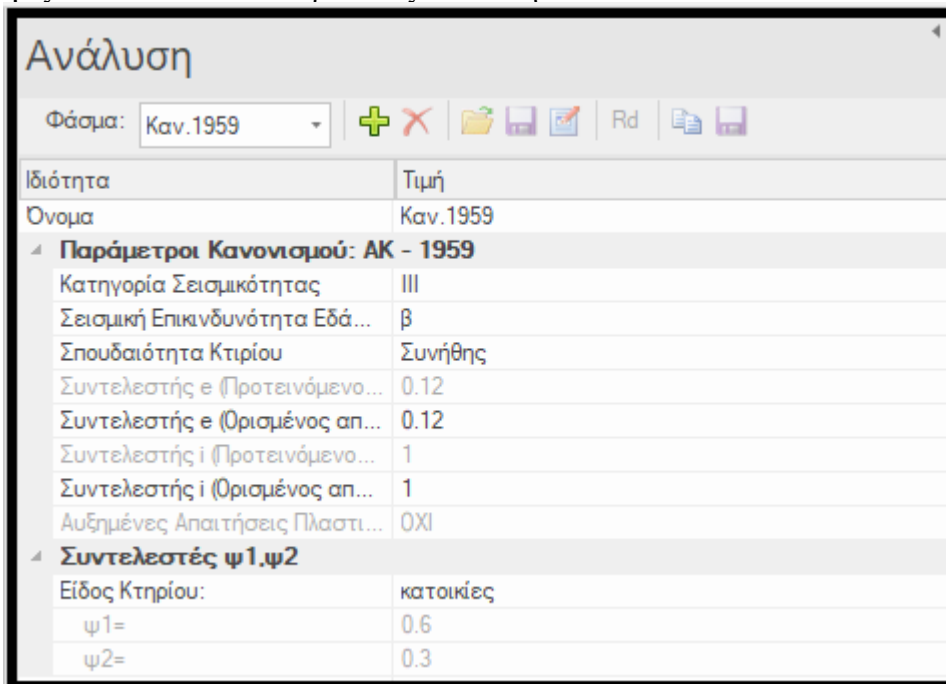
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστλωμάτων							
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δεσμικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κόμβου
1	Υ7-Σ1	---	✔	0.20	✔	0.06	---
2	Υ6-Σ1	---	✔	0.38	✔	0.11	---
3	Υ5-Σ1	---	✔	0.35	✔	0.03	---
4	Υ8-Σ1	---	✔	0.22	✔	0.06	---
5	Υ3-Σ1	---	✔	0.19	✔	0.02	---
6	Υ4-Σ1	---	✔	0.16	✔	0.06	---
7	Υ1-Σ1	---	✔	0.28	✔	0.06	---
8	Υ2-Σ1	---	✔	0.36	✔	0.06	---
9	Υ7-Σ2	---	✔	0.25	✔	0.24	---
10	Υ6-Σ2	---	✔	0.24	✔	0.05	---
11	Υ5-Σ2	---	✔	0.28	✔	0.14	---
12	Υ8-Σ2	---	✔	0.14	✔	0.06	---
13	Υ3-Σ2	---	✔	0.23	✔	0.15	---
14	Υ4-Σ2	---	✔	0.21	✔	0.17	---
15	Υ1-Σ2	---	✔	0.40	✔	0.30	---
16	Υ2-Σ2	---	✔	0.50	✔	0.35	---
17	Υ7-Σ3	---	✔	0.42	✔	0.27	---
18	Υ6-Σ3	---	✔	0.20	✔	0.10	---
19	Υ5-Σ3	---	✔	0.21	✔	0.16	---
20	Υ8-Σ3	---	✔	0.10	✔	0.07	---
21	Υ3-Σ3	---	✔	0.24	✔	0.16	---
22	Υ4-Σ3	---	✔	0.32	✔	0.19	---
23	Υ1-Σ3	---	✔	0.52	✔	0.33	---
24	Υ2-Σ3	---	✔	0.62	✔	0.38	---

Εικόνα 5.19: Αποτελέσματα επάρκειας υποστλωμάτων σε μορφή πίνακα

Παρατηρούμε λοιπόν ότι όλα τα υποστυλώματα επαρκούν και δεν παρουσιάζουν ανεπάρκειες. Το ίδιο συμβαίνει και με τις περισσότερες δοκούς και η μόνη δοκός που παρουσιάζει ανεπάρκεια (η δοκός Δ6 σε κάθε στάθμη) αστοχεί σε κάμψη και διάτμηση. Το πρόβλημα της κάμψης λύνεται με ανακατανομή ροπών. Η συγκεκριμένη δοκός είναι η μεγαλύτερη σε μήκος και παραλαμβάνει και τα φορτία από τον πρόβολο, οπότε είναι λογικό να παρουσιάζει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα. Τέλος όπως άλλωστε το περιμέναμε οι δύο δοκοί που προκύπτουν από τις έμμεσες στηρίξεις παρουσιάζουν ιδιαίτερα προβλήματα.

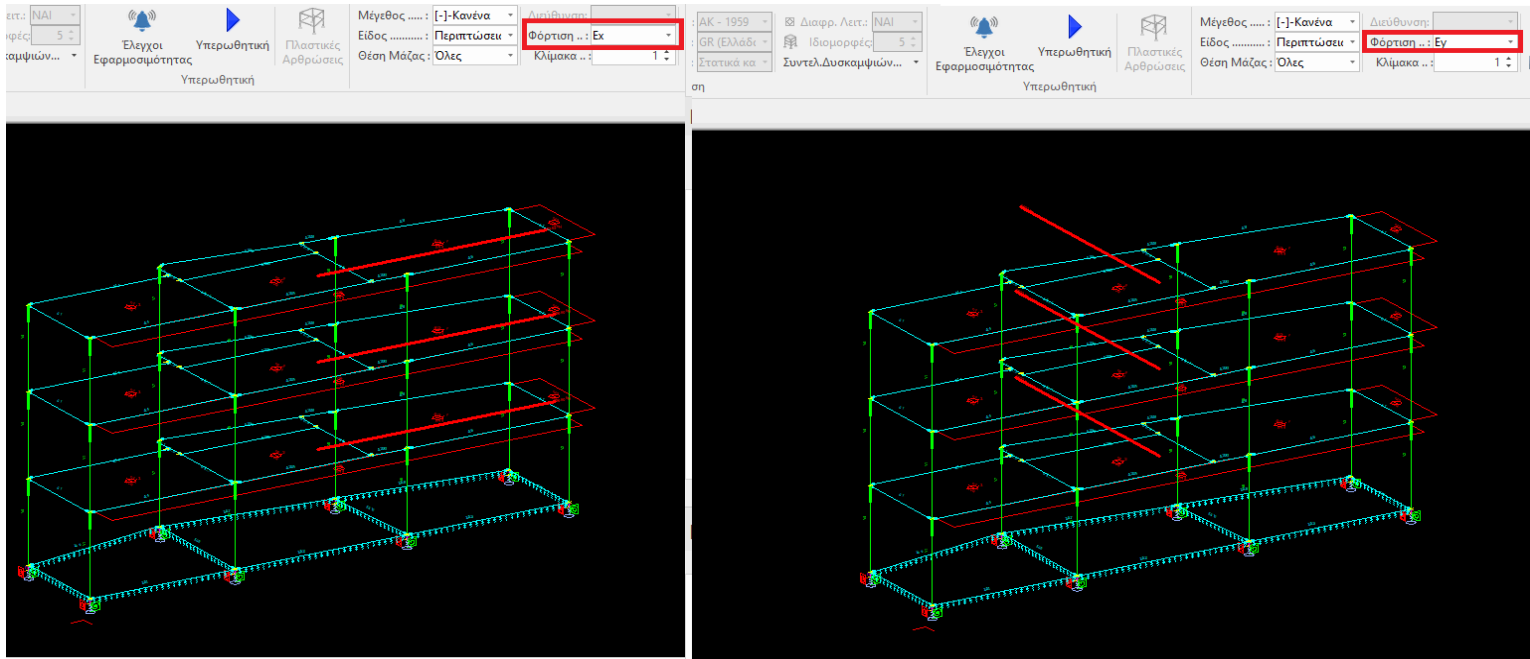
#### 5.4.2 Ανάλυση με τον Κανονισμός 1959

Στην συνέχεια εφαρμόσαμε στο κτήριο τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, λαμβάνοντας έτσι υπόψη και τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις. Οι παράμετροι ρυθμίζονται εύκολα και παρουσιάζονται στην εικόνα 3.20 που ακολουθεί.



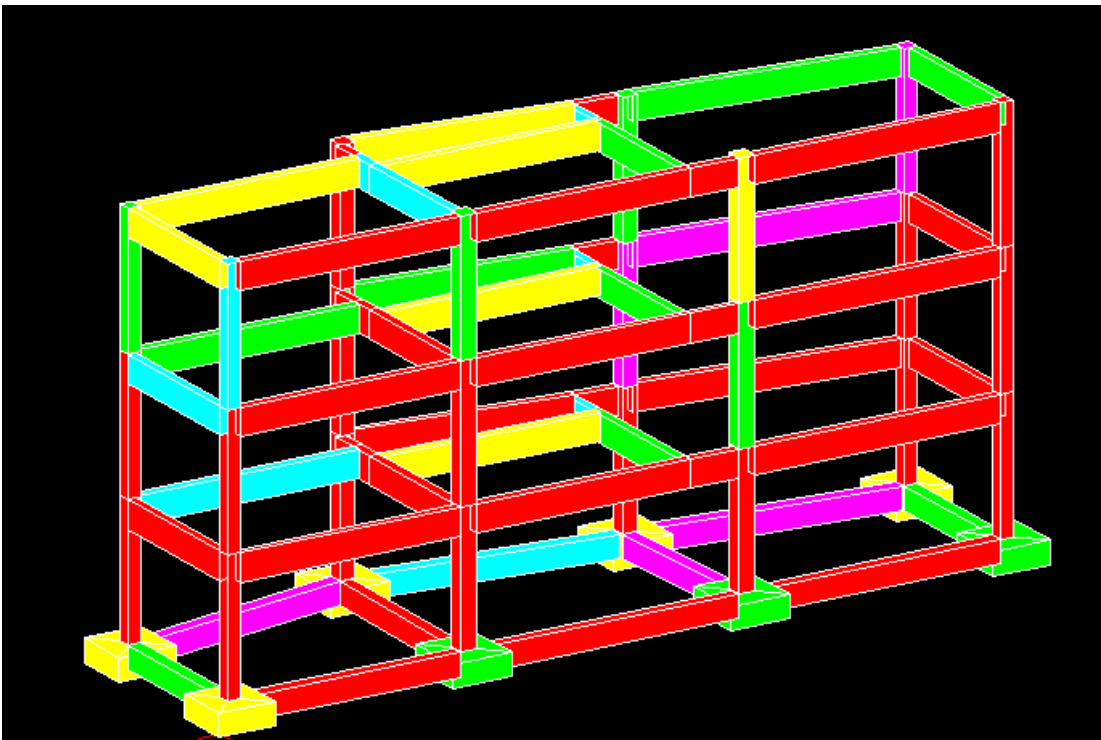
Ιδιότητα	Τιμή
Όνομα	Καν.1959
<b>Παράμετροι Κανονισμού: ΑΚ - 1959</b>	
Κατηγορία Σεισμικότητας	III
Σεισμική Επικινδυνότητα Εδά...	β
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Συνήθης
Συντελεστής e (Προτεινόμενο...	0.12
Συντελεστής e (Ορισμένος απ...	0.12
Συντελεστής i (Προτεινόμενο...	1
Συντελεστής i (Ορισμένος απ...	1
Αυξημένες Απαιτήσεις Πλαστι...	ΟΧΙ
<b>Συντελεστές ψ1,ψ2</b>	
Είδος Κτηρίου:	κατοικίες
ψ1=	0.6
ψ2=	0.3

Εικόνα 5.20: Επιλογή παραμέτρων



Εικόνα 5.21: Παρουσίαση οριζόντιων σεισμικών φορτίσεων

Μετά την ανάλυση με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 γίνονται οι έλεγχοι επάρκειας κάθε δομικού μέλους και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στην συνέχεια τόσο συνολικά με χρωματική απεικόνιση όσο και αναλυτικά σε μορφή πινάκων.



Εικόνα 5.22: Χρωματική απεικόνιση αποτελεσμάτων επάρκειας



Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Πλακών						
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Λυγηρότητα		
1	Π2-Σ1	✓	0.38	---	✓	0.78
2	Π3-Σ1	✓	0.73	---	⚠	0.96
3	Π1-Σ1	✓	0.44	---	⚠	0.91
4	Π2-Σ2	✓	0.38	---	✓	0.78
5	Π3-Σ2	✓	0.73	---	⚠	0.96
6	Π1-Σ2	✓	0.44	---	⚠	0.91
7	Π2-Σ3	✓	0.38	---	✓	0.78
8	Π3-Σ3	✓	0.73	---	⚠	0.96
9	Π1-Σ3	✓	0.44	---	⚠	0.91
10	Π39-Σ1	✓	0.47	---	✓	0.71
11	Π40-Σ1	✓	0.40	---	✓	0.71
12	Π39-Σ2	✓	0.47	---	✓	0.71
13	Π40-Σ2	✓	0.40	---	✓	0.71
14	Π39-Σ3	✓	0.47	---	✓	0.71
15	Π40-Σ3	✓	0.40	---	✓	0.71

Εικόνα 5.23: Αποτελέσματα επάρκειας πλακών σε μορφή πίνακα

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων												
α/α	Όνομα	Ανηγγμένο Δεσικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κόμβου					
1	Υ7-Σ1	✓	0.00	✗	2.02	⚠	0.98	✓	0.00	---	✓	0.00
2	Υ6-Σ1	✓	0.00	✗	1.44	✓	0.68	✓	0.00	---	✓	0.00
3	Υ5-Σ1	✓	0.00	✗	1.58	✓	0.76	✓	0.00	---	✓	0.00
4	Υ8-Σ1	✓	0.00	✗	1.93	✓	0.79	✓	0.00	---	✓	0.00
5	Υ3-Σ1	✓	0.00	✗	2.15	✗	1.18	✓	0.00	---	✓	0.00
6	Υ4-Σ1	✓	0.00	✗	1.67	✓	0.83	✓	0.00	---	✓	0.00
7	Υ1-Σ1	✓	0.00	✗	1.60	✓	0.67	✓	0.00	---	✓	0.00
8	Υ2-Σ1	✓	0.00	✗	1.88	⚠	0.95	✓	0.00	---	✓	0.00
9	Υ7-Σ2	✓	0.00	✗	1.60	⚠	0.92	✓	0.00	---	✓	0.00
10	Υ6-Σ2	✓	0.00	✓	0.69	✓	0.57	✓	0.00	---	✓	0.00
11	Υ5-Σ2	✓	0.00	✗	1.20	✓	0.71	✓	0.00	---	✓	0.00
12	Υ8-Σ2	✓	0.00	⚠	0.91	✓	0.61	✓	0.00	---	✓	0.00
13	Υ3-Σ2	✓	0.00	✗	1.70	⚠	0.96	✓	0.00	---	✓	0.00
14	Υ4-Σ2	✓	0.00	✗	1.16	✓	0.55	✓	0.00	---	✓	0.00
15	Υ1-Σ2	✓	0.00	✗	1.33	✓	0.68	✓	0.00	---	✓	0.00
16	Υ2-Σ2	✓	0.00	✗	2.00	✓	0.89	✓	0.00	---	✓	0.00
17	Υ7-Σ3	✓	0.00	✗	1.17	✓	0.61	✓	0.00	---	✓	0.00
18	Υ6-Σ3	✓	0.00	✓	0.42	✓	0.40	✓	0.00	---	✓	0.00
19	Υ5-Σ3	✓	0.00	✓	0.71	✓	0.50	✓	0.00	---	✓	0.00
20	Υ8-Σ3	✓	0.00	✓	0.57	✓	0.39	✓	0.00	---	✓	0.00
21	Υ3-Σ3	✓	0.00	⚠	0.95	✓	0.45	✓	0.00	---	✓	0.00
22	Υ4-Σ3	✓	0.00	✓	0.67	✓	0.33	✓	0.00	---	✓	0.00
23	Υ1-Σ3	✓	0.00	✓	0.83	✓	0.47	✓	0.00	---	✓	0.00
24	Υ2-Σ3	✓	0.00	✗	1.30	✓	0.58	✓	0.00	---	✓	0.00

Εικόνα 5.24: Αποτελέσματα επάρκειας δοκών σε μορφή πίνακα

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών						Πεδία Πλάκες Καιτόστρωση					
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη							
1	Δ6-Σ1	✘ 1.71	✘ 1.47	✔ 0.00	25	Δ4-Σ2	✘ 1.03	✘ 1.08	✔ 0.00		
2	Δ7-Σ1	✘ 1.72	✘ 1.69	✔ 0.00	26	Δ10_1-Σ2	✔ 0.59	✔ 0.70	✔ 0.00		
3	Δ10_2-Σ1	✔ 0.59	✔ 0.90	✔ 0.00	27	Δ326-Σ2	✔ 0.18	✔ 0.31	✔ 0.00		
4	Δ9-Σ1	✘ 1.28	✔ 0.82	✔ 0.00	28	Δ1-Σ2	✔ 0.81	✔ 0.73	✔ 0.00		
5	Δ329-Σ1	✘ 1.78	✘ 1.07	✘ 18.44	29	Δ13_1-Σ2	✘ 1.64	✘ 1.28	✔ 0.00		
6	Δ14-Σ1	✔ 0.89	✔ 0.50	✔ 0.00	30	Δ330-Σ2	✘ 1.76	✘ 1.81	✘ 1.96		
7	Δ324-Σ1	✘ 1.59	✘ 1.20	✔ 0.00	31	Δ331-Σ2	✘ 2.42	✘ 1.49	✘ 1.03		
8	Δ13_2-Σ1	✘ 1.45	✘ 1.57	✔ 0.44	32	Δ332-Σ2	✔ 0.70	✔ 0.40	✔ 0.00		
9	Δ4-Σ1	✘ 1.38	✘ 1.13	✔ 0.00	33	Δ6-Σ3	✘ 1.07	✘ 1.46	✔ 0.00		
10	Δ10_1-Σ1	✔ 0.60	✔ 0.70	✔ 0.00	34	Δ7-Σ3	✔ 0.52	✔ 0.68	✔ 0.00		
11	Δ326-Σ1	✔ 0.18	✔ 0.31	✔ 0.00	35	Δ10_2-Σ3	✔ 0.59	✔ 0.90	✔ 0.00		
12	Δ1-Σ1	✘ 1.12	✘ 1.02	✔ 0.00	36	Δ9-Σ3	✔ 0.71	✔ 0.59	✔ 0.00		
13	Δ13_1-Σ1	✘ 2.06	✘ 1.59	✔ 0.00	37	Δ329-Σ3	✔ 0.82	✘ 1.02	✘ 10.34		
14	Δ330-Σ1	✘ 2.27	✘ 1.82	✘ 1.56	38	Δ14-Σ3	✔ 0.35	✔ 0.47	✔ 0.00		
15	Δ331-Σ1	✘ 2.99	✘ 1.84	✘ 2.76	39	Δ324-Σ3	⚠ 0.96	✘ 1.20	✔ 0.00		
16	Δ332-Σ1	✘ 1.07	✔ 0.56	✔ 0.00	40	Δ13_2-Σ3	✔ 0.45	✔ 0.78	✔ 0.41		
17	Δ6-Σ2	✘ 1.30	✘ 1.36	✔ 0.00	41	Δ4-Σ3	✔ 0.71	✘ 1.05	✔ 0.00		
18	Δ7-Σ2	✘ 1.32	✘ 1.31	✔ 0.00	42	Δ10_1-Σ3	✔ 0.59	✔ 0.70	✔ 0.00		
19	Δ10_2-Σ2	✔ 0.59	✔ 0.90	✔ 0.00	43	Δ326-Σ3	✔ 0.18	✔ 0.31	✔ 0.00		
20	Δ9-Σ2	⚠ 0.97	✔ 0.65	✔ 0.00	44	Δ1-Σ3	✔ 0.33	✔ 0.36	✔ 0.00		
21	Δ329-Σ2	✘ 1.23	✘ 1.01	✘ 16.63	45	Δ13_1-Σ3	✔ 0.81	✔ 0.84	✔ 0.00		
22	Δ14-Σ2	✔ 0.69	✔ 0.51	✔ 0.00	46	Δ330-Σ3	✘ 1.32	✘ 1.81	✘ 60.81		
23	Δ324-Σ2	✘ 1.27	✘ 1.21	✔ 0.00	47	Δ331-Σ3	✘ 1.13	✘ 1.02	✔ 0.00		
24	Δ13_2-Σ2	✘ 1.17	✘ 1.26	✔ 0.47	48	Δ332-Σ3	✔ 0.38	✔ 0.26	✔ 0.00		

Εικόνα 5.25: Αποτελέσματα επάρκειας υποστυλωμάτων σε μορφή πίνακα

Όπως ήταν αναμενόμενο παρουσιάζονται εκτεταμένες ανεπάρκειες τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα, παρότι το κτήριο είχε κατασκευαστεί με βάση τον συγκεκριμένο αντισεισμικού κανονισμού και είχαν τηρηθεί οι διατάξεις του. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τώρα γίνεται ανάλυση σαν χωρικό πλαίσιο και με μεγαλύτερη ακρίβεια υπολογισμών, έτσι προκύπτουν μεγαλύτερα εντασιακά μεγέθη και ως εκ τούτου το κτήριο παρουσιάζει ανεπάρκειες.

### 5.5 Συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό αρχικά περιγράψαμε σύντομα το λογισμικό στο οποίο θα στηριχτούμε για την μελέτη αποτίμησης του κτηρίου αλλά και για την εφαρμογή και ανάλυση των ενισχύσεων. Στην συνέχεια παρουσιάσαμε το υπό μελέτη κτήριο και πήραμε τα πρώτα αποτελέσματα τα οποία δείχνουν ότι πριν καν εφαρμόσουμε τις αυστηρότερες διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπάρχουν αρκετές ανεπάρκειες και αστοχίες συγκεκριμένων δομικών μελών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 6.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιάσουμε τα βήματα που πρέπει να ακολουθήσει ο μηχανικός για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτηρίου με βάση τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και παράλληλα τις εφαρμόζουμε στο υπό μελέτη κτήριο χρησιμοποιώντας τον λογισμικό Ρ.Α.Φ.

### 6.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

Στο ΡΑΦ προσφέρεται η δυνατότητα της αποτίμησης υφισταμένων κτηρίων με πλήρη έλεγχο επάρκειας των δομικών μελών τους σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός κτηρίου, μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο μεθόδους επίλυσης, είτε με την ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση (με καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , ή με τοπικούς δείκτες  $m$ ), είτε με τη μη-γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover).

Εμείς επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε την ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , για τρεις λόγους. Ο πρώτος λόγος είναι διότι η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλα τα κτήρια όταν δεν υπάρχουν εμφανείς βλάβες (βέβαια ο συντελεστής προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  προσαυξάνεται κατά 15%). Ο δεύτερος λόγος είναι ότι δεν προϋποθέτει υποχρέωση λήψης και εξέτασης δειγμάτων σκυροδέματος, χάλυβα και τοιχοποιϊών επειδή μπορεί να χρησιμοποιήσει τις “ερήμην” τιμές των αντοχών των υλικών που καθιερώθηκαν στην πρόσφατη αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ [Παράρτημα 3.1] και οι οποίες καθορίζονται με βάση τη χρονολογία που έγινε η μελέτη του κτιρίου. Ο τρίτος λόγος είναι το γεγονός ότι ενώ για την τη μη-γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover) υπάρχει μεγάλη βιβλιογραφία και εφαρμογή της σε πάρα πολλές διπλωματικές εργασίες τόσο σε επίπεδο προπτυχιακών όσο και μεταπτυχιακών σπουδών, για την ελαστική δυναμική ανάλυση δεν υπάρχουν αντίστοιχες εφαρμογές, ενώ αντίθετα στην πράξη είναι η μέθοδος που χρησιμοποιείται ευρέως από τεχνικά γραφεία τα οποία δραστηριοποιούνται στο αντικείμενο αυτό και αυτό συμβαίνει κυρίως λόγω του μειωμένου κόστους.

### 6.3 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Θα παρουσιάσουμε τα πιο σημαντικά βήματα, τις αποφασάσεις, τις επιλογές και τους συντελεστές που πρέπει να ρυθμίσουμε για την εφαρμογή του καν.επε. Δεν θα σταθούμε λεπτομερώς στην θεωρητική τεκμηρίωση και ανάλυση καθώς δεν είναι αυτός ο σκοπός της παρούσας εργασίας.

#### 6.3.1 Συλλογή στοιχείων και αποτύπωση Φ.Ο.

Το πρώτο βασικό βήμα είναι να αποτυπώσουμε τον φέρον οργανισμό του κτηρίου και τους τοίχους πλήρωσης. Για τον σκοπό αυτόν θα αναζητήσουμε τα σχέδια της αρχικής μελέτης, και θα διερευνήσουμε αν αυτά έχουν εφαρμοστεί. Έπειτα θα γίνει καταγραφή πιθανών βλαβών που μπορεί να αφορούν αλλαγές, μειώσεις και φθορές τόσο της γεωμετρίας όσο και των μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων του φέρον οργανισμού και των τοίχων πλήρωσης. Οι βλάβες που είναι δυνατόν να εντοπισθούν κατά την διάρκεια της αυτοψίας και του επί τόπου ελέγχου είναι οι εμφανείς βλάβες. Στην περίπτωση που δεν εντοπίσαμε τέτοιες και ανάλογα τα αποτελέσματα της αποτίμησης επιλέγουμε τον κατάλληλο στόχο ανασχεδιασμού και καλούμαστε να αποφασίσουμε αν θα προχωρήσουμε στην ενίσχυση ή όχι του κτηρίου.

### 6.3.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ότι στην περίπτωση των νέων κατασκευών. Για αυτό τον λόγο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. εισάγει στην ανάλυση του κτηρίου τον όρο της Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) ο οποίος στην ουσία εκφράζει την ποιότητα και την επάρκεια των δεδομένων που έχουμε συλλέξει για το υφιστάμενου υπό μελέτη κτήριο και αναφέρεται τόσο στις δράσεις όσο και στις αντιστάσεις του φέροντος οργανισμού, χωρίς όμως να είναι απαραίτητα η ίδια ενιαία στάθμη για όλο το κτήριο.

Η Σ.Α.Δ. για ένα κτήριο μπορεί να είναι ανεκτή, ικανοποιητική ή υψηλή και στην περίπτωση υπάρχουν τα σχέδια αρχικής μελέτης η επιλογή γίνεται με βάση τον πίνακα 6.1 που ακολουθεί. Επιλέγοντας βέβαια τις μεθόδους ανάλυσης θα χρησιμοποιήσουμε την δυσμενέστερη από τις επιμέρους στάθμες και η επιλογή πρέπει να γίνεται με προσοχή και με ορθό τρόπο καθώς ανάλογα την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ρυθμίζονται αναλόγως κάποιοι πολύ σημαντικοί συντελεστές, όπως οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_f$  για τις δράσεις με βέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους συντελεστές  $\gamma_{sd}$  και οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_m$  για τα δεδομένα των αρχικών υλικών, σε συνδυασμό με τους συντελεστές  $\gamma_{rd}$ . Τις επιλογές αυτές τις παρουσιάζουμε πιο αναλυτικά στην συμέχεια.

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
1) Προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ
2) Προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
3) Προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα της αρχικής μελέτης)	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ

Πίνακας 6.1: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

#### α) Συντελεστής Ασφαλείας $\gamma_{Rd}$

Ο συντελεστής  $\gamma_{Rd}$  αναδεικνύει την υπεραντοχή που υπάρχει στο κτήριο λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα και καθορίζεται ανάλογα με τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ), ο οποίος μπορεί να λαμβάνει τιμές ως εξής:

	Υψηλή	Ικανοποιητική	Ανεκτή
Πρωτεύοντα στοιχεία	1,25	1,40	1,50
Δευτερεύοντα στοιχεία	1,0	1,0	1,0

Πίνακας 6.2: Συντελεστής  $\gamma_{rd}$  για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

**β) Συντελεστές Ασφαλείας  $\gamma_c$ ,  $\gamma_s$**

Οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_c$ ,  $\gamma_s$  για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα των οπλισμών ρυθμίζεται κατάλληλα ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων των υλικών του κτηρίου και οι επιλογές μας παρουσιάζονται στον πίνακα 6.3 που ακολουθεί.

ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Υψηλή	1,15	1,05
Ικανοποιητική	1,30	1,15
Ανεκτή	1,45	1,25

Πίνακας 6.3: Συντελεστές ασφαλείας υλικών  $\gamma_c$  και  $\gamma_s$

**γ) Συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_g$  για μόνιμες δράσεις**

Οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_g$  για τις μόνιμες δράσεις λαμβάνονται ως εξής.

ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	Για βασικούς συνδυασμούς και δυσμενείς επιρροές	Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών
Υψηλή	1,20	1,00
Ικανοποιητική	1,35	1,10
Ανεκτή	1,50	1,20

Πίνακας 6.4: Συντελεστής  $\gamma_g$

**6.3.3 Στάθμες επιτελεστικότητας**

Κατά τη αποτίμηση και για τον σχεδιασμό των ενισχύσεων λαμβάνουμε υπόψη την έννοια «στάθμες επιτελεστικότητας» που αφορούν την επιθυμητή συμπεριφορά του κτηρίου μετά από την σεισμική δράση. Αυτό γίνεται γιατί υπάρχουν διαφορετικά κοινωνικά και οικονομικά κριτήρια και ανάλογα την επιλογή του μελετητή και του ιδιοκτήτη προκύπτει το εύρος των ενισχύσεων. Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι τρεις και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω και συνοψίζονται στον πίνακα 6.5.

Στάθμη 1: Άμεση χρήση μετά το σεισμό. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι μετά τον σεισμό σχεδιασμού το κτήριο θα είναι σε θέση να χρησιμοποιηθεί άμεσα ξανά και καμία λειτουργία του δεν θα διακόπτεται. Με λίγα λόγια δεν θα υπάρχουν σημαντικές βλάβες παρά μόνο κάποιες μικρές και πολύ αραιές ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στο φέροντα οργανισμό.

Στάθμη 2: Προστασία ζωής. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι μετά τον σεισμό σχεδιασμού θα παρουσιαστούν βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, οι οποίες θα είναι επισκευάσιμες και το κτήριο θα μπορεί να χρησιμοποιηθεί μετά από την επισκευή ξανά. Επίσης οι βλάβες αυτές δεν θα έχουν σαν αποτέλεσμα τον τραυματισμό των κατοίκων.

Στάθμη 3: Οιονεί κατάρρευση. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι μετά τον σεισμό σχεδιασμού θα υπάρχουν κυρίως μη επισκευάσιμες και εκτεταμένες βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Το κτήριο όμως θα είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία για ένα διάστημα μετά τον σεισμό ώστε να παρέχει κάποιο περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Συνδυάζοντας στην συνέχεια την στάθμη επιτελεστικότητας με μια συγκεκριμένη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ανεκτή μία δεδομένη πιθανότητα

υπέρβασης της κατά τη διάρκεια ζωής του κτηρίου, καταλήγουμε στην επιλογή των κατάλληλων στόχων αποτίμησης και ανασχεδιασμού.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες Βλάβες (A)	Σημαντικές Βλάβες (B)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ)
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 6.5: Στάθμες επιτελεστικότητας

Στον επόμενο πίνακα (πίνακα 6.6) παρουσιάζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού οι οποίοι επιλέγεται από τον κύριο του έργου σε συνδυασμό με τον μελετητή μηχανικό θα πρέπει όμως, πάντα να είναι υψηλότερος ή τουλάχιστον ίδιος με τον ελάχιστο ανεκτό στόχο που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε συνδυασμό με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Πίνακας 6.6: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για αποτίμηση (παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο κύριος του έργου λοιπόν σε συνεργασία με τον μηχανικό έχοντας υπόψη την σπουδαιότητα της χρήσης του κτηρίου και τους διαθέσιμους οικονομικούς πόρους καταλήγουν στον στόχο της αποτίμησης που αφορούν αποκλειστικά τον φέροντα οργανισμό του κτηρίου.

Η επιλογή αυτή φυσικά πρέπει τουλάχιστον να ταυτίζεται με τους πίνακες 6.5 και 6.6 όπου παρουσιάζονται οι ελάχιστοι στόχοι αποτίμησης και ο οποίος μας πληροφορεί ότι τα συνήθη κτήρια σπουδαιότητας Σ2 επιβάλλεται να σχεδιάζονται τουλάχιστον με στόχο να παρουσιάζουν περιορισμένες βλάβες και να είναι δυνατή η χρήση τους αμέσως μετά τον σεισμό, όταν πρόκειται για σεισμούς που γίνονται με μεγάλη συχνότητα και μέτρια ένταση, να εμφανίζουν σημαντικές βλάβες αλλά να είναι επαρκείς ώστε να προστατεύσουν την ανθρώπινη ζωή σε σεισμούς που επαναλαμβάνονται με μικρή συχνότητα και είναι αρκετά μεγάλοι σε ένταση, ενώ τέλος στους πολύ σπάνιους και πολύ μεγάλους σεισμούς οι οποίοι φυσικά εμφανίζονται πάρα πολύ θα είναι ανεκτή ακόμα και η κατάρρευση των κτηρίων αυτών.

Αντίστοιχα οι κατασκευές που ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας Σ3, δηλαδή μεγάλης σπουδαιότητας, θα πρέπει υποχρεωτικά να σχεδιάζονται με στόχο στους σεισμούς που εμφανίζονται συχνότητα να παρουσιάζουν περιορισμένες βλάβες και να είναι δυνατή η χρήση τους αμέσως μετά τον σεισμό, ενώ θα πρέπει να είναι σε θέση να προστατεύσουν την ανθρώπινη ζωή και ας παρουσιάζουν σημαντικές βλάβες, κατά την διάρκεια των σεισμών που εμφανίζονται με μικρή συχνότητα ενώ τέλος στα κτήρια αυτά δεν γίνεται αποδεκτή η κατάρρευσή τους ακόμα και σε πολύ σπάνιους σεισμούς.

Τέλος τα κτήρια και οι κατασκευές που ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας Σ4, είναι δηλαδή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας, σχεδιάζονται με στόχο για σεισμούς που γίνονται με μεγάλη συχνότητα να παρουσιάζουν περιορισμένες βλάβες και να είναι οι χρήστες δυνατόν να επιστρέψουν αμέσως μετά τον σεισμό, ενώ δεν γίνεται ανεκτή η εμφάνιση εκτεταμένων βλαβών και φυσικά η κατάρρευση για σεισμούς που εμφανίζονται με μικρή ή πολύ μικρή συχνότητα αντίστοιχα.

#### 6.3.4 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Ο μελετητής μηχανικός έχει την επιλογή να διαχωρίσει τα δομικά στοιχεία του κτηρίου ως κύρια και ως δευτερεύοντα. Τα κύρια αναλαμβάνουν και τις σεισμικές δράσεις ενώ τα δευτερεύοντα παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Όπως είδαμε στην προηγούμενη παράγραφο τα δευτερεύοντα μέλη μπορούν να έχουν στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων μη ικανοποιητική και επιτρέπεται να έχουν βλάβες και μεγαλύτερες μετακινήσεις. Να σημειώσουμε πως στην επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας άμεση χρήση μετά το σεισμό, όλα τα μέλη πρέπει να χαρακτηριστούν ως κύρια, ενώ σε κάθε περίπτωση τα δευτερεύοντα στοιχεία δεν μπορεί να συμβάλλουν αθροιστικά περισσότερο από 25% της δυσκαμψίας κάθε ορόφου.

#### 6.3.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης

Μία ακόμη βασική επιλογή της ανάλυσης είναι το αν θα λάβουμε υπόψη στο προσομοίωμα τις τοιχοπληρώσεις. Αυτό θα πρέπει να γίνει έχοντας υπόψη ότι οι τοιχοποιίες δεν αναλαμβάνουν στην ανάλυση μη σεισμικών φορτίων ενώ αντίθετα είναι σημαντικός ο ρόλος τους στην παραλαβή των σεισμικών φορτίσεων. Τέλος είμαστε υποχρεωμένοι να τις συμπεριλάβουμε στην ανάλυση όταν η παρουσία τους επιφέρει στον φορέα δυσμενή αποτελέσματα.

#### 6.3.6 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης

Το επόμενο βήμα είναι η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης ακολουθώντας κάποια βασικές αρχές. Αν θέλουμε να χρησιμοποιήσουμε την ελαστική δυναμική ανάλυση θα πρέπει για όλα τα κύρια δομικά στοιχεία να προκύπτει συντελεστής ανεπάρκειας  $\lambda \leq 2,5$  (δεν είναι απαραίτητη για στάθμη επιτελεστικότητας A). Στην περίπτωση ωστόσο που το κτήριο δεν εμφανίζει ουσιώδεις βλάβες, μπορούμε να εφαρμόσουμε την συγκεκριμένη μέθοδο για την αποτίμηση του κτηρίου χωρίς τον παραπάνω περιορισμό αυξάνοντας όμως κατά 0,15 τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$ .

Επίσης έχουμε την επιλογή να προχωρήσουμε με ή χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό. Το παράρτημα 9Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιγράφει πως μπορούμε να εφαρμόσουμε ελαστική ανάλυση χωρίς τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού ρυθμίζοντας όμως τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ίσο με μονάδα θεωρώντας ότι το κτήριο συμπεριφέρεται ελαστικά και φυσικά η κατηγορία πλαστιμότητας του πρέπει να ορίζεται ως χαμηλή. Ταυτόχρονα καθορίζουμε την στάθμη επιτελεστικότητας ως A, δηλαδή να επιθυμούμε περιορισμένες βλάβες και τέλος τροποποιούνται και οι συντελεστές  $\gamma$  των υλικών και των δράσεων. Εμείς στην ανάλυση μας επιλέξαμε επίλυση με ικανοτικό σχεδιασμό.

#### 6.3.7 Επιλογή συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{sd}$

Άλλη η μία πολύ σημαντική απόφαση του μελετητή μηχανικού πριν την ανάλυση και αποτίμηση του υφιστάμενου κτηρίου είναι οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{sd}$  που αφορούν τις αβεβαιότητες που αφορούν την συμπεριφορά του δομήματος και τους επιμέρους ελέγχους. Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αν ο φέρον οργανισμός του κτηρίου είναι σχετικά νέος και παρουσιάζει επάρκεια με αποτέλεσμα να μπορεί να αναλάβει τις σεισμικές δράσεις στο σύνολο τους τότε ορίζουμε τον συντελεστή αυτό

ίσο με την μονάδα. Σε περίπτωση που υπάρχουν βλάβες τότε ανάλογα το είδος τους και την έκταση τους ορίζουμε κατάλληλα τον συντελεστή ασφαλείας λαμβάνοντας υπόψη και τις τιμές του πίνακα 6.7 που ακολουθεί.

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

Πίνακας 6.7: Τιμές συντελεστής  $\gamma_{sd}$

### 6.3.8 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q»

Επόμενο πολύ σημαντικό στοιχείο που πρέπει να αποφασίσουμε τι τιμή θα δώσουμε είναι ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς  $q$  του κτηρίου. Γνωρίζουμε πως ο δείκτης  $q$  διαμορφώνεται από το γινόμενο της υπεραντοχής  $q_u$  και της πλαστιμότητας  $q_p$ . Όταν πρόκειται για την αποτίμηση ενός δομήματος η τιμή αναφοράς  $q'$  (για στάθμη επιτελεστικότητας B) πρέπει να επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη την επάρκεια των αντισεισμικών κανονισμών την περίοδο και κατασκευής του κτιρίου, την πιθανή ύπαρξη κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία σημαντικών βλαβών, την κανονικότητα καθ ύψος, αν υπάρχουν πλάστιμοι ή ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας και φυσικά την διαθέσιμη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές κάθε δομικού στοιχείου. Βέβαια ο πίνακας 6.8 μας καθορίζει τις μέγιστες τιμές του δείκτη  $q$  λαμβάνοντας υπόψη τις βλάβες και την ευμενή ή μη συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 6.8: Τιμές δείκτη συμπεριφοράς για στάθμη επιτελεστικότητας B

### 6.3.9 Χρησιμοποίηση «ερήμην τιμών»

Οι ερήμην τιμές είναι εν γένει συντηρητικές όσον αφορά τις αντοχές του σκυροδέματος και τοίχων, δεδομένου ότι το σκυρόδεμα και οι τοίχοι είναι 'βιοτεχνικά προϊόντα' με πολλές αβεβαιότητες αντοχής, ενώ ο χάλυβας οπλισμού είναι βιομηχανικό προϊόν με υψηλή βεβαιότητα αντοχής.

Τα πλεονεκτήματα χρησιμοποίησης των ερήμην τιμών των αντοχών είναι πολλαπλά και κρίσιμα για την αξιοπρέπεια του μελετητή μηχανικού όπως περιγράφονται παρακάτω επειδή:



- Εφόσον ο προσδιορισμός των αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα γίνει με δειγματοληψίες, πρέπει να ληφθούν δείγματα σκυροδέματος από όλο το κτίριο με ‘οικογένειες καρότων’ και παράλληλα με έμμεσες μεθόδους κατόπιν αποκάλυψης του σκυροδέματος στο 30% των κολονών και στο 15% των δοκών/πλακών για Ικανοποιητική ΣΑΔ. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα υψηλό κόστος δειγματοληψιών και εκ των υστέρων αποκατάσταση κολονών και δοκών, κυρίως όμως δημιουργεί μεγάλη αναστάτωση στον ιδιοκτήτη και στους ενοίκους του κτιρίου. Αν ληφθεί δε υπόψη και η ανάλογη εργασία στα θεμέλια και πιθανόν στις τοιχοποιίες, το κόστος και η αναστάτωση μεγαλώνουν πολύ.
- Η αντοχή του σκυροδέματος (που η ερήμην τιμή του έχει μεγαλύτερη πιθανότητα υποεκτίμησης), επιδρά λιγότερο στην αντοχή των μελών του σκελετού, από ότι η αντοχή του χάλυβα (που η ερήμην τιμή του έχει μικρή πιθανότητα υποεκτίμησης).
- Η μελέτη αποτίμησης με τις ερήμην τιμές αντοχής των υλικών έχει μόνο το κόστος εργασίας του μηχανικού. Αν προκύψει βεβαιότητα ότι το κτίριο δεν αντέχει, ενημερώνεται ο ιδιοκτήτης και ή αποφασίζει να προχωρήσει άμεσα σε ενίσχυση του, εφόσον έχει την οικονομική δυνατότητα, ή αναβάλλει την ενίσχυση μέχρι να εξασφαλίσει τους πόρους που απαιτούνται για την ενίσχυση. Αν υπάρχει αμφιβολία για την έλλειψη αντοχής, ο μηχανικός πρέπει να δοκιμάσει την αποτίμηση με υψηλότερες αντοχές σκυροδέματος. Αν τότε προκύψει ότι αντέχει το κτίριο, θα προτείνει στον ιδιοκτήτη να κάνουν δειγματοληψίες για να διαπιστώσουν τις αναμενόμενες υψηλότερες αντοχές του σκυροδέματος.
- Οι δοκιμές αποτίμησης αντοχής του κτιρίου με το ΡΑΦ είναι θέμα μερικών λεπτών, επειδή η μόνη αλλαγή που χρειάζεται σε κάθε δοκιμή είναι η αλλαγή της ποιότητας του σκυροδέματος.

Να σημειώσουμε σε αυτό το σημείο ότι σε περίπτωση που εφαρμόσουμε τις ερήμην τιμές αντοχής υλικών (σκυροδέματος, χάλυβα και τοιχοπληρώσεων) σύμφωνα με την παράγραφο Σ3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα πρέπει να ορίσουμε την στάθμη οξοποίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) ως «ανεκτή». Σε συνδυασμό με την χρονολογία κατασκευής του κτηρίου έχουμε από το παράρτημα 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τους παρακάτω πίνακες

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{cm} (MPa)$	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{ck} (MPa)$
...<1954	10	6
1954<...<1985	12	8
1985<...<1995	16	12
1995<...	20	16

Πίνακας 6.9: Ερήμην τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Όνομαστική» Μέση τιμή $f_{ym}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{yk}$ (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Πίνακας 6.10: Ερήμην τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού

#### 6.4 Ρύθμιση παραμέτρων στο P.A.Φ.

Μετά από την θεωρητική παρουσίαση των βημάτων και των παραμέτρων που πρέπει να λάβουμε υπόψη μας κατά την εφαρμογή του ΚΑΝΕΠΕ, ακολουθεί η εφαρμογή τους στο λογισμικό που χρησιμοποιούμε. Οι ρυθμίσεις αυτές παρουσιάζονται στις εικόνες 4.1 και 4.2 που ακολουθούν.

<b>Κανονισμός - Επίπεδο γνώσης κατασκευής - Αντοχές μελών</b>	
Επίλυση για Αποτίμηση/Ενισχύσεις Υφιστάμενης Κατασκευής	ΝΑΙ
Κανονισμός:	ΚΑΝ.ΕΠΕ.
ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χωρίς Ικανοτικό-Στάθμη επιτελεστικότητας A	ΟΧΙ
Τιμές Υλικών:	Μέσες Τιμές μείον Τυπική Απόκλιση
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ=	ΣΑΔ 1 - Ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
$\gamma_c$ =	1.45
$\gamma_s$ =	1.25
Κατηγορία συντελεστή $\gamma_{Sd}$ :	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
<input checked="" type="checkbox"/> Ελαστική ανάλυση για αποτίμηση με επαύξηση του $\gamma_{Sd}$ κατά 0.15	
Συντελεστής $\gamma_{Sd}$ =	1.15
<b>Επίδοση - Επιτελεστικότητα Κτηρίου</b>	
Επίπεδο Επιτελεστικότητας:	C - Όιονεί Κατάρρευση
Περίοδος Επαναφοράς TR:	TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια
<b>Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς</b>	
Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς	q - καθολικός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς
<b>Επιλογές Ελέγχων Επάρκειας</b>	
Υπολογισμός Αντοχής σε Τέμνουσα με:	ΚΑΝ.ΕΠΕ. (παρ. 7Γ)

Εικόνα 6.1: Ρύθμιση παραμέτρων στο P.A.Φ.

Ιδιότητα	Τιμή
Όνομα	Ευρωκώδικες
<b>Κατηγορία Πλαστιμότητας</b>	
Κατηγορία Πλαστιμότητας	Κ.Π.Μ.
<b>Είδος Φάσματος</b>	
Είδος Φάσματος	Σχεδιασμού
kw=	1.00
q0=	1.70
q=	1.70
qn=	1.50
Τύπος Φάσματος	Τύπος 1
<b>Σπουδαιότητα</b>	
Κατηγορία Σπουδαιότητας	II
γl=	1
v=	0.5
<b>Δευτερεύοντα Στοιχεία</b>	
Ποσοστό δυσκαμψίας δευτ. ...	25% - ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ελαστική Ανάλυση
<b>μη-Φέροντα Στοιχεία-Περιορισμός βλαβών</b>	
Είδος μη-Φερόντων Στοιχείων	Κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από Ψαθυρό Υλ...
α=	0.005
Στάθμη dr =	1.5 %·Hor
<b>Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους</b>	
Σεισμική Ζώνη	Z2
αgR/g=	0.24
αgR/g=	0.168

Εικόνα 6.2: Ρύθμιση συντελεστή επιτάχυνσης εδάφους (στόχος Γ1 Και πίνακας 4.2 καν.επε.)  
 $\alpha_g' = 0,7 * \alpha_g = 0,7 * 0,24 = 0,168$

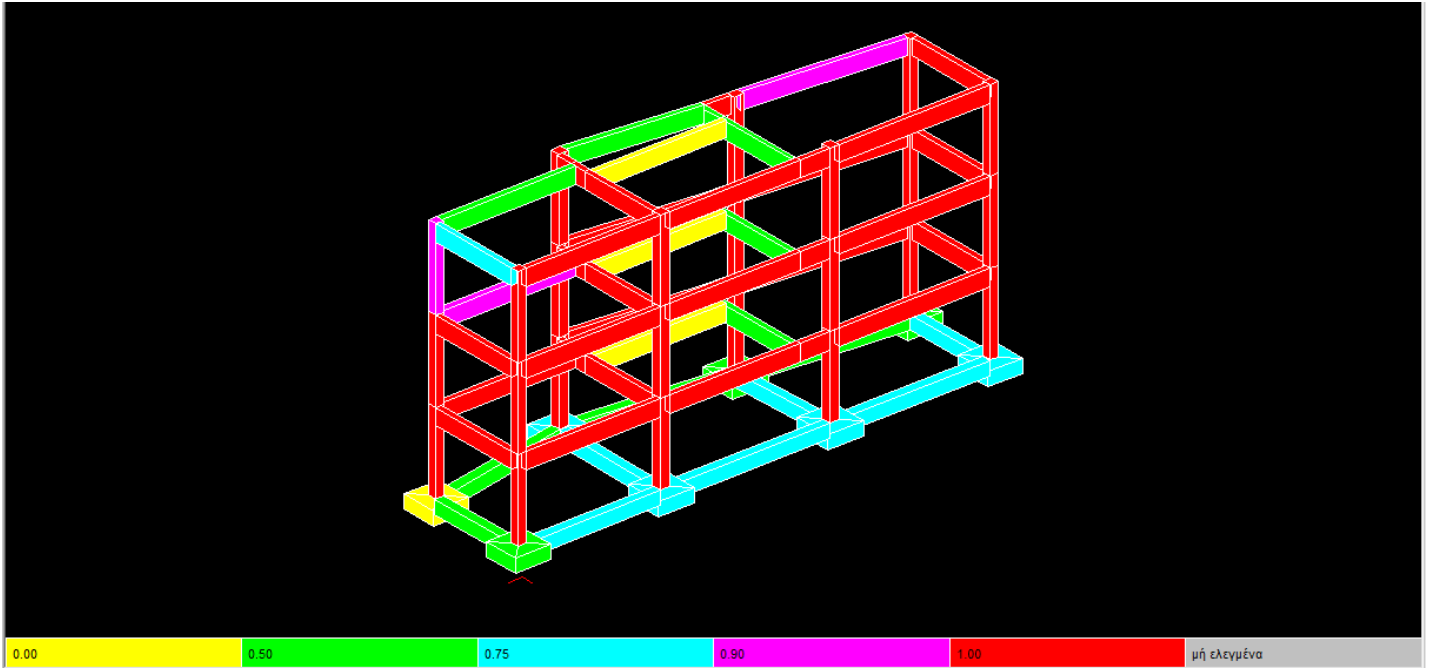
Στην συνέχεια γίνεται η ανάλυση με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τις ρυθμίσεις που παρουσιάσαμε, υπολογίζονται τα εντασιακά μεγέθη και τέλος εκτελείται ο έλεγχος επάρκειας των δομικών μελών του προσομοιώματος.

## 6.5 Αποτελέσματα Επάρκειας

Μετά την εφαρμογή των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων επάρκειας των δομικών μελών του κτηρίου. Αρχικά θα δούμε συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα και στην συνέχεια λίγο πιο αναλυτικά για ένα περιμετρικό υποστύλωμα διατομής 30X30, για ένα από τα εσωτερικά υποστυλώματα διατομής 35X35 και για μία δοκό.

### 6.5.1 Συγκεντρωτική αποτελέσματα

Με αυτά τα απλά βήματα που περιγράψαμε στην προηγούμενη παράγραφο, το Ρ.Α.Φ. μας έδωσε τα αποτελέσματα επάρκειας των δομικών στοιχείων του κτηρίου. Στην εικόνα 6.3 έχουμε μία συγκεντρωτική εικόνα που ακόμα και με μία γρήγορη ματιά παίρνουμε πολλές πληροφορίες. Βλέπουμε τις εκτεταμένες αστοχίες των περισσότερων δομικών μελών που με βάση το χρώμα που έχει αποδοθεί γνωρίζουμε και τον λόγο επάρκειας κάθε μέλους.



Εικόνα 6.3: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επάρκειας με χρωματική απεικόνιση

Στην συνέχεια στις εικόνες 6.4. και 6.5 βλέπουμε πιο αναλυτικά, αριθμητικά αυτή την φορά και μορφή πινάκων τους λόγους επάρκειας κάθε δομικού μέλους και για κάθε έλεγχο που εκτέλεσε το λογισμικό.

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων							
α/α	Όνομα	Ανηγγμένο Αξονικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κόμβου
1	Υ7-Σ1	✓ 0.48	✗ 1.68	✗ 1.62	✓ 0.12	✗ 1.18	---
2	Υ6-Σ1	✓ 0.68	✗ 1.27	✗ 1.79	✓ 0.38	✗ 1.25	---
3	Υ5-Σ1	✓ 0.81	✗ 1.26	✗ 1.83	⚠ 0.90	✗ 1.27	---
4	Υ8-Σ1	✓ 0.38	✗ 1.63	✗ 1.69	✓ 0.12	✗ 1.75	---
5	Υ3-Σ1	✓ 0.66	✗ 2.31	✗ 1.55	✓ 0.37	✗ 1.78	---
6	Υ4-Σ1	✓ 0.47	✗ 1.56	✗ 1.54	✓ 0.10	✗ 1.75	---
7	Υ1-Σ1	✓ 0.62	✗ 1.52	✗ 1.56	✓ 0.35	✗ 1.50	---
8	Υ2-Σ1	✓ 0.81	✗ 2.14	✗ 1.55	⚠ 0.97	✗ 1.48	---
9	Υ7-Σ2	✓ 0.29	✗ 1.74	✗ 1.39	---	✗ 1.17	---
10	Υ6-Σ2	✓ 0.45	✗ 1.06	✗ 1.83	---	✗ 1.31	---
11	Υ5-Σ2	✓ 0.51	✗ 1.15	✗ 1.85	---	✗ 1.34	---
12	Υ8-Σ2	✓ 0.25	✗ 1.47	✗ 1.48	---	✗ 2.00	---
13	Υ3-Σ2	✓ 0.39	✗ 2.30	✗ 1.47	---	✗ 1.64	---
14	Υ4-Σ2	✓ 0.27	✗ 1.38	✗ 1.34	---	✗ 1.64	---
15	Υ1-Σ2	✓ 0.38	✗ 1.60	✗ 1.46	---	✗ 1.52	---
16	Υ2-Σ2	✓ 0.50	✗ 2.32	✗ 1.55	---	✗ 1.49	---
17	Υ7-Σ3	✓ 0.13	✗ 1.42	✗ 1.16	---	---	---
18	Υ6-Σ3	✓ 0.23	✓ 0.72	✗ 1.35	---	---	---
19	Υ5-Σ3	✓ 0.24	✓ 0.80	✗ 1.40	---	---	---
20	Υ8-Σ3	✓ 0.13	✗ 1.02	✗ 1.25	---	---	---
21	Υ3-Σ3	✓ 0.15	✗ 1.38	✗ 1.18	---	---	---
22	Υ4-Σ3	✓ 0.11	✓ 0.87	⚠ 0.92	---	---	---
23	Υ1-Σ3	✓ 0.16	✗ 1.19	✗ 1.18	---	---	---
24	Υ2-Σ3	✓ 0.21	✗ 1.55	✗ 1.25	---	---	---

Εικόνα 6.4: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επάρκειας υποσλωμάτων

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών					Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών				
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη	α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη
1	Δ6-Σ1	✘ 2.28	✘ 1.63	✔ 0.00	25	Δ4-Σ2	✘ 1.51	✘ 1.36	✔ 0.00
2	Δ7-Σ1	✘ 2.16	✘ 1.18	✔ 0.00	26	Δ10_1-Σ2	✔ 0.64	✔ 0.56	✔ 0.00
3	Δ10_2-Σ1	✔ 0.64	✔ 0.67	✔ 0.00	27	Δ326-Σ2	✔ 0.20	✔ 0.26	✔ 0.00
4	Δ9-Σ1	✘ 1.68	⚠ 0.96	✔ 0.00	28	Δ1-Σ2	✘ 1.18	⚠ 0.92	✔ 0.00
5	Δ329-Σ1	✘ 2.35	✔ 0.77	✘ 11.80	29	Δ13_1-Σ2	✘ 1.95	✔ 0.62	✔ 0.00
6	Δ14-Σ1	✘ 1.20	✔ 0.82	✔ 0.00	30	Δ330-Σ2	✘ 2.43	✘ 1.75	✘ 14.37
7	Δ324-Σ1	✘ 2.05	✘ 1.08	✔ 0.00	31	Δ331-Σ2	✘ 2.81	✔ 0.76	✔ 0.00
8	Δ13_2-Σ1	✘ 1.48	✔ 0.51	✘ 3.67	32	Δ332-Σ2	✘ 1.05	✔ 0.70	✔ 0.00
9	Δ4-Σ1	✘ 1.96	✘ 1.36	✔ 0.00	33	Δ6-Σ3	✘ 1.31	✘ 1.62	✔ 0.00
10	Δ10_1-Σ1	✔ 0.64	✔ 0.56	✔ 0.00	34	Δ7-Σ3	✔ 0.86	✘ 1.18	✔ 0.00
11	Δ326-Σ1	✔ 0.20	✔ 0.26	✔ 0.00	35	Δ10_2-Σ3	✔ 0.63	✔ 0.67	✔ 0.00
12	Δ1-Σ1	✘ 1.47	⚠ 0.92	✔ 0.00	36	Δ9-Σ3	✔ 0.89	⚠ 0.96	✔ 0.00
13	Δ13_1-Σ1	✘ 2.21	✔ 0.62	✔ 0.00	37	Δ329-Σ3	✘ 1.11	✔ 0.76	✘ 2.35
14	Δ330-Σ1	✘ 2.93	✘ 1.77	✘ 8.26	38	Δ14-Σ3	✔ 0.51	✔ 0.57	✔ 0.00
15	Δ331-Σ1	✘ 3.17	✔ 0.78	✔ 0.00	39	Δ324-Σ3	✘ 1.22	✘ 1.08	✔ 0.00
16	Δ332-Σ1	✘ 1.43	✔ 0.89	✔ 0.00	40	Δ13_2-Σ3	✔ 0.57	✔ 0.49	✘ 1.08
17	Δ6-Σ2	✘ 1.85	✘ 1.58	✔ 0.00	41	Δ4-Σ3	⚠ 0.95	✘ 1.36	✔ 0.00
18	Δ7-Σ2	✘ 1.85	✘ 1.18	✔ 0.00	42	Δ10_1-Σ3	✔ 0.64	✔ 0.56	✔ 0.00
19	Δ10_2-Σ2	✔ 0.64	✔ 0.67	✔ 0.00	43	Δ326-Σ3	✔ 0.20	✔ 0.26	✔ 0.00
20	Δ9-Σ2	✘ 1.35	⚠ 0.96	✔ 0.00	44	Δ1-Σ3	✔ 0.55	✔ 0.83	✔ 0.00
21	Δ329-Σ2	✘ 1.80	✔ 0.76	✘ 2.57	45	Δ13_1-Σ3	✘ 1.04	✔ 0.64	✔ 0.00
22	Δ14-Σ2	⚠ 0.99	✔ 0.74	✔ 0.00	46	Δ330-Σ3	✘ 1.69	✘ 1.77	✘ 11.35
23	Δ324-Σ2	✘ 1.75	✘ 1.09	✔ 0.00	47	Δ331-Σ3	✘ 1.41	✔ 0.76	✔ 0.00
24	Δ13_2-Σ2	✘ 1.33	✔ 0.51	✘ 35.54	48	Δ332-Σ3	✔ 0.57	✔ 0.45	✔ 0.00

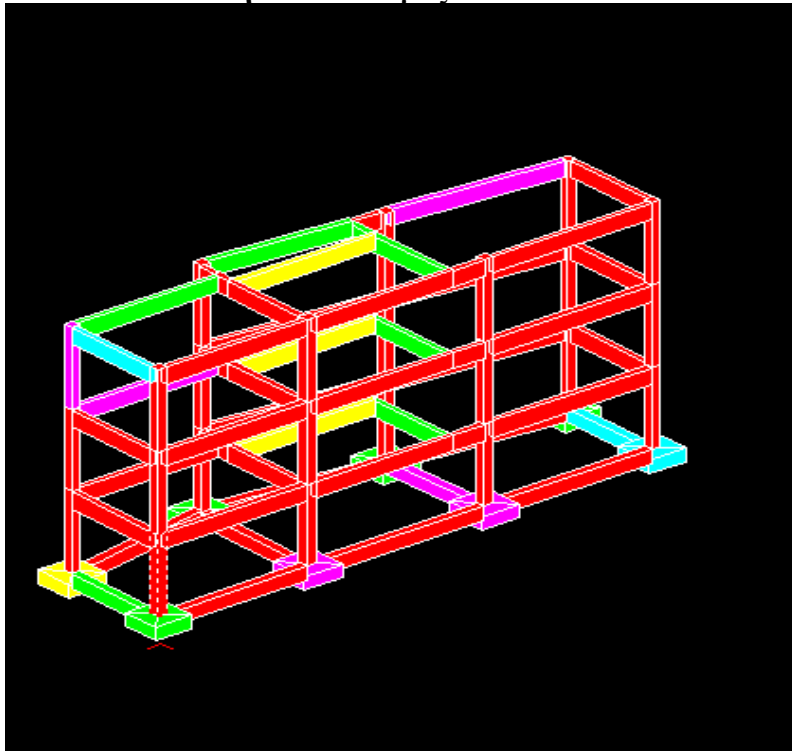
Εικόνα 6.5: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επάρκειας δοκών

Συγκεντρωτικά αστοχούν σε κάμψη 21 από τα 24 υποστυλώματα και σε διάτμηση 23 από τα 24. Μάλιστα και τα 3 υποστυλώματα που δεν αστοχούν σε κάμψη βρίσκονται στην στάθμη 3 και γενικά όπως άλλωστε είναι λογικό και αναμενόμενο καταπονούνται λιγότερο τα υποστυλώματα της υψηλότερης στάθμης.

Όσον αφορά τις δοκούς αστοχούν σε κάμψη 31 από τους 48 και σε διάτμηση 15 από τους 48. Πιο αναλυτικά στην στάθμη 1 αστοχούν σε κάμψη τα 13 από τα 16 υποστυλώματα και τα σε διάτμηση τα 5. Στην στάθμη 2 αστοχούν σε κάμψη τα 12 από τα 16 υποστυλώματα και τα σε διάτμηση τα 5. Στην στάθμη 3 αστοχούν σε κάμψη τα 6 από τα 16 υποστυλώματα και τα σε διάτμηση τα 5.

Στην συνέχεια θα παρουσιάσουμε πιο αναλυτικά τα αποτελέσματα για κάποια χαρακτηριστικά μέλη του κτηρίου.

### 6.5.2 Αναλυτικά Παρουσίαση Υ1-Σ1 Θέση και Οπλισμός



● S400  
● S220

**4φ20**

Όνοματολογία - Συνδεσμολογία	
Όνομα	Υ1
Είδος	Υποσύλωμα
Κατηγορία Στοιχείου	Υφιστάμενο
Στάθμη	Σ1
Κόμβος Αρχής	K1-Σ1
Κόμβος Τέλους	K1-Θ
Δευτερεύον στοιχείο	ΟΧΙ
Διατομή - Διάταξη Οπλισής	
Διατομή	R30/30
Διάταξη Οπλισής	E2010
Υλικό	B225
Γωνία φ=	0°

### Επάρκεια

#### Παράθυρο Εργασίας 1

📄 Κείμενο Αποτελεσμάτων
↔ Συγχρονισμός
👉 Επιλεγμένα Όλα
❓ Συντομογραφίες

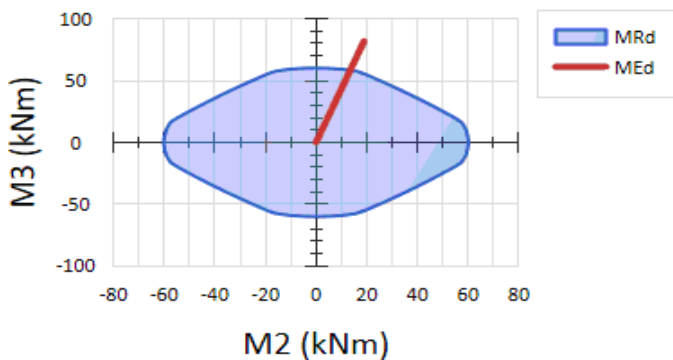
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων

α/α	Όνομα	Ανηγγμένο Αξονικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιγξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου
1	Υ1-Σ1	✔ 0.62	✘ 1.52	✘ 1.56	✔ 0.35	✘ 1.50

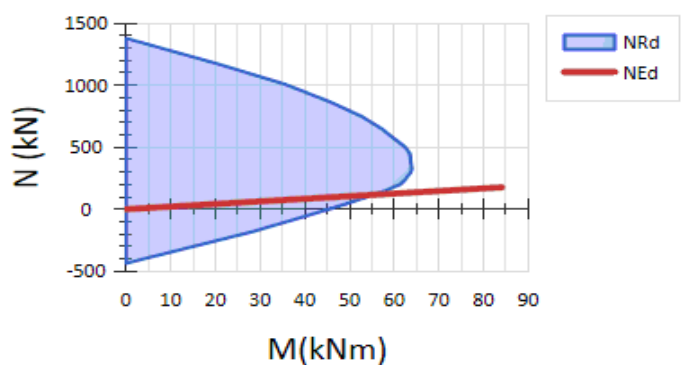
#### Γραφήματα

🌐
📄
📊
🔍
🗑️
🏠 Αρχή
🏠 Τέλος
📄
📄
📄

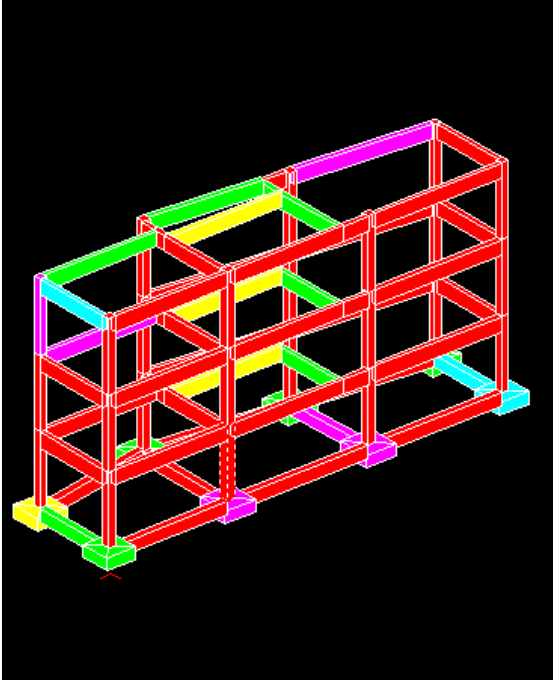
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης M2-M3



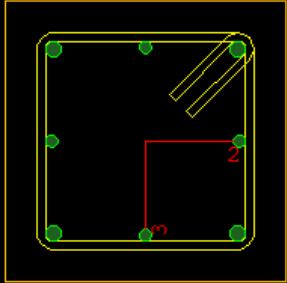
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης M-N



### 6.5.3 Αναλυτικά Παρουσίαση Υ5-Σ1 Θέση και Οπλισμός



4Φ20+4Φ16



S400  
S220

Όνοματολογία - Συνδεσμολογία	
Όνομα	Υ5
Είδος	Υποστύλωμα
Κατηγορία Στοιχείου	Υφιστάμενο
Στάθμη	Σ1
Κόμβος Αρχής	K5-Σ1
Κόμβος Τέλους	K5-0
Δευτερεύον στοιχείο	ΟΧΙ
Διατομή - Διάταξη Οπλισμού	
Διατομή	R35/35
Διάταξη Οπλισμού	RS5
Υλικό	B225

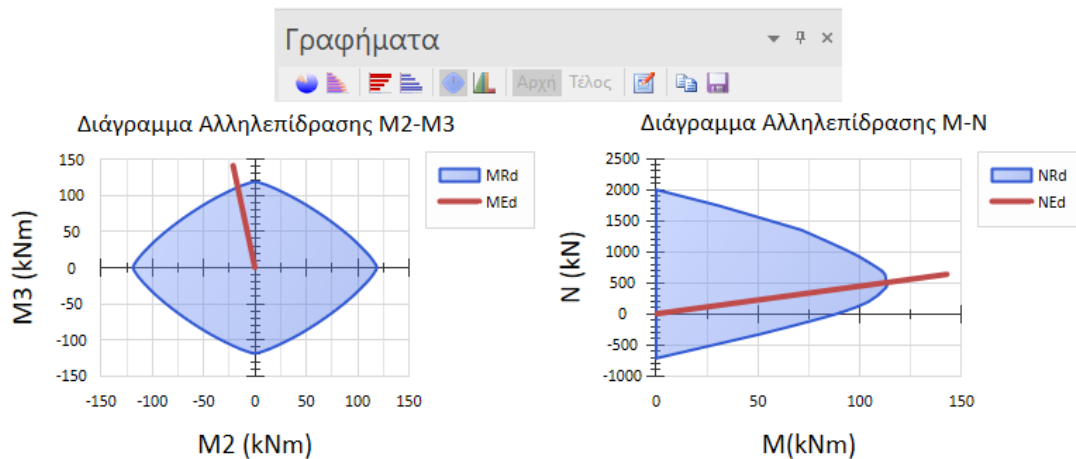
#### Επάρκεια

Παράθυρο Εργασίας 1

Κείμενο Αποτελεσμάτων | Συγχρονισμός | Επιλεγμένα Όλα | Συνομογραφίες

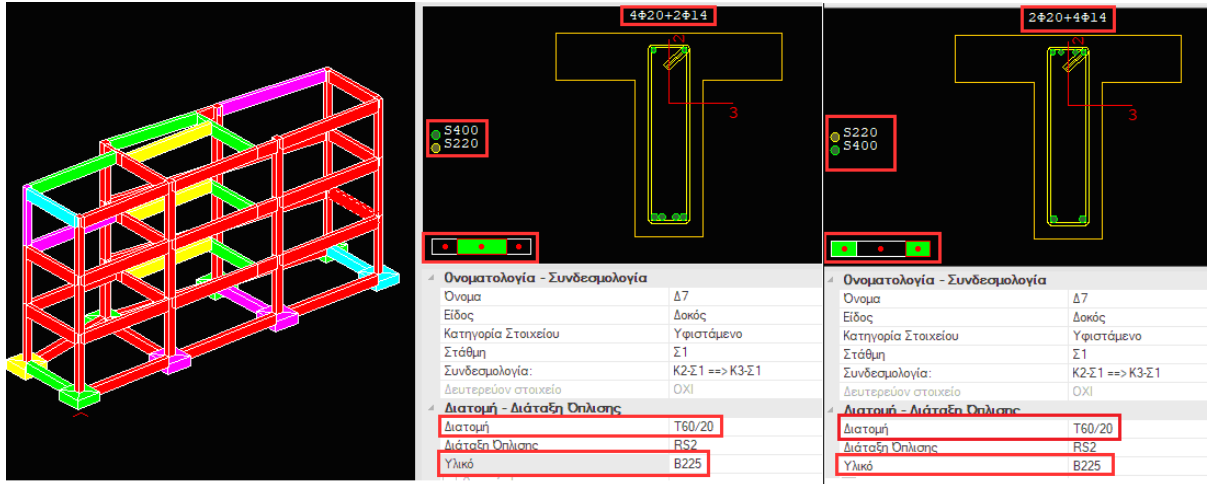
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων

α/α	Όνομα	Ανηγμένο Αξονικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιγξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου
1	Υ5-Σ1	✔ 0.81	✘ 1.26	✘ 1.83	⚠ 0.90	✘ 1.27



### 6.5.4 Αναλυτικά Παρουσίαση Δ7-Σ1

#### Θέση και Οπλισμός



## Επάρκεια

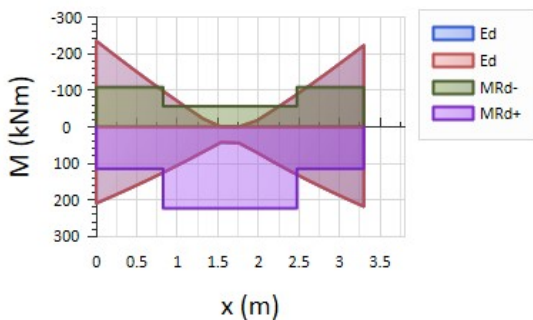
Κείμενο Αποτελεσμάτων Συγχρονισμός Επιλεγμένα Όλα

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών

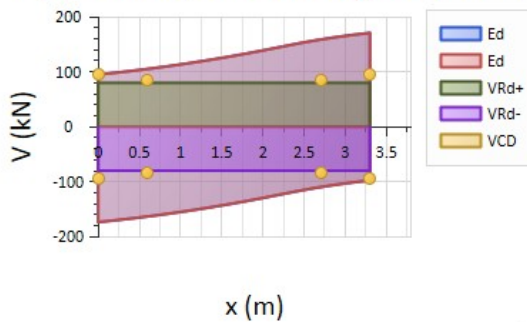
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη
1	Δ7-Σ1	✘ 2.16	✘ 1.18	✔ 0.00



Περιβάλλουσα Δράσεων και Αντοχών Κάμψης



Περιβάλλουσα Δράσεων και Αντοχών Ίεμνουσας



## 6.6 Συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάσαμε τα βήματα και τις αποφάσεις που πρέπει να λάβει ο μελετητής μηχανικός κατά την εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην συνέχεια εφαρμόσαμε την ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς  $q$  και τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν ότι το κτήριο παρουσιάζει σειρά αστοχιών και κρίνεται απαραίτητη η ενίσχυση του.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Εφαρμογή ενισχύσεων**

### **7.1 Εισαγωγή**

Μετά την αποτίμηση του κτηρίου με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής φασματικής ανάλυσης, έχουμε τα δεδομένα επάρκειας ή ανεπάρκειας για κάθε δομικό στοιχείο (δοκοί και υποστυλώματα). Έχουμε καταλήξει ότι καθώς έχουμε ταυτόχρονη αστοχία σε κάμψη και διάτμηση και ότι τα δομικά στοιχεία δεν είναι ικανά να παραλάβουν τα σεισμικά φορτία θα χρησιμοποιήσουμε σαν μέθοδο ενίσχυσης την αύξηση των διατομών με την προσθήκη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος.

### **7.2 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης**

Έχοντας ολοκληρώσει την αποτίμηση του κτηρίου λαμβάνουμε υπόψη τα συμπεράσματα που έχουν προκύψει και την έκταση των βλαβών και πρέπει να πάρουμε αποφάσεις σχετικά με την στρατηγική ενίσχυσης που θα ακολουθήσουμε. Στόχος μας θα είναι η ελαχιστοποίηση του κόστους και της όχλησης των κατοίκων αλλά και η επιτυχής αποκατάσταση των βλαβών και η τήρηση των απαιτήσεων και των κανόνων που απορρέουν από τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Γενικά στόχος των επεμβάσεων είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φέρον οργανισμού του κτηρίου, η ικανότητα των μελών να παραλαμβάνουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις αλλά και να δημιουργηθούν συνθήκες σεισμικής μόνωσης του κτηρίου. Όλα αυτά όμως θα πρέπει να γίνουν χωρίς να ξεχνάμε τα διαθέσιμα μέσα που υπάρχουν και αφορούν τους διαθέσιμους οικονομικούς πόρους και τις κοινωνικές ανάγκες. Πιο συγκεκριμένα εκτός από το άμεσο κόστος θα πρέπει να λαμβάνουμε υπόψη και το μελλοντικό κόστος σε σχέση με την αξία που θα έχει το κτήριο, την ύπαρξη ή όχι ικανού και εξειδικευμένου προσωπικού που θα εξασφαλίζει την ποιότητα και την ταχύτητα εκτέλεσης των εργασιών κι τέλος την διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας του κάθε κτηρίου και την καλή αισθητική των παρεμβάσεων.

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη όλα τα παραπάνω θα επιλέξουμε τις κατάλληλες επεμβάσεις έχοντας πάντα υπόψη και τις πιθανές συνέπειες στην θεμελίωση, ενώ σκοπός μας είναι η συνολική βελτίωση της απόκρισης κτηρίου στις σεισμικές δράσεις.

Οι πιο συνηθισμένες επεμβάσεις που επιλέγονται είναι η συνολική ή η επί μέρους ενίσχυση των υφιστάμενων δομικών στοιχείων, επίσης μπορούμε να κατασκευάσουμε νέα δομικά στοιχεία που θα παραλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων. Πολύ σημαντική ενίσχυση είναι και η επίτευξη καλύτερης περισφιγξης των υφισταμένων μελών με συνδετήρες, μεταλλικές πλάκες ή ινοπλισμένα πολυμερή, αυξάνοντας έτσι την μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης. Τέλος έχουμε την δυνατότητα να μειώσουμε την μάζα του με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του, επιτυγχάνοντας τον τρόπο αυτό την μείωση των σεισμικών απαιτήσεων.

Κάποιες δευτερεύουσες αλλά εξίσου σημαντικές αποφάσεις που πρέπει να ληφθούν κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων, αφορούν θέματα όπως το αν θα υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή αν απαιτείται η εκκένωση του για κάποιο διάστημα, αν αξίζει να προχωρήσουμε στις επεμβάσεις ή αν είναι προτιμότερο να κατεδαφιστεί το υπό μελέτη κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, και τέλος με ποια σειρά θα γίνουν οι προτεινόμενες παρεμβάσεις και αν θα γίνουν όλες μαζί ή αν θα γίνουν σε κάποιο χρονικό ορίζοντα.

### **7.3 Μέθοδοι ενίσχυσης στο Ρ.Α.Φ.**

Το λογισμικό που χρησιμοποιούμε προσφέρει αρκετές επιλογές ενίσχυσης του κτηρίου, επιλέγοντας είτε την βελτίωση των δυνατοτήτων των υφιστάμενων δομικών μελών είτε τη προσθήκη νέων. Οι επιλογές αυτές παρουσιάζονται στην συνέχεια.

#### **7.3.1 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος**

Εφαρμόζονται σε υποστυλώματα, δοκούς, πλάκες και πέδιλα θεμελίωσης για την αύξηση της καμπτικής αντοχής και της δυσκαμψίας τους, όπου με την κατάλληλη διάταξη βλήτρων γίνεται η συρραφή του νέου σκυροδέματος με το παλιό και οι νέες διατομές των ενισχυμένων στοιχείων λαμβάνονται ως μονολιθικές.

#### **7.3.2 Εμφάνωση Πλαισίων**

Εφαρμόζονται εμφανωμένα τοιχώματα σε υφιστάμενα πλαίσια κτηρίων, με την τοποθέτησή τους ανάμεσα σε δύο κατακόρυφα υποστυλώματα όπου επιτυγχάνεται η αύξηση της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων, αλλά και η βελτίωση της ικανότητας του κτηρίου σε όρους τέμνουσας βάσης-μετατόπισης. Τα τοιχώματα συρράπτονται στα φατώματα των πλαισίων με τα απαραίτητα βλήτρα.

#### **7.3.3 Παράπλευρα Τοιχώματα**

Τοποθετούνται νέα τοιχώματα παράπλευρα και σε συρραφή με το υφιστάμενο πλαίσιο. Η συρραφή των υποστυλωμάτων και των δοκών με το τοίχωμα πραγματοποιείται και πάλι μέσω ειδικά τοποθετημένων βλήτρων.

#### **7.3.4 Μεταλλικοί Κλωβοί**

Εφαρμόζονται σε ορθογωνικά υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελούνται από γωνιακές σιδηροδοκούς στις τέσσερις γωνίες του υποστυλώματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα τα οποία συγκολλούνται πάνω στις γωνιακές σιδηροδοκούς. Η τοποθέτησή τους έχει ως στόχο την περίσφιξη του ενισχυμένου υποστυλώματος, την αύξηση της διατμητικής αντοχής του, κι εφόσον εξασφαλίζεται η συνέχεια των γωνιακών ελασμάτων μεταξύ των ορόφων και η επαρκής αγκύρωσή τους στη θεμελίωση, την αύξηση της δυσκαμψίας και της καμπτικής αντοχής του.

#### **7.3.5 Ελάσματα ΙΟΠ ή χάλυβα**

Εφαρμόζονται σε δοκούς, στο κάτω πέλμα της διατομής με κύρια λειτουργία την αύξηση της καμπτικής αντοχής του ανοίγματος της δοκού. Το ΡΑΦ διαθέτει πλήρη βιβλιοθήκη των υλικών των εταιρειών Sika και Mapei κι εφόσον ο μηχανικός το επιθυμεί έχει τη δυνατότητα να εισάγει νέα υλικά στο πρόγραμμα.

#### **7.3.6 Υφάσματα ΙΟΠ**

Εφαρμόζονται σε υποστυλώματα και δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος. Για τα μεν υποστυλώματα συνεισφέρουν στην περίσφιξη και στην αύξηση της διατμητικής αντοχής τους, ενώ για τις δοκούς η συγκεκριμένη ενίσχυση χρησιμοποιείται για την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους έναντι τέμνουσας. Το ΡΑΦ διαθέτει πλήρη βιβλιοθήκη των υλικών των εταιρειών Sika και Mapei κι εφόσον ο μηχανικός το επιθυμεί έχει τη δυνατότητα να εισάγει νέα υλικά στο πρόγραμμα.

## 7.4 Εφαρμογή Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

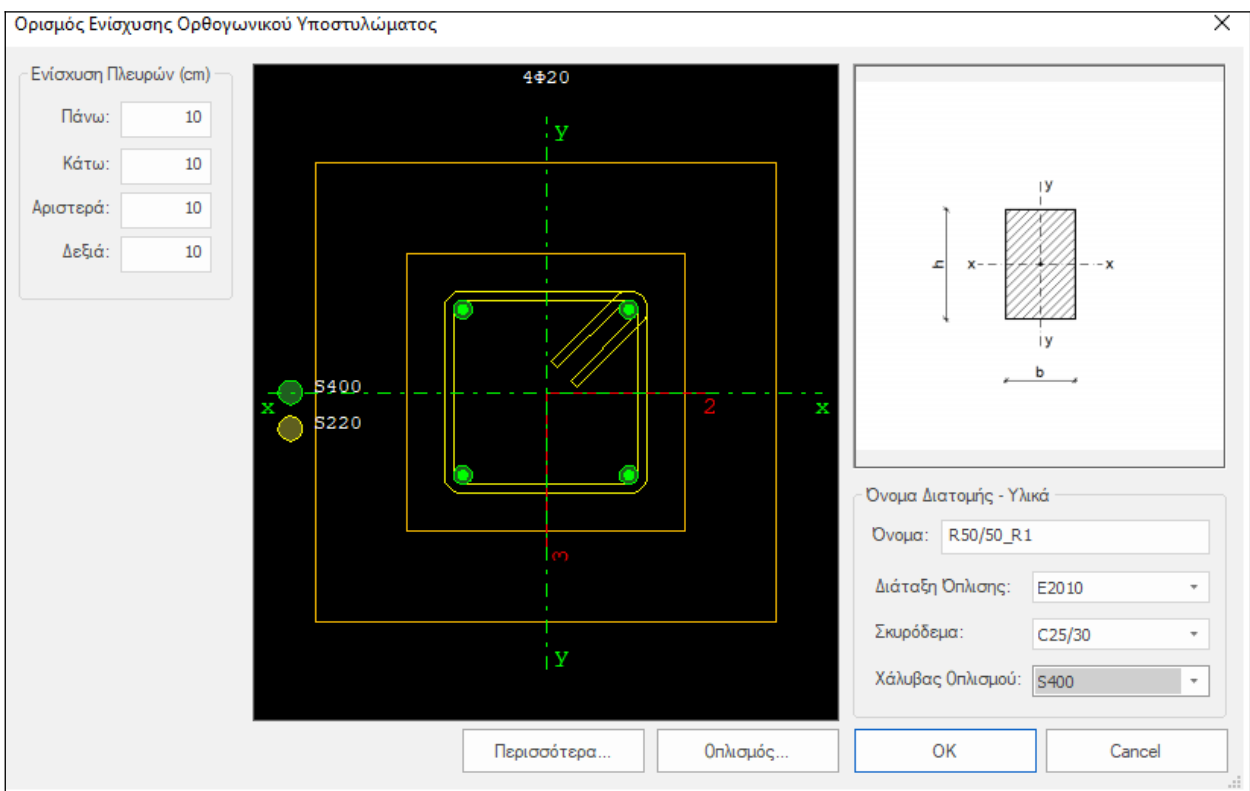
Η μελέτη αποτίμησης του κτηρίου έδειξε ότι τα περισσότερα δομικά στοιχεία αστοχούν συγχρόνως σε κάμψη και σε διάτμηση. Αυτό οφείλεται και στο γεγονός ότι λόγω της ημερομηνίας κατασκευής του κτηρίου οι διατομές ειδικά το υποστυλωμάτων είναι πολύ μικρές και ως εκ τούτου το κτήριο παρουσιάζει πολύ μικρή δυσκαμψία. Στόχος λοιπόν των ενισχύσεων είναι να αυξηθεί η δυσκαμψία του κτηρίου και να βελτιωθεί η σεισμική του ικανότητα.

Για τον σκοπό αυτόν επιλέξαμε να ενισχύσουμε το κτήριο συνολικά με την μέθοδο των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Τα υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε είναι σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 και χάλυβας για τις ράβδους οπλισμών, των συνδετήρων και των βλήτρων ποιότητας B500c.

Όσον αφορά την γεωμετρία των ενισχύσεων επιλέξαμε μανδύα πάχους 10 εκατοστών σε κάθε πλευρά των περιμετρικών υποστυλωμάτων και 12,5 εκατοστών σε κάθε πλευρά των εσωτερικών υποστυλωμάτων, ενώ για τις δοκούς επιλέξαμε μανδύα πάχους 7 εκατοστών.

### 7.4.1 Ενίσχυση περιμετρικών υποστυλωμάτων

Στην παρακάτω εικόνα βλέπουμε την διατομή του αρχικού υποστυλώματος με τον υφιστάμενο οπλισμό και την επιλογή ενίσχυσης με νέο σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και πάχους 10 εκατοστών σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος.



Εικόνα 7.1: Προσθήκη περιμετρικού μανδύα πάχους 10cm ποιότητας C25/30

Στην συνέχεια έχουμε την προσθήκη του νέου οπλισμού (εικόνα 7.2) ο οποίος θα είναι ποιότητας B500c και θα αποτελείται από 8 ράβδους  $\Phi 20$ , περιμετρικά του υποστυλώματος και συνδετήρες  $\Phi 10$  ανά 10 εκατοστά στην κρίσιμη περιοχή και ανά 20 εκατοστά στην μη κρίσιμη περιοχή. Επίσης έχουμε επικάλυψη τεσσάρων εκατοστών.

Δεδομένα Οπλισμού Διατομής R50/50\_R ( Υποστύλωμα )

α/α	Όνομα	Χάλυβας		Επικάλυψη c [cm]	Περ/κός Συνδ.	Τετραγωνίδια Κανάβου για:		Οπλισμός Περιοχής As [cm <sup>2</sup> (%Ac)]
		Ράβδ.	Συνδ.			Φ	w mm	
1	E2010	S400	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	12.6cm <sup>2</sup> (5.02o/oo)
2	M201610	S220	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	20.6cm <sup>2</sup> (8.24o/oo)
3	B2010	S220	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	25.1cm <sup>2</sup> (10.05o/oo)
4	RS1	S400	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	12.6cm <sup>2</sup> (5.02o/oo)

Διαμόρφωση Επιλεγμένης Διάταξης Οπλισμού με Ράβδους & Συνδετήρες: Ελάχιστα - Μέγιστα κατά:  ΕΑΚ - ΕΚΩΣ  ΕΚ2 - ΕΚ8

**Τοποθέτηση**

Νέα Διάταξη Οπλισμού

Ράβδοι

Προσθήκη B500C

Αλλαγή Φ20

Συνδετήρας ή Σκάρα

Συνδετήρας B500C

Αλλαγή Φ10

Διαγραφή Άκυρο

Διατηρητικός Οπλισμός

Κρίσιμη ανά: 10.0 cm

Μη Κρίσιμη ανά: 20.0 cm

**Απεικόνιση**

Κανάβος Τοποθέτησης

Αξόνες Συμμετρίας

Πρόσθετο Τετραγωνί...

Διαμήκεις Ράβδοι

Συνδετήρες

Περίσφιγξη

Λωρίδες Διάτμησης:

Λωρ-1 (φ=0°)

Λωρ-2 (φ=90°)

OK Cancel

Εικόνα 7.2: Προσθήκη περιμετρικού νέου οπλισμού ποιότητας B500c

Τέλος στην εικόνα 7.3 παρουσιάζουμε την τοποθέτηση βλήτρων για την εξασφάλιση λειτουργίας του νέου στοιχείου ως μία ενιαία διατομή.

**Ιδιότητες Ενίσχυσης**

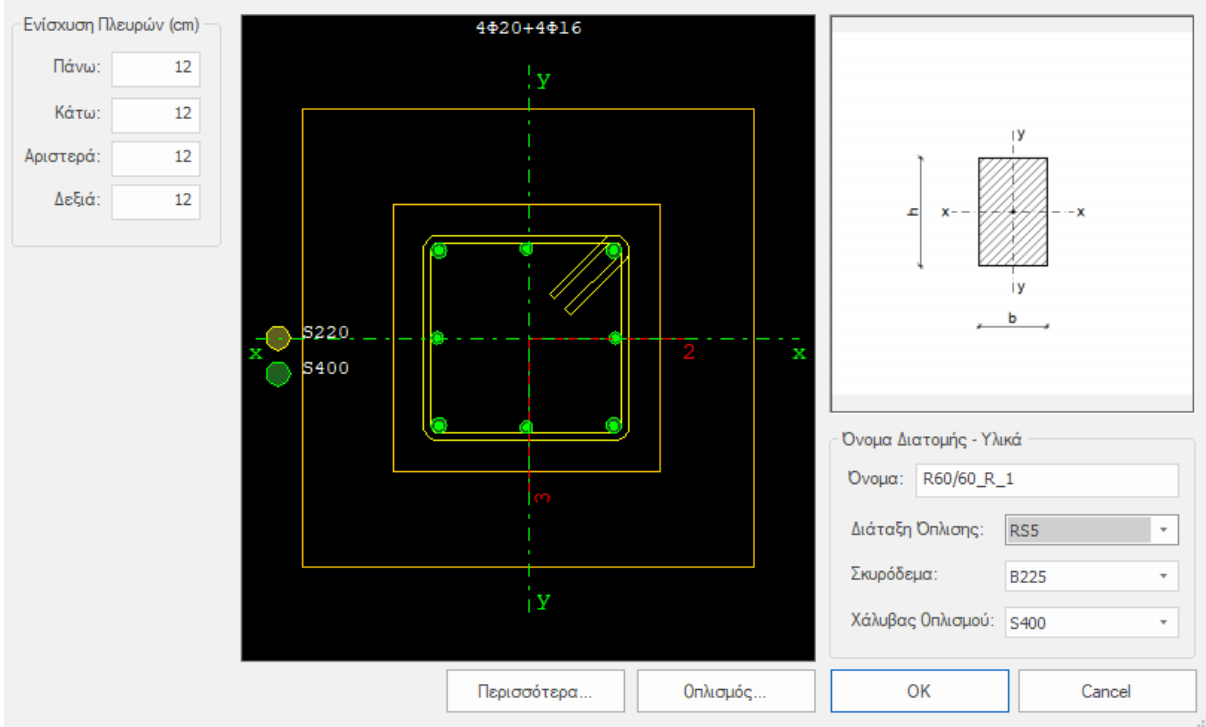
Ποιότητα διεπιφάνειας	k <sub>θγ</sub> = 1.05 - Τραχεία
Βλήτρα Νησίδων	NAI
Επιφάνεια Συρραφής	0 επιφάνειες
Χάλυβας	B500C
Διάμετρος	Φ10
Μήκος Έμπηξης	7.2 cm
Μήκος Κεφαλής	2.4 cm
Πυκνότητα Διαμήκης	20 cm
Πυκνότητα Εγκάρσια	7 cm
Ελάχιστη Πυκνότητα	4 cm
Αναρτήρες	OXI

Εικόνα 7.3: Τοποθέτηση βλήτρων

#### 7.4.2 Ενίσχυση εσωτερικών υποστυλωμάτων

Με παρόμοιο τρόπο (εικόνες 7.4 έως 7.6) έγινε η προσθήκη του μανδύα πάχους 12,5 εκατοστών σε κάθε πλευρά, με αποτέλεσμα η αρχική διατομή των εσωτερικών υποστηλωμάτων να γίνει από 35X35 σε 60 X 60 εκατοστά. Φαίνεται επίσης το υλικό του νέου σκυροδέματος ποιότητας C25/30.

Ορισμός Ενίσχυσης Ορθογωνικού Υποστυλώματος



Εικόνα 7.4: Προσθήκη περιμετρικού μανδύα πάχους 12,5cm ποιότητας C25/30

Δεδομένα Οπλισμού Διατομής R60/60\_R\_1 (Υποστυλώμα)

α/α	Όνομα	Χάλυβας		Επικάλυψη c [cm]	Περ/κός Συνδ. Φ	Τετραγωνίδια Κανάβου για:		Οπλισμός Περιοχής As [cm <sup>2</sup> (%Ac)]
		Ράβδ.	Συνδ.			Φ	w mm	
1	E1610	S220	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	16.1cm <sup>2</sup> (4.47o/oo)
2	M201610	S220	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	20.6cm <sup>2</sup> (5.72o/oo)
3	B2010a	S220	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	25.1cm <sup>2</sup> (6.98o/oo)
4	RS1	S400	S220	4.00	Φ10	Φ20	40.0	20.6cm <sup>2</sup> (5.72o/oo)

Διαμόρφωση Επιλεγμένης Διάταξης Οπλισμού με Ράβδους & Συνδετήρες: Ελάχιστα -Μέγιστα κατά:  ΕΑΚ - ΕΚΩΣ  ΕΚ2 - ΕΚ8

**Τοποθέτηση**

Νέα Διάταξη Οπλισμού:

Ράβδοι: Προσθήκη B500C, Αλλαγή Φ20

Συνδετήρας ή Σχάρα: Συνδετήρας B500C, Φ10

Διατηρητικός Οπλισμός: Κρίσιμη ανά: 10.0 cm, Μη Κρίσιμη ανά: 20.0 cm

**Απεικόνιση**

Κάναβος Τοποθέτησης

Αξόνες Συμμετρίας

Πρόσθετο Τετραγωνί...

Διαμήκεις Ράβδοι

Συνδετήρες

Περίσφιξη

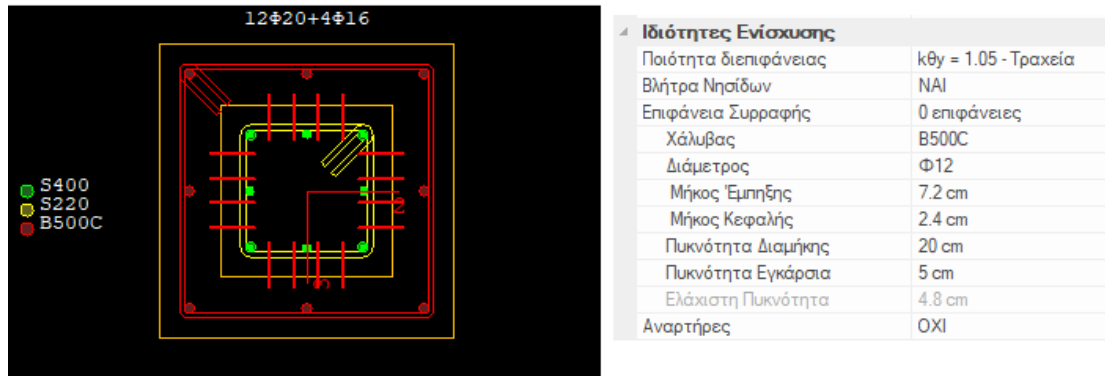
Λωρίδες Διάτμησης:

Λωρ-1 (φ=0°)

Λωρ-2 (φ=90°)

Ac=3600 cm<sup>2</sup>  
 ρmin=1.0% ρmax=4.0% ρ=1.3%  
 Asmin=36.0cm<sup>2</sup> Asmax=144.0cm<sup>2</sup> As=45.7cm<sup>2</sup>

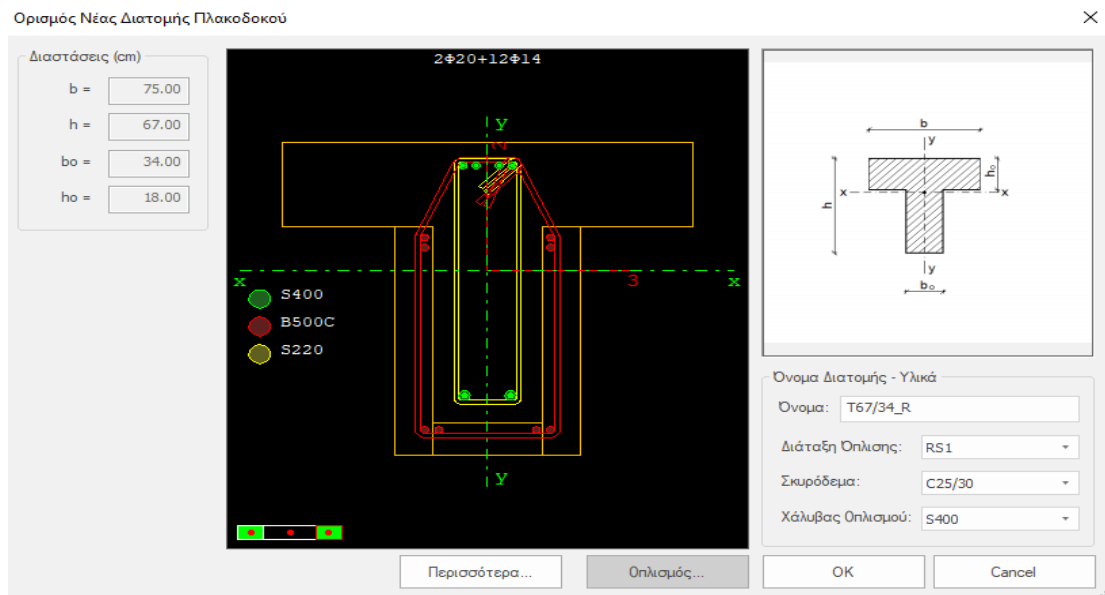
Εικόνα 7.5: Προσθήκη περιμετρικού νέου οπλισμού ποιότητας B500c



Εικόνα 7.6: Τοποθέτηση βλήτρων

### 7.4.3 Ενίσχυση δοκών

Για την ενίσχυση των δοκών που αστοχούν από κάμψη επιλέξαμε ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 7 εκατοστών. Και εδώ οι ποιότητες των υλικών είναι για το σκυρόδεμα C20/25 και για τον χάλυβα B500c.



Εικόνα 7.7: Προσθήκη περιμετρικού μανδύα πάχους 7cm ποιότητας C25/30

Όσον αφορά τον πρόσθετο οπλισμό τοποθετήσαμε 4 ράβδους Φ14 στην κάτω παρεία των δοκών για παραλαβή των θετικών ροπών και 4 ράβδους Φ14 ως άνω οπλισμό για παραλαβή των φορτίων κάμψης στις στηρίξεις. Τέλος προστέθηκαν συνδετήρες Φ08/10.

Να αναφέρουμε στο σημείο αυτό κάποιες κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Αρχικά στην παρακάτω εικόνα (εικόνα 5.8) φαίνονται οι συνδετήρες να έχουν κλείσει και να περιλαμβάνουν και τον υφιστάμενο άνω οπλισμό των δοκών. Φυσικά αυτό δεν είναι δυνατόν κατασκευαστικά και στην πραγματικότητα οι συνδετήρες έχουν αγκιστρωθεί στο σκυρόδεμα της πλάκας σε κατάλληλο μήκος έτσι ώστε να μας επιτρέπει ο κανονισμός να θεωρήσουμε ότι λειτουργούν πλήρως. Επίσης η ενίσχυση των δοκών στην άνω παρεία τους για παραλαβή των αρνητικών ροπών στηρίξεων θα ήταν πιο αποδοτικό να γίνει εντός της υφιστάμενης πλάκας σκυροδέματος. Αυτό βέβαια είναι πολύ δύσκολο και είναι προτιμότερο ο οπλισμός να τοποθετηθεί

γωνιακά στην επαφή του κορμού της δοκού με την πλάκα και ως μην εκμεταλλευόμαστε την μέγιστη απόσταση από τον ουδέτερο άξονα της δοκού.

Δεδομένα Οπλισμού Διατομής T67/34\_R ( Δοκός )

α/α	Όνομα	Χάλυβας		Επικάλυψη		Διαδιαγώνιος (αν απαιτείται)		Περ/κόσ Συνδ.	Τετραγωνίδια Καναβού για:			Περιοχή Οπλισής		Οπλισμός Περιοχής
		Ραβδ.	Συνδ.	c	cp	-	Φ		Φ	w	x1	x2	As [cm <sup>2</sup> (%Ac)]	
1	E1408	S220	S220	4.00	3.50	4	Φ12	Φ08	Φ06	20.0	75.0	100.0	9.4cm <sup>2</sup> (3.13o/oo)	
2	M1608	S220	S220	4.00	3.50	4	Φ12	Φ08	Φ06	20.0	75.0	100.0	11.3cm <sup>2</sup> (3.75o/oo)	
3	B1608	S220	S220	4.00	3.50	4	Φ12	Φ08	Φ06	20.0	75.0	100.0	20.2cm <sup>2</sup> (6.69o/oo)	
4	RS1	S400	S220	4.00	3.50	4	Φ12	Φ08	Φ06	20.0	25.0	75.0	28.0cm <sup>2</sup> (9.27o/oo)	

Διαμόρφωση Επιλεγμένης Διάταξης Οπλισής με Ράβδους & Συνδετήρες: Ελάχιστα - Μέγιστα κατά:  EAK - EKΩΣ  EK2 - EK8

Πάνω: 4#20+10#14  $A_{smin}=3.08cm^2$   $A_{smax}=85.27cm^2$   $A_s=9.24cm^2$   
 Κάτω:  $\rho_{min}=0.33%$   $\rho_{max}=4.00%$   $A_{smin}=6.93cm^2$   $A_{smax}=85.27cm^2$   $A_s=18.72cm^2$

Συνολικός Οπλισμός:  $\rho_{max}=4.00%$   $\rho=0.88%$   $A_s=3016cm^2$   $A_{smax}=85.27cm^2$   $A_s=18.72cm^2$

Τοποθέτηση: Νέα Διάταξη Οπλισής  
 Ράβδοι: Προσθήκη B500C, Αλλαγή Φ14  
 Συνδετήρας ή Σκάρα: Συνδετήρας B500C, Αλλαγή Φ08  
 Διαμορφωτής: Διαγραφή, Άκυρο  
 Διαμορφωτικός Οπλισμός: Κρίσιμη ανά: 10.0 cm, Μη Κρίσιμη ανά: 20.0 cm  
 Απεικόνιση:  Κάνοντας Τοποθέτησης,  Αόνοες Συμμετρίας,  Πρόσθετο Τετραγωνί...,  Διαμήκεις Ράβδοι,  Συνδετήρες  
 Λωρίδες Διάτμησης:  Λωρ-1 ( $\varphi=90^\circ$ ),  Λωρ-2 ( $\varphi=0^\circ$ )

Εικόνα 7.8: Προσθήκη νέου οπλισμού ποιότητας B500c

4 Ιδιότητες Ενίσχυσης

Ενσωμάτωση	Καμία
Ποιότητα διεπιφάνειας	k <sub>θγ</sub> = 1.05 - Τραχεία
Βλήτρα Νησίδων	ΝΑΙ
Επιφάνεια Συρραφής	0 επιφάνειες
Χάλυβας	B500C
Διάμετρος	Φ10
Μήκος Έμπεξης	7.2 cm
Μήκος Κεφαλής	2.4 cm
Πυκνότητα Διαμήκης	20 cm
Πυκνότητα Εγκάρσια	5 cm
Ελάχιστη Πυκνότητα	4 cm

Εικόνα 7.9: Τοποθέτηση βλήτρων

## 7.5 Αποτελέσματα Ενισχύσεων

Αφού προσομοιώσαμε τους μανδύες στα υποστυλώματα και στις δοκούς (το ίδιο κάναμε και στην θεμελίωση αλλά δεν παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία) εφαρμόσαμε ξανά την ελαστική δυναμική ανάλυση και τον έλεγχο επάρκειας των δομικών μελών.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα πριν και μετά την ενίσχυση παρατηρούμε ότι υπάρχει μείωση της μέγιστης μετακίνησης και σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης όπως επίσης παρατηρήσαμε αύξηση στην υπεραντοχή. Διαπιστώθηκε δηλαδή ότι με την ενίσχυση του κτηρίου αυξήθηκε η αντοχή του και βελτιώθηκε η συμπεριφορά του. Επιπλέον κανένα δομικό στοιχείο του κτηρίου δεν αστοχεί και ταυτόχρονα ικανοποιούνται και οι ικανοτικοί έλεγχοι.

Το κτήριο πλέον ανταποκρίνεται καλύτερα στα στατικά και σεισμικά φορτία και κρίνεται ως στατικά επαρκές και ασφαλές για την χρήση του. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης των ενισχύσεων παρουσιάζονται στις εικόνες 5.10 έως 5.14.

ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΒΑΣΗΣ ΕΚ8.1 παρ.4.3.3.2.2

---

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ - ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

---


$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{EC8 σχ. 4.5})$$

όπου:

$F_b$  = Σεισμική τέμνουσα βάσης για κάθε οριζόντια διεύθυνση [kN]  
 $T_1$  = Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση [s]  
 $S_d(T_1)$  = Τεταγμένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο  $T_1$  [m/s<sup>2</sup>]  
 $m$  = Συνολική μάζα του κτηρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης [t]  
 $\lambda$  = συντελεστής διόρθωσης [-]  
 = 0.85 εάν  $T_1 < 2 \cdot T_C$  και το κτήριο έχει πάνω από δύο ορόφους  
 = 1.00 σε κάθε άλλη περίπτωση

**ΠΡΙΝ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ**

Θ.Μ.	Διεύθυνση	m	$\lambda$	$T_1$	$S_d(T_1)$	$F_b$
1	x	219.24	0.85	0.53874	2.699	503.00
	y		0.85	0.70871	2.052	382.37

---

**ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ**

Θ.Μ.	Διεύθυνση	m	$\lambda$	$T_1$	$S_d(T_1)$	$F_b$
1	x	287.78	0.85	0.32353	2.908	711.42
	y		0.85	0.47241	2.908	711.42

Εικόνα 7.10: Τέμνουσα βάση πριν και μετά τις ενισχύσεις



4.3.4 Υπολογισμός μετακινήσεων

(1) Εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$ds = qd \cdot de \quad (4.23)$$

όπου:

ds [mm] : είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

qd [-] : είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον  $q$  εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

de [mm] : είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού σύμφωνα με την 3.2.2.5

Η τιμή του ds δεν χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από την τιμή που προσδιορίζεται από το ελαστικό φάσμα.

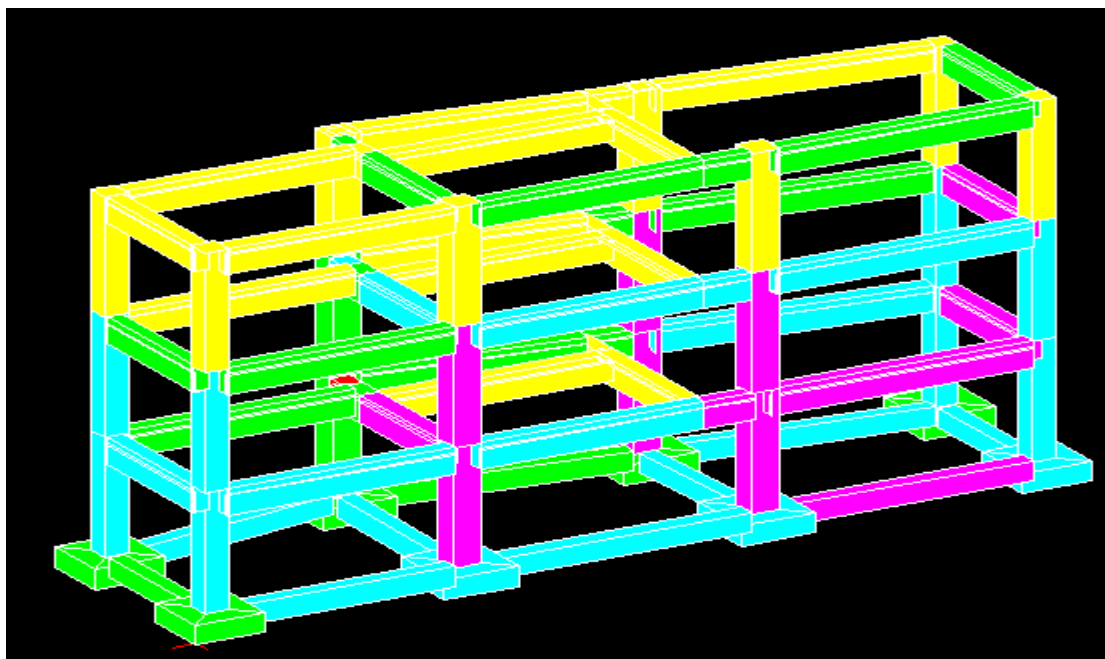
**ΠΡΙΝ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ**

Στάθμη	Κόμβος	Σ.φ.	dsx	dsy	ds
Σ1	K2	1.2 · G+ψ2 · Q-E2	-17.85	-30.92	35.70
Σ2	K2	1.2 · G+ψ2 · Q-E2	-33.38	-61.47	69.95
Σ3	K2	1.2 · G+ψ2 · Q-E2	-42.48	-83.37	93.57

**ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ**

Στάθμη	Κόμβος	Σ.φ.	dsx	dsy	ds
Σ1	K2	1.1 · G+ψ2 · Q-E2	-7.32	-18.70	20.08
Σ2	K2	1.1 · G+ψ2 · Q-E2	-12.98	-36.40	38.65
Σ3	K2	1.1 · G+ψ2 · Q-E2	-16.59	-51.41	54.02

Εικόνα 7.11: Μετακινήσεις πριν και μετά τις ενισχύσεις



Εικόνα 7.12: Χρωματική απεικόνιση επάρκειας δομικών στοιχείων

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων											
α/α	Όνομα	Ανηγγμένο Αξονικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου					
1	Υ7-Σ1	✓	0.18	✓	0.39	✓	0.43	✓	0.06	✓	0.54
2	Υ6-Σ1	✓	0.19	✓	0.35	✓	0.51	✓	0.06	⚠	0.93
3	Υ5-Σ1	✓	0.24	✓	0.33	✓	0.55	✓	0.06	⚠	0.97
4	Υ8-Σ1	✓	0.13	✓	0.37	✓	0.50	✓	0.06	⚠	0.96
5	Υ3-Σ1	✓	0.23	✓	0.57	✓	0.57	✓	0.05	✓	0.89
6	Υ4-Σ1	✓	0.17	✓	0.41	✓	0.41	✓	0.05	✓	0.88
7	Υ1-Σ1	✓	0.22	✓	0.42	✓	0.39	✓	0.05	✓	0.88
8	Υ2-Σ1	✓	0.27	✓	0.59	✓	0.56	✓	0.05	✓	0.89
9	Υ7-Σ2	✓	0.11	✓	0.39	✓	0.51	---	✓	✓	0.53
10	Υ6-Σ2	✓	0.13	✓	0.29	✓	0.46	---	⚠	✓	0.97
11	Υ5-Σ2	✓	0.15	✓	0.33	✓	0.52	---	⚠	✓	0.99
12	Υ8-Σ2	✓	0.09	✓	0.27	✓	0.40	---	⚠	✓	0.98
13	Υ3-Σ2	✓	0.13	✓	0.58	✓	0.58	---	✓	✓	0.87
14	Υ4-Σ2	✓	0.10	✓	0.30	✓	0.31	---	✓	✓	0.87
15	Υ1-Σ2	✓	0.14	✓	0.34	✓	0.35	---	✓	✓	0.88
16	Υ2-Σ2	✓	0.16	✓	0.59	✓	0.57	---	✓	✓	0.88
17	Υ7-Σ3	✓	0.05	✓	0.31	✓	0.31	---	---	---	---
18	Υ6-Σ3	✓	0.06	✓	0.23	✓	0.32	---	---	---	---
19	Υ5-Σ3	✓	0.07	✓	0.28	✓	0.32	---	---	---	---
20	Υ8-Σ3	✓	0.05	✓	0.24	✓	0.30	---	---	---	---
21	Υ3-Σ3	✓	0.05	✓	0.40	✓	0.32	---	---	---	---
22	Υ4-Σ3	✓	0.04	✓	0.21	✓	0.18	---	---	---	---
23	Υ1-Σ3	✓	0.06	✓	0.27	✓	0.22	---	---	---	---
24	Υ2-Σ3	✓	0.06	✓	0.41	✓	0.32	---	---	---	---

Εικόνα 7.13: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων

Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών						Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Δοκών									
α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη		α/α	Όνομα	Κάμψη	Διάτμηση	Στρέψη					
1	Δ6-Σ1	⚠	0.95	✓	0.75	✓	0.00	25	Δ4-Σ2	✓	0.71	✓	0.59	✓	0.00
2	Δ7-Σ1	⚠	0.98	✓	0.84	✓	0.00	26	Δ10_1-Σ2	✓	0.16	✓	0.11	✓	0.00
3	Δ10_2-Σ1	✓	0.16	✓	0.14	✓	0.00	27	Δ326-Σ2	✓	0.09	✓	0.07	✓	0.00
4	Δ9-Σ1	✓	0.77	✓	0.66	✓	0.00	28	Δ1-Σ2	✓	0.57	✓	0.63	✓	0.00
5	Δ329-Σ1	✓	0.73	✓	0.18	✓	0.30	29	Δ13_1-Σ2	✓	0.85	✓	0.10	✓	0.00
6	Δ14-Σ1	✓	0.53	✓	0.24	✓	0.00	30	Δ330-Σ2	✓	0.75	✓	0.27	✓	0.00
7	Δ324-Σ1	✓	0.90	✓	0.20	✓	0.00	31	Δ331-Σ2	✓	0.82	✓	0.14	✓	0.00
8	Δ13_2-Σ1	✓	0.73	✓	0.10	✓	0.25	32	Δ332-Σ2	✓	0.47	✓	0.24	✓	0.00
9	Δ4-Σ1	✓	0.79	✓	0.72	✓	0.00	33	Δ6-Σ3	✓	0.56	✓	0.50	✓	0.00
10	Δ10_1-Σ1	✓	0.16	✓	0.11	✓	0.00	34	Δ7-Σ3	✓	0.45	✓	0.50	✓	0.00
11	Δ326-Σ1	✓	0.09	✓	0.07	✓	0.00	35	Δ10_2-Σ3	✓	0.16	✓	0.14	✓	0.00
12	Δ1-Σ1	✓	0.73	✓	0.84	✓	0.00	36	Δ9-Σ3	✓	0.47	✓	0.41	✓	0.00
13	Δ13_1-Σ1	⚠	0.95	✓	0.10	✓	0.00	37	Δ329-Σ3	✓	0.41	✓	0.18	✓	0.23
14	Δ330-Σ1	⚠	0.90	✓	0.27	✓	0.00	38	Δ14-Σ3	✓	0.27	✓	0.15	✓	0.00
15	Δ331-Σ1	⚠	0.98	✓	0.15	✓	0.00	39	Δ324-Σ3	✓	0.54	✓	0.20	✓	0.00
16	Δ332-Σ1	✓	0.62	✓	0.30	✓	0.00	40	Δ13_2-Σ3	✓	0.31	✓	0.11	✓	0.16
17	Δ6-Σ2	✓	0.84	✓	0.71	✓	0.00	41	Δ4-Σ3	✓	0.39	✓	0.34	✓	0.00
18	Δ7-Σ2	⚠	0.93	✓	0.89	✓	0.00	42	Δ10_1-Σ3	✓	0.16	✓	0.12	✓	0.00
19	Δ10_2-Σ2	✓	0.16	✓	0.14	✓	0.00	43	Δ326-Σ3	✓	0.09	✓	0.06	✓	0.00
20	Δ9-Σ2	✓	0.68	✓	0.57	✓	0.00	44	Δ1-Σ3	✓	0.29	✓	0.32	✓	0.00
21	Δ329-Σ2	✓	0.57	✓	0.17	✓	0.25	45	Δ13_1-Σ3	✓	0.60	✓	0.13	✓	0.00
22	Δ14-Σ2	✓	0.44	✓	0.20	✓	0.00	46	Δ330-Σ3	✓	0.58	✓	0.27	✓	0.00
23	Δ324-Σ2	✓	0.75	✓	0.20	✓	0.00	47	Δ331-Σ3	✓	0.57	✓	0.17	✓	0.00
24	Δ13_2-Σ2	✓	0.58	✓	0.10	✓	0.20	48	Δ332-Σ3	✓	0.30	✓	0.16	✓	0.00

Εικόνα 7.14: Λόγοι επάρκειας δοκών

### **7.6 Συμπεράσματα**

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράψαμε τους λόγους που μας οδήγησαν στην επιλογή της μεθόδου των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος σαν λύση καθολικής ενίσχυσης του κτηρίου και τον τρόπο που αυτή εφαρμόζεται στο λογισμικό P.A.Φ. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του ενισχυμένου κτηρίου έδειξαν ότι οι επιλογές μας ήταν σωστές και ότι ήταν μονόδρομος η επιλογή των μανδύων στα υποστυλώματα να έχουν πάχος 10 εκατοστά σε κάθε πλευρά στα υποστυλώματα αρχικής διατομής 30X30 και 12,5 εκατοστά σε κάθε πλευρά στα υποστυλώματα αρχικής διατομής 35X35 και όχι μικρότερο για να μπορεί να ικανοποιηθούν και οι ικανοτικοί έλεγχοι κόμβου και διάτμησης.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συμπεράσματα - Προεκτάσεις**

### **8.1 Συμπεράσματα**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος επάρκειας και έγινε η ενίσχυση του υφιστάμενου τριώροφου κτηρίου με χρήση κατοικίας το οποίο έχει κατασκευαστεί το 1974 εφαρμόζοντας τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Οι αναλύσεις έγιναν με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος Ρ.Α.Φ. με την εφαρμογή των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση.

Αφού εκτελέσαμε την ελαστική δυναμική ανάλυση διαπιστώσαμε ότι το κτήριο είχε σοβαρές ανεπάρκειες υπό κάμψη και διάτμηση τόσο σε υποστυλώματα όσο και σε δοκούς, οι ανεπάρκειες αυτές είναι αποτέλεσμα των γενικών προβλημάτων που αντιμετωπίζουν τα κτίρια της περιόδου αυτής καθώς έχει ακολουθηθεί η φιλοσοφία της εποχής που ήθελε μικρές διατομές υποστυλωμάτων και ισχυρές δοκούς και επίσης την ύπαρξη αρκετών έμμεσων στηρίξεων..

Για τις ενισχύσεις στα υποστυλώματα και στις δοκούς επιλέχθηκε η χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Στόχος των ενισχύσεων ήταν να αυξηθεί η δυσκαμψία του κτιρίου και να βελτιωθεί η σεισμική του ικανότητα.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα πριν και μετά την ενίσχυση παρατηρούμε ότι υπάρχει μείωση της μέγιστης μετακίνησης για τις περισσότερες σεισμικές δράσεις και σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης όπως επίσης παρατηρήσαμε αύξηση στην υπεραντοχή. Διαπιστώθηκε δηλαδή ότι με την ενίσχυση του κτηρίου αυξήθηκε η αντοχή του και βελτιώθηκε η συμπεριφορά του. Το κτήριο πλέον ανταποκρίνεται καλύτερα στα στατικά και σεισμικά φορτία.

### **8.2 Προεκτάσεις**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αναλύσαμε το κτήριο αποκλειστικά σε σχέση με την στατική επάρκεια του λόγω της γεωμετρίας και της όπλισης των δομικών του στοιχείων. Ένα εξίσου μεγάλο πρόβλημα όμως που αντιμετωπίζουν τα υφιστάμενα κτήρια είναι η διάβρωση του οπλισμού τους είτε λόγω ενανθράκωσης του σκυροδέματος είτε λόγω παρουσίας χλωριόντων. Σε πραγματικές μελέτες ενισχύσεων λοιπόν κρίνεται απαραίτητο να γίνει πρώτα έλεγχος της διάβρωσης και επίλυση της με σύγχρονα υλικά και μεθοδολογίες όπως η γαλβανική και καθοδική προστασία με χρήση θυσιαζόμενων ανοδίων και έπειτα ακολουθεί η στατική ενίσχυση του κτηρίου.

Θα ήταν επομένως χρήσιμη προέκταση σε μελλοντική εργασία η διεξοδική παρουσίαση του θέματος έλεγχος και αντιμετώπιση της διάβρωσης του οπλισμού υφιστάμενων κτηρίων.

## Βιβλιογραφία

- \*Chopra, A. (2007). Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. Berkeley, CA: Pearson Prentice Hall.
- \*EC3 (2001). Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-1: General structural rules. Brussels: European Committee of Standardization.
- \*EC8 (2004). Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee of Standardization
- \*Giarelis, C., Lekka, D., Mylonakis, G., Karabalis, D. «The M6.4 Lefkada 2003, Greece, Earthquake: Dynamic Response of a 3-Storey R/C Structure On Soft Soil», Earthquakes and Structures Vol 2, No 3, pp. 257-277, Sep. 2011
- \*Housner, G. (1959). Behaviour of structures during earthquakes. Journal of Engineering Mechanics Division (ASCE): 109-129.
- \*Newmark, N. (1959). A method of computation of structural dynamics. Journal of Engineering Mechanics Division.
- \*Newmark, N., & Hall, W. (1969). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Proceedings of Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.
- \*Veletsos, A., & Newmark, N. (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. Proceedings of Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Science Council of Japan.
- \*Αναστασιάδου Κ. (2010). Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφισταμένου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με ανελαστική στατική ανάλυση (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.
- \*Αντωνόπουλος Α. (2008). Σεισμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με *pilotis* και πρακτικές προτάσεις βελτιώσεις της (Μεταπτυχιακή εργασία). Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή, Πάτρα.
- \*Βαδαλούκας Κ. & Μπαρίτα Ζ. (2013). Παραδείγματα από το Βασιλικό διάταγμα του 1959 έως τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. του 2013. Αθήνα: Εκδόσεις 3DR.
- \*Βουτσά Α., Κουτάντου Ε. & Στυλιανίδης Κ. Οι ανάγκες ενίσχυσης υφισταμένου σχολικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος ως συνάρτηση της στάθμης επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος.
- \*Γιαννόπουλος Π. (2008). Χάλυβες οπλισμού σκυροδέματος, κανονισμοί / πρότυπα. Ημερίδα: Χάλυβες Οπλισμού & Σκυρόδεμα. ΤΕΕ ΕΛ. ΤΜΗΜΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ. Αλεξανδρούπολη 2008.
- \*Γιαρλέλης Χ., Λαμπρινού Ε., Ρεπαπής Κ., «Σεισμική συμπεριφορά σχολικού κτιρίου κατά τους σεισμούς της Κεφαλονιάς, 2014», 17ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος, Θεσσαλονίκη 2016.
- \*Γκλαβίνας Ι. (2007). Έλεγχος επάρκειας υφισταμένου κτιρίου και προσθήκη ορόφου. (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.
- \*Δημάκος Κ. & Δημητράκης Γ. (2006). Επίδραση της αγκύρωσης στην ενίσχυση δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα με ανθρακούφασμα ή ανθρακολωρίδα. 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου., 2006
- \*Δρίτσος Σ. (2005). Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πάτρα.

- \*Ζαράρης Π. (2011). Μέθοδοι υπολογισμού σιδηροπαγούς σκυροδέματος. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΑΦΟΙ ΚΥΡΙΑΚΙΔΗ.
- \*Ιωαννίδου Ε. (2009). Προσεισμική ενίσχυση πολυώροφης οικοδομής εξέταση δυο εναλλακτικών μεθόδων (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.
- \*Καΐρης Σ. Χατζηβασιλειάδης Α.(2008). Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. 14ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών. Φεβρουάριος 2008 Πάτρα.
- \*Καραγιάννης Χ. (2015). Σχεδιασμός κατασκευών από προεκτεταμένο σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ.
- \*Καραγιάννης Χ. (2013). Σχεδιασμός συμπεριφοράς κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ.
- \*Κοκκινάκος Δ. (2011). Έλεγχος επάρκειας και ενίσχυση σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- \*Κολιόπουλος Π. & Μανώλης Δ. Δυναμική των κατασκευών. Αθήνα: Εκδόσεις Β. Γκιούρδας.
- \*Λεβαντής Χ. (2014). Ενίσχυση κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με το σύστημα FUSEIS (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- \*Μάνος Γ. & Παπαναούμ Ε. (2008). Μελέτη της Σεισμικής Απόκρισης 3-όροφου Κτιρίου Ο/Σ Κατασκευής προ του 1993 πριν και μετά την Επισκευή του. 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας. 5–7 Νοεμβρίου, 2008.
- \*Οικονόμου Χ. (1957). Προεκτεταμένο σκυρόδεμα. Αθήνα: Εκδόσεις Βιβλιοπωλείο της "ΕΣΤΙΑΣ".
- \*Πενέλης Γ. & Κάππος Α. (1999). Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΖΗΤΗ.
- \*Παπαντωνοπούλου Α. (2012). Συγκριτική διερεύνηση ενισχύσεων τριώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα προς τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- \* Ρεπατής Κ., Βιντζηλαίου Ε. & Ζέρης Χ. (2006) Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης. 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου, 2006.
- \*Σταματίου Κ. (2013) Ταχεία αποτίμηση τρωτότητας κτιριακού αποθέματος δημόσιας χρήσεως (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- \*Σπυράκος Κ. (2004) Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Αθήνα. Έκδοση ΤΕΕ.
- \*Στεφόπουλος Γ. (2012) Παραμετρική μελέτη της ανελαστικής απόκρισης τρισδιάστατων μεταλλικών πλαισίων με αντιλυγισμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Μεταπτυχιακή Εργασία). Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
- \*Φαρδής Μ. (2005) Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος. Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα.
- \*Ψυχάρης Γ. (2016) Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. Σημειώσεις μαθήματος Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο . Αθήνα.