

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΡΟΠΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

ΒΛΑΧΟΓΙΑΝΝΗ ΒΑΣΙΛΙΚΗ

Προπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., civ7501@upnet.gr

ΠΑΠΑΝΑΣΤΑΣΙΟΥ ΜΑΡΙΑ

Προπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., civ7655@upnet.gr

Περίληψη

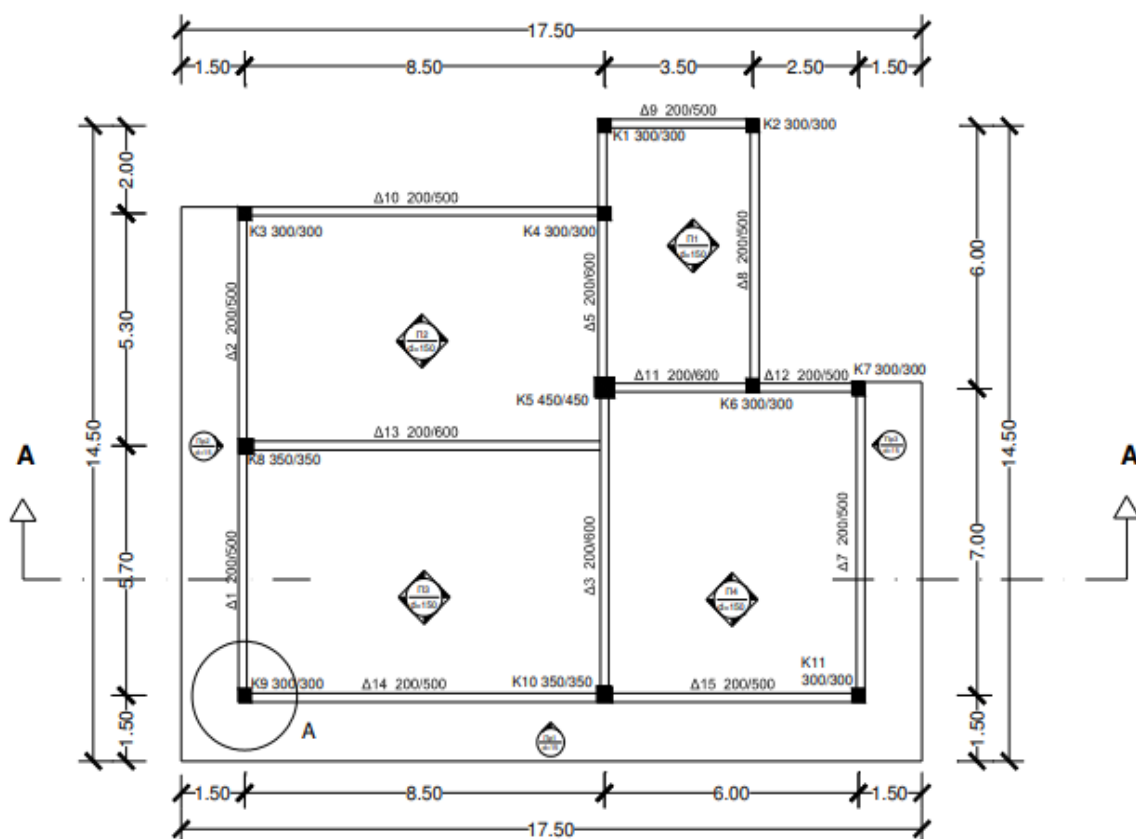
Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής, η οποία χρονολογείται από το 1975, με ελαστική δυναμική ανάλυση καθώς και η ενίσχυση του φορέα με χρήση επικολλητών υφασμάτων FRP και με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Η αποτίμηση της κατασκευής γίνεται με βάση τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (2017) (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για στάθμη επιτελεστικότητας Β («Ασφάλεια Ζωής»), μέσω ελαστικής ανάλυσης με τοπικούς δείκτες m . Με τη βοήθεια των προγραμμάτων SAP2000 και BIAX έγινε η προσομοίωση του φορέα και των διατομών αντίστοιχα. Στη συνέχεια, υπολογίστηκαν οι λόγοι ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων, σύμφωνα με τους οποίους έγινε κατάλληλη ενίσχυσή τους είτε με υφάσματα FRP είτε με μανδύες Ο/Σ.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα αποτελεί μία από τις πιο σεισμογενείς ευρωπαϊκές χώρες με πολλά κρούσματα σεισμικών δονήσεων τα τελευταία χρόνια, τα οποία κόστισαν όχι μόνο σοβαρές υλικές ζημιές αλλά και ανθρώπινες ζωές. Γι' αυτό το λόγο, η χώρα μας είναι διαιρεμένη σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Οι παλαιές κατασκευές παρ' όλο που κατασκευάζονταν με βάση κάποιον αντισεισμικό κανονισμό, παρουσιάζουν σημαντικές αδυναμίες απέναντι στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, με αποτέλεσμα να κρίνεται απαραίτητη η αποτίμησή τους και η πιθανή επέμβαση σε αυτές για την ενίσχυσή τους. Στα πλαίσια αυτά, γίνεται αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής που χρονολογείται από το 1975. Στόχος της παρούσας της εργασίας είναι ο εντοπισμός των αδυναμιών της κατασκευής και συγκεκριμένα των υποστυλωμάτων και η ενίσχυσή τους με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8, όπως επίσης και η παρουσίαση και σύγκριση διαφορετικών τρόπων ενίσχυσης. Τέλος, στοχεύεται και η σύγκριση των δύο κανονισμών προκειμένου να εντοπιστούν αδυναμίες και διαφορές τους.

2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ - ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ - ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ SAP2000

Ο υπό μελέτη φορέας αποτελεί μια διώροφη οικοδομή κατασκευασμένη το 1975 εξωτερικών διαστάσεων $L_x = 14,50$ m και $L_y = 17,50$ m. Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II, με κατηγορία εδάφους Β και σπουδαιότητα συνήθη. Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκε για την κάλυψη των παραπάνω συνθηκών ακολουθεί τον Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 1) [1], από το οποίο προκύπτει συντελεστής $\beta = 0,2$ και συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1$. Παρακάτω φαίνεται η κάτοψη της φέρουσας κατασκευής:



Εικόνα 1: Κάτοψη της υπό μελέτη κατασκευής

Τα υλικά που αναγνωρίστηκαν είναι σκυρόδεμα με $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$ και $f_{cm} - s = 14 \text{ MPa}$ και χάλυβα με $f_{ym} = 460 \text{ MPa}$ και $f_{ym} - s = 410 \text{ MPa}$. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) θεωρήθηκε ικανοποιητική.

Τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι υποστυλώματα διαστάσεων 300/300 (γωνιακά), 350/350 (περιμετρικά), 450/450 (κεντρικά), περιμετρικές δοκοί διαστάσεων 200/500 και εσωτερικές 200/600 και πλάκες πάχους $h_f = 150 \text{ mm}$.

Οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι: (α) Στα γωνιακά: 4Φ20 (β) Στα περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά): 4Φ18 (γ) Στο κεντρικό: 8Φ16. Οι περιμετρικές δοκοί οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Οι εσωτερικές δοκοί οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση. Οι πλάκες είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150.

Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος είναι $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$, επί των πλακών υπάρχει φορτίο επίστρωσης ίσο με $1,5 \text{ kN/m}^2$. Τα ωφέλιμα φορτία ελήφθησαν με βάση το Εθνικό Προσάρτημα [2] για κατηγορία φορτιζόμενων επιφανειών Α (χώροι διαμονής) ως εξής:

- Δάπεδα: $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$
- Μπαλκόνια: $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

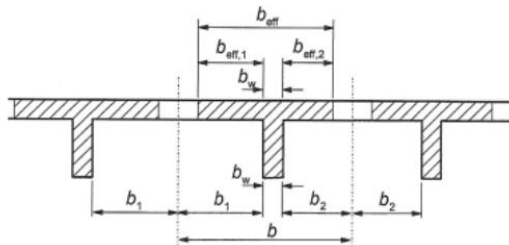
Το δώμα θεωρείται μη βατό. Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος $3,6 \text{ kN/m}^2$ επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος $2,1 \text{ kN/m}^2$.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1,20 m. Ο υπολογισμός των φορτίων των τοιχοπληρώσεων έγινε με βάση τη σχέση:

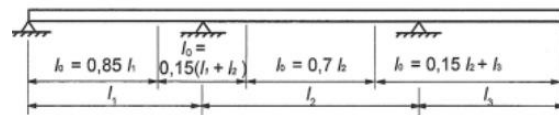
$$G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}}(H_{\text{ορόφου}} - h_{\text{δοκού}})$$

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η διαδικασία προσομοίωσης του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 [3] καθώς και η προσομοίωση των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων με τη χρήση του προγράμματος BIAx [4], προκειμένου να προσδιοριστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά αυτών.

Αρχικά, έγινε εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών των φερόντων στοιχείων, των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων και τέλος της γεωμετρίας της κατασκευής στο λογισμικό. Κρίνεται σημαντικό να αναφερθεί ότι οι δοκοί εισήχθησαν ως πλακοδοκοί προκειμένου να ληφθεί υπόψη η συνεισφορά των πλακών στην παραλαβή των φορτίων από τις δοκούς. Ο υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} έγινε όπως προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 2 – 2004 (Μέρος 1-1) [6] και διδάχθηκε στο μάθημα «Οπλισμένου Σκυροδέματος Μέρος Ι» [5], σύμφωνα με τα παρακάτω:



Εικόνα 2: Ενεργά ημιπλάτη, $b_{\text{eff},i}$, και ενεργό πλάτος, b_{eff} , πλάκας [6]



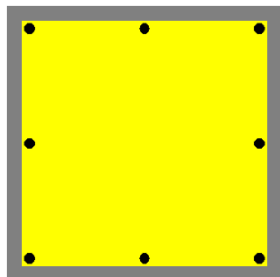
Εικόνα 3: Ορισμός l_0 για το ενεργό πλάτος πέλματος [6]

$$b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} \quad (5.7 \text{ EK2} - \text{Μέρος 1-1})$$

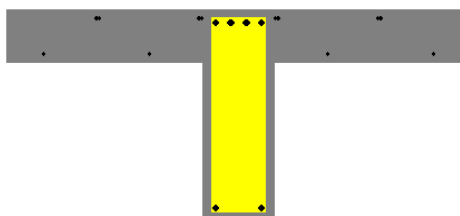
$$b_{\text{eff},i} = \frac{l_0}{10} + 0,2b_i \leq b_i \text{ και } 0,2l_0 \quad (5.7a,b \text{ EK2} - \text{Μέρος 1-1})$$

Η ύπαρξη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος προσδίδει σημαντική εντός επιπέδου δυστένεια, με αποτέλεσμα η κίνηση του ορόφου να προσομοιάζει αυτήν ενός διαφράγματος. Γι' αυτό το λόγο, οι πλάκες του φορέα δεν εισήχθησαν στο SAP2000 ως φέροντα στοιχεία αλλά η ύπαρξή τους προσδιορίστηκε μέσω διαφραγματικής λειτουργίας στους δύο ορόφους. Για να συμβεί βεβαίως αυτό, θα πρέπει οι πλάκες να έχουν ένα κανονικό, συμπαγές και ομοιόμορφο σχήμα, δίχως σημαντικές προεξοχές ή οπές. Με αυτή τη λειτουργία επιτυγχάνεται ευνοϊκότερη σεισμική συμπεριφορά, καθώς οι πλάκες λειτουργούν ως πρακτικά απαραμόρφωτοι δίσκοι εντός του επιπέδου τους, αποτρέποντας τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων και συμβάλλοντας στην ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών φορτίων. Επιπλέον, στο πρόγραμμα, στα σημεία συνάντησης των γραμμικών στοιχείων ορίστηκαν άκαμπτοι κόμβοι και προσομοιώθηκαν ως στερεά σώματα. Στην αποτίμηση του φορέα δε λήφθηκε υπόψη η επιρροή των τοιχοπληρώσεων (ως δυσμενέστερη περίπτωση), καθώς στόχος της εργασίας είναι η αποτίμηση της κατασκευής με ελαστική μέθοδο τοπικών δεικτών m και η σύγκριση ενισχύσεών της. Τέλος, καθώς η παρούσα εργασία μελετά υφιστάμενη κατασκευή, πρέπει να ληφθούν μειωμένες τιμές δυσκαμψίας των μελών της. Για το σκοπό αυτό,

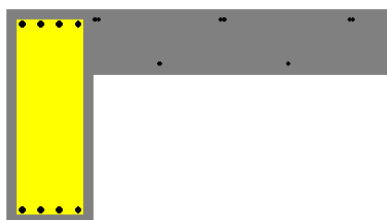
έγινε χρήση του προγράμματος BIAx [4] όπου εισήχθησαν οι διαστάσεις και οι οπλισμοί τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων και υπολογίστηκαν οι μειωμένες δυσκαμψίες σύμφωνα με τις αναλυτικές σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2^η Αναθεώρηση 2017) [7] (§7.2.2, 7.2.3, Παράρτημα 7Α). Επίσης, η δυστρεψία των μελών μειώθηκε στο 10% της αρχικής δυστρεψίας.



Εικόνα 4: Προσομοίωση διατομής υποστυλώματος μέσω BIAx [4]



Εικόνα 5: Προσομοίωση διατομής δοκού T μέσω BIAx [4]



Εικόνα 6: Προσομοίωση διατομής δοκού L μέσω BIAx [4]

Έπειτα, αφού έγινε ορισμός όλων των παραπάνω παραμέτρων και στοιχείων στο SAP2000 [3], έγινε εισαγωγή των φορτίων που παραλαμβάνει η κάθε δοκός από την επιφάνεια επιρροής της, όπως παρουσιάζονται παρακάτω:

	Θεωρητικό μήκος δοκού (m)	Συνολικό εμβαδόν επιφανειών φόρτισης (m ²)	Μόνιμα φορτία			Σύνολο μόνιμων φορτίων (kN/m)	Ωφέλιμα φορτία (kN/m)
			Φορτία πλακών (kN/m)	Φορτία μπατικής τοιχοποιίας (kN/m)	Φορτία δρομικής τοιχοποιίας (kN/m)		
Δ1	5,7	21,79	20,07	4,86		24,93	12,74
Δ2	5,3	19,21	19,03	4,86		23,89	11,75
Δ3	7	25,38	19,03		3,55	22,58	7,25
Δ5	4	12,00	15,75		3,55	19,30	6,00
Δ7	7	22,13	16,59	4,86		21,45	11,30
Δ8	6	5,25	4,59	4,86		9,45	1,75
Δ9	3,5	5,25	7,88	4,86		12,74	3,00
Δ10	8,5	11,26	6,96	4,86		11,82	2,65
Δ11	3,5	11,38	17,06		3,55	20,61	6,50
Δ12	2,5	4,38	9,19	4,86		14,05	3,50
Δ13	8,5	23,38	14,44		3,55	17,99	5,50
Δ14	8,5	25,99	16,05	4,86		20,91	11,01
Δ15	6	20,63	18,05	4,86		22,91	11,94
Δ16	2	1,75	4,59	4,86		9,45	1,75

Πίνακας 1: Υπολογισμός μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων ισογείου

	Θεωρητικό μήκος δοκού (m)	Συνολικό εμβαδόν επιφανειών φόρτισης (m ²)	Μόνιμα φορτία		Σύνολο μόνιμων φορτίων (kN/m)
			Φορτία πλακών (kN/m)	Φορτία μπατικής τοιχοποιίας (kN/m)	
Δ1	5,7	21,79	20,07	4,32	24,39
Δ2	5,3	19,21	19,03	4,32	23,35
Δ3	7	25,38	19,03		19,03
Δ5	4	12,00	15,75		15,75
Δ7	7	22,13	16,59	4,32	20,91
Δ8	6	5,25	4,59	4,32	8,91
Δ9	3,5	5,25	7,88	4,32	12,20
Δ10	8,5	11,26	6,96	4,32	11,28
Δ11	3,5	11,38	17,06		17,06
Δ12	2,5	4,38	9,19	4,32	13,51
Δ13	8,5	23,38	14,44		14,44
Δ14	8,5	25,99	16,05	4,32	20,37
Δ15	6	20,63	18,05	4,32	22,37
Δ16	2	1,75	4,59	4,32	8,91

Πίνακας 2: Υπολογισμός μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων 1^{ου} ορόφου

Σημείωση: Το ίδιο βάρος των δοκών και των υποστυλωμάτων λαμβάνεται αυτόματα υπόψιν μέσω του προγράμματος SAP2000, καθώς έχει συμπεριληφθεί στα υλικά των μελών.

3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σήμερα, για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευμένες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού [7]

3.1. ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για την παρούσα αποτίμηση λαμβάνεται Στάθμη Επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές Βλάβες/Ασφάλεια Ζωής» και γίνεται χρήση ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m . Επιπλέον, προκειμένου να καλυφθούν ορισμένες προϋποθέσεις – όπως αναφέρονται παρακάτω – στην προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του φορέα, η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση, δηλαδή με $q=1$, στο φάσμα σχεδιασμού ώστε να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των

απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων.

Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8 - 2004 (Μέρος 3) [8]. Ειδικότερα για τα κτίρια της χώρας μας ισχύουν εναλλακτικά οι παρακάτω προϋποθέσεις κατά **KAN.ΕΠΕ. (2^η Αναθεώρηση 2017) [7] (§ 5.6.1).**

- α. Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2,5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Οι δείκτες ανεπάρκειας λ υπολογίζονται, σύμφωνα με την **§5.5.1.1 KAN.ΕΠΕ. [7]**, ως ο λόγος της ροπής λόγω δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (με αντιπροσωπευτικές τιμές των αντοχών των υλικών) και της αντίστοιχης διαθέσιμης αντίστασης του στοιχείου – όπως υπολογίζεται από το πρόγραμμα BIAx – με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών, $\lambda = S/R_m$. Επίσης, ως ροπή λόγω δράσεων χρησιμοποιήθηκε η δυσμενέστερη από τους εξής συνδυασμούς φορτίσεων (**KAN.ΕΠΕ. § 4.4.2, 4.5.2 [7]**):

$$1,1G + 0,3Q \pm E_X \pm 0,3E_Y \quad \text{και} \quad 1,1G + 0,3Q \pm 0,3E_X \pm E_Y$$

Στον Πίνακα 4 παρακάτω παρουσιάζονται οι λόγοι ανεπάρκειας λ του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου.

	λ - Ισόγειο		λ - 1^{ος} όροφος	
K1	2,42	< 2,5	1,85	< 2,5
K2	2,19	< 2,5	2,07	< 2,5
K3	1,82	< 2,5	2,02	< 2,5
K4	1,99	< 2,5	2,4	< 2,5
K5	2	< 2,5	1,93	< 2,5
K6	1,91	< 2,5	2,75	< 2,5
K7	2,02	< 2,5	2,42	< 2,5
K8	1,84	< 2,5	2,46	< 2,5
K9	1,78	< 2,5	2,6	> 2,5
K10	1,84	< 2,5	2,25	< 2,5
K11	1,83	< 2,5	2,31	< 2,5

Πίνακας 4: Λόγοι ανεπάρκειας λ ισογείου και 1^{ου} ορόφου

Σύμφωνα με τα παραπάνω επειδή το υποστύλωμα K9 του 1^{ου} ορόφου έχει $\lambda > 2,5$ πρέπει να ελεγχθεί ο φορέας ως προς την κανονικότητά του. Παρακάτω υπάρχουν οι έλεγχοι της κανονικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 - 2004 (Μέρος 1) [1].

Κανονικότητα σε κάτοψη

1^ο κριτήριο: Περίπου συμμετρική κατανομή δυσκαμψίας και μάζας και ως προς τους δύο κάθετους μεταξύ τους οριζόντιους άξονες της κάτοψης αφού τα ΣK_{xi} και ΣK_{yi} είναι ίσα μεταξύ τους με τιμή 110,15 m.

2^ο κριτήριο: Ο λόγος των πλευρών του περιγεγραμμένου ορθογωνίου της κάτοψης (διαστάσεων 14,5 m*17,5 m) είναι ίσος με: $17,5/14,5 = 1,206$ και επομένως είναι μικρότερος του 4, που ορίζεται από τον Κανονισμό σαν ανώτατο όριο.

3^ο κριτήριο:

Εσοχές	Εμβαδόν εσοχής (m ²)	Καθαρό εμβαδόν κάτοψης (m ²)	5%*Καθαρό εμβαδόν κάτοψης (m ²)	Έλεγχος (αν είναι < 5%)
Εσοχή 1	10	209,75	10,4875	ΝΑΙ
Εσοχή 2	12			ΟΧΙ

Πίνακας 5: Έλεγχος ικανοποίησης 3^{ου} κριτηρίου για κανονικότητα σε κάτοψη

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρείται πως το 3^ο κριτήριο κανονικότητας σε κάτοψη δεν ικανοποιείται καθώς το εμβαδόν της 2^{ης} εσοχής είναι μεγαλύτερο από το 5% του καθαρού εμβαδού της κάτοψης.

4^ο κριτήριο:

$$e_x = X_{CM} - X_{CT} = 8,34 - 9,18 = -0,84 \text{ m}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CT} = 6,17 - 7,94 = -1,77 \text{ m}$$

$$\text{Οπότε, } e_x = 0,84 < 0,3 * r_x = 1,87$$

$$\text{και } e_y = 1,77 < 0,3 * r_y = 1,87$$

Άρα, το 4^ο κριτήριο κανονικότητας σε κάτοψη ικανοποιείται, αφού η εκκεντρότητα του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ως προς το αντίστοιχο κέντρο δυσκαμψίας δεν ξεπερνά, σε καμία από τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, το 30% της αντίστοιχης ακτίνας δυστρεψίας.

5^ο κριτήριο: Η κατασκευή έχει πρακτικώς απαραμόρφωτα πατώματα στο επίπεδό τους, με αποτέλεσμα να εξασφαλίζεται η απρόσκοπτη διαφραγματική λειτουργία.

6^ο κριτήριο: $r_x = r_y = 6,25 \text{ m}$ (ισογείου και ορόφου)

$$l_{s,ισογείου} = 12,04 \text{ m}, \quad l_{s,ορόφου} = 12,05 \text{ m}$$

Επομένως, $r_x < l_s$ και για τις δύο στάθμες και στις δύο διευθύνσεις, που σημαίνει ότι το δομικό σύστημα είναι στρεπτικά ευαίσθητο και στους δύο ορόφους, με αποτέλεσμα να μην ικανοποιείται το κριτήριο αυτό.

Άρα, το κτίριο **δεν είναι κανονικό σε κάτοψη** καθώς δεν πληρούνται όλα τα απαιτούμενα κριτήρια.

Κανονικότητα καθ' ύψος

1^ο κριτήριο: Όλα τα συστήματα ανάλιψης οριζοντίων φορτίων είναι συνεχή, από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου.

2^ο κριτήριο: Η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων είναι ίδια σε όλους τους ορόφους από τη βάση έως την κορυφή.

3^ο κριτήριο: Δεν υπάρχει ανομοιομορφία υπεραντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων μεταξύ διαδοχικών ορόφων.

4^ο, 5^ο, 6^ο κριτήριο: Δεν υπάρχει ανομοιομορφία στις εσοχές μεταξύ των δύο ορόφων. Επομένως, το κτίριο είναι **κανονικό καθ' ύψος**.

Τελικά, ο φορέας **δεν είναι μορφολογικά κανονικός** και δε μπορεί να εφαρμοστεί η δυναμική ελαστική μέθοδος αποτίμησης σύμφωνα με την προϋπόθεση (α).

- β. Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προϋπόθεσης (α), αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην **§4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.** αυξάνονται κατά 0,15.

3.2. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m

Αρχικά, υπολογίζεται η διαθέσιμη πλαστιμότητα κάθε υποστυλώματος μέσω της εύρεσης των τοπικών δεικτών m, προκειμένου να χρησιμοποιηθούν για τον προσδιορισμό του τρόπου αστοχίας των υποστυλωμάτων. Ο τρόπος αστοχίας τους μπορεί να είναι είτε πλάστιμος είτε ψαθυρός. Για το σκοπό αυτό πρέπει να διερευνηθεί αν το εκάστοτε μέλος αστοχεί πρώτα σε κάμψη (πλάστιμος τρόπος) ή πρώτα σε διάτμηση (ψαθυρός τρόπος). Σύμφωνα με τον **ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.1.2.6**, στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν από τη διαρροή σε διάτμηση, δηλαδή όταν η τέμνουσα κατά την καμπτική αστοχία $V_{Mu} = \frac{M_u}{a_s h}$ είναι μικρότερη της τέμνουσας αστοχίας V_u , μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλάστιμη συμπεριφορά ενώ αν ισχύει το αντίθετο τότε το στοιχείο αστοχεί ψαθυρά. Συγκεκριμένα, ως τέμνουσα αστοχίας λαμβάνεται η μικρότερη μεταξύ της τέμνουσας σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης $V_{Rd,max}$ και της τέμνουσας σχεδιασμού λόγω λοξού εφελκυσμού $V_{Rd,s}$, όπου σύμφωνα με τον **Ευρωκώδικα 2 – 2004 (Μέρος 1-1) [6]**:

$$V_{Rd,max} = 0,3 * \left[1 - \frac{f_{ck}(MPa)}{250} \right] * \min[1,25, 1 + v_d, 2,5 * (1 - v_d)] * f_{cd} * b_w * z * \sin 2\theta$$

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} * N_d + \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta$$

Όλα τα μεγέθη καταπόνησης που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια αυτής της εργασίας προέρχονται από την ανάλυση του φορέα στο SAP2000. Πιο συγκεκριμένα, ως ροπές καταπόνησης ελήφθησαν οι δυσμενέστερες από τους σεισμικούς συνδυασμούς και ως αξονικές δυνάμεις αυτές από το συνδυασμό φορτίσεων G+0,3Q. Επίσης, οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων όπως και η πλαστιμότητα σε όρους στροφής χορδής m βρίσκονται με τη βοήθεια του προγράμματος BIAX.

3.2.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΡΟΠΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Οι ροπές κατά την καμπτική αστοχία M_u που χρησιμοποιούνται παρακάτω είναι υπολογισμένες με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών (**ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.2.β**) και με συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m κατά την **§4.5.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.**, για Ικανοποιητική Σ.Α.Δ.. Οι Πίνακες 6 και 7 που ακολουθούν αφορούν και τις 4 διευθύνσεις σεισμού ($\pm E_X$ και $\pm E_Y$).

	Mu (kNm)	V _{Mu} (kNm)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,max} (kN)	V _{min} (kN)	V _{Mu} /V _{min}		Τρόπος αστοχίας
K1	61,34	45,44	51,73	244,25	51,73	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K2	71,28	52,80	60,05	266,91	60,05	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K3	82,07	60,79	73,67	282,10	73,67	0,83	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K4	80,33	61,79	70,59	282,10	70,59	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K5	191,03	146,95	160,66	649,85	160,66	0,91	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K6	76,89	59,15	66,37	282,10	66,37	0,89	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K7	80,56	59,67	70,63	282,10	70,63	0,84	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K8	103,73	79,79	123,36	371,42	123,36	0,65	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K9	83,5	61,85	85,23	282,10	85,23	0,73	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K10	99,89	76,84	129,68	335,16	129,68	0,59	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K11	83,84	62,10	81,93	282,10	81,93	0,76	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ

Πίνακας 6: Έλεγχος τρόπου αστοχίας υποστυλωμάτων ισογείου

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6 παρατηρείται ότι κανένα υποστύλωμα δεν αστοχεί ψαθυρά στο ισόγειο.

	Mu (kNm)	V _{Mu} (kNm)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,max} (kN)	V _{min} (kN)	V _{Mu} /V _{min}		Τρόπος αστοχίας
K1	59,99	44,44	48,33	234,98	48,33	0,92	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K2	61,85	45,81	52,13	245,34	52,13	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K3	69,43	51,43	58,48	262,64	58,48	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K4	67,20	51,69	56,79	257,48	56,79	0,91	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K5	161,81	124,47	111,61	596,02	111,61	1,12	>1	ΨΑΘΥΡΟΣ
K6	65,23	50,17	55,02	252,74	55,02	0,91	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K7	67,70	50,14	57,00	258,62	57,00	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K8	91,50	70,39	85,71	385,58	85,71	0,82	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K9	74,87	55,46	63,68	276,82	63,68	0,87	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K10	94,22	72,48	88,95	387,89	88,95	0,81	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ
K11	73,55	54,48	62,15	272,65	62,15	0,88	<1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΣ

Πίνακας 7: Έλεγχος τρόπου αστοχίας υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

Από τον Πίνακα 7 προκύπτει ότι το υποστύλωμα K5 αστοχεί πρώτα σε διάτμηση και πρέπει να ελεγχθεί η επάρκειά του έναντι ψαθυρής αστοχίας μέσω της **εξίσωσης (6) ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.2.β.i.**, $M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$, όπου οι ροπές της σχέσης είναι υπολογισμένες με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και $\gamma_{Rd} = 1,4$ για Ικανοποιητική Σ.Α.Δ..

		ΣM_{Rb} (kNm)	ΣM_{Rc} (kNm)	ΣM_{Rb} / ΣM_{Rc}	$M_{Rc,1}$ (kNm)	$M_{Rc,2}$ (kNm)	$M_{1,d}$ (kNm)	$M_{2,d}$ (kNm)	$M_{1,d}/$ $M_{Rc,1}$	$M_{2,d}/$ $M_{Rc,2}$	
+E _x	Κορυφή	93	188,5	0,49	188,5	188,5	130,2	57,3	0,69	0,3	<1
	Βάση	93	428	0,22							
-E _x	Κορυφή	320,2	188,5	1,7	188,5	188,5	263,9	197,4	1,4	1,04	>1
	Βάση	320,2	428	0,75							
+E _y	Κορυφή	490,2	188,5	2,6	188,5	188,5	263,9	263,9	1,4	1,4	>1
	Βάση	490,2	428	1,15							
-E _y	Κορυφή	438,1	188,5	2,32	188,5	188,5	263,9	263,9	1,4	1,4	>1
	Βάση	438,1	428	1,02							

Πίνακας 8: Έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος K5 1^{ου} ορόφου

Από τον παραπάνω πίνακα συμπεραίνεται ότι το υποστύλωμα K5 στον 1^ο όροφο αστοχεί σε διάτμηση και πρέπει να ενισχυθεί.

3.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΓΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟ ΤΡΟΠΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Κατά τον έλεγχο αυτό διερευνάται αν η διαθέσιμη πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων είναι επαρκής ή αν χρειάζεται ενίσχυση για αύξησή της. Η ανίσωση ασφαλείας που θα ελεγχθεί είναι η εξής: $S_d = S_G + \frac{S_E}{m} * \gamma_{sd} < R_d$ (KAN.ΕΠΕ. §9.3.2.α), με τις ροπές αντοχής υπολογισμένες με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών κατά KAN.ΕΠΕ. §4.5.3 για Ικανοποιητική Σ.Α.Δ.. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα για στάθμη επιτελεστικότητας B (KAN.ΕΠΕ. §8.2.3.δ) υπολογίζεται για πρωτεύοντα στοιχεία ως εξής:

$$\theta_d^B = \frac{\theta_u + \theta_y}{2 * \gamma_{Rd}} = \frac{(\mu_\theta + 1) * \theta_y}{2 * \gamma_{Rd}} \text{ και επειδή } m^B = \frac{\theta_d^B}{\theta_y} \text{ προκύπτει πως } m^B = \frac{\mu_\theta + 1}{2 * \gamma_{Rd}}$$

Σύμφωνα με τον KAN.ΕΠΕ. §9.3.1.α.i ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνεται ίσος με 1,8 και όχι με 1,5 επειδή ο υπολογισμός των μ_θ έγινε μέσω του προγράμματος BIAx, το οποίο «δουλεύει» με θ_u^{pl} . Επιπλέον, ο συντελεστής γ_{sd} για ελαφρές και τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις (KAN.ΕΠΕ. §4.5.1 Πίνακας Σ 4.2) λαμβάνεται ίσος με 1,1 προσαυξημένος κατά 0,15 (από προκαταρκτική ανάλυση), δηλαδή 1,25.

	Τοπικοί δείκτες m	M _E (kNm)	M _G (kNm)	M _{Rd} (kNm)	$\lambda = M_d/M_{Rd}$		
K1	2,25	169,74	3,004	71,39	1,37	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K2	2,25	170,7	8,7	81,78	1,27	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K3	2,34	166,91	9,82	96,97	1,02	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K4	2,32	185,75	0,3	93,49	1,07	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K5	1,96	450,78	28,25	239,49	1,32	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K6	2,29	161,44	7,88	88,69	1,08	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K7	2,32	165,8	23,83	94,04	1,20	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K8	2,49	94,29	87,67	138,05	0,98	<1	ΕΠΑΡΚΕΙ
K9	2,38	76,85	71,13	107	1,04	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K10	2,49	228,25	31,33	141,12	1,03	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K11	2,37	165,93	24,86	104,27	1,08	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 9: Έλεγχος επάρκειας πλαστιμότητας υποστυλωμάτων ισογείου

	Τοπικοί δείκτες m	M _E (kNm)	M _G (kNm)	M _{Rd} (kNm)	λ=M _d /M _{Rd}		
K1	2,25	121,1	0,85	67,06	1,02	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K2	2,24	124,39	22,03	71,9	1,27	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K3	2,24	72,25	90,53	79,96	1,64	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K4	2,24	72,74	94,26	77,58	1,73	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K5	1,9	224,28	140,11	188,48	1,53	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K6	2,24	141,96	25,03	75,44	1,38	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K7	2,24	74,47	114,27	78,11	1,99	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K8	2,35	94,03	161,07	104,7	2,02	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K9	2,27	70,78	152,61	85,99	2,23	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K10	2,37	108,5	126,68	108,5	1,69	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K11	2,26	74,77	119,9	84,22	1,91	>1	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 10: Έλεγχος επάρκειας πλαστιμότητας υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

4. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

4.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΓΙΑ ΑΥΞΗΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΑ ΥΦΑΣΜΑΤΑ CFRP ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Σύμφωνα με τον Πίνακα 9 παρατηρήθηκε ότι όλα τα υποστυλώματα του ισογείου – εκτός από το K8 – δε διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα για την παραλαβή των ροπών καταπόνησης, γι' αυτό κι ενισχύονται με μανδύες CFRP.

Αρχικά, γίνεται ενίσχυση κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου μέσω των απαιτούμενων τοπικών δεικτών m προσδιορίζονται το πάχος και οι στρώσεις των απαιτούμενων μανδύων για το εκάστοτε υποστυλώμα. Οι απαιτούμενες πλαστιμότητες υπολογίζονται μέσω της ανίσωσης ασφαλείας: $S_d = S_G + \frac{S_E}{m} * \gamma_{sd} < R_d$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.2.α), λυμένη ως προς m όπου λαμβάνει την εξής μορφή: $m > \frac{S_E * \gamma_{sd}}{R_d - S_G}$.

Ακολουθώντας τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.3.α,δ και §6.2.3, παρουσιάζεται στη συνέχεια συγκεντρωτικός πίνακας με τα μεγέθη που υπολογίστηκαν (με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών) και τα απαιτούμενα πάχη των υφασμάτων για πλήθος στρώσεων k=1,2,3. Τα υφάσματα FRP που θα χρησιμοποιηθούν έχουν μέτρο ελαστικότητας E_j = 231 GPa και εφελκυστική αντοχή f_{ju} = 3800 MPa. Ο συντελεστής ασφαλείας σε όρους παραμορφώσεων για τα προστιθέμενα υλικά λαμβάνεται γ_m = 1,15 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.3). Για την τοποθέτηση των μανδύων γίνεται εξομάλυνση των γωνιών των υποστυλωμάτων σε μήκος b_p = d_p = R = 50 mm.

Η ενεργή τάση περίσφιγξης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{ju,res} = f_{ju} - \frac{t * E_j}{2 * R} \text{ και αν } k \geq 4 \text{ τότε:}$$

$$f'_{ju} = f_{ju,res} * \psi \text{ όπου } \psi = k^{-1/4} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. (6.19), §6.2.3.})$$

	Πλήθος στρώσεων	m	μ_0	μ_ϕ	ν_d	$\varepsilon_{cu,c}$	f_{cc} (MPa)	Λόγοι ανεπάρκειας λ	t (mm)
K1	1	3,2	8,6	23,8	0,051	0,005	21,380	0,97	0,05
K2	1	3,02	8,06	22,18	0,114	0,009	27,244	0,97	0,1
K3	1	2,49	6,47	17,41	0,217	0,011	31,131	0,965	0,15
K4	1	2,59	6,77	18,31	0,190	0,011	30,309	0,96	0,15
K5	1	2,77	7,31	19,93	0,196	0,012	31,525	0,97	0,3
K6	1	2,5	6,5	17,5	0,158	0,009	28,086	0,99	0,1
K7	1	3,05	8,15	22,45	0,194	0,013	32,644	0,98	0,2
K9	1	2,78	7,34	20,02	0,304	0,016	36,504	0,988	0,25
K10	1	2,7	7,1	19,3	0,354	0,017	37,961	0,97	0,4
K11	1	2,71	6,53	17,59	0,279	0,014	35,102	0,97	0,2

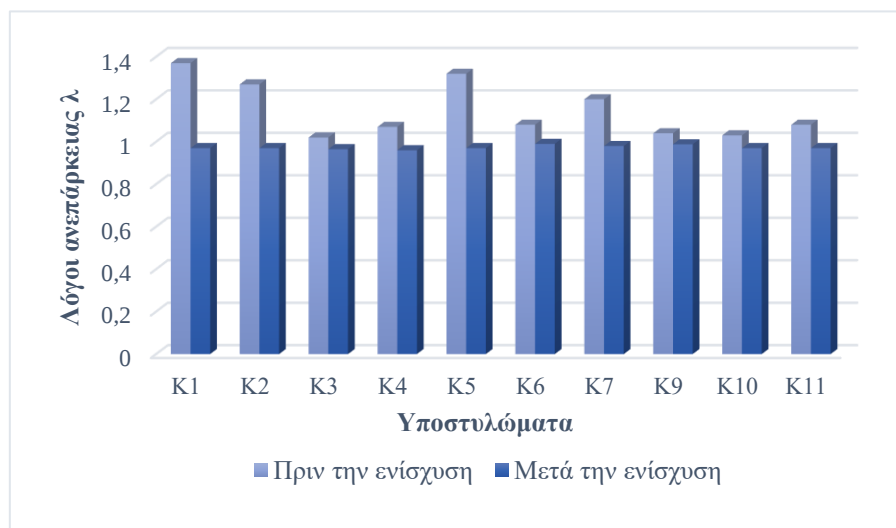
Πίνακας 11: Απαιτούμενα πάχη υφάσματος FRP μίας στρώσης

	Πλήθος στρώσεων	m	μ_0	μ_ϕ	ν_d	$\varepsilon_{cu,c}$	f_{cc} (MPa)	t (mm)
K1	2	3,2	8,6	23,8	0,051	0,005	21,380	0,05
K2	2	3,02	8,06	22,18	0,114	0,009	27,244	0,05
K3	2	2,49	6,47	17,41	0,217	0,011	31,131	0,1
K4	2	2,59	6,77	18,31	0,190	0,011	30,309	0,1
K5	2	2,77	7,31	19,93	0,196	0,012	31,525	0,15
K6	2	2,5	6,5	17,5	0,158	0,009	28,086	0,05
K7	2	3,05	8,15	22,45	0,194	0,013	32,644	0,1
K9	2	2,78	7,34	20,02	0,304	0,016	36,504	0,15
K10	2	2,7	7,1	19,3	0,354	0,017	37,961	0,2
K11	2	2,71	6,53	17,59	0,279	0,014	35,102	0,1

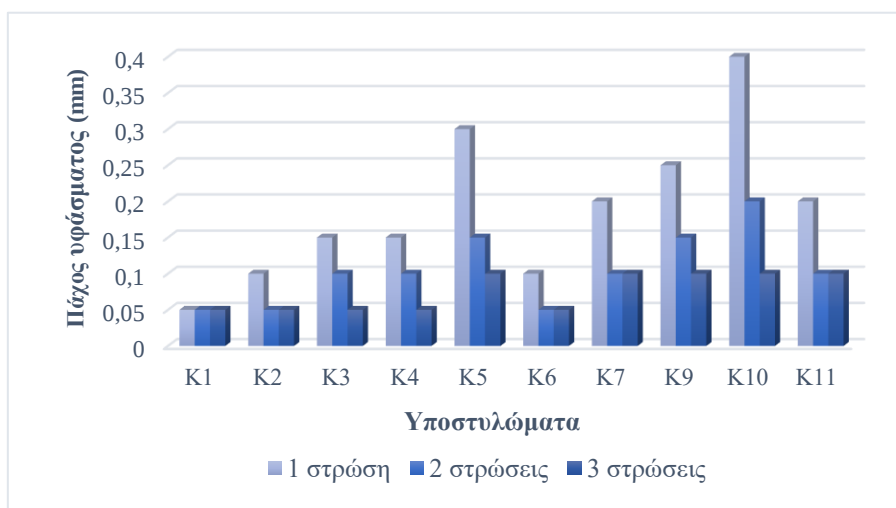
Πίνακας 12: Απαιτούμενα πάχη ενός υφάσματος FRP για δύο στρώσεις

	Πλήθος στρώσεων	m	μ_0	μ_ϕ	ν_d	$\varepsilon_{cu,c}$	f_{cc} (MPa)	t (mm)
K1	3	3,2	8,6	23,8	0,051	0,005	21,380	0,05
K2	3	3,02	8,06	22,18	0,114	0,009	27,244	0,05
K3	3	2,49	6,47	17,41	0,217	0,011	31,131	0,05
K4	3	2,59	6,77	18,31	0,190	0,011	30,309	0,05
K5	3	2,77	7,31	19,93	0,196	0,012	31,525	0,1
K6	3	2,5	6,5	17,5	0,158	0,009	28,086	0,05
K7	3	3,05	8,15	22,45	0,194	0,013	32,644	0,1
K9	3	2,78	7,34	20,02	0,304	0,016	36,504	0,1
K10	3	2,7	7,1	19,3	0,354	0,017	37,961	0,1
K11	3	2,71	6,53	17,59	0,279	0,014	35,102	0,1

Πίνακας 13: Απαιτούμενα πάχη ενός υφάσματος FRP για τρεις στρώσεις



Σχήμα 1: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας λ πριν και μετά την ενίσχυση (1 στρώση)



Σχήμα 2: Σύγκριση παχών υφάσματος FRP για k=1,2,3

Στη συνέχεια, επαναλαμβάνεται ο ίδιος τρόπος ενίσχυσης αλλά αυτή τη φορά σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3). Κρίνεται απαραίτητο να επισημανθεί ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνει υπόψιν του τις στρώσεις που τελικά θα χρησιμοποιηθούν, μέσω του συντελεστή k, και το πάχος t που απαιτείται τελικά αναφέρεται σε μία στρώση υφάσματος. Αντίθετα, στον Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3) δεν γίνεται αναφορά για στρώσεις υφασμάτων παρά μόνο για συνολικό πάχος τελικής ενίσχυσης.

Προκειμένου να συγκριθεί τελικά ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τον Ευρωκώδικα 8 για την αύξηση πλαστιμότητας σε υποστυλώματα μέσω επικολλητών υφασμάτων FRP, χρησιμοποιήθηκαν τα πάχη που υπολογίστηκαν παραπάνω (Πίνακες 11, 12, 13) προκειμένου να βρεθούν οι τοπικοί δείκτες m μέσω των σχέσεων του Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3). Όπως και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. έτσι και στον Ευρωκώδικα 8 οι δείκτες m προσδιορίζονται μέσω της συνολικής ικανότητας στροφής της χορδής, θ_{um} και της στροφής της χορδής στη διαρροή, θ_y .

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{a \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}} (1,25^{100 \rho_d})$$

(EK 8 – Μέρος 3 §A.3.2.2.(A.1))

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3) §A.4.4.3 (6), για στοιχεία ορθογωνικής διατομής που ενισχύονται με FRP στην παραπάνω σχέση ο εκθέτης του 25 προσαυξάνεται κατά μια ποσότητα ίση με $a' \cdot \rho_f \cdot f_{f,e}$. Έτσι, αυτή γίνεται:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{a \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} + a' \cdot \rho_f \cdot f_{f,e}} (1,25^{100 \rho_d})$$

$$\text{όπου } \rho_f = \frac{2 \cdot t_f}{b_w} \quad \text{και} \quad f_{f,e} = \min(f_{uf}, \varepsilon_{uf} \cdot E_f) \left(1 - 0,7 \min(f_{uf}, \varepsilon_{uf} \cdot E_f) \frac{\rho_f}{f_c} \right)$$

$$a' \rho_f \frac{f_{f,e}}{f_c} = a' \cdot \frac{2 t_f}{b_w} \frac{f_u}{f_c} (1 - 0,35 \omega_w) \Rightarrow a' \cdot \rho_f \cdot \frac{f_{f,e}}{f_c} = a' \cdot \frac{\omega_w}{2} \cdot (1 - 0,35 \omega_w)$$

Θεωρήθηκε $1,25^{100 \cdot \rho_d} = 1$.

Η τελική σχέση που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της θ_{um} είναι η εξής:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3)^v \cdot \left(\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} f_c \right)^{0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{a' \frac{\omega_w}{2} (1 - 0,35 \omega_w)}$$

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \varphi_y \frac{d_{bL} f_y}{8 \sqrt{f_c}}$$

(EK 8 – Μέρος 3 §A.3.2.4.(A.10b))

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3) §A.3.3.1, Table 3.1 οι υπολογισμοί γίνονται με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστή ασφαλείας υλικών 1,20 (για στάθμη επιτελεστικότητας B). Επιπλέον, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3) §A.3.2.2 (1) ο συντελεστής γ_{el} λαμβάνεται ίσος με 1,5 για πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και στάθμη B. Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι η ικανότητα στροφής της χορδής που ανταποκρίνεται σε σημαντικές βλάβες (στάθμη B) μπορεί να θεωρηθεί ίση με τα $\frac{3}{4}$ της στροφής της χορδής στην αστοχία (Ευρωκώδικας 8 – 2004 (Μέρος 3) §A.3.2.3 (1)). Επομένως, για τη στάθμη επιτελεστικότητας B ισχύουν τα εξής:

$$\theta_d = \frac{3}{4} * \frac{\theta_u}{\gamma_{el}} \text{ άρα } m = \frac{\theta_d}{\theta_y} = \frac{3}{4} * \frac{\theta_u}{\gamma_{el} * \theta_y} \Rightarrow m = \frac{3}{4} * \frac{\mu_\theta}{\gamma_{el}}$$

Η τάση περίσφιγξης για ορθογωνικές διατομές κατά Ευρωκώδικα 8 – 2004 (Μέρος 3) §A.4.4.3 (4) υπολογίζεται ως εξής:

$$f'_1 = \frac{2 \cdot R}{D} * f_1$$

όπου $f_1 = \frac{2 \cdot E_f * \varepsilon_{ju} * t_f}{D}$, R: η ακτίνα καμπύλης εξομάλυνσης και D: η μέγιστη από τις δύο διαστάσεις.

	t (mm)	θ_{um}	θ_y	$\mu\theta$	m
K1	0,05	0,269	0,092	2,92	1,46
K2	0,1	0,285	0,085	3,36	1,68
K3	0,15	0,282	0,073	3,85	1,92
K4	0,15	0,290	0,076	3,82	1,91
K5	0,3	0,256	0,046	5,63	2,81
K6	0,1	0,267	0,080	3,36	1,68
K7	0,2	0,323	0,076	4,27	2,13
K9	0,25	0,306	0,065	4,73	2,36
K10	0,4	0,290	0,048	6,04	3,02
K11	0,2	0,289	0,067	4,31	2,16

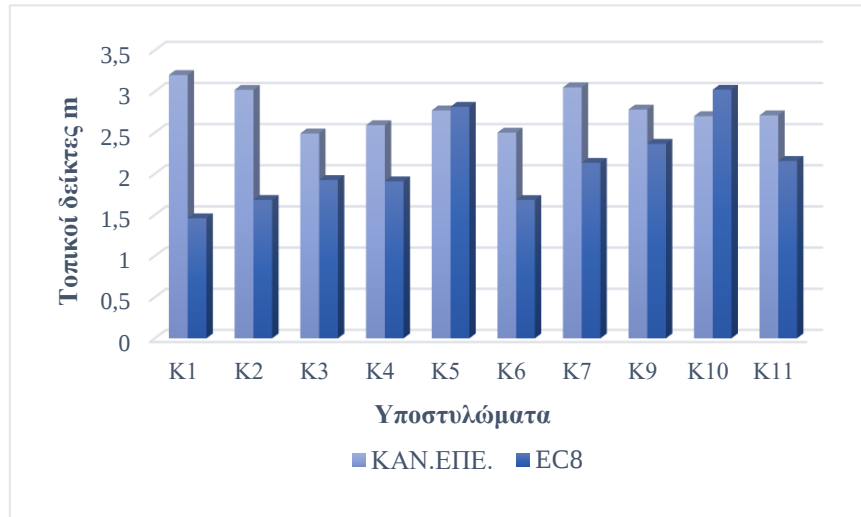
Πίνακας 14: Τοπικοί δείκτες m κατά Ευρωκώδικα 8 (για k=1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

	t (mm)	θ_{um}	θ_y	$\mu\theta$	m
K1	0,1	0,310	0,092	3,36	1,68
K2	0,1	0,285	0,085	3,36	1,68
K3	0,2	0,313	0,073	4,28	2,14
K4	0,2	0,323	0,076	4,24	2,12
K5	0,3	0,256	0,046	5,63	2,81
K6	0,1	0,267	0,080	3,36	1,68
K7	0,2	0,323	0,076	4,27	2,13
K9	0,3	0,329	0,065	5,08	2,54
K10	0,4	0,290	0,048	6,04	3,02
K11	0,2	0,289	0,067	4,31	2,16

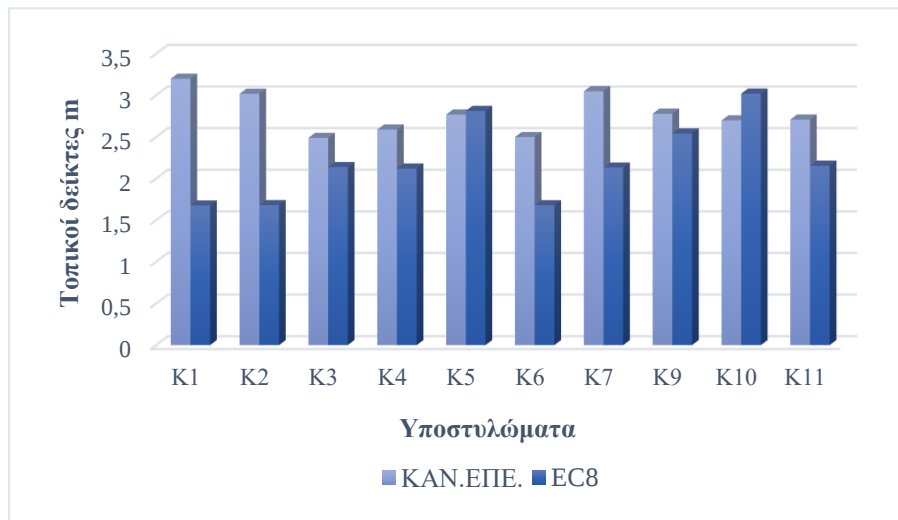
Πίνακας 15: Τοπικοί δείκτες m κατά Ευρωκώδικα 8 (για k=2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

	t (mm)	θ_{um}	θ_y	$\mu\theta$	m
K1	0,15	0,350	0,092	3,79	1,90
K2	0,15	0,322	0,085	3,80	1,90
K3	0,15	0,282	0,073	3,85	1,92
K4	0,15	0,290	0,076	3,82	1,91
K5	0,3	0,256	0,046	5,63	2,81
K6	0,15	0,302	0,080	3,80	1,90
K7	0,3	0,380	0,076	5,02	2,51
K9	0,3	0,329	0,065	5,08	2,54
K10	0,3	0,262	0,048	5,45	2,73
K11	0,3	0,339	0,067	5,07	2,53

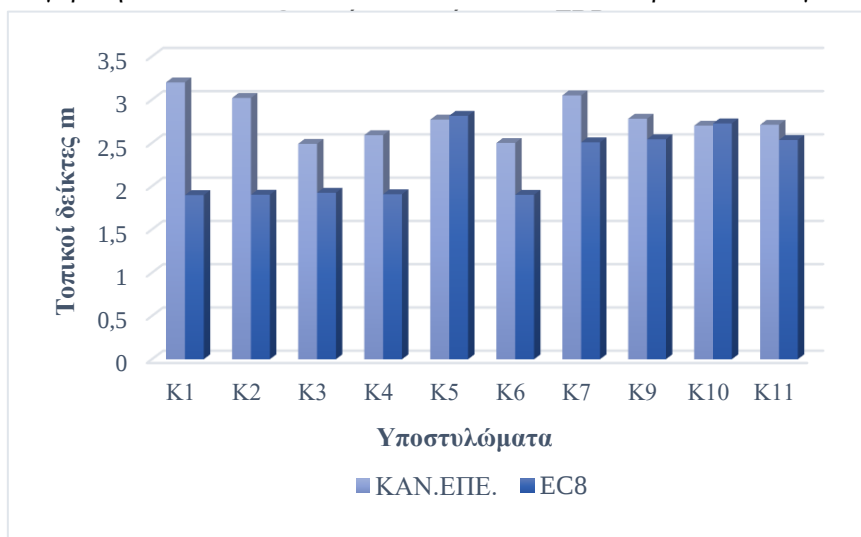
Πίνακας 16: Τοπικοί δείκτες m κατά Ευρωκώδικα 8 (για k=3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)



Σχήμα 3: Σύγκριση τοπικών δεικτών m κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικα 8 για ενίσχυση με 1 στρώση υφάσματος FRP



Σχήμα 4: Σύγκριση τοπικών δεικτών m κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικα 8 για ενίσχυση με 2 στρώσεις υφάσματος FRP

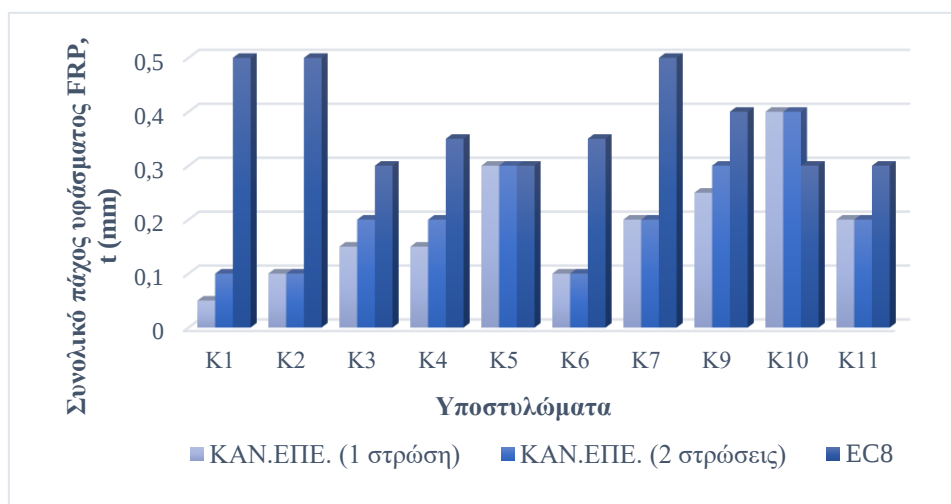


Σχήμα 5: Σύγκριση τοπικών δεικτών m κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικα 8 για ενίσχυση με 3 στρώσεις υφάσματος FRP

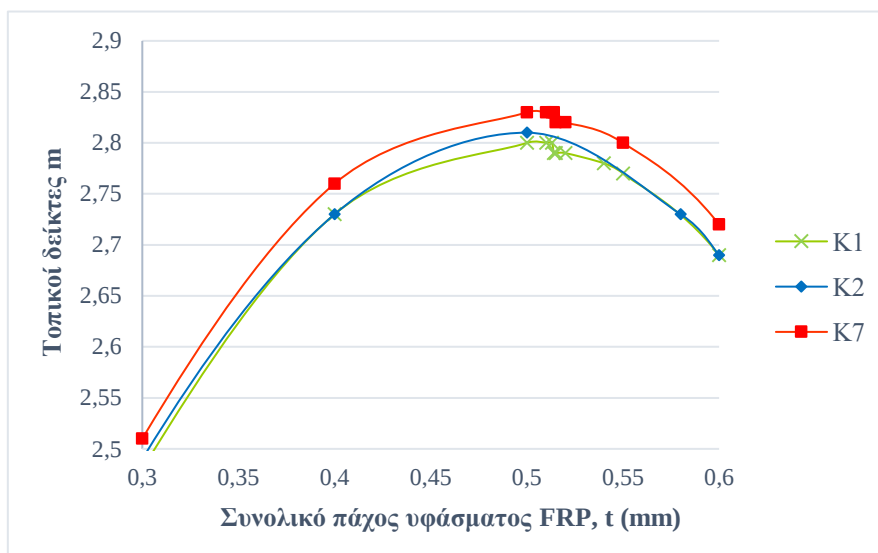
Ωστόσο, πραγματοποιήθηκε και η αντίστροφη διαδικασία, δηλαδή έγινε προσπάθεια εύρεσης των απαιτούμενων παχών κατά Ευρωκώδικα 8, με δεδομένα τα m που έχουν επιτευχθεί παραπάνω κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η προσπάθεια αυτή έδειξε πως τα υποστυλώματα K1, K2 και K7 δε μπορούν να φτάσουν την πλαστιμότητα που απαιτεί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τα πάχη ενίσχυσης που δίνουν οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 8. Έτσι, διερευνήθηκε ποια μπορεί να είναι η μέγιστη τιμή πλαστιμότητας την οποία μπορούν να φτάσουν οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 8, στις υπάρχουσες συνθήκες, όπως και το τι πάχος πρέπει να έχουν οι ενισχύσεις προκειμένου τα m από τον Ευρωκώδικα 8 να πλησιάσουν όσο το δυνατόν περισσότερο αυτά του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα αποτελέσματα που εξήχθησαν φαίνονται παρακάτω:

	t (mm)	θ_{um}	θ_y	μ_θ	m
K1	0,5	0,516	0,092	5,60	2,80
K2	0,5	0,476	0,085	5,61	2,81
K3	0,3	0,368	0,073	5,03	2,51
K4	0,35	0,401	0,076	5,27	2,64
K5	0,3	0,256	0,046	5,63	2,81
K6	0,35	0,418	0,080	5,25	2,63
K7	0,5	0,428	0,076	5,66	2,83
K9	0,4	0,361	0,065	5,59	2,79
K10	0,3	0,262	0,048	5,45	2,73
K11	0,4	0,373	0,067	5,57	2,78

Πίνακας 17: Απαιτούμενα πάχη για στοχευμένα m



Σχήμα 6: Σύγκριση απαιτούμενων παχών υφασμάτων FRP κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικα 8 για στοχευμένη πλαστιμότητα



Σχήμα 7: Γραφική απεικόνιση τοπικών δεικτών m και παχών (t) υφασμάτων FRP κατά Ευρωκώδικα 8 (K1, K2, K7)

4.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 1^{ΟΥ} ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αρχικά, όπως φαίνεται και από τον Πίνακα 10, κανένα από τα υποστυλώματα δεν επαρκεί σε πλαστιμότητα. Ωστόσο, αν παρατηρήσει κανείς τις δυσμενέστερες ροπές καταπόνησης, που προκύπτουν από τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων, σε σχέση με τις ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων K3, K4, K7, K8, K9, K10 και K11, θα συμπεράνει πως αυτά απαιτούν καμπτική ενίσχυση. Αυτή θα γίνει με τη χρήση μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίοι θα καλύψουν και την απαίτηση αυτών των υποστυλωμάτων για αύξηση της πλαστιμότητάς τους. Ωστόσο, για να γίνει ορθή εφαρμογή της μεθόδου των μανδυνών, πρέπει αυτοί να συνεχίζουν και στα υποστυλώματα του ισόγειου. Όσον αφορά τα υπόλοιπα υποστυλώματα του ορόφου, αυτά θα ενισχυθούν με επικολλητά υφάσματα CFRP για αύξηση της πλαστιμότητάς τους.

Η διαστασιολόγηση των μανδυνών τόσο του ισόγειου όσο και του ορόφου γίνεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5 και περιλαμβάνει έλεγχο κάμψης, διάτμησης και διεπιφάνειας (για την απαίτηση ή όχι βλήτρων). Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας S500, με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_m = 1,05 \cdot 1,5 = 1,57$ για το προστιθέμενο σκυρόδεμα και $\gamma_m = 1,05 \cdot 1,15 = 1,21$ για τον προστιθέμενο χάλυβα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.2). Επίσης, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας για τις μέσες τιμές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.3, λαμβάνονται ίσοι με 1,15 και για τα δύο υλικά. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5 (η), στον έλεγχο κάμψης πρέπει η επιδιωκόμενη αύξηση της καμπτικής αντίστασης του στοιχείου να είναι μικρότερη από το διπλάσιο της αρχικής, προκειμένου να επιτρέπεται η χρήση της προσεγγιστικής διαδικασίας με συντελεστές μονολιθικότητας.

	M_{Rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	Διαφορά		$2 \cdot M_{Rd}$	Πάχος μανδύα (mm)	Απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός μανδύα
K1	71,39	172,75	101,36	<	142,78	75	12Φ12 (=1356)
K2	81,78	179,4	97,62	<	163,56	75	12Φ12 (=1356)
K3	96,97	175,91	78,94	<	193,94	75	12Φ12 (=1356)
K4	93,49	186,05	92,56	<	186,98	75	12Φ12 (=1356)
K5	239,49	479,02	239,53	<	478,98	75	12Φ16 (=2412)
K6	88,69	169,33	80,64	<	177,38	75	12Φ12 (=1356)
K7	94,04	189,64	95,6	<	188,08	75	12Φ12 (=1356)
K8	138,05	254,29	116,24	<	276,1	75	12Φ14 (=1848)
K9	107	190,01	83,01	<	214	75	12Φ12 (=1356)
K10	141,12	259,58	118,46	<	282,24	75	12Φ14 (=1848)
K11	104,27	190,8	86,53	<	208,54	75	12Φ12 (=1356)

Πίνακας 18: Έλεγχος κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου και διαμήκης οπλισμός μανδυνών

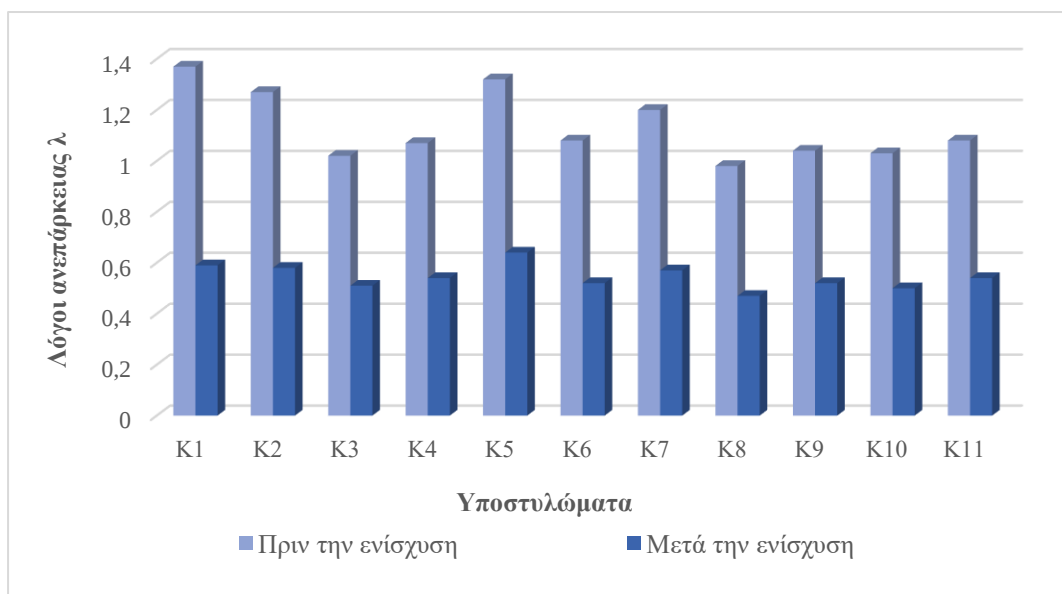
	M_{Rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	Διαφορά		$2 \cdot M_{Rd}$	Πάχος μανδύα (mm)	Απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός μανδύα
K1	67,06	121,95	54,89	<	134,12	75	12Φ12 (=1356)
K2	71,9	146,41	74,51	<	143,8	75	12Φ12 (=1356)
K3	79,96	162,78	82,83	<	159,92	75	12Φ12 (=1356)
K4	77,58	186,34	108,77	<	155,16	75	12Φ12 (=1356)
K5	188,48	364,4	175,92	<	376,96	75	12Φ16 (=2412)
K6	75,44	166,99	91,55	<	150,88	75	12Φ12 (=1356)
K7	78,11	188,74	110,63	<	156,22	75	12Φ12 (=1356)
K8	104,69	255,10	150,41	<	209,38	75	12Φ14 (=1848)
K9	85,99	223,39	137,40	<	171,98	75	12Φ14 (=1848)
K10	108,50	247,67	139,17	<	217,00	75	12Φ12 (=1356)
K11	84,22	194,67	110,45	<	168,44	75	12Φ12 (=1356)

Πίνακας 19: Έλεγχος κάμψης υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου και διαμήκης οπλισμός μανδυνών

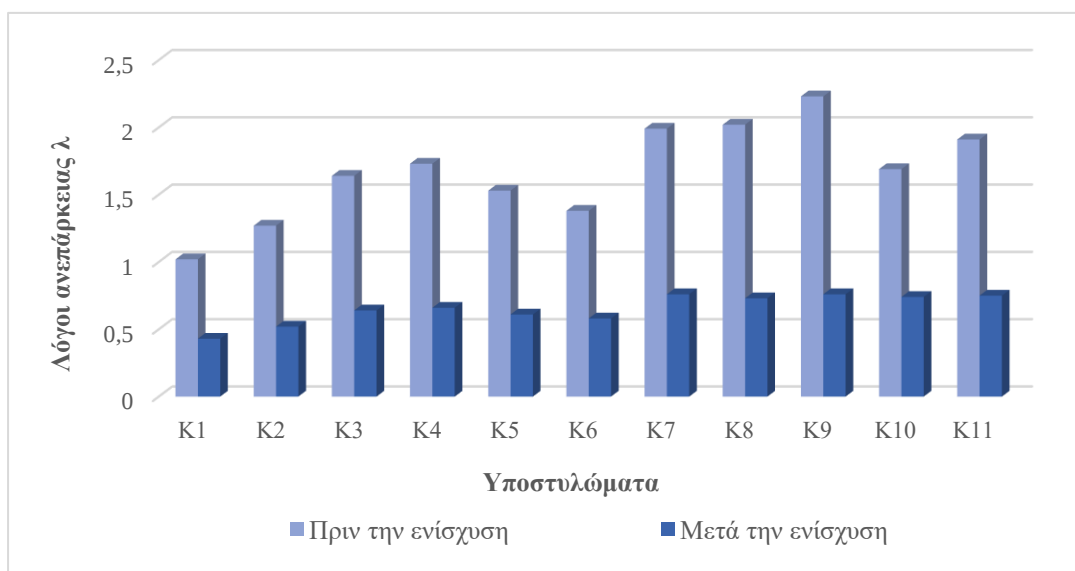
Ακολουθώντας τις κατασκευαστικές διατάξεις προκύπτει πως εντός των κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων τοποθετούνται συνδετήρες Φ8/72 και εκτός κρίσιμων περιοχών Φ8/125 τόσο στο ισόγειο όσο και στον 1^ο όροφο. Οι υπόλοιπες κατασκευαστικές διατάξεις ικανοποιούνται.

Στη συνέχεια, γίνεται έλεγχος διεπιφάνειας στο ισόγειο και τον 1^ο όροφο και προκύπτει ότι δεν υπάρχει απαίτηση για βλήτρα στο ισόγειο ($T_f > F_{cm}$) ενώ στον όροφο απαιτούνται ($T_f < F_{cm}$) και τοποθετούνται τα ελάχιστα σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις.

Μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου επαναπροσδιορίζονται οι λόγοι ανεπάρκειας λ αυτών, με την ίδια διαδικασία που χρησιμοποιήθηκε παραπάνω, και συγκρίνονται με τους αντίστοιχους των μη ενισχυμένων υποστυλωμάτων. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αυτά συγκεντρωμένα σε ραβδογράμματα.



Σχήμα 8: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας λ υποστυλωμάτων ισογείου



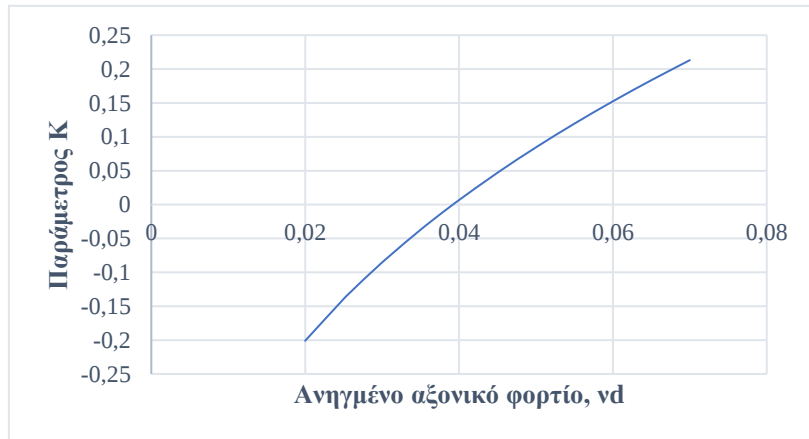
Σχήμα 9: Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας λ υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

Στη συνέχεια ακολουθεί η ενίσχυση των υπολοίπων υποστυλωμάτων του ορόφου (που δεν έχουν απαίτηση για καμπτική ενίσχυση) με επικολλητά υφάσματα CFRP – στην περίπτωση που ο 1^{ος} όροφος μπορούσε να ληφθεί σα μεμονωμένος όροφος – και ελέγχεται το υποστυλώμα K5 (αφού πρώτα ενισχυθεί) για την ικανότητά του για παραλαβή τέμνουσας, αφού όπως αποδείχθηκε στον Πίνακα 8 αστοχούσε ψαθυρά.

	Πλήθος στρώσεων	m	μ _θ	μ _φ	v _d	ε _{cu,c}	f _{cc} (MPa)	t (mm)
K1	1							
K2	1	2,65	6,95	18,85	0,054	0,0048	20,159	0,1
K5	1	3,53	9,59	26,77	0,091	0,0085	26,947	0,2
K6	1	3,28	8,84	24,52	0,075	0,0071	24,530	0,1

Πίνακας 20: Ενίσχυση υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου με CFRP

Κατά τη διαδικασία ενίσχυσης των υποστυλωμάτων με FRP παρατηρήθηκε πως η παράμετρος $K = \sqrt[3]{\frac{2,6 \cdot V \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \mu \varphi}{0,0035}} - 1$ έπαιρνε αρνητική τιμή γεγονός που καθιστούσε αδύνατο τον προσδιορισμό του πάχους του υφάσματος. Γι' αυτό το λόγο δημιουργήθηκε γραφική παράσταση που δείχνει την αλληλεπίδραση ανάμεσα στην παράμετρο K και στο ανηγμένο αξονικό φορτίο v_d , όπως φαίνεται παρακάτω:



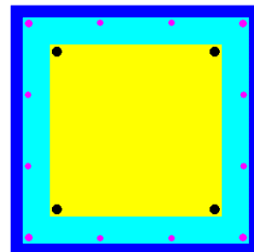
Σχήμα 10: Γραφική απεικόνιση αλληλεπίδρασης K και v_d

$V_{Rd,tot}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{j,d}$ (kN) που παραλαμβάνεται	$\varepsilon_{j,u}$	$\varepsilon_{j,max}$	$\varepsilon_{j,crit}$	f_{jk} (MPa)	γ_m
124,47	111,61	12,86	0,015	0,015	0,0075	1732,5	1,2
σ_{jd} (MPa)	t_j (mm)	d (mm)	$V_{j,d}$ (kN) που αντέχει				
1443,7	0,2	414	159,39	> 12,86			

Πίνακας 21: Έλεγχος υποστυλώματος K5 για παραλαβή τέμνουσας (μετά από ενίσχυση με υφάσματα FRP)

Άρα, τελικά το K5 μπορεί να παραλάβει την τέμνουσα και δε χρειάζεται περαιτέρω ενίσχυση έναντι αυτής.

Καθώς το υποστυλώμα K1 δεν μπορεί να ενισχυθεί με FRP για να αυξηθεί η πλαστιμότητά του, μια εναλλακτική λύση είναι η τοποθέτηση μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος με πάχος 75 mm με οπλισμό 12Φ12, που θα καταφέρει να του αυξήσει τη ροπή αντοχής του σε 243,104 kNm και να μειώσει το δείκτη πλαστιμότητας σε 1,74 και το δείκτη ανεπάρκειας σε $0,36 < 1$.



Εικόνα 7: Προσομοίωση διατομής υποστυλώματος ενισχυμένου με μανδύα Ο/Σ μέσω BIAx [4]

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Από το Σχήμα 1 παρατηρείται ότι οι λόγοι ανεπάρκειας λ, μειώνονται μετά την ενίσχυση με CFRP ακόμη και με μία στρώση υφάσματος, με τελικό λόγο λ μικρότερο της μονάδας.
- Στο Σχήμα 2 γίνεται αντιληπτή η ανομοιομορφία στην απαίτηση των παχών υφασμάτων όσο αυξάνεται ο αριθμός των στρώσεων. Τα μικρά ανηγμένα αξονικά φορτία επηρεάζουν ελάχιστα την τελική απαίτηση πάχους, καταλήγοντας έτσι σε ίδια αποτελέσματα για τα πάχη μίας και δύο στρώσεων.
- Παρατηρήθηκε πως ο EC8 δεν αναφέρεται σε πλήθος στρώσεων αλλά σε συνολικό πάχος ενίσχυσης, με την τάση περισφιγξης να είναι ανεξάρτητη του πλήθους των στρώσεων. Αντιθέτως, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρεται σε πλήθος στρώσεων (k) και για περισσότερες από 3 στρώσεις υφάσματος η τάση περισφιγξης απομειώνεται με έναν συντελεστή ψ. Φαίνεται πως με συνεχή αύξηση του πάχους αυξάνεται αναλογικά και η τάση περισφιγξης κατά EC8 ενώ αντίστοιχα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αυτό δε συμβαίνει.
- Παρατηρώντας τα σχήματα 3,4 και 5 διαπιστώνεται ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει αρκετά μεγαλύτερες τιμές δεικτών πλαστιμότητας m, οι οποίοι στη συγκεκριμένη περίπτωση αποτελούν και την τελική απαίτηση σε πλαστιμότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Παρατηρείται επίσης πως τα υποστυλώματα μεγαλύτερων διαστάσεων (350/350 και 450/450) και στις τρεις περιπτώσεις πλήθους στρώσεων εμφανίζουν αύξηση της πλαστιμότητάς τους, η οποία ξεπερνά ακόμη κι αυτή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ωστόσο, τα υπόλοιπα υποστυλώματα παρουσιάζουν μέχρι και τις 2 στρώσεις υφάσματος μια ομοιόμορφη αύξηση της πλαστιμότητάς τους, όχι όμως τόσο ισχυρή ώστε να ξεπεράσει τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Στο Σχήμα 6 είναι διακριτό πως για να επιτευχθεί μια στοχευμένη πλαστιμότητα, ίδια και για τους δύο Κανονισμούς, ο Ευρωκώδικας απαιτεί πολύ μεγαλύτερα συνολικά πάχη υφασμάτων από αυτά που απαιτεί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα οποία μπορεί πολλές φορές να μην είναι διαθέσιμα στην αγορά. Μάλιστα, στο πλαίσιο αυτής της διαφοράς, στο Σχήμα 7, φαίνεται η ακραία περίπτωση κατά την οποία οι σχέσεις του Ευρωκώδικα δεν μπορούν ούτε να πλησιάσουν τις μεγάλες τιμές πλαστιμότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και έχουν ένα περιορισμένο ανώτατο όριο. Τέλος, αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι τα υποστυλώματα K1, K2 και K7 έχουν και τα τρία απαίτηση πλαστιμότητας μεγαλύτερη του 3 και το ανώτατο όριό τους τόσο σε πάχος υφάσματος όσο και σε πλαστιμότητα κυμαίνονται στα ίδια επίπεδα.
- Από την ενίσχυση για αύξηση πλαστιμότητας με FRP που επιχειρήθηκε να εφαρμοστεί στο υποστυλώμα K1 του ορόφου, εντοπίστηκε αδυναμία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγκεκριμένα της σχέσης:

$$\mu_{\varphi} = \frac{f_c^*}{f_c} * \frac{\varepsilon_{cu}^*}{2,6 * \nu * \varepsilon_{sy}} \Rightarrow \varepsilon_{cu}^* = 2,6 * \mu_{\varphi} * \nu * \varepsilon_{sy} * \frac{f_c}{f_c^*}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ8.11β)

Η αδυναμία αυτή εντοπίζεται στο ανηγμένο αξονικό φορτίο και στο εύρος αυτού που μπορεί να καλυφθεί από την παραπάνω σχέση, καθώς για πολύ μικρές τιμές του προκύπτει $\varepsilon_{cu}^* < 0,0035$, που σημαίνει ότι η παραπάνω σχέση δε μπορεί να δώσει αποτέλεσμα για την περισφιγξη του υποστυλώματος με υφάσματα FRP. Επίσης, παρατηρήθηκε ότι προκειμένου να αποφεύγεται αυτή η αδυναμία για μικρό αξονικό φορτίο θα πρέπει η μ_{φ} να έχει μεγάλη τιμή ή το αντίστροφο.

- Μέσω της αδυναμίας ενίσχυσης του υποστυλώματος K1 με υφάσματα FRP διαπιστώθηκε ότι η απαίτηση πλαστιμότητας μπορεί να καλυφθεί με ενίσχυση από μανδύα Ο/Σ, που του προσδίδει ταυτόχρονα και αύξηση της ροπής αντίστασής του.
- Η μέθοδος ενίσχυσης με μανδύες Ο.Σ. είναι ευχερής για εφαρμογή στην περίπτωση ταυτόχρονης καμπτικής ενίσχυσης και αύξησης πλαστιμότητας ενός υποστυλώματος, σε αντίθεση με αυτή των υφασμάτων CFRP που αυξάνουν την πλαστιμότητα αλλά δε συνεισφέρουν στην αντοχή του.
- Η εφαρμογή μανδυνών Ο.Σ. μειώνει τους λόγους ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων, τόσο του ισογείου όσο και του ορόφου, σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50%.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Eurocode 8 (EN 1998-1:2004): Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- [2] ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ, Τεύχος Δεύτερο, Αρ. Φύλλου 2692, 31 Δεκεμβρίου 2008
- [3] Προσομοίωση Κατασκευών σε Πρόγραμμα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή – Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, Εμμανουήλ Κίρτας, Γεώργιος Παναγόπουλος, Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά Συγγράμματα και Βοηθήματα, Σέρρες 2015
- [4] Πρόγραμμα ΒΙΑΧ, Οδηγίες Χρήσης, Μανώλης Γ. Σφακιανάκης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2017
- [5] Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, Μιχαήλ Ν. Φαρδής, Πάτρα 2017
- [6] Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004): Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [7] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση 2017, ΟΑΣΠ (2017)
- [8] Eurocode 8 (EN 1998-3:2005): Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

