

## **ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

**ΑΡΓΥΡΟΠΟΥΛΟΥ ΕΙΡΗΝΗ – ΜΑΡΙΑ  
ΣΤΟΥΡΑΣ ΟΡΦΕΑΣ**

### **Περίληψη**

*Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κόμβων δοκών - υποστυλωμάτων σε διάτμηση καθώς και οι διάφορες μέθοδοι ενίσχυσής τους. Αυτό πετυχαίνεται μέσω της μελέτης ενός διώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένο σύμφωνα με τα παλαιά πρότυπα οικοδομικού κανονισμού πριν το 1985. Η αποτίμηση αυτή έγινε με βάση την ανελαστική στατική ανάλυση και από τα αποτελέσματα που προέκυψαν έγινε η ενίσχυση των κόμβων όπως απαιτεί το νέος Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Έτσι καταλήγουμε σε συμπεράσματα για το ποιοι κόμβοι είναι πιο ευάλωτοι σε αστοχία και για το ποιες τεχνικές ενίσχυσης είναι ευκολότερα εφαρμόσιμες.*

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

#### **1.1 ΚΟΜΒΟΙ ΔΟΚΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**

Οι περιοχές ένωσης δοκών-υποστυλωμάτων (κόμβοι) σε μια κατασκευή αποτελούν το πλέον αδύναμο και ευπαθές τμήμα του δομικού συστήματος και συχνά το σημείο από το οποίο ξεκινάει η αστοχία. Αυτό έγκειται στο γεγονός ότι: [1]

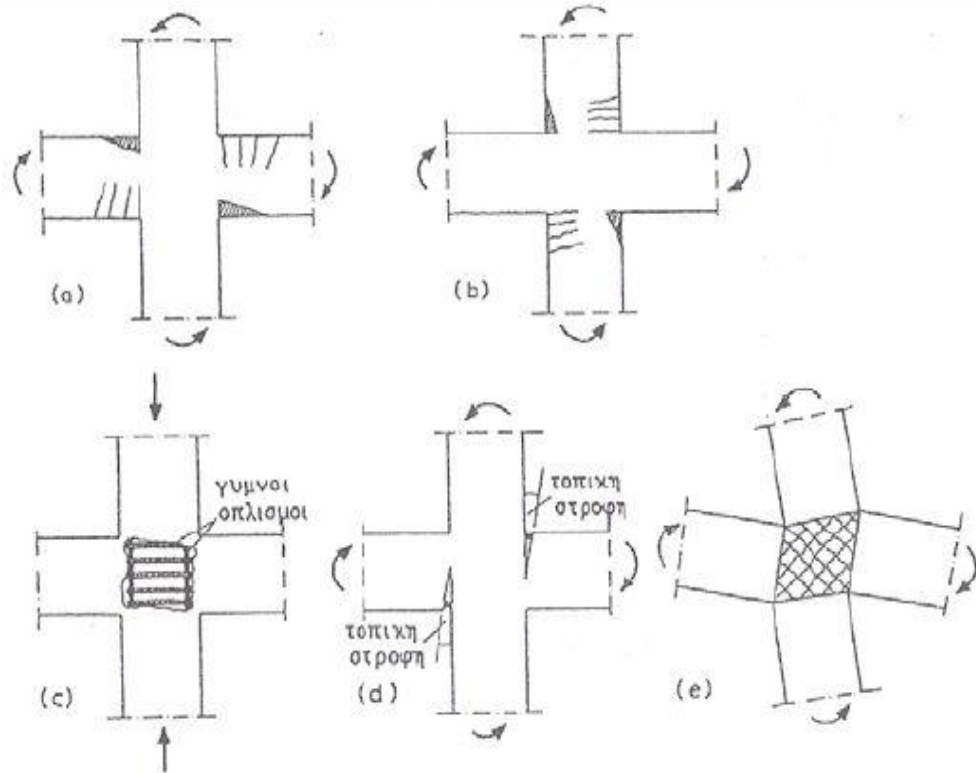
- Οι κόμβοι καταπονούνται έντονα σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσοντας μεγάλες διατμητικές τάσεις.
- Οι βλάβες στους κόμβους είναι κατά μία κατηγορία υψηλότερη από αυτή που αντιστοιχεί στα υπόλοιπα στοιχεία του φέροντος οργανισμού γι' αυτό και κάθε ρηγμάτωση εξετάζεται ως επικίνδυνη και αντιμετωπίζεται ως σοβαρότερη.
- Οι περιορισμένες διαστάσεις στην περιοχή του κόμβου παράλληλα με το συνωστισμό των οπλισμών των μελών που συντρέχουν έχει ως αποτέλεσμα την κακή διάστρωση και συμπύκνωση του σκυροδέματος.
- Οι κόμβοι δε διαστασιολογούνταν ξεχωριστά και επιμελώς γι' αυτό παρουσιάζεται ανεπαρκής περίσφιξη σκυροδέματος λόγω έλλειψης συνδετήρων.
- Η διαστασιολόγηση γινόταν απουσία του ικανοτικού σχεδιασμού ώστε να διασφαλίζεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, πρώτα στα άκρα των δοκών.
- Τα μη ικανοποιητικά μήκη αγκύρωσης διαμήκων οπλισμών οδηγούν σε πιθανή έλλειψη συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και οπλισμού.

#### **1.2 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΟΜΒΩΝ**

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται οι πιθανοί τρόποι αστοχίας σε κόμβους. [2]

- a) σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (επιθυμητός τρόπος)
- b) σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα (μη επιθυμητός)
- c) αποφλοίωση της επικάλυψης του σκυροδέματος των παρειών του κόμβου με συνέπεια τη μείωση της φέρουσας ικανότητας των υποστυλωμάτων.
- d) αστοχία της αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων της δοκού στην περιοχή του κόμβου οδηγεί στην πτώση της αντοχής και σε σημαντικές τοπικές στροφές στη διεπιφάνεια δοκού υποστυλώματος που συνεπάγεται μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος.
- e) αστοχία κόμβου από διάτμηση με συνέπειες στην αντοχή και στη δυσκαμψία.

Στις εικόνες 1, 2 παρατίθενται αστοχίες τύπου (e), (d) αντίστοιχα.



Σχήμα 1: Τύποι αστοχίας συνδέσεων δοκών υποστυλωμάτων. [2]



Αίγιο  
Σεισμός 16ης Ιουνίου 1995.  
Πολύροφη οικοδομή. Διαγώνια διατμητική αστοχία ακραίου κόμβου ισογείου. Παρατηρείται έλλειψη συνδετήρων στο σώμα του κόμβου και στο υποστύλωμα.

Εικόνα 1: Διαγώνια διατμητική αστοχία. [3]



Αθήνα, περιοχή Θρακομακεδόνων.  
Σεισμός της 7ης Σεπτεμβρίου 1999.  
Δώροφη κατοικία. Αστοχία ακραίου κόμβου και ψαθυρή (διαμητική) αστοχία κεφαλής υποστυλώματος. Παρατηρείται αστοχία αγκυρώσεων των διαμήκων οπλισμών των στοιχείων που συντρέχουν στον κόμβο και έλλειψη συνδετήρων.



Εικόνα 2: Αστοχία αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων. [3]

### 1.3 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΙΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Οι κόμβοι στον τομέα των επεμβάσεων ίσως αποτελούν τη δυσκολότερη κατασκευαστική διαδικασία διότι σε αυτούς συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα. Ανάλογα με το βαθμό βλάβης που έχουν υποστεί, οι τεχνικές αποκατάστασής τους διαχωρίζονται σε επισκευές (ελαφριές ρηγματώσεις) και σε ενισχύσεις (βαριές βλάβες).

#### Τεχνικές επισκευής: [1]

- με ρητινενέσεις και με επισκευαστικά κονιάματα

Ο πιο συνηθισμένος τύπος ρητίνης είναι οι εποξειδικές μέσω των οποίων επιτυγχάνεται η διατήρηση των αρχικών διαστάσεων του στοιχείου, αποκαθίσταται πλήρως η αντοχή των κόμβων, σχεδόν πλήρως η δυσκαμψία καθώς και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και μάλιστα μπορεί ακόμη και να αυξηθεί.

- αποκατάστασης της ίσης διατομής

Αφορά επεμβάσεις όπου παρατηρείται αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή διάρρηξη των συνδετήρων του και το λυγισμό των διαμήκων ράβδων του κόμβου. Λόγω της αποτελεσματικότητας της τεχνικής χρησιμοποιείται εξίσου συχνά και σαν τεχνική ενίσχυσης όπως αναφέρεται και παρακάτω.

#### Τεχνικές ενίσχυσης: [1]

- κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση διατομής του κόμβου τοπικά, με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά, και μπορεί να επεκτείνεται υποστυλώματα / δοκούς σε τόσο μήκος όσο είναι απαραίτητο. Βασικός στόχος της είναι να μεταθέτει τις βλάβες από τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων σ' αυτές των δοκών και εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κόμβων ενός κτιρίου.



Εικόνα 3: Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος [9]



Εικόνα 4: Χιαστί κολλάρα [4]

- **εφαρμογή χιαστών κολλάρων**

Τα χιαστί κολλάρα τοποθετούνται και εντείνονται με μηχανικό τρόπο ώστε να περισφιγθεί η περιοχή του κόμβου. Επίσης τοποθετούνται δύο οριζόντια κολλάρα στις διατομές παρειάς των υποστυλωμάτων τα οποία συγκολλούνται πάνω στα χιαστί κολλάρα σταθεροποιώντας έτσι το σύστημα περισφιγξης. Βασικό μειονέκτημα είναι η δυσκολία εφαρμογής της όταν στον κόμβο συντρέχουν τέσσερις δοκοί επειδή η διέλευση των χιαστί κολλάρων θα πρέπει να γίνει με διάτρηση των εγκαρσίων δοκών. Σε περιπτώσεις εξωτερικών κόμβων ανώτατου ορόφου συνίσταται επέκταση της δοκού ή του υποστυλώματος ή και των δύο, γνωστή ως «τεχνική της καμπούρας».

- **χρήση επικολλητών ελασμάτων από χάλυβα ή υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή**

Τα ελάσματα από χάλυβα αποτελούν ένα σημαντικό τρόπο ενίσχυσης δεδομένου ότι βοηθούν στην αύξηση της διατμητικής αντοχής των κόμβων όπως επίσης και της πλαστιμότητάς τους. Η σύνδεσή τους δεν επαφίεται μόνο στην κόλληση με εποξειδική κόλλα αλλά χρησιμοποιούνται και πρόσθετα στοιχεία αγκύρωσης όπως βίδες ή ντίζες που συσφίγγουν τα ελάσματα των απέναντι παρειών.



Εικόνα 5: Επικολλητά ελάσματα από χάλυβα [10]





Εικόνα 6: Επικολητά υφάσματα από ΙΟΠ. [11]

- **αποκατάστασης της ίσης διατομής**

Περιλαμβάνει σκυροδέτηση του καθαιρεθέντος τμήματος, διόρθωση των ελαττωμάτων στην όπλιση (τοποθετώντας πυκνότερους συνδετήρες) και βελτίωση των αγκυρώσεων των διαμήκων ράβδων ηλεκτροσυγκολλώντας νέα τμήματα.

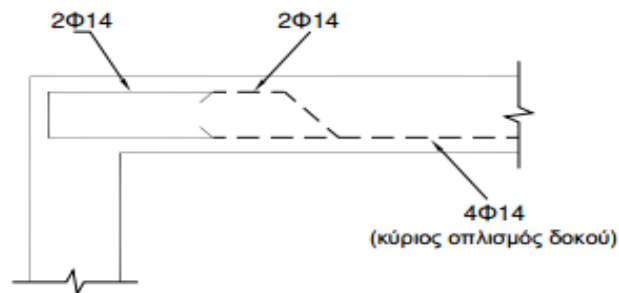
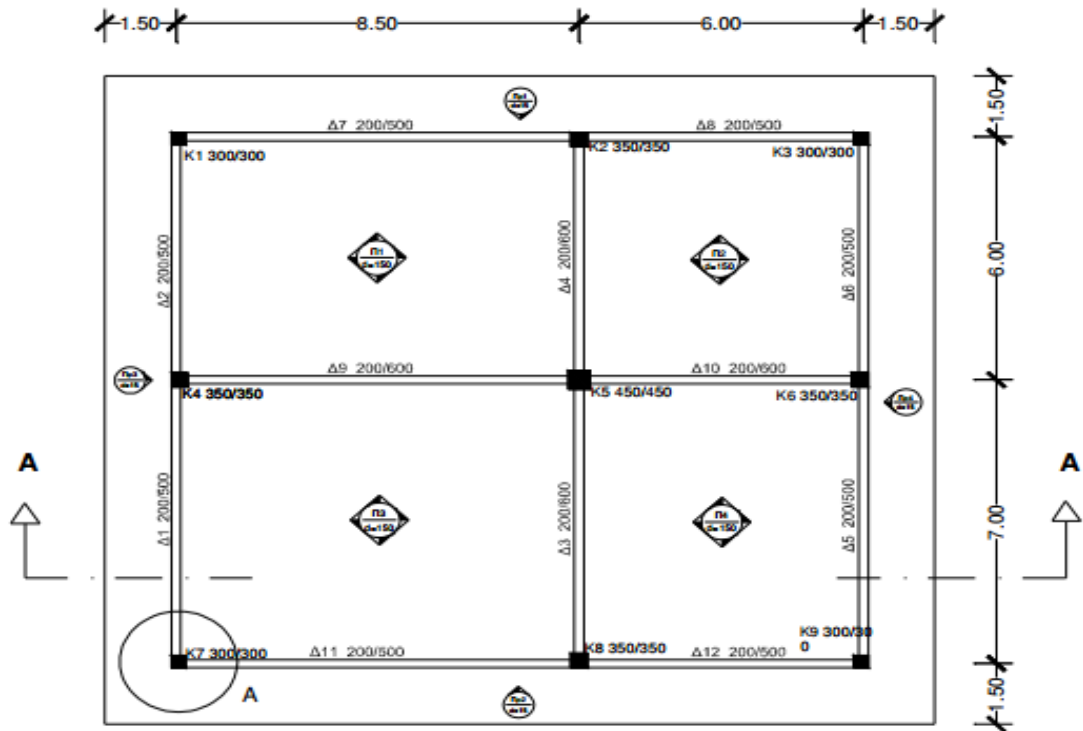


Εικόνα 7: Αποκατάσταση ίσης διατομής. [12]

## **2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ**

### **2.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ**

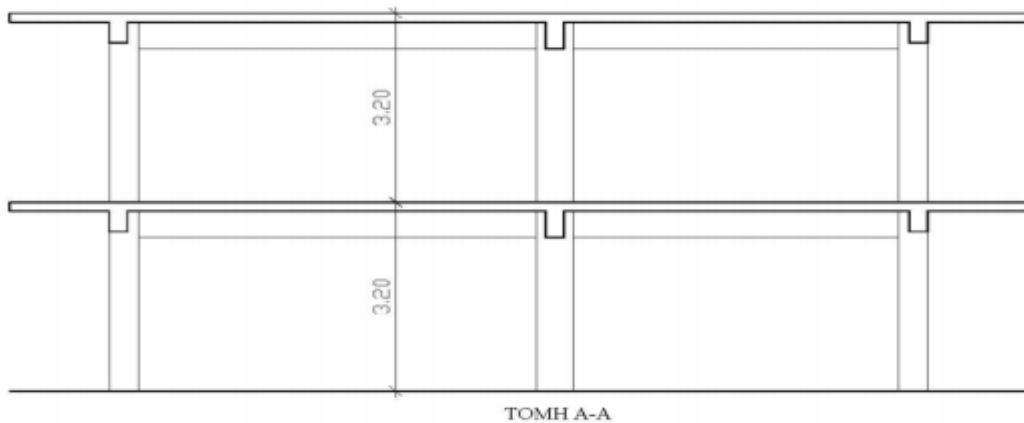
Πρόκειται για μία διώροφη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος του 1975 με ύψος ορόφου 3.2 m. [5]



**ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Α**

Διαμόρφωση πρόσθετου αντισεισμικού οπλισμού σε κάθε ακραία στήριξη περιμετρικής δοκού

Σχήμα 2: Κάτοψη ορόφου και λεπτομέρειες όπλισης. [5]



Σχήμα 3: Τομή Α-Α [5]

## 2.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ [5]

<b>Σκυρόδεμα</b>	C16/20
<b>Χάλυβας</b>	S400

Πίνακας 1: Υλικά κατασκευής

## 2.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ [5]

Υποστύλωμα	Διαστάσεις (mm)	Διαμήκης Οπλισμός	Συνδετήρες
Γωνιακό	300/300	4Φ20	Φ8/200
Περιμετρικό	350/350	4Φ18	Φ8/200
Κεντρικό	450/450	8Φ16	Φ8/200

Πίνακας 2: Γεωμετρία και οπλισμός υποστυλωμάτων

Δοκοί	Διαστάσεις (mm)	Διαμήκης Οπλισμός				Συνδετήρες
		Στήριξη		Άνοιγμα		
		Άνω πέλμα	Κάτω πέλμα	Άνω πέλμα	Κάτω πέλμα	
Περιμετρικές	200/500	4Φ14	2Φ14	–	4Φ14	Φ8/300
Εσωτερικές	200/600	4Φ14+2Φ18	2Φ16	–	4Φ16	Φ8/300

Πίνακας 3: Γεωμετρία και οπλισμός δοκών

Πλάκα	Πάχος (mm)	Οπλισμός (κοινός και για τις δύο διευθύνσεις)
	150	Φ8/150

Πίνακας 4: Γεωμετρία και οπλισμός πλάκας

Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m. Επικάλυψη οπλισμού  $c = 40$  mm.

## 2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ, ΣΕΙΣΜΙΚΙΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΛΑΦΟΥΣ

- φορτίο επίστρωσης πλακών :  $1.5 \text{ kN/m}^2$
- κινητά ή ωφέλιμα φορτία πλακών :  $2 \text{ kN/m}^2$
- κινητά ή ωφέλιμα φορτία εξωστών:  $5 \text{ kN/m}^2$
- τοιχοποιία :
  - ✓ περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος :  $3.6 \text{ kN/m}^2$
  - ✓ εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, σε κάθε όροφο υπάρχει δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος :  $2.1 \text{ kN/m}^2$

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα.
- περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003) :  $\alpha_g = 0.24 \text{ g}$
- είδος φάσματος απόκρισης: Ελαστικό Τύπου 1

- είδος κτιρίου: Κατηγορία Α ( κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών )
- κατηγορία σπουδαιότητας συνήθη ΙΙ  $\gamma_1=1, \nu=0.5$
- ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης: 5%
- κατηγορία εδάφους Β
- βαθμός επιτελεσματικότητας Β1 “Ασφάλεια Ζωής Ενοίκων”, [5]

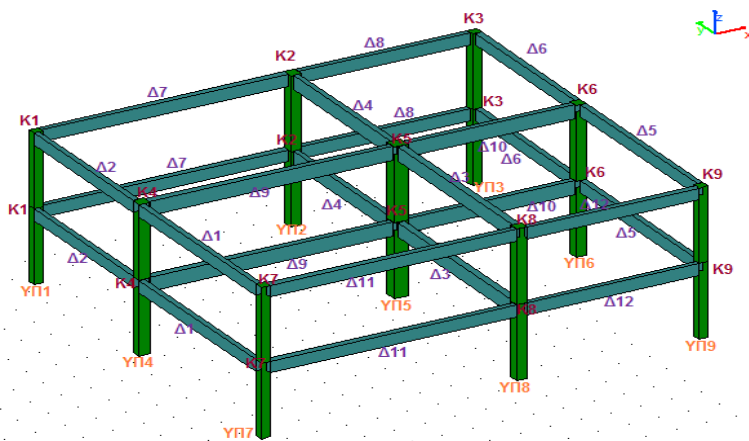
### 3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Για την αποτίμηση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε η υπερωθητική ανάλυση (pushover), μια σχετικά πρόσφατη μέθοδος. Βασικό της πλεονέκτημα είναι ότι μας επιτρέπει να εκτιμήσουμε το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία λόγω της σεισμικής δράσης. Το προσομοίωμα της μεθόδου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης παραμόρφωσης μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. [7]

Στο πρώτο στάδιο της ανάλυσης εισάγουμε το υφιστάμενο κτίριο στο πρόγραμμα ΡΑΦ και με την εφαρμογή της υπερωθητικής μεθόδου ελέγχουμε την επάρκεια του. Ορίζουμε λοιπόν για μια συγκεκριμένη διεύθυνση φόρτισης (+x+0.3y) μια θέση μάζας (ΘΜ2) και μέσω της καμπύλης τέμνουσας βάσης - μετατόπισης που προκύπτει ελέγχουμε την επάρκεια του. Ο στόχος (απαιτήση) απέχει από την ικανότητα επομένως παρατηρούμε ανεπάρκεια και ταυτόχρονη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων. Άρα απαιτείται ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου και επιπλέον έλεγχος στις θέσεις ανάπτυξης μεγάλων ροπών. [7]

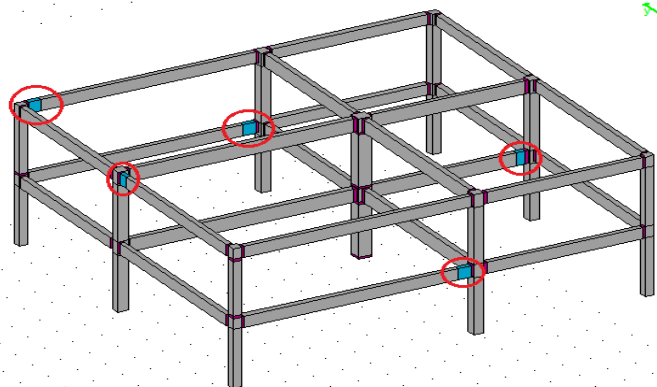
Παράμετροι υπερωθητικής ανάλυσης:

- ιδιομορφική και ορθογωνική κατανομή
- επίπεδο επιτελεσματικότητας «σημαντικές βλάβες SD»
- περίοδος επαναφοράς (TR=225 χρόνια-P=20% σε 50 χρόνια)
- φορέας χαμηλής πλαστιμότητας (τύπου 1)
- επίπεδο γνώσης (κανονική)

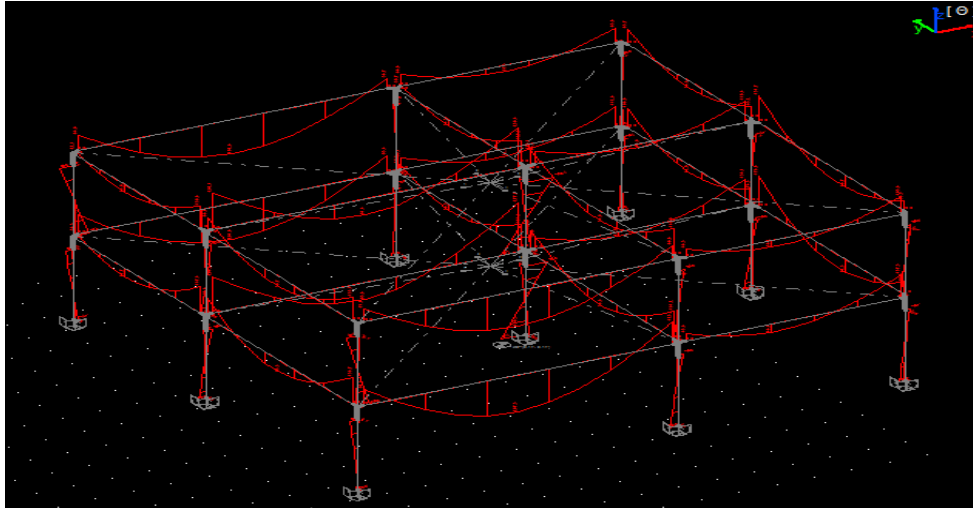


Σχήμα 4: Στερεοσκοπική όψη δώροφου κτιρίου. [6]

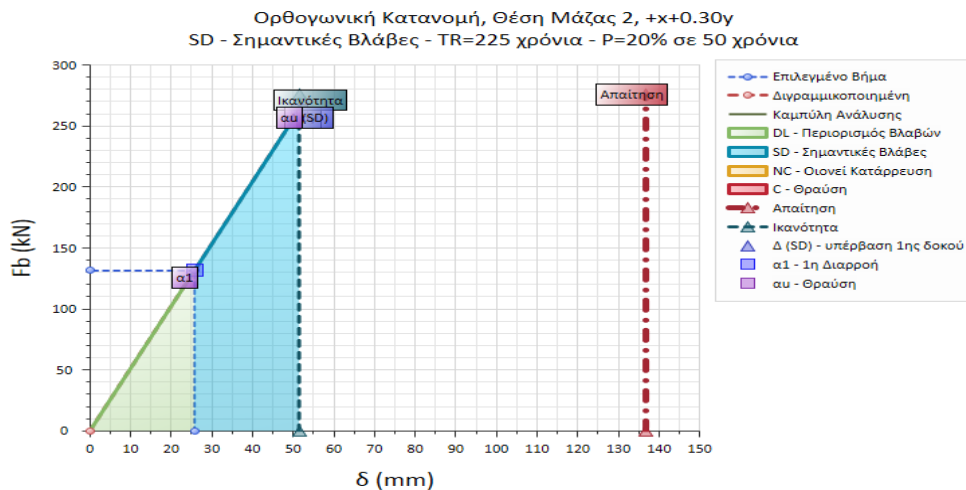
Σχήμα 5: Εμφάνιση των πρώτων πλαστικών αρθρώσεων. [6]







Σχήμα 6: Διάγραμμα ροπών [6]



Σχήμα 7: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης [6]

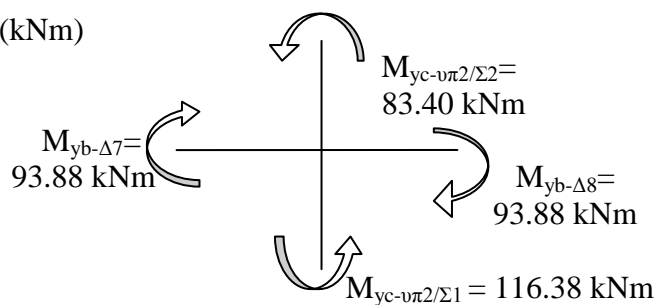
#### 4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Έπειτα από εξέταση των πιθανότερων προς αστοχία κόμβων παραθέτουμε τα αποτελέσματα των διατμητικών εντάσεων που αναπτύσσονται μέσω της χρήσης των εξισώσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8]

- Πρώτος όροφος (Στάθμη Σ1)  
✓ Έλεγχος του κόμβου K2-Σ1 κατά τη διεύθυνση x.

$$\Sigma M_{yb} = 187.76 < \Sigma M_{yc} = 199.78 \quad (\text{kNm})$$

Οι δοκοί είναι πιο αδύνατες από Τα υποστυλώματα άρα είναι αυτές που εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη Vjh και καθορίζουν τη διατμητική ένταση του κόμβου.



Σχήμα 8: Εντατική κατάσταση κόμβου K2-Σ1

$$Vjh \approx \Sigma Myb * \left( \frac{1}{Z_b} - \frac{1}{h_{st}} * \frac{L_b}{L_{bn}} \right) \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση } (\Sigma.10)) \quad (1)$$

$$Vjh \approx 187.76 * \left( \frac{1}{0.414} - \frac{1}{3.2} * \frac{8.5}{8.175} \right) = 409.94 \text{ kN}$$

$h_{st}$  = ύψος ορόφου

$L_b$  = θεωρητικό μήκος δοκού

$L_{bn}$  = καθαρό μήκος δοκού

$Z_b$  = μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων δοκών

$$b_j = \min \left( \max(b_c, b_w), \max(b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right) \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \beta (i)) \quad (2)$$

$$b_j = \min \left( \max(350, 500), \max(350, 500) + \frac{350}{2} \right) = 350 \text{ mm}$$

$h_c$  = ύψος διατομής υποστυλώματος

$b_c$  = πλάτος υποστυλώματος σε οριζόντια διεύθυνση  
κάθετα στο  $h_c$

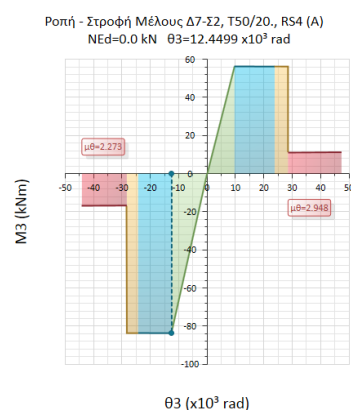
$b_w$  = πλάτος δοκού

$$\tau_j = Vjh / (b_j * h_c) \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \beta (i)) \quad (3)$$

$$\tau_j = 409.94 * 10^3 \text{ N} / (0.350 \text{ mm} * 0.350 \text{ mm})$$

$$\tau_j = 3.346 \text{ MPa}$$

$\tau_j$  = μέση διατμητική ένταση στον πυρήνα του κόμβου



Σχήμα 9: Διάγραμμα ροπής - στροφή μέλους

Έλεγχος για διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση.

$A_{sh}$  = η συνολική διατομή των οριζόντιων σκελών συνδετήρων μέσα στον κόμβο τα οποία είναι παράλληλα στο κατακόρυφο επίπεδο της τάσης  $\tau_j$ . Στην περίπτωσή μας ( $\Sigma Myb < \Sigma Mys$ ) η δύναμη της τέμνουσας που εισάγεται από τη δοκό παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες του υποστυλώματος. Οι συνδετήρες του υποστυλώματος είναι  $\Phi 8/200$ . Επομένως κατά το ύψος της δοκού  $h_b=500$  συμπεριλαμβάνονται δύο δίτημοι συνδετήρες  $\Phi 8$ .  $A_{sh} = 2 * 50 * 2 = 200 \text{ mm}^2$

$$\rho_{jh} = A_{sh} / (b_j * h_b) \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \delta) \quad (4)$$

$$\rho_{jh} = 200 \text{ mm}^2 / (350 \text{ mm} * 500 \text{ mm}) = 0.00114$$

$\rho_{jh}$  = η συνολική διατομή των οριζόντιων σκελών συνδετήρων ανηγμένη στην επιφάνεια της κατακόρυφης διατομής του κόμβου.

$$v_{top} = \frac{Nsd}{bc * hc * f_{cd}} \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \gamma) \quad (5)$$

$$v_{top} = \frac{211.98}{0.350 * 0.350 * 16.000 / 1.5} = 0.162$$

$v_{top}$  = ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος

$f_{cd}$  = θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} \quad f_{ct} = f_{ctm} = 0.3 * 16^{2/3} = 1.9 \text{ MPa} \quad (6)$$

$f_{ct} = f_{ctm} =$  μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος

$$\tau_c = f_{ct} * \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_{jh} * f_{yw}}{f_{ct}}\right) * \left(1 + \frac{v_{top} * f_c}{f_{ct}}\right)} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.5 εξίσωση (4)}) \quad (7)$$

$$\tau_c = 1.9 * \sqrt{\left(1 + \frac{0.00114 * 400/1.15}{1.9}\right) * \left(1 + \frac{0.162 * 16}{1.9}\right)} = 3.212 \text{ MPa}$$

Παρατηρώ ότι  $\tau_j > \tau_c$  επομένως προκαλείται διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση. Άρα ο κόμβος μου χρήζει ενίσχυσης.

Έλεγχος για διαγώνια θλίψη στον πυρήνα του κόμβου.

$$n = 0.6 * (1 - f_c(\text{MPa})/250) \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.5 ε}) \quad (8)$$

$$n = 0.6 * (1 - 16/250) = 0.5616$$

Επειδή  $\tau_j > \tau_c$  για να ελέγξω την αστοχία σε διαγώνια θλίψη χρησιμοποιώ τον παρακάτω τύπο

$$\tau_{ju} = n * f_c * \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.5 εξίσωση (5)}) \quad (9)$$

$$\tau_{ju} = 0.5616 * 16 * \sqrt{1 - \frac{0.162}{0.5616}} = 7.58 \text{ MPa}$$

Παρατηρώ ότι  $\tau_j < \tau_{ju}$  επομένως ο κόμβος δεν έχει πρόβλημα σε διαγώνια θλίψη.

- ✓ Όμοια γίνεται και ο έλεγχος ενίσχυσης και για τους άλλους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

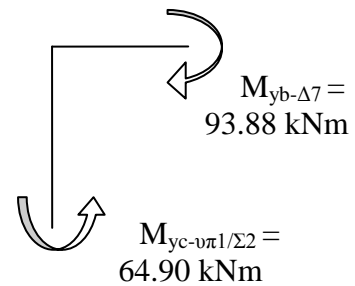
	$\Sigma Myb$ (kNm)	$\Sigma Myc$ (kNm)	$V_{jv}$ (kN)	$V_{jh}$ (kN)	$\tau_j$ (MPa)	$\tau_c$ (MPa)	$\tau_{ju}$ (MPa)
<b>K2-Σ1</b> <b>(Δ7-Δ8)</b> <b>Κατά (x)</b>	187.76	199.78	-	409.94	3.35	3.21	7.58
	$\Sigma Myb < \Sigma Myc$						
<b>K8-Σ1</b> <b>(Δ11-Δ12)</b> <b>Κατά (x)</b>	187.76	213.6	-	410.56	3.35	3.27	7.47
	$\Sigma Myb < \Sigma Myc$						
<b>K4-Σ1</b> <b>(Δ1-Δ2)</b> <b>Κατά (y)</b>	187.76	212.8	-	414.49	3.39	3.31	7.41
	$\Sigma Myb < \Sigma Myc$						
<b>K6-Σ1</b> <b>(Δ5-Δ6)</b> <b>Κατά (y)</b>	187.76	200.2	-	410.74	3.35	3.17	7.65
	$\Sigma Myb < \Sigma Myc$						

Πίνακας 5: Αποτελέσματα ροπών, τεμνουσών και διατμητικών τάσεων του πρώτου ορόφου.

- Δεύτερος όροφος (Στάθμη Σ2)
  - ✓ Έλεγχος του κόμβου K1-Σ2 κατά τη διεύθυνση x.

$$\underline{\Sigma Myb = 93.88 > \Sigma Myc = 64.90} \quad (\text{kNm})$$

Το υποστύλωμα είναι πιο αδύνατο από τη δοκό άρα είναι αυτό που εισάγει την κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη Vjh και καθορίζει τη διατμητική ένταση του κόμβου.



$$Vjv \approx \Sigma Myc * \left( \frac{1}{z_c} - \frac{1}{L_b} * \frac{h_{st}}{h_{st,n}} \right) + \frac{1}{2} \left| [V_{g+\psi q,b}]_l - [V_{g+\psi q,b}]_r \right| \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση } (\Sigma.11)) \quad (10)$$

$$Vjv \approx 64.90 * \left( \frac{1}{0.234} - \frac{1}{8.5} * \frac{3.2}{2.7} \right) + \frac{1}{2} |0 - (-117.89)| = 327.246 \text{ kN}$$

$h_{st,n}$  = καθαρό ύψος ορόφου

$Z_c$  = μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων υποστυλώματος

$V_{g+\psi q,b,l}$  = τέμνουσα δοκού αριστερά του κόμβου λόγω των κατακόρυφων φορτίων που δρουν συγχρόνως με τη σεισμική δράση

$V_{g+\psi q,b,r}$  = τέμνουσα δοκού δεξιά του κόμβου λόγω των κατακόρυφων φορτίων που δρουν συγχρόνως με τη σεισμική δράση

$$b_j = \min \left( \max(b_c, b_w), \max(b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right) \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \beta (i))$$

$$b_j = \min \left( \max(300, 500), \max(300, 500) + \frac{300}{2} \right) = 300 \text{ mm}$$

$$\tau_j = Vjv / (b_j * h_b) \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \beta (ii)) \quad (11)$$

$$\tau_j = 327.246 * 10^3 \text{ N} / (0.300 \text{ mm} * 0.500 \text{ mm}) = 2.19 \text{ MPa}$$

Έλεγχος για διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση.

$A_{sh}$  = η συνολική διατομή των οριζόντιων σκελών συνδετήρων μέσα στον κόμβο τα οποία είναι παράλληλα στο κατακόρυφο επίπεδο της τάσης  $\tau_j$ .

Στην περίπτωση της ( $\Sigma Myb > \Sigma Myc$ ) η δύναμη της τέμνουσας που εισάγεται από το υποστύλωμα παραλαμβάνεται από της συνδετήρες της δοκού. Οι συνδετήρες της δοκού είναι  $\Phi 8/300$ . Επομένως κατά το ύψος του υποστυλώματος  $h_c=300$  συμπεριλαμβάνεται της δίτημος συνδετήρας  $\Phi 8$ .  $A_{sh} = 1 * 50 * 2 = 100 \text{ mm}^2$ .

$$\rho_{jh} = A_{sh} / (b_j * h_b) \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \delta)$$

$$\rho_{jh} = 100 \text{ mm}^2 / (300 \text{ mm} * 500 \text{ mm}) = 0.000667$$

$$v_{top} = \frac{Nsd}{bc * hc * f_{cd}} \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \gamma)$$

$v_{top} = 0$  (Μελετώ την ανώτερη στάθμη του κτιρίου.)

$$\tau_c = f_{ct} * \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_{jh} * f_{yw}}{f_{ct}} \right) * \left( 1 + \frac{v_{top} * f_c}{f_{ct}} \right)} \quad (\text{KAN.EΠE. } \S 7.2.5 \text{ εξίσωση } (4))$$

$$\tau_c = 1.9 * \sqrt{\left(1 + \frac{0.000667 * 400/1.15}{1.9}\right) * \left(1 + \frac{0 * 16}{1.9}\right)} = 2.013 \text{ MPa}$$

Παρατηρώ ότι  $\tau_j > \tau_c$  επομένως προκαλείται διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση. Άρα ο κόμβος μου χρήζει ενίσχυσης.

Έλεγχος για διαγώνια θλίψη στον πυρήνα του κόμβου.

$$n = 0.6 * (1 - f_c(\text{MPa})/250)$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.5 ε)

$$n = 0.6 * (1 - 16/250) = 0.5616$$

Επειδή  $\tau_j > \tau_c$  για να ελέγξω την αστοχία σε διαγώνια θλίψη χρησιμοποιώ τον παρακάτω τύπο

$$\tau_{ju} = n * f_c * \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.5 εξίσωση (5))

$$\tau_{ju} = 0.5616 * 16 * \sqrt{1 - \frac{0}{0.5616}} = 8.9856 \text{ MPa}$$

Παρατηρώ ότι  $\tau_j < \tau_{ju}$  επομένως ο κόμβος δεν έχει πρόβλημα σε διαγώνια θλίψη.

- ✓ Όμοια γίνεται και ο έλεγχος ενίσχυσης και για τους υπόλοιπους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	ΣMyb (kNm)	ΣMyc (kNm)	Vjv (kN)	Vjh (kN)	t <sub>j</sub> (MPa)	t <sub>c</sub> (MPa)	t <sub>ju</sub> (MPa)
<b>K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)</b>	93.88	64.9	327.25	-	2.19	2.01	8.99
	ΣMyb > ΣMyc						
<b>K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)</b>	93.88	64.9	301.92	-	2.01	2.01	8.99
	ΣMyb > ΣMyc						
<b>K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)</b>	93.88	64.9	302.05	-	2.02	2.01	8.99
	ΣMyb > ΣMyc						

Πίνακας 6: Αποτελέσματα ροπών, τεμνουσών και διατμητικών τάσεων του δεύτερου ορόφου.

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

- Στον πρώτο όροφο (ΣMyb < ΣMyc) παρατηρούμε ότι οι εξωτερικοί περιμετρικοί κόμβοι εμφανίζονται περισσότερο κρίσιμοι για αστοχία λόγω της μεγάλης διατμητικής έντασης που εισάγουν σε αυτούς οι συντρέχουσες δοκοί. Αντίθετα στους γωνιακούς η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη επειδή συντρέχει μόνο μια δοκός σε κάθε διεύθυνση.
- Στον πρώτο όροφο η ύπαρξη υπερκείμενων υποστυλωμάτων παρέχει ευεργετική δράση αποτρέποντας τη διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση. Δηλαδή λόγω της παρουσίας  $v_{top}$  αυξάνεται και το  $\tau_c$ .



- Στον δεύτερο όροφο υποφέρουν σε διατμητική αστοχία περισσότερο οι γωνιακοί κόμβοι. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα γωνιακά υποστυλώματα έχουν μικρότερες διαστάσεις και ο κόμβος είναι λιγότερο ενισχυμένος όσον αφορά τους συνδετήρες.
- Τέλος παρατηρούμε ότι κανένας κόμβος δεν αστόχησε σε διαγώνια θλίψη διότι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος που παίζει καθοριστικό ρόλο στη σχέση της  $\tau_{ju}$ , είναι αρκετά μεγάλη και επιπλέον το αξονικό φορτίο στον επάνω όροφο είναι μηδέν.
- Το υπό εξέταση κτίριο ήταν διαστασιολογημένο με κανονισμούς πριν το 1985 και για αυτό το λόγο παρατηρείται αδυναμία κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας μέσω δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Το σχήμα αποδεικνύει πως μετά τη διαρροή ορισμένων στοιχείων το κτίριο είναι έτοιμο προς κατάρρευση αφού η ικανότητα προηγείται κατά πολύ της απαίτησης.

## 6. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8]

### 6.1 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΑΝΔΥΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

- Πρώτος όροφος (Στάθμη 1)

- ✓ Ενίσχυση του κόμβου Κ2-Σ1 κατά τη διεύθυνση x.

$$V_{jv} = V_{jh} * \frac{h_b}{h_c} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ8.12)}) \quad (12)$$

$$V_{jv} = 409.94 * \frac{500}{350} = 585.629 \text{ kN}$$

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} * \gamma_{Rd}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.21)}) \quad (13)$$

$$A_{jh} = \frac{409.94 \text{ kN}}{\left(\frac{0.4}{1.15}\right) \text{ kN/mm}^2 * 1.5} = 785.718 \text{ mm}^2$$

$A_{jh}$  = οριζόντιος οπλισμός του μανδύα στην περιοχή του κόμβου.

$\gamma_{Rd}$  = 1.5 ( συντελεστής ασφάλειας )

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} * \gamma_{Rd}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.22)}) \quad (14)$$

$$A_{jv} = \frac{585.629}{\left(\frac{0.4}{1.15}\right) \text{ kN/mm}^2 * 1.5} = 1122.46 \text{ mm}^2$$

$A_{jv}$  = κατακόρυφος οπλισμός του μανδύα στην περιοχή του κόμβου.

- ✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους υπόλοιπους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	V <sub>jv</sub> (kN)	A <sub>jh</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>jv</sub> (mm <sup>2</sup> )
<b>Κ2-Σ1</b> <b>(Δ7-Δ8)</b> <b>Κατά (x)</b>	585.63	785.72	1122.46
<b>Κ8-Σ1</b> <b>(Δ11-Δ12)</b> <b>Κατά (x)</b>	586.51	786.91	1124.15

<b>K4-Σ1 (Δ1-Δ2) Κατά (y)</b>	592.13	794.44	1134.91
<b>K6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά (y)</b>	586.77	787.25	1124.65

Πίνακας 7: Αποτελέσματα οριζόντιων και κατακόρυφων οπλισμών κόμβου του πρώτου ορόφου.

• Δεύτερος όροφος (Στάθμη 2)

✓ Ενίσχυση του κόμβου K1-Σ2 κατά τη διεύθυνση x.

$$V_{jh} = V_{jv} * \frac{h_c}{h_b} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ8.13)}) \quad (15)$$

$$V_{jh} = 327.246 * \frac{300}{500} = 196.348 \text{ kN}$$

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} * \gamma_{Rd}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.21)})$$

$$A_{jh} = \frac{196.348 \text{ kN}}{\left(\frac{0.4}{1.15}\right) \text{ kN/mm}^2 * 1.5} = 376.3329 \text{ mm}^2$$

$A_{jh}$  = οριζόντιος οπλισμός του μανδύα στην περιοχή του κόμβου.

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} * \gamma_{Rd}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.22)})$$

$$A_{jv} = \frac{327.346}{\left(\frac{0.4}{1.15}\right) \text{ kN/mm}^2 * 1.5} = 627.413 \text{ mm}^2$$

$A_{jv}$  = κατακόρυφος οπλισμός του μανδύα στην περιοχή του κόμβου.

✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους υπόλοιπους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	<b>V<sub>jh</sub> (kN)</b>	<b>A<sub>jh</sub>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>jv</sub>(mm<sup>2</sup>)</b>
<b>K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)</b>	196.35	376.33	627.22
<b>K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)</b>	185.15	347.20	578.67
<b>K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)</b>	181.23	347.36	578.93

Πίνακας 8: Αποτελέσματα οριζόντιων και κατακόρυφων οπλισμών κόμβου του επάνω ορόφου.

## 6.2 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑΙΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΕ ΚΟΜΒΟ.

Έστω χάλυβας Fe360 με S235

• Πρώτος όροφος (Στάθμη 1)

✓ Ενίσχυση του κόμβου Κ2-Σ1 κατά τη διεύθυνση x.

$$h_{\delta} = \sqrt{h_b^2 + h_c^2} \quad h_{\delta} = \sqrt{500^2 + 350^2} = 610.328 \text{ mm} \quad (16)$$

$h_{\delta}$  = μήκος της διαγωνίου του κόμβου

$$F_{j\delta} = \frac{Vjh}{h_c} * h_{\delta} = \frac{Vjv}{h_b} * h_{\delta} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (Σ8.14)}) \quad (17)$$

$$F_{j\delta} = \frac{409.94}{0.350} * 0.61 = \frac{585.629}{0.500} * 0.61 = 714.85 \text{ kN}$$

$F_{i\delta}$  = εφελκυστική δύναμη κόμβου

$$A_{j\delta} = \frac{F_{j\delta}}{f_{yd} * \gamma_{Rd}} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (8.23)}) \quad (18)$$

$$A_{j\delta} = \frac{714.85 * 10^3}{235/1.15 * 2} = 1749.10 \text{ mm}^2$$

$A_{j\delta}$  = απαιτούμενη διατομή χαλύβδινων στοιχείων

$\gamma_{Rd}$  = 2 ( συντελεστής ασφάλειας )

✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους υπόλοιπους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	<b>F<sub>jδ</sub> (kN)</b>	<b>A<sub>jδ</sub>(mm<sup>2</sup>)</b>
<b>Κ2-Σ1 (Δ7-Δ8) Κατά(x)</b>	714.85	1749.10
<b>Κ8-Σ1 (Δ11-Δ12) Κατά(x)</b>	715.93	1751.75
<b>Κ4-Σ1 (Δ1-Δ2) Κατά(y)</b>	722.79	1768.52
<b>Κ6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά(y)</b>	716.25	1752.52

Πίνακας 9: Αποτελέσματα διατομής χαλύβδινων στοιχείων του πρώτου ορόφου.

• Δεύτερος όροφος (Στάθμη 2)

✓ Ενίσχυση του κόμβου Κ1-Σ2 κατά τη διεύθυνση x.

$$h_{\delta} = \sqrt{h_b^2 + h_c^2} \quad h_{\delta} = \sqrt{500^2 + 300^2} = 583.095 \text{ mm}$$

$$F_{j\delta} = \frac{Vjh}{h_c} * h_{\delta} = \frac{Vjv}{h_b} * h_{\delta} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (Σ8.14)})$$

$$F_{j\delta} = \frac{196.35}{0.300} * 0.58 = \frac{327.35}{0.500} * 0.58 = 381.62 \text{ kN}$$

$F_{j\delta}$  = εφελκυστική δύναμη κόμβου

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

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.23))

$$A_{j\delta} = \frac{381.62 * 10^3}{235/1.15 * 2} = 933.75 \text{ mm}^2$$

$A_{j\delta}$  = απαιτούμενη διατομή χαλύβδινων στοιχείων

- ✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους υπόλοιπους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	<b>F<sub>jδ</sub> (kN)</b>	<b>A<sub>jδ</sub>(mm<sup>2</sup>)</b>
<b>K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)</b>	381.62	933.75
<b>K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)</b>	352.09	861.50
<b>K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)</b>	352.24	861.88

Πίνακας 10: Αποτελέσματα διατομής χαλύβδινων στοιχείων του επάνω ορόφου.

### 6.3 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Ή ΥΦΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

- Πρώτος όροφος (Στάθμη 1)

- ✓ Ενίσχυση του κόμβου K2-Σ1 κατά τη διεύθυνση x.  
Επικολλητά ελάσματα από χάλυβα S235

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης ( $\sigma_{jd}$ ) λόγω αστοχίας του προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.14))

(19)

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{1.2} * 235 = 195.83 \text{ MPa}$$

$\gamma_m = 1.2$  ( συντελεστής ασφάλειας υλικού ενίσχυσης )

$f_{jk}$  = χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης

$$t_{ελ} = \max \left( \frac{Vjh}{h_b * \sigma_{jd}}, \frac{Vjv}{h_c * \sigma_{jd}} \right)$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.24))

(20)

$$t_{ελ} = \max\left(\frac{409.94}{0.5 * 195.83}, \frac{585.629}{0.35 * 195.83}\right) = 8.544mm$$

$t_{ελ}$  = πάχος του χαλύβδινου ελάσματος

Υφάσματα γυαλιού από ινοπλισμένα πολυμερή

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης ( $\sigma_{jd}$ ) λόγω αστοχίας του προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (8.14)}) \quad (21)$$

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{1.2} * 525 \text{ MP}\alpha = 437.5 \text{ MP}\alpha$$

$\gamma_m = 1.2$  ( συντελεστής ασφάλειας υλικού ενίσχυσης )

$f_{jk}$  = χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης

$$\varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{ju} * \psi \leq 1.5\% \quad (\text{KAN.EΠE. § 8.2.2.2 (iv)}) \quad (22)$$

$$\varepsilon_{j,max} = 2.8\% * 1 \leq 1.5\%$$

$$\varepsilon_{j,max} = 0.015$$

$\varepsilon_{ju}$  = μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού

Για ινοπλισμένα πολυμερή γυαλιού το  $\varepsilon_{ju} = 2.8$

$\psi$  = μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων

Για πλήθος στρώσεων ινοπλισμένων πολυμερή μικρότερων των τεσσάρων το

$\psi=1$ .

$$\varepsilon_{j,crit} = k_v * \varepsilon_{j,max} \quad (\text{KAN.EΠE. § 8.2.2.2 (iv)}) \quad (23)$$

$$\varepsilon_{j,crit} = 1/2 * 0.015 = 0.0075$$

$k_v$  = συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής και λαμβάνεται ίσος με  $\frac{1}{2}$

$$f_{jk} = E_j * \varepsilon_{crit} \quad (\text{KAN.EΠE. § 8.2.2.2 (iv)}) \quad (24)$$

$$f_{jk} = 70 * 10^3 (\text{MP}\alpha) * 0.0075 = 525 \text{ MP}\alpha$$

$E_j = 70 \text{ GPa}$  : μέτρο ελαστικότητας του γυαλιού

$$t_{jh} = \frac{Vjh}{h_b * \sigma_{jd}} \quad (\text{KAN.EΠE. § 8.3.2.3}) \quad (25)$$

$$t_{jh} = \frac{409.94}{0.500 * 437.5} = 1.874 \text{ mm}$$

$t_{jh}$  = πάχος απαιτούμενου υφάσματος με ίνες παράλληλες προς τον άξονα της δοκού

$$t_{jv} = \frac{Vjv}{h_c * \sigma_{jd}} \quad (\text{KAN.EΠE. § 8.3.2.3}) \quad (26)$$

$$t_{jv} = \frac{585.629}{0.350 * 437.5} = 3.825 \text{ mm}$$

$t_{jv}$  = πάχος απαιτούμενου υφάσματος με ίνες παράλληλες της τον άξονα του υποστυλώματος.



- ✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους άλλους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	Fe360	ΙΟΠ-G	
	$t_{ελ}$ (mm)	$t_{jh}$ (mm)	$t_{jv}$ (mm)
<b>K2-Σ1</b> <b>(Δ7-Δ8)</b> <b>Κατά (x)</b>	8.54	1.87	3.83
<b>K8-Σ1</b> <b>(Δ11-Δ12)</b> <b>Κατά (x)</b>	8.56	1.88	3.83
<b>K4-Σ1</b> <b>(Δ1-Δ2)</b> <b>Κατά (y)</b>	8.64	1.90	3.87
<b>K6-Σ1</b> <b>(Δ5-Δ6)</b> <b>Κατά (y)</b>	8.56	1.88	3.83

Πίνακας 11: Αποτελέσματα πάχους ενίσχυσης με Fe360 και ΙΟΠ-G του πρώτου ορόφου.

• Δεύτερος όροφος (Στάθμη 2)

- ✓ Ενίσχυση του κόμβου K1-Σ2 κατά τη διεύθυνση x.

Επικολητά ελάσματα από χάλυβα S235

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης ( $\sigma_{jd}$ ) λόγω αστοχίας του προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.14))

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{1.2} * 235 = 195.83 \text{ MPa}$$

$$t_{ελ} = \max\left(\frac{Vjh}{h_b * \sigma_{jd}}, \frac{Vjv}{h_c * \sigma_{jd}}\right)$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.24))

$$t_{ελ} = \max\left(\frac{196.35}{0.5 * 195.83}, \frac{327.35}{0.30 * 195.83}\right) = 5.572 \text{ mm}$$

$t_{ελ}$  = πάχος του χαλύβδινου ελάσματος

Υφάσματα γυαλιού από ινοπλισμένα πολυμερή

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης ( $\sigma_{jd}$ ) λόγω αστοχίας του προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.14))

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{1.2} * 525 \text{ MPa} = 437.5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{ju} * \psi \leq 1.5\%$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 8.2.2.2 (iv))

$$\varepsilon_{j,max} = 2.8\% * 1 \leq 1.5\%$$

$$\varepsilon_{j,max} = 0.015$$

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

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 8.2.2.2 (iv))

$$\varepsilon_{j,crit} = 1/2 * 0.015 = 0.0075$$

$$f_{jk} = E_j * \varepsilon_{crit}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 8.2.2.2 (iv))

$$f_{jk} = 70 * 10^3 (MPa) * 0.0075 = 525 MPa$$

$$t_{jh} = \frac{Vjh}{h_b * \sigma_{jd}}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 8.3.2.3)

$$t_{jh} = \frac{196.35}{0.500 * 437.5} = 0.898 \text{ mm}$$

$t_{jh}$  = πάχος απαιτούμενου υφάσματος με ίνες παράλληλες προς τον άξονα της δοκού

$$t_{jv} = \frac{Vjv}{h_c * \sigma_{jd}}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 8.3.2.3)

$$t_{jv} = \frac{327.35}{0.300 * 437.5} = 2.494 \text{ mm}$$

$t_{jv}$  = πάχος απαιτούμενου υφάσματος με ίνες παράλληλες προς τον άξονα του υποστρώματος.

- ✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους άλλους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	Fe360	ΙΟΠ-G	
	$t_{ελ}$ (mm)	$t_{jh}$ (mm)	$t_{jv}$ (mm)
<b>K1-Σ2</b> (Δ7) <b>Κατά (x)</b>	5.57	0.898	2.49
<b>K3-Σ2</b> (Δ8) <b>Κατά (x)</b>	5.13	0.828	2.30
<b>K3-Σ2</b> (Δ6) <b>Κατά (y)</b>	5.14	0.828	2.30

Πίνακας 12: Αποτελέσματα πάχους ενίσχυσης με Fe360 και ΙΟΠ-G του επάνω ορόφου.

#### 6.4 ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΣΕ ΚΟΜΒΟ

Τοποθετώ χάλυβα S400.

- Πρώτος όροφος (Στάθμη 1)

- ✓ Ενίσχυση του κόμβου K2-Σ1 κατά τη διεύθυνση x.

$$A_{jh,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} * Vjh}{f_{ywd}} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (8.25)}) \quad (27)$$

$$A_{jh,tot} \geq \frac{1.5 * 409.94 \text{ kN}}{0.400/1.15 \text{ kN/mm}^2} = 1767.866 \text{ mm}^2$$

$A_{jh,tot}$  = συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων  
 $\gamma_{Rd} = 1.5$  ( συντελεστής ασφάλειας )

$$A_{jv,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} * Vjv}{f_{ywd}} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (8.26)}) \quad (28)$$

$$A_{jv,tot} \geq \frac{1.5 * 585.629 \text{ kN}}{0.400/1.15 \text{ kN/mm}^2} = 2525.525 \text{ mm}^2$$

$A_{jv,tot}$  = συνολική διατομή των κατακόρυφων συνδετήρων

- ✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους άλλους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	$A_{jh,tot} \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{jv,tot} \text{ (mm}^2\text{)}$
<b>K2-Σ1</b> <b>(Δ7-Δ8)</b> <b>Κατά(x)</b>	1767.87	2525.53
<b>K8-Σ1</b> <b>(Δ11-Δ12)</b> <b>Κατά(x)</b>	1770.54	2529.34
<b>K4-Σ1</b> <b>(Δ1-Δ2)</b> <b>Κατά(y)</b>	1787.49	2553.56
<b>K6-Σ1</b> <b>(Δ5-Δ6)</b> <b>Κατά(y)</b>	1771.32	2534.76

Πίνακας 13: Αποτελέσματα πάχος διατομής οριζόντιων και κατακόρυφων συνδετήρων του πρώτου ορόφου.

- Δεύτερος όροφος (Στάθμη 2)

- ✓ Ενίσχυση του κόμβου K1-Σ2 κατά τη διεύθυνση x.

$$A_{jh,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} * Vjh}{f_{ywd}} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (8.25)})$$

$$A_{jh,tot} \geq \frac{1.5 * 196.35 \text{ kN}}{0.400/1.15 \text{ kN/mm}^2} = 846.72 \text{ mm}^2$$

$A_{jh,tot}$  = συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων

$$A_{jv,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} * Vjv}{f_{ywd}} \quad (\text{KAN.EΠE. εξίσωση (8.26)})$$

$$A_{jv,tot} \geq \frac{1.5 * 327.35 \text{ kN}}{0.400/1.15 \text{ kN/mm}^2} = 1411.25 \text{ mm}^2$$

$A_{jv,tot}$  = συνολική διατομή των κατακόρυφων συνδετήρων

- ✓ Όμοια γίνεται και η ενίσχυση για τους άλλους κόμβους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα.

	$A_{jh,tot} \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{jv,tot} \text{ (mm}^2\text{)}$
<b>K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)</b>	846.72	1411.25
<b>K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)</b>	781.21	1302.01
<b>K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)</b>	781.55	1302.6

Πίνακας 14: Αποτελέσματα πάχους διατομής οριζόντιων και κατακόρυφων συνδετήρων του άνω ορόφου.

## 7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

- Παρατηρούμε ότι σε όλες τις μεθόδους ενίσχυσης η κατακόρυφη τέμνουσα έχει πάντα μεγαλύτερη τιμή από την αντίστοιχη οριζόντια ( $V_{jv} > V_{jh}$ ) γεγονός που οδηγεί σε περισσότερο κατακόρυφο οπλισμό ( $A_{jv} > A_{jh}$ ). Αυτό συμπίπτει με την απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού για καλύτερη όπλιση των υποστυλωμάτων και δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς ( $\Sigma M_{yb} < \Sigma M_{yc}$ ).
- Η προσαύξηση του συντελεστή  $\rho_{jh}$  μέσω της πύκνωσης του κόμβου με οριζόντιους ή κατακόρυφους συνδετήρες συντελεί στην αύξηση της αντοχής σε εφελκυστική ρηγμάτωση (αύξηση του  $\tau_c$ ).
- Η επιλογή της κατάλληλης τεχνικής ενίσχυσης είναι μια πολυπαραμετρική διαδικασία. Πιθανοί παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη είναι:
  - a) Ο διατιθέμενος χρόνος, απουσία όχλησης. Για ενισχύσεις σε περιορισμένο χρονικό περιθώριο συνίσταται η προσθήκη υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή.
  - b) Η ύπαρξη διαβρωτικού περιβάλλοντος επιβάλλει την αποφυγή χρησιμοποίησης ελασμάτων χάλυβα.
  - c) Σε περιμετρικούς και γωνιακούς κόμβους είναι ευκολότερα εφαρμόσιμη η τεχνική των χιαστί κολλάρων σε αντίθεση με τους κεντρικούς όπου συντρέχουν τέσσερις δοκοί. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει διάτρηση των εγκαρσίων δοκών ώστε να γίνει δυνατή η διέλευση των χιαστί διαγωνίων, πράγμα ιδιαίτερα δύσκολο. Επιπλέον τα χιαστί κολλάρια είναι μια εξαιρετική λύση για την αντιμετώπιση των χιαστί διατμητικών ρωγμών.
  - d) Σε περιπτώσεις σοβαρών βλαβών όπου έχει συμβεί αποδιοργάνωση του σκυροδέματος και λυγισμός διαμήκων ράβδων θα βοηθούσε η τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής.
  - e) Τέλος όπου επιτρέπεται η αύξηση των διαστάσεων του κόμβου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τεχνική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Η μέθοδος είναι καταλληλότερη για ενίσχυση κόμβου στην περίπτωση που επεκτείνεται ο μανδύας σ' όλο το μήκος της δοκού ή του υποστυλώματος. Επίσης ενδείκνυται διότι υπάρχει ικανοποιητική γνώση της εφαρμογής της από τα συνεργεία κατασκευών.

## 8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Στέφανος Δρίτσος, “Ενισχύσεις - Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος” Διδακτικό Βιβλίο, Πανεπιστήμιο Πατρών 2010
- [2] Πενέλης Γ.Γ. - Κάππος Α.Ι. , “Αντισεισμικές Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Ζήτη, 1990
- [3] Χρ. Καραγιάννης “Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι σεισμού.” (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [4] Michael N. Fardis, “Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings”, based on EN-Eurocode 8
- [5] <https://eclass.upatras.gr/modules/document/document.php?course=ARCH149&openDir=/03237354y943> Μεταπτυχιακό μάθημα Πανεπιστημίου Πατρών “Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κτιρίων”.
- [6] [http://www.tol.com.gr/products\\_raf.php](http://www.tol.com.gr/products_raf.php) Ανάλυση Υφιστάμενου Κτιρίου ( Πρόγραμμα ΡΑΦ )
- [7] <http://www.tol.com.gr/documentation/docs.php> Εγχειρίδιο Υπερωθητικής Ανάλυσης ΡΑΦ
- [8] ΟΑΣΠ, “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 2013” Διδακτικό Βιβλίο
- [9] <https://www.google.gr/search?> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [10] [http://www.episkeves.civil.upatras.gr/Img/PhotoAlbums/8/59R\[1\].jpg](http://www.episkeves.civil.upatras.gr/Img/PhotoAlbums/8/59R[1].jpg) (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [11] [http://www.epidomos.gr/page.php?id=49&lang&p\\_id=29](http://www.epidomos.gr/page.php?id=49&lang&p_id=29) (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [12] <http://www.buildtek.gr/p6.html> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)