

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ WINDOWS

ΠΕΡΙΒΟΛΑΡΗΣ ΑΝΑ. ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π [pan.perivolaris@gmail.com](mailto:pan.perivolaris@gmail.com)

### Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η ανάπτυξη μιας εφαρμογής για Windows, μέσω της οποίας θα πραγματοποιείται ο έλεγχος ενός κόμβου δοκού-υποστυλώματος σύμφωνα με το κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013. Τα δεδομένα που θα πρέπει να εισαχθούν υπολογίζονται προσεγγιστικά από κτήριο με φέρον οργανισμό οπλισμένου σκυροδέματος. Δίνεται λυμένο ένα παράδειγμα εφαρμογής αναλυτικά και στο τέλος τα αποτελέσματα που παίρνουμε όπως αυτά υπολογίζονται με χρήση της εφαρμογής NodeCheck.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

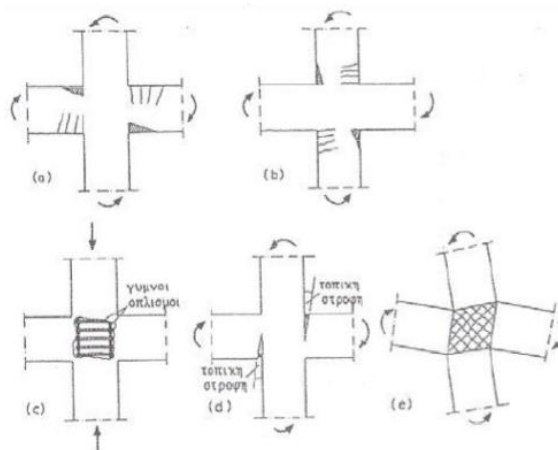
Έπειτα από μεγάλους και με αρκετές καταστροφές σεισμούς που έχουν συμβεί έχει παρατηρηθεί, ιδιαίτερα στις πιο παλιές κατασκευές από οπλισμένο σκυροδέμα, ότι οι κόμβοι είναι από τα πλέον ευπαθή στοιχεία. Αυτό οφείλεται στους εξής λόγους<sup>[1]</sup>:

- Η διατμητική ένταση στους κόμβους είναι ιδιαίτερα υψηλή.
- Ο σχεδιασμός τους, μέχρι και σήμερα, δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της τοπικής έντασης.
- Είναι συχνά περιοχές κακής σκυροδέτησης λόγω μεγάλης πυκνότητας Οπλισμών.

Σημειώνεται ότι οι βλάβες στους κόμβους είναι από τις πλέον κρίσιμες για την ασφάλεια της ακεραιότητας του φορέα. Κάθε ρηγμάτωση, έστω και πολύ μικρού ανοίγματος, εξετάζεται ως επικίνδυνη και αντιμετωπίζεται ως σοβαρότερη βλάβη σε σχέση με άλλα δομικά στοιχεία με την ίδια εικόνα ρηγμάτωσης. Η βαθμονόμηση των βλαβών στους κόμβους είναι κατά μια κατηγορία υψηλότερη από αυτή σε υποστυλώματα με την ίδια εικόνα.<sup>[1]</sup>

### 2. ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΟΜΒΩΝ

Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 1: Μορφές Αστοχίας Κόμβων Δοκών – Υποστυλωμάτων<sup>[2]</sup>.

- α) Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (επιθυμητός τρόπος).
- β) Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα (ανεπιθύμητος τρόπος).
- γ) Αποφλοίωση στην επικάλυψη σκυροδέματος στις παρειές του κόμβου με αποτέλεσμα την μείωση της φέρουσας ικανότητας των υποστυλωμάτων.

- d) Αστοχία της αγκύρωσης των διαμηκών ράβδων της δοκού με αποτέλεσμα δημιουργία τοπικών στροφών και μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος.
- e) Αστοχία κόμβου σε διάτμηση με αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής αλλά και της δυσκαμψίας.

### 3. ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Οι τεχνικές επέμβασης στην περιοχή των κόμβων αποτελούν μια δύσκολη κατασκευαστική εργασία διότι εκεί συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα. Ανάλογα με τον στόχο της επέμβασης διακρίνονται σε αυτές που απλά επισκευάζουν τον κόμβο και σε αυτές που τον ενισχύουν.

#### 3.1 ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΟΜΒΩΝ

Η επισκευή των κόμβων γίνεται με τις ίδιες τεχνικές που εφαρμόζονται και για τα άλλα δομικά στοιχεία και ανάλογα με το μέγεθος της βλάβης<sup>[1]</sup>.

- **Ελαφρές Ρηγματώσεις:** *Τεχνική των Ρητινενέσεων.*

Με αυτές πετυχαίνουμε:

- Πλήρη αποκατάσταση της αντοχής των κόμβων.
- Σχεδόν πλήρη αποκατάσταση της δυσκαμψίας.
- Αποκατάσταση και πιθανόν αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας.

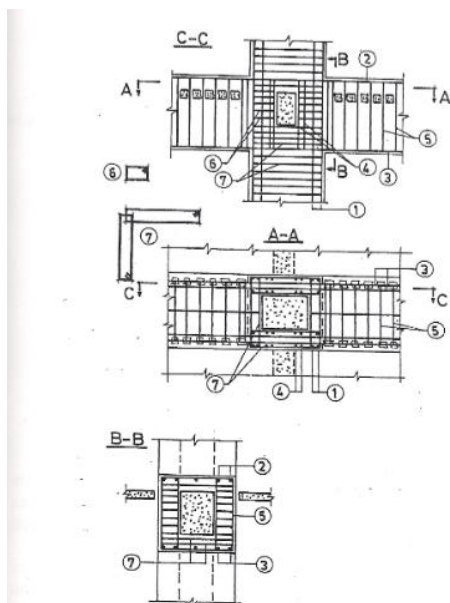
- **Βαριές Βλάβες:** *Αποκατάσταση Ίσης Διατομής.*

Με ή χωρίς διορθωτικές παρεμβάσεις στην όπλιση. Στην δεύτερη περίπτωση πρόκειται για ενίσχυση η οποία βελτιώνει τα χαρακτηριστικά του κόμβου σημαντικά. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η αποτελεσματικότητα αυξάνει όσο χειρότερος είναι ο κόμβος.

#### 3.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΩΝ

Οι βασικές μορφές ενίσχυσης είναι με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, με χρήση χιαστί κολλάρων, με χρήση επικολητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή και τέλος με αποκατάσταση ίσης διατομής.

##### 3.2.1 ΜΑΝΔΥΑΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ



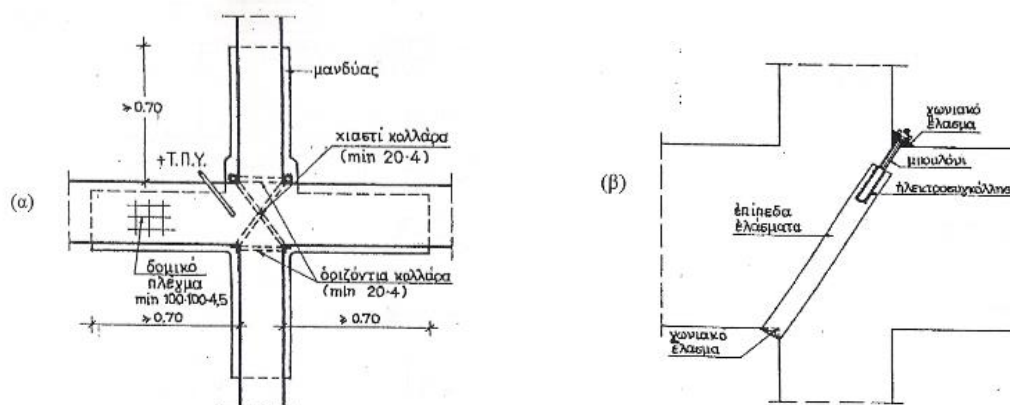
1.Οπλισμοί υποστυλώματος, 2. Οπλισμοί δοκού άνω, 3. Οπλισμοί δοκού κάτω, 4. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι κόμβου, 5. Συνδετήρες δοκού, 6. Συνδετήρες υποστυλώματος, 7. Συνδετήρες υποστυλώματος μέσα στον κόμβο.

Είναι ο πλέον αποτελεσματικός τρόπος ενίσχυσης των κόμβων. Συνήθως ο μανδύας αποτελεί συνέχεια του μανδύα που έχει χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων, αλλά η τεχνική εφαρμόζεται και μόνη της. Η διατομή του κόμβου αυξάνεται και τοποθετούνται νέοι οπλισμοί διαμήκης και εγκάρσιοι. Για τη επίτευξη ικανοτικών κριτηρίων ο μανδύας μπορεί να μην επεκταθεί στην δοκό ή να επεκταθεί όσο είναι απαραίτητο για τον επιθυμητό τρόπο αστοχίας.

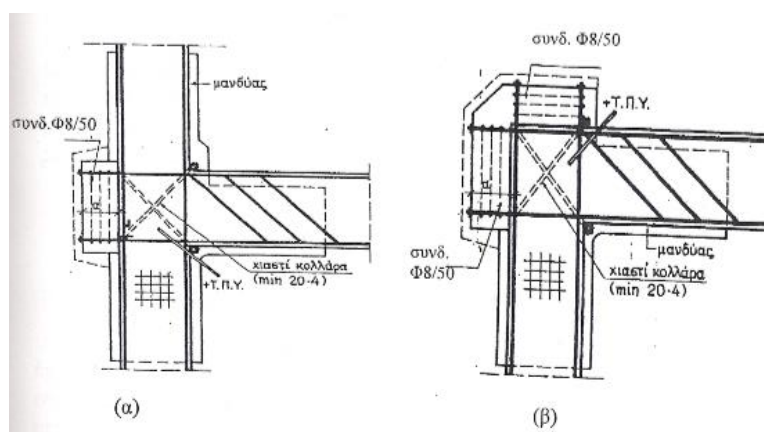
Εικόνα 2: Ενίσχυση Κόμβου με Μανδύα Ο.Σ. <sup>[1]</sup>

### 3.2.2 ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΑ

Με την μέθοδο αυτή πετυχαίνουμε την αύξηση της περίσφιξης στον κόμβο. Τα κολλάρια τοποθετούνται χιαστί και εντείνονται με μηχανικό τρόπο. Τα δύο οριζόντια κολλάρια στις παρειές των υποστυλωμάτων συγκολλούνται στα χιαστί και σταθεροποιούν το σύστημα περίσφιξης (Εικόνα 3)<sup>[1]</sup>. Στους εξωτερικούς κόμβους που έχουν και το μεγαλύτερο πρόβλημα για την εφαρμογή της τεχνικής γίνεται μια επέκταση της δοκού ή και του υποστυλώματος αν πρόκειται για τον τελευταίο όροφο (Τεχνική της Καμπούρας) (Εικόνα 4)<sup>[1]</sup>.



Εικόνα 3: Ενίσχυση με Χιαστί Κολλάρια<sup>[1]</sup>. α) Γενική Διάταξη β) Λεπτομέρεια εφαρμογής.

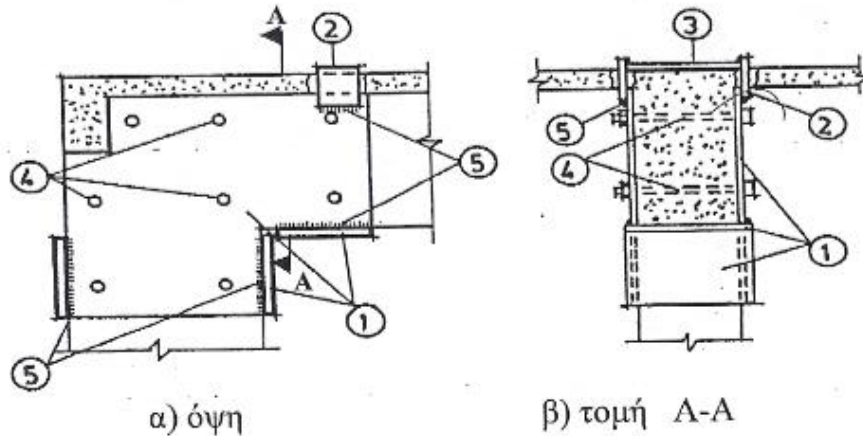


Εικόνα 4: Εφαρμογή Χιαστί Κολλάρων σε Εξωτερικούς κόμβους (Τεχνική της Καμπούρας)<sup>[1]</sup>. α) Με υποστύλωμα στον ανώτερο όροφο β) Χωρίς Υποστύλωμα.

### 3.2.3 ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΧΑΛΥΒΑ Η ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Κατά την εφαρμογή αυτής της τεχνικής τα ελάσματα τοποθετούνται στις δύο πλευρές του κόμβου και προεκτείνονται στις συντρέχουσες δοκούς και υποστυλώματα σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το αντίστοιχο πλάτος του κόμβου. Η σύνδεση των ελασμάτων με το υπάρχοντα φορέα γίνεται μέσω εποξειδικής κόλας και επιπλέον με βίδες ή ντίζες που συσφίγγουν τα ελάσματα των απέναντι παρειών (Εικόνα 5). Με την τεχνική αυτή αυξάνεται η διατμητική αντοχή αλλά και η πλαστιμότητα των κόμβων.

Η χρήση των φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή έχει το πλεονέκτημα της ευκολίας τοποθέτησης. Η τεχνική είναι η ίδια με αυτή των ελασμάτων χωρίς την χρήση ντιζών για τη σύσφιξη.



1. μεταλλικά ελάσματα, 2. μεταλλικό έλαιομα, 3. μεταλλική ταινία, 4. προεντεταμένοι κοχλίες,  
5. συγκολλήσεις.

Εικόνα 5: Ενίσχυση Κόμβου με Επικολητά Ελάσματα.<sup>[1]</sup>

#### 4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΣΕ ΚΟΜΒΟΥΣ ΔΟΚΩΝ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται με την μορφή διαγραμμάτων ροής οι έλεγχοι διατμητικής αντοχής καθώς και οι υπολογισμοί για την διαστασιολόγηση των ενισχύσεων σε κόμβους δοκών- υποστυλωμάτων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013.

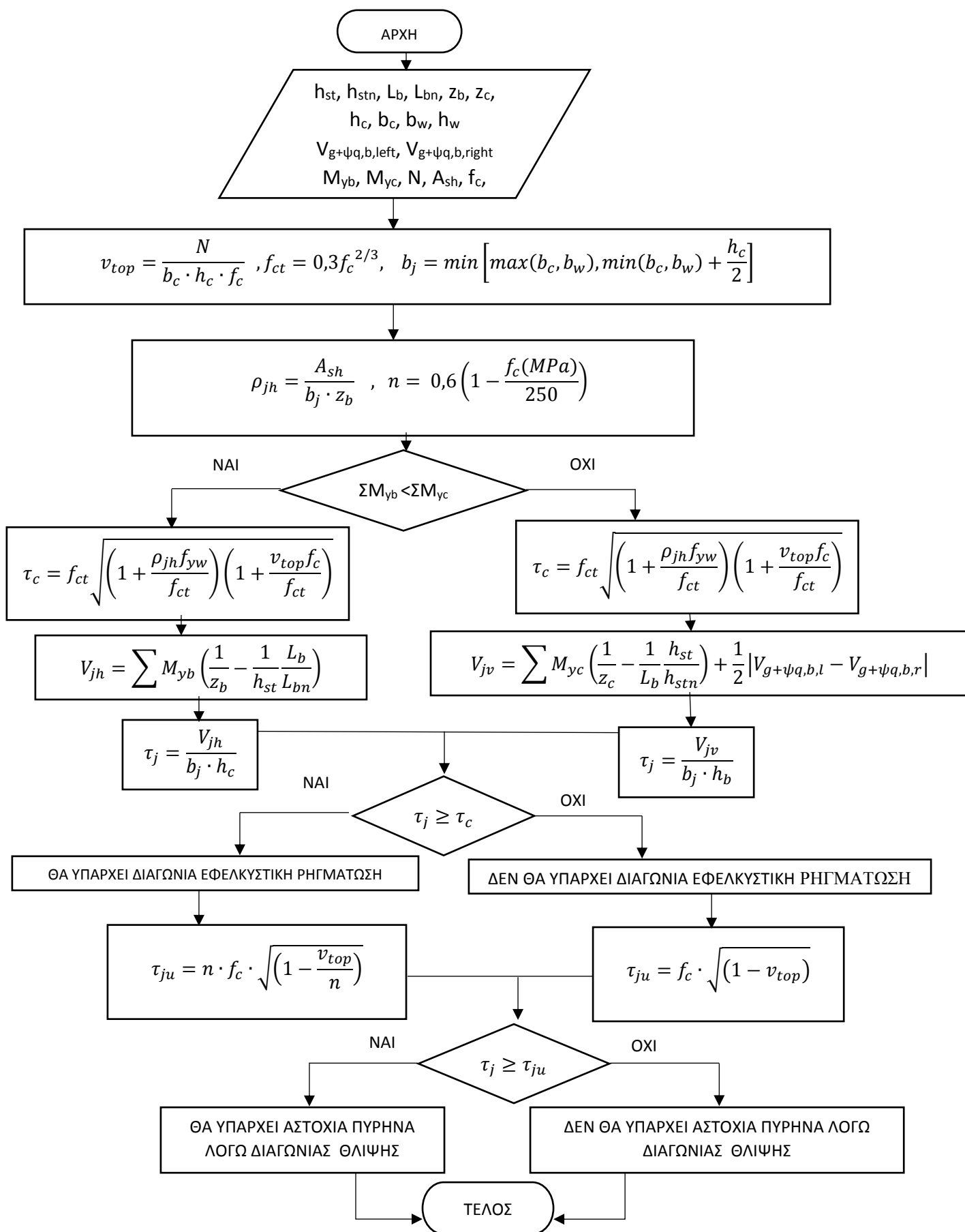
Με βάση την μεθοδολογία αυτή έχει δημιουργηθεί η εφαρμογή *NodeCheck* η οποία έχει αναπτυχθεί με την χρήση του Microsoft Visual Studio 2013 σε γλώσσα προγραμματισμού Visual C#.

##### 4.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΟΜΒΩΝ

Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §7.2.5. Το διάγραμμα ροής υπολογισμών δίνεται στην Εικόνα 6.

##### 4.2 ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ ΛΟΓΩ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΘΛΙΨΗΣ ΚΟΜΒΟΥ

Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §8.3.1. Η ενίσχυση του κόμβου έναντι διαγώνιας θλίψης πραγματοποιείται με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος αυξάνοντας τις διαστάσεις του κόμβου. Ο κόμβος με τις νέες διαστάσεις ελέγχεται με την ίδια διαδικασία της παραγράφου 4.1 για να επαληθευτεί η επάρκειά του.

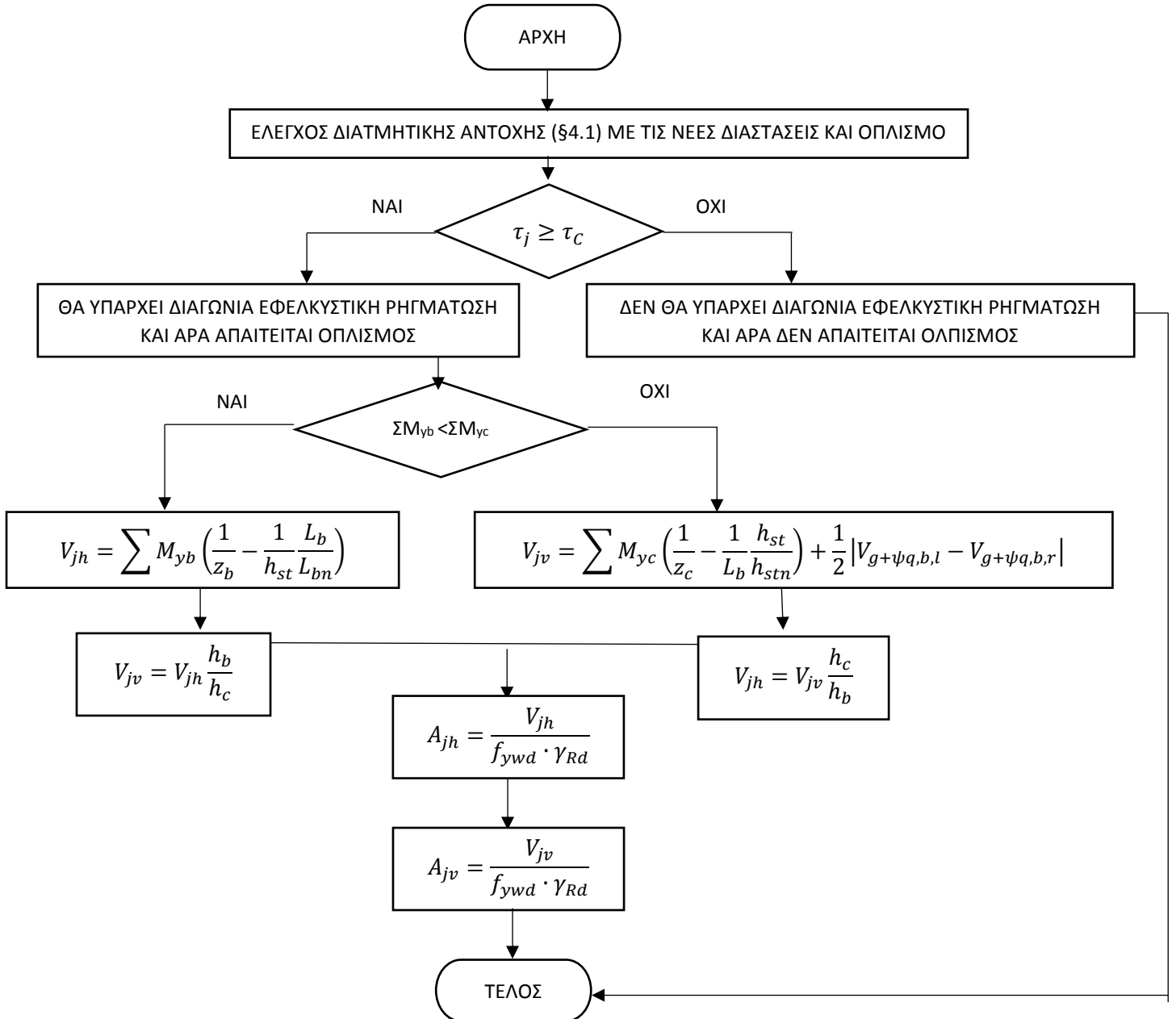


Εικόνα 6: Διάγραμμα Ροής Υπολογισμών Αντοχής Κόμβου.

### 4.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

#### 4.3.1 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

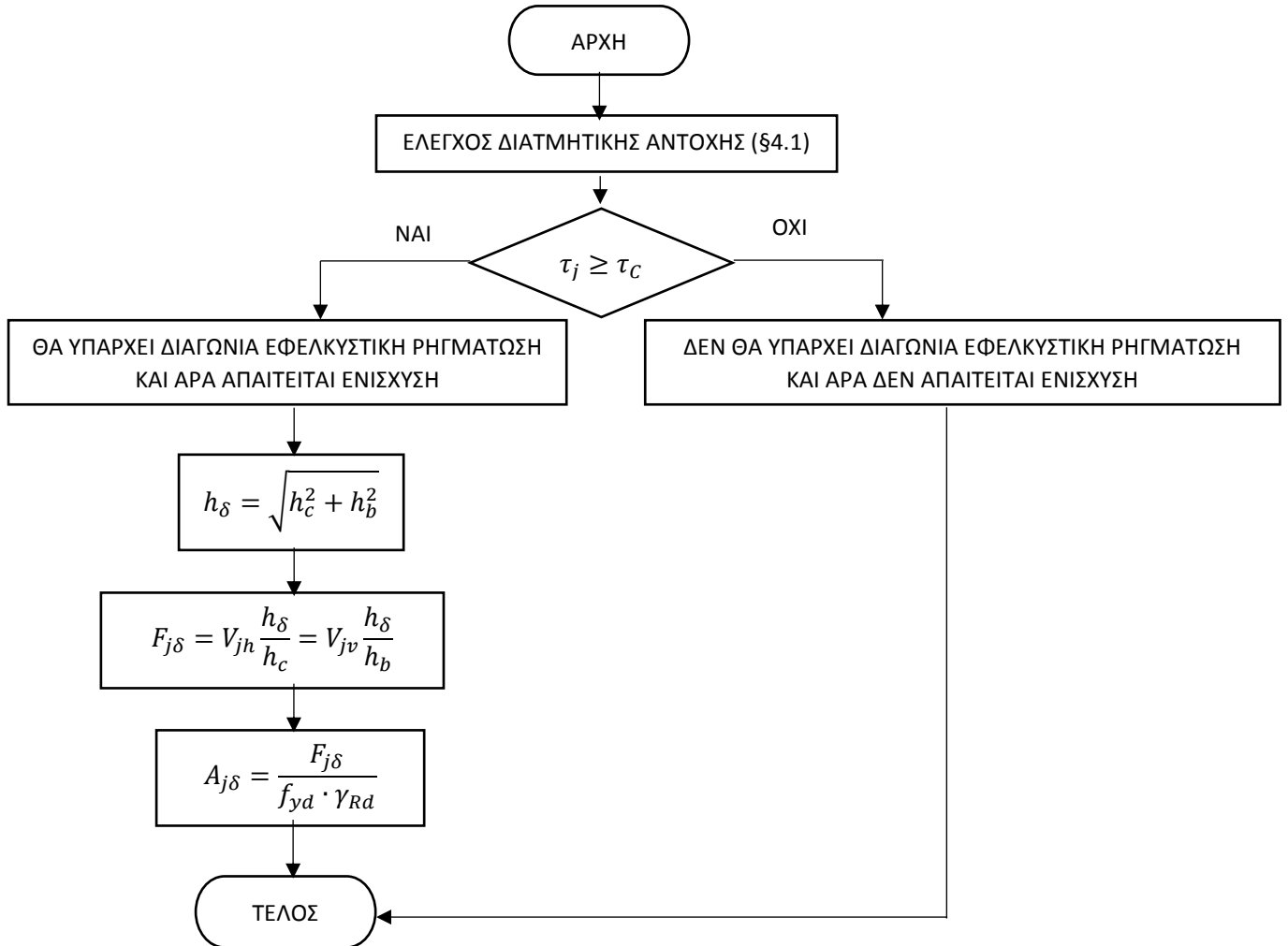
Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §8.3.2.1. Το διάγραμμα ροής υπολογισμών δίνεται στην Εικόνα 7.



Εικόνα 7: Ενίσχυση με Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος.

#### 4.3.2 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

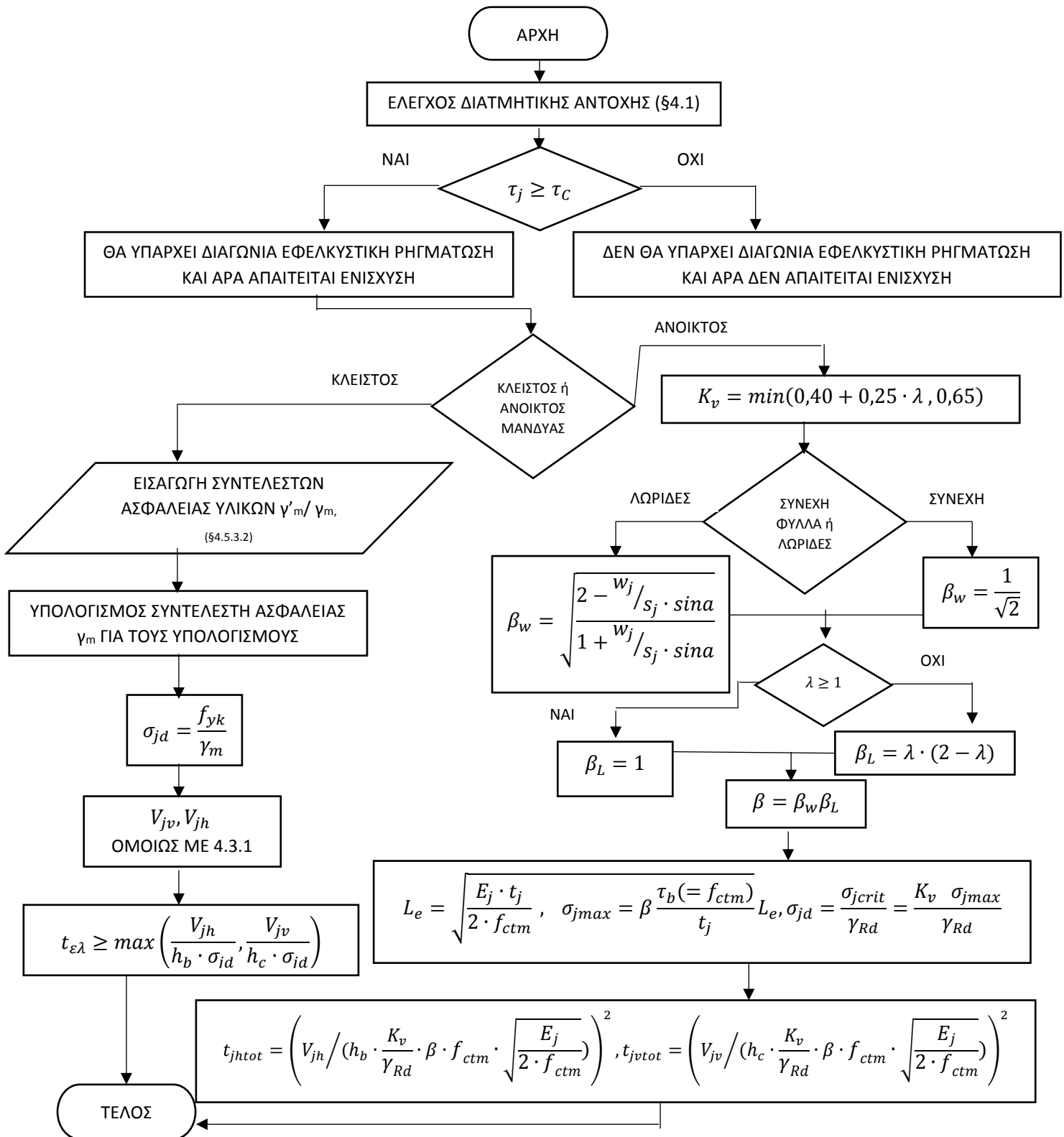
Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §8.3.2.2. Το διάγραμμα ροής υπολογισμών δίνεται στην Εικόνα 8.



Εικόνα 8: Ενίσχυση με Προσθήκη Χιαστί Κολλάρων.

### 4.3.3 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §8.3.2.3. Το διάγραμμα ροής υπολογισμών δίνεται στην Εικόνα 9.

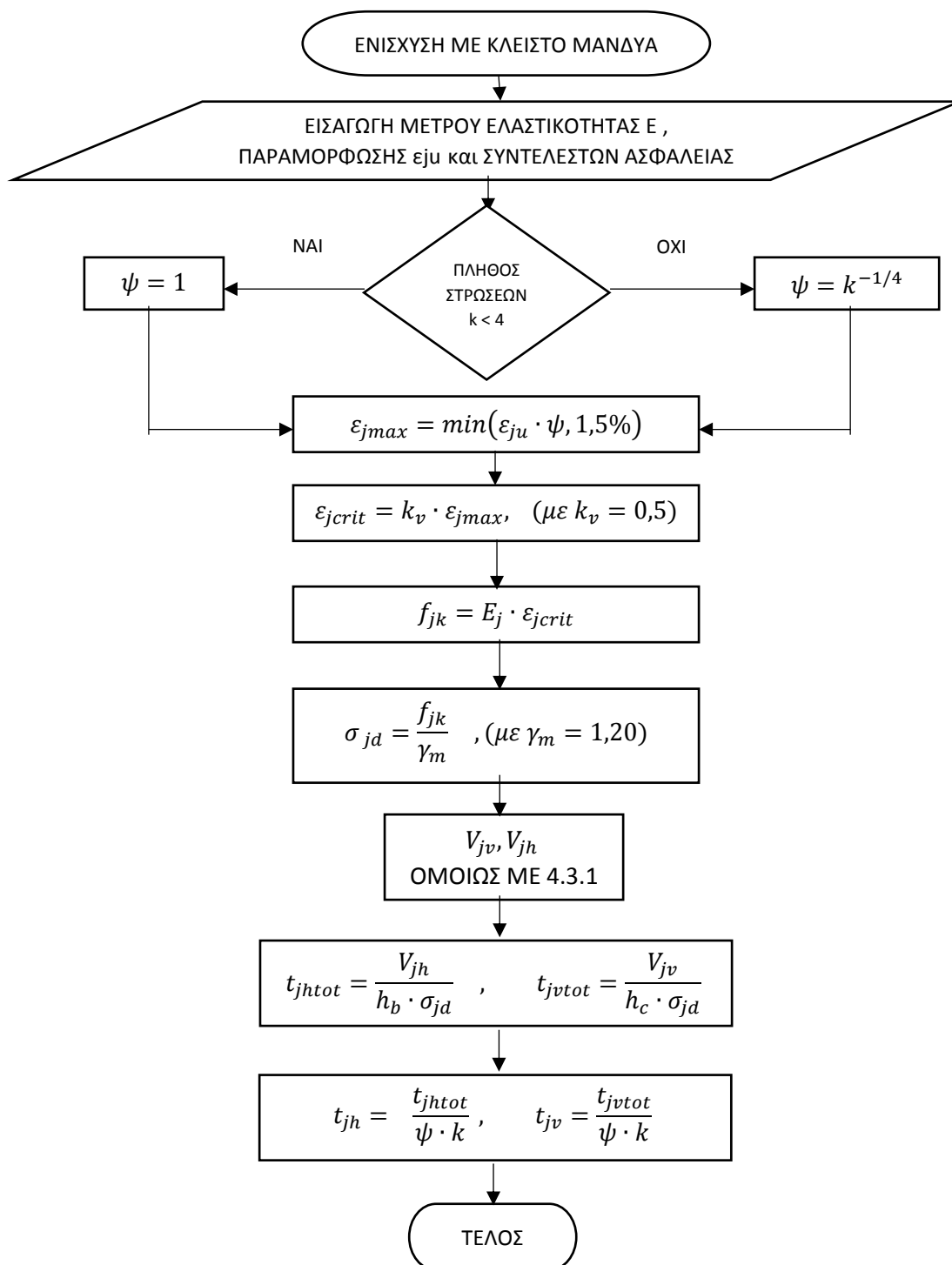


Εικόνα 9: Ενίσχυση με Προσθήκη Επικολλητών Ελασμάτων από Χαλύβα.

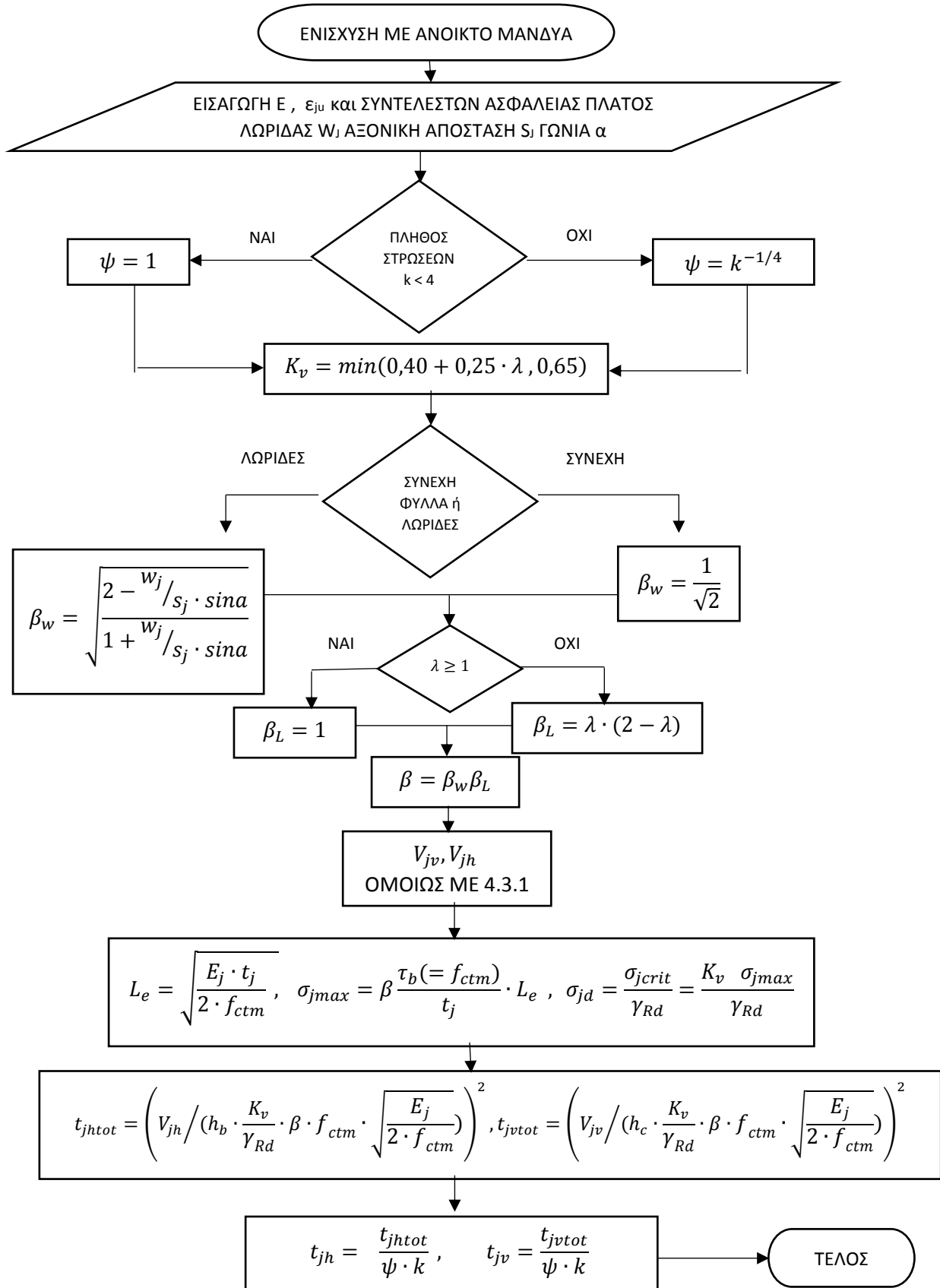


#### 4.3.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §8.3.2.3. Το διάγραμμα ροής υπολογισμών δίνεται στις Εικόνες 10 και 11.



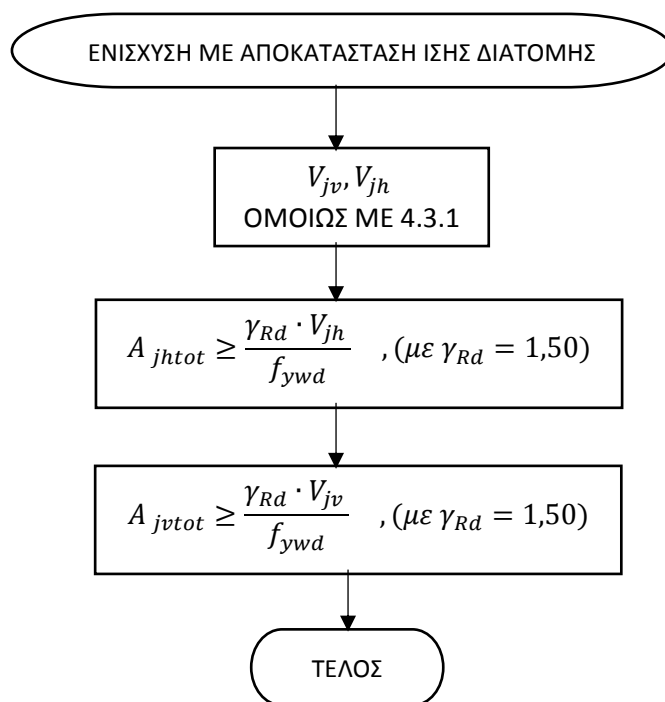
Εικόνα 10: Ενίσχυση Κλειστού Μανδύα με Ινοπλισμένα Πολυμερή.



Εικόνα 11: Ενίσχυση Ανοικτού Μανδύα με Ινοπλισμένα Πολυμερή.

#### 4.3.4 ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΊΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η διαδικασία αναφέρεται στο κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων 2013<sup>[3]</sup> §8.3.2.4. Το διάγραμμα ροής υπολογισμών δίνεται στην Εικόνα 12.



Εικόνα 12: Ενίσχυση με Αποκατάσταση Ίσης Διατομής.

## 5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

### 5.1 ΚΤΗΡΙΟ ΠΡΟΣ ΈΛΕΓΧΟ

Για της ανάγκες της εργασίας θεωρείται η κάτοψη του παρακάτω κτηρίου. Τα στοιχεία για τις δοκούς και τα υποστυλώματα δίνονται στους πίνακες 1,2. Οι πλάκες έχουν πάχος 150 mm και οπλισμό Φ8/150 και στις δύο διευθύνσεις. Το καθαρό ύψος ορόφου είναι 3,20 m.

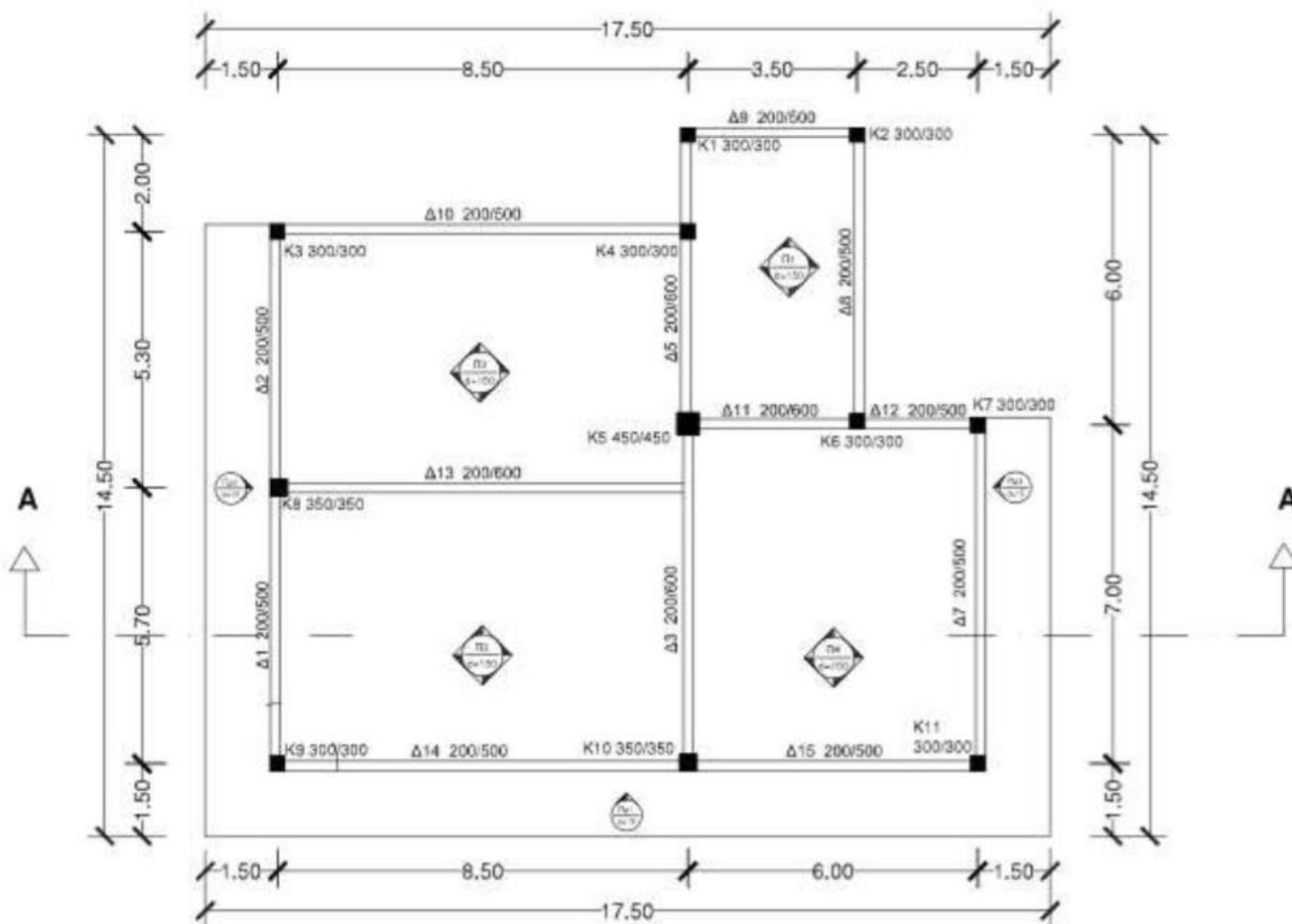
Τα φορτία είναι, επικάλυψη 1,5 kN/m<sup>2</sup>, ωφέλιμα φορτία 2 kN/m<sup>2</sup> και 5 kN/m<sup>2</sup> για δάπεδα και εξώστες αντίστοιχα. Περιμετρικά υπάρχει μπατική τοιχοποιία 3,6 kN/m<sup>2</sup> μειωμένη κατά 50% λόγω ανοιγμάτων. Στην οροφή υπάρχει στηθαίο από μπατική τοιχοποιία ύψους 1,20 m. εσωτερική δρομική τοιχοποιία 2,1 kN/m<sup>2</sup> μειωμένη κατά 35%.

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

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: Υποστυλώματα

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

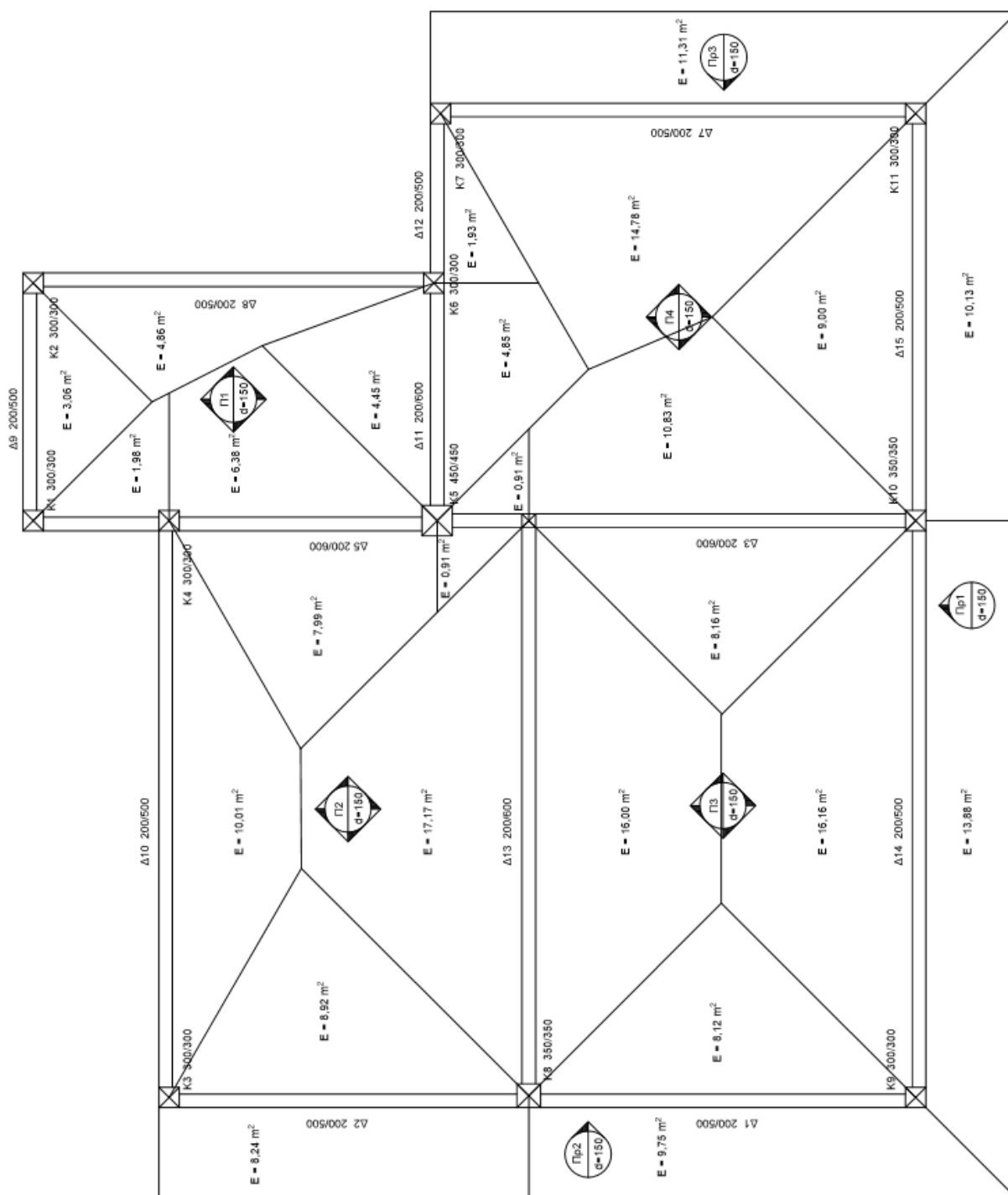
ΠΙΝΑΚΑΣ 2: Δοκοί



Εικόνα 13: Κάτοψη Κτηρίου

## 5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Ο υπολογισμός φορτίων έγινε προσεγγιστικά με την μέθοδο των επιφανειών επιρροής. Οι επιφάνειες με τα εμβαδά φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 14: Επιφάνειες Επιρροής

### Υπολογισμός Αξονικών Φορτίων

Για κάθε δοκό υπολογίζεται το φορτίο με το οποίο καταπονείται σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής. Έπειτα το φορτίο αυτό μετατρέπεται σε γραμμικό επι της δοκού. Κάθε υποστύλωμα θα καταπονείται με αξονικό φορτίο από τις δοκούς που καταλήγουν σε αυτό. Το φορτίο της δοκού μοιράζεται 60% αν δεν είναι ελεύθερη στροφής και 40% αν είναι. Με βάση τα παραπάνω συμπληρώνουμε τον πίνακα 3 που ακολουθεί.

Δοκός	Οροφος	Φορτίο kN/m <sup>2</sup>	Μήκος δοκού (m)	ΠΟΣΟΣΤΟ ΠΟΥ ΚΑΤΑΛΗΓΕΙ ΣΕ ΚΑΘΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΠΟ ΔΟΚΟ											
				K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	
Δ1	2	25,95	5,70									0,60	0,40		
	1	26,49										0,60	0,40		
Δ2	2	26,39	5,30			0,40						0,60			
	1	26,94				0,40						0,60			
Δ3	2	19,50	5,70					0,60						0,40	
	1	24,36						0,60						0,40	
Δ4	2	7,88	1,85					1,00							
	1	12,74						1,00							
Δ5	2	21,28	3,95				0,50	0,50							
	1	25,84					0,50	0,50							
Δ6	2	10,10	2,00	0,40			0,60								
	1	14,96		0,40			0,60								
Δ7	2	41,77	7,00							0,50					0,50
	1	42,50								0,50					0,50
Δ8	2	10,57	6,00		0,40					0,60					
	1	11,30			0,40					0,60					
Δ9	2	9,42	3,50	0,50	0,50										
	1	9,97		0,50	0,50										
Δ10	2	11,20	8,50			0,40	0,60								
	1	11,75				0,40	0,60								
Δ11	2	15,55	3,50					0,50	0,50						
	1	20,41						0,50	0,50						
Δ12	2	8,82	2,50						0,60	0,40					
	1	9,37							0,60	0,40					
Δ13	2	22,83	8,50								0,40				
	1	27,69									0,40				
Δ14	2	26,45	8,50									0,40	0,60		
	1	27,00										0,40	0,60		
Δ15	2	24,49	6,00											0,60	0,40
	1	25,04												0,60	0,40
Ίδιο Βάρος Υποστυλώματος			kN/m <sup>2</sup>	6,86	6,86	6,86	6,86	15,45	6,86	6,86	9,34	6,86	9,34	6,86	
Συγκεντρωμένο φορτίο από την Δ13			2					180,95					20,11		
			1					211,05						23,45	
ΑΞΟΝΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ			2	kN/m <sup>2</sup>	24,57	41,85	94,03	111,27	331,46	78,49	155,02	250,29	149,10	287,63	204,97
			1	kN/m <sup>2</sup>	60,84	93,28	197,95	247,04	751,59	175,81	320,00	530,04	308,15	603,80	420,68

ΠΙΝΑΚΑΣ 3: Υπολογισμός Αξονικών Φορτίων

Υπολογισμός Ροπών Αντοχής Υποστυλωμάτων

Ο υπολογισμός των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων γίνεται με χρήση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης<sup>[4]</sup>. Η στήλη «Ροπές Αντοχής για τους Υπολογισμούς» είναι το διπλάσιο της ροπής αντοχής και είναι η δυσχερής περίπτωση σεισμικών ροπών η οποία χρησιμοποιείται για τις ανάγκες της εργασίας αυτής. Η σωστή αντιμετώπιση θα ήταν να γίνει δυναμική ανάλυση του κτηρίου. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.

$$A = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

	300x300	350x350	450x450
$b \cdot h \cdot f_{cd} =$	816,00	1110,71	1836,07
$b \cdot h^2 \cdot f_{cd} =$	244,80	388,70	826,23

	Υποστύλωμα	Θέση	A	N <sub>d</sub> (kN)	v <sub>d</sub>	Τιμή Δ/ματος	M <sub>Rd</sub> kNm	
300x300	K1	Όροφος	0,535	24,57	0,030	0,255	62,4	
		Ισόγειο	0,535	60,84	0,075	0,265	64,9	
	K2	Όροφος	0,535	41,85	0,051	0,260	63,6	
		Ισόγειο	0,535	93,28	0,114	0,280	68,5	
	K3	Όροφος	0,535	94,03	0,115	0,280	68,5	
		Ισόγειο	0,535	197,95	0,243	0,315	77,1	
	K4	Όροφος	0,535	111,27	0,136	0,285	69,8	
		Ισόγειο	0,535	247,04	0,303	0,325	79,6	
	K6	Όροφος	0,535	78,49	0,096	0,275	67,3	
		Ισόγειο	0,535	175,81	0,215	0,312	76,4	
	K7	Όροφος	0,535	155,02	0,190	0,310	75,9	
		Ισόγειο	0,535	320,00	0,392	0,350	85,7	
	K9	Όροφος	0,535	149,10	0,183	0,284	69,5	
		Ισόγειο	0,535	308,15	0,378	0,347	84,9	
	K11	Όροφος	0,535	204,97	0,251	0,316	77,4	
		Ισόγειο	0,535	420,68	0,516	0,360	88,1	
	350x350	K8	Όροφος	0,318	250,29	0,225	0,235	91,3
			Ισόγειο	0,318	530,04	0,477	0,265	103,0
K10		Όροφος	0,318	287,63	0,259	0,240	93,3	
		Ισόγειο	0,318	603,80	0,544	0,270	104,9	
450x450	K5	Όροφος	0,305	331,46	0,181	0,190	157,0	
		Ισόγειο	0,305	751,59	0,409	0,255	210,7	

ΠΙΝΑΚΑΣ 4: Υπολογισμός Ροπών Αντοχής Υποστυλωμάτων

Υπολογισμός Αντοχής Δοκών σε Ροπή και Τέμνουσα

Για απλούστευση δεν λαμβάνεται υπ' όψιν τον οπλισμό της πλάκας στο συνεργαζόμενο πλάτος καθώς και ο θλιβόμενος οπλισμός.

Περιμετρικές Δοκοί

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Rightarrow \omega = \frac{616}{200 \cdot 490} \cdot \frac{347,8}{9,067} \Rightarrow \underline{\omega = 0,241}$$

$$\mu_{sd} = \frac{1 - (\omega - 1)^2}{2} \Rightarrow \mu_{sd} = \frac{1 - (0,241 - 1)^2}{2} \Rightarrow \underline{\mu_{sd} = 0,212}$$

$$M_d = \mu_{sd} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \Rightarrow M_d = 0,212 \cdot 0,2 \cdot 0,49^2 \cdot 9067 \Rightarrow \underline{M_{Rd} = 92,3 \text{ kNm}}$$

$$V_{Rds} = \frac{A_s}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \Rightarrow V_{Rds} = 333 \cdot 0,9 \cdot 0,49 \cdot 347,8 \cdot 1 \Rightarrow \underline{V_{Rds} = 51,06 \text{ kN}}$$

Εσωτερικές Δοκοί

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Rightarrow \omega = \frac{910}{200 \cdot 590} \cdot \frac{347,8}{9,067} \Rightarrow \underline{\omega = 0,296}$$

$$\mu_{sd} = \frac{1 - (\omega - 1)^2}{2} \Rightarrow \mu_{sd} = \frac{1 - (0,296 - 1)^2}{2} \Rightarrow \underline{\mu_{sd} = 0,252}$$

$$M_d = \mu_{sd} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \Rightarrow M_d = 0,252 \cdot 0,2 \cdot 0,59^2 \cdot 9067 \Rightarrow \underline{M_{Rd} = 159,0 \text{ kNm}}$$

$$V_{Rds} = \frac{A_s}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \Rightarrow V_{Rds} = 333 \cdot 0,9 \cdot 0,59 \cdot 347,8 \cdot 1 \Rightarrow \underline{V_{Rds} = 61,50 \text{ kN}}$$

Ροπές Αντοχής Δοκών και Τέμνουσες για τους Υπολογισμούς

$$\text{Εξωτερικές Δοκοί} \quad \underline{M_d = 92,30 \text{ kNm} \quad \text{και} \quad V_d = 102,12 \text{ kNm}}$$

$$\text{Εσωτερικές Δοκοί} \quad \underline{M_d = 159,00 \text{ kNm} \quad \text{και} \quad V_d = 123,00 \text{ kNm}}$$

**5.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΟΜΒΟΥ**

Στην ενότητα αυτή γίνεται ο έλεγχος του κόμβου Κ2 που βρίσκεται στον πρώτο όροφο κατά την διεύθυνση y. Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται είναι:

$$f_c = 16 \text{ MPa}, \quad f_y = 400 \text{ MPa}, \quad f_{ct} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$L_b = 6,30 \text{ m}, \quad L_{bn} = 6,00 \text{ m}, \quad h_b = 0,50 \text{ m}, \quad b_w = 0,20 \text{ m}, \quad z_b = 0,48 \text{ m},$$

$$h_{st} = 3,20 \text{ m}, \quad h_{stm} = 2,75 \text{ m}, \quad h_c = 0,30 \text{ m}, \quad b_c = 0,30 \text{ m}, \quad z_c = 0,28 \text{ m},$$

$$V_{g+0,3q,left} = 250 \text{ kN}, \quad V_{g+0,3q,right} = 0,00 \text{ kN}, \quad N = 0,00 \text{ kN}$$

$$A_{sv} = 100 \text{ mm}^2, \quad (\Phi 8/300 \text{ σε } h_c 300 \text{ mm}), \quad A_{sh} = 200 \text{ mm}^2 \quad (\Phi 8/200 \text{ σε } h_b 500 \text{ mm})$$

$$\Sigma M_{yb} = 92,30 \text{ kNm}, \quad \Sigma M_{yc} = 63,60 \text{ kNm}$$



Έχουμε:  $\Sigma M_{yb} = 92,30 \text{ kNm} > \Sigma M_{yc} = 63,60 \text{ kNm}$  οπότε:

$$V_{jv} = \sum M_{yc} \left( \frac{1}{z_c} - \frac{1}{L_b} \frac{h_{st}}{h_{stn}} \right) + \frac{1}{2} |V_{g+\psi q,b,l} - V_{g+\psi q,b,r}| \Rightarrow$$

$$V_{jv} = 63,60 \cdot \left( \frac{1}{0,28} - \frac{1}{6,30} \frac{3,20}{2,75} \right) + \frac{1}{2} \cdot 250 \Rightarrow$$

$$\underline{V_{jv} = 340,40 \text{ kN}}$$

$$V_{jh} = 340,40 \cdot \frac{0,30}{0,50} \Rightarrow \underline{V_{jh} = 204,24 \text{ kN}}$$

$$b_j = \min \left[ \max(b_c, b_w), \min(b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right] = \min \left[ \max(0,30, 0,20), \min(0,30, 0,20) + \frac{0,30}{2} \right] \Rightarrow$$

$$\underline{b_j = 0,30 \text{ m}}$$

$$\rho_{jh} = \frac{A_{sh}}{b_j \cdot z_b} \Rightarrow \rho_{jh} = \frac{200}{300 \cdot 480} \Rightarrow \underline{\rho_{jh} = 0,001389}$$

$$v_{top} = \frac{N}{b_c \cdot h_c \cdot f_c} \Rightarrow \underline{v_{top} = 0,00}$$

$$\tau_c = f_{ct} \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_{jh} f_{yw}}{f_{ct}} \right) \left( 1 + \frac{v_{top} f_c}{f_{ct}} \right)} = 1,9 \cdot \sqrt{\left( 1 + \frac{0,001389 \cdot 400}{1,9} \right) (1 + 0)} \Rightarrow \underline{\tau_c = 2,16 \text{ MPa}}$$

$$\tau_j = \frac{340,40 \cdot 10^3}{0,30 \cdot 0,50} \Rightarrow \underline{\tau_j = 2,269 \text{ MPa}}$$

$$\underline{\tau_j > \tau_c \Rightarrow \text{ΘΑ ΕΧΟΥΜΕ Διαγώνια Εφελκυστική Ρηγματώση}}$$

$$n = 0,6 \left( 1 - \frac{f_c (\text{MPa})}{250} \right) \Rightarrow n = 0,6 \left( 1 - \frac{16}{250} \right) \Rightarrow \underline{n = 0,5616}$$

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{\left( 1 - \frac{v_{top}}{n} \right)} \Rightarrow \tau_{ju} = 0,5616 \cdot 16 \Rightarrow \underline{\tau_{ju} = 8,98 \text{ MPa}}$$

$$\underline{\tau_{ju} > \tau_j \Rightarrow \text{ΔΕΝ ΘΑ ΕΧΟΥΜΕ Αστοχία Πυρήνα Λόγω Διαγώνιας Θλίψης}}$$

**ΑΡΑ Ο ΚΟΜΒΟΣ ΘΑ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΕΝΙΣΧΥΘΕΙ**

#### Παρατήρηση

Η ύπαρξη αξονικού φορτίου και σπλισμού επιδρά ευεργετικά στην αντοχή του κόμβου.

## 5.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

Στην ενότητα αυτή εφαρμόζονται οι τεχνικές ενίσχυσης του κόμβου με βάση τις οδηγίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013.

### 5.4.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Έστω μανδύας πάχους 0,05 m. Ο κόμβος θα έχει νέες διαστάσεις  $h_c = 0,40 \text{ m}$ ,  $b_c = 0,40 \text{ m}$

$$b_j = \min \left[ \max(0,40,0,20), \min(0,40,0,20) + \frac{0,40}{2} \right] \Rightarrow \underline{b_j = 0,40 \text{ m}}$$

$$\tau_j = \frac{340,40 \cdot 10^3}{0,40 \cdot 0,50} \Rightarrow \underline{\tau_j = 1,7 \text{ MPa} < \tau_c = 2,04 \text{ MPa}}$$

*ΔΕΝ ΘΑ ΥΠΑΡΧΕΙ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ οπλισμός. Υπολογίζεται όμως:*

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{204,24 \cdot 10^3 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,50} \Rightarrow \underline{A_{jh} = 314 \text{ mm}^2}$$

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{340,40 \cdot 10^3 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,50} \Rightarrow \underline{A_{jv} = 522 \text{ mm}^2}$$

### 5.4.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΑ

Χάλυβας ενίσχυσης  $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$h_\delta = \sqrt{h_c^2 + h_b^2} = \sqrt{0,30^2 + 0,50^2} \Rightarrow \underline{h_\delta = 0,583 \text{ m}}$$

$$F_{j\delta} = V_{jv} \cdot \frac{h_\delta}{h_b} \Rightarrow F_{j\delta} = 340,40 \cdot \frac{0,583}{0,50} \Rightarrow \underline{F_{j\delta} = 396,90 \cong 397 \text{ kN}}$$

$$A_{j\delta} = \frac{F_{j\delta}}{f_{yd} \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{397 \cdot 10^3 \cdot 1,15}{235 \cdot 2,0} \Rightarrow \underline{A_{j\delta} = 972 \text{ mm}^2}$$

### 5.4.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ

Θα γίνει ενίσχυση κλειστού μανδύα. Η διατομή είναι κανονική με συνήθη προσπελασιμότητα.

Χάλυβας ενίσχυσης  $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma'_m}{\gamma_m} = 1,05 \Rightarrow \frac{\gamma'_m}{1,15} = 1,05 \Rightarrow \underline{\gamma'_m = 1,20}$$

$$\sigma_{jd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} \Rightarrow \sigma_{jd} = \frac{235}{1,20} \Rightarrow \underline{\sigma_{jd} = 195,8 \text{ MPa}}$$

$$t_{\varepsilon\lambda} \geq \max \left( \frac{V_{jh}}{h_b \cdot \sigma_{jd}}, \frac{V_{jv}}{h_c \cdot \sigma_{jd}} \right) = \max \left( \frac{204,24 \cdot 10^3}{500 \cdot 195,8}, \frac{340,40 \cdot 10^3}{300 \cdot 195,8} \right) = \max(2,09,5,80) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \underline{t_{\varepsilon\lambda} \geq 5,80 \text{ mm}}$$

#### 5.4.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Θα γίνει ενίσχυση κλειστού μανδύα. Πλήθος στρώσεων  $k = 1$ , οπότε  $\psi = 1$ .

<u>Υλικό Ενίσχυσης (πηγή Διαδίκτυο)</u>	<b>FRP 1</b>	<b>FRP 2</b>
Εφελκυστική αντοχή $f_{fk}$ (MPa)	<b>2800</b>	2000
Μέτρο ελαστικότητας $E_{fk}$ (GPa)	<b>163</b>	245
Παραμόρφωση θραύσης $\varepsilon_{fu}$ (%)	<b>1,60</b>	0,77
Πυκνότητα (g/cm <sup>3</sup> )	<b>1,61</b>	1,61

Διαστάσεις 50 mm x 1,2 mm και 100 mm x 1,2 mm και για τους δύο τύπους.

##### Χρήση του FRP 1

$$\varepsilon_{jmax} = \min(\varepsilon_{ju} \cdot \psi, 1,5\%) = \min(1,60 \cdot 1, 1,5\%) \Rightarrow \underline{\varepsilon_{jmax} = 1,50\%}$$

$$\varepsilon_{jcrit} = k_v \cdot \varepsilon_{jmax} \xrightarrow{\mu\varepsilon k_v=0,5} \varepsilon_{jcrit} = 0,5 \cdot 1,50\% \Rightarrow \underline{\varepsilon_{jcrit} = 0,75\%}$$

$$f_{jk} = E_j \cdot \varepsilon_{jcrit} \Rightarrow f_{jk} = 163000 \cdot 0,75\% \Rightarrow \underline{f_{jk} = 1222,5 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{jd} = \frac{f_{jk}}{\gamma_m} \Rightarrow \sigma_{jd} = \frac{1222,5}{1,20} \Rightarrow \underline{\sigma_{jd} = 1018,75 \text{ MPa}}$$

$$t_{jh} = \frac{V_{jh}}{h_b \cdot \sigma_{jd}} \Rightarrow t_{jh} = \frac{204,24 \cdot 10^3}{500 \cdot 1018,75} \Rightarrow \underline{t_{jh} = 0,40 \text{ mm}}$$

$$t_{jv} = \frac{V_{jv}}{h_c \cdot \sigma_{jd}} \Rightarrow t_{jv} = \frac{340,40 \cdot 10^3}{300 \cdot 1018,75} \Rightarrow \underline{t_{jv} = 1,12 \text{ mm}}$$

#### 5.4.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΎΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$$A_{jhtot} \geq \frac{\gamma_{Rd} \cdot V_{jh}}{f_{ywd}} = \frac{1,50 \cdot 204,24 \cdot 10^3 \cdot 1,15}{500} \Rightarrow \underline{A_{jhtot} \geq 705 \text{ mm}^2}$$

$$A_{jvtot} \geq \frac{\gamma_{Rd} \cdot V_{jv}}{f_{ywd}} = \frac{1,50 \cdot 340,40 \cdot 10^3 \cdot 1,15}{500} \Rightarrow \underline{A_{jvtot} \geq 1175 \text{ mm}^2}$$

## 6. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ NodeCheck

Τρέχοντας την εφαρμογή NodeCheck ανοίγει μια φόρμα στην οποία εισάγουμε τις παραμέτρους του κόμβου που θέλουμε να ελέγξουμε ή να ενισχύσουμε. Πατώντας το μπουτόν «Υπολογισμοί» γίνονται οι έλεγχοι στον κόμβο. Μετά μας δίνεται η επιλογή της μεθόδου ενίσχυσης που θέλουμε. Στις ενισχύσεις με επικολλητά ελάσματα και ινοπλισμένα πολυμερή έχουμε την δυνατότητα να επιλέξουμε σε κλειστή ή ανοικτή ενίσχυση. Με το μπουτόν «Εναρξη Υπολογισμών» γίνονται οι υπολογισμοί της επιλεγμένης ενίσχυσης, ενώ με το μπουτόν «Δημιουργία Αναφοράς» γίνεται εκτύπωση των αποτελεσμάτων σε κείμενο του NotePad.

Στην Εικόνα 15 βλέπουμε το User Interface (UI) της εφαρμογής και ακολουθούν τα αποτελέσματα της εκτύπωσης για το παράδειγμα εφαρμογής της ενότητας 5.

ΚΑΝΕΠΕ 2013 - ΕΛΕΓΧΟΣ & ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ
✖

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ**

Στοιχεία από την Ανάλυση

Ροπές Διαρροής δοκών Myb =	Αριστερά	Δεξιά		
	92,30	0,00	kNm	
	Άνω	Κάτω		
Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων Mys =	0,00	63,60	kNm	
Αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος N =	0,00		kN	
Σεισμική τέμνουσα δοκών δεξιά Vg+ψg,right =	0,00		kN	
Σεισμική τέμνουσα δοκών αριστερά Vg+ψg,left =	250		kN	

Στοιχεία Οπλισμού & Σκυροδέματος

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος fck = 16 MPa    Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος fctm = 1,9 MPa

Τάση διαρροής χάλυβα οπλισμού fyk = 400 MPa

Κόμβος Άοπλος

Κόμβος Οπλισμένος -----> Οπλισμός Ash = 200 mm<sup>2</sup> -----> Οπλισμός Asv = 100 mm<sup>2</sup>

Γεωμετρικά Στοιχεία Δοκών -----

Αριστερά	Δεξιά
Θεωρητικό μήκος δοκού Lb = 6,30	0,00 m
Καθαρό μήκος δοκού Lbn = 6,00	0,00 m
Μοχλοβραχίονας δοκού zb = 0,48	0,00 m
Ύψος διατομής δοκού hb = 0,50	0,00 m
Πλάτος διατομής δοκού bw = 0,20	0,00 m

Γεωμετρικά Στοιχεία Υποστυλωμάτων -----

Άνω	Κάτω
Θεωρητικό ύψος ορόφου hst = 0,00	3,20 m
Καθαρό ύψος ορόφου hstn = 0,00	2,75 m
Μοχλοβραχίονας υποστυλώματος zc = 0,00	0,28 m
Ύψος διατομής υποστυλώματος hc = 0,00	0,30 m
Πλάτος διατομής υποστυλώματος bc = 0,00	0,30 m

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ**

Ανηγμένη αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος νtop = 0  
 Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ανηγμένο στην διατομή bj\*zb ρjh = 0,001389  
 Πλάτος κόμβου bj = 0,3 m  
 Μεγιστή οριζόντια τέμνουσα στον κόμβο Vjh = 205 kN  
 Μεγιστή κατακόρυφη τέμνουσα στον κόμβο Vjn = 341 kN  
 Μέση διατμητική τάση στον πυρήνα τj = 2,269 MPa  
 Διατμητική τάση κατά την διαγώνια ρηγμάτωση πυρήνα τc = 2,16 MPa  
 Διατμητική τάση κατά την διαγώνια θλιπτική αστοχία πυρήνα τju = 8,986 MPa

**Στον Κόμβο :**  
 ΘΑ ΕΧΟΥΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ  
 διότι τj > τc  
 ΔΕΝ ΘΑ ΕΧΟΥΜΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΥ ΠΥΡΗΝΑ ΛΟΓΩ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΘΛΙΨΗΣ  
 διότι τj < τju

\*\*\*\*\* ΕΠΟΜΕΝΟΣ Ο ΚΟΜΒΟΣ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ \*\*\*\*\*

**ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ**

Μανδύας Οπλισμένου Σκυροδέματος  
 Χιαστί Κολάρα  
 Επικολλητά Ελάσματα  
 Ινοπλισμένα Πολυμερή  
 Αποκατάσταση Ύψους Διατομής

**ΜΑΝΔΥΑΣ Ο.Σ.    ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΑ    ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ    ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ    ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΎΨΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ**

Πάχος Μανδύα Ενίσχυσης: 0,05 m

Συντελεστής Ασφαλείας γfcd = 1,50

Συντελεστής Ασφαλείας Χάλυβα γs = 1,15

Αλλαγή Συντελεστών Ασφαλείας

Τάση Διαρροής Χάλυβα fyw = 500 MPa

Αλλαγή Τάσης Διαρροής Χάλυβα

Υπάρχον Οπλισμός Συνδετήρων Ash = 200 mm<sup>2</sup>

Υπάρχον Οπλισμός Συνδετήρων Asv = 100 mm<sup>2</sup>

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

Η διατομή υποστυλώματος με τον μανδύα θα έχει διαστάσεις hc=0,4 m    bc=0,4 m  
 Το νέο πλάτος κόμβου με τον μανδύα θα είναι = 0,4 m  
 Το πάχος μανδύα 0,05 m εξασφαλίζει αποφυγή διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης  
 Οπότε δεν απαιτείται όπλιση του κόμβου

Αν θέλουμε να οπλίσουμε τον κόμβο τότε χρειαζόμαστε:  
 Οριζόντιο οπλισμό Ajh = 315 mm<sup>2</sup>  
 Κατακόρυφο οπλισμό Ajv = 523 mm<sup>2</sup>

ΕΝΑΡΞΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΔΙΑΓΡΑΦΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

Documentation

Πληροφορίες Προγράμματος

ΕΞΟΔΟΣ

Εικόνα 15: UI της Εφαρμογής NodeCheck

----- ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ -----

Ροπές διαρροής δοκών  $M_{yleft} = 92,30 \text{ kN}$   $M_{yright} = 0,00 \text{ kN}$   
Ροπές διαρροής υποστυλωμάτων  $M_{ycdown} = 63,60 \text{ kN}$   $M_{ycup} = 0,00 \text{ kN}$   
Αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος  $N = 0,00 \text{ kN}$   
Σεισμική τέμνουσα δοκών δεξιά  $V_{g+\psi,q,r} = 0,00 \text{ kN}$   
Σεισμική τέμνουσα δοκών αριστερά  $V_{g+\psi,q,l} = 250 \text{ kN}$

----- Στοιχεία Οπλισμού & Σκυροδέματος -----

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος  $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$   
Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος  $f_{ctm} = 1,9 \text{ MPa}$   
Τάση διαρροής χάλυβα οπλισμού  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$   
Ο κόμβος είναι οπλισμένος με οπλισμό  $A_{sh} = 200 \text{ mm}^2$   $A_{sv} = 100 \text{ mm}^2$

----- Γεωμετρικά Στοιχεία Δοκών -----

Θεωρητικό μήκος δοκού  $L_{bleft} = 6,30 \text{ m}$   $L_{bright} = 0,00 \text{ m}$   
Καθαρό μήκος δοκού  $L_{bnleft} = 6,00 \text{ m}$   $L_{bnright} = 0,00 \text{ m}$   
Μοχλοβραχίονας δοκού  $z_{bleft} = 0,48 \text{ m}$   $z_{bright} = 0,00 \text{ m}$   
Ύψος διατομής δοκού  $h_{bleft} = 0,50 \text{ m}$   $h_{bright} = 0,00 \text{ m}$   
Πλάτος διατομής δοκού  $b_{wleft} = 0,20 \text{ m}$   $b_{wleft} = 0,00 \text{ m}$

----- Γεωμετρικά Στοιχεία Υποστυλωμάτων -----

Θεωρητικό ύψος ορόφου  $h_{stdown} = 3,20 \text{ m}$   $h_{stup} = 0,00 \text{ m}$   
Καθαρό ύψος ορόφου  $h_{stndown} = 2,75 \text{ m}$   $h_{stnup} = 0,00 \text{ m}$   
Μοχλοβραχίονας υποστυλώματος  $z_{cdown} = 0,28 \text{ m}$   $z_{cup} = 0,00 \text{ m}$   
Ύψος διατομής υποστυλώματος  $h_{cdown} = 0,30 \text{ m}$   $h_{cup} = 0,00 \text{ m}$   
Πλάτος διατομής υποστυλώματος  $b_{cdown} = 0,30 \text{ m}$   $b_{cdown} = 0,00 \text{ m}$

----- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ -----

Ανηγμένη αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος  $v_{top} = 0$   
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ανηγμένο στην διατομή  $b_j \cdot z_b$   $\rho_{jh} = 0,001389$   
Πλάτος κόμβου  $b_j = 0,3 \text{ m}$   
Μεγιστη οριζόντια τέμνουσα στον κόμβο  $V_{jh} = 205 \text{ kN}$   
Μεγιστη κατακόρυφη τέμνουσα στον κόμβο  $V_{jn} = 341 \text{ kN}$   
Μέση διατμητική τάση στον πυρήνα  $t_j = 2,269 \text{ MPa}$   
Διατμητική τάση κατά την διαγώνια ρηγμάτωση πυρήνα  $t_c = 2,16 \text{ MPa}$   
Διατμητική τάση κατά την διαγώνια θλιπτική αστοχία πυρήνα  $t_{ju} = 8,986 \text{ MPa}$

-----  
Στον Κόμβο :

ΘΑ ΕΧΟΥΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ

διότι  $t_j > t_c$

ΔΕΝ ΘΑ ΕΧΟΥΜΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΥ ΠΥΡΗΝΑ ΛΟΓΩ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΘΛΙΨΗΣ

διότι  $t_j < t_{ju}$

\*\*\*\*\* ΕΠΟΜΕΝΩΣ Ο ΚΟΜΒΟΣ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ \*\*\*\*\*

----- ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ -----

Πάχος Μανδύα Ενίσχυσης :  $0,05 \text{ m}$   
Συντελεστής Ασφαλείας  $\gamma_{Rd} = 1,50$   
Συντελεστής Ασφαλείας Χάλυβα  $\gamma_s = 1,15$   
Τάση Διαρροής Χάλυβα  $f_{yw} = 500 \text{ MPa}$

----- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ -----

Η διατομή υποστυλώματος με τον μανδύα θα έχει διαστάσεις:  $h_c = 0,4 \text{ m}$   $b_c = 0,4 \text{ m}$   
Το νέο πλάτος κόμβου με τον μανδύα θα είναι  $= 0,4 \text{ m}$   
Το πάχος μανδύα  $0,05 \text{ m}$  εξασφαλίζει αποφυγή διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης  
Οπότε δεν απαιτείται όπλιση του κόμβου

Αν θέλουμε να οπλίσουμε τον κόμβο τότε χρειαζόμαστε:

Οριζόντιο οπλισμό  $A_{jh} = 315 \text{ mm}^2$

Κατακόρυφο οπλισμό  $A_{jn} = 523 \text{ mm}^2$

----- ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΑ -----

Υψος διατομής δοκού  $h_b = 0,50$  m  
 Πλάτος διατομής δοκού  $b_w = 0,25$  m  
 Υψος διατομής υποστυλώματος  $h_c = 0,40$  m  
 Πλάτος διατομής υποστυλώματος  $b_c = 0,40$  m  
 Τάση Διαρροής Χάλυβα  $f_{yk} = 235$  MPa  
 Συντελεστής Ασφαλείας  $\gamma_{Rd} = 2,0$   
 Συντελεστής Ασφαλείας Χάλυβα  $\gamma_s = 1,15$

----- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΚΟΛΛΑΡΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ -----

Μήκος διαγωνίου του κόμβου  $h_d = 0,583$  m  
 Εφελκυστική δύναμη  $F_{jd} = 398,45$  kN  
 Απαιτούμενη διατομή χαλύβδινων στοιχείων σε κάθε διαγώνια διεύθυνση:  
 $A_{jd} = 975$  mm<sup>2</sup>

----- ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΕΠΙΚΟΛΜΗΤΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ -----

Υψος διατομής δοκού  $h_b = 0,50$  m  
 Πλάτος διατομής δοκού  $b_w = 0,25$  m  
 Υψος διατομής υποστυλώματος  $h_c = 0,40$  m  
 Πλάτος διατομής υποστυλώματος  $b_c = 0,40$  m  
 Τάση Διαρροής Χάλυβα  $f_{yk} = 235$  MPa  
 Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα  $E = 200$  MPa  
 Συντελεστής Ασφαλείας  $\gamma_{Rd} = 1,20$   
 Συντελεστής Ασφαλείας Χάλυβα  $\gamma_s = 1,15$   
 Έχουμε Κανονική Διατομή - Συνήθη Προσπελασιμότητα  
 Λόγος Συντελεστών Ασφαλείας  $\gamma_m'/\gamma_m = 1,05$

----- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΕΠΙΚΟΛΜΗΤΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ - ΚΛΕΙΣΤΟΣ ΜΑΝΔΥΑΣ -----

Τιμή σχεδιασμού ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης  $\sigma_{jd} = 194,62$  MPa  
 Ελάχιστο πάχος ελάσματος  $t_{min} = 5,84$  mm

----- ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ -----

Υψος διατομής δοκού  $h_b = 0,50$  m  
 Πλάτος διατομής δοκού  $b_w = 0,25$  m  
 Υψος διατομής υποστυλώματος  $h_c = 0,40$  m  
 Πλάτος διατομής υποστυλώματος  $b_c = 0,40$  m  
 Μέτρο Ελαστικότητας ΙΟΠ  $E = 163$  MPa  
 Μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση ΙΟΠ  $\epsilon_u = 1,6$  %  
 Συντελεστής Ασφαλείας ΙΟΠ  $\gamma_m = 1,15$  %  
 Συντελεστής Ασφαλείας  $\gamma_{Rd} = 1,2$   
 Έχουμε Κανονική Διατομή - Συνήθη Προσπελασιμότητα  
 Λόγος Συντελεστών Ασφαλείας  $\gamma_m'/\gamma_m = 1,05$

--- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ - ΚΛΕΙΣΤΟΣ ΜΑΝΔΥΑΣ ---

Μέγιστη παραμόρφωση ΙΟΠ  $\epsilon_{j,max} = 0,015$   
 Κρίσιμη παραμόρφωση ΙΟΠ  $\epsilon_{j,crit} = 0,0075$   
 Χαρακτηριστική αντοχή ΙΟΠ  $f_{jk} = 1222,5$  MPa  
 Τιμή σχεδιασμού ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης  $\sigma_{jd} = 1012,42$  MPa  
 Πάχος μανδύα με τις ίνες παράλληλες στον άξονα της δοκού :  
 Συνολικό :  $t_{jhtot} = 0,4$  mm Κάθε στρώσης:  $t_{jh} = 0,13$  mm  
 Πάχος μανδύα με τις ίνες παράλληλες στον άξονα του υποστυλώματος :  
 Συνολικό :  $t_{jntot} = 1,12$  mm Κάθε στρώσης:  $t_{jn} = 0,37$  mm

----- ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ -----

Τάση Διαρροής Συνδετήρων  $f_{yw} = 500$  MPa  
 Συντελεστής Ασφαλείας  $\gamma_{Rd} = 1,50$   
 Συντελεστής Ασφαλείας Χάλυβα  $\gamma_s = 1,15$

----- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΙΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ -----

Τάση διαρροής σχεδιασμού  $f_{yd} = 434,78$  MPa  
 ----- ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ -----  
 Ελάχιστος συνολικός οριζόντιος οπλισμός  $A_{sh,tot} = 707$  mm<sup>2</sup>  
 Ελάχιστος συνολικός κατακόρυφος οπλισμός  $A_{sv,tot} = 1176$  mm<sup>2</sup>

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ.Η. *“Ενισχύσεις και Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”*, Πανεπιστήμιο Πατρών, 2007
- [2] Αργυροπούλου Ειρήνη-Μαρία, Στούρας Ορφέας *“Έλεγχος και Ενίσχυση Κόμβων Δοκών-Υποστυλωμάτων σε Υφιστάμενη κατασκευή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.”*, 20<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές Κατασκευών Πάτρα, Φεβ. 2014.
- [3] *“Κανονισμός Επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 1<sup>η</sup> Αναθεώρηση Ιούλιος 2013”*
- [4] Μιχαήλ Ν. Φαρδής *“Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος Μέρος 1”*, Πανεπιστήμιο Πατρών, 2015
- [5] Δρίτσος Σ.Η. *“Ενισχύσεις και Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”*, Πανεπιστήμιο Πατρών, 2016
- [6] John Sharp *“Microsoft Visual C# 2013 Step by Step”*, Microsoft Press, 2013, ISBN: 978-0-7356-8183-5
- [7] <http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/> (Βοήθεια σχετικά με τις επεμβάσεις)
- [8] <https://msdn.microsoft.com/> (Βοήθεια για την ανάπτυξη της εφαρμογής)

