

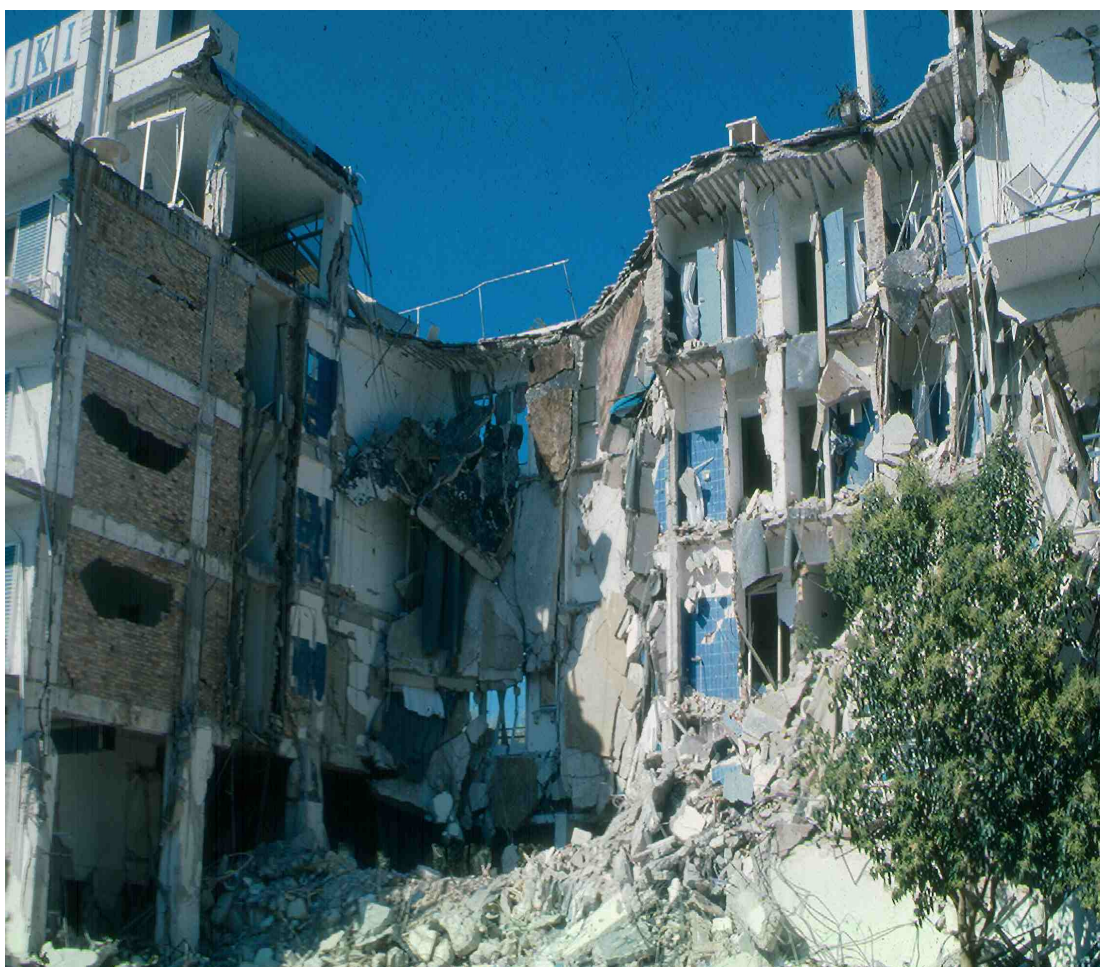


ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ

ΤΕΕ

Τμ. Δυτ. Ελλάδας

20^ο ΦΟΙΤΗΤΙΚΟ ΣΥΝΕΔΡΙΟ
ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ 2014



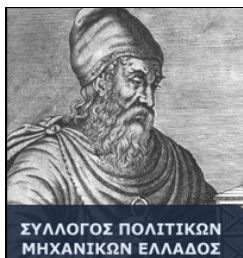
Υπεύθυνος έκδοσης
καθ. Σ. Η. Δρίτσος

Πάτρα 2014
Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών

ΧΟΡΗΓΟΙ - ΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΕΣ



Πανεπιστήμιο Πατρών
Επιτροπή Ερευνών
Κοσμητεία Π.Σ.



Τα κείμενα του παρόντος τόμου, είναι φοιτητικές εργασίες που εκπονήθηκαν στο Ε' Έτος του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών το ακαδημαϊκό έτος 2013-14. Περιλαμβάνονται έτσι όπως ακριβώς υποβλήθηκαν από τους φοιτητές – συγγραφείς τους, χωρίς προγενέστερη κρίση ή αποδοχή των στοιχείων και των απόψεων των συγγραφέων.

Οι εργασίες αυτές παρουσιάστηκαν από τους πεμπτοετείς φοιτητές του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών στο 20^ο φοιτητικό συνέδριο «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2014» που πραγματοποιήθηκε τον Φεβρουάριο του 2014 στα πλαίσια του μαθήματος «Ενισχύσεις- Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα».

Η εκτύπωση των εργασιών αποφασίστηκε για να δώσει στους φοιτητές την ικανοποίηση της δημοσίευσης της δουλειάς τους αλλά και να διευκολύνει την αμφίδρομη επικοινωνία Πανεπιστημίου και Εφαρμογής. Όμως, ο αναγνώστης δε θα πρέπει να λησμονεί ότι οι εργασίες δημοσιεύονται χωρίς προγενέστερο έλεγχο του κειμένου. Ως εκ τούτου οι ατέλειες και τα σφάλματα που πιθανόν υπάρχουν θα πρέπει να κοιταχθούν με κατανόηση και να χρησιμοποιηθούν μετά από κατάλληλη επεξεργασία. Επισημαίνεται ότι οι εργασίες του συνεδρίου είναι «αναρτημένες» στο σχετικό ιστότοπο, www.episkeves.civil.upatras.gr όπου μπορεί να αναζητηθεί και άλλο υλικό σχετικό με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τις ενισχύσεις-επισκευές των κατασκευών.

Το συνέδριο, για τέταρτη συνεχή χρονιά, συνδιοργανώνεται με το Τ.Ε.Ε./Τμ. Δυτ. Ελλάδος στο οποίο απευθύνονται ιδιαίτερες θερμές ευχαριστίες. Θερμές ευχαριστίες επίσης απευθύνονται στον σύλλογο Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος και στις εταιρίες λογισμικού 3DR, LH Λογισμική και στην εταιρία Sika Hellas για το ενδιαφέρον τους για το συνέδριο και για την απόφασή τους να βραβεύσουν με χρηματικά έπαθλα τις καλύτερες εργασίες. Τέλος, ευχαριστίες απευθύνονται στο Παν/μιο Πατρών (Επιτροπή Ερευνών, Κοσμητεία Πολυτεχνικής Σχολής και Τμήμα Πολ. Μηχανικών), στον Ο.Α.Σ.Π. καθώς και στις εταιρίες LH Λογισμική, 3DR, Σιδενόρ, Χαλυβουργική, Sika Hellas και ACE Hellas, για την οικονομική υποστήριξη του συνεδρίου.

Έχω την ελπίδα ότι η παρούσα έκδοση θα αποτελέσει χρήσιμο βοήθημα στους μηχανικούς της πράξης σε θέματα Ανασχεδιασμού Κατασκευών.

Πάτρα, Φεβρουάριος 2014

Σ. Η. Δρίτσος

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. “Εφαρμογή της Μεθόδου Pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την Αποτίμηση και Ενίσχυση Πολυκατοικίας με Pilotis” <i>Γρηγοράτος Ιάσων</i>	1
2. “Σχεδιασμός Κτιρίου με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954, Προσθήκη Ορόφου κατά ΕΚΩΣ/ΕΑΚ και Αποτίμηση του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.” <i>Αθανασοπούλου Ελένη-Μαρία και Μαραμπέας Ιωάννης</i>	19
3.“Αποτίμηση και Ενίσχυση Υφιστάμενης Κατασκευής με Ανελαστική Γραμμική Ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.” <i>Αντωνόπουλος Χαράλαμπος και Καραχάλιου Μαρία</i>	35
4. “Ενίσχυση Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με την Χρήση Cross Laminate Panel ” <i>Καραβίας Δημήτριος</i>	49
5. “Συγκριτική Μελέτη Μεθόδων Εμφάνωσης Πλαισίων Ο.Σ. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. μέσω Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων ” <i>Πολυδωρόπουλος Σπυρίδων και Τσιτσόκας Δημήτριος</i>	61
6. “Σύγκριση Μεθόδων Αποτίμησης Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.” <i>Γερογιάννης Ειρηναίος και Καλοειδής Αριστοτέλης</i>	83
7. “Έλεγχος και Ενίσχυση Κόμβων Δοκών – Υποστυλωμάτων σε Υφιστάμενη Κατασκευή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.” <i>Αργυροπούλου Ειρήνη – Μαρία και Στούρας Ορφέας</i>	97
8. “Επεμβάσεις σε Ραβδόμορφα Δομικά Στοιχεία. Σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EN 1998-3” <i>Ζαχαροπούλου Κωνσταντίνα</i>	123
9. “Αποκατάσταση Ανεπαρκών Μηκών Παράθεσης με Σύνθετα Υλικά. Σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8-3” <i>Ραντοπούλου Μαρίνα</i>	135
10. “Αποτίμηση Γραμμικών Μελών Οπλισμένου Σκυροδέματος σε Πυρκαγιά κατά EC2” <i>Γάσπαρης Γεώργιος και Ζαχαριάδης Παναγιώτης</i>	145
11. “Πυροπροστασία και Επισκευές-Ενισχύσεις Σύμμικτων Κατασκευών μετά από Πυρκαγιά” <i>Γαλάνη Κωνσταντίνα</i>	165

12. “Συμπεριφορά Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος Έναντι Πυρκαγιάς” <i>Κακκός Ευστάθιος</i>	175
13. “Ενίσχυση και Επισκευή Υποστυλωμάτων – Μέθοδοι και Σύγκριση.” <i>Σάπιος Δημήτριος</i>	189
14. “Μηχανισμοί Διάβρωσης – Μέθοδοι Προστασίας του Ο.Σ. από Διάβρωση” <i>Γεώργιος Νικολακόπουλος</i>	199
15. “Εξέταση Περιπτώσεων Κατάρρευσης Γεφυρών” <i>Χιώτη Ευσταθία</i>	215

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕ PILOTIS

ΙΑΣΩΝ ΓΡΗΓΟΡΑΤΟΣ

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε μια πολυκατοικία του 1993 με pilotis και τέσσερις τυπικούς ορόφους, που είχε μελετηθεί με παραδοχή τριγωνικής κατανομής. Για τις επιλύσεις της παρούσης εργασίας χρησιμοποιήθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την μέθοδο του σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (Pushover). Η κατασκευή ελέγχθηκε για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ για τον σεισμό σχεδιασμού και για την στάθμη Α για σεισμό με περίοδο εμφάνισης τα 42 χρόνια. Επίσης ενισχύθηκε με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΘΕΜΑ

Στόχος της παρούσης εργασίας είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφισταμένης πολυκατοικίας για διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας και φασματικές επιταχύνσεις. Επίσης εξετάζεται η αποτελεσματικότητα των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, σε συνδυασμό με ινοπλισμένα πολυμερή, για την ενίσχυσή της.

Για την ανάλυση, την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό της εταιρείας Cubus (Statik5, Hoch5, Fagus5, Cedrus5).

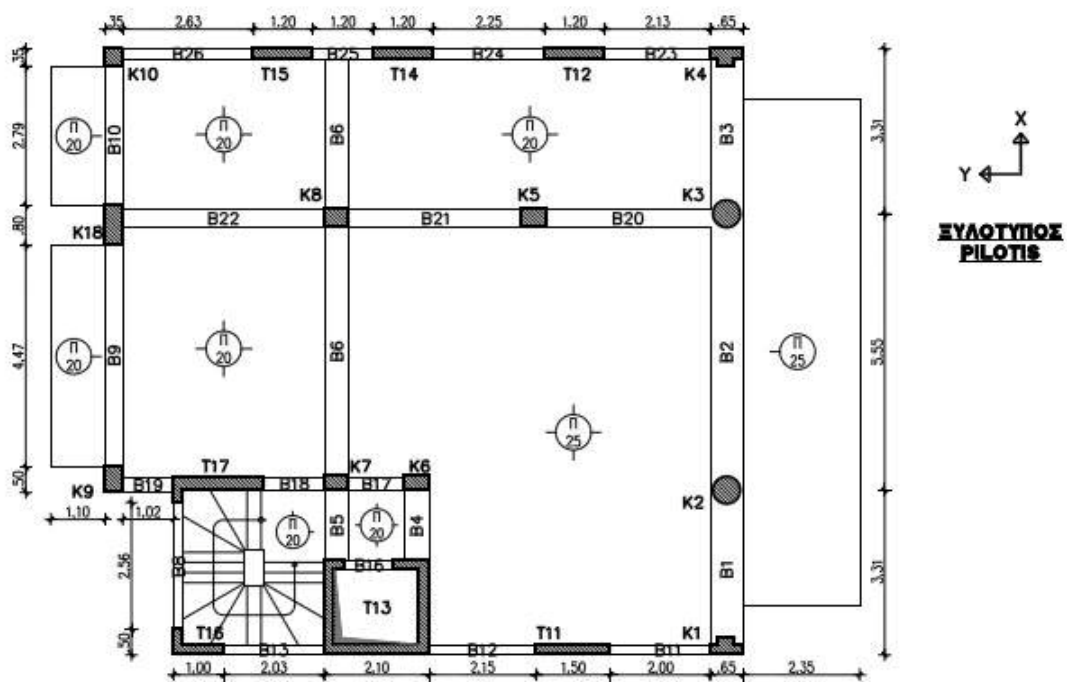
1.2 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το κτίριο είχε μελετηθεί ως χωρικό πλαίσιο με τις λεγόμενες «πρόσθετες διατάξεις» [1], δηλαδή με την παραδοχή ότι η συνολική οριζόντια σεισμική δύναμη $\varepsilon \cdot N$ κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου, «τριγωνικά», με τη μέγιστη τεταγμένη της στην κορυφή του. Ο συντελεστής «ε» είναι ο σεισμικός συντελεστής της περιοχής (είχε ληφθεί $\varepsilon=0.08$), και «N» είναι το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του κτιρίου στο δάπεδο της pilotis. Την περίοδο εκείνη ίσχυε παράλληλα και ο Ν.Ε.Α.Κ. (έκδοση 1992), χωρίς όμως ακόμη να είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του.

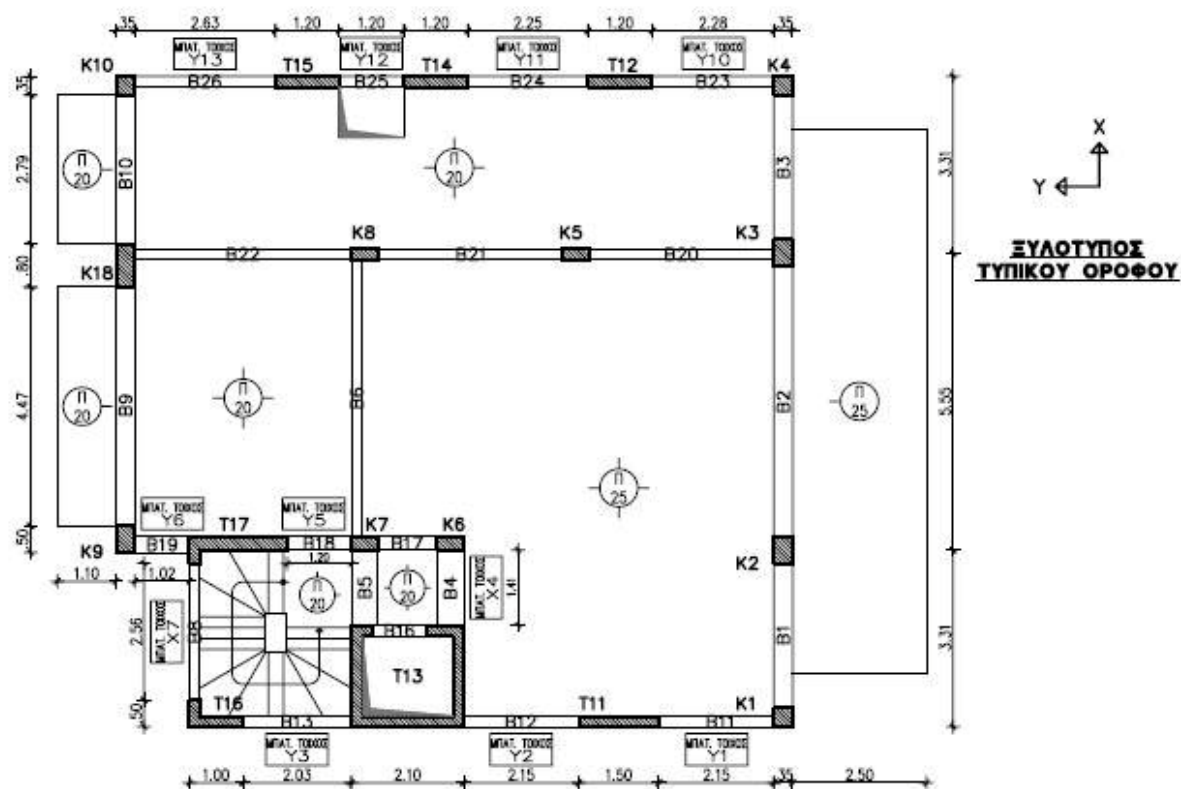
Επειδή διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής του κτιρίου, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) [2] θεωρήθηκε υψηλή (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7.1.3.ε).

Ως παραδοχές της μελέτης του κτιρίου είχαν ληφθεί:

- Σκυρόδεμα B225 γενικώς, εκτός από τα υποστυλώματα που ήταν από B300.
- Χάλυβας οπλισμών: γενικώς St III (με νευρώσεις), συνδετήρες: St I (λείοι).
- Στην pilotis είχε γίνει προσαύξηση 50% των εντατικών μεγεθών εκ σεισμού.
- Ωφέλιμα φορτία: γενικώς 2 kN/m^2 , κλιμακοστασίων 3.5 kN/m^2 , προβόλων 5 kN/m^2 .
- Φορτία επικάλυψης: γενικώς 0.8 kN/m^2 , ταράτσας 1 kN/m^2 .
- Έδαφος: Κατηγορία Β.
- Επικινδυνότητα εδάφους: β
- Σπουδαιότητα κτιρίου: Συνήθης (συντελεστής σπουδαιότητας = 1)
- Σεισμικότητα περιοχής: II (Θεσσαλονίκη)



Σχήμα 1.1: Ξυλότυπος pilotis



Σχήμα 1.2: Ξυλότυπος τυπικού ορόφου

ΔΟΚΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΝΟΙΓΜΑ ΣΤΗΡΙΞΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ

	(cm ²)			ΜΚΠ	ΚΠ
B 1	65x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/12	4τμ Φ8/8
B 2	65x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/12	4τμ Φ8/8
B 3	65x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/12	4τμ Φ8/8
B 4	50x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/8	4τμ Φ8/8
B 5	50x40	8Φ20	8Φ20	4τμ Φ8/8	4τμ Φ8/8
B 6	50x40	8Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 7	50x40	8Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 8	20x60	13Φ20	10Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 9	35x40	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B10	35x40	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B11	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B12	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B13	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B16	20x60	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B17	25x75	8Φ20	8Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B18	25x75	8Φ20	8Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B19	30x75	6Φ20	8Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B20	35x40	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B21	35x40	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B22	35x40	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B23	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B24	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B25	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B26	20x75	5Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6

Πίνακας 1.1: Οπλισμός δοκών pilotis

ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ (cm ²)	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΚΠ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΚΠ
B 1	35x60	11Φ20	7Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 2	35x60	11Φ20	7Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 3	35x60	11Φ20	7Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 6	20x75	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B 9	35x60	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B10	35x60	6Φ20	6Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B20	20x75	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B21	20x75	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6
B22	20x75	6Φ20	5Φ20	Φ8/6	Φ8/6

Πίνακας 1.2: Οπλισμός δοκών τυπικού ορόφου

Όσες δοκοί δεν αναγράφονται στον Πίν. 1.2, είναι ίδιες με τον Πίν. 1.1.

ΥΠΟΣΤ.	PILOTIS: διατομή &	ΟΡΟΦΟΣ: διατομή &	Συνδετ.	PILOTIS: γάντζοι	ΟΡΟΦΟΙ: γάντζοι
--------	-----------------------	----------------------	---------	---------------------	--------------------

	οπλισμός	οπλισμός		S	S
K 1	T 35x35 12Φ20	35x35 12Φ20	Φ8/6	-	√
K 2	D=55 29Φ20	50x35 22Φ20	Φ8/6	√	√
K 3	D=55 29Φ20	50x35 22Φ20	Φ8/6	√	√
K 4	T 35x35 12Φ20	35x35 12Φ20	Φ8/6	-	√
K 5	35x50 10Φ20	20x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 6	30x50 10Φ20	25x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 7	30x50 10Φ20	25x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 8	35x50 10Φ20	20x50 8Φ20	Φ8/6	-	-
K 9	50x35 8Φ20	50x35 8Φ20	Φ8/6	-	-
K10	35x35 12Φ20	35x35 12Φ20	Φ8/6	√	√
K18	80x35 14Φ20	80x35 14Φ20	Φ8/6	-	√

Πίνακας 1.3: Οπλισμός υποστυλωμάτων

ΤΟΙΧΩΜΑ	ΔΙΑΤΟΜΗ (cm ²)	ΣΥΝΟΛΟ ΑΚΡΑΙΩΝ	ΚΑΤΑΚ. ΣΧΑΡΕΣ ΚΟΡΜΟΥ	ΟΡΙΖ. ΣΧΑΡΕΣ ΚΟΡΜΟΥ	ΣΥΝΔ.	S
T11	20x150	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T12	20x120	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T13	Π	36Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	-
T14	20x120	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T15	20x120	16Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	√
T16	20x100	24Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	-
T17	20x180	20Φ20	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/10	-

Πίνακας 1.4: Οπλισμός τοιχωμάτων

2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται, όταν υπάρχει άνοιγμα που υπερβαίνει το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος (KAN.ΕΠΕ. §7.4.1). Συνεπώς αμελήθηκαν όσα φαντώματα είχαν μπαλκονόπορτες. Αμελήθηκαν επίσης όλοι οι εσωτερικοί τοίχοι (πάχους 10cm) λόγω του ελέγχου λυγνότητας ($\lambda > 30$). Ως λ ορίζεται ο λόγος του L προς το t. Εφόσον $\lambda < 15$ δεν υπάρχει απομείωση της αντοχής, ενώ όταν $15 < \lambda < 30$ τότε συνυπολογίζεται ένας μειωτικός συντελεστής ϕ (KAN.ΕΠΕ. πίνακας σελ. 7-33). Όσοι τοίχοι αμελήθηκαν, δεν επισημαίνονται στο σχήμα 1.2. Το ίδιο βάρος της δρομικής τοιχοποιίας ελήφθη 6 kN/m και της μπατικής 10 kN/m.

Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις της κατασκευής προσομοιώνονται ως αμφιαρθωτές θλιβόμενες διαγώνιες ράβδοι. Οι ράβδοι αυτές έχουν πάχος t όσο και το πάχος των τοίχων του κτιρίου και πλάτος $b = 0.15 \cdot L$, όπου $L = (l^2 + h^2)^{0.5}$ το «καθαρό» μήκος της διαγωνίου. Οι τοιχοπληρώσεις είναι κατασκευασμένες από οπτόπλινθους και τσιμεντοκονίαμα γενικής χρήσης. Η αντοχή κάθε ράβδου υπολογίζεται λαμβάνοντας υπ' όψιν τα μηχανικά χαρακτηριστικά [3] του τοίχου (KAN.ΕΠΕ. τύπος Σ.18).

$$\text{Επομένως: } f_{wc,s} = 1.25 \cdot k \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3} \quad (1)$$

για $k=0.35$, $f_{bc}=11$, $f_{mc,κυβου}=1.57$, $f_{mc,κυλ.}=3.43$.

Στο στατικό πρόγραμμα STATIK οι ράβδοι προσομοιώνονται ως διαγώνιες με αρθρώσεις ΡΟ στην αρχή και το πέρας τους. Ως υλικό ετέθη άοπλο σκυρόδεμα κατηγορίας C2.7/3.4 (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. τύπος Σ.18*) με μηδενική εφελκυστική αντοχή. Επιπλέον απομειώθηκε κατά πολύ η δυσκαμψία και η δυστρεψία των ράβδων, ώστε να μην παίρνουν εντάσεις λόγω κάμψης ή στρέψης. Οι τοιχοπληρώσεις εισάγονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να αναλαμβάνουν μόνον τα σεισμικά φορτία και όχι τα κατακόρυφα. (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.1.4.2(α)*)

ΦΑΤΝΩΜΑ	t (m)	b (m)	φ
X 4	0.20	0.45	-
X 7	0.20	0.50	0.80
Y 1	0.20	0.50	0.90
Y 2	0.20	0.50	0.90
Y 3	0.20	0.45	-
Y 5	0.20	0.40	-
Y 6	0.20	0.40	-
Y10	0.20	0.50	0.90
Y11	0.20	0.50	0.90
Y12	0.20	0.40	-
Y13	0.20	0.50	0.80

Πίνακας 2.1: Στοιχεία προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων

2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΩΝ

Λόγω της υψηλής Σ.Α.Δ. η θεμελίωση δεν εισάγεται στο μοντέλο, αλλά προσομοιώνεται με πακτώσεις στα κάτω άκρα των κατακορύφων στοιχείων της pilotis.

Οι πλάκες δεν ελέγχονται, καθώς δεν αναλαμβάνουν σεισμικά φορτία, ούτε έχουν υποστεί κάποιες βλάβες. Λαμβάνεται απλά υπ' όψιν η διαφραγματική τους λειτουργία.

2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Κατά την ενίσχυση του κτιρίου χρησιμοποιούνται χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με κοιλοδοκούς. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι θλιβόμενες διαγώνιοι δικτυώσεις αγνοούνται λόγω λυγισμού (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ§8.5.5.4β*). Η εισήγηση αυτή όμως κρίνεται ως υπερσυντηρητική, καθώς μετά από υπολογισμούς [4] με βάση τα εντατικά αξονικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση, οι επιλεγείσες διατομές της ενότητας 5.2 υπερεπαρκούν σε λυγισμό. Μάλιστα στους υπολογισμούς αυτούς δεν ελήφθη καν υπ' όψιν η ευνοϊκή διάταξη (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ §8.5.5.4γ*), σύμφωνα με την οποία το μήκος λυγισμού διαγωνίων με κοινό κομβόελασμα στο μέσον τους, μπορεί να μειωθεί κατά 50%.

2.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ

Στις δοκούς υπάρχουν και κεκαμμένοι οπλισμοί με σκοπό να παραλάβουν και σεισμική τέμνουσα στα άκρα των δοκών. Ελλείπει όμως στοιχείων για το ακριβές τμήμα της δοκού στο οποίο υπάρχει οπλισμός διάτμησης υπό κλίση, η συνεισφορά τους αμελείται.

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

Η ελαστοπλαστική ανάλυση Pushover βασίζεται σε ανελαστικά φάσματα απόκρισης. Κατά την εφαρμογή της επιβάλλεται στην κατασκευή μια σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια δύναμη και προκύπτουν οι σεισμικές παραμορφώσεις. Σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των μελών, που έχουν ως αποτέλεσμα την μείωση της δυσκαμψίας τους και την ανακατανομή των δυνάμεων σε γειτονικά μέλη. Όταν οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες που, είτε η κατασκευή δεν δύναται να παραλάβει περαιτέρω ένταση, είτε επέλθει πρώιμη διατμητική αστοχία σε πρωτεύοντα στοιχεία, το κτίριο καταρρέει. Αξίζει να σημειωθεί πάντως, ότι η ελαστοπλαστική ανάλυση Pushover είναι ιδανική, καθώς λαμβάνει υπ' όψιν την συμπεριφορά της κατασκευής παρουσία πλαστικών αρθρώσεων λόγω στροφής ή και αξονικών μηκώνσεων, αλλά αγνοεί την ενδεχόμενη πρώιμη ψαθυρή αστοχία κάποιων μελών. Με άλλα λόγια η τελική καμπύλη $\lambda - \delta$ (επιβαλλόμενη δύναμη - παραμόρφωση) της μεθόδου έχει νόημα, μόνο εφόσον αντιμετωπιστούν οι τυχόν πρώιμες ψαθυρές αστοχίες της κατασκευής. Τέλος λόγω της φύσης της μεθόδου, δεν ενδείκνυται η χρήση της, όταν μία από τις δύο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου είναι στροφική και όχι μεταφορική.

Κατά τον έλεγχο της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής χρησιμοποιούνται διαγράμματα, που συσχετίζουν τα εντατικά μεγέθη με τις παραμορφώσεις. Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών, η καταλληλότερη επιλογή εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι είναι: πλαστιμότητα σε όρους παραμορφώσεων, αντοχή σε όρους δυνάμεων, παραμορφώσεις για λόγους λειτουργικότητας. [5]

Για να γίνουν οι έλεγχοι αυτοί, πρέπει να υπολογιστεί πρώτα μια στοχευόμενη μετακίνηση δ_i . Βάσει της καμπύλης $\lambda - \delta$ και με την βοήθεια διγραμμικής προσέγγισης προσδιορίζεται η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος T_e και για συγκεκριμένο φάσμα υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i (KAN.ΕΠΕ., εξίσωση Σ5.6):

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)} \quad (2)$$

Οι τιμές των συντελεστών ελήφθησαν ως εξής:

- $C_0=1.40$, αφού πρόκειται για κτίριο πέντε ορόφων, κατασκευασμένο μετά το 1985.
- $C_2=1.00$, αφού πρόκειται για κτίριο κατασκευασμένο μετά το 1985 (φορέας τύπου 2).
- $C_3=1.00$, αφού αμελήθηκαν φαινόμενα δευτέρας τάξεως κατά την μέθοδο Pushover.
- $C_m=0.85$, αφού πρόκειται για πλαισιακή κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με $T < 1s$.

3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η στάθμη επιτελεστικότητας ορίζει το ανώτατο επίπεδο βλαβών που είναι αποδεκτές έπειτα από έναν σεισμό ανάλογο του σεισμού σχεδιασμού. Οι στάθμες επιτελεστικότητας [2] εκφράζονται μέσω της οριακής γωνίας στροφής και είναι:

- Περιορισμένες βλάβες (Α): Το κτίριο είναι ασφαλές προς χρήση μετά τον σεισμό. Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες που δεν χρειάζονται άμεσα επισκευή. Δεν παρατηρείται παραμένουσα γωνιακή παραμόρφωση.
- Σημαντικές βλάβες (Β): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά μέλη είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Δεν υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης από μετασεισμικούς μέτριας έντασης.
- Οιονεί κατάρρευση (Γ): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σοβαρές και μη επισκευάσιμες βλάβες, αλλά είναι σε θέση να παραλάβει ακόμα τα φορτία βαρύτητας. Το κτίριο είναι επισφαλές σε μετασεισμούς.

Βάσει των υφισταμένων οπλισμών, το πρόγραμμα Fagus5 υπολογίζει στις διατομές την πραγματική τους αντοχή και σχηματίζεται αυτόματα η αντίστοιχη πλαστική άρθρωση. Τα μέλη δεν αστοχούν, αλλά συνεχίζουν να παραμορφώνονται σε πλαστική στροφή ή πλαστική ολίσθηση.

Υπάρχουν δύο μορφές αστοχίας που εντοπίζει το πρόγραμμα:

- Ψαθυρές μορφές αστοχίας, π.χ. από διάτμηση, που εξαρτώνται μόνο από τη δύναμη.
- Πλάστιμες μορφές αστοχίας, π.χ. από κάμψη ή ολίσθηση, που εξαρτώνται από την παραμόρφωση (πλαστική στροφή ή βράχυνση). [5]

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας το πρόγραμμα υπολογίζει διαφορετικές γωνίες στροφής θ ως επιτρεπόμενες. Οι διατμητικές αντοχές των μελών, επειδή είναι και οι μόνες που ελέγχονται βάσει δυνάμεων, είναι κοινές για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας. Βέβαια επειδή στην στάθμη Γ αμελούνται οι τοιχοπληρώσεις, προκύπτουν μεγαλύτερα διατμητικά μεγέθη, άρα και λίγο μεγαλύτερες ανεπάρκειες.

Παρακάτω δίνεται ένας πίνακας με τους στόχους ανασχεδιασμού του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για στάθμες σεισμού κατά SEAOC (1999).

Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια	Περίοδος επαναφοράς	Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	457	A1	B1	Γ1
115%	42	A3	B3	Γ3

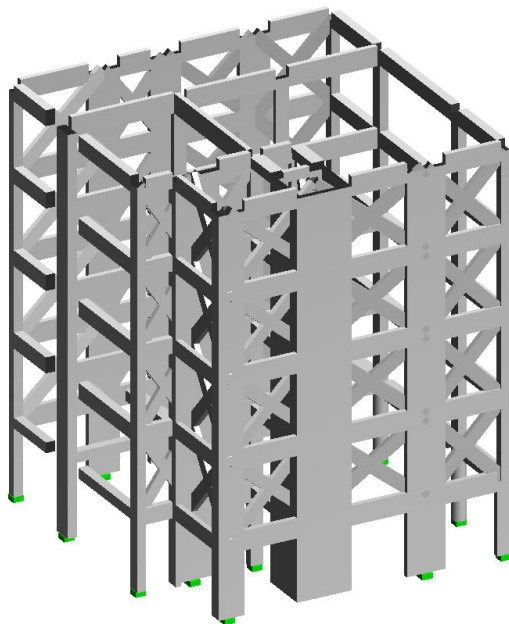
Πίνακας 3.1

Η επιλογή των 50 χρόνων είναι και ο συμβατικός χρόνος ζωής του έργου. Η μεσαία γραμμή είναι ίδια και στον Πίν. 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. σελ. 2-8). Ο λόγος που συμπεριελήφθη ένας σεισμός με περίοδο επαναφοράς μικρότερη από την συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, είναι για να δούμε πώς θα συμπεριφερθεί το κτίριο στην στάθμη A3. Με άλλα λόγια ελέγχεται κατά πόσο μπορεί να τεθεί σε άμεση χρήση, χωρίς την ανάγκη επεμβάσεων, μετά από έναν «συχνό» σεισμό μέτριας έντασης. Στον νέο EC8 [7] μάλιστα υπάρχει ανάλογος έλεγχος ως προαπαιτούμενο ακόμα και για νέες κατασκευές.

Στα πλαίσια της παρούσης εργασίας και δεδομένης της σπουδαιότητας του κτιρίου δεν κρίθηκε σκόπιμο να ελεγχθεί για τις στάθμες A1, B3, Γ3.

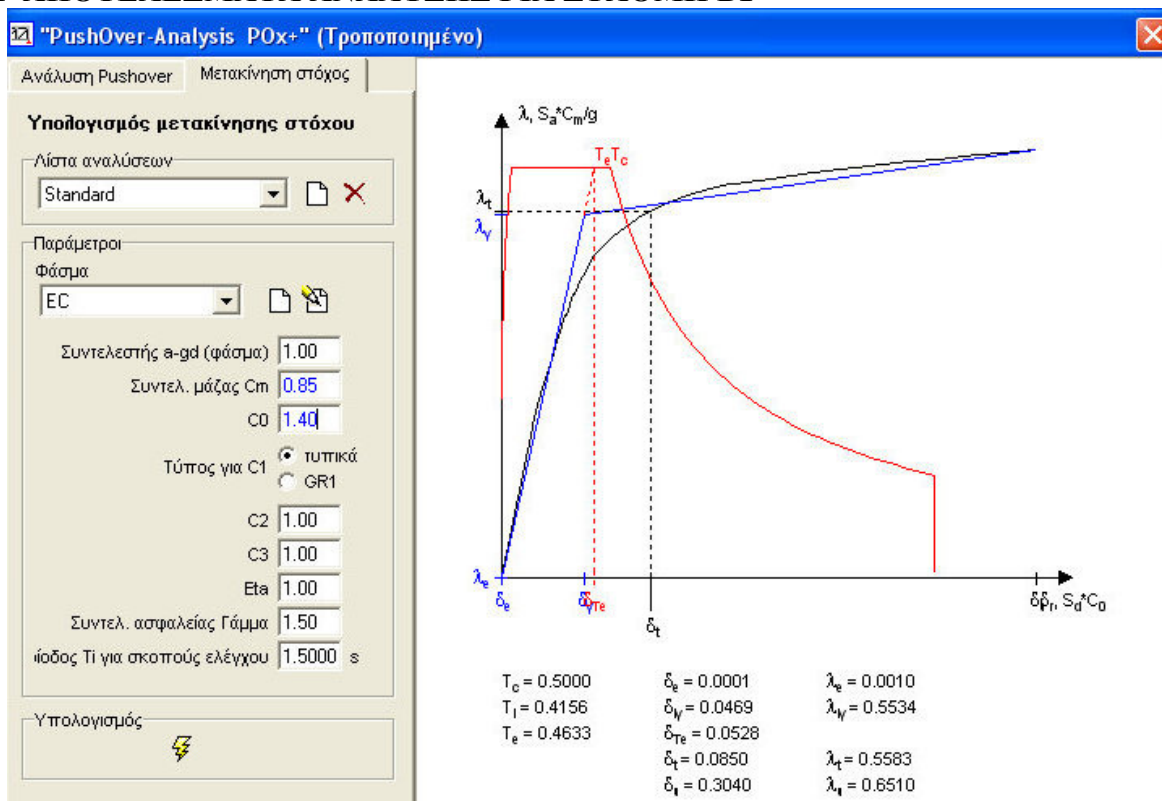
Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 ο σεισμός σχεδιασμού (στάθμες B1, Γ1) για την περιοχή του κτιρίου έχει συντελεστή $\alpha=0.24$ [6]. Σύμφωνα με τον SEAOC (1999) ο αντίστοιχος συντελεστής για έναν «συχνό» σεισμό (A3) είναι 0.08.

4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

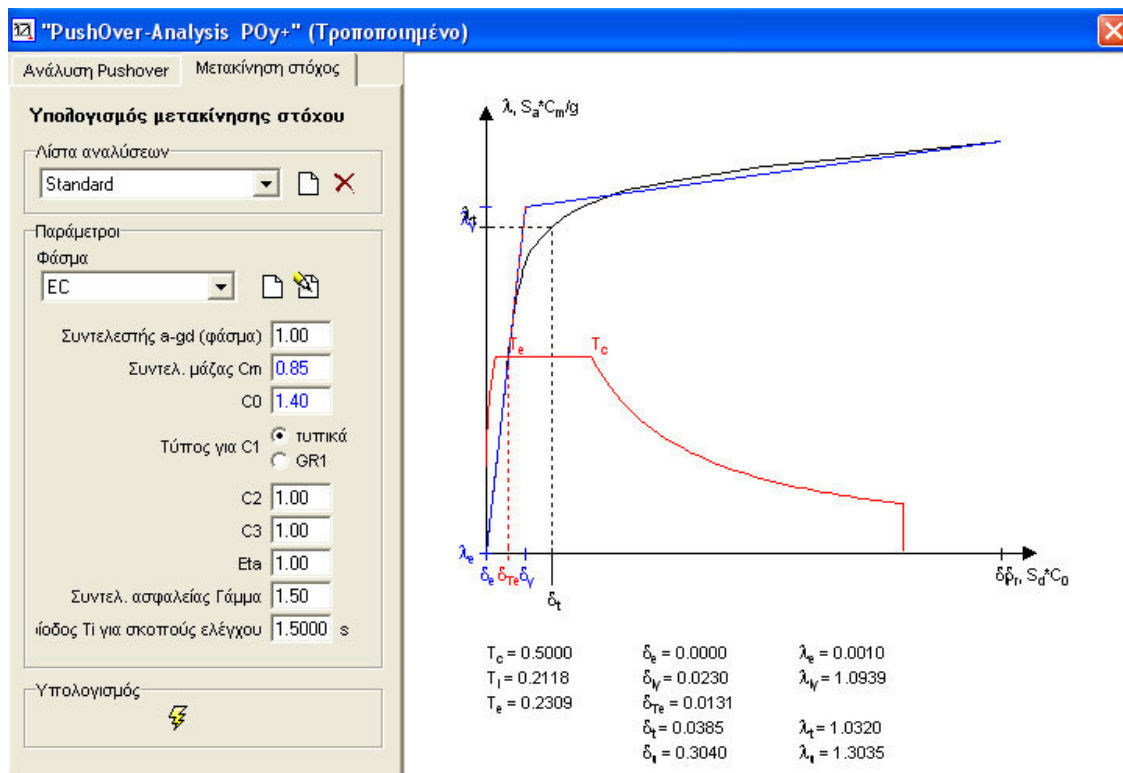


Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου με τις τοιχοπληρώσεις

4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Β1

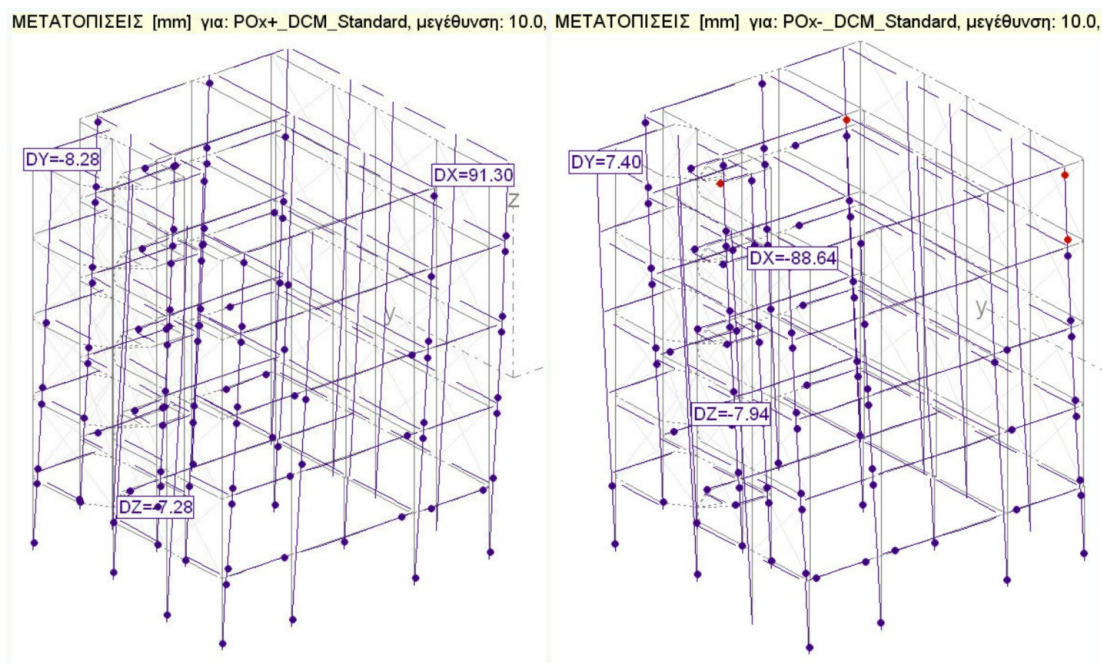
Σχήμα 4.2: Καμπύλη $\lambda - \delta$ (ADRS) για την φόρτιση POx+

Η απαίτηση σε πλαστιμότητα για την POx+ είναι $\mu = \delta_t / \delta_y$ ίση με 1.80

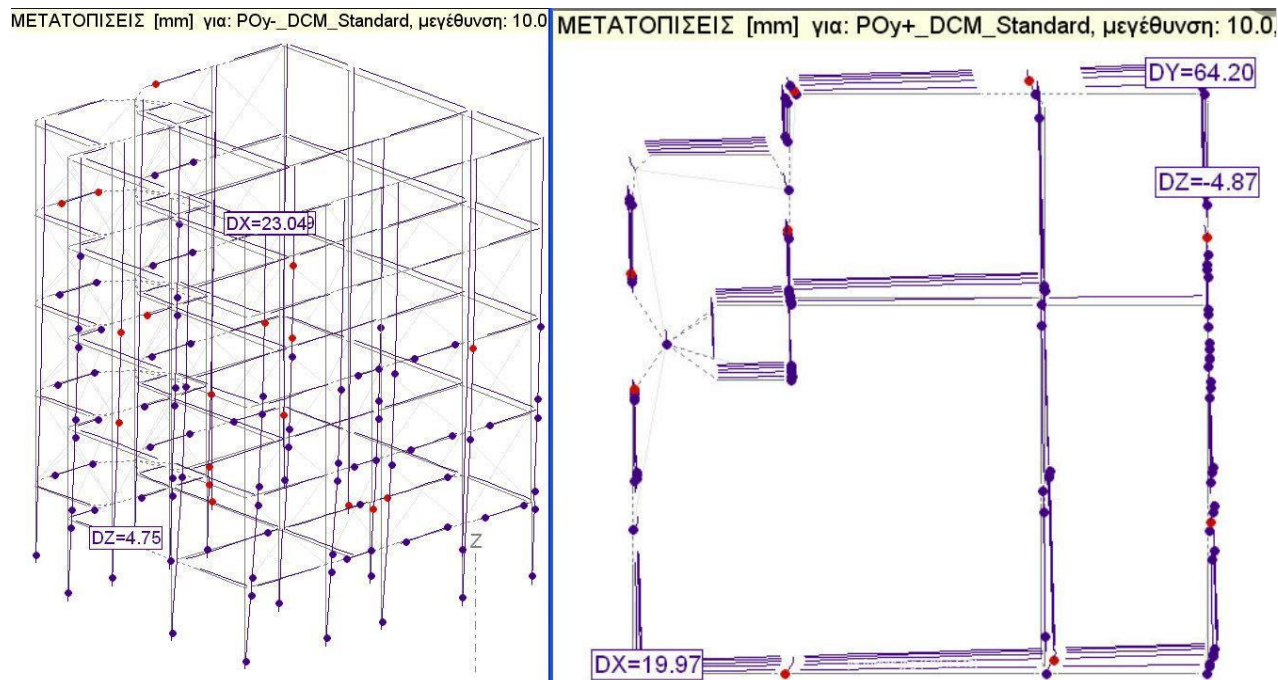


Σχήμα 4.3: Καμπύλη λ – δ (ADRS) για την φόρτιση POy+

Η απαίτηση σε πλαστιμότητα για την POy+ είναι $\mu = \delta_t / \delta_y$ ίση με 1.67

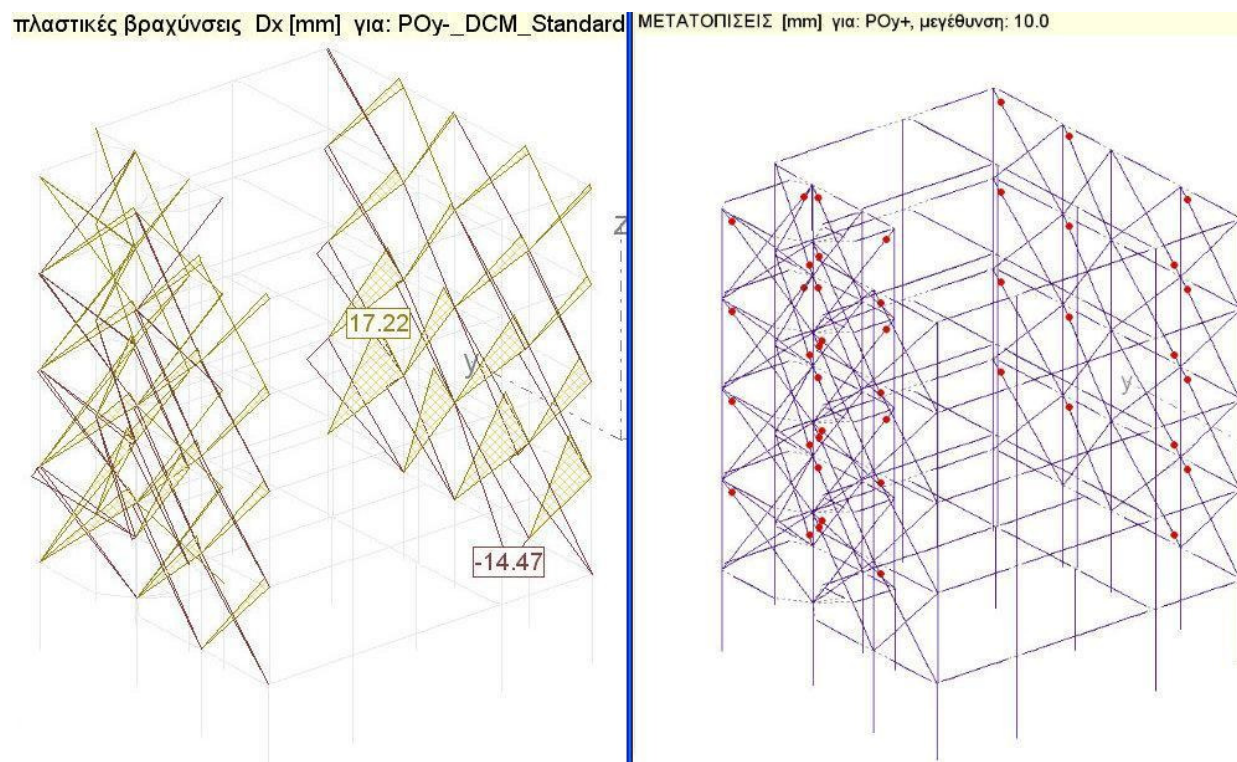


Σχήμα 4.4: Παραμόρφωση φορέα για φορτίσεις POx+ και POx-



Σχήμα 4.5: Παραμόρφωση φορέα για φορτίσεις POy+ και POy- στον άξονα Z

Παρά τον δυσμενή συνδυασμό pilotis και τοιχοπληρώσεων στους ορόφους, δεν παρατηρείται φαινόμενο «μαλακού ορόφου» στο κτίριο.



Σχήμα 4.6: Βραχύνσεις και πλαστικές αρθρώσεις ράβδων τοιχοποιίας κατά POy-

Οι βραχύνσεις των τοίχων είναι της τάξης των 14mm σε μήκος 3.3m, δηλαδή $\varepsilon_1=4‰$. Από τον κύκλο του Mohr: $\gamma/2=4‰ \rightarrow \gamma=8‰$, άρα οι τοίχοι θα πάθουν σημαντικές ζημιές.

Στα δεξιά του σχήματος 4.6 φαίνεται ο άμεσος σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, λόγω εφελκυσμού, στις τοιχοποιίες από το πρώτο κιάλας βήμα του ΡΟy-.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι ανεπάρκειες των κατακορύφων και οριζοντίων μελών του κτιρίου για την στάθμη Β: «Σημαντικές βλάβες».

ΔΟΚΟΙ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ			
Συνδ. Ζ			Συνδ. Ζ	Συνδ. Υ		
B25 L1,2,3	B18 L1,2,3	B19 L1,2,3	T17 L1,2	T13 L1	T12 L1,2,3	T15 L3
3 έως 3.4	2.2	3 έως 3.3	4 έως 4.8	4.6	2.5 έως 3	2.3

Πίνακας 4.1: Ανεπάρκειες δοκών και τοιχωμάτων στην στάθμη επιτελεστικότητας B1.
(L1 = οροφή pilotis)

Οι ανεπάρκειες υπολογίζονται ως λόγος επιβαλλόμενων μεγεθών προς των επιτρεπόμενων και έχουν βάση την μονάδα. Επομένως για όλα τα στοιχεία της κατασκευής είναι αποδεκτές τιμές πλαστικών στροφών ≤ 1 . Στη διάτμηση οι λόγοι επάρκειας-ανεπάρκειας υπολογίζονται για γωνία θλιπτήρων σκυροδέματος ίση με 45 μοίρες. Σύμφωνα με τον EC8 [7] όμως μπορούμε να θεωρήσουμε γωνία μέχρι 30 μοίρες, αρκεί να μην αφορά κοντές δοκούς ή να συνδυάζεται η διάτμηση με εφελκυσμό. Έτσι δεχόμαστε ως άνω όριο για την διάτμηση των μελών την τιμή 2.

Ενδεικτικά, στην B25 L1 υπάρχει ανεπάρκεια διατμητικής αντοχής ίση με 362kN και στο T13 L1 ίση με 1340kN.

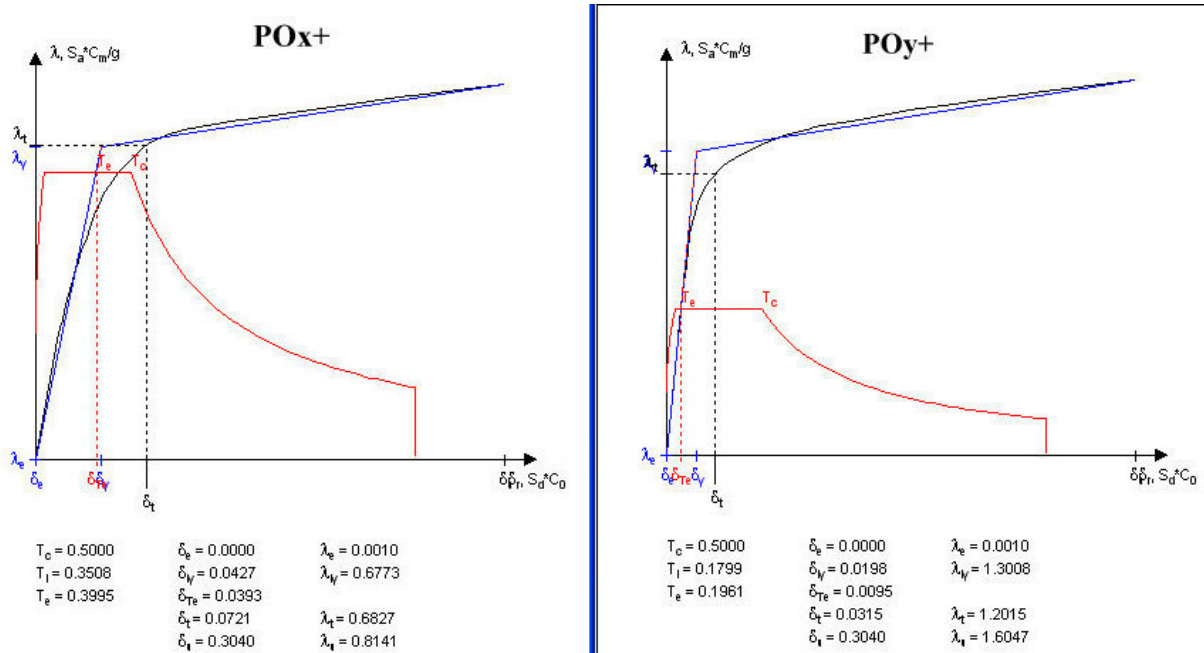
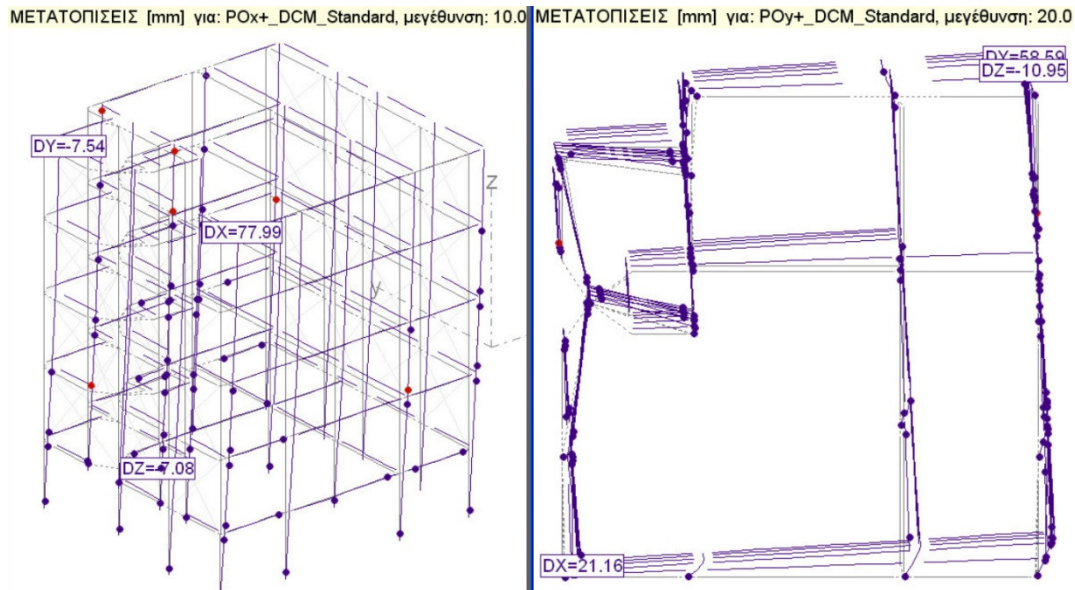
Όπως βλέπουμε, υπάρχουν πρώιμες διατμητικές αστοχίες, παρόλο που το κτίριο δεν αναπτύσσει μεγάλες πλαστικές στροφές. Τέτοιας έκτασης ψαθυρές αστοχίες σε πρωτεύοντα μέλη σημαίνει πρακτικά, ότι το κτίριο καταρρέει υπό τον σεισμό σχεδιασμού.

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ

Στην παραπάνω ανάλυση (Πίν. 4.1) το προσομοίωμα φορτίστηκε με οριζόντια φορτία σύμφωνα με την τριγωνική κατανομή. Παρακάτω θα εξεταστεί αν η ομοιόμορφη (ορθογωνική) κατανομή για ίδια δεδομένα σεισμού οδηγεί σε διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων.

Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.7, η δ_i μειώθηκε λίγο και στον x και στον y άξονα σε σχέση με την τριγωνική κατανομή (σχήματα 4.2, 4.3). Όσον αφορά τις ανεπάρκειες, παρέμειναν ίδιες για τις δοκούς, μειώθηκαν λίγο στα υποστυλώματα, ενώ αυξήθηκαν λίγο στα τοιχώματα. Η μείωση του δ_i σε συνδυασμό με τις πολύ μικρές διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα, οδήγησαν στην χρήση τριγωνικής κατανομής για τις περαιτέρω αναλύσεις.

Στο σχήμα 4.8 η ορθογωνική κατανομή φαίνεται να προκαλεί πιο στροφική παραμόρφωση, όταν ο σεισμός δρα στον y άξονα και για αυτό υπάρχει μικρή μείωση του δ_i .

Σχήμα 4.7: Καμπύλες $\lambda - \delta$ για ορθογωνική κατανομή

Σχήμα 4.8: Παραμόρφωση φορέα για φορτίσεις POx+ και POy+ και ορθογωνική κατανομή

4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Γ1

Στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ αγνοούνται οι τοιχοπληρώσεις (KAN.EΠΕ. §7.4.1(β)). Κατά τα άλλα, το στατικό μοντέλο και το σεισμικό φάσμα παραμένουν ως έχουν. Η απουσία των χιαστί ράβδων τοιχοποιίας μειώνει λίγο την συνολική δυσκαμψία της κατασκευής και αυξάνει κατά 5mm την δ_i στην x και κατά 6mm στην y διεύθυνση.

ΔΟΚΟΙ

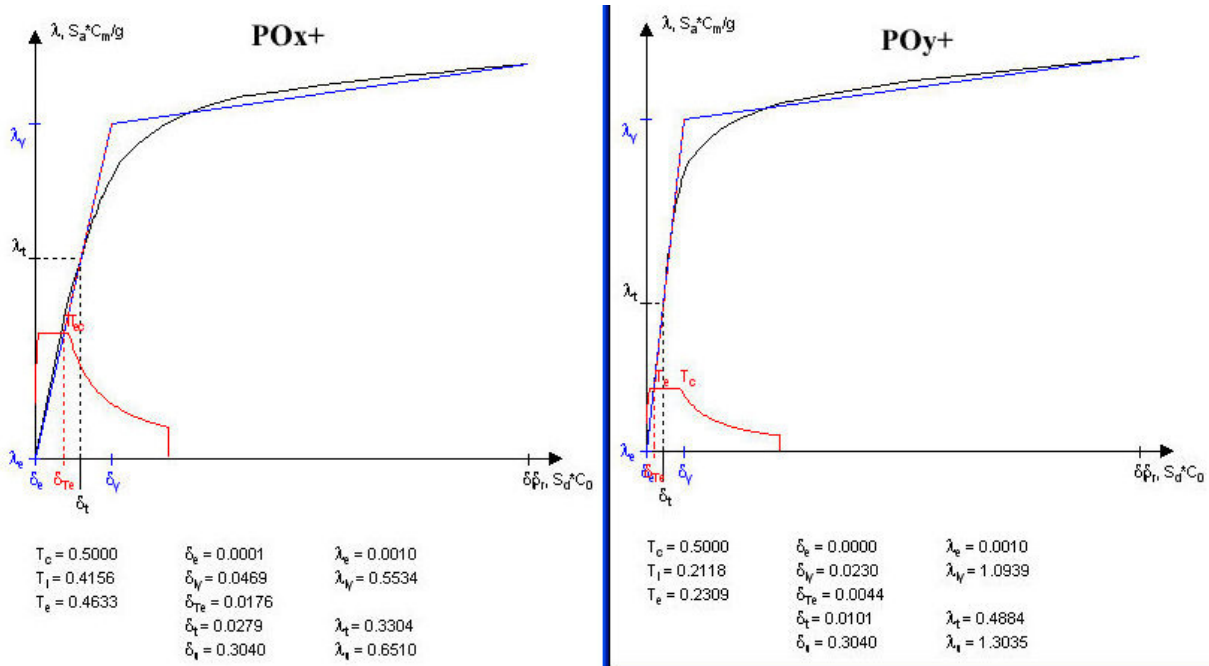
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Συνδ. Z			Συνδ. Z	Συνδ. Y				
B25 L1,2,3	B18 L1,2,3	B19 L1,2,3	T17 L1,2	T13 L1,2	T12 L1,2,3	T15 L3	T14 L1,2,3	T11 L1
3.2 έως 3.6	2.5	2.7 έως 3.3	4 έως 4.8	2.2 έως 3	2.5 έως 3	2.3	2.5 έως 3.1	2.3

Πίνακας 4.2: Ανεπάρκειες στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Η αύξηση του δ_i έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες κατά κανόνα ανεπάρκειες και σε περισσότερα μέλη. Αυτό κάνει την στάθμη Γ να φαίνεται παραδόξως δυσμενέστερη από την Β. Βέβαια αυτό είναι παραπλανητικό, καθώς τυχόν πρώιμες διατμητικές αστοχίες οδηγούν το κτίριο σε κατάρρευση, πριν προλάβουν καν να ελεγχθούν οι παραμορφώσεις του ως προς τις στάθμες επιτελεστικότητας. Άρα οι στάθμες αυτές έχουν νόημα, μόνο εφόσον ενισχυθεί το κτίριο, ώστε να μην αστοχήσει πρώιμα από διάτμηση.

4.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ A3

Σχήμα 4.9: Καμπύλες $\lambda - \delta$ για $\alpha=0.08$

Το δ_i είναι μικρότερο από το δ_y για όλες τις διευθύνσεις φόρτισης. Παρόλα αυτά παρατηρείται υπέρβαση στον έλεγχο των πλαστικών στροφών.

ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
Συνδ. Z	Πλαστικές στροφές	
B25	K6	K7
L1	L2,3	L2
2.2	1.2 έως 1.6	1.2

Πίνακας 4.3: Ανεπάρκειες στην στάθμη A3

Ενδεικτικά στην B25 L1 (οροφή pilotis) υπάρχει ανεπάρκεια διατμητικής αντοχής ίση με 60kN. Όπως είναι λογικό, για μικρότερης έντασης σεισμό οι διατμητικές εντάσεις μειώθηκαν κατά

πολύ και η ανοχή σε πλαστικές στροφές μειώθηκε δραματικά. Οι τοιχοποιίες έχουν μέγιστη βράχυνση ίση με 1.5mm, άρα δεν αναμένεται να υποστούν ζημιές.

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΕΣ B1, Γ1, A3

5.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΗ B1 & Γ1

Για την ενίσχυση του κτιρίου τοποθετήθηκαν διαφορετικής διατομής χιαστί, σε διαφορετικούς συνδυασμούς φατνωμάτων, είτε μόνο στην pilotis, είτε καθ' όλο το ύψος του κτιρίου. Κανένας ρεαλιστικός συνδυασμός όμως δεν αντιμετώπισε τις ανεπάρκειες των δοκών και των τοιχωμάτων σε διάτμηση, παρόλο που η δι μειώθηκε λίγο. Ενδεικτικά αναφέρονται τα αποτελέσματα που είχε η τοποθέτηση χιαστί κοιλοδοκών 80x80x10 σε όλα τα περιμετρικά κατά y φατνώματα της pilotis (σχήμα 1.2). Οι θλιβόμενες μεταλλικές ράβδοι αγνοήθηκαν.

ΔΟΚΟΙ			ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ				
Συνδ. Z			Συνδ. Z	Συνδ. Y			
B25 L1,2,3	B18 L1,2,3	B19 L1,2,3	T17 L1,2,3	T13 L1,2	T12 L1,2	T15 L3	T14 L1,2,3
3 έως 3.4	2.1	3 έως 3.1	2.4 έως 3.6	2.4 έως 4	2.5 έως 3	2.3	2.2 έως 2.9

Πίνακας 5.1: Ανεπάρκειες της ενίσχυσης με χιαστί 80x80x10 για την στάθμη B1

Ελάχιστες βελτιώσεις προέκυψαν όταν τοποθετήθηκαν κοιλοδοκοί 110x110x10, αντί για 80x80x10. Παρόμοια αποτελέσματα είχαμε επίσης, όταν ενισχύθηκαν με χιαστί τα φατνώματα της pilotis κατά τον άξονα x. Τέλος, ούτε η τοποθέτηση χιαστί καθ' όλο το ύψος του κτιρίου στα φατνώματα Y1, Y3, Y6, Y10, Y13 (βλέπε σχήμα 1.2) αντιμετώπισε τα προβλήματα διάτμησης στις δοκούς και στα τοιχώματα T17, T13, T14.

Όπως φαίνεται, τα μεταλλικά χιαστί, ενώ προσφέρουν δυσκαμψία, δεν είναι κατάλληλα για να αντιμετωπίσουν μεγάλες ανεπάρκειες σε διάτμηση. Αντί αυτού προτείνεται η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (*ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.2*) στα μέλη που αντιμετωπίζουν πρόβλημα.

5.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΧΙΑΣΤΙ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΘΜΗ A3

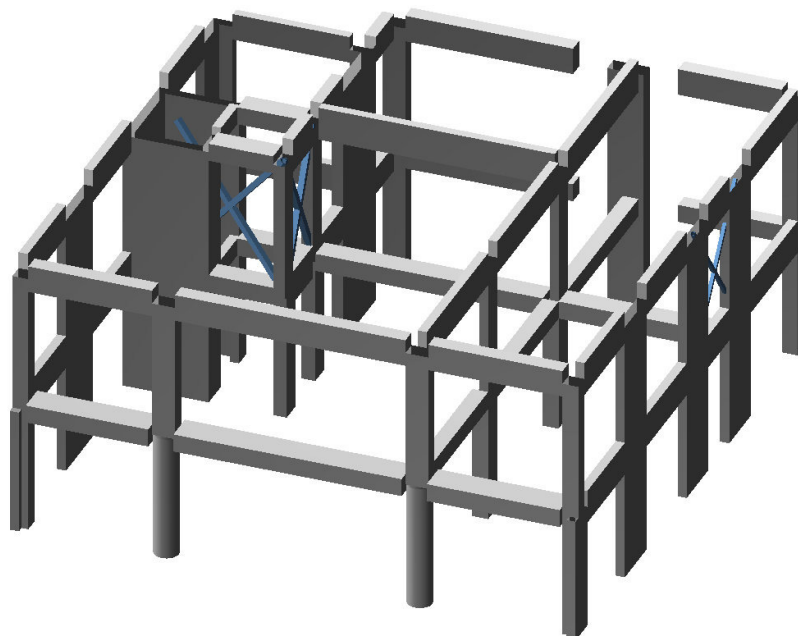
Στην στάθμη A3 έχουμε πολύ μικρές ανεπάρκειες σε διάτμηση (Πίν. 4.3) και σημαντικές υπερβάσεις στις πλαστικές στροφές. Μετά από παραμετρικές επιλύσεις προτείνεται η τοποθέτηση χιαστί κοιλοδοκών 130x130x8 στο φάνωμα της δοκού B17 και B4 της οροφής A' ορόφου (βλέπε σχήμα 1.2) και 80x80x6 στο φάνωμα Y12 (φωταγωγός), πάλι στον ίδιο όροφο.

Για τους λόγους που αναφέρθηκαν στην ενότητα 2.3 οι θλιβόμενες διαγώνιες μεταλλικές ράβδοι δεν αγνοήθηκαν κατά την εφαρμογή του Pushover.

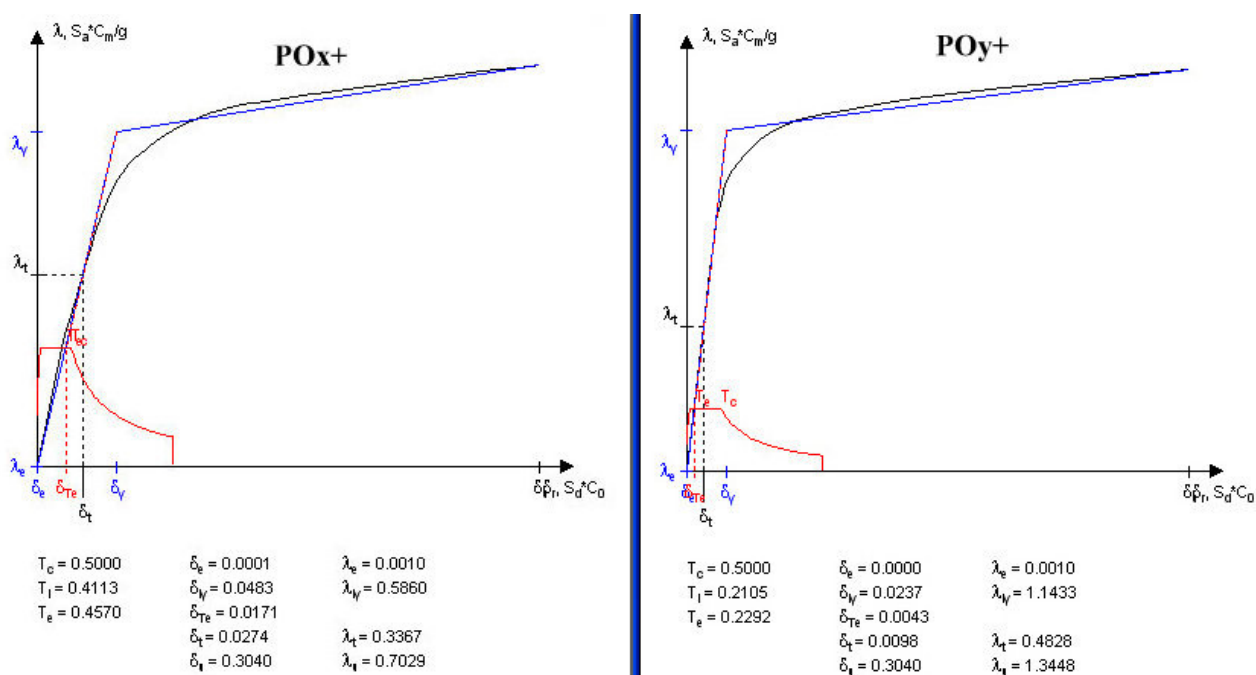
ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
Συνδ. Z	Πλαστικές στροφές	
B25	K6	K7
L1	L2,3	L2
1.98	0.93	0.97

Πίνακας 5.2: Κρίσιμα μέλη της στάθμης A3 μετά την ενίσχυση

Διαπιστώνεται, ότι με την συμβολή μεταλλικών χιαστί συνδέσμων, οι υπερβάσεις σε διάτμηση και πλαστικές στροφές αντιμετωπίστηκαν επιτυχώς.



Σχήμα 5.1: Απεικόνιση σε 3D των L1, L2 του φορέα μετά την ενίσχυση, απουσία τοιχοπληρώσεων. (σημ.: οι σχεδιαστικές ατέλειες οφείλονται στις εκκεντρότητες των συνδέσεων)



Σχήμα 5.2: Καμπύλες $\lambda - \delta$ για την στάθμη A3 μετά την ενίσχυση

Κατά απόλυτη συνέπεια με τους υπολογισμούς, καμία μεταλλική ράβδος σε καμία διεύθυνση φόρτισης, δεν σχηματίζει πλαστική άρθρωση.

6. ΤΕΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Οι «πρόσθετες διατάξεις» στον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 δεν εξασφαλίζουν επάρκεια των μελών σε διάτμηση και δεν αποκλείουν την κατάρρευση του κτιρίου για τον σεισμό σχεδιασμού. Μπορεί μεν οι διατάξεις για τις αποστάσεις των συνδετήρων να

ήταν επαρκείς για την πλαστιμότητα του κτιρίου, αλλά το γεγονός ότι χρησιμοποιήθηκαν λείοι συνδετήρες S220 οδήγησε σε ψαθυρές αστοχίες. Ενδεικτικά, αν για τα ίδια χαρακτηριστικά συνδετήρων είχε χρησιμοποιηθεί ποιότητα χάλυβα St III (όπως στους κύριους οπλισμούς), το κτίριο ίσως να μην κατέρρεε για τον σεισμό σχεδιασμού.

- Η προσαύξηση 50% των εντατικών μεγεθών εκ σεισμού στην pilotis βοήθησε στο να μην σχηματιστεί φαινόμενο «μαλακού ορόφου», αλλά δεν προστάτευσε το κτίριο από διατμητικές αστοχίες.
- Παρά τον δυσμενή συνδυασμό pilotis και τοιχοπληρώσεων στους ορόφους, δεν παρατηρείται φαινόμενο «μαλακού ορόφου» στο κτίριο κυρίως λόγω του μεγάλου αριθμού τοιχωμάτων στην y διεύθυνση ($n_{vy}=80\%$).
- Αν και το κτίριο είχε $n_{vy}=80\%$ και $n_{vx}=76\%$, δεν ήταν σε θέση να ανταποκριθεί σε μέτριας έως μεγάλης έντασης σεισμούς.
- Οι μικρές σε μήκος δοκοί (<1.5m) υποφέρουν σε διάτμηση ακόμα και υπό έναν συχνό/ασθενικό σεισμό.
- Ένα κτίριο μπορεί να μην αντιμετωπίζει προβλήματα υπέρβασης των πλαστικών στροφών για την στάθμη B υπό τον σεισμό σχεδιασμού, αλλά να έχει προβλήματα για στάθμη A υπό συχνό/ασθενικό σεισμό.
- Αν το κτίριο έχει επαρκή πλαστιμότητα και δεν εμφανίζει υπερβάσεις πλαστικών στροφών στην στάθμη B1, η διάταξη **KAN.EΠΕ. §7.4.1(β)** εμφανίζει εκ πρώτης όψεως την στάθμη Γ1 ως δυσμενέστερη. Βεβαίως, όπως εξηγήθηκε, οι στάθμες επιτελεστικότητας έχουν νόημα μόνο εφόσον ενισχυθεί το κτίριο, ώστε να μην αστοχήσει πρώιμα από διάτμηση.
- Τα μεταλλικά χιαστί είναι αποτελεσματικά για την αντιμετώπιση υπερβάσεων σε πλαστικές στροφές. Είναι επίσης πιο αποτελεσματικά στην αντιμετώπιση ανεπαρκειών σε διάτμηση δοκών, όταν τοποθετούνται στην ανώτερη στάθμη της δοκού και όχι στην κατώτερη. Αυτό ενδεχομένως συμβαίνει, γιατί ανακατανέμονται καλύτερα τα φορτία βαρύτητας.
- Η χρήση χιαστί μεταλλικών συνδέσμων προσδίδει δυσκαμψία στο κτίριο, αλλά δεν ενδείκνυται για αντιμετώπιση ψαθυρών μορφών αστοχίας ελλείψει φαινομένου μαλακού ορόφου.
- Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων δεν άλλαξε κατά πολύ την συμπεριφορά του κτιρίου, κυρίως επειδή ήταν τοποθετημένες σε φατνώματα τοιχωμάτων.
- Παρόλο που ο δείκτης πλαστιμότητας μ είναι >1.5 για την στάθμη B1, το κτίριο δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα πλαστιμότητας.
- Παρόλο που ο δείκτης μ για την στάθμη A3 είναι αρκετά <1, δύο υποστυλώματα αναπτύσσουν μη ανεκτές πλαστικές στροφές.
- Η ορθογωνική κατανομή δεν οδηγεί σε πολύ διαφορετικά συμπεράσματα από την τριγωνική. Βέβαια δίνει πιο έντονα στροφικές μετακινήσεις λόγω ύπαρξης μεγάλου τοιχώματος ανελκυστήρα. Το γεγονός αυτό καταπονεί τα περιμετρικά γωνιακά τοιχώματα αλλά δεν επηρεάζει τις δοκούς.
- Η εισήγηση της παραγράφου §8.5.5.4 του KAN.EΠΕ. ότι οι θλιβόμενες διαγώνιοι δικτυώσεις ανεξαρτήτως διατομής αγνοούνται λόγω λυγισμού, απεδείχθη υπερσυντηρητική, καθώς για τις επιλεχθείσες διατομές κοιλοδοκών, καμία μεταλλική ράβδος σε καμία διεύθυνση φόρτισης δεν σχηματίζει πλαστική άρθρωση.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Πρόσθετες διατάξεις (ΦΕΚ239Β'/1984) στον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (1η αναθεώρηση, Ιούλιος 2013)
- [3] Δρ Γεωργία Μπέη, «Φέρουσα τοιχοποιία από ωμοπλίνθους - Έρευνα και καινοτομία στην Ελλάδα», Πίνακας 3 & 4, http://library.tee.gr/digital/m2316/m2316_bei.pdf
- [4] EC3 §5.5.1.1
- [5] Αντώνης Π. Κανελλόπουλος, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», cubus Hellas, 2007.
- [6] ΕΑΚ 2003, Πίνακας 2.1
- [7] EC8

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΟΥ 1954, ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΕΚΩΣ/ΕΑΚ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**ΑΘΑΝΑΣΟΠΟΥΛΟΥ ΕΛΕΝΗ ΜΑΡΙΑ
ΜΑΡΑΜΠΕΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

Περίληψη

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας επιχειρήθηκε να διερευνηθεί η απόκριση κτιρίου τετραγωνικής μη συμμετρικής κάτοψης σε όλους τους δυνατούς συνδυασμούς σεισμικών ζωνών περνώντας από την προ αντισεισμικών κανονισμών εποχή στην σημερινή εποχή του EC8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιελάμβανε τα στάδια i) του σχεδιασμού 2ορόφου κτιρίου σύμφωνα με τον κανονισμό του 1954 καθώς και η ενίσχυσή του ώστε να επαρκεί, ii) της προσθήκης τρίτου ορόφου και έλεγχο σύμφωνα με τον κανονισμό ΕΑΚ2000 και iii) την αποτίμηση της επάρκειας του κτιρίου με τα σημερινά δεδομένα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ ακολουθώντας τη μέθοδο της στατικής μη γραμμικής υπερωθητικής ανάλυσης (push over). Η παραπάνω μεθοδολογία εφαρμόστηκε για όλους τους συνδυασμούς σεισμικών ζωνών περνώντας από τον κανονισμό του 1954 (σεισμική επιτάχυνση 0.06, 0.08, 0.12), στον ΕΑΚ (ζώνες I-IV) και τέλος στον EC8/ΚΑΝ.ΕΠΕ (ζώνες I-III).

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Δεδομένης της εναλλαγής κανονισμών κατά τις τελευταίες δεκαετίες και λαμβάνοντας υπ' όψιν τη σημαντικότητα της ανάλυσης για σεισμικές φορτίσεις στον ελλαδικό χώρο, η παρούσα εργασία επιδιώκει σε μορφή ερευνητικής ανασκόπησης να καταδείξει πρακτικά τη σημασία της μετάβασης από τον ένα κανονισμό στον άλλο, αλλά και τις επιπτώσεις του να μεταβαίνει μία συγκεκριμένη περιοχή του χάρτη από μία σεισμική ζώνη σε μία άλλη κατά την αλλαγή των κανονισμών. Η πρακτική σημασία της εργασίας έγκειται στο γεγονός ότι είναι πολύ σύνθητες κατά την εναλλαγή των κανονισμών ένα κτίριο να μεταβεί σε διαφορετική σεισμική ζώνη και σε περίπτωση προσθήκης ορόφου ή επιθυμητής επέμβασης να χρειαστεί εκ νέου ανάλυση με τα δεδομένα του νέου κανονισμού.

Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκε ένα τυχαίο σύνθητες 2όροφο κτίριο μη συμμετρικής κάτοψης (μη υπαρκτό) το οποίο αρχικά έπρεπε να τροποποιηθεί κατάλληλα ώστε να επαρκεί για την ανάλυση σύμφωνα με τον κανονισμό του '54/'59 [1]. Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε αρχικά ως τριώροφου σε περιοχή με σεισμική επιτάχυνση 0.08g και στη συνέχεια αφαιρέθηκε ο τρίτος όροφος αφήνοντας τις γνωστές αναμονές κατά τη συνήθη πρακτική της εποχής (ανάλυση για πρόβλεψη προσθήκης ορόφου). Το κτίριο μετέπειτα ελέγχθηκε και για τις άλλες δύο σεισμικές επιταχύνσεις όπως αυτές προβλέπονται από τον παραπάνω κανονισμό (0.06g και 0.12g). Στη συνέχεια έγινε προσθήκη του τρίτου ορόφου, ανάλυση και έλεγχος επάρκειας του κτιρίου με τον ΕΑΚ2000/ΕΚΩΣ2000 [2,3], και τέλος πραγματοποιήθηκε αποτίμηση του τριώροφου πλέον κτιρίου με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [4] με παράλληλη πρόταση ενισχύσεων/επεμβάσεων στην περίπτωση μη επάρκειας.

Το σύνολο της εργασίας αποτελεί ένα ρεαλιστικό σενάριο κατά το οποίο χτίστηκε ένα σπίτι από μία οικογένεια, στη συνέχεια ένα τέκνο της οικογένειας πραγματοποίησε την προσθήκη του ορόφου για να κατοικήσει και τελικά έγινε αποτίμηση του κτιρίου σαν αποτέλεσμα τυχόντων φθορών από μία έντονη σεισμική καταπόνηση.

Το βασικό στοιχείο της έρευνας που πραγματοποιήθηκε είναι να διευκρινιστεί ποιες είναι οι δυνατές μεταβάσεις σεισμικών συντελεστών μεταξύ των κανονισμών. Είναι χαρακτηριστικό ότι τελικά από τους 36 θεωρητικά δυνατούς συνδυασμούς πρακτικά μόνο οι 10 υπάρχουν σε τουλάχιστον μία περιοχή της Ελλάδας.

Οι αναλύσεις, ο σχεδιασμός και η αποτίμηση των κτιρίων έγιναν με τη βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος Fespa 10R [5].

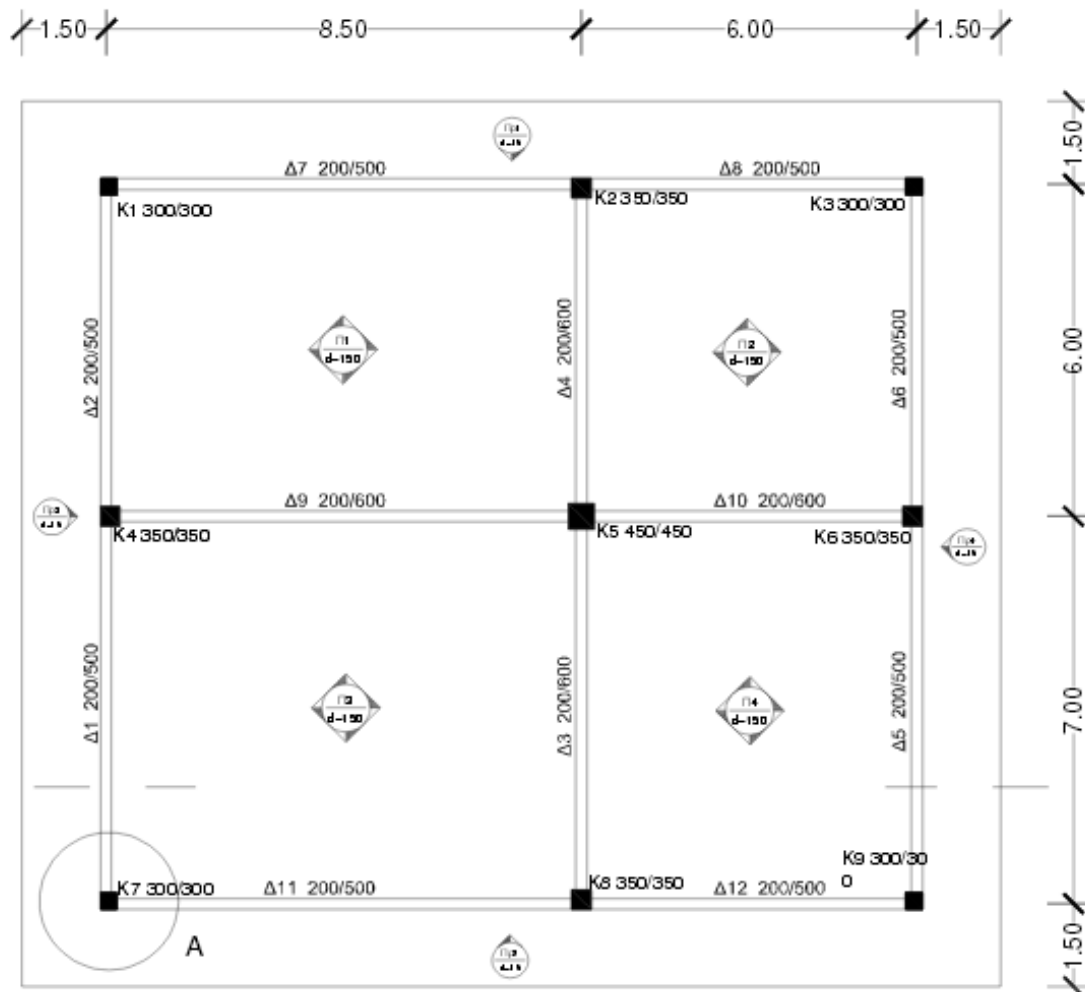
2. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

2.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΡΧΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το αρχικό κτίριο επιλέχθηκε σε συνεργασία με τον διδάσκοντα του μαθήματος κ. Δρίτσο και αποτελεί ένα μη συμμετρικό κτίριο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 16m x 17.5m όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 1. Το ύψος ορόφου λήφθηκε ίσο με 3.0m. Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν είναι τα παρακάτω και αναφέρονται με τις ονοματολογίες της εποχής του κανονισμού του '54:

- Σκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής B300 με μέση τιμή θλιπτικής αντοχής κυβικού δοκιμίου 30 MPa (κατηγορία ανάλογη του σημερινού C20/25)
- Χάλυβας κατηγορίας StIII με μέση τιμή τάσης διαρροής 470MPa (κατηγορία ανάλογη του σημερινού S400)

Ακόμη επιλέχθηκε επικάλυψη των μελών του κτιρίου ίση με 20mm και απόσταση συνδετήρων 300mm με βάση τον ισχύοντα κανονισμό και σεισμική επιτάχυνση ίση με 0.08g. Επικινδυνότητα εδάφους β¹. Οι υπόλοιπες διαστάσεις των γραμμικών μελών και των πλακών ορίστηκαν όπως φαίνονται στο Σχήμα 1.



Σχήμα 1: Αρχική κάτοψη κτιρίου

¹ Ψαθυρά ή χαλαρά εδάφη εις οριζόντια στρώση ή με ελαφρά κλίση [2]

Τα χαρακτηριστικά του εδάφους λήφθηκαν ως εξής:

- Είδος Εδάφους: άργιλος λίγο υγρή
- Δείκτης K_s : $4000 \text{ tn/m}^2/\text{m}$
- Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου: $\delta=30^\circ$
- Επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=30 \text{ tn/m}^2$
- Ολικό ειδικό βάρος εδάφους: 2 tn/m^2

Η επίλυση του αρχικού κτιρίου έδωσε ανεπάρκεια για τα δεδομένα της κατασκευής οπότε κρίθηκε αναγκαίο να γίνουν ορισμένες τροποποιήσεις ώστε να έχουμε την επιθυμητή αρχική επάρκεια του κτιρίου. Οι τροποποιήσεις αυτές κατά την σειρά με την οποία επιχειρήθηκαν ήταν οι εξής:

- Περιορισμός των μεγάλων ανοιγμάτων στις πλάκες Π1 και Π2 με την προσθήκη ενδιάμεσων υποστυλωμάτων στις δοκούς Δ7, Δ9 και Δ11 και αντίστοιχες νέες δοκούς συνδέοντας μεταξύ τους τα υποστυλώματα
- Αφαίρεση των δύο εξωστών δεξιά και αριστερά του κτιρίου (Πρ1 και Πρ2)
- Αύξηση του πάχους των πλακών (χωρίς αποτέλεσμα και τελικά επαναφέρθηκε στην αρχική του τιμή)
- Αύξηση των διαστάσεων των περιμετρικών υποστυλωμάτων 30/30 σε 35/35 και τους πλάτους των περιμετρικών δοκών από 200mm σε 300mm.
- Αύξηση των διαστάσεων των πέλδων της θεμελίωσης (σε σχέση με τις διαστάσεις που έδινε η ανάλυση του προγράμματος)
- Αύξηση των διαστάσεων των δοκών της θεμελίωσης

Το τελικό κτίριο το οποίο μετά τις παραπάνω παρεμβάσεις επαρκούσε πλήρως στη συνέχεια ελέγχθηκε και για τις υπόλοιπες δύο τιμές σεισμικής επιτάχυνσης (0.06g και 0.12g) για τις οποίες και διαστασιολογήθηκε έχοντας ωστόσο τις ίδιες διατομές μελών και πάχη πλακών. Οι τελικές κατόψεις της θεμελίωσης και του ισογείου για τη σεισμική επιτάχυνση 0.08g δίνονται ενδεικτικά στο Σχήμα 2, ενώ τριδιάστατη άποψη του κτιρίου δίνεται στο Σχήμα 3.

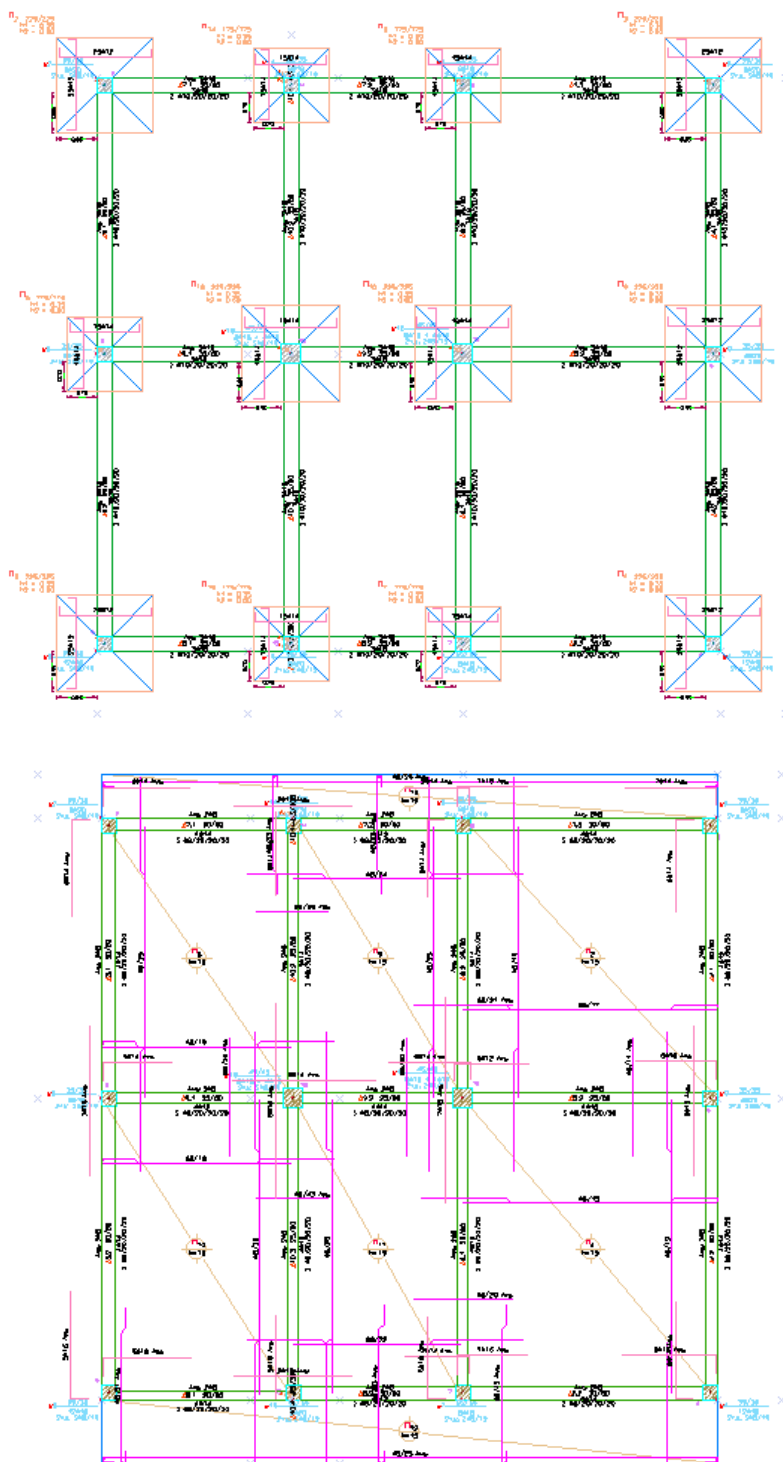
2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΕΑΚ/ΕΚΩΣ

Κατά το δεύτερο στάδιο της εργασίας στο τελικό κτίριο το οποίο επαρκεί και στις 3 σεισμικές ζώνες του κανονισμού του '54 προστέθηκε ένας επιπλέον όροφος σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ/ΕΚΩΣ. Τα δεδομένα τα οποία λήφθηκαν υπ' όψιν για την ανάλυση του κτιρίου είναι τα παρακάτω:

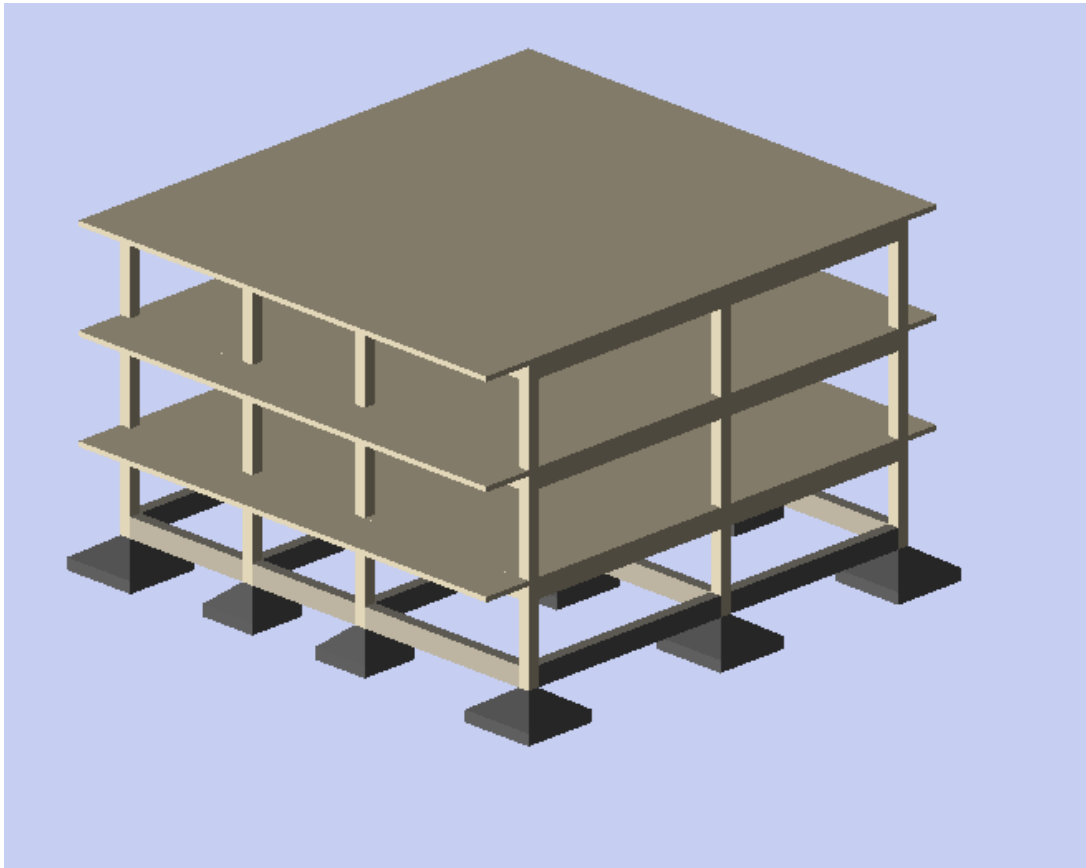
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου: II (συνήθη κτίρια)
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q: 3.5
- Κατηγορία εδάφους: B
- Συντελεστής θεμελίωσης θ : 1.0
- Συντελεστής απόσβεσης ξ : 5.0%
- Συντελεστής φάσματος λ : 1.0
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I,II,III,IV (ανάλογα με την περίπτωση συνδυασμού)

Ακόμη χρησιμοποιήθηκαν 9 ιδιομορφές ώστε να συμπληρωθεί ποσοστό συμμετοχής μάζας μεγαλύτερο από 90% για τις δύο κύριες διευθύνσεις x,y. Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την προσθήκη του ορόφου ήταν σκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής C25/30 και χάλυβας κατηγορίας S500, η απόσταση των συνδετήρων ήταν 200mm και η επικάλυψη των μελών ήταν ίση με 30mm.

Στο τριώροφο πλέον κτίριο διαστασιολογήθηκε μονάχα ο τρίτος όροφος κατά ΕΑΚ/ΕΚΩΣ για όλες τις δυνατές περιπτώσεις συνδυασμού σεισμικών συντελεστών.



Σχήμα 2: Τελική κάτοψη θεμελίωσης και ισογείου κτιρίου



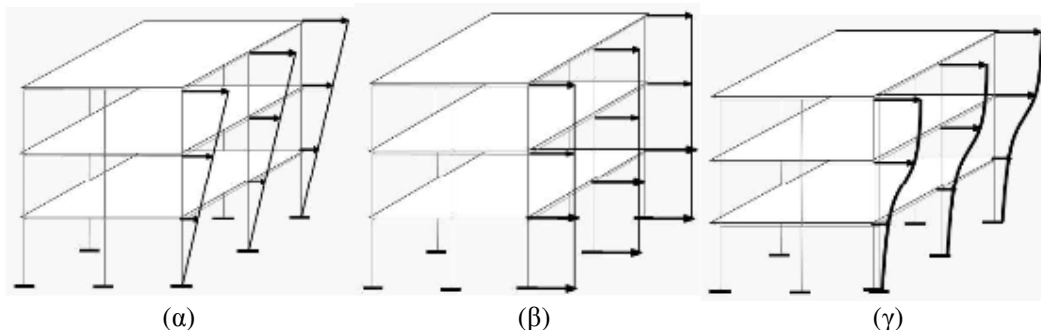
Σχήμα 3: Τριδιάστατη άποψη του τελικού κτιρίου

3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ PUSH OVER

3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSH OVER)

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8, τα πρότυπα του Αμερικανικού συλλόγου πολιτικών μηχανικών για τη σεισμική αποκατάσταση υπαρχουσών κατασκευών (ASCE, 2007) και ο Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) προτείνουν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μίας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μίας στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover. Σε αντιπαράθεση η περιπλοκότερη ελαστοπλαστική ανάλυση χρονοϊστορίας δεν προτείνεται λόγω του υπέρογκου υπολογιστικού κόστους που απαιτείται.

Η διαδικασία της υπερωθητικής ανάλυσης περιλαμβάνει την εφαρμογή σταδιακά αυξανόμενων πλευρικών φορτίων, διατηρώντας ωστόσο σταθερό το μέγεθος των μεταξύ τους τιμών. Συνήθως η κατανομή των παραπάνω φορτίων είναι τριγωνική καθ' ύψος με τα φορτία να ασκούνται στις στάθμες της κορυφής των ορόφων. Άλλες περιπτώσεις κατανομής φορτίων είναι η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική, όπως φαίνονται στο Σχήμα 3. Το στοχευόμενο κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης είναι είτε η μέγιστη δύναμη την οποία έχουμε υπολογιστεί ότι η κατασκευή μπορεί να φέρει, είτε η μέγιστη μετακίνηση δεδομένου κόμβου της κατασκευής. Παράλληλα τα κατακόρυφα φορτία παραμένουν σταθερά κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.



Σχήμα 3: α) τριγωνική, β) ομοιόμορφη και γ) ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων

Κατά την ανάλυση pushover γίνεται ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία λόγω βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Κύριοι στόχοι της ανάλυσης pushover είναι α) να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας, β) να τεκμηριωθεί η ύπαρξη υπεραντοχής στο κτίριο και γ) η εποπτεία των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτό τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστύλωματος - ασθενούς δοκού [6].

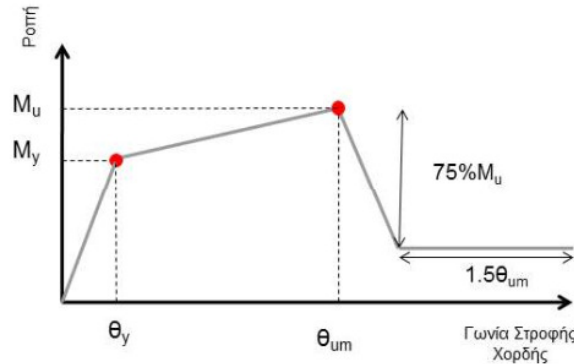
3.1.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται κυρίως στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης F (δύναμη ή ροπή) με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις δ (μετατοπίσεις ή στροφές). Η μορφή του διαγράμματος έντασης - παραμόρφωσης είναι τέτοια ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο εξεταζόμενο μέλος. Στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών έχουμε διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης ενώ στην περίπτωση καμπτόμενων μελών έχουμε διαγράμματα ροπής M - στροφής θ χορδής. Η γενική μορφή του διαγράμματος M - θ δίνεται στο Σχήμα 4α. οι περιοχές στις οποίες μπορεί να χωριστεί ένα διάγραμμα M - θ είναι α) η ελαστική περιοχή μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής, β) η μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία και γ) η παραμένουσα αντίσταση του στοιχείου η οποία εκφράζεται μέσω του οριζόντιου κλάδου του διαγράμματος (μέσω αυτού του κλάδου εκφράζεται η ικανότητα του μέλους να παραλάβει μόνο κατακόρυφα φορτία).

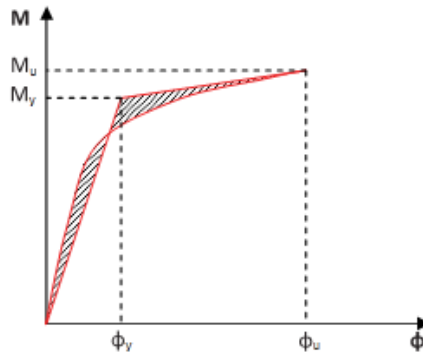
Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση απαιτεί την εύρεση της αντοχής των διατομών των μελών. Για κάθε κρίσιμη διατομή, είναι δυνατή η εξαγωγή του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων. Βασική παραδοχή της προσέγγισης αποτελεί ότι η επιπεδότητα των διατομών διατηρείται στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα. Το διάγραμμα είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια τόσο για συμμετρικές όσο και για ασύμμετρες διατομές και για συνδυασμό

αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης. Το διάγραμμα ροπών - καμπυλοτήτων είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίηση αυτού επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια (εμβαδό κάτω από την καμπύλη) ισούται με την ενεργεία του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 4β.

Η καμπυλότητα των διατομών υπολογίζεται από κατάλληλες εξισώσεις οι οποίες αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπως π.χ. στην περίπτωση της διαρροής της διατομής κατά την οποία η καμπυλότητα στη διαρροή, για διατομές σταθερού πλάτους θλιβόμενης ζώνης προσδιορίζεται από τις εξισώσεις του Σχήματος 5 [6].



(α)



(β)

Σχήμα 4: α) Τυπική μορφή διαγράμματος M-θ και β) διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων διατομής [6].

$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d}$	Η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού.
$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$	Η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος.

Σχήμα 5: Εξισώσεις υπολογισμού καμπυλότητας διατομών κατά τη διαρροή

3.1.2 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών οπλισμένου σκυροδέματος η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα να περιγράφει το βαθμό παραμόρφωσης του μέλους μετά τη ρηγμάτωση. Αυτό οφείλεται στη συνύπαρξη εκτός από καμπτικών παραμορφώσεων και παραμορφώσεων που οφείλονται σε διατμητική ρηγμάτωση λόγω λοξών εφελκυστικών τάσεων, σε διατμητικά φαινόμενα αλλά και σε φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού.

Για τους προαναφερθέντες λόγους τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ . ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Η γωνία στροφής χορδής είναι η στροφή στο άκρο του μέλους όταν εξαλειφθούν οι κινήσεις στερεού σώματος.

Στο Σχήμα 6α διακρίνεται απλοποιητικά η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής σε ένα καμπτόμενο υποστυλώμα. Στην κορυφή του υποστυλώματος επιβάλλεται οριζόντια μετατόπιση Δ και στροφή θ_2 . Συνεπώς, η γωνία στροφής χορδής του άκρου Β είναι η διαφορά της επικόμβιας στροφής από τη στροφή που επιβάλλεται στην μετακίνηση Δ. Αντίθετα στον κόμβο Α η γωνία στροφής χορδής προκύπτει μόνο από την οριζόντια μετακίνηση Δ [6].

3.1.3 ΕΠΙΡΡΟΕΣ 2^{ης} ΤΑΞΗΣ

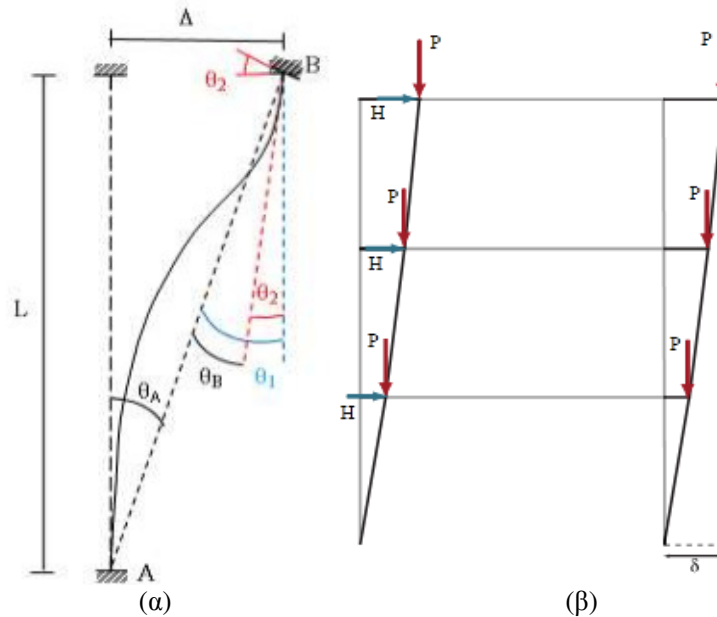
Η στατική ανάλυση 1^{ης} τάξης σχετίζεται με την ισορροπία του απαραμόρφωτου φορέα με την παραδοχή ότι οι μετακινήσεις είναι αρκετά μικρές. Στη στατική ανάλυση 2^{ης} τάξης θεωρείται ότι ο απαραμόρφωτος φορέας δεν ταυτίζεται με τον παραμορφωμένο και συνεπώς η ισορροπία ροπών λαμβάνεται στην παραμορφωμένη κατάσταση.

Στην ανελαστική στατική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2^{ης} τάξης πρέπει να συνεκτιμώνται στην ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.4.7) διότι στην οροφή του δομήματος η μετακίνηση δ μπορεί να πάρει μεγάλες τιμές και να οδηγήσουν στην επιβολή επιπρόσθετων ροπών, επιταχύνοντας την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα. Κατά συνέπεια η αγνόηση των φαινομένων αυτών μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση της αντοχής του κτιρίου. Το παραπάνω φαίνεται στο Σχήμα 6β όπου διακρίνεται ο απαραμόρφωτος και ο παραμορφωμένος φορέας υπό οριζόντια φόρτιση καθώς και ο μοχλοβραχίονας δ μεταξύ ενός κατακόρυφου συγκεντρωμένου φορτίου Ρ του ανώτατου ορόφου και της ακλόνητης στήριξης της βάσης [6].

3.1.4 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπ' όψιν στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8 (§4.3.3.4.2.3(1),(2)) [7].

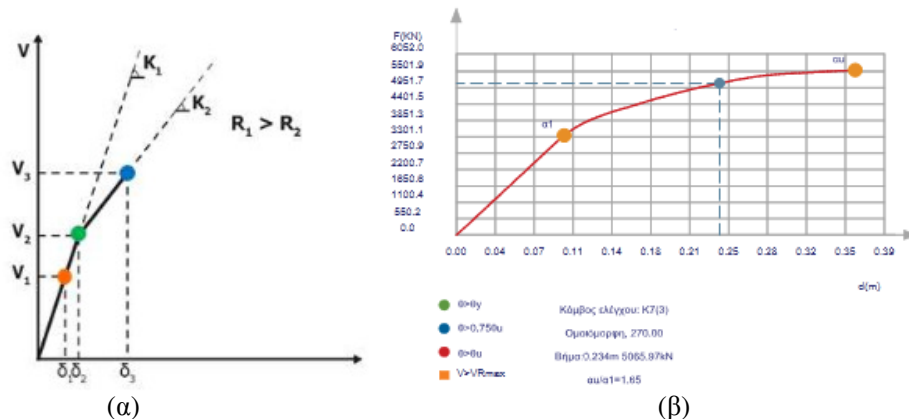
Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση των επιβαλλόμενων μετακινήσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Οι δύο μέθοδοι αναφέρονται ως «Μέθοδος Ελέγχου Δυνάμεων» και «Μέθοδος Ελέγχου Μετακινήσεων», αντίστοιχα.



Σχήμα 6: α) γωνία στροφής χορδής στους κόμβους υποστυλώματος και β) επιρροή φαινομένων P-δ σε τυπικό πλαίσιο.

Η καμπύλη αντίστασης του φορέα συνήθως κατασκευάζεται με χρήση των τεμνουσών βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου πολλών φάσεων. Στο Σχήμα 7 διακρίνεται η ελαστική συμπεριφορά σταθερής δυσκαμψίας μέχρι το σημείο κατά το οποίο εμφανίζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση (το δυσμενέστερο σημείο φθάνει την πλαστική ροπή αντοχής του). Ακόμη είναι εμφανής η μείωση της δυσκαμψίας με την εμφάνιση της πλαστικής άρθρωσης. Η διαδοχική εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής θα οδηγήσει σε τελικό στάδιο σε εξαιρετικά μεγάλη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και τελικά σε μηχανισμό. Στο Σχήμα 7 δίνεται ακόμη και μία τυπική καμπύλη αντίστασης όπως αυτή εξάγεται από το υπολογιστικό πρόγραμμα Fespa.

Βασικό δεδομένο το οποίο σχετίζεται με την παραπάνω καμπύλη είναι οι πολλαπλασιαστικοί συντελεστές των οριζόντιων φορτίων α_1 και α_u οι οποίοι αντιστοιχούν σε καμπτική διαρροή του πρώτου μέλους, και δημιουργία πλήθους πλαστικών αρθρώσεων ώστε να επέλθει αστάθεια, αντίστοιχα [6].



Σχήμα 7: διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κόμβου ελέγχου α) τυπική καμπύλη και β) καμπύλη Fespa [6].

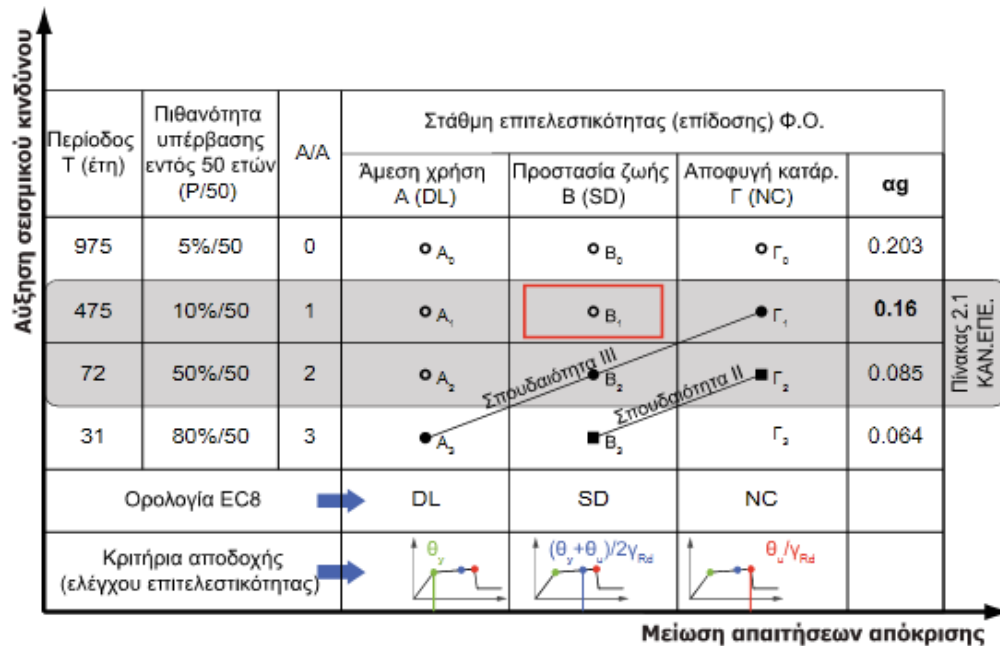
3.1.5 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό όριο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κυρίου του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπ' όψιν και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

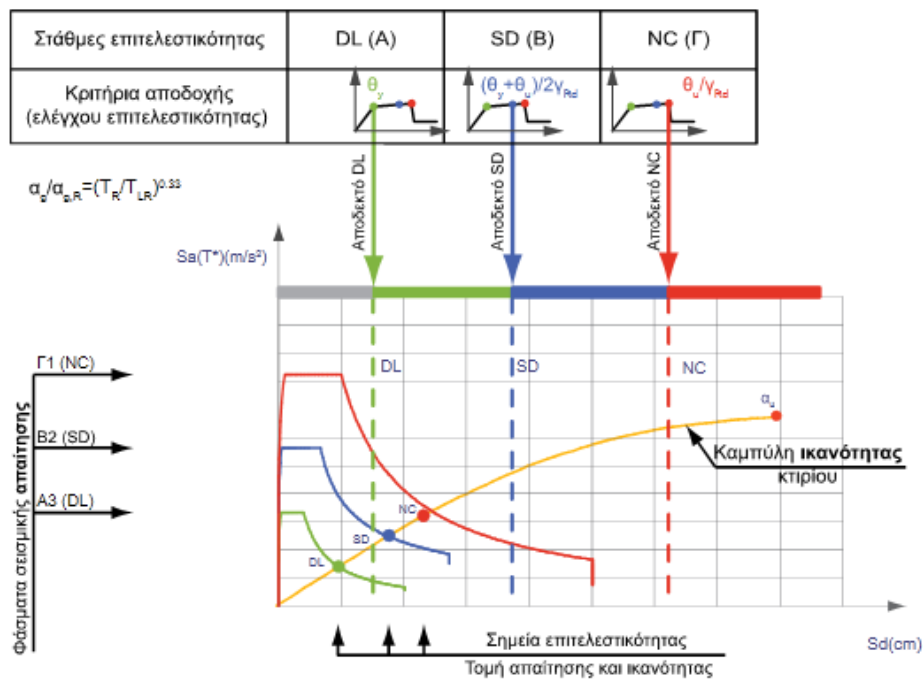
- *Στάθμη περιορισμού βλαβών (Damage Limitation - DL)*: Η οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς Στάθμη Επιτελεστικότητας Α (Άμεση χρήση μετά το σεισμό), εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής εδώ είναι $\theta < \theta_y$.
- *Στάθμη Σημαντικών βλαβών (Severe Damage - SD)*: Κατά την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή Στάθμη Επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής), τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να φέρουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφάλειας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u . Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής εδώ είναι $\theta < 0.75\theta_u$.
- *Στάθμη Οιονεί κατάρρευσής (Near Collapse - NC)*: Για την οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης ή αλλιώς Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ (Αποφυγή Οιονεί κατάρρευσης) εξασφαλίζεται για τα φέροντα στοιχεία ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής εδώ είναι $\theta < \theta_u$.

Στον Πίνακα του Σχήματος 8 δίνονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε κόκκινο πλαίσιο δίνεται ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του EC8. Ο στόχος αυτός αποτελεί την προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επαναφοράς 10% στα 50 χρόνια. Επίσης, μία υφιστάμενη κατασκευή, ανάλογα με την σπουδαιότητά της παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας [6,8].

Τέλος, στο Σχήμα 9 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για μια συγκεκριμένη κατασκευή καθώς και τα ελαστικά σεισμικά φάσματα απαίτησης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Ακόμη με τις κουκίδες σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις και με τις κατακόρυφες διακεκομμένες γραμμές οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης της κατασκευής σε κάθε στάθμη. Εφόσον η κάθε διακεκομμένη γραμμή βρίσκεται στα δεξιά της αντίστοιχης στοχευόμενης μετακίνησης, η εν λόγω κατασκευή καθίσταται επαρκής στις απαιτήσεις αποτίμησης.



Σχήμα 8: Στάθμες επιτελεστικότητας [6]



Σχήμα 9: Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότητας για δεδομένη κατασκευή στο Fespa [6,8].

3.2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Κατά το στάδιο της αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, αρχικά διερευνήθηκαν όλοι οι θεωρητικά πιθανοί συνδυασμοί μεταβάσεων μεταξύ των σεισμικών ζωνών κατά την εναλλαγή των κανονισμών (36 στο σύνολό τους) σαρώνοντας όλο το χάρτη του ελλαδικού χώρου. Αποδείχθηκε ότι τελικά οι δυνατοί συνδυασμοί οι οποίοι βρέθηκαν να ισχύουν για τουλάχιστον μία πόλη της Ελλάδας είναι μονάχα 10, όπως αυτοί παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Παράλληλα για κάθε συνδυασμό δίνεται ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα πόλης η οποία αντιπροσωπεύει τον εν λόγω συνδυασμό [7].

Τα 10 κτίρια που προέκυψαν τελικά επιλύθηκαν για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής) καθώς θεωρήθηκαν τα κτίρια ως συνήθη (κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ). Ακόμη θεωρήθηκε πιθανότητα υπέρβασης 50%. Η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέχθηκε σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (αποτίμηση αυθαιρέτου για υφιστάμενα κτίρια και προσθήκες).

Η εκτίμηση και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων στηρίχθηκε κυρίως στους λεγόμενους λόγους επάρκειας λ , οι οποίοι υποδεικνύουν κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής, ($\lambda_0 = \theta / \theta_{lim}$), ή την οριακή τιμή της τέμνουσας δύναμης αντοχής του ($\lambda_v = V / V_R$) όπως αυτά ορίζονται σύμφωνα με τη στάθμη επιτελεστικότητας. Τα κριτήρια των λόγων επάρκειας ικανοποιούνται στην περίπτωση κατά την οποία η τιμή του είναι μικρότερη ή ίση της μονάδας (ή $< 100\%$). Η ταυτόχρονη ικανοποίηση και των δύο κριτηρίων λόγων επάρκειας απαιτείται μόνο στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ (οιονεί κατάρρευση).

Τα αποτελέσματα των 10 συνδυασμών σε όρους λόγων επάρκειας παρουσιάζονται ξεχωριστά για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Ακόμη ελέγχονται τόσο ο λόγος επάρκειας που σχετίζεται με γωνία στροφής χορδής (στροφής), όσο και ο λόγος επάρκειας τέμνουσας δύναμης (διάτμησης). Στα Σχήματα 10 και 11 δίνονται οι μέσες τιμές των λόγων επάρκειας για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις, ενώ παράλληλα εμφανίζονται και τα σφάλματα μέσης τιμής² για κάθε συνδυασμό. Ακόμη στα Σχήματα 12 και 13 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων για κάθε συνδυασμό, ενώ στον Πίνακα 2 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα αποτελέσματα.

Από τα αποτελέσματα παρατηρείται αρχικά ότι σε κανένα από τους συνδυασμούς δεν παρατηρείται ανεπάρκεια του φορέα, καθώς ακόμα και στην δυσμενέστερη περίπτωση του συνδυασμού 3.4.3. η μέγιστη τιμή του λόγου επάρκειας είναι ίση με την μονάδα (λόγος επάρκειας διάτμησης υποστυλωμάτων). Για τα υποστυλώματα οι μέσες τιμές των λ_0 και λ_v κυμαίνονται από 32% έως 58% και από 36% έως 75%, αντίστοιχα. Οι μέγιστες τιμές επίσης για τα υποστυλώματα είναι από 46% έως 93% και από 58% έως 100%, αντίστοιχα. Για τις δοκούς έχουμε μέσες τιμές των λ_0 και λ_v από 8% έως 16% και από 31% έως 44%, αντίστοιχα. Οι μέγιστες τιμές για τις δοκούς είναι από 22% έως 43% και από 71% έως 91%, αντίστοιχα. Από τα παραπάνω παρατηρείται ότι δυσμενέστερα αποτελέσματα εξάγονται για την περίπτωση των υποστυλωμάτων. Αναφορικά με το είδος του εξεταζόμενου λόγου επάρκειας μεγαλύτερες τιμές καταγράφονται για το λόγο διάτμησης.

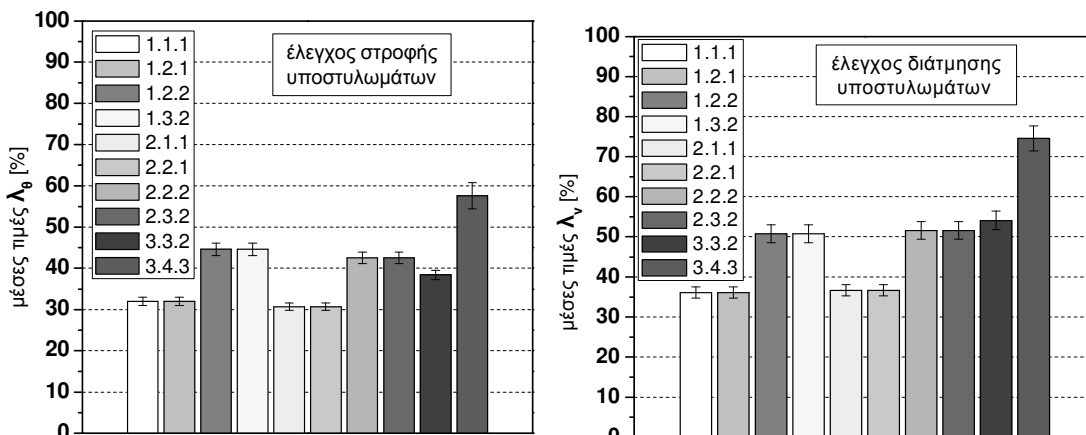
Όσον αφορά στους συνδυασμούς μετάβασης μεταξύ των σεισμικών ζωνών τα αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι καθόσον αυξάνεται η σεισμική επιτάχυνση αυξάνονται και οι τιμές των λόγων επάρκειας. Οι τιμές για αρχική επιτάχυνση 0.06g από τον κανονισμό του '54/'59 (1.1.1, 1.2.1, 1.2.2, 1.3.2) κυμαίνονται από 8% έως 87% για όλα τα μέλη ενώ οι συνδυασμοί με αρχική σεισμική επιτάχυνση 0.12g (3.3.2, 3.4.3) δίνουν τιμές από 11% έως 100%. Τέλος, η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης για την οποία διαστασιολογείται η

² Το σφάλμα μέσης τιμής ορίζεται ως η τυπική απόκλιση διαιρεμένη με την τετραγωνική ρίζα του πλήθους των μετρήσεων

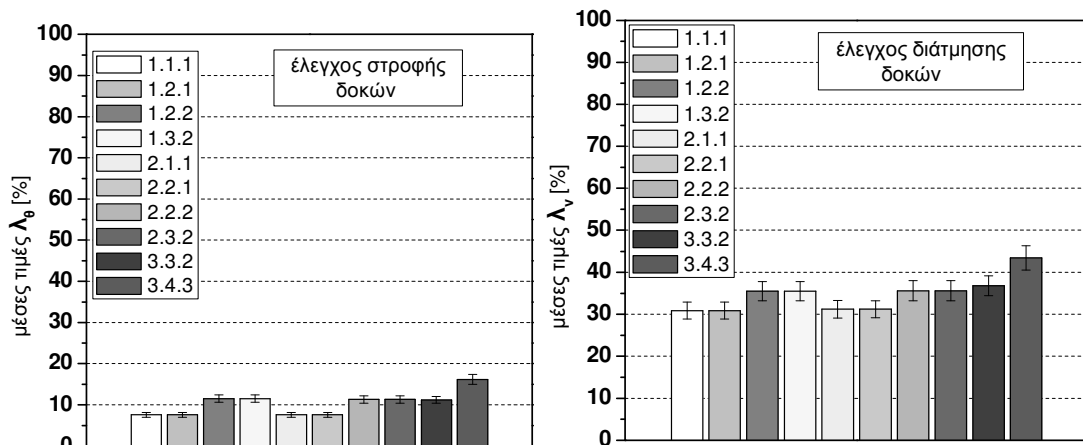
προσθήκη ορόφου δεν φαίνεται να επηρεάζει καθώς οι τιμές των λόγων επάρκειας παραμένουν σταθερές για μεταβαλλόμενη σεισμική ζώνη κατά την προσθήκη.

Ονοματολογία συνδυασμού	Σεισμική επιτάχυνση (1959) - δόμηση κτιρίου	Σεισμική ζώνη κατά ΕΑΚ 2000 -προσθήκη ορόφου	Σεισμική ζώνη κατά EC8 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - αποτίμηση κτιρίου	Παράδειγμα πόλης
1.1.1	0.06	I	I	Αικατερίνη
1.2.1	0.06	II	I	Γρεβενά
1.2.2	0.06	II	II	Καρπενήσι
1.3.2	0.06	III	II	Κιλκίς
2.1.1	0.08	I	I	Νευροκόπι
2.2.1	0.08	II	I	Τρίπολη
2.2.2	0.08	II	II	Σαντορίνη
2.3.2	0.08	III	II	Πάτρα
3.3.2	0.12	III	II	Σητεία
3.4.3	0.12	IV	III	Λευκάδα

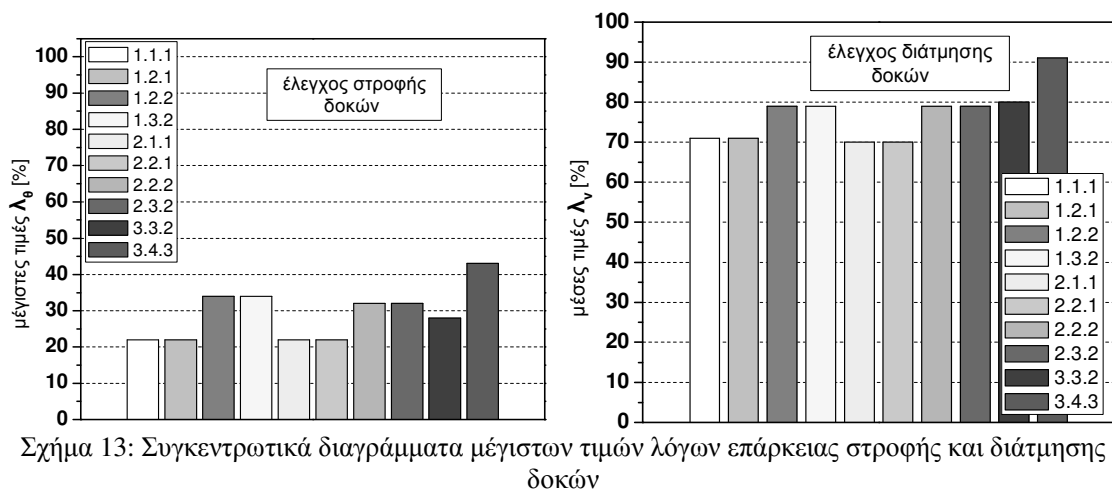
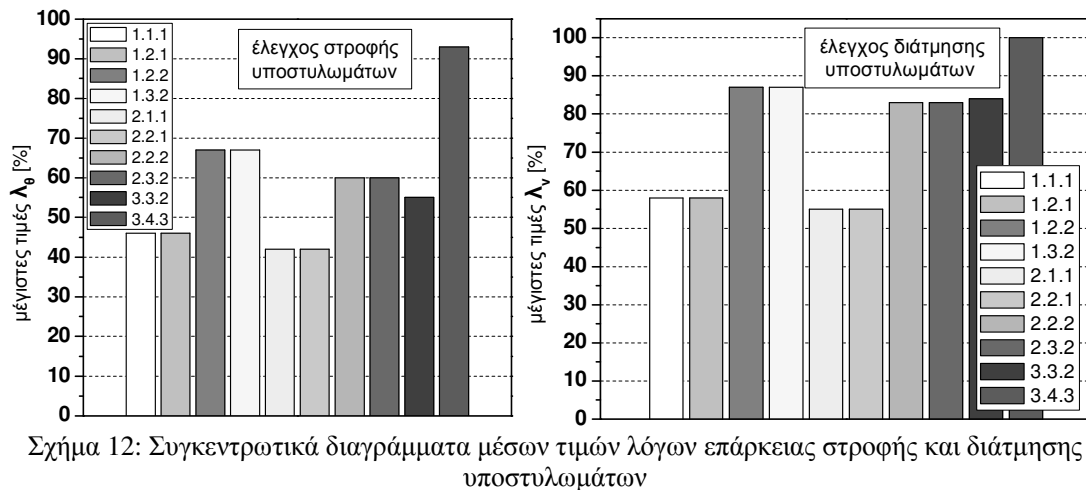
Πίνακας 1: Δυνατοί συνδυασμοί μετάβασης μεταξύ σεισμικών ζωνών και παράδειγμα πόλης



Σχήμα 10: Συγκεντρωτικά διαγράμματα μέσω τιμών λόγων επάρκειας στρώσης και διάτμησης υποστλωμάτων



Σχήμα 11: Συγκεντρωτικά διαγράμματα μέσω τιμών λόγων επάρκειας στρώσης και διάτμησης δοκών



Ονοματολογία συνδυασμού	υποστυλώματα				δοκοί			
	$\lambda_{\theta, \max}$ [%]	$\lambda_{\nu, \max}$ [%]	$\lambda_{\theta, \text{mean}}$ [%]	$\lambda_{\nu, \text{mean}}$ [%]	$\lambda_{\theta, \max}$ [%]	$\lambda_{\nu, \max}$ [%]	$\lambda_{\theta, \text{mean}}$ [%]	$\lambda_{\nu, \text{mean}}$ [%]
1.1.1	46.0	58.0	32.0	36.1	22.0	71.0	7.6	30.9
1.2.1	46.0	58.0	32.0	36.1	22.0	71.0	7.6	30.9
1.2.2	67.0	87.0	44.6	50.8	34.0	79.0	11.5	35.5
1.3.2	67.0	87.0	44.6	50.8	34.0	79.0	11.5	35.5
2.1.1	42.0	55.0	30.7	36.7	22.0	70.0	7.6	31.2
2.2.1	42.0	55.0	30.7	36.7	22.0	70.0	7.6	31.2
2.2.2	60.0	83.0	42.5	51.6	32.0	79.0	11.3	35.6
2.3.2	60.0	83.0	42.5	51.6	32.0	79.0	11.3	35.6
3.3.2	55.0	84.0	38.4	54.1	28.0	80.0	11.3	36.8
3.4.3	93.0	100.0	57.6	74.6	43.0	91.0	16.2	43.4

Πίνακας 2: Μέγιστες και μέσες τιμές λόγων επάρκειας για όλους τους συνδυασμούς

4. ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας τα παραπάνω αναφερθέντα συμπεράσματα μπορούμε να καταλήξουμε στα παρακάτω σημαντικότερα:

- Η καταλληλότερη ανάλυση για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου το οποίο δεν έχει σχεδιασθεί με αντισεισμικό κανονισμό είναι η στατική ανελαστική υπερωθητική ανάλυση (pushover)
- Οι λόγοι επάρκειας όπως αυτοί προκύπτουν από την ανάλυση pushover παρουσιάζουν αυξανόμενες τιμές καθόσον το κτίριο έχει κτισθεί σε ζώνες υψηλότερης σεισμικής επιτάχυνσης
- Αντίστοιχα οι τιμές των λόγων επάρκειας αυξάνονται για περιοχές με αυξανόμενη σεισμική επιτάχυνση σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς
- Αντίθετα η σεισμική ζώνη στην οποία έχει γίνει η προσθήκη δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα των λόγων επάρκειας.
- Στο εξεταζόμενο κτίριο δυσμενέστερα μέλη αποδείχθηκαν τα υποστυλώματα έναντι των δοκών, τόσο όσον αφορά στη γωνία στροφής χορδής, όσο και στην τέμνουσα δύναμη
- Συγκρίνοντας τους λόγους επάρκειας στο σύνολο των μελών παρατηρείται ότι κρισιμότερη παράμετρο αποτελεί ο λόγος επάρκειας διάτμησης καθώς παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστυλώματα
- Το εξεταζόμενο κτίριο παρουσιάζει έστω και οριακή επάρκεια ($\lambda_v=1.0$, για τον συνδυασμό 3.4.3) για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς μετάβασης μεταξύ των σεισμικών ζωνών
- Οι δυνατοί συνδυασμοί μετάβασης μεταξύ των σεισμικών ζωνών από τον κανονισμό του '54/'59 μέχρι και σήμερα (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) είναι 10 όπως αυτοί παρουσιάζονται στην παράγραφο 3.2 της παρούσας εργασίας.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Φ.Ε.Κ. 28/2/1959, Τεύχος Α, Φύλλο 36, «Περί αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»
- [2] «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» ΕΑΚ (2000) Ο.Α.Σ.Π., §2.3
- [3] «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος» ΕΚΩΣ (2000) Ο.Α.Σ.Π., §6.2, §6.4
- [4] «Κανονισμός Επεμβάσεων» ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, §2.2, §3.6, §4.1.4, §5.7
- [5] Fespa 10R, LH Logismiki
- [6] «Ανάλυση Pushover», Βοηθητικά κείμενα Fespa 10R, LH Logismiki.
- [7] EC8-1, §4.3.3.
- [8] Γαϊτανάρος Γ., Κοντόπουλος Γ. «Σχεδιασμός Νέου Κτιρίου κατά ΕΚΩΣ/ΕΑΚ και Έλεγχος Επάρκειάς του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.», 19^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών -Αφιέρωμα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πάτρα, Φεβρουάριος 2013.
- [9] Χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας
http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/ARTICLES/033/%D7%C1%D1%D4%C7%D3%20%D3%C5%C9%D3%CC%C9%CA%C7%D3%20%C5%D0%C9%CA%C9%CD%C4%D5%CD%CF%D4%C7%D4%C1%D3.htm

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

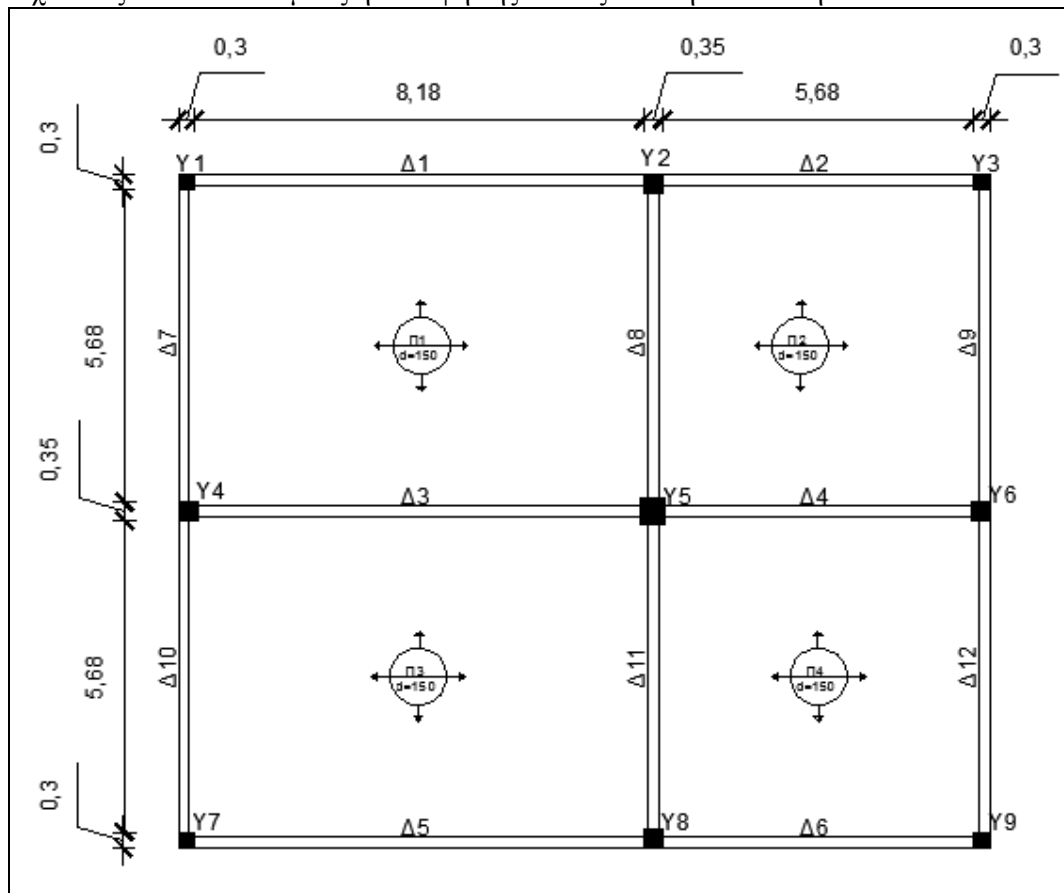
ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
ΚΑΡΑΧΑΛΙΟΥ ΜΑΡΙΑ

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας τυπικής οικοδομής κατασκευασμένης το 1975 και η ενίσχυσή της σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εξετάστηκαν δυο διαφορετικές τεχνικές ενίσχυσης, η δημιουργία μανδυνών από οπλισμένο σκυρόδεμα και η τοιχωματοποίηση πλαισίων, με στόχο την αύξηση της αντοχής ή/και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις με την μέθοδο pushover κατά EC8 και ΚΑΝ.ΕΠΕ και χρήση του λογισμικού tol-raf.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ –ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ

Πρόκειται για μια διώροφη οικοδομή η οποία είναι κατασκευασμένη το 1975 με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς η κάτοψη της οποίας είναι η ακόλουθη.



Σχήμα 1: Κάτοψη κτηρίου

Εδώ, αξίζει να σημειωθεί η ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων στις αριστερές πλάκες αλλά και το μεγάλο ύψος των δοκών, κάτι που δεν συνηθίζεται στις νέες κατασκευές.

Διαστάσεις και οπλισμοί γραμμικών στοιχείων:

Υποστυλώματα:

γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20

περιμετρικά : 350/350 με οπλισμό 4Φ18

κεντρικό : 450/450 με οπλισμό 8Φ16

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν συνδετήρες Φ8/200 που θεωρούνται καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα.

Δοκοί:

Περιμετρικοί : 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις ,ενώ υπάρχει πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ14.

Εσωτερικοί : 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα ,από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις και υπάρχει και εδώ πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ18.

Οι δοκοί διαθέτουν συνδετήρες Φ8/300 με επαρκή αγκύρωση.

Οι πλάκες έχουν πάχος 150 mm και είναι οπλισμένες σε δυο διευθύνσεις με Φ10/150.Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3m.

Στις πλάκες ασκείται φορτίο από επικάλυψη ίσο με 1.5 kN/m² και το ωφέλιμο φορτίο, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, είναι ίσο με 2 kN/ m².

Περιμετρικά υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m² και εσωτερικά δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/ m².Στις περιμετρικές δοκούς της δεύτερης στάθμης η μπατική τοιχοποιία είναι ύψους 1.20 μ. Λαμβάνεται όμως υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων και τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα.

Το κτήριο βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II και η κατηγορία εδάφους είναι B. Θεωρείται μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας και κατηγορία A: συνήθη κτήρια κατοικιών.

Τα αρχικά υλικά της κατασκευής είναι σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S400. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό -οικονομικών αναγκών θεσπίζονται διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου». [2]

Πιθανότητα Υπέρβασης Σεισμικής εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος		
	<<Περιορισμένες βλάβες>>	<<Σημαντικές βλάβες>>	<<Οιωνοί κατάρρευση>>
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1:Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Στα πλαίσια της εργασίας μελετάμε την περίπτωση σημαντικές βλάβες (B1).

Διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων :

- I. «Υψηλή»
- II. «Ικανοποιητική»
- III. «Ανεκτή»

και αντιστοιχούν στα επίπεδα γνώσης (ΕΓ ή ΚΛ) 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης) του ΕΚ8-3. [2]

Για τις ανάγκες τις εργασίες θεωρούμε ότι το δόμημα δεν έχει βλάβες και ικανοποιεί όλες τις προδιαγραφές που αναφέρθηκαν παραπάνω. Έτσι, θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο γνώσης κατασκευής κανονικό (ΕΓ2).

Διακρίνουμε τα στοιχεία του φορέα μας σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα είναι αυτά που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία και είναι κρίσιμα στην αντίσταση του κτηρίου έναντι κατάρρευσης και δευτερεύοντα όλα τα υπόλοιπα. Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων ,σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία. [2]

2. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Πριν την ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιούμε μια ελαστική δυναμική ανάλυση με σκοπό να προσδιορίσουμε τη σχέση των ανωτέρων ιδιομορφών και της πρώτης ιδιομορφής αλλά και για να εξάγουμε στοιχεία που θα χρειαστούμε στην ανάλυση pushover, όπως η μορφή της πρώτης ασύζευκτης ιδιομορφής, από την οποία θα προκύψει η οριζόντια φόρτιση του κτηρίου.[3]

Πιο συγκεκριμένα, η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής πραγματοποιήθηκε πρώτα μια δυναμική ελαστική ανάλυση και παρατηρήθηκε ότι οι τρεις πρώτες ιδιομορφές συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν, έγινε μια δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν θεωρείται σημαντική γιατί η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση δεν υπερβαίνει το 130% εκείνης από την δεύτερη ανάλυση. [2]. Τα αποτελέσματα των παραπάνω φαίνονται αναλυτικά στους πίνακες 2 και 3.

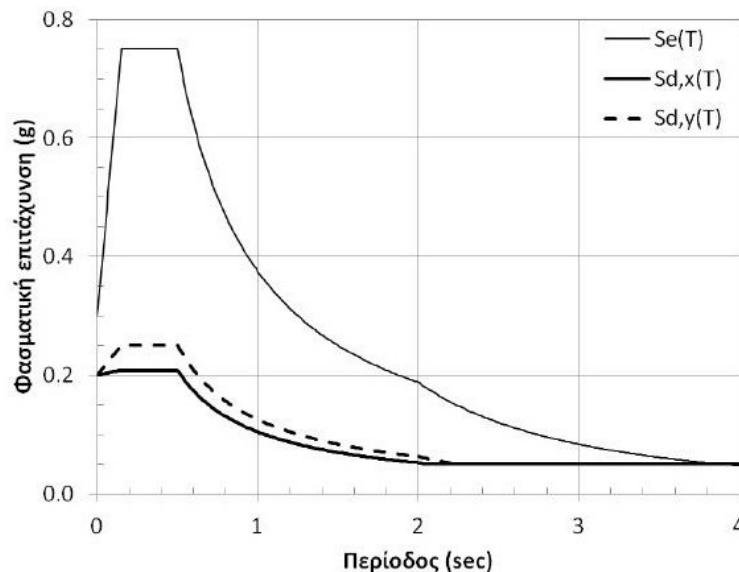
Θέση μάζας	Ιδιομορφές	Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας	
		Σmx (%)	Σmy (%)
1	1	0.00	75.43
	2	91.56	75.43
	3	91.56	91.89
2	1	91.56	0.00
	2	91.56	91.62
	3	91.56	91.88
3	1	72.13	12.16
	2	87.88	86.25
	3	91.56	91.89
4	1	72.13	12.16
	2	87.88	86.25
	3	91.56	91.89

Πίνακας 2: Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας

Στάθμη	3 Ιδιομορφές		1 Ιδιομορφή		Μεταβολή (%)	
	Fxi(kN)	Fyi(kN)	Fxi(kN)	Fyi(kN)	Fxi	Fyi
Σ1	778,44	778,44	778,44	778,44	0	0
Σ2	1326,27	1326,27	1326,27	1326,27	0	0

Πίνακας 3: Τεμνουσών Δυνάμεων.

Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις έγινε χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8-1 με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q=1$.

Σχήμα 2:Ελαστικό φάσμα για τις δυο διευθύνσεις και για $\xi=5\%$ [7]

Θεωρούμε ότι τα μη φέροντα στοιχεία είναι μη επηρεαζόμενα από τις παραμορφώσεις και ότι γίνεται απομείωση των δυσκαμψιών. Η ανάλυση γίνεται στις τέσσερις θέσεις μάζας λαμβάνοντας υπόψη την τυχαυματική εκκεντρότητα προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αβεβαιότητα ως προς την θέση των μαζών και τη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης. [4]

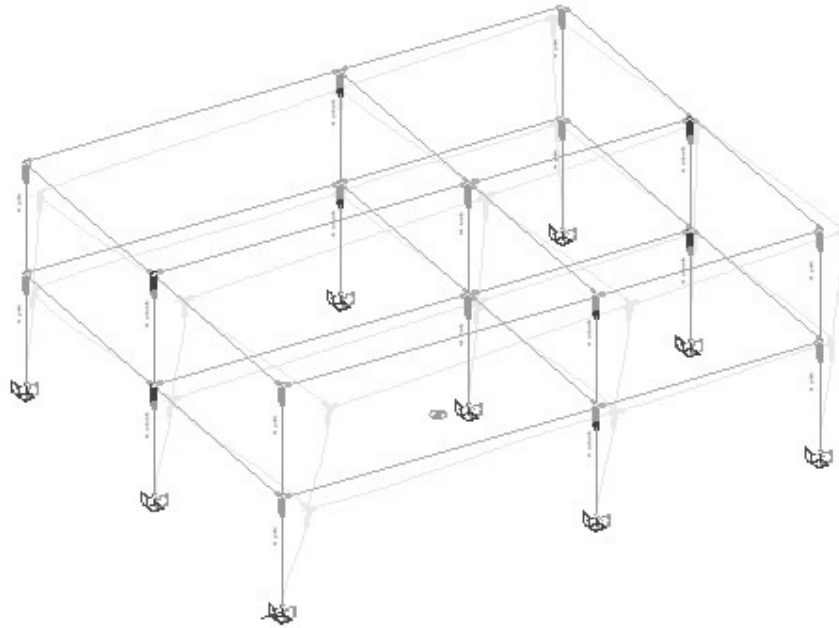
Επιπλέον, εξετάζεται αν θα ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης στην ανάλυση. Όταν έχουμε μεγάλες μετακινήσεις δημιουργούνται επιπρόσθετες ροπές στους κόμβους των υποστυλωμάτων οι οποίες προέρχονται από την εκκεντρότητα του αξονικού φορτίου ως προς τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος. Βρέθηκε, λοιπόν, ότι ο συντελεστής ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης κάθε ορόφου είναι $\theta < 0.1$, που σημαίνει πως δεν τα λαμβάνουμε υπόψη στην ανελαστική στατική ανάλυση που ακολουθεί.

Τέλος, ένα κτήριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση η ακτίνα δυστρεψίας (r_i) ως προς το κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας (I_s) του διαφράγματος. [5] Ενδεικτικά αναφέρονται οι τιμές για την πρώτη θέση μάζας

Στάθμη	r_i	I_s	r_{ii}	I_s
Σ1	6.53	5.47	6.53	5.47
Σ2	6.53	5.47	6.53	5.47

Πίνακας 4: Ακτινών δυστρεψίας και αδράνειας

Παρακάτω παρουσιάζεται το ιδιομορφικό σχήμα της κατασκευής όπως προκύπτει από την ανάλυση για την πρώτη θέση μάζας και την πρώτη ιδιομορφή.



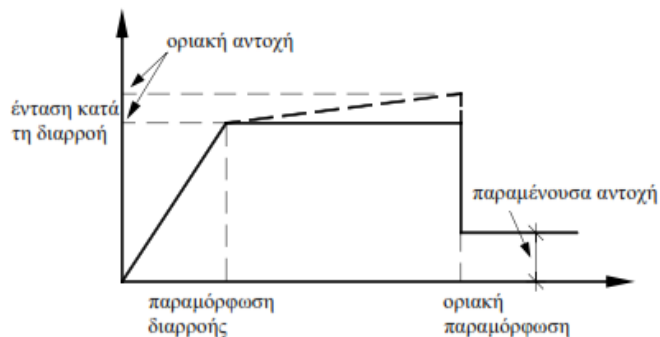
Σχήμα 3: Ιδιομορφική παραμόρφωση m_{11}

3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.[6]

Βασική προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική, το οποίο, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, πληρείται. Επιπλέον, συνιστάται να διασφαλίζεται ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Στην περίπτωση μας το επίπεδο γνώσης του κτηρίου είναι κανονικό.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του. Οι καμπύλες αυτές έχουν τη μορφή του σχήματος που ακολουθεί.



Σχήμα 4: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους – παραμόρφωση [2]

Σημειώνεται πως οι περιοχές όπου αναμένεται να εμφανισθεί η ανελαστική συμπεριφορά, σε κτίρια πλαίσιακού τύπου, είναι οι κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων και των δοκών, όπου και ορίζονται οι «πλαστικές αρθρώσεις».

Η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται με τον καταστατικό νόμο ροπής-γωνίας στροφής χορδής του μέλους(υποστυλώματος ή δοκού) με τις γωνίες στροφής χορδής να υπολογίζονται βάση των καμπυλοτήτων στη διαρροή και στην αστοχία της διατομής του μέλους. Θεωρούμε ότι η ελαστική γραμμή κάμψης του μέλους είναι τέτοια ώστε στα δύο άκρα να αναπτύσσονται δύο ίσες και αντίθετες γωνίες στροφής χορδής.



Σχήμα 5: Γωνία στροφής χορδής [3]

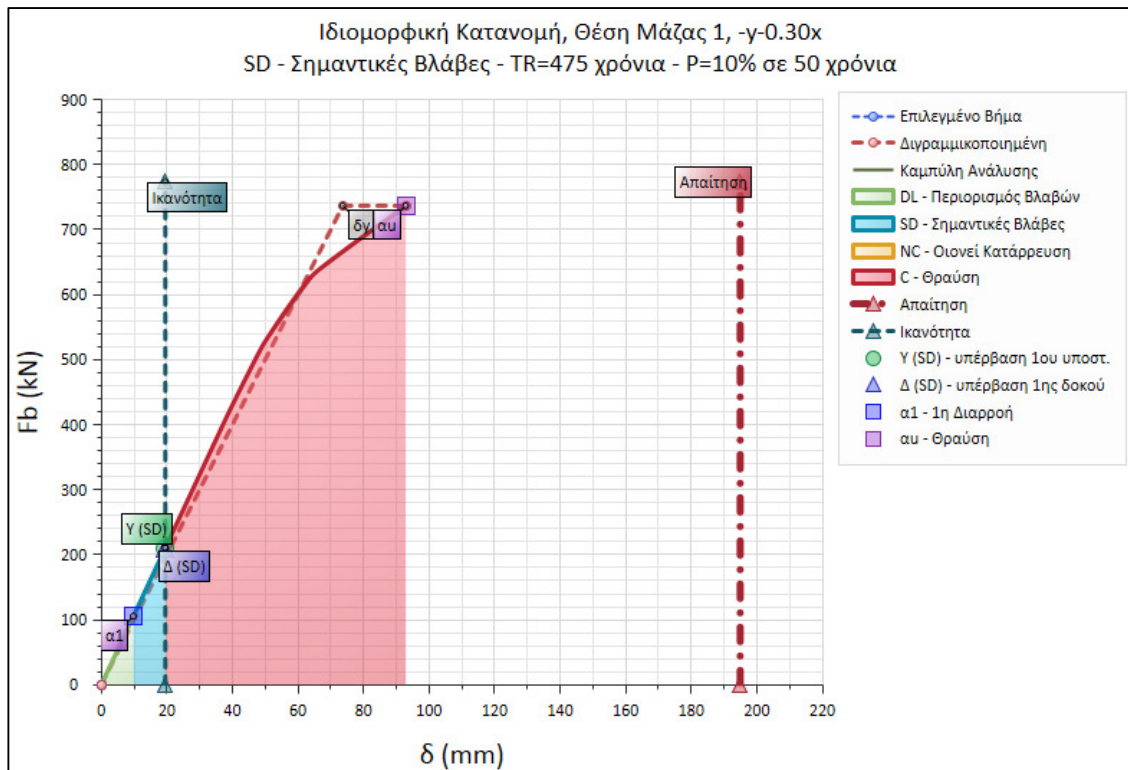
Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος. Για να θεωρηθούν επαρκή τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης απαιτείται η κατασκευή να αποκρίνεται κυρίως κατά την πρώτη ιδιομορφή της σε κάθε διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της κατανομής σύμφωνα με το σχήμα της ιδιομορφής αυτής οδηγεί σε ακριβή αποτελέσματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την ικανότητα του φορέα. Σε κανονικά κτίρια, δηλαδή σε κτίρια με γεωμετρική κανονικότητα σε κάτοψη αλλά και ομοιόμορφη κατανομή της πλευρικής δυσκαμνίας και μάζας καθ' ύψος, η κατασκευή αποκρίνεται κατά την 1^η ιδιομορφή κυρίως. Σημειώνεται, πως το κτίριο που έχει θεωρηθεί στην παρούσα εργασία πληροί τα κριτήρια κανονικότητας που αναφέρθηκαν.

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία παρουσιάζεται σε όρους τέμνουσας βάσης V_b – μετακίνησης δ χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη. Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια

επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάσει της απαιτήσεως που τέθηκαν αρχικά.

4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Με βάση όσα αναφέρθηκαν παραπάνω και με χρήση του προγράμματος tol-raf, έγινε η ανάλυση του αρχικού-μη ενισχυμένου φορέα. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων δυνάμεων. Οι συνδυασμοί φόρτισης προκύπτουν από τις δυο διευθύνσεις σεισμικής ώθησης, μιας κύριας και μίας δευτερεύουσας. Οι διευθύνσεις αυτές δημιουργούν με τα πρόσημα τους και τις τέσσερις θέσεις μάζας οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης. Στο σχήμα 6 παρουσιάζεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον δυσμενέστερο συνδυασμό θέσης μάζας και περίπτωσης φόρτισης.



Σχήμα 6 : Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι $F_b=736,65$ kN και η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου είναι $\delta=92,875$ mm.

Από το διάγραμμα συμπεραίνουμε ότι το κτήριο για την στάθμη επιτελεστικότητας «σημαντικές βλάβες» υπολείπεται σε αντοχή και σε πλαστιμότητα και χρήζει ανάγκης ενίσχυσης. Ακόμα, στο βήμα 3 της ανάλυσης, για $F_b=210,47$ και $\delta=19,54$ mm, γίνεται ταυτόχρονη υπέρβαση της ικανότητας του πρώτου υποστυλώματος (Y8-Σ2) και της πρώτης δοκού (Δ1-Σ2), όπως φαίνεται και στον πίνακα.

Στοιχείο	Βήμα	Λόγος ανεπάρκειας(λ_{sd})
Υ8-Σ2	3	1.328
Δ1-Σ2	3	1.122

Πίνακας 5: Λόγοι ανεπάρκειας

Ως λ_{sd} χαρακτηρίζεται η στροφή του στοιχείου λόγω των δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού προς την οριακή ικανότητα στροφής του στοιχείου. Ο μεγαλύτερος λόγος λ_{sd} για ένα επιμέρους στοιχείο σε μια στάθμη (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θεωρείται κρίσιμος λόγος λ_{sd} για την στάθμη και συνεπώς για το κτήριο.[2]

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της κατασκευής μανδυνών σε στοιχεία ωπλισμένου είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, καμπτικής και διατμητικής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας τους. Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις στοιχείων με σοβαρές βλάβες ή ιδιαίτερη ανεπάρκεια των χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς. Η κατασκευή τους μπορεί να γίνει είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, η οποία είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδυνών μικρού πάχους και δεν απαιτείται ξυλότυπος, είτε με έγχυτο σκυρόδεμα, για μανδύες μεγαλύτερου πάχους, όπου απαιτείται και ξυλότυπος. [1]

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους 8 cm ,σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας B500C. Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων έγινε χρήση ολικού περιμετρικού μανδύα, ενώ στις δοκούς έγινε χρήση ανοικτού μανδύα (στις τρεις πλευρές). Για την σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ14 και μήκους 15cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους, εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού.

Για να καταλήξουμε στην τελική μορφή ενίσχυσης, η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές, για διαφορετικές περιπτώσεις ενίσχυσης, και καταλήξαμε σε αυτή που είχε τα βέλτιστα αποτελέσματα.

Οπλισμοί μανδυνών των γραμμικών στοιχείων:

Υποστυλώματα:

γωνιακά: 12Φ20

περιμετρικά : 12Φ18

κεντρικό : 12Φ20

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν νέους συνδετήρες Φ10/100 και βλήτρα με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

Δοκοί:

Περιμετρικοί :

κάτω πέλμα: 2Φ18

άνω πέλμα: 2Φ16 στο σημείο επαφής του μανδύα με την πλάκα

Εσωτερικοί : με και.

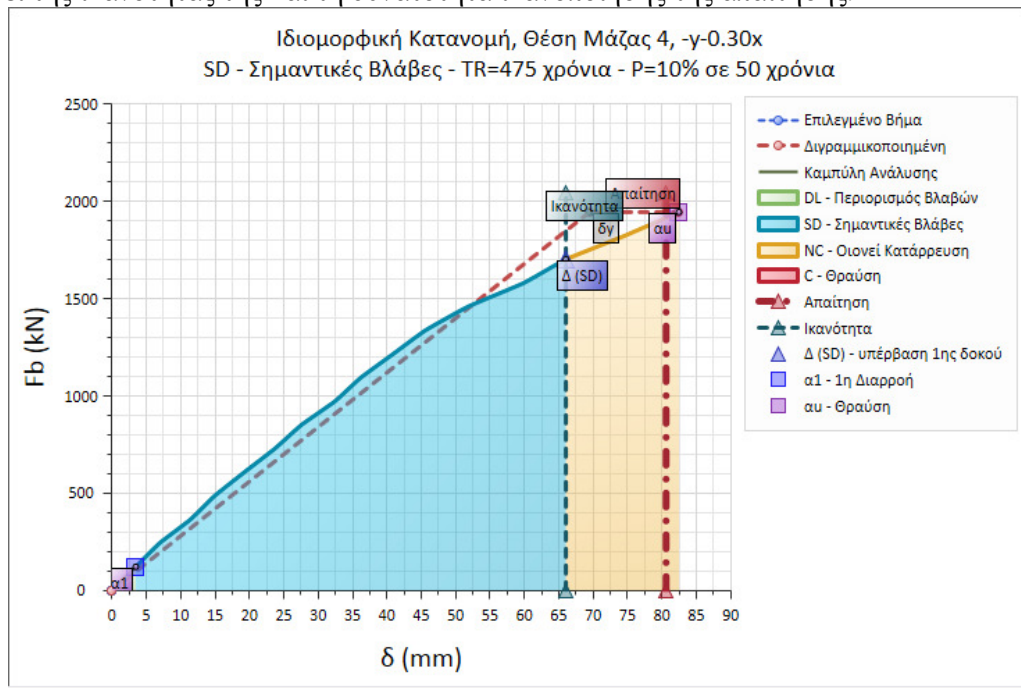
κάτω πέλμα: 4Φ18

άνω πέλμα: 2Φ16 και 2Φ18

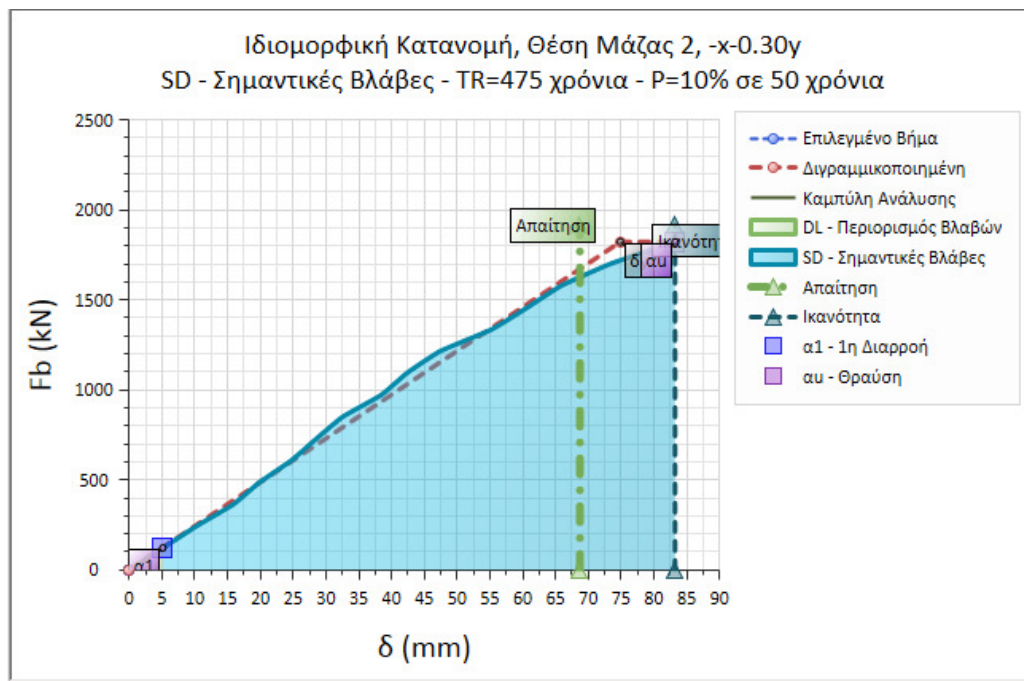
Οι δοκοί διαθέτουν συνδετήρες Φ10/100 στις μη κρίσιμες, Φ10/75 στις κρίσιμες και βλήτρα με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

Σημειώνεται ότι ο αρχικός χάλυβας της κατασκευής είναι S400 και συνεπώς μη συγκολλητός. Γι αυτό το λόγο δεν έχει γίνει σύνδεση παλαιών και νέων ράβδων με χρήση αναρτήρων και η συμμετοχή των αρχικών στοιχείων στην ανάληψη φορτίων θεωρείται μειωμένη.

Κατά τον ίδιο τρόπο που έγινε η ανάλυση για τον αρχικό φορέα έγινε και για τον ενισχυμένο. Στα σχήματα 7 και 8 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον ευμενέστερο και δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης βάσει της ικανότητας της και τη δυνατότητα ικανοποίησης της απαίτησης.



Σχήμα 7 : Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με χρήση μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης



Σχήμα 8: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με χρήση μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος για τον ευμενέστερο συνδυασμό φόρτισης

Αναλυτικά αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης						
Συνδυασμός Φόρτισης-Θ.Μ.	Σημείο Θραύσης		1η υπέρβαση ικανότητας			Συντελεστής πλαστιμότητας
	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Βήμα	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	
-y-0,3x - Θ.Μ.4	82,48	1943,77	15	66,03	1700,8	1,32
-x-0,3y - Θ.Μ.2	83,231	1822,28	Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας			1

Πίνακας 6 : Αποτελεσμάτων υπερωθητικής ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι για την πρώτη περίπτωση φόρτισης η ικανότητα του κτηρίου δεν καλύπτει την απαίτηση για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ωστόσο, συγκριτικά με τον αρχικό φορέα, έχουν αυξηθεί σημαντικά οι τιμές της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου και της τέμνουσας βάσης για το σημείο πρώτης υπέρβασης (αντοχή του φορέα) αλλά και για το σημείο θραύσης. Όσον αφορά την πλαστιμότητα, με βάση την πραγματική καμπύλη ο συντελεστής πλαστιμότητας ισούται περίπου με 1.2 ενώ με βάση την διγραμμική καμπύλη είναι ίσος με 1.3.

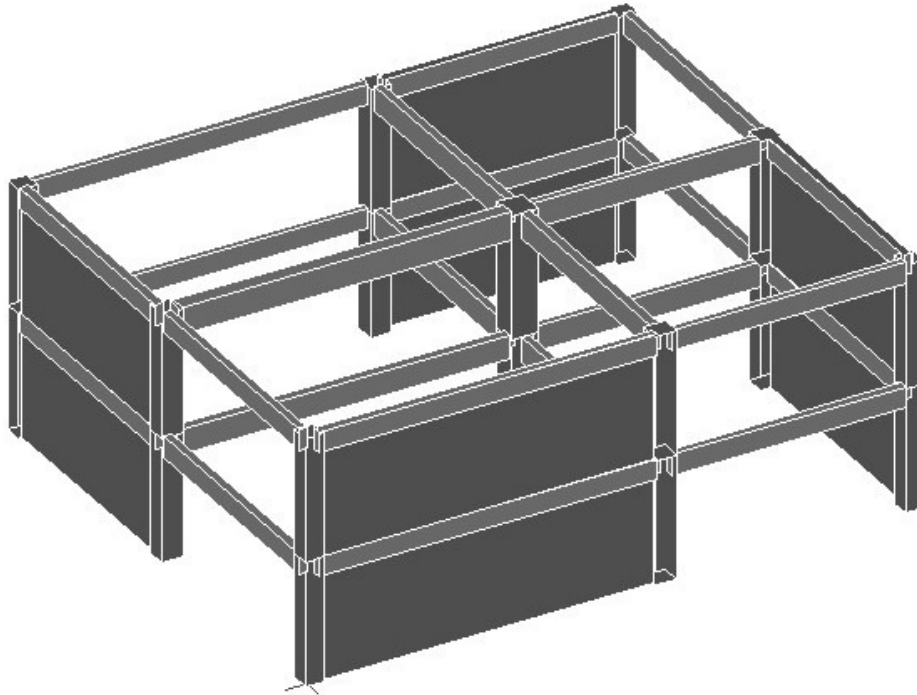
Στην δεύτερη περίπτωση, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την αντίστοιχη απαίτηση. Σε σχέση με την πρώτη, παρατηρούμε ότι το κτήριο μπορεί να δεχτεί μεγαλύτερες δυνάμεις και να λάβει μεγαλύτερες παραμορφώσεις χωρίς κάποιο από τα στοιχεία του να έχουν υπερβεί την ικανότητά του.

Σημειώνεται πως η ικανότητα του ενισχυμένου φορέα για ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης έχει ξεπεράσει την απαίτηση ενώ για άλλους όχι. Αυτό απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση. Σκοπός όμως της παρούσας εργασίας δεν είναι η εύρεση του καλύτερου τρόπου ενίσχυσης αλλά η παρουσίαση της συμπεριφοράς του ενισχυμένου ως προς το αρχικό.

6. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΠΟΙΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφισταμένων πλαισίων της κατασκευής θεωρείται η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Η μέθοδος εφαρμόζεται για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με την μόρφωση του φορέα.[1]

Στην εργασία μελετήθηκε η εμφάνιση πλαισίων με προσθήκη νέων τοιχωμάτων, στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα, τα οποία περιλαμβάνουν τα υπάρχοντα υποστυλώματα και στα οποία τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 8cm.



Σχήμα 9: Θέσεις τοιχοματοποίησης πλαισίων

Επίσης, έγινε ενίσχυση του κεντρικού υποστυλώματος και της εσωτερικής δοκού Δ3. Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια υλικά με την περίπτωση των μανδυνών, ενώ για τους μανδύες των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα διαμέτρου Φ1, μήκους 15cm.

Όπως και στην μέθοδο των μανδυνών, έγιναν δοκιμές όσον αφορά την θέση, τις διαστάσεις και τον οπλισμό των τοιχωμάτων, μέχρι να καταλήξουμε στην τελική βέλτιστη λύση.

Οπλισμοί των νέων τοιχωμάτων:

Τοίχωμα 1:

Μανδύες υποστυλωμάτων 30/30: 8Φ20

Μανδύες υποστυλωμάτων 35/35: 8Φ18

Συνδετήρες κρυφών: Φ10/100

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: Φ12/100

Σχάρα κορμού: 2Φ10/100

Συνδετήρες κορμού: 13Φ10/100

Τοίχωμα 2:

Μανδύες υποστυλωμάτων 30/30: 8Φ20

Μανδύες υποστυλωμάτων 35/35: 8Φ18

Συνδετήρες κρυφών: Φ10/100

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: Φ12/100

Σχάρα κορμού: 2Φ10/100

Συνδετήρες κορμού: 26Φ10/100

Στους μανδύες των κρυφών υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν βλήτρα με πυκνότητα στη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση 10cm.

Οπλισμός μανδύα κεντρικού υποστυλώματος:

Διαμήκης: 8Φ18

Εγκάρσιος: Φ10/100

Βλήτρα: Φ14 μήκους 15cm με πυκνότητα στη διαμήκη διεύθυνση 20cm και στην εγκάρσια 10cm.

Οπλισμός ενισχυμένης δοκού

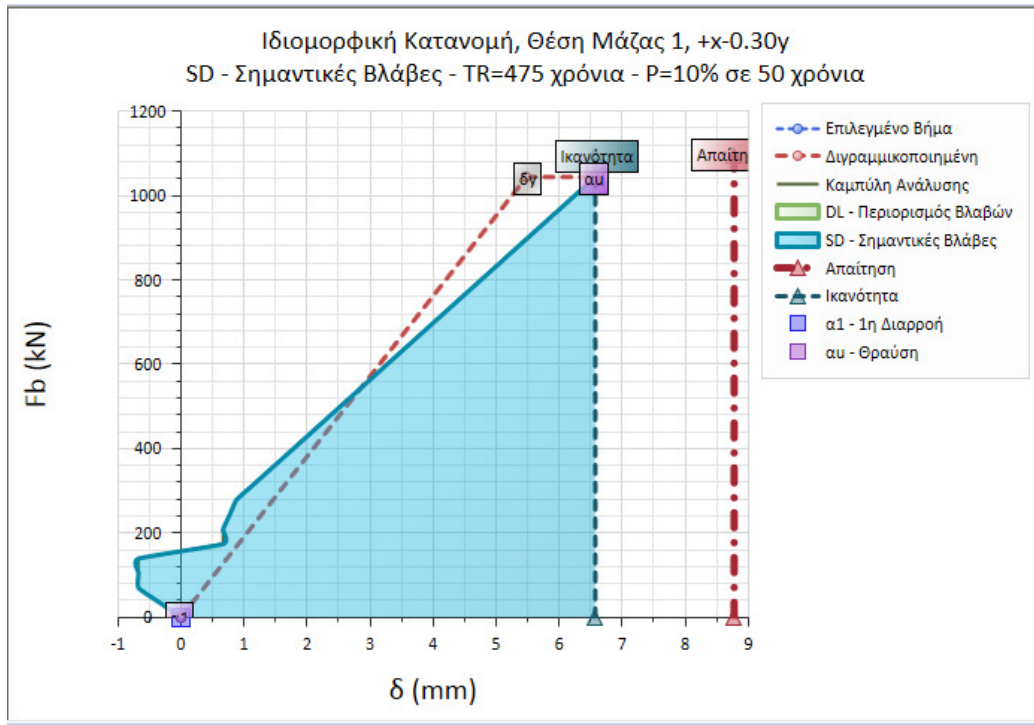
Άνω πέλμα: 2Φ16

Κάτω πέλμα: 2Φ18

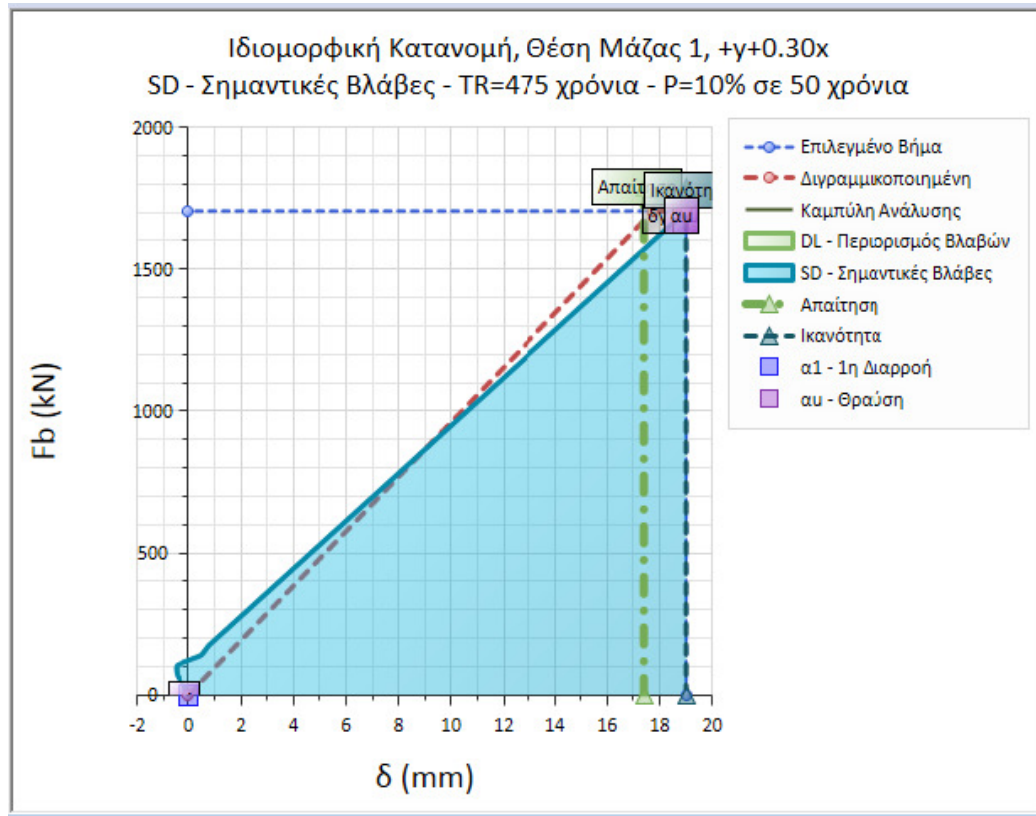
Συνδετήρες: Φ10/100

Βλήτρα: Φ14 μήκους 12cm με πυκνότητα στη διαμήκη διεύθυνση 20cm και στην εγκάρσια 10cm.

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον ευμενέστερο και δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης βάσει της ικανότητας της και τη δυνατότητα ικανοποίησης της απαίτησης.



Σχήμα 10: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με τοιχώματα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης



Σχήμα 11: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με τοιχώματα για τον ευμενέστερο συνδυασμό φόρτισης

Αναλυτικά αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης						
	Σημείο Θραύσης		1η υπέρβαση ικανότητας			
Συνδυασμός Φόρτισης-Θ.Μ.	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Βήμα	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Συντελεστής πλαστιμότητας
+x-0,3y - Θ.Μ.1	6,574	1043,56	31	6,574	1043,56	-
+x+0,3y - Θ.Μ.1	19,002	1704,48	Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας			-

Πίνακας 7: Αποτελεσμάτων υπερωθητικής ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι για την πρώτη περίπτωση φόρτισης η ικανότητα του κτηρίου δεν καλύπτει την απαίτηση για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ωστόσο, συγκριτικά με τον αρχικό φορέα, έχει αυξηθεί σημαντικά η αντοχή. Επίσης, όπως αναμενόταν έχει αυξηθεί η δυσκαμψία, αφού σε κάθε χιλιοστό μετατόπισης αντιστοιχούν μεγαλύτερες πλευρικές δυνάμεις, και έχει μειωθεί αρκετά η μετατόπιση θραύσης. Τέλος, όπως φαίνεται και στα δύο διαγράμματα το ενισχυμένο κτήριο δεν έχει πλαστιμότητα και δεν λαμβάνει μεγάλες παραμορφώσεις.

Στη δεύτερη περίπτωση, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την απαίτηση. Η αντοχή του είναι ακόμα μεγαλύτερη, ενώ δέχεται και μεγαλύτερη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου, η

οποία ωστόσο δεν αυξάνει σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Η δυσκαμψία είναι εξίσου αυξημένη και δεν υπάρχει πλαστιμότητα.

Όπως και στην περίπτωση ενίσχυσης με μανδύες, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την απαίτηση σε ορισμένες περιπτώσεις φόρτισης ενώ σε άλλες όχι.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- Η αύξηση της αντοχής είναι ίδιας τάξης μεγέθους και για τις δύο μεθόδους. Ειδικότερα, στην ευνοϊκότερη περίπτωση φόρτισης για κάθε μία μέθοδο ενίσχυσης, η αντοχή για την ενίσχυση με μανδύες είναι 7% μεγαλύτερη.
- Με τη μέθοδο της εμφάντωσης πλαισίων, το κτήριο αποκτά πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία και δέχεται πολύ μικρότερες παραμορφώσεις και μετατοπίσεις, σε σχέση με τη μέθοδο των μανδύων.
- Η πλαστιμότητα που επιτυγχάνεται με τη μέθοδο της εμφάντωσης πλαισίων είναι ανύπαρκτη.
- Παρά τα παραπάνω, η ικανότητα του φορέα με τη δεύτερη μέθοδο ενίσχυσης καλύπτει την απαίτηση για περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης στις τέσσερις θέσεις μάζας.
- Στην περίπτωση ενίσχυσης με τοιχώματα παρατηρούνται σημαντικές διαφορές στην ικανότητα της τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου, ανάλογα με τη διεύθυνση φόρτισης. Αντίθετα, στην περίπτωση ενίσχυσης με μανδύες οι διαφορές είναι μικρότερες, γεγονός που δείχνει πως το κτήριο δεν επηρεάζεται από τη διεύθυνση φόρτισης.
- Οι περισσότερες αστοχίες συναντώνται στις εσωτερικές δοκούς, τόσο στο αρχικό κτήριο όσο και στα ενισχυμένα, γεγονός που οφείλεται στα μεγάλα ανοίγματα και στο μεγάλο ύψος των δοκών.
- Συνολικά, ιδανικότερη μέθοδος ενίσχυσης για το κτήριο της εργασίας είναι η τοιχοματοποίηση πλαισίων, καθώς μας επιτρέπει να μειώσουμε τα ανοίγματα

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδεματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2010.
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013.
- [3] www.tol.com.gr
- [4] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, Γεώργιος Τσιώνης, « Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πολυρόφων κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα», Σεπτέμβριος 2011.
- [5] ΕΑΚ 2003.
- [6] Μπάρος Δημήτριος, 2006, «Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης σε υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ανελαστικών αναλύσεων», Διατριβή Μ.Δ.Ε, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [7] EC8-1.

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ CROSS LAMINATE PANEL

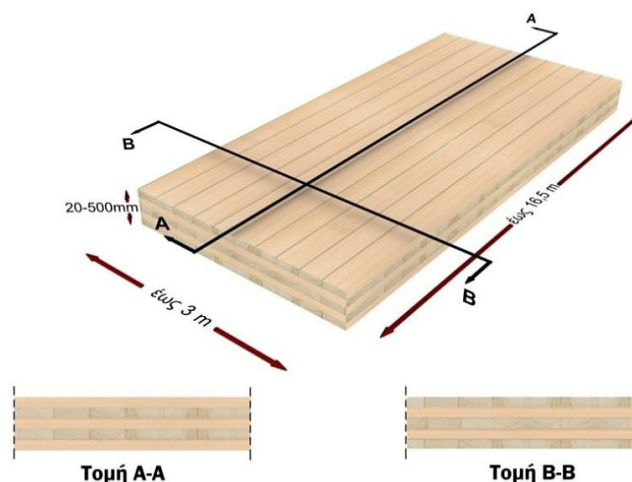
ΚΑΡΑΒΙΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η διερεύνηση της συμπεριφοράς πλαισιωτών φορέων οπλισμένου σκυροδέματος κατά την ενίσχυση τους με cross laminate πάνελ, καθώς και η επίδραση διαφόρων κατασκευαστικών λεπτομερειών στην απόδοση της μεθόδου. Για το αυτό σκοπό, με την βοήθεια του SAP2000 v16 εξετάσαμε σε έναν απλό πλαισιωτό φορέα την ενίσχυση του: α) με ενιαίο cross laminate panel, β) με δύο πάνελ συνδεδεμένα σε σειρά, γ) με ενιαίο πάνελ με διαφορετική τοποθέτηση συνδέσμων. Επιπλέον εξετάστηκαν τέσσερις αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις ύπαρξης ανοιγμάτων στην επιφάνεια του πάνελ. Τέλος τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με συνήθη τοιχοπλήρωση οπτόπλινθων.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το cross laminate panel (σταυρωτά επικολλημένη πλάκα ξύλου πολλαπλών στρώσεων) είναι μια πολυστρωματική σύνθετη κατασκευή η οποία αποτελείται από σημαντικό αριθμό στρώσεων (τουλάχιστον τριών), δύο εξωτερικές στρώσεις τοποθετημένες παράλληλα μεταξύ τους, με ίδιο προσανατολισμό ινών και τουλάχιστον άλλη μια στρώση ανάμεσα τους. Η κάθε στρώση είναι έτσι τοποθετημένη ώστε οι ίνες της να βρίσκονται κάθετα σε σχέση με τις ίνες των γειτονικών δημιουργώντας έτσι μια “σταυρωτή” δομή. Η κάθε μεμονωμένη στρώση απαρτίζεται από μικρότερα τμήματα φυσικού ξύλου (σανίδες), τα οποία μπορεί να είναι συγκολλημένα μεταξύ τους αλλά μπορεί και όχι, ενώ σε ειδικής σχεδίασης πάνελ ενδέχεται να έχουν και κάποια απόσταση μεταξύ τους (στις ενδιάμεσες στρώσεις). Στην βιβλιογραφία και στο εμπόριο τα συναντάμε συνήθως ως CLT (έτσι θα το αναφέρουμε και εμείς), από την αγγλική φράση cross laminate timber, ως BSP ή BSPH από την γερμανική λέξη Brettsperrholz ή σπανιότερα ως X-lam.



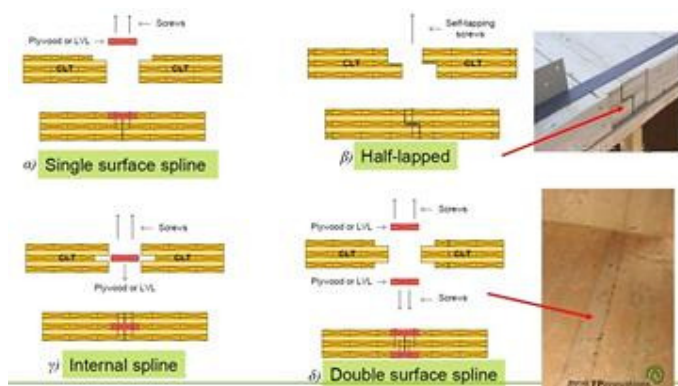
Σχήμα 1: Διαμόρφωση και συνήθεις διαστάσεις cross laminate panel.

Για την κατασκευή του κάθε στρώματος χρησιμοποιείται μαλακή ξυλεία. Κατά κύριο λόγο η πρώτη ύλη είναι έλατο (picea abies), όμως κατά περίπτωση και ανάλογα με τις ανάγκες κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί λαρτζίνο (Larix decidua) ή και Douglas fir (pseudotsuga menziesii). Όσο αναφορά την κατηγορία ξυλείας που χρησιμοποιείται για την παραγωγή πάνελ πιο συχνά είναι της κατηγορίας C24. Βέβαια στο παραγόμενο τελικό προϊόν

ενδέχεται να υπάρχει και ένα μικρό ποσοστό χαμηλότερης κατηγορίας (πχ C16). Για την συγκόλληση τόσο των μικρότερων τμημάτων, όσο και των στρώσεων μεταξύ τους χρησιμοποιούνται ρητίνες, ικανές να δημιουργήσουν ισχυρές συγκολλήσεις μεγάλης αντοχής, μεταξύ των επιμέρους στοιχείων, οι οποίες και να διατηρηθούν ακέραιες για ολόκληρο το προσδόκιμο ζωής της κατασκευής. Στην αγορά κατασκευάζονται πάνελ 3,5,6,7,8,9 και 11 στρώσεων, το πάχος κάθε στρώματος ποικίλει, μπορεί να ξεκινά από 17mm και φθάνει έως τα 40mm (σπανιότερα 80mm). Το συνολικό πάχος του πάνελ κυμαίνεται από 50mm έως και 340mm (μερικές εταιρείες προσφέρουν κατά παραγγελία και CLT με πάχος που φθάνει έως και τα 500mm). Το μήκος των πάνελ φτάνει τα 16,5m (προσφέρεται όμως και η δυνατότητα να κατασκευαστούν και πάνελ μέχρι 20m). Το πλάτος των πάνελ πάλι ποικίλει ανά εταιρεία, με αυτό να κυμαίνεται από 1,25 έως 3m (1,25/2,4/2,5/2,65/2,75/2,95/3).

Για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με την εφαρμογή CLT έχουν προταθεί δύο μέθοδοι. Η πρώτη δυνατότητα είναι η ανάρτηση εξωτερικά μιας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος και μέσω συνδέσμων, πάνελ CLT με στόχο την αντισεισμική ενίσχυση της κατασκευής, αλλά και την ταυτόχρονη αναβάθμιση των θερμομονωτικών δυνατοτήτων της, χάρη στα πολύ καλά χαρακτηριστικά του ξύλου στον τομέα αυτό. Η προσθήκη γίνεται μέσω κατάλληλων συνδέσμων, χωρίς την επέμβαση στα υπάρχοντα στοιχεία. Στο [4] δοκιμάστηκε θεωρητικά η αποτελεσματικότητα της μεθόδου με ανελαστική στατική ανάλυση στο πρόγραμμα SAP2000. Η μέθοδος έδειξε 90% αύξηση της επιτρεπόμενης επιτάχυνσης του εδάφους κατά την εφαρμογή όμως ενιαίων πάνελ και πολλών συνδέσμων. Αντίθετα μια πιο συντηρητική εφαρμογή με μικρότερα τμήματα πάνελ και συνδέσμους τοποθετημένους ανά 300mm έδειξε μικρότερη αποτελεσματικότητα με 21% αύξηση της επιτρεπόμενης επιτάχυνσης του εδάφους.

Η δεύτερη μέθοδος, και με την οποία θα ασχοληθούμε στην παρούσα εργασία είναι η τοποθέτηση CLT εντός πλαισίου. Η τοποθέτηση των CLT ως υλικό τοιχοπλήρωσης έχει εξεταστεί στην περίπτωση μεταλλικών κατασκευών με πολύ καλά αποτελέσματα [10]. Σκοπός της μεθόδου είναι η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής χωρίς την αύξηση σημαντικά του βάρους της. Το πάνελ μπορεί να κοπεί στις επιθυμητές διαστάσεις, με μεγάλη ακρίβεια, στο εργοστάσιο με την χρήση μηχανημάτων CNC. Οι διαστάσεις του πάνελ ανάλογα και με τις ανάγκες της κατασκευής μπορεί να είναι πολύ μεγάλες και πρέπει να ληφθεί ειδική μέριμνα για την προσβασιμότητα στο έργο. Ειδικά σε εσωτερικά της κατασκευής πλαίσια που η προσβασιμότητα σε μηχανήματα ανύψωσης είναι περιορισμένη, ενδέχεται να είναι δυσχερής η τοποθέτηση από τα συνεργεία, πολύ μεγάλων διαστάσεων πάνελ. Έτσι πολλές φορές μπορεί να κριθεί απαραίτητο η σύνδεση μικρότερων πάνελ με χρήση διαφόρων μορφών συνδέσεων. Οι πιο κοινές συνδέσεις που βρίσκουν εφαρμογή στην σύνδεση πάνελ σε σειρά φαίνονται στο Σχήμα: 2.



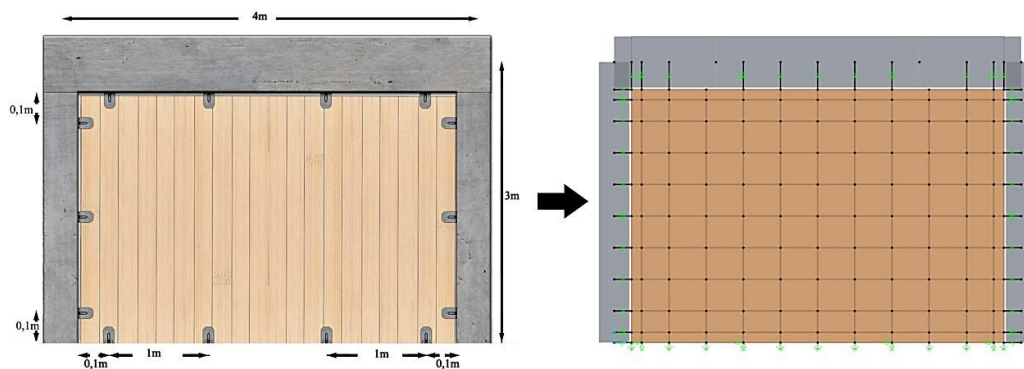
Σχήμα 2: Συνηθισμένοι τύποι σύνδεσης σε CLT [11],[17].

Να σημειώσουμε εδώ ότι οι αποκλειστικά με μηχανικά μέσα σύνδεσμοι, προσφέρουν σημαντικά μικρότερη αντοχή. Αντίθετα σύνδεσμοι στους οποίους χρησιμοποιούνται επιπλέον ρητίνες, αυτοί παρουσιάζουν συμπεριφορά σχεδόν μονολιθική [3]. Ένα άλλο σημείο που θα θέλαμε να τονίσουμε είναι ότι για πρακτικούς λόγους είναι απαραίτητη η ύπαρξη αρμού περιμετρικά του πάνελ, ο οποίος φυσικά στην συνέχεια μπορεί να καλυφτεί με κάποιο κοινό υλικό πλήρωσης. Στην παρούσα εργασία και έλλειψη λεπτομερέστερων στοιχείων θα εξεταστούν οι περιπτώσεις ύπαρξης αρμού 2cm και 4cm. Το πάνελ στερεώνεται στο πλαίσιο με την χρήση μεταλλικών συνδέσμων που είναι ευρέως διαδεδομένοι και στις ξύλινες κατασκευές. Κύριο ρόλος των συνδέσμων είναι η εξασφάλιση σε ανατροπή του πάνελ, ενώ η συμμετοχή τους στην αντοχή του πλαισίου θα διερευνηθεί. Τέλος η τελική κατασκευή μπορεί να καλυφτεί με πληθώρα υλικών τόσο για λόγους αισθητικής αλλά και για την βελτίωση της πυρασφάλεια και της θερμομόνωσης.

2.ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΑΠΟ CLT.

Στο SAP2000 ορίστηκε ένα απλό πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 3m και ανοίγματος 4m. Τα δύο υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 300mm x 300mm με οπλισμό 4φ14, ενώ η δοκός έχει ύψος 500mm και πάχος 300mm. Ο οπλισμός της δοκού στη στήριξη είναι 3φ14 και 2φ14 στο άνω και κάτω πέλμα αντιστοίχως ενώ στο άνοιγμα ο οπλισμός αλλάζει σε 2φ14 στο άνω πέλμα και 3φ14 στο κάτω. Όλα τα μέλη περιλαμβάνουν εγκάρσιο οπλισμό φ8/220 και επικάλυψη οπλισμού c=25mm. Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C20/25, ο διαμήκης οπλισμός αποτελείται από χάλυβα ποιότητας S400, ενώ ο εγκάρσιος από S220.

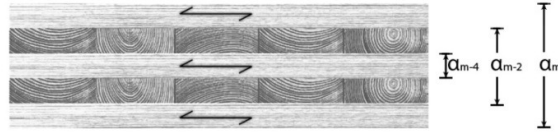
Αρχικά το πλαίσιο πακτώθηκε ενώ φορτίστηκε στο κάθε κόμβο με κατακόρυφο φορτίο 350kN. Η εκτίμηση της αντοχής του ενισχυμένου πλαισίου επιχειρήθηκε να γίνει με ανελαστική στατική ανάλυση για την πρώτη ιδιομορφή του φορέα χωρίς να καταστεί αυτό δυνατό λόγω προβλημάτων σύγκλισης. Ως εκ τούτου το πλαίσιο φορτίστηκε στον ένα



Σχήμα 3: Φορέας που θα εξεταστεί και η μοντελοποίηση του στο SAP2000

κόμβο με οριζόντιο φορτίο 1kN, αυξανόμενο γραμμικά με τον χρόνο (το SAP2000 δεν επιτρέπει την επιβολή μετατόπισης-displacement σε μη στηριζόμενο κόμβο). Αναλυτικότερα για τα κατακόρυφα φορτία ορίστηκε μια αρχική ανελαστική φόρτιση (nonlinear static load case) στην οποία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία και τα ίδια βάρη των μελών. Ενώ για την πλευρική φόρτιση ορίστηκε time history load case ανελαστική (nonlinear) με άμεση ολοκλήρωση (direct integration) η οποία συνεχίζει αμέσως μετά το πέρας της αρχικής φόρτισης. Επίσης προηγήθηκε modal analysis για το προσδιορισμό της κύριας ιδιοπεριόδου ώστε να οριστεί μία απόσβεση 5%. Παράλληλα προσδιορίστηκαν Hinges για κάθε μέλος με την βοήθεια του section designer του Sap2000. Επιγραμματικά να αναφέρουμε ότι οι διατομές των μελών εισήχθησαν στον section designer, όπου και εξάγαμε τα $(1/r)_y$, M_y . Στην συνέχεια καθορίσαμε τα διάγραμματα M-θ (KAN.ΕΠΕ. §7.2.2 [14]) των μελών τα οποία και εισάγαμε στο SAP2000.

Το πάνελ εξομοιώθηκε ως επιφανειακό στοιχείο μεμβράνη (shell-membrane) αγνοώντας τυχόν κάμψη εκτός επιπέδου, αποτελούμενο από ορθοτροπικό υλικό. Αν και το cross laminate panel έχει σύνθετη δομή μπορεί αυτό να αντικατασταθεί από ομογενή υλικό με εφαρμογή της μεθόδου σύνθεσης [5], [11]. Έτσι θεωρούμε αντί του υπό εξέταση στοιχείου (με την σύνθετη δομή που αυτό έχει) μια υποθετική ομογενή διατομή ίδιου πάχους. Η συσχέτιση και η μετάβαση από το αρχικό υπό εξέταση μέλος cross laminate στην νέα υποθετική διατομή γίνεται με τους συντελεστές σύνθεσης k_i (Πίνακας 1) οι όποιοι ουσιαστικά αντιστοιχούν στο λόγο των αντοχών του CLT προς τις αντίστοιχες αντοχές της νέας διατομής.



Σχήμα 4: CLT πέντε στρώσεων $m=5$.

Από τον πίνακα 2 μπορούμε να υπολογίσουμε με τους συντελεστές σύνθεσης τα ενεργά μέτρα ελαστικότητας παράλληλα και κάθετα στις ίνες, καθώς και τις ενεργές αντοχές παράλληλα και κάθετα στις ίνες για κάμψη, εφελκυσμό, θλίψη. Να τονίσουμε στο σημείο αυτό ότι ως αρχικές τιμές των χαρακτηριστικών αντοχών και μέτρων ελαστικότητας ($f_{m,0}$, $f_{t,0}$, $f_{c,0}$, E_0) παίρνουμε αυτές της συγκολλητής ξυλείας GL28h και όχι του φυσικού ξύλου από το οποίο είναι κατασκευασμένο το πάνελ [2], [5].

	k_i
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$

Πίνακας 1: Συντελεστές σύνθεσης k_i για cross laminate panel

Είδος φόρτισης	Σχέση φόρτισης-ινών πάνελ	Ενεργή αντοχή	Ενεργό μέτρο ελαστικότητας
Για φόρτιση παράλληλα στο πάνελ			
Εφελκυσμός	Παράλληλα	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} \cdot k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Κάθετα	$f_{t,90,ef} = f_{t,0} \cdot k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Θλίψη	Παράλληλα	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} \cdot k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Κάθετα	$f_{c,90,ef} = f_{c,0} \cdot k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 \cdot k_4$

Πίνακας 2: Ενεργές αντοχές και μέτρα ελαστικότητας cross laminate panel σύμφωνα με την μέθοδο σύνθεσης

Για τον προσδιορισμό του μέτρου δυσκαμψίας εφαρμόσαμε την μέθοδο που αναπτύχθηκε στον Πανεπιστήμιο Τεχνολογίας του Graz. Λεπτομέρειες για το θεωρητικό υπόβαθρο και τη διαδικασία υπολογισμού μπορούν να βρεθούν στα [7], [8], [9], [18] εδώ θα αναφέρουμε επιγραμματικά ότι για πάνελ χωρίς κενά το μέτρο διάτμησης είναι:

$$G_{12} = G^* = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \alpha_{FET-FIT} \cdot \left(\frac{t_i}{a}\right)^2} \quad (1)$$

Με $\alpha_{FET-FIT}$ διορθωτικός συντελεστής:

$$\alpha_{FET-FIT} = p \cdot \left(\frac{t_i}{a}\right)^q \quad (2)$$

Όπου $p:0,53$ για πάνελ 3 στρώσεων

$p:0,49$ για πάνελ 5 στρώσεων

$q:-0,79$ και στις δύο περιπτώσεις

t_i : πάχος στρώσης (ή μέσω πάχος αν δεν είναι κοινό σε όλες τις στρώσεις)

a : μέσω πλάτος μεμονωμένης σανίδας

Στον πίνακα φαίνονται τα μέτρα διάτμησης για τα πάνελ που θα χρησιμοποιήσουμε τα οποία προσδιορίστηκαν με υπόθεση για $a = 185\text{mm}$ (σε CLT το a κυμαίνεται μεταξύ 80mm-240mm).

	k_3	k_4	$E_{m,0}$	$E_{m,90}$	G_{12}	ρ
CLT	0,65	0.3832	8,19Gpa	4,83Gpa	0,5Gpa	410kg/m ³

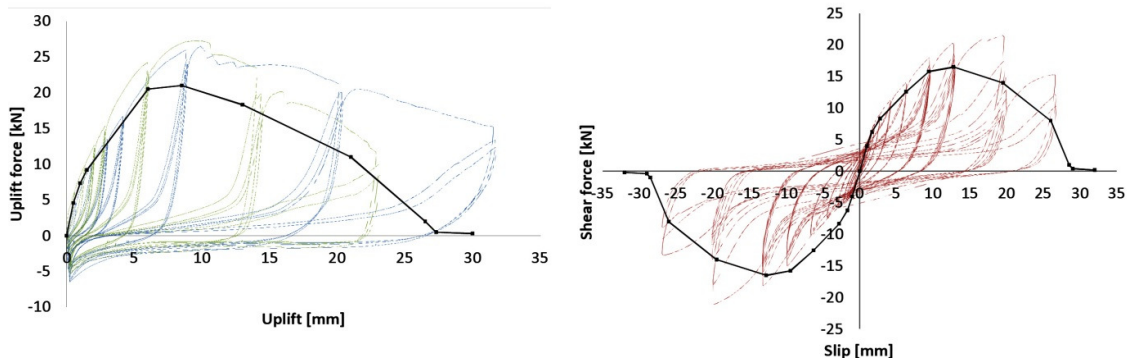
Πίνακας 3: Χαρακτηριστικά ορθοτροπικού υλικού που εισήχθησαν στο SAP2000 για το υπό εξέταση πάνελ.

Για την προσομοίωση της επαφής του πάνελ περιμετρικά με το πλαίσιο ορίστηκε t/c friction link. Αυτό μας επιτρέπει παράλληλα να λάβουμε υπόψη της τριβή που αναπτύσσεται κατά την σχετική κίνηση των μελών, αλλά και την ύπαρξη αρμού. Ο συντελεστής τριβής μεταξύ πάνελ και σκυροδέματος ορίστηκε ως 0,5. Αντίστοιχο link επιλέχθηκε και για την έδραση με τα ίδια χαρακτηριστικά χωρίς όμως τη ύπαρξη κενού.

Για την στήριξη του CLT θεωρήσαμε περιμετρικά την τοποθέτηση μεταλλικών συνδέσμων. Πιο συγκεκριμένα στην παρούσα εργασία θεωρούμε ότι χρησιμοποιήθηκαν γωνιακοί σύνδεσμοι με νεύρωση BMF 105. Για την σύνδεση με το πάνελ χρησιμοποιήθηκαν 10 ήλοι με δακτυλίους μήκους 60mm και διαμέτρου 4mm. Ενώ η αγκύρωση του συνδέσμου με τα περιμετρικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος έγινε με δύο βλήτρα M12. Για την εξομοίωση της εφελκυστικής και διατμητικής συμπεριφοράς των συνδέσμων έγινε χρήση multilinear plastic link. Τα δεδομένα που θα χρησιμοποιήσουμε (Σχήμα 5) προέρχονται από δοκιμές της συγκεκριμένης σύνδεσης σε διάτμηση και εφελκυσμό [1],[4],[6].

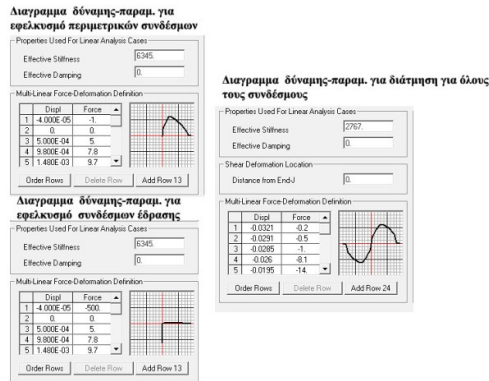
	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E_{0,mean}$	$E_{90,mean}$	G_{mean}
GL28h	28	19,5	0,45	26,5	3	3,2	12600	420	720

Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά μεγέθη ξυλείας GL28h σε Mpa [12].

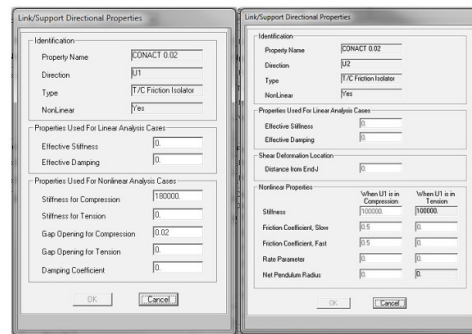


Σχήμα 5: Αντοχή σε διάτμηση και εφελκυσμό μεταλλικού συνδέσμου BMF105[1].

Ορισμός μεταλλικού συνδέσμου BMF105



Ορισμός επαφής-τριβής πάνελ σκυροδέματος



Σχήμα 6: Προσομοίωση συνδέσμων και επαφής στο SAP2000.

	Συνολικό πάχος πάνελ	Αριθμός στρώσεων	Διαμόρφωση στρώσεων(mm) K - O- K -O- K
CLT1	94mm	3	30-34-30

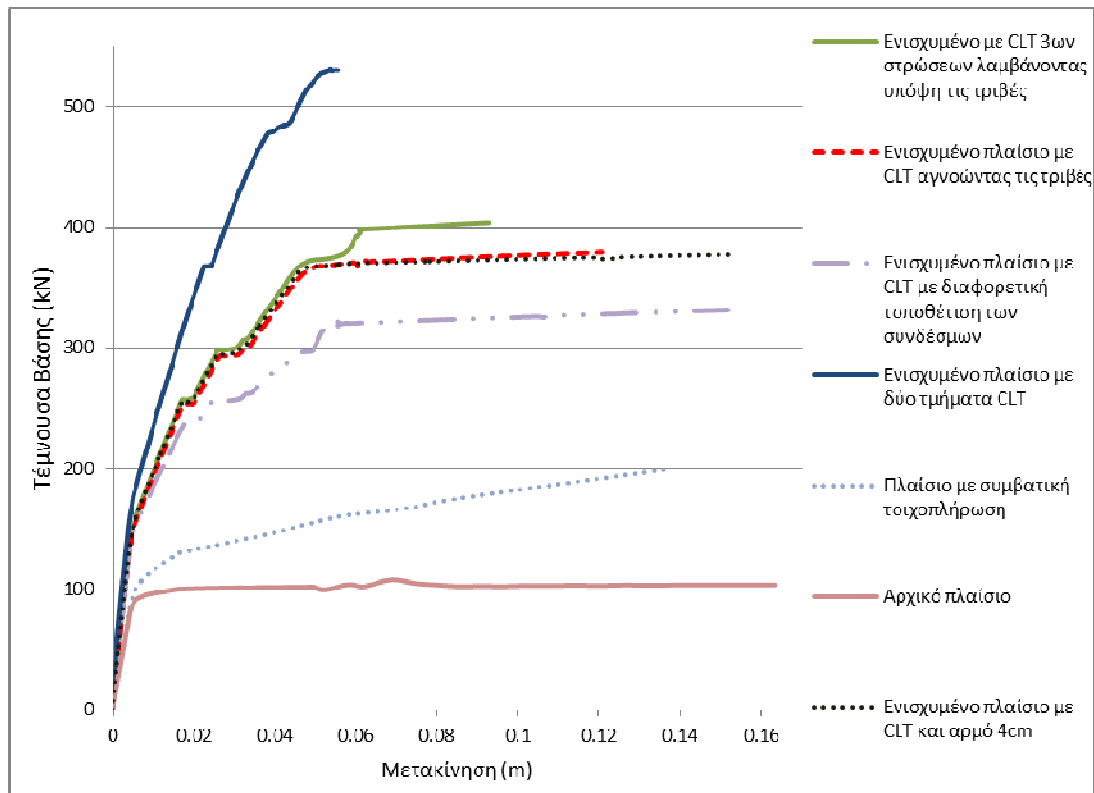
Πίνακας 5: Διαμόρφωση 3ων στρώσεων CLT που θα εξετάσουμε[16]

Με τα παραπάνω δεδομένα αρχικά εκτιμήθηκε η αντοχή του πλαισίου χωρίς κάποια ενίσχυση, ενώ στην συνέχεια εντός του πλαισίου τοποθετήθηκε πάνελ CLT. Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι εξής περιπτώσεις:

- Ενίσχυση του πλαισίου με πάνελ CLT 3^{ov} στρώσεων με περιμετρικό αρμό 2cm (αλλά και 4cm), με την διάταξη συνδέσμων του Σχήματος 3.
- Ενίσχυση του πλαισίου ομοίως με το προηγούμενο αγνοώντας όμως κατά την ανάλυση την ύπαρξη τριβών μεταξύ του πάνελ και του οπλισμένου σκυροδέματος
- Ενίσχυση του πλαισίου με την ίδια ακριβώς διάταξη (συμπεριλαμβανομένων τριβών) θεωρώντας την ύπαρξη μεγαλύτερου αρμού 4cm.
- Ενίσχυση του πλαισίου με πάνελ CLT 3^{ov} στρώσεων με περιμετρικό αρμό 2cm με διαφορετική διάταξη συνδέσμων. Πιο συγκεκριμένα έγινε μετακίνηση των ακριανών συνδέσμων κατά 260mm προς το εσωτερικό του πάνελ.
- Παράλληλα εξετάστηκε η περίπτωση ενίσχυσης πλαισίου με CLT η οποία όμως δεν είναι ενιαία αλλά αποτελείται από 2 επιμέρους ίσα τμήματα ενωμένα μεταξύ τους. Να σημειώσουμε ότι η προσομοίωση της επαφής μεταξύ των δύο πάνελ και στην

περίπτωση αυτή ορίστηκε t/c friction link με συντελεστή τριβής 0,4 [6]. Θεωρήσαμε δε ότι στο σημείο επαφής τα δύο τμήματα έχουν επίπεδες επιφάνειες χωρίς κάποιο κενό. Λόγο έλλειψης στοιχείων δεν προσομοιώθηκε η μεταξύ τους σύνδεση. Χονδρικά λοιπόν θα μπορούσαμε να υποθέσουμε ότι τα δύο πάνελ είναι συνδεδεμένα με μια απλή σύνδεση μικρής αντοχής, με μηχανικά μόνο μέσα σύνδεσης (κοχλίες αυτοκοχλιοτόμησης, ήλοι).

Τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων παραθέτονται σε συγκριτικό διαγράμματα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης.



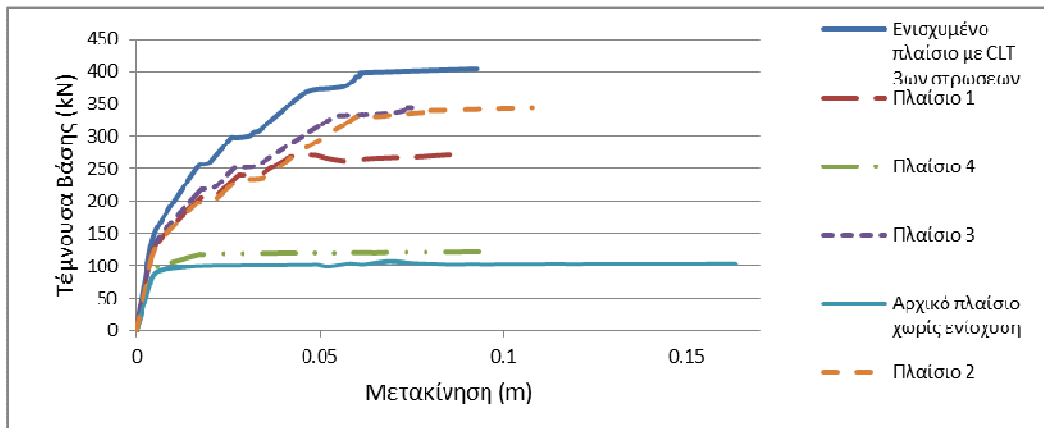
Σχήμα 7: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης.

Επιπλέον εξετάστηκαν για το ενισχυμένο πλαίσιο με CLT 3^{ov} στρώσεων και αρμό 2cm η επίδραση της παρουσίας ανοιγμάτων στο πάνελ (Σχήμα 8) . Πιο συγκεκριμένα:

- Θύρα πλάτους 1m και ύψος ανωφλιού 2,17m στο κέντρο του πάνελ
- Παράθυρο με ύψος πόδα 97cm ύψος ανωφλιού 2,17m και πλάτος 2,2m
- Δύο παράθυρα (1,1m x 1.2m) στα άκρα του πάνελ στο σημείο επαφής με τα υποστυλώματα.
- Ένα μεγάλο άνοιγμα διαστάσεων 2,9m x 2,17m.

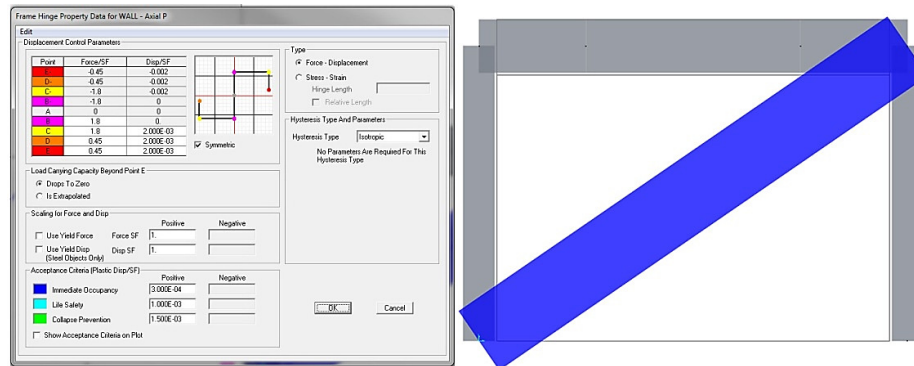


Σχήμα 8: Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις ανοιγμάτων που ελέγχθησαν.



Σχήμα 9: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνησης στην περίπτωση ανοιγμάτων.

Τέλος τα παραπάνω αποτελέσματα τα συγκρίναμε με την περίπτωση συνήθους τοιχοπλήρωσης, πάχους 0,2m,. Ο τοίχος προσομοιώθηκε στο SAP 2000 ως θλιβόμενη διαγώνια ράβδος και συγκεκριμένα με την βοήθεια της §7.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.[14], και του ευρωκώδικα 6 [13]. Έτσι προέκυψε τοίχος με μέση θλιπτική αντοχή κατά την διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου, $\bar{f}_{wc,s}=1,8$ Mpa και μέτρο ελαστικότητας $E_{mc}=1,7$ Gpa. Ορίστηκε στην συνέχεια διατομή μηδενικού βάρους και διαστάσεων $t=0,20$ m και $b=0,663$ m. Παράλληλα εισάγαμε το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων της ισοδύναμης διαγώνιας ράβδου θέτοντας Hinge αξονικού φορτίου P (Σχήμα 10).



Σχήμα 10: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων της ισοδύναμης διαγώνιας ράβδου

3. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

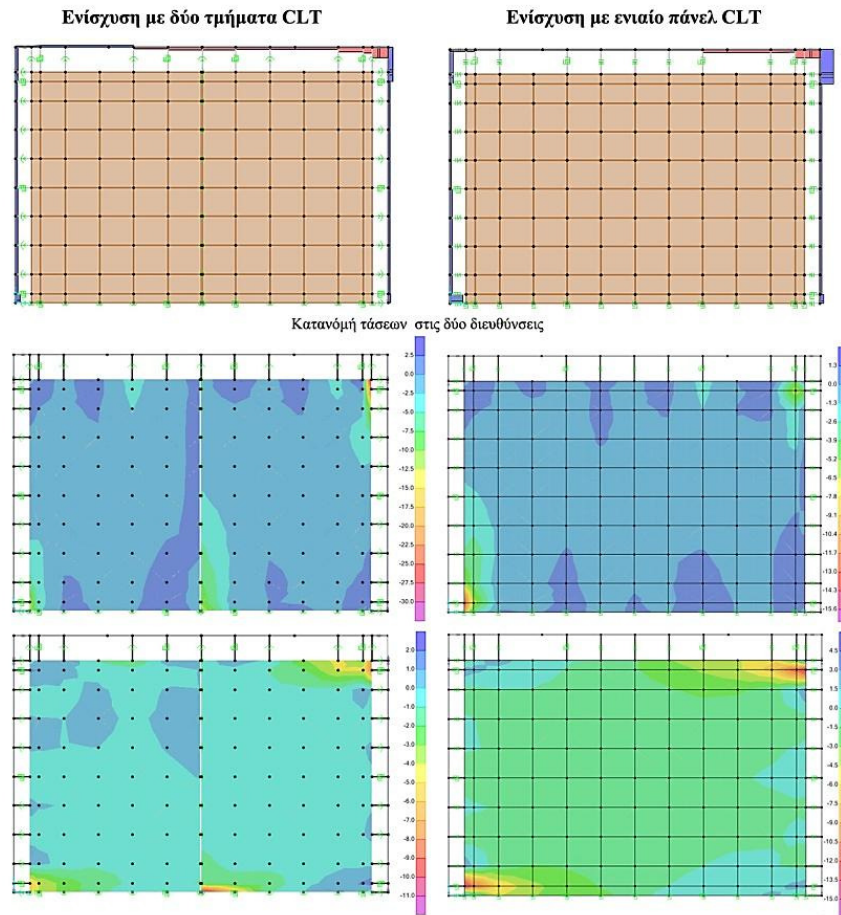
- Η μέθοδος ενίσχυσης με CLT μπορούμε να πούμε ότι φαίνεται να προσφέρει σημαντική αύξηση της αντοχής (285.5%) με μικρή σχετικά αύξηση των μόνιμων φορτίων. Ενώ σε σχέση με τις συμβατικές τοιχοπληρώσεις υπερτερεί σημαντικά τόσο στην αντοχή (58,42% μεγαλύτερη αντοχή) όσο και στο πολύ μικρότερο βάρος του υλικού (πυκνότητα CLT 400kg/m³ -500 kg/m³ σε σχέση με τους συνήθεις τοίχους που φτάνει τα 1500 kg/m³). Μειονέκτημα της μεθόδου είναι η σημαντική αύξηση των διατμητικών τάσεων που παρατηρήθηκε στα υποστηλώματα στις θέσεις επαφής με το πάνελ (στον πόδα και στην κεφαλή των υποστηλωμάτων) καθώς και η ψαθυρή αστοχία του ξύλου. Να σημειώσουμε εδώ ότι SAP2000 δεν προσφέρει την δυνατότητα ορισμού κριτηρίου αστοχίας για ορθοτροπικά επιφανειακά στοιχεία. Οπότε θα πρέπει να γίνεται έλεγχος στις προκύπτουσες κατανομές τάσεων για το αν έχει γίνει υπέρβαση των αντοχών του. Σε ενιαίο πάνελ η φέρουσα ικανότητα του πάνελ είναι ιδιαίτερα μεγάλη (στο πάνελ που εξετάσαμε για παράδειγμα η τέμνουσα

στην οριζόντια διεύθυνση που μπορεί να παραλάβει φτάνει τα 702kN), ιδιαίτερη προσοχή όμως χρειάζεται η περίπτωση ύπαρξης ανοιγμάτων).

- Η αγνόηση τριβών οδηγεί στην υποεκτίμηση ως ένα βαθμό της προσφοράς του CLT στην αντοχή του πλαισίου παρόλα αυτά αυτή είναι σχετικά μικρή (6,13%) και για απλοποίηση της διαδικασίας ανάλυσης φαίνεται να μπορεί να αγνοηθεί.
- Η ύπαρξη ανοιγμάτων επιδρά αρνητικά στην απόδοση της μεθόδου ενίσχυσης κάτι που αναμενόταν. Ειδικότερα σε ανοίγματα όπου αυτά φτάνουν μέχρι την έδραση του πάνελ (θύρες) παρατηρήθηκε πρόωρη διατμητική αστοχία στο σύνδεσμο πλησίον του ανοίγματος. Έτσι στις περιπτώσεις αυτές φαίνεται να είναι κρισιμότερη η αντοχή των συνδέσμων και όχι τόσο το ποσοστό του ανοίγματος.
- Φαίνεται να υπάρχει σημαντική συνεισφορά των συνδέσμων στην συμπεριφορά της ενίσχυσης, και κυρίως τα σημεία τοποθέτησης αυτών. Στην περίπτωση όπου αυξήσαμε τις αποστάσεις των ακριανών συνδέσμων από τα υποστυλώματα παρατηρήθηκε σημαντική μείωση της αντοχής (-17,87%) για του ίδιους κατά τα άλλα συνδέσμους.
- Η περίπτωση που η ενίσχυση δεν είναι ενιαία αλλά αποτελείται από επιμέρους πάνελ ενωμένα μεταξύ τους, με μηχανικά μέσα, φαίνεται να εμφανίζει την καλύτερη συμπεριφορά και την υψηλότερη αντοχή. Αυτό ίσως οφείλεται στο ότι πλέον οι διατμητικές τάσεις που εμφανίζονται στον πόδα και στην κεφαλή των υποστυλωμάτων που έρχονται σε επαφή με το πάνελ, είναι μικρότερες εν συγκρίσει με την περίπτωση του ενιαίου CLT (Σχήμα 11)

	Αντοχή(kN)	Αύξηση αντοχής από αρχικό(%)	Διαφορά αντοχής σε σχέση με ενισχυμένο πλαίσιο με CLT (αρμός 2cm, συμπερ. τριβές)(%)
Αρχικό πλαίσιο	104.78	-	-285.5
Ενισχυμένο πλαίσιο με CLT (αρμός 2cm, συμπερ. τριβές)	403.953	285.5	-
Ενισχυμένο πλαίσιο με CLT (αρμός 4cm, συμπερ. τριβές)	377.46	260.22	-6.56
Ενισχυμένο πλαίσιο με CLT (αρμός 2cm, αγνοώντας τριβές)	379.19	261.89	-6.13
Ενισχυμένο πλαίσιο με CLT (αρμός 2cm, συμπερ. τριβές) με διαφορετική τοποθέτηση συνδέσμων.	331.74	216.63	-17.87
Ενισχυμένο πλαίσιο με 2 τμήματα CLT	530.29	406.1	31.28
Ενισχυμένο πλαίσιο με CLT παρουσία ανοιγμάτων			
Πλαίσιο 1 (άνοιγμα 23,45%)	272.50	160.1	-32.5
Πλαίσιο 2(άνοιγμα 28,54%)	343.90	228.2	-14.9
Πλαίσιο 3(άνοιγμα 29.1%)	344.0	228.3	-14.8
Πλαίσιο 4(άνοιγμα 70%)	121.96	16.39	-69.81
Συμβατική τοιχοπλήρωση	235.99	125.23	-41.58

Πίνακας 6:Σύγκριση αποτελεσμάτων



Σχήμα 11: Σύγκριση ενίσχυσης CLT

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Sustersic I., Fragiaco M., Dujic B., "Influence of connection properties on the ductility and seismic resistance of multi-storey cross-lam buildings", International council for research and innovation in building and construction Working commission W18 - timber structures (CIB-W18), 44th Meeting, Alghero, Italy, 2011.
- [2] Bruno Dujic, Simona Klobcar, Roko Zarnic, "Influence of Openings on Shear Capacity of Wooden Walls", NZ Timber Design Journal, Volume 16, Issue 1, pp.5-17
- [3] Vessby J., Enquist B., Petersson H., Alsmarker T., "Experimental study of cross-laminated timber wall panels", Eur. J. Wood Prod. (2009) 67, pp.211-218.
- [4] Susteric I, Dujic B, "Seismic Strengthening of Existing Buildings with Cross Laminated Panels", World Conference on Timber Engineering WCTE 2012, July 16-19, Auckland, New Zealand, 2012.
- [5] Blaß, H. J.; Fellmoser, P.: Design of solid wood panels with cross layers. In: Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Volume II, Lahti, Finland 2004.
- [6] Iztok Sustersic, Massimo Fragiaco, Bruno Dujic, "Influence of the connection behaviour on the seismic resistance of multi-storey crosslam buildings", World Conference on Timber Engineering WCTE 2012, July 16-19, Auckland, New Zealand, 2012.
- [7] Silly, G.: Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP), Diploma thesis, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology, 2010.

- [8] Moosbrugger T., Guggenberger W., Bogesperger T., “Cross-Laminated Timber wall Segments under homogenous Shear – with and without Openings”, WCTE, 2006, Portland
- [9] Bogesperger T., Moosbrugger T., Silly G., “Verification of CLT-plates under loads in plane”, 11th World Conference on Timber Engineering WCTE 2010, Trentino, Italy, 2010
- [10] Carla Dickof, “CLT infill panels in steel moment resisting frames as a hybrid seismic force resisting system”, Master Thesis ,University of British Columbia, April 2013.
- [11] Gagnon, S. ;Pirvu C. “Cross-laminated Timber (CLT) Handbook” FPInnovations, 2011.
- [12] EN 1194: “Timber structures Glued laminated timber – Strength classes and determination of characteristic values”
- [13] Ευρωκώδικας 6 (§3.6, §3.7)
- [14] Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.2, §7.4)
- [15] SAP 2000 Manual.
- [16] <http://www.klhuk.com>
- [17] <http://www.fpinnovations.ca>
- [18] <http://www.holzbauforschung.at/>

ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΜΦΑΤΝΩΣΗΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ Ο.Σ. ΚΑΤΑ ΚΑΝ. ΕΠΕ. ΜΕΣΩ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

**ΠΟΛΥΔΩΡΟΠΟΥΛΟΣ ΣΠΥΡΙΔΩΝ
ΤΣΙΤΣΟΚΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ**

Περίληψη

Η παρούσα εργασία μελετά τις μεθόδους εμφάντωσης πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος, όπως περιγράφονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων. Ειδικότερα, εξετάζονται η μέθοδος προσθήκης απλού γεμίσματος με άοπλη τοιχοποιία και η μέθοδος τοιχοματοποίησης, με εφαρμογή τους σε επίπεδα πλαίσια και με χρήση των προσομοιωμάτων τοιχοπληρώσεων που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σύγκριση γίνεται με τα κριτήρια επιπρόσθετης αντοχής και δυσκαμψίας των ενισχυμένων φορέων, όπως προκύπτουν από τις εξαγόμενες καμπύλες ικανότητας, σε όρους τέμνουσας βάσης - μετατόπισης κορυφής. Επιπλέον διερευνάται ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων στην απόκριση των κατασκευών, με εστίαση σε κατασκευές τύπου pilotis, ενώ παράλληλα παρουσιάζεται η μεθοδολογία εκτέλεσης ανελαστικών αναλύσεων βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι αναλύσεις εκτελούνται με χρήση των προγραμμάτων SAP2000 v.15 και BIAx.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανεπάρκεια μεγάλου μέρους των υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα έναντι σεισμικών καταπονήσεων μέτριας έως υψηλής έντασης συνθέτει ένα από τα βασικότερα προβλήματα που χρήζουν της άμεσης προσοχής στο πεδίο των ενισχύσεων κατασκευών [9]. Η σχετικά πρόσφατη ενσωμάτωση σύγχρονων αντισεισμικών αντιλήψεων στο πεδίο του σχεδιασμού και της κατασκευής νέων δομικών έργων μέσω αναθεώρησης των παλαιών δομικών κανονισμών (Αντισεισμικός Κανονισμός 1985 - 1995 - 2000) καθιστά αναγκαία την οργάνωση και συστηματοποίηση της αντισεισμικής ενίσχυσης, που απαιτείται για μεγάλο αριθμό κατασκευών (ιδιαίτερως για κατασκευές πριν το 1985) [11].

Η μέθοδος εμφάντωσης πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος εντάσσεται στα πλαίσια του Κανονισμού Επεμβάσεων σαν μέθοδος καθολικής ενίσχυσης μιας κατασκευής, με σκοπό τη μείωση της έντασης στα αδύναμα στοιχεία της σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια αντοχής τους. Η μέθοδος συνίσταται στην πλήρωση επιλεγμένων φατνωμάτων πλαισίων είτε με τοιχώματα, είτε με ράβδους δικτύωσης, είτε με προσθήκη απλού γεμίσματος από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία (άοπλη ή οπλισμένη), με στόχο την αύξηση της δυσκαμψίας και της σεισμικής αντίστασης του φορέα, εξαλείφοντας την ανάγκη ενίσχυσης των υπολοίπων αδύναμων στοιχείων του [2].

Συγχρόνως, ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση των κατασκευών αποτελεί επίσης ένα σημαντικό κεφάλαιο διερεύνησης στο πεδίο των ενισχύσεων. Στην πλειονότητά τους, οι παλιές κατασκευές χαρακτηρίζονται από σχετικά αδύναμο σκελετό που όμως ενισχύεται σημαντικά σε συνεργασία με την υφιστάμενη τοιχοποιία, η οποία προσδίδει στο φορέα ένα σημαντικό ποσοστό δυσκαμψίας και υπεραντοχής. Ωστόσο η συμπεριφορά αυτή της τοιχοποιίας δρα σε πολλές περιπτώσεις δυσμενώς στην απόκριση της κατασκευής, δημιουργώντας σημεία αδυναμίας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο σχηματισμός μηχανισμού μαλακού ορόφου, λόγω ασύμμετρης κατανομής των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος της κατασκευής (πχ. σε κτήρια με ανοικτό ισόγειο τύπου pilotis). Ομοίως, δυσμενή δράση των τοιχοπληρώσεων συνιστά και ο σχηματισμός "κοντών υποστυλωμάτων" σε κατασκευές, δηλαδή περιπτώσεις υποστυλωμάτων στα οποία αναπτύσσεται σημαντική διατμητική ένταση σε μικρό τμήμα του μήκους τους, λόγω τερματισμού της τοιχοπλήρωσης σε χαμηλό ύψος σχετικά με το ύψος του υποστυλώματος (πχ. για κατασκευή φεγγίτη). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει δύο τρόπους προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η

συνεισφορά τους (ευμενής ή δυσμενής) κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των κατασκευών, αναλόγως και της στοχευόμενης στάθμης επιτελεστικότητας.

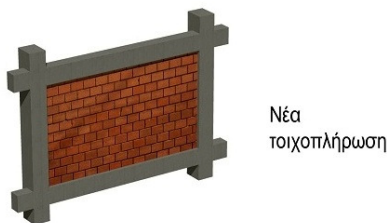
Στην παρούσα εργασία γίνεται προσπάθεια σύγκρισης των μεθόδων πλήρωσης φατνωμάτων πλαισίων με απλό γέμισμα από τοιχοποιία και με κατασκευή νέου τοιχώματος, όπως περιγράφονται στο Κεφάλαιο 8.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.[1] μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων, με κριτήριο την επιπρόσθετη δυσκαμψία και αντοχή που προσδίδουν στο φορέα και με βάση τις σχετικές διατάξεις και υποδείξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων.

2. ΕΜΦΑΤΝΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Η πλήρωση επιλεγμένων φατνωμάτων πλαισίων με τοιχώματα έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας και της σεισμικής αντίστασης του φορέα. Τα τοιχώματα μπορεί να είναι είτε απλά γεμίσματα (από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία) χωρίς ιδιαίτερη σύνδεση στη διεπιφάνεια γεμίσματος - φατνώματος, είτε από έγχυτο ή εκτοξευόμενο οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο συνδέεται επαρκώς με το περιβάλλον φάτνωμα μεταβάλλοντάς το σε τοίχωμα (τοιχωματοποίηση φατνώματος).

Και στις δύο περιπτώσεις απαιτείται έλεγχος των επιπτώσεων των εισαγόμενων εντατικών μεγεθών στο σύνολο των συντρεχόντων δομικών στοιχείων καθώς και στις καθιζήσεις και στα στοιχεία θεμελίωσης του υφιστάμενου φορέα. Επιπλέον, κατά την ανάλυση του νέου φορέα, ο οποίος δημιουργείται μετά την εμφάνιση, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η στροφή θεμελίου υπό ιδιαιτέρως έκκεντρη θλίψη καθώς και η μειωμένη ενεργός δυσκαμψία του τοιχώματος εξαιτίας της σχετικά μικρής αξονικής δύναμης που καταπονεί το τοίχωμα. Για το λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την ασφαλή θεμελίωσή τους.

2.1. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΑΠΛΟΥ ΓΕΜΙΣΜΑΤΟΣ



Σχήμα 1: Απλό γέμισμα με τοιχοπλήρωση [10]

Η πλήρωση φατνωμάτων πλαισίων γίνεται είτε με τοιχώματα από άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα (επί τόπου κατασκευαζόμενα ή προκατασκευασμένα), είτε με τοιχοποιία (άοπλη ή οπλισμένη). Η προσθήκη απλού γεμίσματος αφορά την περίπτωση που δεν υπάρχει ειδικότερη σύνδεση στη διεπιφάνεια γεμίσματος - φατνώματος. Δεν απαιτούνται ειδικά μέτρα σύνδεσης στις κατακόρυφες επιφάνειες επαφής του γεμίσματος με τα υποστυλώματα ενώ είναι δυνατό να μην υπάρξει επαφή μεταξύ τους ώστε να αποφευχθεί η μεταβίβαση δυνάμεων από το γέμισμα στα εκατέρωθεν υποστυλώματα. Ειδικά για την περίπτωση γεμίσματος από σκυρόδεμα συνίσταται η χρήση βλήτρων - αγκυρίων στις οριζόντιες επιφάνειες επαφής του γεμίσματος με το πλαίσιο. Τα φατνώματα που επιλέγονται να πληρωθούν δεν είναι απαραίτητο να βρίσκονται σε ενιαία κατακόρυφη σειρά. Απαιτείται έλεγχος των επιπτώσεων των εισαγόμενων εντατικών μεγεθών στο σύνολο των συντρεχόντων δομικών στοιχείων ενώ πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα για την εξασφάλιση της λειτουργίας του μηχανισμού τριβής μεταξύ γεμίσματος και πλαισιώματος στο άνω και κάτω μέρος. Ένα πολυώροφο πλαίσιο, στο οποίο εφαρμόζεται η μέθοδος της προσθήκης απλού γεμίσματος, διαθέτει χαμηλή πλαστιμότητα, εξαιτίας της συμπεριφοράς του ως διατεμνόμενο πολυώροφο προβόλου.

2.2. ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Η τοιχωματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα αφορά την περίπτωση που εξασφαλίζεται η σύνδεση του εμφαντούμενου τοιχώματος με το περιβάλλον πλαίσιο προκειμένου να διασφαλιστεί η καθ' ύψος καμπτική συνέχεια του νέου πολυώροφου τοιχώματος. Για το λόγο αυτό το φάτνωμα επιμηκύνεται κατά την οριζόντια διεύθυνση προκειμένου να περιβάλλει τα εκατέρωθεν υποστυλώματα υπό μορφή κλειστών μανδυνών, μέσα στους οποίους τοποθετείται ο διαμήκης οπλισμός έναντι κάμψης καθώς και η αναγκαία περίσφιγξη για την εξασφάλιση της σκοπούμενης πλαστιμότητας. Συνίσταται η κατασκευή του νέου τοιχώματος καθ' όλο το ύψος του δομήματος ώστε η κατανομή της δυσκαμψίας να είναι ομοιόμορφη (αποφυγή δημιουργίας μαλακού ορόφου).

Η ασκούμενη στο φάτνωμα τέμνουσα δύναμη μπορεί να υπολογιστεί από την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.27)):

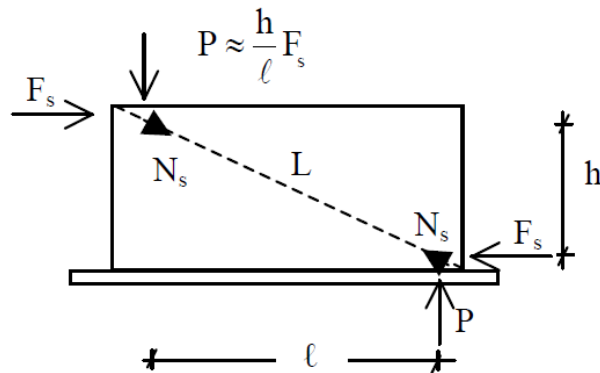
$$F_s = V_s - \frac{2V_{Rc}}{\gamma_{sd}} \quad (1)$$

όπου V_s είναι η συνολική τέμνουσα του εμφαντούμενου πλαισίου (του νέου τοιχώματος που προκύπτει μετά την εμφάντωση), V_{Rc} είναι η διατμητική αντοχή κάθε υποστυλώματος εκατέρωθεν του φατνώματος όπως αυτή υπολογίζεται κατόπιν της ενίσχυσής τους με μανδύες και γ_{sd} είναι συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος δράσης, με τιμή 1.30.

Επιπλέον στα άκρα του φατνώματος ασκούνται κατακόρυφες δυνάμεις εξαιτίας της παραμόρφωσης του πλαισίου λόγω σεισμού. Οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται προσεγγιστικά από την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.Σχ. Σ8.7):

$$P \approx \frac{h}{l} F_s \quad (2)$$

όπου h και l είναι το ύψος και το μήκος του φατνώματος αντίστοιχα.



Σχήμα 2: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.7): Τέμνουσα Φατνώματος [1]

Θεωρείται ότι ένα μέρος της τέμνουσας φατνώματος F_s και των κατακόρυφων δυνάμεων P , το οποίο ισούται με (Σχήμα 2):

$$N_s = \frac{L}{l} F_s \quad (3)$$

όπου L το μήκος της διαγωνίου του φατνώματος, αναλαμβάνεται από το διαγώνιο θλιπτήρα.

Η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα εκτιμάται ως η απομένουσα αντίσταση μετά την κρίσιμη παραμόρφωση του $\varepsilon_{co} = 2 \cdot 10^{-3}$ και υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση Σ8.15):

$$N_R = \lambda * f'_c * t_w * b_w \quad (4)$$

όπου λ είναι συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσής του, με τιμή 0.4, f_c' είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό, ίση με $0.6 * f_c$, t_w είναι το πάχος του φατνώματος και b_w είναι το ενεργό πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα που λαμβάνεται περίπου ίσο με $0.15 * L$ σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην §7.4.(ζ.2) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το υπόλοιπο μέρος της διατμητικής έντασης θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από βλήτρα διατασσόμενα κατά την περίμετρο του φατνώματος. Συγκεκριμένα οι δυνάμεις που καλούνται να παραλάβουν τα βλήτρα κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση υπολογίζονται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξισώσεις Σ8.16 - Σ8.17):

$$F_{βλ.οριζ.} = F_s - \frac{l}{l_r} N_R \quad (5)$$

$$F_{βλ.κατ.} = \frac{h}{l} F_{βλ.οριζ.} \quad (6)$$

Επομένως ο απαιτούμενος αριθμός βλήτρων στις δύο διευθύνσεις υπολογίζεται ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ§8.5.3.1.β(ii)):

$$F_{βλ.οριζ.} \geq \frac{1}{2} n_s * F_{ud} \quad (7)$$

$$F_{βλ.κατ.} \geq \frac{1}{2} n_v * F_{ud}$$

(8)

όπου n_s και n_v είναι ο αριθμός των βλήτρων κατά μήκος της δοκού και κάθε υποστυλώματος αντίστοιχα.

Η αντοχή βλήτρου, συνεκτιμώντας την επιρροή της ανακύκλησης της φόρτισης, υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ εξίσωση (6.9)):

$$F_{ud} = 0.65 d_b^2 \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \leq \frac{A_s * f_{yd}}{\sqrt{2}} [min, MPa] \quad (9)$$

όπου d_b είναι η διάμετρος της βλήτρου, A_s είναι η διατομή της βλήτρου, f_{yd} είναι η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του βλήτρου και f_{cd} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του ασθενέστερου σκυροδέματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ §6.1.2.2). Ως ελάχιστη ποσότητα βλήτρων, ο κανονισμός ορίζει τα 3Φ16 ανά μέτρο της περιμέτρου.

Τα υποστυλώματα του πλαισίου τα οποία περιβάλλονται με μανδύα λαμβάνονται πλήρως υπόψη στην ανάληψη των νέων (μετά την επέμβαση) εντατικών καταστάσεων του προκύπτοντος τοιχώματος. Για το λόγο αυτό πρέπει να πραγματοποιείται έλεγχος της διεπιφάνειας υποστυλώματος – μανδύα. Η κατακόρυφη διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια υποστυλώματος – μανδύα, μπορεί να εκτιμηθεί από την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ8.18):

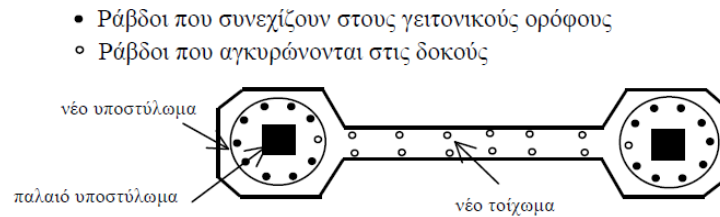
$$F_{δισπ.} \leq \frac{A_{c,μπ.} * f_{c,μπ.}}{A_{cx} * f_{c,μανδ.}} \left(\frac{M'}{z} + \frac{N'}{2} \right) \quad (10)$$

όπου $A_{c,μπ.}$ και $f_{c,μπ.}$ είναι η διατομή και η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος του αρχικού υποστυλώματος, A_{cx} και $f_{c,μανδ.}$ είναι η θλιβόμενη διατομή και η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος του μανδύα, M' και N' είναι η ροπή και η αξονική δύναμη που ασκούνται στο τοίχωμα μετά την επέμβαση και z είναι ο καμπτικός μοχλοβραχίονας της διατομής του τοιχώματος κατά την έννοια του μήκους του.

2.2.1 ΕΜΦΑΤΝΩΣΕΙΣ ΠΑΧΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥ Ή ΙΣΟΥ ΤΟΥ ΠΛΑΤΟΥΣ ΔΟΚΟΥ

Εφαρμόζονται οι διατάξεις των ΕΚ 2 και ΕΚ 8-1 για την όπλιση του κορμού και των ακραίων περιοχών του νέου τοιχώματος. Οι οριζόντιοι οπλισμοί του κορμού αγκυρώνονται εντός των κλειστών μανδυνών των εκατέρωθεν υποστυλωμάτων ενώ οι κατακόρυφοι οπλισμοί αγκυρώνονται στην άνω και κάτω δοκό του φατνώματος.

Μόνο τα νέα σύνθετα υποστυλώματα στα άκρα συμβάλλουν στην πλαστιμότητα του νέου στοιχείου. Η διαθέσιμη πλαστιμότητα εξαρτάται από το βαθμό κατά τον οποίο έγιναν σεβαστές οι διατάξεις του ΕΚ 8-1 (§5.4.3.4.) για τα μονολιθικά αντισεισμικά τοιχώματα.



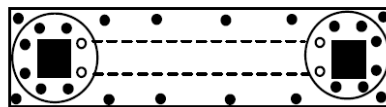
Σχήμα 3: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.6): Ενδεικτική εμφάντωση με πάχος ίσο ή μικρότερο του πλάτους της δοκού [1]

2.2.2 ΕΜΦΑΤΝΩΣΕΙΣ ΠΑΧΟΥΣ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΟΥ ΤΟΥ ΠΛΑΤΟΥΣ ΔΟΚΟΥ

Η επιλογή πάχους τοιχώματος μεγαλύτερου του πλάτους της δοκού του εμφανιζόμενου πλαισίου επιτρέπει τη διαμέσου των πλαισίων δίοδο των κατακόρυφων οπλισμών του κορμού του τοιχώματος καθώς και τη διάταξη των βλήτρων σύνδεσης κατά την οριζόντια διεύθυνση, κάθετα προς τις κατακόρυφες παρειές των δοκών.

Η όπλιση του νέου τοιχώματος γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις των ΕΚ 2 και ΕΚ 8-1, όπως στην περίπτωση των εμφατνώσεων πάχους μικρότερου ή ίσου του πλάτους της δοκού. Η τοπική πλαστιμότητα μπορεί να φθάσει το 50% τω τιμών που ισχύουν για μονολιθικά τοιχώματα τα οποία σχεδιάζονται σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1.

- Ράβδοι που συνεχίζουν στους γειτονικούς ορόφους
- Ράβδοι που αγκυρώνονται στις δοκούς



Σχήμα 4: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.8): Ενδεικτική εμφάντωση με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού [1]

3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ. ΕΠΕ.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων εντάσσει την ανελαστική στατική ανάλυση στις προτεινόμενες μεθόδους ανάλυσης για τις ανάγκες αποτίμησης και ανασχεδιασμού των κατασκευών, περιγράφοντας τις βασικές προϋποθέσεις και παραδοχές στις οποίες βασίζεται (ΚΑΝ. ΕΠΕ. §5.7). Οι αναλύσεις που αφορούν την παρούσα εργασία ακολουθούν κατά το δυνατό τις διατάξεις αυτές, που αναφέρονται παρακάτω με συντομία [1],[11].

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.1.1).

Βασική απαίτηση εφαρμογής της μεθόδου αποτελεί η άμεση συνεκτίμηση στο προσομοίωμα των μη γραμμικών χαρακτηριστικών του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου, η οποία χαράσσεται εν γένει σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου, το οποίο εν γένει επιλέγεται στην κορυφή του κτηρίου (κόμβος ελέγχου). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Ο έλεγχος αυτός γίνεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_t , που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Τονίζεται ότι η αξιοπιστία της μεθόδου εξασφαλίζεται όταν εφαρμόζεται για κτήρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Ο ΚΑΝ. ΕΠΕ. ωστόσο επιτρέπει την εφαρμογή της και σε κτήρια με σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών εφόσον η ανάλυση συνοδεύεται και από συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (ΚΑΝ. ΕΠΕ. §5.7.2). Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν ήταν κατά βάση σημαντική και δεν γίνεται ο έλεγχος που καθορίζει ο ΚΑΝ. ΕΠΕ.

Στην ανάλυση συμπεριλαμβάνονται εν γένει τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, συνδυαζόμενα με τα οριζόντια φορτία κατά το συνδυασμό του ΕΚ 8-1. Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται σε δύο διευθύνσεις ("θετική" - "αρνητική") και ο έλεγχος γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου.

Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων του σεισμού. Για κάθε ανάλυση απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Συνίσταται η "ομοιόμορφη" κατανομή φορτίων, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξαρτήτως στάθμης, και η "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση (ΚΑΝ. ΕΠΕ, §5.7.3.3).

Η μη γραμμική σχέση τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτηρίου. Ο προσδιορισμός της καμπύλης αυτής περιγράφεται αναλυτικά στο σχόλιο της §5.7.3.4 του ΚΑΝ. ΕΠΕ. Υπολογίζεται ακολούθως η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση (ΚΑΝ. ΕΠΕ. §5.7.3.5).

Για κτήρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες που επηρεάζουν τη μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Ειδικότερα, υπολογίζεται βάσει της σχέσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.6), η οποία παρατίθεται ενδεικτικά παρακάτω:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_g^2}{4\pi^2} \right) S_e(T) \quad (11)$$

Στη σχέση αυτή $S_e(T)$ είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του Ευρωκώδικα ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e , όπως υπολογίζεται ανωτέρω και C_0, C_1, C_2 , και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται

αναλυτικά στα σχόλια της §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αποτελούν συνάρτηση διαφόρων μεγεθών, όπως ενδεικτικά ο αριθμός ορόφων του κτηρίου και η στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία εκτελείται η ανάλυση.

Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δ_e ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια του Κεφαλαίου 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

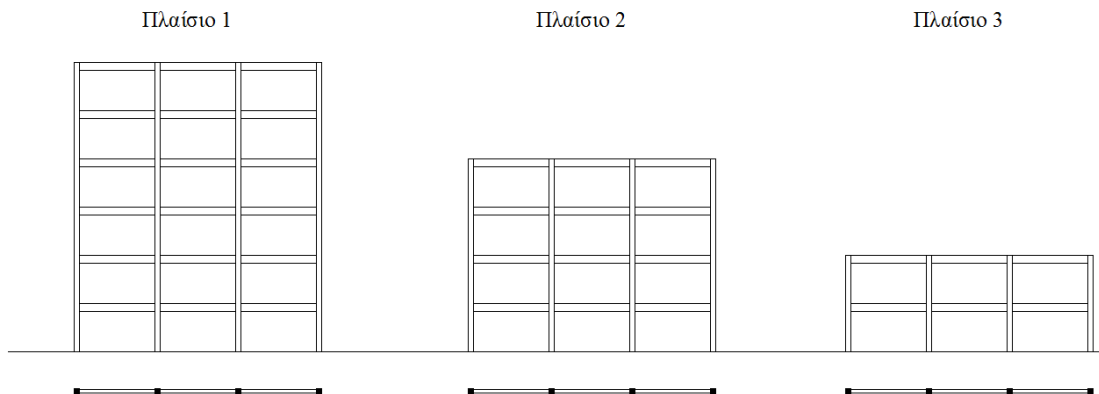
4. ΣΤΟΧΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στόχος της εργασίας είναι η σύγκριση και διερεύνηση της αποτελεσματικότητας των μεθόδων εμφάντωσης "απλού γεμίσματος" με τοιχοποιία και "τοιχωματοποίησης", όπως προτείνονται από τον ΚΑΝ. ΕΠΕ., δίνοντας έμφαση στη διερεύνηση των αλλαγών που επιφέρει η κάθε μέθοδος στο φορέα σε επίπεδο αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας. Για τους σκοπούς της διερεύνησης αυτής πραγματοποιείται, με τη χρήση υπολογιστικών προγραμμάτων, ανελαστική στατική ανάλυση σε τρία όμοια επίπεδα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος δύο, τεσσάρων και έξι ορόφων πριν και μετά την εφαρμογή κάθε μεθόδου εμφάντωσης. Επιπλέον, εξετάζεται και η περίπτωση απουσίας τοιχοπληρώσεων στον κατώτατο όροφο, για την προσομοίωση κτηρίων τύπου pilotis. Κάθε πλαίσιο υποβάλλεται σε ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) με χρήση του προγράμματος Sap2000 v15 σύμφωνα με τις διατάξεις του Κεφαλαίου 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγκρίνονται οι καμπύλες απόκρισης της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής.

5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΩΝ

Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται σε τρία επίπεδα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, τριών ανοιγμάτων, δύο, τεσσάρων και έξι ορόφων. Οι διαστάσεις και ο οπλισμός των πλαισίων προέρχονται από τον φέροντα οργανισμό ενός τυπικού διώροφου κτηρίου, κατασκευασμένου το 1975. Για τα πλαίσια τεσσάρων και έξι ορόφων γίνεται κατάλληλη προσαρμογή του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων του διώροφου πλαισίου. Ακολούθως, περιγράφονται αναλυτικά οι φορείς που προσομοιώνονται και αναλύονται.

5.1 ΠΛΑΙΣΙΑ ΧΩΡΙΣ ΓΕΜΙΣΜΑ



Σχήμα 5: Πλαίσια προς ανάλυση

Στο Σχήμα 5 παρατίθενται τα πλαίσια που αναλύονται. Το καθαρό μήκος των ανοιγμάτων είναι κοινό και ίσο με 5.0 m, το ύψος ορόφου είναι ίσο με 3.20 m, ενώ το πάχος της θεωρούμενης πλάκας του αρχικού κτηρίου είναι ίσο με 15 cm. Όλες οι δοκοί έχουν κοινή γεωμετρία και οπλισμό. Η διατομή τους θεωρείται για απλούστευση ορθογωνική και όχι σαν πλακοδοκός. Το σκυρόδεμα είναι τύπου C16/20, με μέτρο ελαστικότητας $E = 28.6 \text{ GPa}$ και ο

χάλυβας οπλισμού (διαμήκους και συνδετήρων) είναι τύπου S400 (με νευρώσεις) με μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$. Σημειώνεται ότι για τους υπολογισμούς των πλαστικών αρθρώσεων θεωρήθηκαν οι μέσες αντοχές των στοιχείων, δηλαδή $f_{cm} = (16 + 8) = 24 \text{ MPa}$ για το σκυρόδεμα και συντηρητικά $f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ για τον χάλυβα. Η καθαρή επικάλυψη σκυροδέματος θεωρείται ίση με 1 cm . Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων και των δοκών για κάθε πλαίσιο συγκεντρώνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 1: Διαστάσεις Διατομών και Λεπτομέρειες Οπλισμού

Πλαίσιο Π1				
Στοιχείο	Όροφος	Διαστάσεις (cm x cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλ.
Υποστύλωμα	1ος - 2ος	35x35	4Φ22	Φ8/200 (mm)
	3ος - 4ος	35x35	4Φ20	Φ8/200
	5ος - 6ος	35x35	4Φ18	Φ8/200
Δοκός		20x50	5Φ14 πάνω (στήριξη) 2Φ14 κάτω	Φ8/300
Πλαίσιο Π2				
Στοιχείο	Όροφος	Διαστάσεις (cm x cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλ.
Υποστύλωμα	1ος - 2ος	35x35	4Φ20	Φ8/200
	3ος - 4ος	35x35	4Φ18	Φ8/200
Δοκός		20x50	5Φ14 πάνω (στήριξη) 2Φ14 κάτω	Φ8/300
Πλαίσιο Π3				
Στοιχείο	Όροφος	Διαστάσεις (cm x cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλ.
Υποστύλωμα	1ος - 2ος	35x35	4Φ18	Φ8/200
Δοκός		20x50	5Φ14 πάνω (στήριξη) 2Φ14 κάτω	Φ8/300

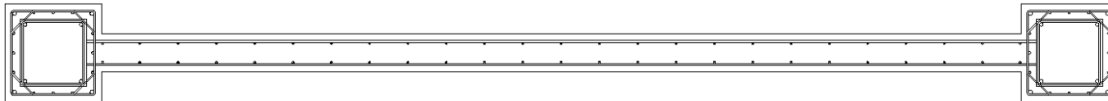
5.2 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΑΠΛΟ ΓΕΜΙΣΜΑ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Η επίδραση του απλού γεμίσματος με τοιχοποιία εξετάζεται με ανάλυση των πλαισίων που περιγράφονται παραπάνω για την περίπτωση πλήρωσης των ανοιγμάτων με συμπαγείς τοιχοπληρώσεις. Σαφέστερα, γίνεται ανάλυση για την περίπτωση πλήρωσης όλων των ανοιγμάτων καθώς και για την περίπτωση πλήρωσης όλων, πλην των ανοιγμάτων του ισογείου (κτήριο Pilotis). Για το σκοπό αυτό θεωρήθηκε διπλός (μπατικός) τοίχος συνολικού πάχους 0.19 m και βάρους 3.16 kN/m^2 επιφάνειας.

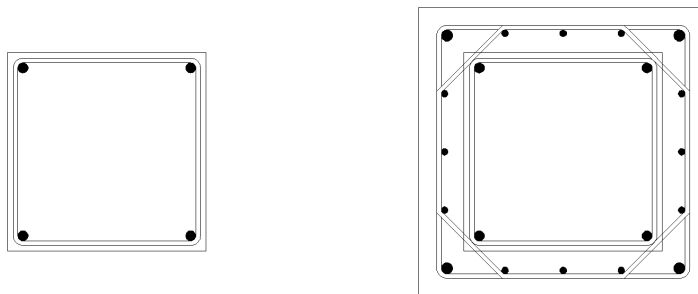
Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 6. Η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση υπολογίζεται από τη σχέση (Σ18), §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ίση με $f_{wc,s} = 1.65 \text{ MPa}$, με θεώρηση αντοχής λιθοσώματος $f_{bc} = 2.7 \text{ MPa}$ και αντοχής κονιάματος $f_{mc} = 8 \text{ MPa}$. Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίσο με $E = 1000 f_{wc} = 1650 \text{ MPa}$. Η τιμή της αντοχής $f_{wc,s}$ που λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς είναι $f_{wc,s,red} = 1.172 \text{ MPa}$, απομειωμένη σύμφωνα με το διάγραμμα των Σχολίων της (§7.4.1.ε ΚΑΝ.ΕΠΕ.), λόγω της υψηλής λυγηρότητας της τοιχοπλήρωσης ($\lambda = 29.9$, $\lambda' = 19.33$ και $F_{red}/F = 0.71$), χρησιμοποιώντας την καμπύλη που αναφέρεται σε επιμελημένη περιμετρική σφήνωση στο πλαίσιο.

5.3 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΟ ΤΟΙΧΩΜΑ

Θεωρήθηκε κατασκευή τοιχώματος στο μεσαίο άνοιγμα των πλαισίων που περιγράφονται παραπάνω ομοιόμορφα καθ' όλο το ύψος. Εξετάζονται δύο περιπτώσεις τοιχωμάτων, με πάχος ίσο με το πάχος της δοκού, δηλαδή $t_1 = 0.20$ m, και με πάχος μεγαλύτερο της δοκού, το οποίο επιλέγεται ίσο με $t_2 = 0.35$ m. Τα πλαίσια αναλύονται με προσθήκη τοιχώματος χωρίς ύπαρξη τοιχοπληρώσεων καθώς και με προσθήκη τοιχώματος με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων στα υπόλοιπα ανοίγματα πλην αυτών του ισογείου (κτήριο Pilotis). Η τελευταία μόρφωση του πλαισίου γίνεται στα πλαίσια της διερεύνησης της αποτελεσματικότητας της μεθόδου της τοιχωματοποίησης σε κτήρια με ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας καθ ύψος, όπως τα κτήρια τύπου Pilotis.



Σχήμα 6: Διατομή εμφανιζόμενου τοιχώματος πάχους $t_1 = 0.20$ m



Σχήμα 7: Διατομή Υποστυλώματος πριν και μετά την ενίσχυση με μανδύα

Η τελική διατομή του εμφανιζόμενου τοιχώματος φαίνεται στο Σχήμα 6. Τα εκατέρωθεν υποστυλώματα ενισχύονται με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 8 cm, στους οποίους τοποθετείται διαμήκης οπλισμός, με συνολική επιφάνεια που να ικανοποιεί την απαίτηση ελάχιστου οπλισμού $A_{s,min} = 1\% A_{c,final}$ και κατανομή του στις πλευρές με τον περιορισμό $A_{s,min,πλ} = 0.4\% A_{c,final}$, χωρίς να ληφθεί υπόψη για τους περιορισμούς αυτούς ο υφιστάμενος οπλισμός του υποστυλώματος. Τοποθετούνται 4Φ20 στις γωνίες και 3Φ12 επιπλέον σε κάθε πλευρά (Σχήμα 7). Η περίσφιγξη του μανδύα γίνεται με δύο εφαπτόμενους συνδετήρες (ορθογωνικός και οκταγωνικός) Φ8/100, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7. Ο κορμός του τοιχώματος και για τις δύο περιπτώσεις πάχους οπλίζεται με τον ελάχιστο οπλισμό, κατακόρυφο και οριζόντιο, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 2 και ΕΚ 8, δηλαδή 2Φ10/200 (εσχάρα Φ10/200 σε κάθε πλευρά). Χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C25/30, με μέτρο ελαστικότητας $E = 30$ GPa και χάλυβας B500C με μέτρο ελαστικότητας $E = 200$ GPa. Η νέα καθαρή ονομαστική επικάλυψη του σκυροδέματος είναι ίση με 3.5 cm.

Συνοπτικά, για κάθε πλαίσιο του Σχήματος 5 πραγματοποιούνται 7 ανελαστικές αναλύσεις:

- Πλαίσιο χωρίς γέμισμα
- Πλαίσιο με απλό γέμισμα τοιχοποιίας σε κάθε άνοιγμα
- Πλαίσιο με απλό γέμισμα τοιχοποιίας σε κάθε άνοιγμα πλην των ανοιγμάτων του κατώτατου ορόφου (Pilotis)
- Πλαίσιο με τοίχωμα πάχους 0.20 m στο μεσαίο άνοιγμα
- Πλαίσιο με τοίχωμα πάχους 0.20 m στο μεσαίο άνοιγμα και τοιχοπληρώσεις στα υπόλοιπα πλην αυτών του κατώτατου ορόφου
- Πλαίσιο με τοίχωμα πάχους 0.35 m στο μεσαίο άνοιγμα

- Πλαίσιο με τοίχωμα πάχους 0.35 m στο μεσαίο άνοιγμα και τοιχοπληρώσεις στα υπόλοιπα πλιν αυτών του κατώτατου ορόφου

6. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με το πρόγραμμα Sap2000 v.15, σε συνδυασμό με το πρόγραμμα BIAx, ένα πρόγραμμα γενικής χρήσης για την ανάλυση διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη το οποίο αναπτύχθηκε από τον Επίκουρο Καθηγητή του τμήματός μας κ. Μ. Σφακιανάκη. [6],[7] Η ανάλυση διατομής με το πρόγραμμα αυτό αφορά την περίπτωση όπου είναι γνωστή η γεωμετρία της, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών της, καθώς και η ποσότητα αλλά και η γεωμετρική κατανομή των οπλισμών της. Σημειώνεται επίσης ότι το πρόγραμμα αυτό δύναται να εκτελεί ανάλυση διατομής και σε περιπτώσεις διατομών ενισχυμένων με μανδύα σκυροδέματος. Για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας, το πρόγραμμα BIAx χρησιμοποιείται για την ανάλυση όλων των διατομών δοκών και υποστυλωμάτων, με μανδύα και χωρίς, και την εξαγωγή των ποσοστών μειωμένης δυσκαμψίας των στοιχείων καθώς και των ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων για τις ανάγκες τις Pushover ανάλυσης, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., τις οποίες διαθέτει ενσωματωμένες.

6.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί των πλαισίων προσομοιώνονται στο πρόγραμμα Sap2000 με χρήση γραμμικών στοιχείων (*Frame Elements*), στα οποία αντιστοιχίζονται οι κατάλληλες διατομές και υλικά, όπως περιγράφονται παραπάνω.

Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώνονται επίσης με χρήση γραμμικών στοιχείων κατά το μοντέλο της ισοδύναμης αμφιαρθρωτής θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.4.1.ζ.2). Η διατομή αυτή της θλιβόμενης διαγώνιου λαμβάνεται σαν ορθογωνική διαστάσεων $b \times t$, με πλάτος $b = 0.15L = 0.852$ m και πάχος $t = 0.19$ m (ίσο με το πάχος της θεωρούμενης τοιχοπλήρωσης) και σχεδιάζεται έτσι ώστε κατά τη διεύθυνση εφαρμογής των φορτίων της ανελαστικής ανάλυσης να καταπονούνται σε θλίψη. Επιπλέον, ορίζονται αρθρώσεις στα άκρα του διαγώνιου θλιπτήρα, ώστε αυτός να μην παραλαμβάνει καμπτική ροπή (*Releases*).

Τα εμφανιζόμενα τοιχώματα προσομοιώνονται με χρήση επιφανειακών στοιχείων τύπου κελύφους (*Shell Elements*). Σε κάθε τέτοιο στοιχείο ορίζονται ιδιότητες διατομής με διαστρωμάτωση υλικών με μη γραμμική συμπεριφορά, κατά την έννοια του πάχους του στοιχείου. Με αυτήν την επιλογή καθίσταται δυνατό να προσομοιωθεί ο εγκάρσιος και διαμήκης οπλισμός του στοιχείου σε μορφή ισοδύναμης ενιαίας στρώσης υλικού, η οποία τοποθετείται σε οποιαδήποτε απόσταση από τη θεωρούμενη επιφάνεια αναφοράς (μέση εδώ) του κελύφους. Το πάχος κάθε στρώσης προκύπτει αναλογικά με το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού που προσομοιώνεται. Συγκεκριμένα, για τον ελάχιστο οπλισμό που τοποθετείται σε κάθε περίπτωση τοιχώματος (2Φ10/200) στην παρούσα εργασία, όπως περιγράφεται παραπάνω, ορίζεται πάχος στρώσης ίσο με $t = 0.000393$ m. Ανάλογα με τον προσανατολισμό του οπλισμού που προσομοιώνεται, ορίζεται και η γωνία του υλικού (0 για τον οριζόντιο οπλισμό και 90 για τον κατακόρυφο) ενώ στις ιδιότητες του υλικού ορίζεται μη γραμμικότητα για το σκυρόδεμα σε κάθε διεύθυνση και ομοίως για τις στρώσεις του οπλισμού αλλά μόνο κατά την αξονική τους διεύθυνση. [3],[8]

6.2 ΦΟΡΤΙΑ

Τα φορτία που θεωρήθηκαν στις αναλύσεις περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των στοιχείων του πλαισίου καθώς και τα φορτία που μεταφέρονται στη δοκό από τη θεωρούμενη παράπλευρη πλάκα σκυροδέματος. Το ίδιο βάρος των στοιχείων του πλαισίου υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, βάσει του ειδικού βάρους των υλικών και των διαστάσεων των στοιχείων,

όπως ορίζονται από το χρήστη. Τα φορτία που παραλαμβάνει η δοκός λόγω της πλάκας υπολογίζονται με τη μέθοδο των επιφανειών επιρροής.

Για τις ανάγκες των αναλύσεών μας, θεωρήθηκε ίδιο βάρος της πλάκας (πάχους $d = 0.15$ m) ίσο με 3.75 kN/m^2 , φορτίο επικάλυψης 1.5 kN/m^2 και ωφέλιμο φορτίο 2 kN/m^2 . Κάθε δοκός θεωρείται ότι συνδέεται με τετράγωνη τετραέριστη πλάκα στη μία μόνο πλευρά της και επομένως παραλαμβάνει το $1/4$ των φορτίων αυτής, το οποίο θεωρείται για απλούστευση σαν ομοιόμορφα κατανεμημένο κατά μήκος της δοκού. Συνεπώς προκύπτει μόνιμο φορτίο $G = 6.56 \text{ kN/m}$ για δοκό χωρίς τοίχο ή $G = 16.28 \text{ kN/m}$ για δοκό με τοίχο και ωφέλιμο $Q = 2.5 \text{ kN/m}$ για όλες τις δοκούς των πλαισίων.

6.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Οι βάσεις όλων των υποστυλωμάτων θεωρούνται πακτωμένες στο έδαφος, δεν γίνεται δηλαδή ακριβέστερη προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής. Τα άκρα όλων των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων) στα σημεία συνάντησης (κόμβοι) θεωρούνται πλήρως απαραμόρφωτα (*End Length Offsets*). Θεωρούνται δηλαδή οι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων επαρκείς και η επίδρασή τους δεν εξετάζεται στην παρούσα εργασία. Επιπλέον, όλοι οι κόμβοι του προσομοιώματος που αντιστοιχούν στην ίδια στάθμη αντιστοιχίζονται σε κοινό διάφραγμα (διαφορετικό για κάθε στάθμη) προκειμένου να προσομοιωθεί η διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Η μάζα της κατασκευής θεωρείται ότι προέρχεται από τη μάζα των στοιχείων της καθώς και από το συνδυασμό των φορτίσεων $G + 0.3Q$.

6.4 ΘΕΩΡΗΣΗ ΜΕΙΩΜΕΝΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΩΝ

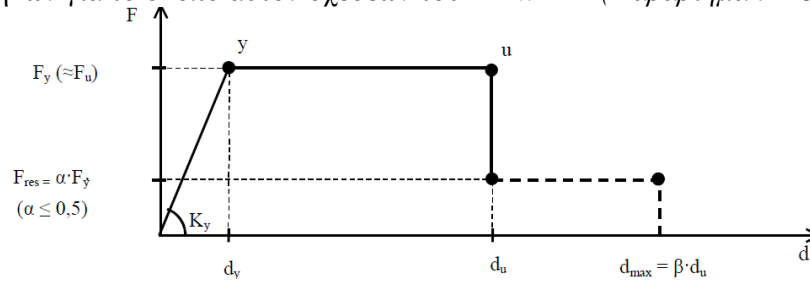
Για τους σκοπούς της σεισμικής αποτίμησης μιας κατασκευής η Pushover ανάλυση πρέπει να γίνεται με μειωμένες τιμές δυσκαμψιών EI των στοιχείων, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ρηγματώση των στοιχείων κατά την ανελαστική τους απόκριση. Στην παρούσα εργασία, όπως προαναφέρεται, γίνεται χρήση του προγράμματος BIAX [4]. Με το πρόγραμμα αυτό εξάγονται, για κάθε διατομή, οι τιμές της ενεργού δυσκαμψίας $K = EI$ του αντίστοιχου στοιχείου συναρτήσει της αξονικής δύναμης που αυτό παραλαμβάνει. Οι τιμές εξάγονται σε μορφή ποσοστού της αντίστοιχης ελαστικής δυσκαμψίας του στοιχείου και υπολογίζονται από το πρόγραμμα βάσει της Σχέσης (2) της §7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σημειώνεται ότι το πρόγραμμα BIAX δύναται να παρέχει πίνακες με τις τελικές δυσκαμψίες των στοιχείων είτε με βάση τα υπολογιζόμενα από τους αλγορίθμους του μεγέθους διαρροής και αστοχίας είτε με χρήση τιμών βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην παρούσα ανάλυση επιλέγεται η πρώτη δυνατότητα για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας. Εξάλλου παρατηρήθηκε ότι οι παραπάνω τιμές δεν εμφανίζουν σημαντική διαφορά.

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω, διεξάγεται προκαταρκτική ελαστική ανάλυση των φορέων με το Sap2000 με τιμές της ενεργού δυσκαμψίας των στοιχείων να έχουν οριστεί ως το 25% των αντίστοιχων ελαστικών και της δυστρεψιάς ως το 10% των αντίστοιχων ελαστικών, ώστε να υπολογιστούν οι αξονικές δυνάμεις που παραλαμβάνουν τα στοιχεία. Εν συνεχεία, με βάση τις τιμές αυτές των αξονικών δυνάμεων επιλέγονται από τους αντίστοιχους πίνακες αποτελεσμάτων του BIAX οι τελικές τιμές της ενεργού δυσκαμψίας των στοιχείων και ανατίθενται εκ νέου στα στοιχεία στο πρόγραμμα Sap2000.

6.5 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

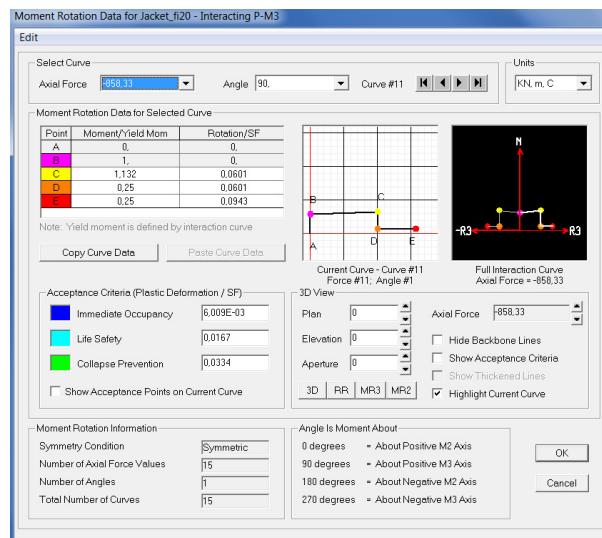
Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων για τις ανάγκες της ανάλυσης Pushover γίνεται με εφαρμογή της μεθόδου της συγκεντρωμένης πλαστικότητας, δηλαδή με θεώρηση σημειακών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Στην παρούσα εργασία, όπως αναφέρεται παραπάνω, γίνεται χρήση του υπολογιστικού προγράμματος BIAX για την εξαγωγή των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των μελών, το

οποίο εκτελεί τους απαραίτητους υπολογισμούς για κάθε άκρο διατομής μέλους με χρήση των κατάλληλων για το σκοπό αυτόν σχέσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παράρτημα 7Α & 7Β).



Σχήμα 8: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.4) Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς [1]

Ειδικότερα, κατά το Παράρτημα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων ενός γραμμικού μέλους οπλισμένου σκυροδέματος περιγράφονται με αναφορά στο ιδεατό-σκελετικό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς του Σχήματος 8. Προκειμένου για κάμψη ορίζεται $F \equiv M$ και $d \equiv \Phi$ ή θ . Ως καταλληλότερα μεγέθη στην παρούσα περίπτωση επιλέγονται η καμπτική ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ . Στην πραγματικότητα, βάσει σύστασης του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, καταλληλότερα είναι τα μεγέθη $M - \Phi$ (ροπή - καμπυλότητα). Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, καταλληλότερα είναι τα μεγέθη $V - \gamma$ (τέμνουσα δύναμη - γωνιακή παραμόρφωση). Επειδή όμως στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών από τα σημεία αγκύρωσης πέρα από τα άκρα των διατομών, καταλληλότερα μεγέθη F και d για την προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων κρίνονται τα μεγέθη $M - \theta$, όπου θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τις στροφές των διατομών λόγω εξόλκευσης του οπλισμού. [1][8]

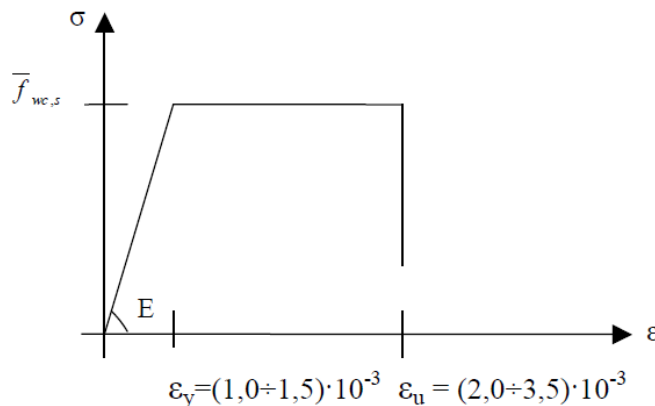


Σχήμα 9: Ορισμός Πλαστικής Άρθρωσης τύπου P - M3 στο SAP2000

Έτσι, το εν λόγω διάγραμμα που αναπαριστά την ανελαστική συμπεριφορά της άρθρωσης περιγράφεται σε όρους ροπών-γωνιών στροφής χορδής, $M-\theta$, επιλογή που δίνεται και στο πρόγραμμα ΒΙΑΧ. Επομένως, για τη διατομή του άκρου κάθε γραμμικού μέλους θα πρέπει να παραχθούν οι συντεταγμένες των σημείων (M_y, θ_y) , (M_u, θ_u) , (M_{res}, θ_u) και $(M_{res}, \theta_{u,max})$ θεωρώντας τη διγραμμικού ελαστοπλαστικού τύπου σχέση $M-\theta$ του Σχήματος 8.

Ορισμένα λογισμικά, όπως το SAP2000, διατυπώνουν το μή-γραμμικό νόμο με αναφορά στο πλαστικό τμήμα των θ ή Φ , δηλ. τα θ_{pl} και Φ_{pl} αντίστοιχα, όπου $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$ και $\Phi_{pl} = \Phi_u - \Phi_y$. Ετσι, το γράφημα του εν λόγω νόμου λαμβάνει τη μορφή του Σχήματος 9, στο οποίο σημειώνονται οι στάθμες επιτελεστικότητας IO (Immediate Occupancy – Άμεση χρήση), LS (Life Safety – Προστασία ζωής) και CP (Collapse Prevention – Οιονεί κατάρρευση), οι οποίες προκύπτουν με βάση τις σχέσεις του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ και εξάγονται ομοίως από το πρόγραμμα BIAx για κάθε περίπτωση διατομής. [5]

Για τα στοιχεία δοκού θεωρήθηκε πλαστική άρθρωση τύπου Moment M3 ενώ για τα στοιχεία υποστυλωμάτων θεωρήθηκε πλαστική άρθρωση τύπου P - M3, με αλληλεπίδραση δηλαδή κάμψης και αξονικής δύναμης (Σχήμα 9). Για τους διαγώνιους θλιπτήρες που προσομοιώνουν το γέμισμα με τοιχοποιία ορίζεται πλαστική άρθρωση τύπου Axial P, στην οποία εισάγεται το διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχήμα 10), όπου θεωρείται $\epsilon_u = 3.5 \times 10^{-3}$. Για την πλαστική άρθρωση της δοκού εισάγονται οι τιμές του σκελετικού διαγράμματος M- θ , ενώ για την πλαστική άρθρωση του υποστυλώματος εισάγονται οι ίδιες τιμές M- θ για πολλές στάθμες αξονικού φορτίου P, καθώς και η επιφάνεια αλληλεπίδρασης P-M3. Τόσο οι τιμές των σημείων που ορίζουν το διάγραμμα συμπεριφοράς όσο και τα όρια αποδοχής κάθε στάθμης επιτελεστικότητας υπολογίζονται για κάθε διατομή από το πρόγραμμα BIAx με βάση τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και εισάγονται στις αντίστοιχες φόρμες του προγράμματος Sap2000. Σημειώνεται ότι στα στοιχεία δοκών και υποστυλωμάτων οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στα άκρα των στοιχείων ενώ στα στοιχεία των θλιπτήρων θεωρείται μια πλαστική άρθρωση στο μέσο του μήκους τους, όπου η καταπόνηση είναι μέγιστη.



Σχήμα 10: Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου άοπλης τοιχοπλήρωσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχόλια §7.4.1.ζ.2)[1]

6.6 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΒΗΜΑΤΑ

Συνοπτικά η διαδικασία της ανελαστικής ανάλυσης περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα [5]:

- Εισαγωγή γεωμετρίας, διατομών και υλικών προσομοιώματος στο SAP2000
- Ορισμός φορτίων, συννοριακών συνθηκών
- Εισαγωγή γεωμετρίας, υλικών και λεπτομερειών οπλισμού και ανάλυση κάθε διατομής στο πρόγραμμα BIAx με τις κατάλληλες επιλογές [4]
- Προκαταρκτική Ανάλυση στο Sap2000 για το συνδυασμό φορτίων $G + 0.3Q$ και δυσκαμψίες των στοιχείων ίσες με 0.25 της αντίστοιχης ελαστικής
- Εκτίμηση των αξονικών δυνάμεων των στοιχείων από την προκαταρκτική ανάλυση

- Εισαγωγή στο SAP2000 των τιμών των μειωμένων δυσκαμψιών όπως έχουν καταγραφεί στα αρχεία αποτελεσμάτων του BIAx και συναρτήσει της αξονικής δύναμης που φέρει το στοιχείο
- Ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής με τις μειωμένες δυσκαμψίες των στοιχείων, με στόχο να προκύψει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_1 , αλλά και όσες επόμενες απαιτούνται προκειμένου η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής, για τη διεύθυνση στην οποία θα γίνει η ανελαστική ανάλυση Pushover
- Ορισμός στο SAP2000 της Pushover σαν νέας φόρτισης, ελεγχόμενης μετακίνησης, με καθορισμό του κόμβου ελέγχου στην κορυφή της κατασκευής και προεπιλογή μιας συγκεκριμένης μέγιστης μετακίνησης του κόμβου αυτού. Σημειώνεται ότι αναλόγως της σύνθεσης του μοντέλου είναι πιθανό να απαιτείται, για τη σύγκλιση της μεθόδου, αύξηση του ελάχιστου και μέγιστου αριθμού βημάτων και άλλων σχετικών με την εκτελούμενη ανάλυση μεγεθών.
- Δήλωση του προφίλ κατανομής της στοχευόμενης μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής, σε μορφή οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων εφαρμοζόμενων στα κέντρα μάζας των ορόφων. Οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$Q_j^k = \frac{W_k \Phi_j^k}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_j^k} V_{bj} - \frac{W_k \Phi_j^k}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_j^k} S_a(T_j) M \quad (12)$$

στην οποία k είναι ο αύξων αριθμός του ορόφου (n όροφοι συνολικά), j είναι ο αύξων αριθμός της ιδιομορφής, W_k είναι το βάρος του k -στού ορόφου, Φ_{jk} είναι η οριζόντια μετακίνηση του k -στού ορόφου κατά την j -στή ιδιομορφή, $S_a(T_j)$ είναι η επιτάχυνση για ιδιοπερίοδο T_j , με βάση το φάσμα του ΕΑΚ (ΕΚ - 8 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και M είναι η μάζα του κτιρίου. Εφ' όσον κρίνεται ότι πρέπει να συμμετέχουν και ανώτερες της 1ης ιδιομορφές τότε και αυτών οι τέμνουσες θα πρέπει να κατανεμηθούν βάσει της σχέσης (10) και στη συνέχεια να θεωρηθεί η συνδυασμένη συμβολή τους με τον κανόνα SRSS. [5]

- Εκτέλεση της ανάλυσης και εξαγωγή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης V - μετακίνησης κορυφής d

Σημειώνεται ότι σε περίπτωση αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κατασκευής με εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης, η διαδικασία που περιγράφεται παραπάνω συνεχίζεται για την έλεγχο ικανοποίησης των κριτηρίων της στοχευόμενης στάθμης επιτελεστικότητας με βάση όσα σχετικά αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως περιγράφεται παραπάνω. Στα πλαίσια ωστόσο της παρούσας εργασίας, στόχος ήταν η σύγκριση των μεθόδων εμφάνισης πλαισίων, επομένως η καμπύλη ικανότητας για κάθε περίπτωση αρκεί για το σκοπό αυτόν.

6.7 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Είναι απαραίτητο να σημειωθεί ότι για την περίπτωση των εμφανιζόμενων τοιχωμάτων, το προσομοίωμα θεωρεί απόλυτα μονολιθική συμπεριφορά τοιχώματος και πλαισίου, χωρίς να περιλαμβάνει τους μηχανισμούς τριβής, συνοχής και δράσης βλήτρων. Επομένως τα εξαγόμενα αποτελέσματα έχουν ισχύ σε περιπτώσεις εξασφάλισης της πλήρους μονολιθικής συμπεριφοράς τοιχωμάτων - πλαισίων, με την κατάλληλη τοποθέτηση βλήτρων και αγκύρωση του οπλισμού των νέων στοιχείων.

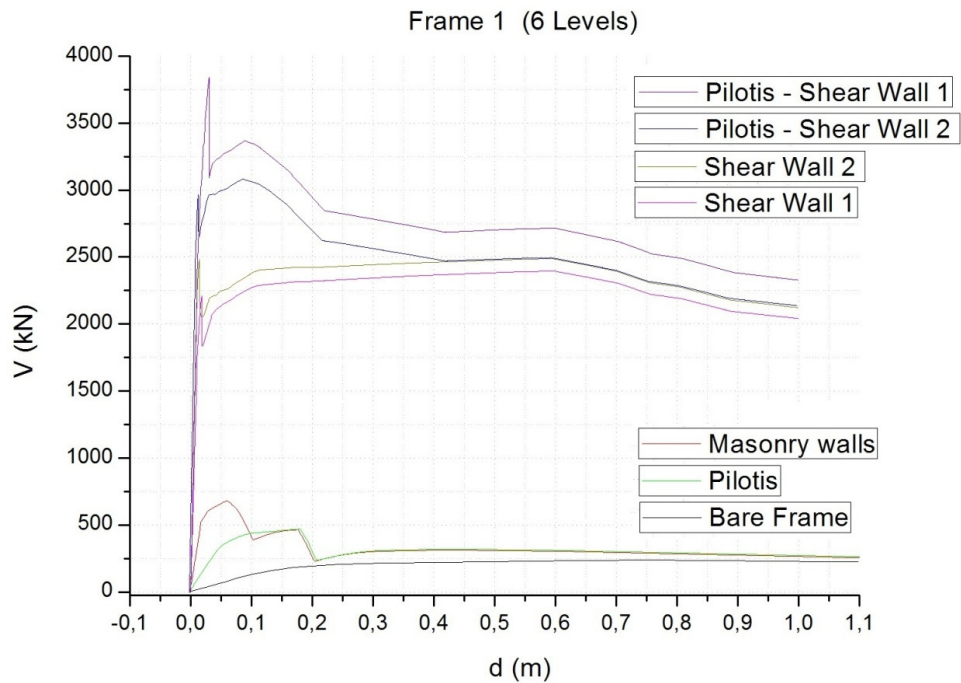
Επιπλέον αναφέρεται επίσης ότι η ανάλυση των ενισχυμένων με μανδύες διατομών υποστρωμάτων με χρήση του προγράμματος BIAx λαμβάνει υπόψη μέσω επιλογών του προγράμματος τους επιθυμητούς από το χρήστη συντελεστές μονολιθικότητας, όπως

προτείνει και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχόλια §8.2.1.3.β (ii)). Χρησιμοποιήθηκαν $k_k = 0.8$, $k_r = 0.85$, $k_{\theta y} = 1.25$, $k_{\theta u} = 0.75$.

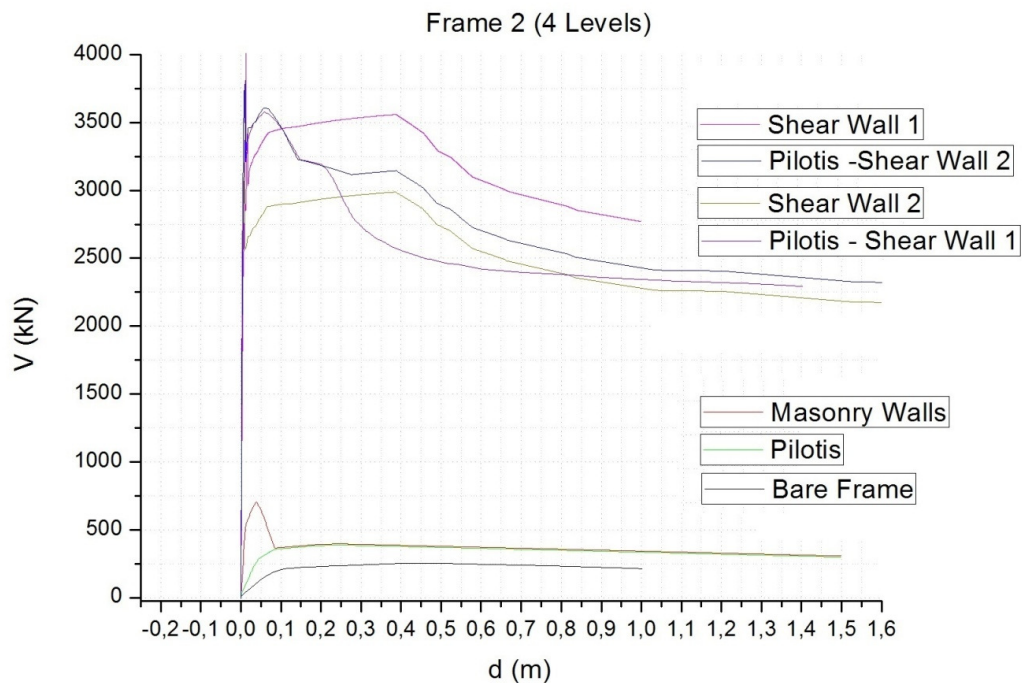
7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η διεξαγωγή των ανελαστικών στατικών αναλύσεων Pushover στα πλαίσια που περιγράφονται παραπάνω δίνει τις καμπύλες απόκρισης σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής. Προκειμένου να είναι δυνατή η εποπτική παρατήρηση και σύγκριση των αποτελεσμάτων, οι εξαγόμενες από το πρόγραμμα καμπύλες απόκρισης για κάθε ανάλυση παρατίθενται σε κοινό διάγραμμα για κάθε πλαίσιο.

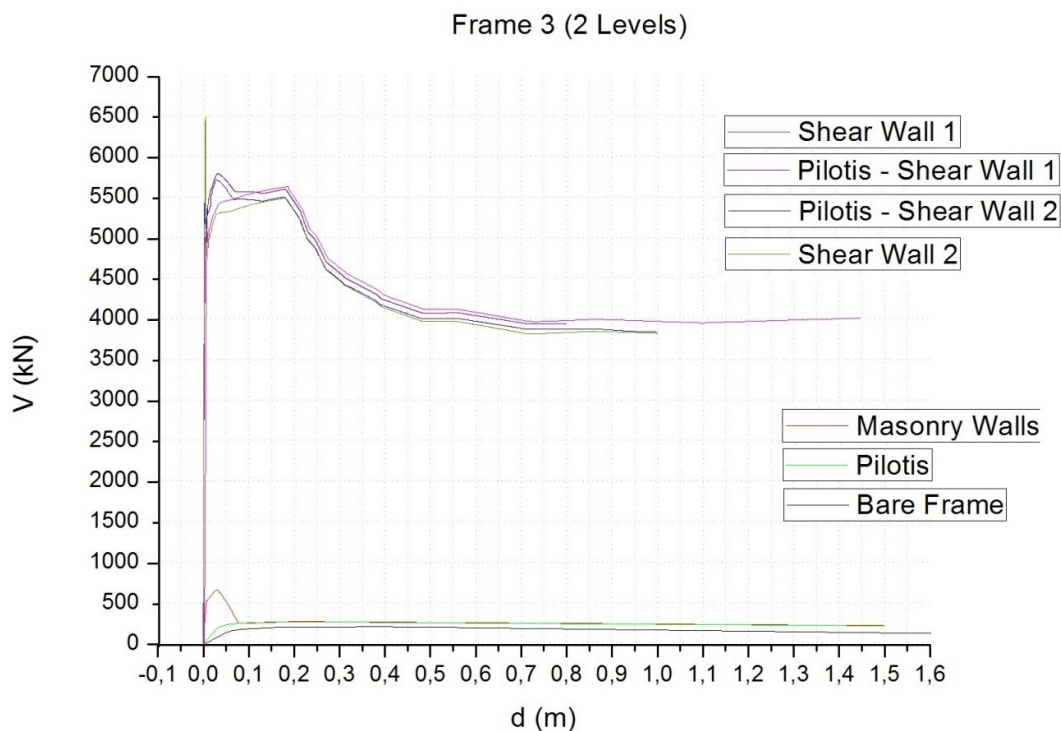
(Σημειώνεται, για την περίπτωση ασπρόμαυρης εκτύπωσης, ότι οι επεξηγήσεις σε κάθε διάγραμμα αντιστοιχούν με τη σειρά στις καμπύλες από πάνω προς τα κάτω, όπως αυτές στοιχίζονται στο μέσον του διαγράμματος, δηλαδή κατά την πτώση της αντοχής).



Σχήμα 11: Καμπύλες απόκρισης σε όρους Τέμνουσας Βάσης - Μετατόπισης Κορυφής (Πλαίσιο 1)

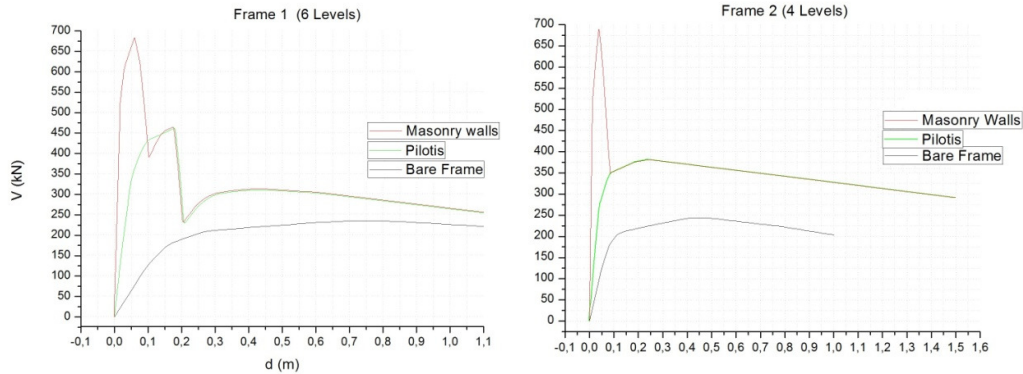


Σχήμα 12: Καμπύλες απόκρισης σε όρους Τέμνουσας Βάσης - Μετατόπισης Κορυφής (Πλαίσιο 2)

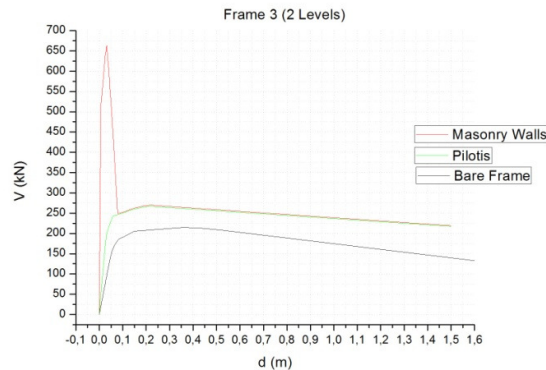


Σχήμα 13: Καμπύλες απόκρισης σε όρους Τέμνουσας Βάσης - Μετατόπισης Κορυφής (Πλαίσιο 3)

Ακόμα παρατίθενται σε ένα κοινό διάγραμμα (Σχήμα 14) οι καμπύλες απόκρισης για το γυμνό, το τοιχοπληρωμένο και το πλαίσιο με πυλωτή, για το εξάώροφο πλαίσιο, με στόχο την κατανόηση της συμπεριφοράς των πλαισίων με ανομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή της δυσκαμψίας. Η συμπεριφορά του τετραώροφου και του διώροφου πλαισίου είναι παρόμοια.

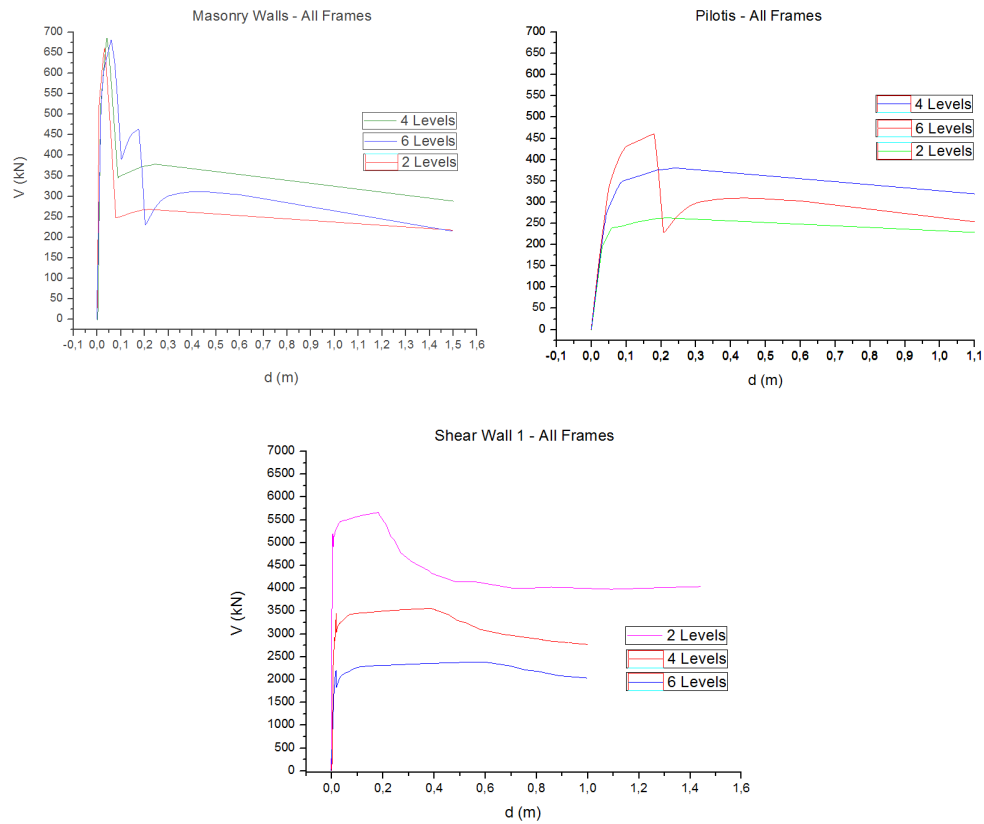


Σχήμα 14: Καμπύλες απόκρισης "γυμνού", πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου και πλαισίου Pilotis (Πλαίσια 1, 2)



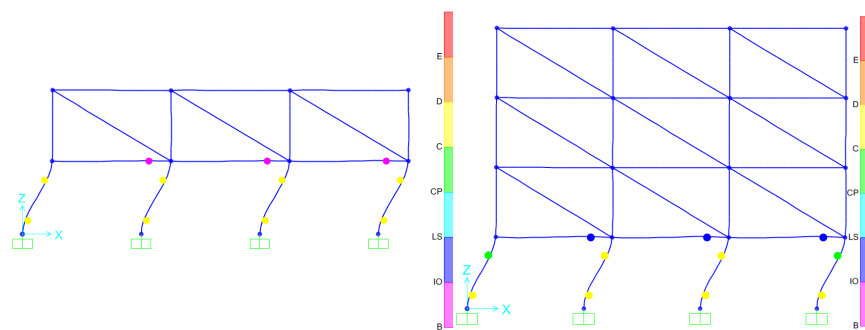
Σχήμα 15: Καμπύλες απόκρισης "γυμνού", πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου και πλαισίου Pilotis (Πλαίσιο 3)

Τέλος, για τη μελέτη επίδρασης του αριθμού των ορόφων στα αποτελέσματα κάθε μεθόδου παρατίθενται σε κοινό διάγραμμα οι καμπύλες κάθε πλαισίου για κοινή μέθοδο εμφάνισης.

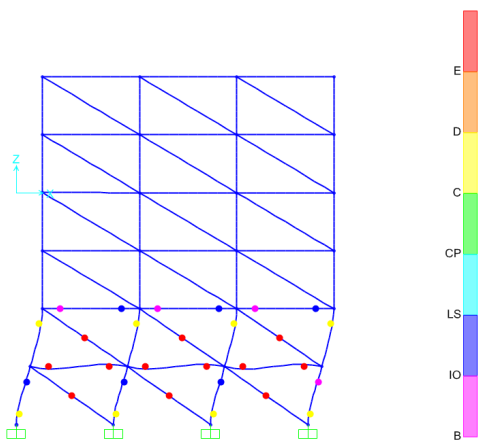


Σχήμα 16: Καμπύλες απόκρισης πλαισίων με τοιχοπληρώσεις, πλαισίων pilotis και πλαισίων με εμφαντούμενο τοίχωμα πάχους $t_1 = 0,20$ m

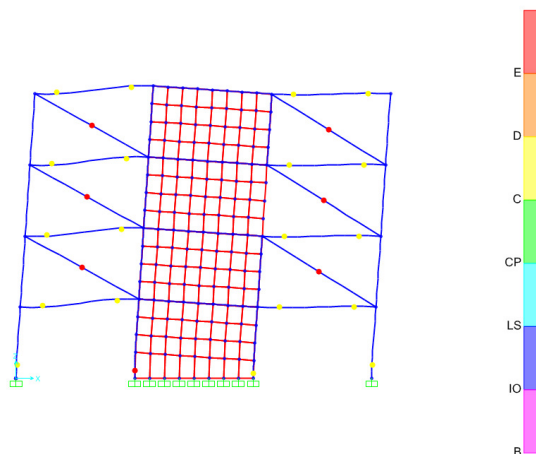
Ακολουθούν εικόνες από το πρόγραμμα SAP2000 με τις παραμορφωμένες δομές των πλαισίων σε διάφορα τμήματα της ανάλυσης. Σχηματίζονται με σημεία χρωματιστών κύκλων οι φάσεις των σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων.



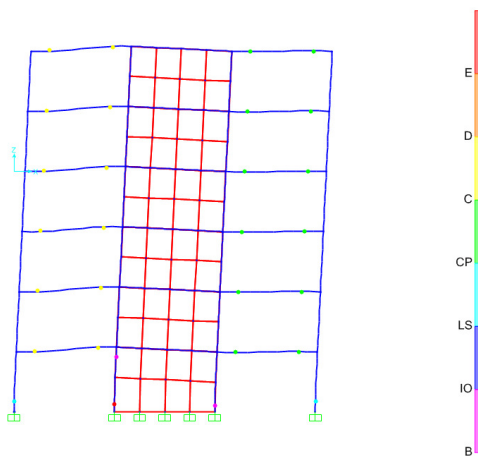
Σχήμα 17: Εικόνες αστοχίας Πλαισίων 3 και 2 με σχηματισμό "μαλακού ορόφου" (Πλαίσια Pilotis)



Σχήμα 18: Εικόνα αστοχίας Πλαισίου 1 (Πλήρως τοιχοπληρωμένο)



Σχήμα 19: Εικόνα αστοχίας Πλαισίου 2 με τοίχωμα πάχους t_1 και απουσία τοιχοπληρώσεων ισογείου (Pilotis)



Σχήμα 20: Εικόνα αστοχίας Πλαισίου 1 με τοίχωμα πάχους t_1

8. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρατήρηση και μελέτη των παραπάνω διαγραμμάτων οδηγεί στην εξαγωγή των ακόλουθων συμπερασμάτων:

- Οι τοιχοπληρώσεις προσδίδουν σημαντική αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας (κλίση καμπύλης ικανότητας), όσο οι παραμορφώσεις του πλαισίου παραμένουν μικρές, προσδίδοντας βελτιωμένη σεισμική απόκριση (Σχήματα 14 & 15). Για μεγαλύτερες παραμορφώσεις ωστόσο, οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν ψαθυρά και παύουν να συνεισφέρουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, όπως φαίνεται από την απότομη πτώση της καμπύλης. Η εμφάνιση βλαβών ξεκινά από τις τοιχοπληρώσεις του κατώτατου ορόφου και επεκτείνεται προς τους ανώτερους ορόφους. Κατόπιν, η συμπεριφορά του τοιχοπληρωμένου πλαισίου είναι πανομοιότυπη με αυτή του γυμνού, με τις καμπύλες να ταυτίζονται, όπως φαίνεται χαρακτηριστικά στα Σχήματα 14 και 15.
- Η εφαρμογή της μεθόδου της τοιχωματοποίησης πλαισίων προσδίδει ιδιαίτερα αυξημένη αντοχή και δυσκαμψία, πολλαπλάσια της αρχικής, με τιμές της μέγιστης τέμνουσας βάσης να φτάνουν έως και 1000% της αρχικής (Σχήματα 11 έως 13). Επιπλέον, το τοίχωμα λόγω της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας του παραλαμβάνει το σύνολο σχεδόν της διατμητικής καταπόνησης, προστατεύοντας τα μη ενισχυμένα υποστυλώματα, τα οποία πλέον εμφανίζουν σημαντικά μικρότερη φθορά στις βάσεις τους σε σύγκριση με την περίπτωση απουσίας τοιχώματος (Σχήμα 20). Ωστόσο η πλαστιμότητα του φορέα έχει πλέον ελαττωθεί πολύ και η αστοχία είναι κατά βάση ψαθυρή, με πρώτη να εμφανίζεται στις βάσεις των εν επαφή με το τοίχωμα υποστυλωμάτων
- Τα πλαίσια τύπου pilotis εμφανίζουν χαρακτηριστική αδυναμία έναντι των πλήρως τοιχοπληρωμένων πλαισίων, όπως φαίνεται χαρακτηριστικά και από τις εικόνες παραμόρφωσης (Σχήμα 17). Λόγω ανομοιομορφίας κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτηρίου, οι μετακινήσεις συγκεντρώνονται στον πιο εύκαμπτο όροφο, με αποτέλεσμα την ιδιαίτερα μεγάλη καταπόνησή του και ακολούθως την αστοχία του, η οποία υποβοηθείται σημαντικά από δευτερογενείς ροπές που όμως δεν έχουν ληφθεί υπόψη στην παρούσα εργασία. Έχουμε έτσι σχηματισμό "μαλακού ορόφου". Επιπλέον, όπως φαίνεται στα Σχήματα 14 και 15, το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο διαθέτει αρχικά μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία (κλίση καμπύλης) συγκριτικά με το πλαίσιο με πυλωτή. Όσο οι μετακινήσεις αυξάνονται, σταδιακά επέρχεται αστοχία των τοιχοπληρώσεων από κάτω προς τα πάνω (Σχήμα 18), ενώ για μεγαλύτερες μετακινήσεις οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν με αποτέλεσμα να μην συνεισφέρουν στην απόκριση του πλαισίου.
- Οι διαφορές μεταξύ της επίδρασης των τοιχωμάτων διαφορετικού πάχους δεν είναι ξεκάθαρες στα παραπάνω αποτελέσματα, ωστόσο η συμβολή τους είναι παρόμοια. Στο Πλαίσιο 1, η αντοχή του τοιχώματος 2 (παχύτερο) είναι μεγαλύτερη από την αντοχή του τοιχώματος 1 χωρίς συνυπολογισμό τοιχοπληρώσεων, ενώ στην αντίστοιχη περίπτωση pilotis, το τοίχωμα 2 έχει μικρότερη αντοχή από το τοίχωμα 1. Γενικά το αναμενόμενο αποτέλεσμα θα ήταν το τοίχωμα μεγαλύτερου πάχους να προσδίδει μεγαλύτερη δυσκαμψία στον φορέα και πιθανώς μεγαλύτερη αντοχή. Ωστόσο, στην περίπτωσή μας ο οπλισμός των τοιχωμάτων ήταν κοινός, όπως και οι ενισχύσεις των εκατέρωθεν υποστυλωμάτων με μανδύες, γεγονός που μπορεί να σχετίζεται με τις παραπάνω παρατηρήσεις.
- Σχετικά με την επίδραση του αριθμού των ορόφων, παρατηρούμε ότι στις περιπτώσεις κτηρίων pilotis, η μείωση της αντοχής συγκριτικά με τα πλήρως τοιχοπληρωμένα είναι μεγαλύτερη για τα χαμηλότερα κτίρια και μικρότερη για τα

ψηλότερα (34% για το εξαώροφο, 45% για το τετραώροφο, 60% για το διώροφο). Επομένως, τα χαμηλότερα κτήρια pilotis υποφέρουν περισσότερο σε σύγκριση με τα ψηλότερα. Αναφορικά με την περίπτωση τοιχοματοποίησης, παρατηρείται ότι τα χαμηλότερα πλαίσια πλεονεκτούν σε αντοχή και δυσκαμψία για τον ίδιο τύπο ενίσχυσης, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 16.

- Η κατανομή των βλαβών στο φορέα διαφοροποιείται αναλόγως της μεθόδου ενίσχυσης που εφαρμόζεται. Σε γενικές γραμμές οι βλάβες ξεκινούν από τα χαμηλότερα επίπεδα και προχωρούν προς τα ψηλότερα όσο αυξάνονται οι μετατοπίσεις. Όταν η καθ' ύψος κατανομή της δυσκαμψίας είναι ομοιόμορφη (πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο ή εμφανιζόμενο τοίχωμα), οι βλάβες επεκτείνονται ομοιόμορφα με σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων σε μεγαλύτερο μέρος του φορέα (Σχήματα 19 και 20). Αντιθέτως σε περιπτώσεις ανομοιομορφίας (πχ. κτίρια pilotis) οι βλάβες συγκεντρώνονται στο εύκαμπτο τμήμα του φορέα με αποτέλεσμα την εντονότερη καταπόνησή του και την πρόωγη αστοχία με σχηματισμό "μαλακού ορόφου" (Σχήμα 17). Στις περιπτώσεις των τοιχωμάτων, οι βλάβες διαμοιράζονται στις δοκούς του πλαισίου καθ' όλο το ύψος της κατασκευής καθώς και στις βάσεις των υποστυλωμάτων που περιβάλλουν το τοίχωμα, ενώ τα λοιπά υποστυλώματα δέχονται πολύ μικρότερη καταπόνηση και σχηματίζουν περιορισμένες βλάβες στις βάσεις τους σε σύγκριση με την περίπτωση απουσίας τοιχωμάτων (Σχήματα 18 και 19)

Συνοψίζοντας, η μέθοδος εμφάνισης με τοιχοματοποίηση προσφέρεται όταν στόχος της ενίσχυσης είναι η σημαντική αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας ενός φορέα, με ταυτόχρονη όμως μείωση της πλαστιμότητάς του και αύξηση των καταπονήσεων που δέχεται (αναλογικά της αύξησης της δυσκαμψίας), γεγονός που οδηγεί στην πιθανή ανάγκη ενίσχυσης των στοιχείων που συντρέχουν με το τοίχωμα (δοκοί - εκατέρωθεν υποστυλώματα).

Η μέθοδος του απλού γεμίσματος με τοιχοπλήρωση συνδέεται με αύξηση αντοχής μιας τάξης μεγέθους μικρότερης σε σύγκριση με αυτή του τοιχώματος αλλά σημαντικής σε σύγκριση με την απουσία γεμίσματος και μάλιστα χωρίς να οδηγείται ο φορέας σε τύπους ψαθυρής αστοχίας. Η υπεραντοχή που προσφέρουν είναι σημαντική αλλά περιορίζεται σε χαμηλές τιμές παραμορφώσεων του φορέα.

Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων είναι γενικότερα σημαντικός, γεγονός που σημαίνει ότι είναι απαραίτητο σε περιπτώσεις αποτίμησης - ανασχεδιασμού οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις να ληφθούν υπόψη τόσο για τον ευεργετικό όσο και για τον πιθανό δυσμενή τους ρόλο.

Τέλος, κάθε μορφή ενίσχυσης πρέπει να μελετάται με μεγάλη προσοχή και με βάση τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του κάθε φορέα, λαμβάνοντας πάντα υπόψη τις αλλαγές που προκαλούνται στην κατανομή δυνάμεων και παραμορφώσεων, λαμβάνοντας μέτρα για την προστασία των στοιχείων και με σωστό ανασχεδιασμό της θεμελίωσης, για παράδειγμα σε περιπτώσεις κατασκευής νέων στοιχείων όπως τα εμφανιζόμενα τοιχώματα [2].

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ. ΕΠΕ. 2013 - Κανονισμός Επεμβάσεων
- [2] Δρίτσος Σ., "Ενισχύσεις - Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου σκυροδέματος", Σημειώσεις Μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2011
- [3] Sap2000 v.15 - Manual
- [4] Μ. Γ. Σφακιανάκης, BIAx - Manual

- [5] Μ. Γ. Σφακιανάκης, "Αναλύσεις Τύπου Pushover με τα προγράμματα CSi SAP2000, ETABS και BIAx", Σημειώσεις μαθήματος Μη Γραμμική Ανάλυση Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών
- [6] Sfakianakis, M.G., "Biaxial Bending with Axial Force of Reinforced, Composite and Repaired Concrete Sections of Arbitrary Shape by Fiber Model and Computer Graphics", Journal of Advances in Engineering Software 2001, Vol. 33(4), pp. 227-242
- [7] Sfakianakis, M.G., "Computation of Yield and Failure Surfaces for Biaxial Bending with Axial Force of Reinforced Concrete Sections with Jackets Jackets", ,15th WCEE, Lisbon, Portugal, Sept. 24-28, 2012, CD-ROM proc
- [8] Χουτόπουλος Π., Χουτοπούλου Ε., "Τοιχωματοποίηση Πλαισίων - ΚΑΝ. ΕΠΕ.", 19ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών - Αφιέρωμα στον ΚΑΝ. ΕΠΕ., Πάτρα, Φεβρουάριος 2013
- [9] Κόκκινος Νικόλαος, Τσιριγωτάκης Σταύρος, "Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών με τη Μέθοδο των Εμφανιζόμενων Τοιχωμάτων", 17ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, Φεβρουάριος 2011
- [10] <http://lhlogismiki.gr> (Λήψη φωτογραφικού υλικού)
- [11] Δρίτσος Σ., "Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Ο ΚΑΝ. ΕΠΕ. 2012 στα πλαίσια των Ευρωκωδίκων - Οι αλλαγές", Παρουσίαση, Επιμορφωτικό Σεμινάριο, Αθήνα 3/6/2013

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΓΕΡΟΓΙΑΝΝΗΣ ΕΙΡΗΝΑΙΟΣ
ΚΑΛΟΕΙΔΑΣ ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΗΣ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως βασικό στόχο τη σύγκριση μεθόδων ανάλυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος. Το διώροφο κτίριο κατασκευάστηκε το 1975 με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς. Πραγματοποιήθηκαν πέντε διαφορετικές μέθοδοι ανάλυσης, έχοντας λάβει υπόψη τη πιθανή προσθήκη ορόφου, προκειμένου να συμπεράνουμε ποια είναι η συντηρητικότερη με βάση τις ανεπάρκειες. Στη συνέχεια, αλλάζοντας τη στάθμη επιτελεστικότητας και τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, καθώς και την ύπαρξη ή όχι τοιχοπληρώσεων, προέκυψαν κάποια συμπεράσματα για την επιρροή αυτών στις ανεπάρκειες. Για τις αναλύσεις που έγιναν, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα STRAD της εταιρίας 3DR.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σεισμικότητα της Ελλάδας είναι η υψηλότερη στην Ευρώπη και μια από τις υψηλότερες στο κόσμο. Για το λόγο αυτό, κύριο μέλημα ενός μηχανικού είναι η «θωράκιση» των κατασκευών από τις σεισμικές δράσεις. Αξίζει να σημειώσουμε, ότι τα παλιά κτίρια, αποτελούν τη μεγάλη πλειοψηφία (περίπου 70%) του οικιστικού πλούτου της χώρας μας και κατά συνέπεια και τη μεγαλύτερη πηγή κινδύνου από το σεισμό. Γίνεται η θεώρηση ότι κτίρια τα οποία είναι κατασκευασμένα πριν το 1985 είναι παλιά, ανάμεσα στο 1985 και 1995 ενδιάμεσα, ενώ κτίρια μετά το 1995 καινούρια [5].

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει σε ένα πολύ καλό επίπεδο, με αποτέλεσμα τα νέα κτίρια να έχουν ξεκάθαρα καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τα παλαιότερα, τα οποία δεν έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν σεισμικές δράσεις, ή καλύτερα έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν πολύ μικρότερου μεγέθους δράσεις από αυτές που θα κληθούν να αναλάβουν.

Λόγω της πρόσφατης ανάπτυξης του επιστημονικού και τεχνικού τομέα των δομητικών επεμβάσεων, δεν έχει ολοκληρωθεί η σχετική έρευνα ή καλύτερα δεν έχει επιτευχθεί επαρκής διεθνής συμφωνία επί όλων των σχετικών προβλημάτων. Έτσι, επειδή οι μέθοδοι σχεδιασμού δεν είναι «κατασταλαγμένες», ο μελετητής αναλαμβάνει μια μεγάλη ευθύνη όταν υιοθετεί μια συγκεκριμένη λογική σχεδιασμού ή μια συγκεκριμένη μέθοδο υπολογισμών.

Μέχρι πρότινος δεν υπήρχε κάποιος κανονισμός για τη ενίσχυση/ επισκευή κτιρίων. Ο Ε.Α.Κ. 2000 αναφέρεται σε νέες κατασκευές, ενώ το Παράρτημα Ε του Ε.Α.Κ. 2000 αναφέρεται αποκλειστικά και μόνο σε προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια, με αποτέλεσμα ο μηχανικός να μένει «αβοήθητος» σε περίπτωση ενίσχυσης/επέμβασης κτιρίου [4].

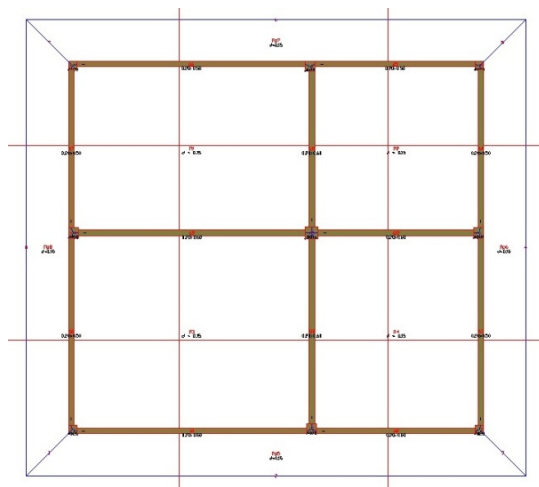
Σε επίπεδο εθνικού κανονισμού για τέτοια αντικείμενα, δεν διατίθενται έτοιμα κείμενα στη διεθνή βιβλιογραφία. Ο δρόμος άνοιξε με την πρώτη έκδοση του EC8–Μέρος 3, το οποίο όμως δεν διαθέτει την πληρότητα την οποία απαιτούν οι καθημερινές πρακτικές εφαρμογές. Τα ακόμα πιο επεξεργασμένα κανονιστικά κείμενα της FEMA & ATC, στις ΗΠΑ, καλύπτουν κυρίως τις γενικές αρχές και την ανάλυση μόνο. Η εξυπηρέτηση του διπλού στόχου κάθε σχεδιασμού, δηλαδή ασφάλειας & οικονομίας, στην περίπτωση των επεμβάσεων, καθίσταται ιδιαίτερα δυσχερής (υφιστάμενο δόμημα, διεπιφάνειες, κτλ).

Για την αντιμετώπιση των προαναφερθέντων θεμάτων, είναι αναγκαία η θεσμοθέτηση ενός ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), σε υφιστάμενες κατασκευές, ώστε η κατασκευή να μπορεί να παραλάβει τα φορτία με ασφάλεια [2].

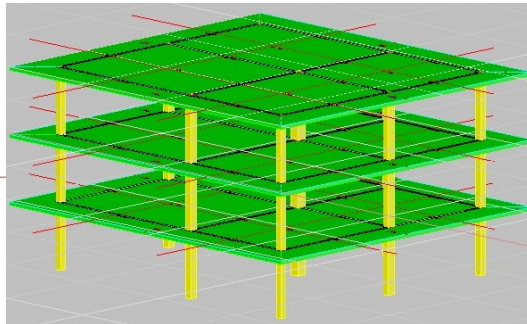
Η ποσοτική εκτίμηση και ο έλεγχος της επάρκειας μιας συγκεκριμένης κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης, ορίζεται ως «Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς». Το αποτέλεσμα της αποτίμησης δεν είναι απλώς ένα ναι ή όχι για την ανάγκη ενίσχυσης. Ακόμα και όταν η κατασκευή είναι προφανώς ανεπαρκής και χρειάζεται ενίσχυση, μία λεπτομερής αποτίμηση αποτελεί απαραίτητο πρώτο στάδιο ενός καλού ανασχεδιασμού (δηλαδή μιας καλής μελέτης της ενίσχυσης), γιατί μέσω αυτής εντοπίζονται τα πλέον τρωτά σημεία και τμήματα της κατασκευής και καθοδηγείται ο μελετητής στην επιλογή του είδους και της έκτασης της ενίσχυσης.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται η κάτοψη και η 3D απεικόνιση του κτιρίου στο πρόγραμμα STRAD.3DR. Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003), με κατηγορία εδάφους Β και σπουδαιότητα συνήθη.



Σχήμα 1: Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 2: 3D απεικόνιση

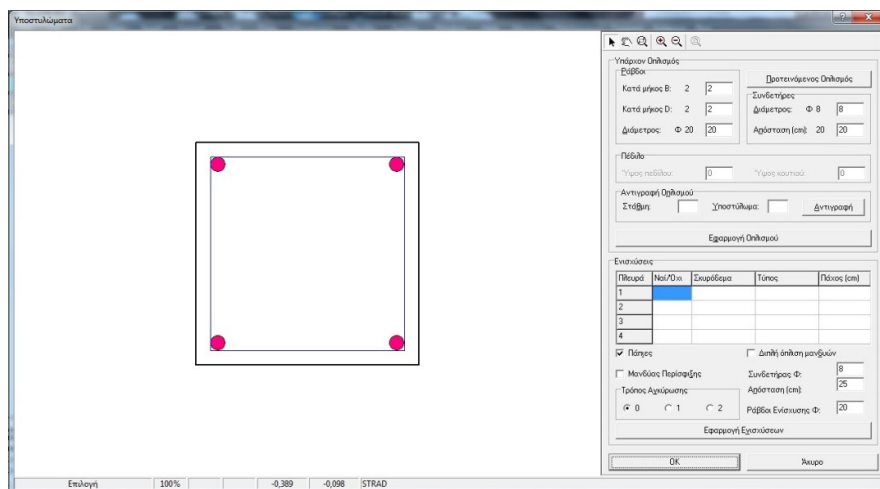
Το υφιστάμενο κτίριο αποτελεί μια διώροφη οικοδομή κατασκευασμένη το 1975. Επειδή μελετάται η αποτίμηση της επάρκειας των στοιχείων για να μπορέσει να προστεθεί ένας επιπλέον όροφος, το κτίριο σχεδιάστηκε ως τριώροφο όπως φαίνεται και στο σχήμα 2. Η κάτοψη, του σχήματος 1, παραμένει ίδια και για τους τρεις ορόφους.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των μελών φαίνονται στον πίνακα 1:

- Υποστυλώματα

	Διαστάσεις (cm)	Κατακόρυφοι οπλισμοί	Συνδετήρων
K1	30x30	4Φ20	Φ8/200
K2	35x35	4Φ18	Φ8/200
K3	30x30	4Φ20	Φ8/200
K4	35x35	4Φ18	Φ8/200
K5	45x45	8Φ16	Φ8/200
K6	35x35	4Φ18	Φ8/200
K7	30x30	4Φ20	Φ8/200
K8	35x35	4Φ18	Φ8/200
K9	30x30	4Φ20	Φ8/200

Πίνακας 1

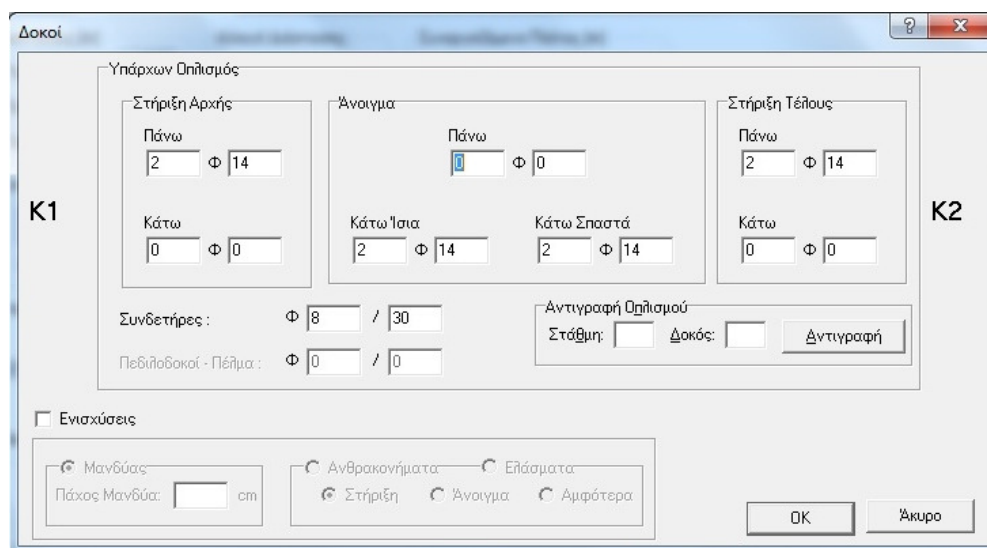


Σχήμα 3 : Ορισμός υπάρχοντος οπλισμού υποστυλωμάτων [3]

- Δοκάρια

	Διαστάσεις (cm)	Οπλισμοί-Άνοιγμα	Οπλισμοί-Στηρίξεις	Συνδετήρες
Δ1	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ2	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ3	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ4	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ5	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ6	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ7	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ8	20x50	4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ9	20x60	4Φ16	2Φ18	Φ8/300
Δ10	20x60	4Φ16	2Φ18	Φ8/300
Δ11	20x60	4Φ16	2Φ18	Φ8/300
Δ12	20x60	4Φ16	2Φ18	Φ8/300

Πίνακας 2



Σχήμα 4 : Ορισμός υπάρχοντος οπλισμού δοκών [3]

- Πλάκες

Πάχος πλακών : 15cm

Οπλισμοί και στις δύο διευθύνσεις : Φ8/150

Αλλαγές Πλακών

Τύπος Πλάκας: Συμπαγής Επίπεδο πλάκας: 0

Φορτία

Μόνιμο G (Kg/m² ή N/m²): 1500

Κινητό Q (Kg/m² ή N/m²): 2000

Μόνιμο φορτίο προβόλου (Kg/m² ή N/m²): 1500

Κινητό φορτίο προβόλου (Kg/m² ή N/m²): 5000

Διαστάσεις

Πάχος Πλάκας (m): 0.15

Πάχος d2 (m) (Μόνο για πρόβολο): 0.16

Στοιχεία δοκιδιών πλάκων

Πάχος Πλάκας μεταξύ διαδοκίων (m): 0.08

Πλάτος διαδοκίων στον x άξονα (m): 0.15

Απόσταση διαδοκίων κατά x (m): 0.50

Πλάτος διαδοκίων στον y άξονα (m): 0.15

Απόσταση διαδοκίων κατά y (m): 0.50

Πλάτος συμπαγούς ζώνης (m): 0.80

Προκαθορισμένη - Υπάρχουσα

☒ Προκαθορισμένη - Υπάρχουσα

☐ Τοποθέτηση ανθρακονήματος κάτω (εάν απαιτηθεί)

☐ Τοποθέτηση ανθρακονήματος πάνω (εάν απαιτηθεί)

Οπλισμός κατά X: Φ 8 / 15

Οπλισμός κατά Y: Φ 8 / 15

OK Άκυρο

Σχήμα 5: Ορισμός υπάρχοντος οπλισμού πλακών [3]

Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m . Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m.

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν κατηγορίας C16/20 με θλιπτική αντοχή $f_c=16\text{MPa}$ και ο χάλυβας κατηγορίας S400 με εφελκυστική αντοχή $f_y=400\text{MPa}$.

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Όπως αναφέραμε και παραπάνω για την προσομοίωση και την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα STRAD της 3DR, το οποίο περιέχει ενσωματωμένο υποπρόγραμμα βασισμένο στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πρώτο βήμα, ήταν η περιγραφή του φορέα στο πρόγραμμα, που περιελάμβανε τον ορισμό των διατομών των υποστυλωμάτων, των δοκών, των πλακών και των τοιχοπληρώσεων. Ττοιχοπληρώσεις τοποθετήθηκαν μόνο στις στάθμες των ορόφων, όχι στο ισόγειο (pilotis). Στην συνέχεια, ορίστηκαν οι υπάρχοντες οπλισμοί των δοκών και των υποστυλωμάτων, όπως φαίνονται στους παραπάνω πίνακες, ενώ παράλληλα έγινε και ο ορισμός του πρόσθετου φορτίου των δοκών, λόγω της ύπαρξης τοιχοπληρώσεων και των φορτίων των πλακών. Ο στόχος των αναλύσεων ήταν να προκύψουν οι ανεπάρκειες στους οπλισμούς των

ανοιγμάτων και των στηρίξεων των δοκών, καθώς και οι ανεπάρκειες του οπλισμού των υποστυλωμάτων.

4. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ

4.1 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής από την παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

α. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» - Immediate Occupancy

είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

β. «Προστασία Ζωής» - Life Safety

είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

γ. «Οιονεί Κατάρρευση» - Collapse Prevention

είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Ακολουθεί η συνοπτική παρουσίαση σε πίνακα των σταθμών επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 3: Στάθμες Επιτελεστικότητας [1]

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές και πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%, οπότε δεν προτιμάται. Σημειώνεται άλλωστε ότι ο ΕΑΚ2000 προτείνει στόχο σχεδιασμού B1 «Προστασία Ζωής», για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών [1].

4.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων γενικά που αφορά δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση. Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που

υπεισέρχονται στην αποτίμηση ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα μεγαλύτερα σε σχέση με μια νέα κατασκευή. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. διακρίνει τις Σ.Α.Δ. σε στάθμες ως εξής:

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Πιο αναλυτικά, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει Σ.Α.Δ. σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού καθώς και φορτίου με βάση τις παραπάνω στάθμες.

Σχετικά με την Σ.Α.Δ. σκυροδέματος στόχος αποτελεί η εύρεση της θλιπτικής αντοχής σε κάθε περιοχή του φέροντος οργανισμού. Οι μέθοδοι εκτίμησης της αντοχής του σκυροδέματος γίνονται με έμμεσες μεθόδους και πυρηνοληψίας ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Για μεγαλύτερα των 2 ορόφων κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον κρίσιμο όροφο. Για να μπορεί η Σ.Α.Δ να θεωρηθεί υψηλή πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο το 45% των κατακόρυφων στοιχείων και το 25% των οριζόντιων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες). Η Σ.Α.Δ. για να μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητική, πρέπει οι έμμεσες μέθοδοι να καλύπτουν το 30% των κατακόρυφων και το 15% των οριζόντιων στοιχείων.

Σχετικά με την Σ.Α.Δ. χάλυβα οπλισμού, αυτή έχει ως στόχο την εύρεση της κατηγορίας του οπλισμού. Η Σ.Α.Δ. μπορεί να χαρακτηριστεί υψηλή όταν γίνεται πλήρης διερεύνηση για τον προσδιορισμό των πραγματικών χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) σε 3 τουλάχιστον δείγματα περίπου ίδιας διαμέτρου από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου αλλιώς η Σ.Α.Δ. θεωρείται ικανοποιητική [1].

Σχετικά με την Σ.Α.Δ. φορτίου, γεωμετρικών δεδομένων ισχύουν σύμφωνα με τον πίνακα 4 τα εξής :

ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ															
		ΕΙΣΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ				ΕΙΣΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΑΝΔΙΑΘΜΗΣ				ΕΙΣΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΙΧΟΘΛΗΡΗΣΕΩΝ				ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΕΠΕΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΝΕΣ ΕΠΕΣΤΡΩΣΕΩΝ, Κ.Σ.Β.			
		Ανεκτή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
1	Δείκνουν που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδοκιμασθεί εφαρμοστική			*					*				*				*
2	Δείκνουν που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστική με λίγες τροποποιήσεις κατά τη διακρίση			*					*				*				*
3	Δείκνουν που προέρχεται από αναφορά, σε μερική κλίμακα υποστηρίχτης, σε σχέδιο της αρχικής μελέτης	*			*			*		*			*			*	
4	Δείκνουν που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποδοκιμασθεί εφαρμοστική		*			*		*		*		*		*		*	
5	Δείκνουν που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον τρόπο	*			*			*		*		*		*		*	
6	Δείκνουν που έχει εκδόσει διαγραφεί κατά κρίση ιδιοκτήτη	*	*		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
7	Δεν υπάρχουν δεδομένα	*			*			*		*		*		*		*	

Πίνακας 4: ΣΑΔ φορτίων [1]

4.3 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

- Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς καθώς και για τους ελέγχους, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλούς γ_{sd} και γ_{rd} για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνδέουν.

Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται κυρίως από νέους, ικανούς και επαρκείς φορείς, λαμβάνεται γενικώς $\gamma_{sd}=1.00$

Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα οι τιμές του γ_{sd} δίνονται από το παρακάτω πίνακα:

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/ και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή/ και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1.20$	$\gamma_{sd}=1.10$	$\gamma_{sd}=1.00$

Πίνακας 5: Τιμές του γ_{sd} [1]

Τέλος, όσο αφορά την ελαστική ανάλυση, επιτρέπεται η εφαρμογή όπως, μόνο για σκοπούς αποτίμησης, ανεξαρτήτως ισχύος προϋποθέσεων εφαρμογής, αν οι συντελεστές γ_{sd} επαυξηθούν κατά 0,15 .

- Για όπως μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_f και ψ_i κατά όπως κανονισμούς.
- Για όπως μόνιμες δράσεις ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γ_g θα λαμβάνονται ως εξής:
 - Για όπως βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές όπως δράσεως Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_g=1,35$
Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_g=1,5$ ή $1,20$ αντιστοίχως
 - Για όπως υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών όπως δράσεως Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_g=1,10$
Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_g=1,20$ ή $1,00$ αντιστοίχως

Για τα νέα στοιχεία, όπως νέες κατασκευές κλπ χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_g .

- Για όπως ιδιότητες των υλικών και υφιστάμενα υλικά, όπου η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση μείον μία τυπική απόκλιση ισχύουν τα εξής:
 - ✓ Για ικανοποιητική ΣΑΔ, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από όπως ισχύοντες κανονισμούς.
 - ✓ Για ανεκτή ΣΑΔ, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται αυξημένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από όπως κανονισμούς. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές $\gamma_c=1,65$ ή $\gamma_s=1,25$
 - ✓ Για υψηλή ΣΑΔ οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται μειωμένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από όπως κανονισμούς. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές $\gamma_c=1,35$ ή $\gamma_s=1,05$
 - ✓ Όταν οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται υπόψη στην αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, τότε οι τιμές γ_m θα διαμορφώνονται αναλόγως όπως ΣΑΔ. Για ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ, οι τιμές γ_m για όπως άοπλες τοιχοπληρώσεις μπορούν να ληφθούν ίσες με $2,50$ ή $1,50$ αντιστοίχως, ενώ για ικανοποιητική στάθμη μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m=2,00$ [1]

5. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Κατά την ανάλυση πραγματοποιήθηκαν οι εξής αναλύσεις:

- Ελαστική στατική με καθολικό δείκτη q
- Ελαστική στατική με τοπικούς δείκτες m
- Ελαστική δυναμική με καθολικό δείκτη q
- Ελαστική δυναμική με τοπικούς δείκτες m
- Ανελαστική στατική (push over)

5.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ελαστική στατική ανάλυση αντιστοιχεί στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο. Για στάθμη επιτελεστικότητας A , μπορεί να εφαρμόζεται χωρίς όπως προϋποθέσεις.

Προϋποθέσεις εφαρμογής:

α. Η εφαρμογή όπως στατικής ελαστικής μεθόδου επιτρέπεται (για στάθμες επιτελεστικότητας B ή Γ) όταν ικανοποιείται το σύνολο των παρακάτω συνθηκών:

- i) 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.
- ii) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 είναι μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$.
- iii) Ο λόγος όπως οριζόντιας διάστασης σε ένα όροφο όπως την αντίστοιχη διάσταση σε ένα γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1,5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα)
- iv) Το κτίριο δε παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή όπως δυσκαμψίας σε κάτοψη σε οποιονδήποτε όροφο.
- v) Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δε παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή όπως μάζας ή όπως δυσκαμψίας.
- vi) Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάλιψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ όπως διευθύνσεις.

Β. Ανεξαρτήτως όπως ισχύος των συνθηκών i, iii, iv και v όπως προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό τη προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για όπως σκοπούς (μόνον) όπως αποτίμησης η εφαρμογή όπως στατικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} αυξάνονται κατά 0,15 [1].

5.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχεί στη δυναμική φασματική μέθοδο. Για στάθμη επιτελεστικότητας A , μπορεί να εφαρμόζεται χωρίς όπως προϋποθέσεις.

Προϋποθέσεις εφαρμογής:

α. Το πεδίο εφαρμογής όπως 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.

Β. Ανεξαρτήτως όπως ισχύος των συνθηκών όπως προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό όπως ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για όπως σκοπούς (μόνον) όπως αποτίμησης η εφαρμογή όπως δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} αυξάνονται κατά 0,15 [1]

5.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η μέθοδος αυτή ονομάζεται αλλιώς και Push over ή σταδιακής εξώθησης, καθώς το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο όπως όπως αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρι ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του.

Προϋποθέσεις εφαρμογής:

Συνίσταται, όταν εφαρμόζεται, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ.

Α. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική, γιατί διαφορετικά οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις μπορεί να γίνουν πολύ ανακριβείς .

β. Όταν η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται, υπό τον όρο, ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με όπως δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων, που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων [1] .

6. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

Βασικός στόχος όπως εργασίας όπως, όπως έχει ήδη αναφερθεί, είναι να γίνει σύγκριση μεταξύ των μεθόδων ανάλυσης, με σκοπό να συμπεράνουμε ποια είναι η πιο «συντηρητική». Όπως, θέλαμε να επισημάνουμε τη σημασία των τοιχοπληρώσεων και την επιλογής όπως κατάλληλης στάθμης επιτελεστικότητας και στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων, μέσω αναλύσεων που κάναμε.

Το πρώτο όπως βήμα, ήταν η προσομοίωση του κτιρίου στο πρόγραμμα, με όπως ιδιότητες και τα υλικά που κατασκευάστηκε, αλλά και με τη παρουσία των τοιχοπληρώσεων. Πριν από κάθε ανάλυση πραγματοποιήθηκε μία προκαταρκτική ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ώστε να προκύψουν οι λόγοι ανεπάρκειας για κάθε μέλος [3]. Σε όλες τις περιπτώσεις βρέθηκε τουλάχιστον ένα μέλος με $\lambda > 2,5$. Έτσι, πραγματοποιήσαμε τις αναλύσεις προσανξάνοντας το συντελεστή γ_{sd} κατά 0,15 όπως αναφέρεται και στο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]. Στη συνέχεια, για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων “ικανοποιητική”, πραγματοποιήσαμε 5 διαφορετικές μεθόδους αναλύσεις (ελαστική στατική με καθολικό δείκτη q και τοπικούς δείκτες m , ελαστική δυναμική με καθολικό δείκτη q και τοπικούς δείκτες m και μία στατική ανελαστική-push over) βγάζοντας έτσι όπως ανεπάρκειες.

Έπειτα κρίναμε ενδιαφέρον, να αναλύσουμε το κτίριο όπως χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τη μέθοδο όπως ισοδύναμης δυναμικής με τοπικούς δείκτες m , ώστε να δείξουμε τη σημασία των τελευταίων στη μείωση των ανεπαρκειών.

Επιπροσθέτως, με λογική όπως τη παραπάνω, έγινε ανάλυση με στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 και στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «υψηλή», για να δείξουμε ότι η επιλογή όπως κατάλληλης στάθμης επιτελεστικότητας από το πελάτη, σε συνδυασμό με μια άλλη επιλογή ΣΑΔ επηρεάζουν τα αποτελέσματα των ανεπαρκειών.

Για λόγους απλότητας, επιλέχθηκαν οι δοκοί Δ1, Δ4 οι οποίες είναι περιμετρικές, με το μεγαλύτερο και μικρότερο άνοιγμα αντίστοιχα, καθώς και οι εσωτερικές Δ9 και Δ11 για τον ίδιο λόγο. Οι Δ1 και Δ9 εξετάστηκαν στο άνοιγμα ενώ οι Δ4 και Δ11 όπως στηρίζεις.

Όμοια, επιλέξαμε τα γωνιακά υποστυλώματα Κ1, Κ9, καθώς αυτά καταπονούνται έντονα σε σεισμικές δράσεις, αλλά και το Κ5, το οποίο είναι το κεντρικό υποστύλωμα και καταπονείται περισσότερο από κατακόρυφα φορτία.

Έτσι, προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα με όπως ανεπάρκειες σε cm^2 .

7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

7.1 ΔΟΚΑΡΙΑ

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Β1, ΣΑΔ «ικανοποιητική» και παρουσία τοιχοπληρώσεων:

	Δοκός Δ1		Δοκός Δ4		Δοκός Δ9		Δοκός Δ11	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Μέθοδοι ανάλυσης\Στάθμες								
Ελαστική στατική q	8,19	7,79	8,78	0,38	3,63	3,16	11,72	0
Ελαστική δυναμική m	5,61	5,24	0	0	1,59	1,08	0	0
Ελαστική στατική q	8,15	7,77	8,37	1,12	3,55	3,03	10,85	0
Ελαστική δυναμική m	5,60	5,27	1,47	1,72	1,65	1,09	8,42	0
Ανελαστική στατική	4,61	4,27	5,54	0,35	1,52	1,02	11,88	0

Πίνακας 6

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Β1, ΣΑΔ «ικανοποιητική», ΧΩΡΙΣ τη παρουσία τοιχοπληρώσεων:

	Δοκός Δ1		Δοκός Δ4		Δοκός Δ9		Δοκός Δ11	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Μέθοδοι ανάλυσης\Στάθμες								
Ελαστική δυναμική m	5,91	5,53	6,59	2,35	1,95	4,96	14	11,08

Πίνακας 7

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, ΣΑΔ «υψηλή» και παρουσία τοιχοπληρώσεων:

	Δοκός Δ1		Δοκός Δ4		Δοκός Δ9		Δοκός Δ11	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Μέθοδοι ανάλυσης\Στάθμες								
Ανελαστική στατική	3,37	4,01	0,58	0	1,44	1,08	0	0

Πίνακας 8

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ2, ΣΑΔ «ικανοποιητική» και παρουσία τοιχοπληρώσεων:

	Δοκός Δ1		Δοκός Δ4		Δοκός Δ9		Δοκός Δ11	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Μέθοδοι ανάλυσης\Στάθμες								
Ανελαστική στατική	3,68	3,95	0,97	0	1,52	1,08	0	0

Πίνακας 9

7.2 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Οι ανεπάρκειες των υποστηλωμάτων λόγω πολυπλοκότητας (διαξονική κάμψη) δεν μπορούν να εκφραστούν σε cm^2 . Τα σύμβολα Κ και Δ υποδηλώνουν ότι το υποστυλώμα δεν αντέχει σε κάμψη και διάτμηση αντίστοιχα.

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Β1, ΣΑΔ «ικανοποιητική» και παρουσία τοιχοπληρώσεων:

	Ελαστική στατική με q		Ελαστική στατική με m		Ελαστική δυναμική με q		Ελαστική δυναμική με m		Ανελαστική στατική (push over)	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
K1	K/Δ	K/Δ	K/Δ	K/Δ	K/Δ	K	K	K	K/Δ	K/Δ
K5	K /Δ	K	-	K	-	-	-	-	-	K
K9	K/Δ	K/Δ	K	-	K/Δ	K/Δ	-	-	-	Δ

Πίνακας 10

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Β1, ΣΑΔ «ικανοποιητική», ΧΩΡΙΣ τη παρουσία τοιχοπληρώσεων:

Υποστηλώματα\Στάθμες	Ελαστική δυναμική με m	
	1	2
K1	K/Δ	K/Δ
K5	K/Δ	K/Δ
K9	K/Δ	K/Δ

Πίνακας 10

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, ΣΑΔ «υψηλή» και παρουσία τοιχοπληρώσεων:

Υποστηλώματα\Στάθμες	Ανελαστική στατική (push over)	
	1	2
K1	K	K
K5	-	-
K9	-	Δ

Πίνακας 11

- ✓ Ανάλυση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ2, ΣΑΔ «ικανοποιητική» και παρουσία τοιχοπληρώσεων:

Υποστηλώματα\Στάθμες	Ανελαστική στατική (push over)	
	1	2
K1	K	K
K5	-	-
K9	-	Δ

Πίνακας 12

8. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- Μια πρώτη παρατήρηση είναι ότι η ελαστική στατική μέθοδος, με καθολικό δείκτη q , δίνει περισσότερες ανεπάρκειες από τις υπόλοιπες μεθόδους τόσο στα δοκάρια όσο και στα υποστυλώματα όπου και γίνεται ιδιαίτερα αντιληπτό.
- Επίσης, παρατηρούμε ότι οι ελαστικές μέθοδοι με καθολικό δείκτη q , ελαστικές και στατικές, δίνουν μεγαλύτερες ανεπάρκειες σε σχέση με τις αντίστοιχες με τοπικούς δείκτες m σε ποσοστό της τάξης του 20-100%.
- Μια ακόμα σημαντική παρατήρηση είναι ότι συγκρίνοντας το φορέα με και χωρίς τη παρουσία των τοιχοπληρώσεων, με τη μέθοδο της ελαστικής δυναμική με m , έχουμε αύξηση ανεπαρκειών από 5% και πάνω, στη περίπτωση απουσίας τοιχοπλήρωσης.
- Προκύπτει ακόμα, ότι αν στο τοιχοπληρωμένο κτίριο αλλάξουμε τη στάθμη επιτελεστικότητας από B1 σε Γ1 και τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων από «ικανοποιητική» σε «υψηλή» έχουμε μείωση των ανεπαρκειών από 6 έως και 100%.
- Όμοια, το ίδιο συμβαίνει και στη περίπτωση στάθμης επιτελεστικότητας Γ2 και «ικανοποιητικής» Σ.Α.Δ., δηλαδή έχουμε εμφανή μείωση σε σχέση με τη περίπτωση B1 και «ικανοποιητικής» Σ.Α.Δ., ενώ παρόμοια είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν σε σχέση με αυτά της παραπάνω περίπτωσης (6-100%).
- Τέλος, παρατηρούμε ότι στη περίπτωση που δεν έχουμε τοιχοπληρώσεις, κανένα υποστύλωμα δεν αντέχει σε κάμψη και διάτμηση.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- ✓ Το πρώτο βασικό συμπέρασμα είναι ότι η ελαστική στατική με καθολικό δείκτη q , είναι η πιο «αυστηρή» μέθοδος, έπειτα η αντίστοιχη δυναμική και τέλος ακολουθούν οι ελαστικές με τοπικούς δείκτες m .
- ✓ Ακόμα, ένα συμπέρασμα είναι ότι σε όπως περιπτώσεις η ανελαστική στατική μέθοδος δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα από όπως ελαστικές, στη περίπτωση που έχουμε λάβει υπόψη όπως όπως τοιχοπληρώσεις και αυτό οφείλεται στον τρόπο προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων.
- ✓ Ένα ακόμα σημαντικό συμπέρασμα είναι ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων, δίνει αφενός μεν πιο ευνοϊκά αποτελέσματα, που αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ένα μέρος όπως τέμνουσας το παραλαμβάνουν οι τοιχοπληρώσεις και όχι τα μέλη από σκυρόδεμα, αφετέρου, δεδομένου της ψαθυρής συμπεριφοράς τους, όσο και της αβεβαιότητας στο τρόπο προσομοίωσής τους, ο μελετητής μηχανικός δε μπορεί να βασιστεί σε αυτά για να έχει μία πιο αντιπροσωπευτική εικόνα της πραγματικής συμπεριφοράς του κτιρίου.
- ✓ Επίσης, αξίζει να επισημάνουμε το ρόλο που έχει η επιλογή της στάθμης επιτελεστικότητας και η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων στις ανεπάρκειες. Πιο συγκεκριμένα, παίρνοντας «υψηλή» Σ.Α.Δ. έχουμε πολύ καλή αξιοπιστία δεδομένων και μπορούν να αποφευχθούν τυχόν υπερδιαστασιολογήσεις των ενισχύσεων, ενώ για επιτελεστικότητα Γ γινόμαστε πιο ανεκτικοί στις βλάβες.
- ✓ Τέλος, ένα πολύ ενδιαφέρον συμπέρασμα προκύπτει μετά από την ανάλυση, που έγινε με τη μέθοδο push over, για στάθμη επιτελεστικότητας Γ2 και στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «ικανοποιητική», όπου προέκυψε εμφανή μείωση των ανεπαρκειών.

Όπως αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. η ευθύνη του κυρίου του έργου συνίσταται στην επιλογή της στάθμης επιτελεστικότητας, η οποία δε μπορεί να είναι χαμηλότερη από την οριζόμενη από τη Δημόσια Αρχή. Όμως, η Δημόσια Αρχή δεν έχει ορίσει ελάχιστες στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με τη χρήση ή κάποια άλλα κριτήρια, παρόλο που κάποιοι φορείς όπως ο Ο.Α.Σ.Π. και το Ε.Τ.Α.Μ. έχουν κάνει προτάσεις οι οποίες δεν έχουν υιοθετηθεί. Αυτό δίνει τη δυνατότητα στο κύριο του έργου να μπορεί να χρησιμοποιήσει ακόμα και επιτελεστικότητα Γ2 (οιονεί κατάρρευση). Ειδικά όταν πρόκειται και για κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας, όπως σχολεία (III) , νοσοκομεία(IV) κτλ. είναι αναγκαίο να υπάρχει μία ελάχιστη αποδεκτή επιτελεστικότητα.

Οι προτεινόμενοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού υφιστάμενου κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται ανάλογα με τη σπουδαιότητα του κτιρίου ως εξής:

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

Πίνακας 13 [1]

10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] «ΚΑΝ.ΕΠΕ.», 2013
- [2] Μώκος Β., ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχέδιο5ο)- Βασικές Αρχές, www.oasp.gr
- [3] 3DR STRAD KANEPE MANUAL
- [4] «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», 2000
- [5] Στέφανος Η. Δρίτσος, “Ενισχύσεις-Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2009.

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]

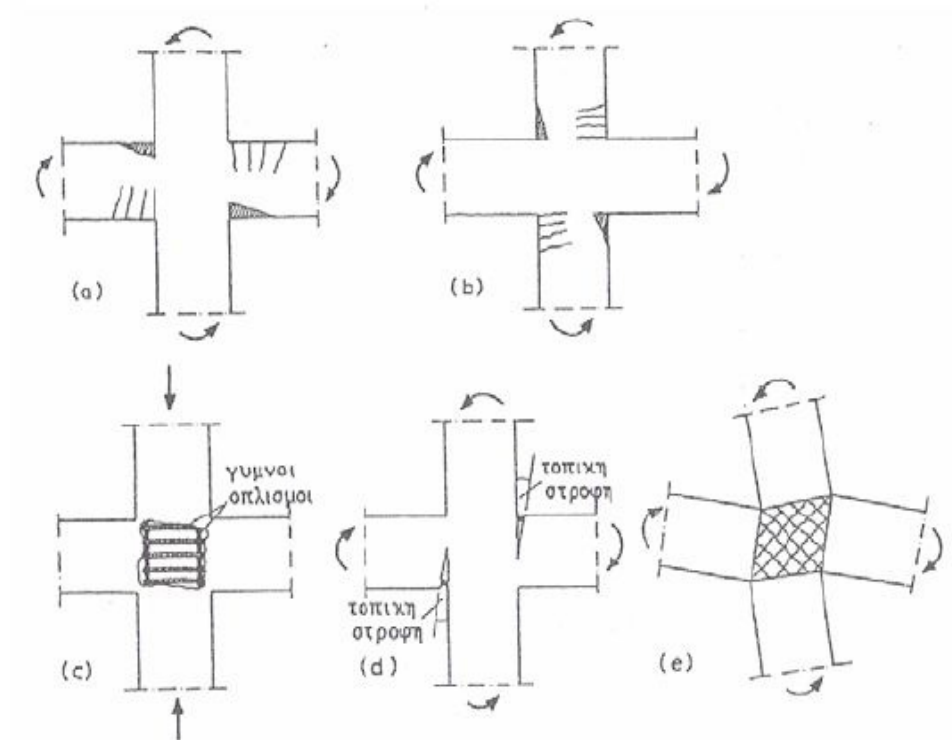
- Οι κόμβοι καταπονούνται έντονα σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσοντας μεγάλες διατμητικές τάσεις.
- Οι βλάβες στους κόμβους είναι κατά μία κατηγορία υψηλότερη από αυτή που αντιστοιχεί στα υπόλοιπα στοιχεία του φέροντος οργανισμού γι' αυτό και κάθε ρηγματώση εξετάζεται 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 συμπίκνωση του σκυροδέματος.
- Οι κόμβοι δε διαστασιολογούνταν ξεχωριστά και επιμελώς γι' αυτό παρουσιάζεται ανεπαρκής περίσφιγξη 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.
Πολυώροφη οικοδομή. Διαγώνια διατμητική αστοχία ακραίου
κόμβου ισόγειου. Παρατηρείται έλλειψη συνδετήρων στο
σώμα του κόμβου και στο υποστυλώμα.

Εικόνα 1: Διαγώνια διατμητική αστοχία. [3]



Αθήνα, περιοχή Θρακομακεδόνων.
Σεισμός της 7ης Σεπτεμβρίου 1999.
Διώροφη κατοικία. Αστοχία ακραίου κόμβου και ψαθυρή (διατμητική) 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 περισφιχθεί 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: Επικολλητά 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.

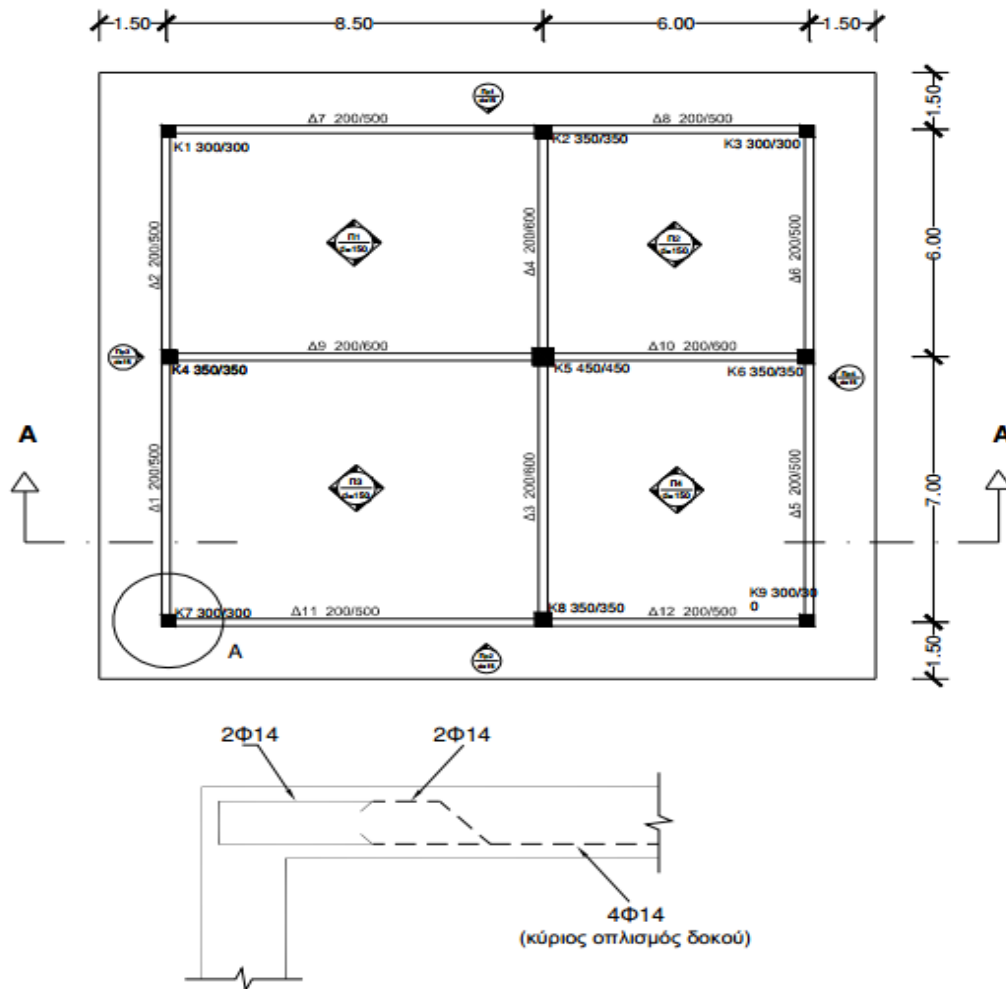


Εικόνα 7: Αποκατάσταση ίσης διατομής. [12]

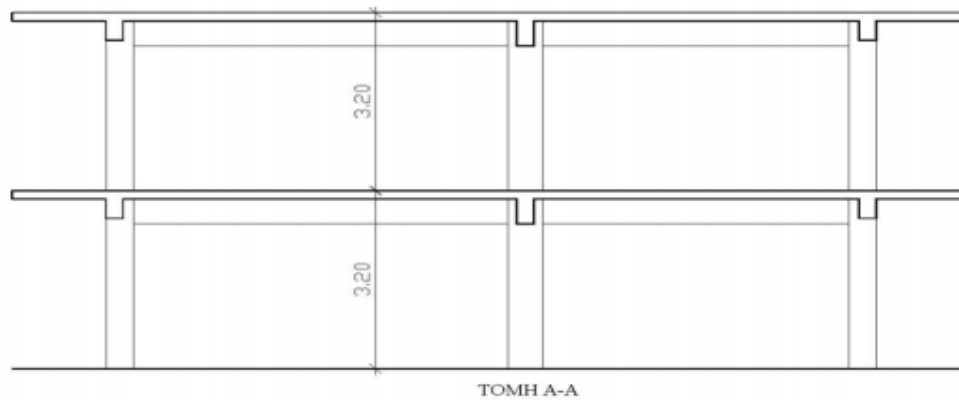
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

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



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



Σχήμα 3: Τομή Α-Α [5]

2.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ [5]

Σκυρόδεμα	C16/20
Χάλυβας	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 kN/m^2
- κινητά ή ωφέλιμα φορτία πλακών : 2 kN/m^2
- κινητά ή ωφέλιμα φορτία εξωστών: 5 kN/m^2
- τοιχοποιία :
 - ✓ περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος : 3.6 kN/m^2
 - ✓ εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, σε κάθε όροφο υπάρχει δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος : 2.1 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) : $a_g = 0.24 g$
- είδος φάσματος απόκρισης: Ελαστικό Τύπου 1

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

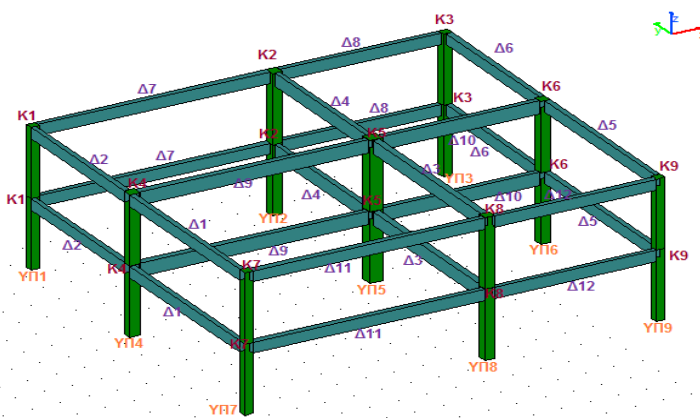
3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

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 (απαίτηση) 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]

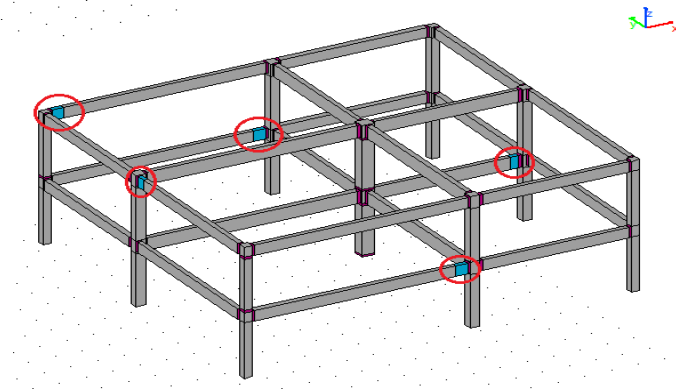
Παράμετροι υπερωθητικής ανάλυσης:

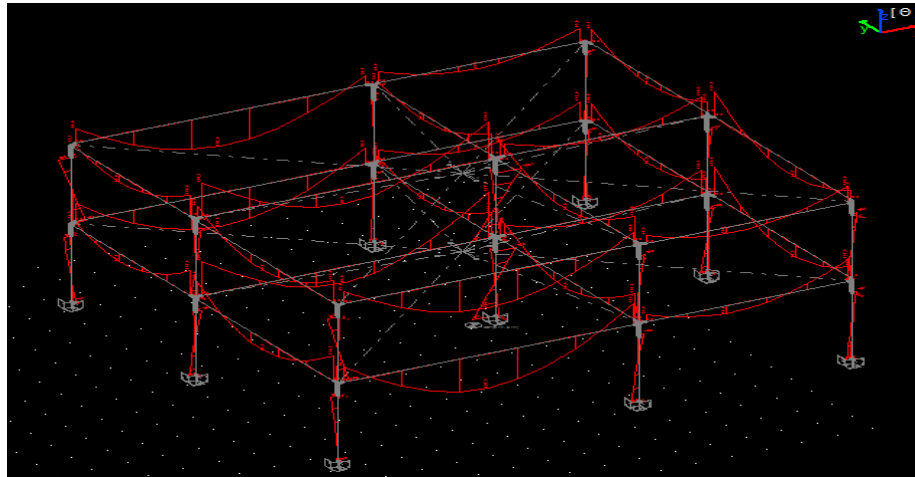
- ιδιομορφική και ορθογωνική κατανομή
- επίπεδο επιτελεστικότητας «σημαντικές βλάβες SD»
- περίοδος επαναφοράς (TR=225 χρόνια-P=20% σε 50 χρόνια)
- φορέας χαμηλής πλαστιμότητας (τύπου 1)
- επίπεδο γνώσης (κανονική)



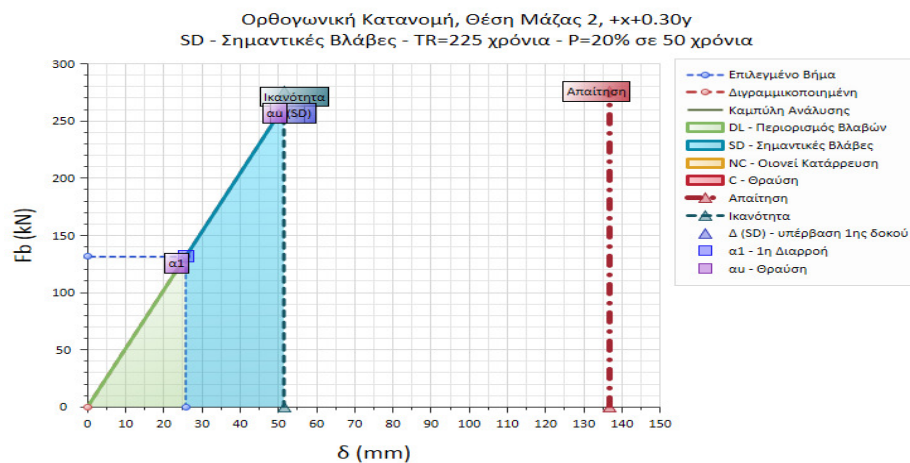
Σχήμα 4: Στερεοσκοπική όψη δώροφου κτιρίου. [6]

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





Σχήμα 6: Διάγραμμα ροπών [6]



Σχήμα 7: Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης [6]

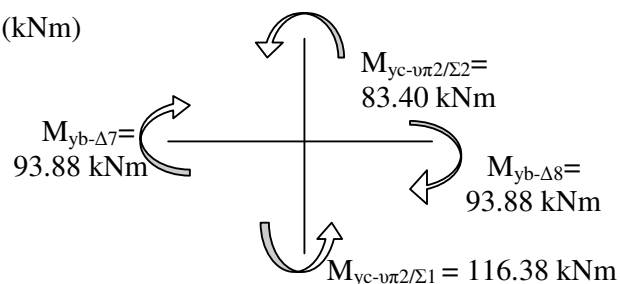
4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

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

$$Vjh \approx \Sigma Myb * \left(\frac{1}{x_e} - \frac{1}{h_{st}} * \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

(KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ.10)) (1)

$$Vjh \approx 187.76 * \left(\frac{1}{0.414} - \frac{1}{3.2} * \frac{8.5}{3.175} \right) = 409.94 \text{ kN}$$

h_{st} = ύψος ορόφου

L_b = θεωρητικό μήκος δοκού

L_{bn} = καθαρό μήκος δοκού

Z_b = μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων δοκών

$$b_j = \min \left(\max(b_c, b_w), \max(b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right)$$

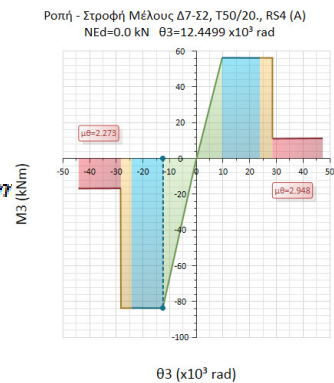
(2)

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

h_c = ύψος διατομής υποστυλώματος

b_c = πλάτος υποστυλώματος σε οριζόντια διεύθυνση
κάθετα στο h_c

b_w = πλάτος δοκού



$$\tau_j = Vjh / (b_j * h_c)$$

(KAN.ΕΠΕ. § 7.2.5 β (i)) (3)

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

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

τ_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 τ_j . Στην περίπτωση μας ($\Sigma Myb < \Sigma Myc$) η δύναμη της τέμνουσας που εισάγεται από τη δοκό παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες του υποστυλώματος. Οι συνδετήρες του υποστυλώματος είναι Φ8/200. Επομένως κατά το ύψος της δοκού $h_b=500$ συμπεριλαμβάνονται δύο δίτητοι συνδετήρες Φ8. $A_{sh} = 2*50*2 = 200 \text{ mm}^2$

$$\rho_{jh} = A_{sh} / (b_j * h_b)$$

(KAN.ΕΠΕ. § 7.2.5 δ)

(4)

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

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

$$v_{top} = \frac{Nsd}{b_c * h_c * fcd}$$

$$(KAN.EΠΕ. § 7.2.5 γ) \quad (5)$$

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

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

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

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

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.

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

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

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

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

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

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.

	ΣMyb (kNm)	ΣMyc (kNm)	V_{jv} (kN)	V_{jh} (kN)	t_j (MPa)	t_c (MPa)	t_{ju} (MPa)
K2-Σ1 (Δ7-Δ8) Κατά (x)	187.76	199.78	–	409.94	3.35	3.21	7.58
	$\Sigma Myb < \Sigma Myc$						
K8-Σ1 (Δ11-Δ12) Κατά (x)	187.76	213.6	–	410.56	3.35	3.27	7.47
	$\Sigma Myb < \Sigma Myc$						

K4-Σ1 (Δ1-Δ2) Κατά (y)	187.76	212.8	–	414.49	3.39	3.31	7.41
	$\Sigma Myb<\Sigma Myc$						
K6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά (y)	187.76	200.2	–	410.74	3.35	3.17	7.65
	$\Sigma Myb<\Sigma Myc$						

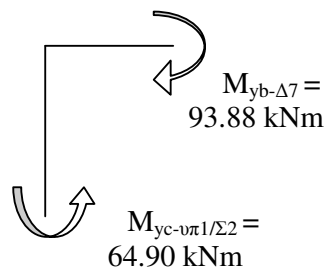
Πίνακας 5: Αποτελέσματα ροπών, τεμνουσών και διατμητικών τάσεων του πρώτου ορόφου.

• Δεύτερος όροφος (Στάθμη Σ2)

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

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

Το υποστυλώμα είναι πιο αδύνατο από τη δοκό άρα είναι αυτό που εισάγει την κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη V_{jh} και καθορίζει τη διατμητική ένταση του κόμβου.



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

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

$h_{st,n}$ = 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

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

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

$$\tau_j = V_{jv} / (b_j * h_p) \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. § 7.2.5 β (ii)}) \quad (11)$$

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

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 τ_j .

Στην περίπτωση της ($\Sigma Myb > \Sigma Myc$) η δύναμη της τέμνουσας που εισάγεται από το υποστυλώμα παραλαμβάνεται από της συνδετήρες της δοκού. Οι συνδετήρες της δοκού είναι Φ8/300. Επομένως κατά το ύψος του υποστυλώματος $h_c=300$ συμπεριλαμβάνεται της δίτμητος συνδετήρας Φ8. $A_{sh} = 1 * 50 * 2 = 100 \text{ mm}^2$.

$$\rho_{jh} = A_{sh} / (b_j * h_p) \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. § 7.2.5 δ})$$

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

$$v_{top} = \frac{Nsd}{b_c * h_c * f_{cd}}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.5 γ)

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

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

$$\tau_c = 1.9 * \sqrt{\left(1 + \frac{0.000567 * 400/1.15}{1.9}\right) * \left(1 + \frac{0 * 16}{1.9}\right)} = 2.013 \text{ MPa}$$

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.

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

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

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

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

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

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 _j (MPa)	t _c (MPa)	t _{ju} (MPa)
K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)	93.88	64.9	327.25	–	2.19	2.01	8.99
	ΣMyb>ΣMyc						
K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)	93.88	64.9	301.92	–	2.01	2.01	8.99
	ΣMyb>ΣMyc						
K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)	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 τ_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 τ_{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 K2-Σ1 κατά τη διεύθυνση x.

$$Vjv = Vjh * \frac{h_b}{h_c} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ8.12)}) \quad (12)$$

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

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

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

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

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

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

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

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_{jv} (kN)	A_{jh} (mm²)	A_{jv} (mm²)
K2-Σ1 (Δ7-Δ8) Κατά (x)	585.63	785.72	1122.46
K8-Σ1 (Δ11-Δ12) Κατά (x)	586.51	786.91	1124.15
K4-Σ1 (Δ1-Δ2) Κατά (y)	592.13	794.44	1134.91
K6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά (y)	586.77	787.25	1124.65

Πίνακας 7: οριζόντιων οπλισμών πρώτου όροφος

Αποτελέσματα και κατακόρυφων κόμβου του ορόφου.

• Δεύτερος (Στάθμη 2)

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

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

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

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

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

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

$$A_{jv} = \frac{Vjv}{f_{ywd} * \gamma_{Rd}}$$

(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.

	Vjh (kN)	Ajh(mm ²)	Ajn(mm ²)
K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)	196.35	376.33	627.22
K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)	185.15	347.20	578.67
K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)	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 K2-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_{δ} = μήκος της διαγωνίου του κόμβου

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

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

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

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

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

$A_{j\delta}$ = 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.

	Fjδ (kN)	Ajδ(mm ²)
K2-Σ1 (Δ7-Δ8) Κατά(x)	714.85	1749.10

K8-Σ1 (Δ11-Δ12) Κατά(x)	715.93	1751.75
K4-Σ1 (Δ1-Δ2) Κατά(y)	722.79	1768.52
K6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά(y)	716.25	1752.52

Πίνακας 9: Αποτελέσματα διατομής χαλύβδινων στοιχείων του πρώτου ορόφου.

- Δεύτερος όροφος (Στάθμη 2)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

	Fjδ (kN)	Ajδ(mm²)
K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)	381.62	933.75
K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)	352.09	861.50

K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)	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 (σ_{jd}) λόγω αστοχίας του προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk} \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (8.14)}) \quad (19)$$

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

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

f_{jk} = χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης

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

$$(\text{KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (8.24)}) \quad (20)$$

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

$t_{ελ}$ = πάχος του χαλύβδινου ελάσματος

Υφάσματα γυαλιού από ινοπλισμένα πολυμερή

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

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

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

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

f_{jk} = χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης

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

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

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

ε_{ju} = μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού

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

ψ = μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων

Για πλήθος στρώσεων ινοπλισμένων πολυμερή μικρότερων των τεσσάρων το $\psi=1$.

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

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

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

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

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

$E_j = 70 GPa$: μέτρο ελαστικότητας του γυαλιού

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

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

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

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

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

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)
K2-Σ1 (Δ7-Δ8) Κατά (x)	8.54	1.87	3.83
K8-Σ1 (Δ11-Δ12) Κατά (x)	8.56	1.88	3.83
K4-Σ1 (Δ1-Δ2) Κατά (y)	8.64	1.90	3.87
K6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά (y)	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.

Επικολλητά ελάσματα από χάλυβα S235

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

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

(KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (8.14))

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

(KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (8.24))

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

$t_{ελ}$ = πάχος του χαλύβδινου ελάσματος

Υφάσματα γυαλιού από ινοπλισμένα πολυμερή

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\bar{f}_{jk} = E_j * \varepsilon_{crit} \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. § 8.2.2.2 (iv)})$$

$$\bar{f}_{jk} = 70 * 10^3 (MPa) * 0.0075 = 525 MPa$$

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

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

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

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

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

t_{jv} = πάχος απαιτούμενου υφάσματος με ίνες παράλληλες προς 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)
K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)	5.57	0.898	2.49
K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)	5.13	0.828	2.30
K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)	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.

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

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

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

γ_{Rd} = 1.5 (συντελεστής ασφάλειας)

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

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

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} (mm ²)	A _{jv,tot} (mm ²)
K2-Σ1 (Δ7-Δ8) Κατά(x)	1767.87	2525.53
K8-Σ1 (Δ11-Δ12) Κατά(x)	1770.54	2529.34
K4-Σ1 (Δ1-Δ2)	1787.49	2553.56

Κατά(y)		
K6-Σ1 (Δ5-Δ6) Κατά(y)	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.

$$A_{jh,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} * V_{jh}}{f_{ywd}}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. 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

$$A_{jv,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} * V_{jv}}{f_{ywd}}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.26))

$$A_{jv,tot} \geq \frac{15 \text{ kN}}{0.400/1.15 \text{ kN/mm}^2} = 1411.25 \text{ mm}^2$$

$A_{jv,tot}$ = 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} (mm²)	A_{jv,tot} (mm²)
K1-Σ2 (Δ7) Κατά (x)	846.72	1411.25
K3-Σ2 (Δ8) Κατά (x)	781.21	1302.01
K3-Σ2 (Δ6) Κατά (y)	781.55	1302.6

Πίνακας 14: Αποτελέσματα πάχος 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 ρ_{jh} μέσω της πύκνωσης του κόμβου με οριζόντιους ή κατακόρυφους συνδετήρες συντελεί στην αύξηση της αντοχής σε εφελκυστική ρηγμάτωση (αύξηση του τ_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 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 (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [12] <http://www.buildtek.gr/p6.html> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)

ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ EN 1998-3.

ΖΑΧΑΡΟΠΟΥΛΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ

Περίληψη

Με την εργασία αυτή έγινε μία προσπάθεια προσέγγισης και εφαρμογής σε θεωρητικό επίπεδο των μεθόδων επέμβασης και ενίσχυσης σε δοκούς και υποστρώματα, στα λεγόμενα δηλαδή και ως ραβδόμορφα δομικά στοιχεία σε υφιστάμενες κατασκευές. Στόχος της συγκεκριμένης εργασίας είναι η χρησιμοποίηση εξισώσεων και σχέσεων που περιλαμβάνονται τόσο στον Κανονισμό Επεμβάσεων 2013 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013), όσο και στο Παράρτημα Α (Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα) του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EN 1998-3:2005), η υλοποίησή τους με αριθμητικά δεδομένα και η εξαγωγή των αντίστοιχων συμπερασμάτων βάσει των προκύπτοντων αποτελεσμάτων. Επιπλέον γίνεται και μία σχετικά σύντομη παρουσίαση και περιγραφή των εφαρμοζόμενων τεχνικών και μεθόδων στο πεδίο των ενισχύσεων και επισκευών ραβδόμορφων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι διαδικασίες αποτίμησης και ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών αποτελούν αναντίρρητα καθοριστικής σημασίας τακτικές που ακολουθούνται στην αντιμετώπιση και επίλυση προβλημάτων τα οποία παρουσιάζονται στα υπάρχοντα δομήματα και αφορούν αδυναμίες σχετιζόμενες με την ομαλή λειτουργία του φέροντα οργανισμού τους. Με την εφαρμογή κατάλληλων και απαιτούμενων ανά περίπτωση δομικού στοιχείου και βλάβης του τεχνικών, το αρχικά βλαμμένο φέρων στοιχείο της κατασκευής αποκτά βελτιωμένη συμπεριφορά έναντι τυχηματικών δράσεων (σεισμός) καθώς και ενισχύεται ως προς την αντίστασή του (καμπτική, διατμητική αντοχή, δυσκαμψία) στις δρώσες εντάσεις που το καταπονούν.

Στις μέρες μας άλλωστε λαμβάνοντας υπόψη και τις επικρατούσες κοινωνικές και οικονομικές συνθήκες είναι επιβεβλημένη η κατεύθυνση αυτή στη διατήρηση και επισκευή ή ενίσχυση των ήδη υπάρχοντων δομημάτων, συμπεριλαμβανομένου φυσικά και του παράγοντα του κόστους της επέμβασης ώστε να είναι πραγματικά οικονομικά ωφέλιμη. Επομένως η σπουδαιότητα της ύπαρξης ενός εξειδικευμένου κανονιστικού κειμένου στο πεδίο των επεμβάσεων είναι πολύ μεγάλη. Η σύσταση του Κανονισμού Επεμβάσεων έδωσε λύση στη συγκεκριμένη ανάγκη προσφέροντας στους επαγγελματίες μηχανικούς που δραστηριοποιούνται στο πεδίο αυτό την απαραίτητη κατάρτιση και υποδομή θεσμοθετώντας κριτήρια για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις.

Επιπροσθέτως του Κανονισμού Επεμβάσεων στον τομέα αυτόν των επισκευών ή ενισχύσεων ο ενδιαφερόμενος να δώσει λύση στην απαιτούμενη επέμβαση έχει στη διάθεσή του να χρησιμοποιήσει τον Ευρωκώδικα 8 και συγκεκριμένα το μέρος 3 που εξειδικεύεται στην αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων (EN 1998-3) [5].

Αξιοσημείωτο είναι ότι η στρατηγική που ακολουθείται για τις συγκεκριμένες επεμβάσεις είναι αρκετά διαφορετική από εκείνη για το σχεδιασμό των νέων κατασκευών. Ο ακολουθούμενος τρόπος εργασίας στην υλοποίηση των καινούργιων οικοδομημάτων βασίζεται σε νέους αξιόπιστους και ενημερωμένους κανονισμούς και με δεδομένη τη γνώση των αντιστάσεων και αντοχών σχεδιασμού των δομικών μελών τους από τη φάση της μελέτης. Στη λύση όμως της επέμβασης ο μηχανικός έχει να αντιμετωπίσει σειρά αβεβαιοτήτων αναφορικά με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών που είχαν χρησιμοποιηθεί κατά τον χρόνο κατασκευής, τις τυχούσες κρυμμένες ατέλειες του φορέα και με τον προσδιορισμό της αρχικής γεωμετρίας του κατά το δυνατόν ακριβέστερα. Η

διαδικασία προσέγγισης είναι επομένως διαφορετική και στοχεύει στην τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα [5].

Η επιλογή της λύσης επέμβασης που θα υιοθετηθεί σε κάθε περίπτωση ποικίλει αναλόγως της μορφής του δομικού στοιχείου (ραβδόμορφο, επιφανειακό), καθώς και των διατιθέμενων από τους κανονισμούς μεθόδων που μπορούν να εφαρμοστούν σε αυτή την κατηγορία στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος.

2. ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΙ ΥΛΙΚΑ ΣΕ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗ

Σε κάθε δομικό μέλος μίας υφιστάμενης κατασκευής που χρειάζεται μία λύση επέμβασης επιλέγεται ποια είναι η προσφορότερη και καταλληλότερη τεχνική για να εφαρμοστεί. Καταληκτική σημασία στην παραπάνω επιλογή έχει ο χρόνος που απαιτείται να εκτελεστεί (εργατοώρες εξειδικευμένου συντελεστή), η χρηματική δαπάνη για την προμήθεια των υλικών, καθώς και η επερχόμενη όχληση που θα προκληθεί στη χρήση της κατασκευής έως ότου ολοκληρωθούν οι εργασίες.

Τόσο ο Κανονισμός Επεμβάσεων όσο και ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 υπαγορεύουν υλικά και τεχνολογίες επεμβάσεων πέραν των ήδη χρησιμοποιούμενων στις νέες κατασκευές. Τα παραδοσιακά υλικά της οικοδομής (σκυρόδεμα και χάλυβας) εξακολουθούν να κατέχουν καίρια σημασία στην όλη διαδικασία, όμως απαιτείται η συνεισφορά και άλλων υλικών και τεχνικών που εφαρμόζονται κάτω από ειδικές συνθήκες και απαιτείται η διασφάλιση ενός συστήματος ποιοτικού ελέγχου σε επίπεδο σημαντικά ανώτερο από εκείνο που υιοθετείται στα καινούργια δομήματα [1]. Στη συνέχεια παρατίθενται οι κοινές χρησιμοποιούμενες μέθοδοι και υλικά κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 και κατά EN 1998-3 σε δοκούς και υποστυλώματα ακολουθούμενα συμπληρωματικά με μία συνοπτική περιγραφή για κάθε περίπτωση.

Η χρήση χαλύβδινων επικολλητών φύλλων (ελασμάτων) σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μία μέθοδο που στοχεύει στην ενίσχυση του δομικού μέλους μέσω συμπλήρωσης με καινούργιους οπλισμούς υπό μορφή ελασμάτων του αρχικού ελλείμματος αντοχής εξαιτίας της απουσίας του αναγκαίου οπλισμού στην υφιστάμενη κατασκευή. Η μέθοδος αυτή δρα ευεργετικά αυξάνοντας την καμπτική και διατμητική αντοχή δοκών, ενώ μεταλλικά φύλλα με τη μορφή κλειστών μανδύων συμβάλλουν στην ενίσχυση υποστυλωμάτων μέσω της περίσφιγξης που επιτυγχάνεται. Για την επικόλληση των ελασμάτων αυτών χρησιμοποιείται κατάλληλη εποξειδική ρητίνη (κόλλα) με πλάστιμη συμπεριφορά ως συγκολλητικό μέσο ανάμεσα στο φύλλο και στην επιφάνεια του σκυροδέματος που χρήζει ανάγκη ενίσχυσης σε επίπεδο παράλληλο εκείνου που υστερεί σε αντοχή. Τα ελάσματα εφαρμόζονται σε στρώσεις περισσότερες της μίας και χαρακτηρίζονται από μικρό πάχος της τάξης του 1-1,5 mm, ενώ συχνά για καλύτερη σύνδεσή τους χρησιμοποιούνται πρόσθετα στοιχεία αγκύρωσης (βλήτρα) [1].



Εικόνα 1: Ενίσχυση δοκού με χαλύβδινα ελάσματα [5]

Η χρήση φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή FRPs (Fiber Reinforced Polymers) αποτελεί την εναλλακτική λύση στην τεχνική εφαρμογής χαλύβδινων επικολλητών φύλλων. Σημειώνεται ότι η χρήση σύνθετων υλικών (FRPs) υπερτερεί συγκριτικά εκείνης των χαλύβδινων ελασμάτων εξαιτίας των χαρακτηριστικών και της συμπεριφοράς των υλικών αυτών. Τα ινοπλισμένα πολυμερή αποτελούνται από ίνες σημαντικά μεγάλης εφελκυστικής αντοχής που έχουν εμποτιστεί με "θερμοσκληρυνόμενη" ρητίνη. Το υλικό των ινών μπορεί να είναι γυαλί (GFRP), αραμίδιο (AFRP) ή άνθρακας (CFRP), ενώ η ρητίνη λόγω της καύσης της σε θερμοκρασίες υψηλότερες των 250° C δεν παρουσιάζει ανθεκτικότητα σε υψηλές θερμοκρασίες. Τα FRPs διακρίνονται από πολύ μικρό βάρος, υψηλές τιμές εφελκυστικών αντοχών και σε αντίθεση με το χάλυβα είναι ανθεκτικά σε διάβρωση [1]. Αξιοσημείωτη είναι επίσης η ευκολία εφαρμογής της μεθόδου, ο περιορισμένος χρόνος ολοκλήρωσής της και η λύση που έδωσε η συγκεκριμένη τεχνολογία σε επεμβάσεις όπως οι ενισχύσεις κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, στις οποίες η χρήση χαλύβδινων φύλλων ήταν περιορισμένη. Για τη συγκόλληση των FRPs στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου που επρόκειτο να ενισχυθεί η οποία μπορεί να γίνει σε στρώσεις περισσότερες της μίας, χρησιμοποιείται εποξειδική ρητίνη ως συγκολλητικό μέσο, ενώ προηγείται μία τυπική διαδικασία προετοιμασίας του στοιχείου [1]. Με τη χρήση σύνθετων υλικών επιτυγχάνεται βελτίωση της διατμητικής ικανότητας σε δοκούς και υποστυλώματα, σύσφιξη των ενώσεων σιδηροπλισμού με υπερκάλυψη μέσω αυξημένης περίσφιξης της υπερκάλυψης με τις ίνες των FRPs, ενώ στην περίπτωση εφαρμογής τους υπό τη μορφή κλειστού μανδύα σε υποστυλώματα επιδιώκεται η αύξηση της πλαστιμότητας και της απορρόφησης σεισμικής ενέργειας που συνεπάγεται. Επίσης για την αύξηση αντοχής σε κάμψη δοκών μπορούν να χρησιμοποιηθούν επικολλητά φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, και απαιτείται να γίνει με ιδιαίτερη επιμέλεια η αγκύρωση των άκρων του φύλλου.



Εικόνα 2: Ενίσχυση υποστυλώματος με ολόσωμο μανδύα από FRP με ίνες άνθρακα [7]

Η τεχνική επέμβασης με μεταλλικούς μανδύες σε ραβδόμορφα δομικά στοιχεία επιδιώκει την αύξηση της διατμητικής αντοχής του στοιχείου, συνάμα με την σύσφιξη των ενώσεων με υπερκάλυψη του σιδηροπλισμού. Επιπλέον αποτελεί μία διαδικασία επιβολής εξωτερικής περίσφιξης στα υποστυλώματα ανάλογης εκείνης που προσδίδουν οι ολόσωμοι μανδύες από σύνθετα υλικά (FRPs), η χρήση επικολλητών κολλάρων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή, η χρήση προεντεταμένων κολλάρων από χάλυβα ή σύνθετα υλικά, η εφαρμογή μεταλλικού κλωβού από κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά κολλάρα, καθώς και η χρήση σπειροειδούς οπλισμού από μεταλλικό έλασμα ή από FRPs. Η περίσφιξη με γενικό (ολόσωμο) μανδύα από χάλυβα υλοποιείται με τοποθέτηση των χαλύβδινων φύλλων σε μικρή απόσταση από τις παρειές του υποστυλώματος και συμπλήρωση του δημιουργούμενου κενού με μη-συρρικνούμενο κονίαμα για αποφυγή της συστολής ξήρανσης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η συγκεκριμένη επέμβαση αποδίδει πολύ

καλύτερα στην περίπτωση που ο μεταλλικός μανδύας έχει κυκλική ή ελλειπτική μορφή, διαφοροποιώντας με τον τρόπο αυτό τη γεωμετρία του υποστυλώματος [1].



Εικόνα 3: Ενίσχυση υποστυλώματος με μεταλλικό μανδύα [7]

Για την εκτέλεση των προαναφερθέντων τεχνολογιών επεμβάσεων σε δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος συνιστάται η εφαρμογή των Εθνικών Τεχνικών Προδιαγραφών (Ε.ΤΕ.Π.) για επεμβάσεις. Άλλωστε έχουν υποχρεωτική εφαρμογή στο σύνολο των δημόσιων έργων από τις 30 Σεπτεμβρίου 2012 [5].

3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ (ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ) ΒΑΣΕΙ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 ΚΑΙ ΤΟΥ EN 1998-3:2005

1. Επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης (αύξηση της πλαστιμότητας) με χρήση σύνθετων υλικών. Υποστύλωμα οπλισμένου σκυροδέματος ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 500mm*350mm, κατηγορίας σκυροδέματος C16/20 και χάλυβα οπλισμού S500. Το υποστύλωμα φορτίζεται με ροπή $M_d=150$ KNm και αξονικό θλιπτικό φορτίο $N_d=800$ KN. Με το συγκεκριμένο παράδειγμα υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$ συναρτήσει του πάχους του σύνθετου υλικού t_f χρησιμοποιώντας τις σχέσεις που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 και ο EN 1998-3. Προσδίδοντας στις κατασκευές πλαστιμότητα επιτυγχάνουμε τόσο τα δομικά μέλη όσο και η κατασκευή στην ολότητά της να διακρίνεται από μεγάλες παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή προτού επέλθει η αστοχία. Επομένως το έλλειμμα σε πλαστιμότητα που παρουσιάζουν οι προγενέστερες κατασκευές (προ του 1985 απουσίας αντισεισμικού κανονισμού) καλύπτεται με τον προσδιορισμό ενός στοχευόμενου (απαιτούμενου) δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

Υπολογισμός με ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 [6]

Επιλογή τιμής απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας του υποστυλώματος $\mu_{\delta i}$, έστω $\mu_{\delta, \alpha\pi} = \mu_{\delta i} = 3,5$ και υπολογισμός της τιμής του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$ για την κρίσιμη διατομή του υποστυλώματος από τη σχέση (**ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.3 δ (iv)**):

$$(\mu_{1/r} - 1) / (\mu_{\delta} - 1) = 3 \Rightarrow (\mu_{1/r} - 1) / (3,5 - 1) = 3 \Rightarrow \mu_{1/r} = 8,5 \quad (1)$$

Η απαιτούμενη τιμή μέγιστης θλιπτικής παραμόρφωσης του σκυροδέματος υπό την προϋπόθεση ότι $\nu > 0,2$ (παρακάτω υπολογίζεται το ανηγμένο αξονικό φορτίο) δίνεται από τη σχέση (**ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ8.11)**):

$$\varepsilon_{cu,c} = 2,2 * \mu_{1/r} * \varepsilon_{sy} * \nu_d = 2,2 * 8,5 * (500 * 1,15 / 200000) * 0,24 \approx 0,013 \quad (2)$$

όπου η ανηγμένη αξονική θλιπτική δύναμη ν υπολογιζόμενη με χρήση μέσων τιμών υλικών ομοίως με την παραμόρφωση διαρροής του διαμήκους οπλισμού του στοιχείου ε_{sy} :

$$\nu_d = N_d / (b * h * f_{cm}) \Rightarrow \nu_d = 800 / (0,5 * 0,35 * 19000) = 0,24 > 0,2$$

και η μέση τιμή της ονομαστικής τιμής του χάλυβα είναι $f_{ym}=1,15 \cdot f_{yk}$, ενώ η μέση τιμή της ονομαστικής τιμής του σκυροδέματος για κατηγορία C16/20 εκτιμήθηκε σε $f_{cm}=19\text{MPa}$. Για τον υπολογισμό του συντελεστή αποδοτικότητας της περίσφιγξης $\alpha=\alpha_n \cdot \alpha_s$, απαιτούνται οι όροι α_n και α_s .

όπου $\alpha_s=1,0$ και α_n από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ6.13)):

$$\alpha_n = 1 - \frac{1}{3 A_c} [b_c^2 (1 - \beta)^2 + d_c^2 (1 - \gamma)^2] \quad (3)$$

με $A_c=b_c \cdot d_c=0,35 \cdot 0,50=0,175\text{m}^2$, $\beta=2b_p/b_c=2 \cdot 50/350=0,286$ και $\gamma=2d_p/d_c=2 \cdot 50/500=0,20$

αντικαθιστώντας προκύπτει $\alpha_n = 1 - \frac{1}{3 \cdot 0,175} [0,35^2 (1 - 0,286)^2 + 0,50^2 (1 - 0,20)^2]$

$\Rightarrow \alpha_n=0,576$

Άρα ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης α :

$\alpha=\alpha_n \cdot \alpha_s=0,576 \cdot 1,0 \Rightarrow \alpha=0,576$

Η οριακή τιμή παραμόρφωσης $\epsilon_{cu,c}$ για περίσφιγξη ΙΟΠ με ανθρακονήματα με $f_{jd}=2700\text{MPa}$ δίνεται από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.19)):

$$\epsilon_{cu,c}=0,0035 \cdot (f_{c,c}/f_c)^2 \quad (4)$$

όπου $f_{c,c}=(1,125+1,25\alpha\omega_{wd})f_c$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.3 $\delta(v)$) (5)

Συνδυάζοντας τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει:

$\epsilon_{cu,c}=0,0035 \cdot ((1,125+1,25\alpha\omega_{wd})f_c/f_c)^2$, αντικαθιστώντας και λύνοντας ως προς το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης $\omega_{wd} \Rightarrow 0,013=0,0035 \cdot (1,125+1,25 \cdot 0,576\omega_{wd})^2$
 $\Rightarrow \omega_{wd}=1,232$

Το απαιτούμενο πάχος του ΙΟΠ με ίνες άνθρακα είναι:

$$t = \frac{A_{sw}^{σκ}}{s} = \frac{\omega_{wd}}{2 \min \left(\frac{n_b}{b}, \frac{n_h}{h} \right)} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{jd}}$$

Απαιτείται ο υπολογισμός των σκελών n_b και n_h του συνδετήρα του υποστυλώματος με την ακόλουθη διαδικασία:

Για ροπή $M_d=150\text{KNm}$ και αξονικό θλιπτικό φορτίο $N_d=800\text{KN}$ με επικάλυψη $c=25\text{mm} \Rightarrow$

$d_1=c+\Phi_h+\Phi_{L/2}=25+8+(16/2)=41\text{mm} \approx 40\text{mm}$, $d=h-d_1=500-40=460\text{mm}$, $y_{s1}=h/2-d_1=500/2-40=210\text{mm}$, $M_{sd}=M_d-y_{s1}N_d=150-0,21 \cdot (-800)=318\text{KNm}$,

$\mu_d=M_{sd}/(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})=318 \cdot 1,5/(0,35 \cdot 0,50^2 \cdot 16000)=0,341$,

$\nu_d=N_d/(b \cdot h \cdot f_{cd})=800 \cdot 1,5/(0,35 \cdot 0,50 \cdot 16000)=0,429$,

με λόγο $d_1/h \approx 0,10$ από διάγραμμα αλληλεπίδρασης $\omega_{tot}=0,66 [3] \Rightarrow$

$A_{stot}=\omega_{tot} \cdot (f_{cd}/f_{yd}) \cdot b \cdot h=0,66 \cdot (16 \cdot 1,5/500 \cdot 1,5) \cdot 350 \cdot 500=2834\text{mm}^2$

άρα διαμήκης οπλισμός υποστυλώματος 6Φ20 και 4Φ18(=2900mm²)

Επομένως με αντικατάσταση στη σχέση για το απαιτούμενο πάχος του σύνθετου υλικού

$$t = \frac{1,232}{2 \min \left(\frac{3}{350}, \frac{5}{500} \right)} \cdot \frac{16 \cdot 1,5}{2700 \cdot 1,5}$$

$\Rightarrow t=0,34\text{mm}$

Υπολογισμός με EN 1998-3

Για τη βελτίωση της ικανότητας παραμόρφωσης του δομικού μέλους μέσω περίσφιγξης κατά EN 1998-3 εφαρμόζονται τα εξής ακόλουθα:

Η πίεση περίσφιγξης που θα πρέπει να εφαρμοστεί δίνεται από τη σχέση (EN 1998-3 εξίσωση (A.34)):

$$f_1 = 0,4 \cdot I_{\chi}^2 \cdot \frac{f_c \cdot e_{\chi}^2}{e_{ju}^{1,5}} \quad (6)$$

όπου ο λόγος $I_{\chi}=\mu_{\phi,tar}/\mu_{\phi,ava}$ μεταξύ της επιδιωκόμενης πλαστιμότητας καμπυλότητας $\mu_{\phi,tar}$ και της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλότητας $\mu_{\phi,ava}$

Υπολογισμός της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλότητας $\mu_{\phi,ava}$:

Με $\varepsilon_{cu,c}=0,013$ και για αδιάστατο ύψος θλιβόμενης ζώνης ξ να προσδιορίζεται από τη σχέση

$$v_d = 0, 85 * f_{cd} * \alpha * \xi + 0, 5 * \omega_{tot} * \left(1 - \frac{700}{f_{yd}} * \frac{1 - \xi - \frac{d_1}{h}}{\xi} \right) \quad [3]$$

όπου $\alpha=1-(2/3000\varepsilon_{cu,c})=0,949$, επιλύοντας την παραπάνω σχέση ως προς ξ
 $\Rightarrow \xi=0,475$, η καμπυλότητα στην αστοχία είναι $(1/r)_{cu}=\varepsilon_{cu}/(\xi_{cu}*d) \Rightarrow (1/r)_{cu}=0,059$

και η καμπυλότητα στη διαρροή είναι $(1/r)_y=1,77f_y/(E_s*h) \Rightarrow (1/r)_y=0,010$

Η διαθέσιμη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων $\mu_{\phi,ava}$ είναι :

$$\mu_{\phi,ava}=(1/r)_{cu}/(1/r)_y=0,059/0,010 \Rightarrow \mu_{\phi,ava}=5,9$$

Για χρήση σύνθετου υλικού από ίνες άνθρακα με οριακή παραμόρφωση $\varepsilon_{ju}=0,012$ και μέτρο ελαστικότητας $E_f=230GPa$ από τη σχέση (EN 1998-3 §A.4.4.3 (4)) το απαιτούμενο πάχος του σύνθετου υλικού είναι:

$$t_f = \frac{f_1 * h}{2 * E_f * \varepsilon_{ju}} \quad (7)$$

και με επίλυση ως προς f_1 για $t_f=0,34mm$ υπολογίζεται η απαιτούμενη πίεση περίσφιγξης $\Rightarrow$

$$0, 34 = \frac{f_1 * 500}{2 * 230000 * 0, 012}$$

δηλαδή $f_1=3,75MPa$

Από την εξίσωση (EN 1998-3 εξίσωση (A.34)) προσδιορίζεται ο λόγος I_χ :

$$3, 75 = 0, 4 * I_\chi^2 \frac{19 * 0, 012^2}{0, 012^{1,5}}$$

και προκύπτει $I_\chi=2,122$, όμως ισχύει $I_\chi=\mu_{\phi,tar}/\mu_{\phi,ava} \Rightarrow 2,122=\mu_{\phi,tar}/5,9 \Rightarrow \mu_{\phi,tar}=12,5$

Μέχρι τώρα υπολογίστηκε η απαιτούμενη τιμή του πάχους t_f του ανθρακονήματος για στοχευόμενο δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}=8,5$ πραγματοποιώντας τους υπολογισμούς με βάση τις αναλυτικές σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, καθώς και η απαιτούμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων με χρήση των εξισώσεων του EN 1998-3 για συγκεκριμένη τιμή πάχους t_f του ινοπλισμένου πολυμερούς. Στη συνέχεια θα ακολουθηθεί η ίδια υπολογιστική διαδικασία για διαφορετικές τιμές απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων και πάχους t_f του ανθρακονήματος, και τα προσδιορισθέντα αριθμητικά αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω σε πινακοποιημένη μορφή.

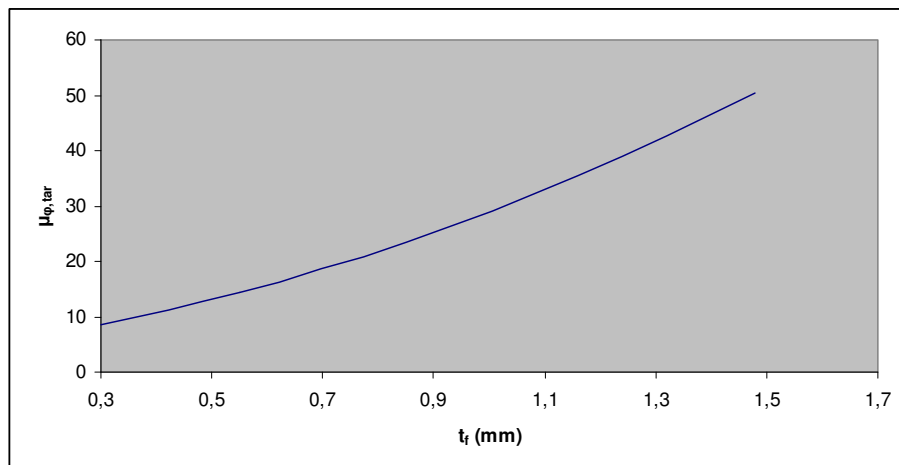
t_f (mm)	$\mu_{\phi,tar}$
0,34	8,50
0,59	14,50
0,89	23,50
1,20	35,50
1,52	50,50

Πίνακας 1: Στοχευόμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων συναρτήσει του πάχους του FRP (βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013)

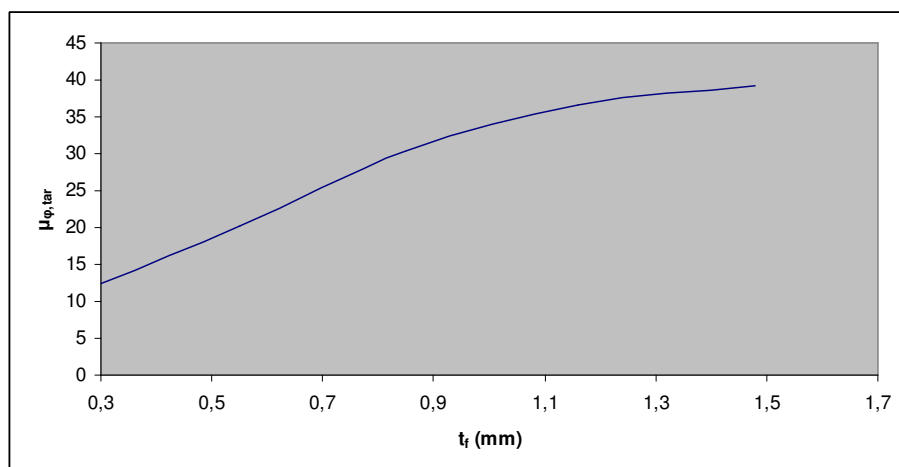
t_f (mm)	$\mu_{\phi,tar}$
0,34	12,50
0,59	20,30
0,89	30,50
1,20	36,70
1,52	39,20

Πίνακας 2: Στοχευόμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων συναρτήσει του πάχους του FRP (βάσει του EN 1998-3)

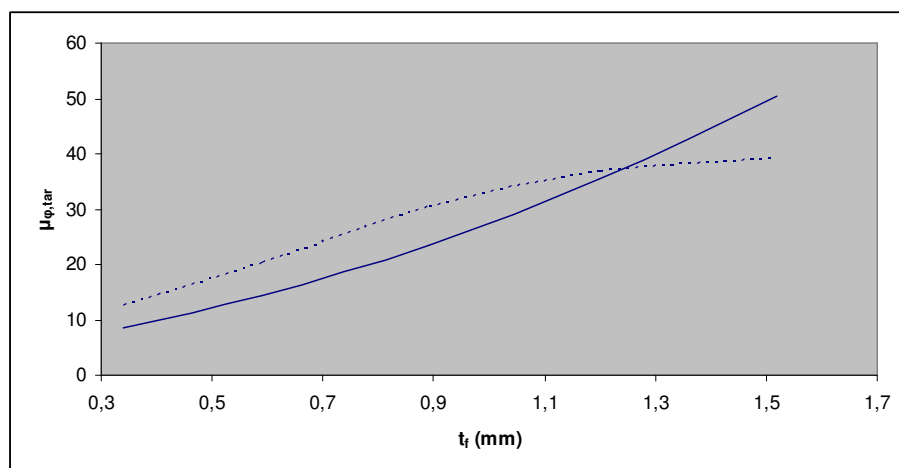
Με δεδομένα τα παραπάνω πινακοποιημένα αποτελέσματα σχεδιάστηκαν τα γραφήματα που παρατίθενται στη συνέχεια.



Σχήμα 1: Γράφημα απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{\phi, tar}$ συναρτήσει του πάχους t_f του FRP (βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013)



Σχήμα 2: Γράφημα απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{\phi, tar}$ συναρτήσει του πάχους t_f του FRP (βάσει του EN 1998-3)



Σχήμα 3: Γράφημα στοχευόμενου δείκτη $\mu_{\phi, tar}$ συναρτήσει του πάχους t_f του FRP αποτελεσμάτων με βάση ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 και EN 1998-3 (με διακεκομμένη γραμμή βάσει του EN 1998-3)

Η γραφική παράσταση του σχήματος 3 παρουσιάζει συγκεντρωτικά τα αριθμητικά αποτελέσματα των αναλυτικών σχέσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 και EN 1998-3.

2. Αύξηση της διατμητικής αντίστασης υποστυλώματος με εφαρμογή μανδύα από χάλυβα. Υποστύλωμα οπλισμένου σκυροδέματος ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 500mm*350mm, κατηγορίας σκυροδέματος C16/20 και χάλυβα οπλισμού S500. Το υποστύλωμα φέρει διαμήκη οπλισμό 8Φ20 και εγκάρσιο οπλισμό Φ8/100.

Υπολογισμός με ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013

Στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης δίνεται από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.13)):

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha \quad (8)$$

ή με την απλοποιημένη της μορφή για γωνία $\theta=45^\circ$ (θ : η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών) και για γωνία $\alpha=90^\circ$ (α : η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του δομικού στοιχείου) προκύπτει η εξίσωση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ8.9)):

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} \cdot (2A_j/s_j) \cdot h_{j,ef} \cdot \sigma_{jd} \quad (9)$$

όπου για συνεχή χαλύβδινα φύλλα $t_j = A_j/s_j$, $w_j = s_j$

με t_j : το πάχος του εξωτερικού οπλισμού, w_j , s_j : το πλάτος και η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης στην περίπτωση χαλύβδινων λωρίδων

όπου για σ_{jd} : η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης

$h_{j,ef}$: το ενεργό για την ανάληψη τέμνουσας ύψος της ενίσχυσης, μπορεί να θεωρηθεί $h_{j,ef} = (2/3) \cdot d$

Για τον προσδιορισμό της τιμής σχεδιασμού της ενεργού τάσης σ_{jd} του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης απαιτείται η ακόλουθη διερεύνηση συναρτήσει της μορφής αστοχίας (αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης ή πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του). Η εκτίμηση της σ_{jd} γίνεται βάσει μίας κρίσιμης τιμής της τάσης $\sigma_{j,crit}$ ή της παραμόρφωσης $\epsilon_{j,crit}$ του υλικού ενίσχυσης αναλόγως της μορφής αστοχίας, και λαμβάνεται για σ_{jd} η δυσμενέστερη που θα προκύψει από τις δύο μορφές αστοχίας.

α) Για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης ισχύει η σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.2.2 (iv) (8.14)):

$\sigma_{jd} \leq f_{jk}/\gamma_m$, όπου f_{jk} : η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης (για χάλυβα $f_{jk} = f_{syk}$), γ_m : ο συντελεστής ασφάλειας για το υλικό ενίσχυσης (για χάλυβα $\gamma_m = 1,2$)

β) Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του.

Έναντι της συγκεκριμένης μορφής αστοχίας ισχύει η σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.2.2 (iv) (8.15)):

$\sigma_{jd} \leq \sigma_{j,crit}/\gamma_{Rd}$, όπου γ_{Rd} : κατάλληλος συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος. Όμως αφορά μόνον τις κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενες ανοικτές ενισχύσεις χωρίς πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης, και δεν αντιστοιχεί αυτή η μορφή αστοχίας στην κλειστή ενίσχυση που πραγματεύεται το συγκεκριμένο αριθμητικό παράδειγμα.

Επομένως ο υπολογισμός της πρόσθετης τέμνουσας που αναλαμβάνεται από το μεταλλικό μανδύα θα πραγματοποιηθεί λαμβάνοντας υπόψη την τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης σ_{jd} του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης.

Χρήση χαλύβδινων συνεχών ελασμάτων χαρακτηριστικής τιμής αντοχής διαρροής του χάλυβα $\sigma_{jk} = 400\text{MPa}$ και πάχους 1,5mm. Με στατικό ύψος $d = 0,46\text{m}$ και αντικατάσταση στην εξίσωση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ8.9)) υπολογίζεται η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο καινούργιος οπλισμός διάτμησης:

$$V_{jd} = (2A_j/s_j) \cdot h_{j,ef} \cdot (f_{jk}/\gamma_m) = 2 \cdot 1,5 \cdot (2/3) \cdot 460 \cdot (400/1,2) \Rightarrow V_{jd} = 307\text{KN}$$

Υπολογισμός με EN 1998-3

Η εφαρμογή χαλύβδινου μανδύα σε υποστυλώματα ομοίως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 δρα συμπληρωματικά του αρχικού μηχανισμού διατμητικής αντοχής (συνδετήρες του αρχικού στοιχείου), υπό την προϋπόθεση ότι ο μανδύας παραμένει εντός της ελαστικής περιοχής. Η

επιπρόσθετη διατμητική δύναμη V_j που παραλαμβάνει ο μανδύας από χάλυβα, εάν χρησιμοποιείται μόνο το 50% της αντοχής διαρροής του μανδύα, προσδιορίζεται από την εξίσωση (EN 1998-3 εξίσωση (A.21)) :

$$V_j = 0,5 \cdot h \cdot (2t_j \cdot b/s) \cdot f_{y,j,d} \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \sin\beta \quad (10)$$

όπου για h : το ύψος της διατομής, t_j : το πάχος των χαλύβδινων ελασμάτων, $b/s=1$ για συνεχή χαλύβδινα ελάσματα, $f_{y,j,d}$: η αντοχή διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα του μανδύα, θ : η γωνία κλίσης των θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος (για απλοποίηση $\theta=45^\circ$), $\beta=90^\circ$ στην περίπτωση συνεχούς χαλύβδινου μανδύα.

Χρησιμοποιώντας χαλύβδινα συνεχή ελάσματα χαρακτηριστικής τιμής αντοχής διαρροής χάλυβα $f_{y,j,k}=400\text{MPa}$ και πάχους $1,5\text{mm}$, με αντικατάσταση στην παραπάνω εξίσωση (EN 1998-3 εξίσωση (A.21)) :

$$V_j = 0,5 \cdot 500 \cdot (2 \cdot 1,5) \cdot (400/1,15) \cdot (\cot 45^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ \Rightarrow V_j = 261\text{KN}$$

3. Ενίσχυση της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος με εφαρμογή μανδύα από σύνθετα υλικά. Υποστύλωμα οπλισμένου σκυροδέματος κυκλικής διατομής διαμέτρου 400mm , κατηγορίας σκυροδέματος C16/20 και χάλυβα οπλισμού S500. Το υποστύλωμα φέρει διαμήκη οπλισμό $6\Phi 18$ και εγκάρσιο οπλισμό $\Phi 8/80$.

Υπολογισμός με ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013

Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος κυκλικής διατομής η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης δίνεται από τη σχέση (KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (8.16)):

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot 0,5 \cdot (\pi \cdot D^2/4) \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha \quad (11)$$

όπου ρ_j : το ογκομετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης για ολόσωμο μανδύα $\rho_j = 4t_j/(D \cdot \sin\alpha)$, D : η διάμετρος της διατομής, σ_{jd} : η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης και για την κλειστή ενίσχυση (ολόσωμος μανδύας υποστυλώματος) της συγκεκριμένης εφαρμογής προσδιορίζεται από την αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης (KAN.ΕΠΕ. §8.2.2.2 (iv) (8.14)), δηλαδή $\sigma_{jd} \leq f_{jk}/\gamma_m$, με γ_m : $\gamma_{IO\Phi}=1,2$ για χρήση σύνθετου υλικού για την ενίσχυση.

Για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής αντοχής f_{jk} του υλικού ενίσχυσης στην περίπτωση που το υλικό που χρησιμοποιείται είναι ινοπλισμένο πολυμερές ισχύει η σχέση (KAN.ΕΠΕ. §8.2.2.2): $f_{jk} = E_j \cdot \epsilon_{j,crit}$, όπου E_j : το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης, $\epsilon_{j,crit} = k_v \cdot \epsilon_{j,max}$ με $k_v = 1/2$ και $\epsilon_{j,max}$: το γινόμενο της μέγιστης εφελκυστικής παραμόρφωσης του ΙΟΠ επί ένα μειωτικό συντελεστή ψ πολλών στρώσεων του υλικού ενίσχυσης (για μία στρώση $\psi=1$) με τον περιορισμό να μην υπερβαίνει την τιμή 1,5%, δηλαδή $\epsilon_{j,max} = \epsilon_{j,u} \cdot \psi \leq 1,5\%$

Χρήση ολόσωμου μανδύα από FRP με ίνες γυαλιού (GFRP) εφελκυστικής παραμόρφωσης $\epsilon_{ju}=2,8\%$, μέτρου ελαστικότητας $E_j=70\text{GPa}$ και πάχους $t_j=0,2\text{mm}$.

Η χαρακτηριστική τιμή αντοχής f_{jk} του υλικού ενίσχυσης προκύπτει:

$$\epsilon_{j,max} = \epsilon_{j,u} \cdot \psi = 2,8\% \cdot 1 = 2,8\% \quad \text{όμως } \epsilon_{j,max} \leq 1,5\% \Rightarrow \epsilon_{j,max} = 1,5\%,$$

$$\epsilon_{j,crit} = k_v \cdot \epsilon_{j,max} = (1/2) \cdot 1,5\% \Rightarrow$$

$$f_{jk} = E_j \cdot \epsilon_{j,crit} = 70 \cdot 10^3 \cdot (1/2) \cdot 1,5\% \Rightarrow f_{jk} = 525\text{MPa}$$

Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (8.16)) υπολογίζεται η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο καινούργιος οπλισμός διάτμησης:

Χάριν απλοποίησης οι γωνίες θ και α 45° και 90° αντίστοιχα.

$$V_{jd} = (525/1,2) \cdot [(4 \cdot 0,2)/(400 \cdot \sin 90^\circ)] \cdot 0,5 \cdot (\pi \cdot 400^2/4) \cdot (\cot 45^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin^2 90^\circ$$

$$\Rightarrow V_{jd} = 55\text{KN}$$

Υπολογισμός με EN 1998-3

Για δομικά μέλη με κυκλική διατομή διαμέτρου D η συνεισφορά του FRP στη διατμητική ικανότητα υπολογίζεται από τη σχέση (EN 1998-3 εξίσωση (A.32)) :

$$V_f = 0,5 \cdot A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \epsilon_{f,ed} \quad (12)$$

όπου A_c : η επιφάνεια της διατομής του υποστυλώματος

ρ_f : το ογκομετρικό ποσοστό του FRP και ισούται με $4t_f/D$, και $\varepsilon_{f,ed}=0,004$

Χρησιμοποιώντας ολόσωμο μανδύα από FRP με ίνες γυαλιού (GFRP), μέτρου ελαστικότητας $E_f=70\text{GPa}$ και πάχους $t_f=0,2\text{mm}$. Με αντικατάσταση στην εξίσωση (EN 1998-3 εξίσωση (A.32)) υπολογίζεται η πρόσθετη διατμητική αντίσταση που συνεισφέρει ο μανδύας από το σύνθετο υλικό στο κυκλικό υποστύλωμα:

$$V_f=0,5 \cdot (\pi \cdot 400^2/4) \cdot [(4 \cdot 0,2)/400] \cdot 70 \cdot 10^3 \cdot 0,004 \Rightarrow V_f=35 \text{ KN}$$

4. ΣΧΟΛΙΑ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τα αριθμητικά παραδείγματα τα οποία προηγήθηκαν και αποτελούν ένα μικρό μέρος του πεδίου των ενισχύσεων σε δομικά μέλη (υποστυλώματα) από οπλισμένο σκυρόδεμα, προκύπτουν οι ακόλουθες διαπιστώσεις και συγκρίσεις σχετικά με τα εξαγόμενα αποτελέσματα που δίνει η εφαρμογή των εξισώσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 και του EN 1998-3 αντίστοιχα:

α) Στην επιβολή εξωτερικής περισφιγξης (1ο αριθμητικό παράδειγμα) με σκοπό την αύξηση της πλαστιμότητας χρησιμοποιώντας σύνθετα υλικά παρατηρήθηκε ότι από την αντιπαραβολή των αποτελεσμάτων των δύο κανονιστικών κειμένων, μέσω των γραφικών παραστάσεων στοχευόμενου δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{\phi,tar}$ συναρτήσει του πάχους t_f του FRP τα αποτελέσματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 είναι πιο συντηρητικά έναντι εκείνων που προέρχονται από τις αναλυτικές σχέσεις του EN 1998-3. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 προτείνει για επιδίωξη συγκεκριμένων ανοδικών τιμών πλαστιμότητας σταδιακά αυξανόμενα πάχη σύνθετων υλικών, ενώ παρατηρείται ότι ο EN 1998-3 αρχικά προτείνει μικρότερες τιμές παχών για επιδίωξη δεδομένων πλαστιμοτήτων, παρότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 θέτει μεγαλύτερες. Όμως σε μεγαλύτερες τιμές πλαστιμοτήτων το διάγραμμά του EN 1998-3 σχετικά οριζοντιώνεται προκαλώντας αβεβαιότητα ως προς την ασφάλεια των συμπερασμάτων. Άλλωστε τα αποτελέσματα με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 είναι υπέρ της ασφαλείας αφού για ένα σημαντικό εύρος τιμών πλαστιμοτήτων τα αναγκαία πάχη t_f του FRP τα οποία προσδίδουν στο δομικό μέλος την αντίστοιχη πλαστιμότητα μέσω περισφιγξης είναι σαφώς μεγαλύτερα των υπολογισθέντων βάσει του EN 1998-3.

β) Στην εφαρμογή μανδύα από χάλυβα (2ο αριθμητικό παράδειγμα) στοχεύοντας στην αύξηση της διατμητικής αντίστασης υποστυλώματος και υιοθετώντας τις προτεινόμενες εξισώσεις των ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 και EN 1998-3 αντίστοιχα για την υλοποίηση της συγκεκριμένης ενίσχυσης, το αποτέλεσμα που έδωσε ο EN 1998-3 ($V_j=261\text{KN}$) είναι λίγο περισσότερο συντηρητικό του αντίστοιχου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 ($V_{jd}=307\text{KN}$) αναλόγως των σχέσεων που προτείνονται. Απαιτείται να επισημανθεί ότι ο EN 1998-3 εξαντλεί μόνον το 50% της αντοχής διαρροής χάλυβα υλικού του μανδύα, σε αντίθεση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 ο οποίος χρησιμοποιεί το 100% της τιμής σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης, λαμβάνοντας υπόψη ότι πρόκειται για διαφορετικά δομημένες σχέσεις ως προς τις ποσότητές τους. Επομένως δεδομένου αυτής της παραμέτρου ο EN 1998-3 οδηγεί σε μικρότερες τιμές συνεισφέρουσας διατμητικής αντοχής στο δομικό μέλος έναντι των υπολογισθέντων με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, και υπό την προϋπόθεση που θέτει ο EN 1998-3 για παραμονή του μανδύα μέσα στην ελαστική περιοχή.

γ) Για την ενίσχυση της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος (3ο αριθμητικό παράδειγμα) με εφαρμογή μανδύα από σύνθετα υλικά και υπολογισμό της πρόσθετης διατμητικής δύναμης που παραλαμβάνει ο εξωτερικός μανδύας, το αποτέλεσμα που προέκυψε βάσει του EN 1998-3 ($V_f=35 \text{ KN}$) είναι μικρότερο του αντίστοιχου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 ($V_{jd}=55\text{KN}$). Αξιοσημείωτο είναι ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην διαδικασία προσδιορισμού (χρησιμοποιούμενες σχέσεις) της χαρακτηριστικής τιμής της ενεργού τάσης f_{jk} του υλικού του μανδύα λαμβάνει υπόψη με το μειωτικό συντελεστή ψ τη συμβολή περισσότερων της μίας στρώσεων σύνθετου υλικού στην ενίσχυση, και για μέγιστη τιμή παραμόρφωσης $\varepsilon_{j,max}$ του υλικού ενίσχυσης θέτει

τη συνθήκη $\varepsilon_{j,max} \leq 1,5\%$ που στοχεύει στον περιορισμό του ανοίγματος μίας κρίσιμης λοξής ρωγμής πέραν της οποίας μειώνεται η συμβολή του σκυροδέματος στη διατμητική αντίσταση του δομικού μέλους. Επίσης ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. μεριμνά ώστε η αστοχία να συμβαίνει προτού επέλθει η εξάντληση της αντοχής του υλικού ενίσχυσης. Σε αντίθεση ο EN 1998-3 δεν υπαγορεύει ανάλογες παραμέτρους, αλλά παραθέτει αριθμητικά δεδομένα προς εφαρμογή χωρίς να ακολουθηθεί κάποια διερεύνηση.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Στέφανος Η. Δρίτσος, “Ενισχύσεις-Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2009.
- [2] Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013), Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2013, §8.2.2.2, §Σ.8.2.3, §8.2.3.
- [3] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, “Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Μέρος Ι, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Κατασκευών, Πάτρα 2011.
- [4] Ευρωκώδικας 8-Μέρος 3 (EN 1998-3:2005), Παράρτημα Α (Πληροφοριακό), Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, §Α.4.3.2, §Α.4.4.2, §Α.4.4.3.
- [5] www.episkeves.civil.upatras.gr
- [6] www.eclass.upatras.gr (Ενισχύσεις&Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος)
- [7] sideris-konstantinos.blogspot.gr (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ EC8-3.

ΡΑΥΤΟΠΟΥΛΟΥ ΜΑΡΙΝΑ

Περίληψη

Οι κανονισμοί που ασχολούνται με τις επεμβάσεις κτιρίων στη χώρα μας είναι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ο Ευρωκώδικας 8(EN1998-3) στο Παράρτημα Α. Συγκεκριμένα, στην παρούσα εργασία εξετάζονται οι σχέσεις των παραπάνω κανονισμών σχετικά με την αποκατάσταση ανεπαρκών μηκών παράθεσης με σύνθετα υλικά. Διερευνάται κάθε παράμετρος των σχέσεων αυτών και εξάγονται τα αντίστοιχα διαγράμματα συναρτήσεως του πάχους του σύνθετου υλικού που απαιτείται για την περίσφιξη.

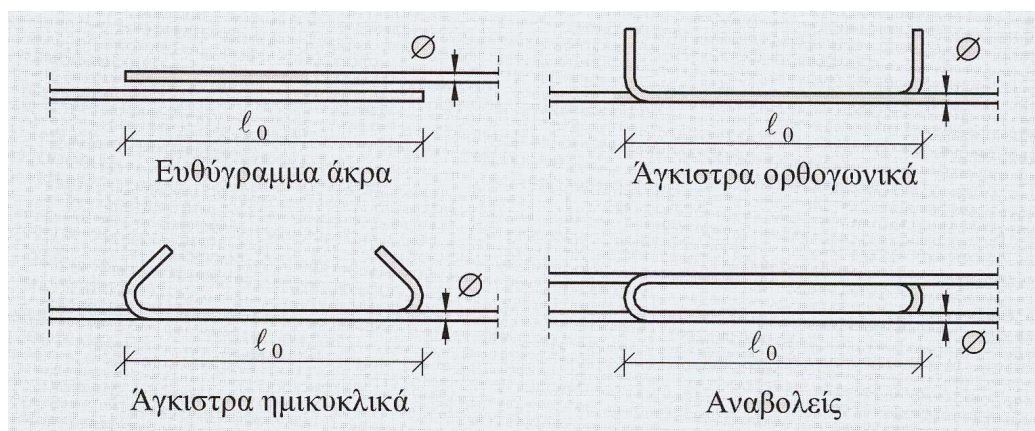
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε υφιστάμενες κατασκευές οι οποίες έχουν σχεδιαστεί με βάση παλαιότερους κανονισμούς παρατηρείται το φαινόμενο τα μήκη παράθεσης να είναι μικρά και οι συνδετήρες ανεπαρκείς με αποτέλεσμα να μη γίνεται σωστά η μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των ράβδων. Οι ράβδοι ολισθαίνουν και δημιουργούνται ρωγμές. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι απαραίτητη η εξωτερική περίσφιξη του δομικού στοιχείου.

Η εξωτερική περίσφιξη ενεργοποιείται κυρίως λόγω της εγκάρσιας διόγκωσης η οποία προκαλείται από τη σχετική ολίσθηση των ματιζόμενων ράβδων. Η σχετική ολίσθηση των ματιζόμενων ράβδων προκαλεί την εμφάνιση ρωγμής ολίσθησης. Το εμποδιζόμενο άνοιγμα αυτής της ρωγμής προκαλεί την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο υλικό της εξωτερικής περίσφιξης, οι οποίες με τη σειρά τους οδηγούν σε θλιπτικές τάσεις στο σκυρόδεμα, στην περιοχή των ράβδων, βελτιώνοντας τις συνθήκες συνάφειας.[1]

2. ΜΗΚΗ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ

Οι ενώσεις των ράβδων απαιτούνται ώστε να μεταβιβάζονται οι δυνάμεις από τη μια ράβδο στην άλλη όταν δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν ράβδοι μεγάλου μήκους. Αυτό μπορεί να συμβαίνει λόγω μεγάλων ανοιγμάτων των δομικών στοιχείων, δυσκολία στην τοποθέτηση και στο ότι στην αγορά υπάρχουν συγκεκριμένα μήκη ράβδων. Οι δυνάμεις μεταβιβάζονται κυρίως μέσω του σκυροδέματος που λειτουργεί σαν ένα σύστημα λοξών θλιβόμενων διαγωνίων. Η αποφυγή διάρρηξης του σκυροδέματος γίνεται με συνδετήρες. [2]



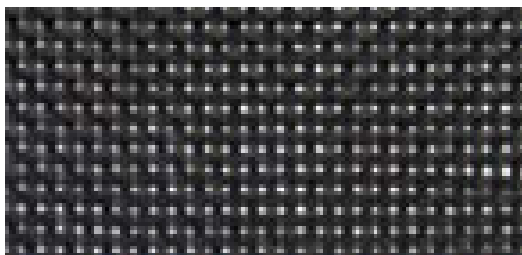
Εικ. 2.1: Ενώσεις με υπερκάλυψη, Ε.Κ.Ω.Σ.

3. ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ

Τις τελευταίες δεκαετίες έχουν αναπτυχθεί διάφοροι τύποι οργανικών και ανόργανων ινών που σε συνδυασμό με θερμοσκληρυνόμενα πολυμερή ονομάζονται ινοπλισμένα πολυμερή ή

σύνθετα υλικά. Οι ίνες αυτές μπορεί να είναι από γυαλί, αραμίδιο ή άνθρακα και έχουν διάμετρο 5-25 μm . Τα βασικά πλεονεκτήματα των σύνθετων υλικών είναι η υψηλή μηχανική τους συμπεριφορά (μέτρο ελαστικότητας 50-250 GPa, παραμόρφωση θραύσης 1%-3%, εφελκυστική αντοχή 1400-2100 MPa) και η ανθεκτικότητα σε χημικές επιδράσεις (υγρασία, υπεριώδης ακτινοβολία, μεταβολές της θερμοκρασίας, πυρκαγιά). Μειονεκτήματά τους είναι το υψηλό κόστος και η ψαθυρή συμπεριφορά. Στην αγορά διατίθενται με μορφή ράβδων, λωρίδων, πλεγμάτων, μεμβρανών. Χρησιμοποιούνται για την παραγωγή ράβδων οπλισμού, καλωδίων ανάρτησης γεφυρών και στις ενισχύσεις των κατασκευών. [3]

Συγκεκριμένα στις ενισχύσεις των κατασκευών για την εφαρμογή των σύνθετων υλικών ακολουθείται μια διαδικασία η οποία συνοψίζεται ακολούθως. Αρχικά αφαιρείται το επίχρισμα και εξομαλύνεται η επιφάνεια και οι γωνίες του δομικού στοιχείου. Έπειτα γίνεται επάλειψη κατάλληλης συγκολλητικής ουσίας και τοποθετείται η πρώτη στρώση. Ακολουθούν οι υπόλοιπες στρώσεις και τέλος εφαρμόζεται το επίχρισμα.



Εικ.3.1 Άνθρακας: SikaWrap-160C 0/90, 160 g/m² [4]

4. ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΠΑΡΑΘΕΣΗΣ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όταν το διατιθέμενο μήκος παράθεσης (l_s) δεν είναι επαρκές για να γίνει η μεταφορά των δυνάμεων επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται μέθοδοι όπως η ηλεκτροσυγκόλληση και η εξωτερική περίσφιξη στο στοιχείο για τη βελτίωση των συνθηκών μεταφοράς των δυνάμεων. Η εξωτερική περίσφιξη γίνεται με χάλυβα ή ινοπλισμένα υλικά.

Σύμφωνα με την §8.2.1.2(β)(ii) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο απαιτούμενος οπλισμός περίσφιξης μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$t_j = \gamma_{Rd} \frac{1 - \lambda_s}{\beta} \frac{1}{\mu} \frac{f_{yk} A_b}{\sigma_{jd} l_s} \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.2(β)(ii) σχέση (8.3)}$$

όπου:

t_j είναι το πάχος του μανδύα.

$\gamma_{Rd}=1.5$

$A_b = \pi d_s^2 / 4$ είναι το εμβαδό μιας ματιζόμενης ράβδου.

$\sigma_{jd} = E_j \epsilon_{jd}$ είναι η επιστρατευόμενη αξονική τάση σχεδιασμού των στοιχείων της περίσφιξης. ϵ_{jd} είναι η παραμόρφωση σχεδιασμού η οποία ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων μπορεί να ληφθεί από τη σχέση $\epsilon_{jd} = \sqrt{2} w_d / b$ όπου $w_d = 0.6 s_d^{2/3}$ το εύρος ρωγμής που αντιστοιχεί στο αποδεκτό μέγεθος της σχετικής ολίσθησης s_d των ράβδων. Το s_d ισούται με 0.3 mm για στάθμη επιτελεστικότητας A και 0.4 mm για B και Γ. $b \approx (b_1 + b_2) / 2$ όπου b_1, b_2 οι δύο διαστάσεις της διατομής. Όταν για την περίσφιξη χρησιμοποιούνται ΙΟΠ η σ_{jd} δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $\sigma_{j,max} = 0.75 E_j \epsilon_u$.

$\lambda_s = l_s / l_{s0}$ είναι ο συντελεστής που εκφράζει το μέγεθος της συνεισφοράς της συνάφειας του ήδη διατιθέμενου μήκους μάτισης και λαμβάνεται υπόψη εφόσον στην περιοχή της μάτισης διατίθεται τουλάχιστον το 50% των συνδετήρων που απαιτούνται. Συνιστάται να λαμβάνεται ίσος με μηδέν.

$b = b_f / B \leq 1$ όπου b_f είναι το πλάτος της ζώνης τριβής πάνω στη ρωγμή κατά μήκος των ματιζόμενων ράβδων και B το πλάτος κατανομής της συνολικής θλιπτικής δύναμης που

εισάγεται από την επιστρατευόμενη αξονική δύναμη του υλικού περίσφιξης πάνω στην ίδια ρωγμή. Οι τιμές του β είναι κοντά στη μονάδα, ιδίως όταν $c/d_s \leq 2$, όπου c η μικρότερη επικάλυψη ματιζόμενης ράβδου.

μ είναι ο συντελεστής τριβής που μπορεί να επιστρατευθεί στη δυνητική διεπιφάνεια ολίσθησης, στη θέση της αναμενόμενης ρηγμάτωσης. Οι τιμές του κυμαίνονται από 0.4-2.0. Ελλείψει στοιχείων μπορεί να θεωρηθεί ίσο με 1.

Για γωνιακές ράβδους δομικών στοιχείων ορθογωνικής διατομής ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει και τους παρακάτω τύπους:

$$t_j = 1.3 \left[k_1 \left(\frac{f_{sy} d_s}{f_c l_s} \right) - 0.4 \frac{c}{d_s} - 0.3 \right]^2 \frac{f_c^2 d_s^2}{k_2 E_j f_{ctm}} \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.2(β)(ii) σχέση (Σ8.1α)}$$

υπό την προϋπόθεση ότι η απαιτούμενη τάση του υλικού περίσφιξης δεν ξεπερνά το όριο αντοχής ή διαρροής του για ανεκτή ολίσθηση ράβδων s_d . Αν το υλικό περίσφιξης φτάνει στο όριο αντοχής ή διαρροής του για ολίσθηση μικρότερη της ανεκτής ισχύει:

$$t_j = \frac{12}{s_d l_{su}} \left(\frac{f_{sy} s_u}{f_u f_c} \right) \left(\frac{d_s^2}{a_N l_s} \right)^3 a_N \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.2(β)(ii) σχέση (Σ8.1β)}$$

Ως πάχος υλικού επιλέγεται η μεγαλύτερη τιμή που θα προκύψει από τις παραπάνω σχέσεις.

d_s είναι η μικρότερη διάμετρος από τις ματιζόμενες ράβδους.

$$a_N = \sqrt{2} (2c + 1.5d_s)$$

s_u είναι η κρίσιμη ολίσθηση τριβής και λαμβάνεται ίση με 2mm.

s_d είναι η αποδεκτή σχετική ολίσθηση των ματιζόμενων ράβδων και ισούται με 0.3mm για στάθμη επιτελεστικότητας A και 0.4 για B και Γ.

k_1 είναι δείκτης που εκφράζει τον αποδεκτό βαθμό βλάβης πριν από την αστοχία και λαμβάνεται ίσος με 1.7 για στάθμη επιτελεστικότητας A και 1.5 για B και Γ.

$$k_2 = 0.3$$

$$c/d_s \leq 1.5$$

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών (f_c για σκυρόδεμα, f_{sy} για ματιζόμενες ράβδους, f_u για το υλικό περίσφιξης) εισάγονται με τις διαπιστωμένες μέσες τιμές τους.

Η εφαρμογή της περίσφιξης μπορεί να εξασφαλίσει την αποφυγή αστοχίας της συνάφειας των ματιζόμενων ράβδων εφόσον το διατιθέμενο μήκος αλληλοεπικάλυψης είναι μεγαλύτερο από $0.30l_{so}$ και $15d_s$. Όπου l_{so} είναι το απαιτούμενο μήκος παράθεσης. Το απαιτούμενο μήκος παράθεσης μπορεί να υπολογίζεται ίσο με το μήκος αγκύρωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 [5] όπου όμως οι αντοχές των υλικών εισάγονται με τις μέσες τιμές τους χωρίς άλλους συντελεστές ασφαλείας και χωρίς οποιονδήποτε πολλαπλασιαστικό συντελεστή υπερκάλυψης.

$$l_{so} = \frac{4}{3} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad \text{EN1992-1 §8.4.3(2) σχέση (8.3)}$$

$$f_{bd} = 2.25 n_1 n_2 f_{ctd} \quad \text{EN1992-1 §8.4.3(2) σχέση (8.3)}$$

5. ΣΥΣΦΙΞΗ ΤΩΝ ΕΝΩΣΕΩΝ ΜΕ ΥΠΕΡΚΑΚΥΨΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ EN 1998-3[6]

Όπως αναφέρεται στην §A.4.4.4 του παρατήματος A του EN1998-3, η ολίσθηση των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να αποφευχθεί εφαρμόζοντας πλευρική πίεση σ_1 μέσω των μανδυνών ΙΟΠ. Το πάχος του υλικού μπορεί να υπολογίζεται από τον τύπο:

$$t_f = \frac{h_{tr} (\sigma_1 - \sigma_{tr})}{2 E_f 0.001} \quad \text{EN1998-3 §A4.4.4(1) σχέση (A.37)}$$

όπου:

$\sigma_{sw} = 0.001 \rho_w E_s$ είναι η τάση περίσφιξης η οποία οφείλεται στους συνδετήρες υπό ανηγμένη παραμόρφωση 0.001.

$$\sigma_1 = \frac{A_s f_{yL}}{\left[\frac{p}{2n} + 2 (d_{bL} + c) \right] L_s} \quad \text{EN1998-3 §A4.4.4(1) σχέση (A.38)}$$

αντιπροσωπεύει την τάση σύσφιξης σε όλο το μήκος της υπερκάλυψης L_s .

όπου:

A_s είναι το εμβαδό κάθε διαμήκους ράβδου που υπερκαλύπτεται.

f_{yL} είναι το όριο διαρροής του χάλυβα του διαμήκους οπλισμού που λαμβάνεται ίσο με τη μέση τιμή που προκύπτει από επί τόπου δοκιμές και από συμπληρωματικές πηγές πληροφόρησης κατάλληλα πολλαπλασιασμένη με το συντελεστή εμπιστοσύνης, CF , που δίνεται στον Πίνακα 3.1 για το κατάλληλο επίπεδο γνώσης (βλ. 2.2.1(5)Α).

p είναι η περίμετρος της διατομής του υποστυλώματος μετρούμενη στο εσωτερικό του διαμήκους χάλυβα.

n είναι ο αριθμός των υπερκαλυπτόμενων ράβδων κατά μήκος του p .

d_{bL} είναι η μεγαλύτερη διάμετρος των διαμήκων χαλύβδινων ράβδων.

c είναι το πάχος της επικάλυψης του σκυροδέματος.

D είναι το πλάτος της διατομής.

Για ορθογωνικές διατομές στις οποίες οι γωνίες είναι στρογγυλεμένες, για να επιτρέπουν την τύλιξη του ΙΟΠ, η πίεση περίσφιξης που εφαρμόζεται από το φύλλο ΙΟΠ πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή $k_s = \frac{2 R_f}{E_w}$

6. ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ

Στο πλαίσιο της εργασίας θα εξεταστούν τα αποτελέσματα που δίνουν οι τύποι του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του EN1998-3 για την ενίσχυση υποστυλώματος με ινοπλισμένα υλικά. Ειδικότερα θα εξεταστεί πόσο πάχος υλικού απαιτείται συναρτήσει διαφορετικών κάθε φορά παραμέτρων. Οι παράμετροι αυτοί είναι το διατιθέμενο μήκος παράθεσης (l_s), η ποιότητα του σκυροδέματος (f_{ck}), η ποιότητα του χάλυβα (f_{yk}), η διάμετρος των ματιζόμενων ράβδων (d_s), η επικάλυψη (c), το μέτρο ελαστικότητας του ΙΟΠ (E_j) και οι διαστάσεις του υποστυλώματος (b).

Το υποστυλόμεμα είναι ορθογωνικής διατομής με διαστάσεις 200x300, ποιότητα σκυροδέματος C16/20, ποιότητα χάλυβα S400, επικάλυψη $c=20\text{mm}$, διαμήκη οπλισμό 4Φ20 και συνδετήρες το ελάχιστο ποσοστό $\min \rho_w=0.09\%$. Λαμβάνεται στάθμη επιτελεστικότητας B (σημαντικές βλάβες).

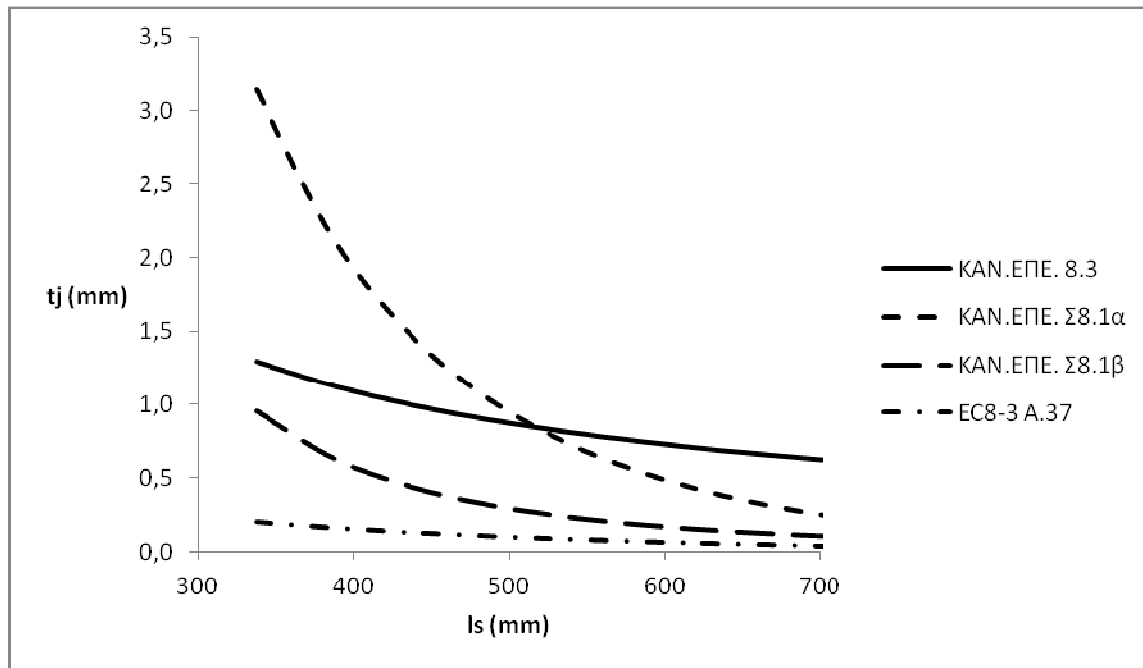
Το υλικό της περίσφιξης αποτελείται από ίνες άνθρακα και έχει μέτρο ελαστικότητας $E=240\text{ GPa}$, εφελκυστική αντοχή $f_u=3800\text{ MPa}$ και παραμόρφωση αστοχίας $\epsilon_u=1.55\%$. [7]

Η συμμετοχή των συνδετήρων του υποστυλώματος στην περίσφιξη αγνοούνται.

Οι μέσες τιμές του σκυροδέματος και του χάλυβα λαμβάνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου αναφέρεται (σε νεότερη έκδοση) ότι μπορούν να ληφθούν από πίνακες εφόσον δεν υπάρχουν αξιόπιστα αποτελέσματα ποιοτικών ελέγχων.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνονται παρακάτω:

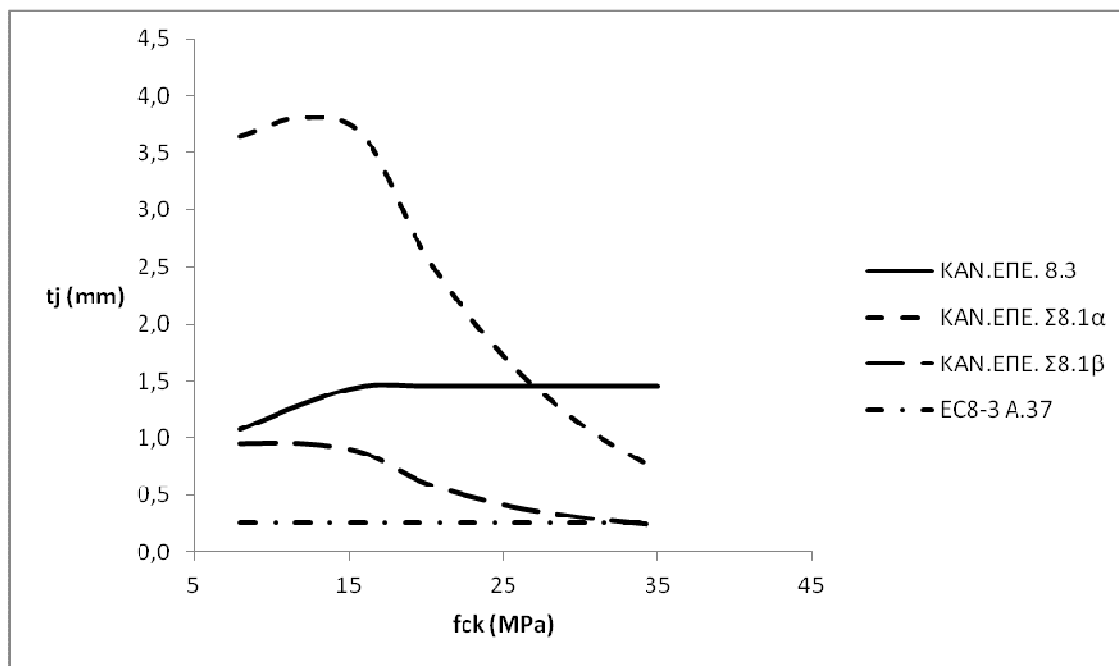
α) Διάγραμμα πάχους υλικού – μήκους παράθεσης.



Σχήμα 6.1 Διάγραμμα πάχους υλικού – μήκους παράθεσης

Τα αποτελέσματα του παραπάνω διαγράμματος είναι τα αναμενόμενα καθώς το πάχος του υλικού μειώνεται με την αύξηση του μήκους παράθεσης. Ακόμη προκύπτει ότι η σχέση (Σ8.1α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει περισσότερο πάχος υλικού για το ίδιο μήκος παράθεσης από τις υπόλοιπες σχέσεις καθώς και ότι η (Α.37) του EC8-3 δίνει λιγότερο πάχος υλικού. Τη σχέση (Α.37) προσεγγίζει η (Σ8.1β) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

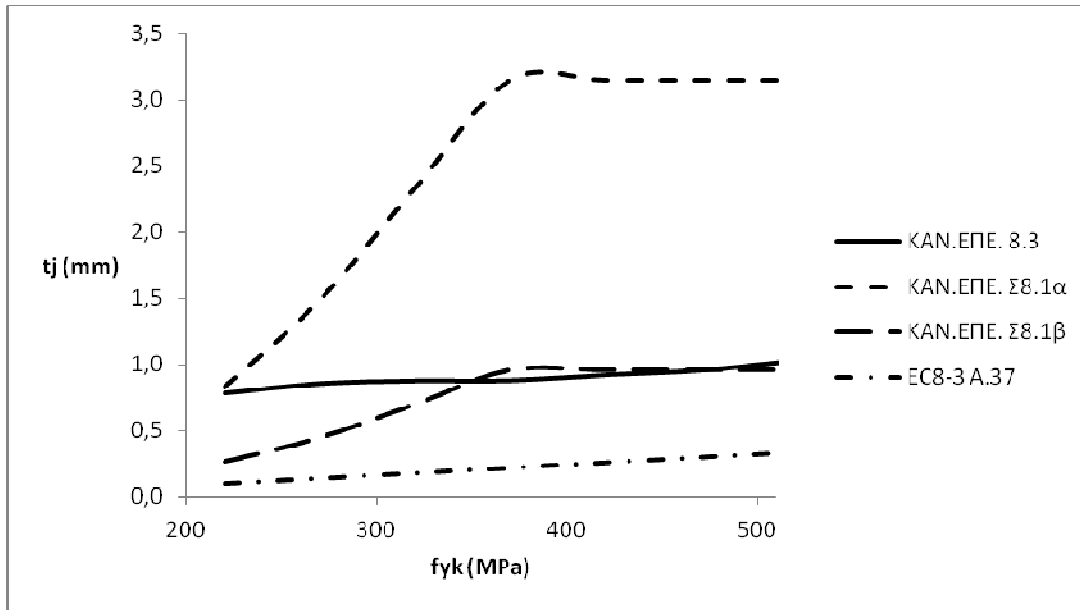
β) Διάγραμμα πάχους υλικού – ποιότητας σκυροδέματος



Σχήμα 6.2 Διάγραμμα πάχους υλικού – ποιότητας σκυροδέματος

Εδώ εξετάζεται η παράμετρος της ποιότητας του σκυροδέματος και συγκεκριμένα η χαρακτηριστική της τιμή. Ο EC8-3, όπως φαίνεται και από το διάγραμμα, δε λαμβάνει υπόψη αυτή την παράμετρο. Σύμφωνα με τη σχέση (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ενώ για μικρές ποιότητες σκυροδέματος αυξάνεται το απαιτούμενο πάχος του υλικού για μεγαλύτερες παραμένει σταθερό. Αντίθετα, σύμφωνα με τη (Σ8.1α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μέχρι τα 15MPa αυξάνεται το πάχος του υλικού και έπειτα μειώνεται απότομα. Το ίδιο περίπου συμβαίνει και με τη σχέση (Σ8.1β) μόνο που δεν υπάρχει εδώ απότομη μείωση του πάχους.

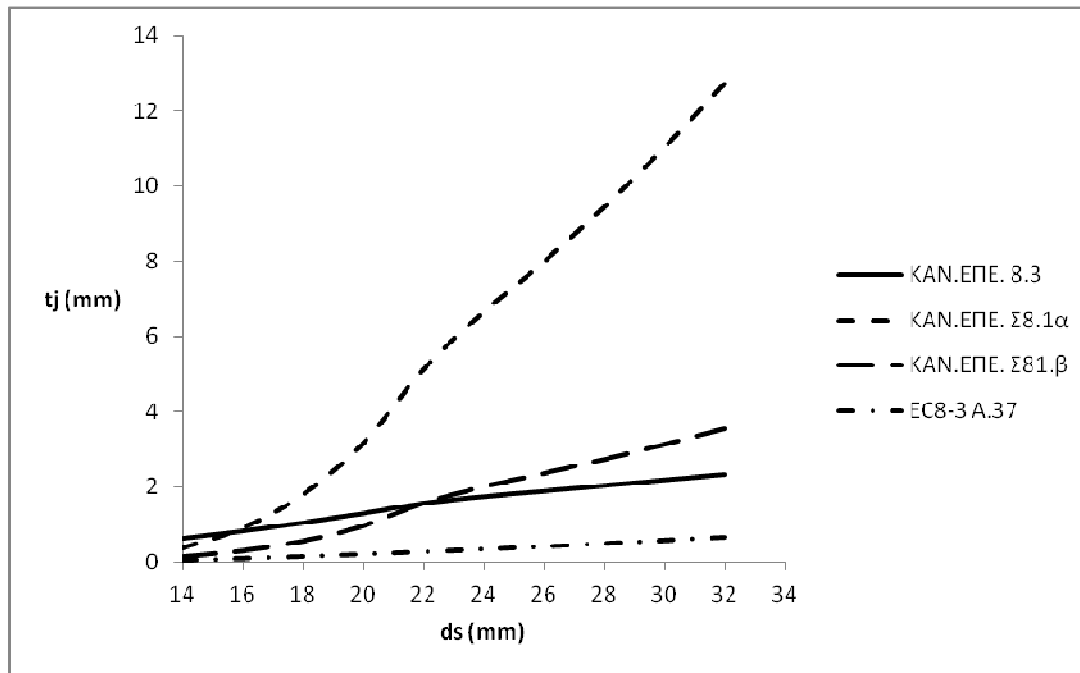
γ) Διάγραμμα πάχους υλικού – ποιότητας χάλυβα



Σχήμα 6.3 Διάγραμμα πάχους υλικού – ποιότητας χάλυβα

Παρατηρείται ότι όσο βελτιώνεται η ποιότητα του χάλυβα τόσο αυξάνεται το πάχος του υλικού που απαιτείται για την περίσφιξη. Αυτό συμβαίνει γιατί πρέπει να προηγηθεί η διαρροή του χάλυβα από την αστοχία των ενώσεων. [8] Ακόμη, η σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ8.1α) παράγει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα αυξάνοντας το απαραίτητο πάχος υλικού περίσφιξης μέχρι ένα σημείο και μετά κρατώντας το σταθερό. Το ίδιο συμπεριφέρεται και η (Σ8.1β), αλλά δίνοντας μικρότερα πάχη. Η (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει σχεδόν ίδιο πάχος για κάθε ποιότητα χάλυβα και η σχέση του EC8-3 (A.37) έχει μόνο έναν αύξοντα κλάδο δίνοντας τα μικρότερα πάχη υλικού.

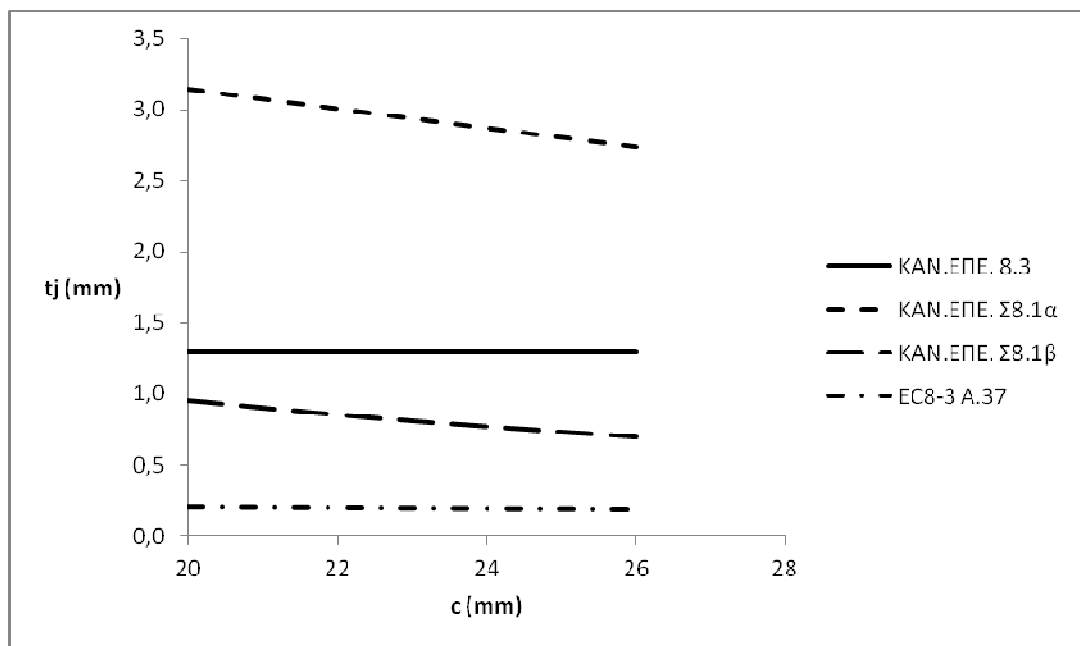
δ) Διάγραμμα πάχους υλικού – διάμετρος ματιζόμενων ράβδων



Σχήμα 6.4 Διάγραμμα πάχους υλικού – διάμετρος ματιζόμενων ράβδων

Παρατηρούμε, πάλι, ότι η σχέση (Σ8.1α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα από τις υπόλοιπες σχέσεις. Επίσης, οι (8.3) και (Σ8.1β) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνουν πιο κοντινά αποτελέσματα σε σχέση με την (Α.37) του EC8-3.

ε) Διάγραμμα πάχους υλικού – επικάλυψης σκυροδέματος

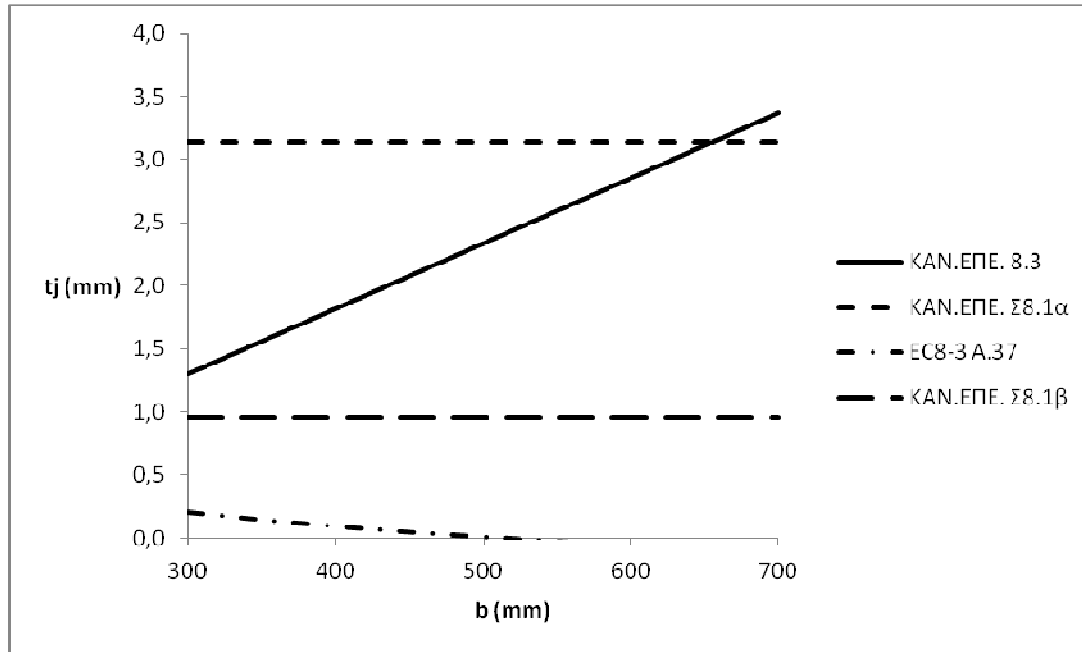


Σχήμα 6.5 Διάγραμμα πάχους υλικού – επικάλυψης σκυροδέματος

Εξετάζοντας την παράμετρο της επικάλυψης του σκυροδέματος παρατηρείται ότι οι σχέσεις (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και (Α.37) του EC8-3 δεν τη λαμβάνουν υπόψη σε αντίθεση με τις

(Σ8.1β) και (Σ8.1α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου το πάχος του υλικού μειώνεται με την αύξηση της επικάλυψης. Η (Σ8.1α) δίνει πάλι τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα.

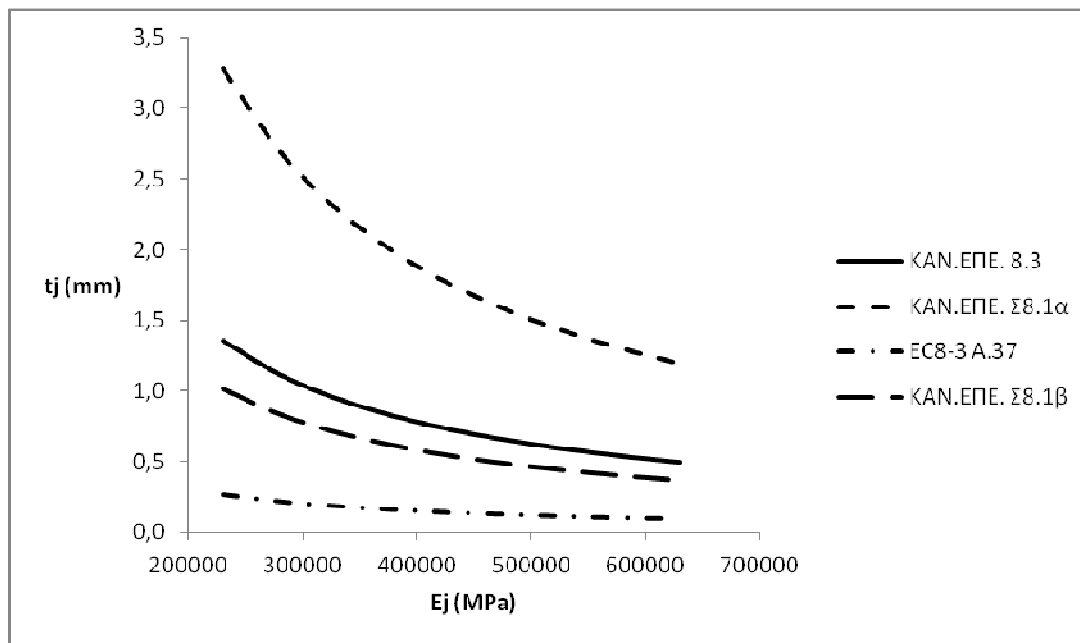
στ) Διάγραμμα πάχους υλικού – διαστάσεις διατομής



Σχήμα 6.6 Διάγραμμα πάχους υλικού – διαστάσεις διατομής

Από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτει ότι οι σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ8.1α) και (Σ8.1β) δε λαμβάνουν υπόψη τις διαστάσεις της διατομής. Η καμπύλη της σχέσης (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μεταβάλλεται γραμμικά αυξάνοντας το πάχος του υλικού με την αύξηση των διαστάσεων της διατομής σε αντίθεση με την (Α.37) του EC8-3 όπου το πάχος μειώνεται με την αύξηση των διαστάσεων.

ζ) Διάγραμμα πάχους υλικού – μέτρου ελαστικότητας υλικού



Σχήμα 6.7 Διάγραμμα πάχους υλικού – μέτρου ελαστικότητας υλικού

Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται πως το πάχος του υλικού μειώνεται με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του υλικού περίσφιξης. Η σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ8.1α) δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα σε αντίθεση με την (Α.37) του EC8-3. Οι (Σ8.1β) και (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνουν κοντινά αποτελέσματα.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Έχοντας εξάγει, λοιπόν, τα διαγράμματα και συγκρίνοντας τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του EC8-3 σχετικά με την περίσφιξη υποστυλώματος με σύνθετο υλικό συμπεραίνουμε τα εξής:

- Η σχέση (Σ8.1α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα από τις υπόλοιπες. Απαιτεί δηλαδή περισσότερο πάχος υλικού.
- Η σχέση (Α.37) του EC8-3 δίνει το λιγότερο κάθε φορά πάχος υλικού.
- Οι σχέσεις (Σ8.1β) και (8.3) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνουν κοντινά αποτελέσματα αναφορικά με τη διάμετρο των ματιζόμενων ράβδων, την ποιότητα του σκυροδέματος και το μέτρο ελαστικότητας του υλικού περίσφιξης.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013.
- [2] Φαρδής, Μ. Ν. “Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος”, Μέρος II, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, 2012.
- [3] Τριανταφύλλου, Αθ. Χ. “Δομικά υλικά”, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, 2008.
- [4] www.sika.com.
- [5] Eurocode 2: Design of concrete structures.
- [6] EN 1998-3:2005 Παράρτημα Α: Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- [7] www.sintecno.gr.
- [8] Δούλος Ε., Καλλιώρας Σ., «Αποκατάσταση ανεπαρκών μηκών παράθεσης με FRP. Σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕΚ8-3.», 19^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις κατασκευών-Αφιέρωμα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πάτρα, Φεβρουάριος 2013.

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΠΥΡΚΑΓΙΑ ΚΑΤΑ EC2

ΓΑΣΠΑΡΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ
ΖΑΧΑΡΙΑΔΗΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Περίληψη

Η εργασία αυτή παρουσιάζει μια γενική περιγραφή της επίδρασης της φωτιάς, τόσο στο σκυρόδεμα και το χάλυβα όπλισης, όσο και στην καμπτική συμπεριφορά γραμμικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, με έμφαση στις αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 μέρος 1-2. Πραγματοποιήθηκε παραμετρική μελέτη της καμπτικής απομειωμένης αντοχής στοιχείων Ο.Σ. με χρήση μεθόδου του κανονισμού, καθώς και έλεγχος αυτών μέσω αποτελεσμάτων αναλύσεων με λογισμικό από άλλα papers. Τέλος αναφέρθηκαν φαινόμενα που επηρεάζουν την καμπτική αντοχή και σχετικές μέθοδοι επέμβασης.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Έρευνες σχετικά με την επίδραση της φωτιάς στο σκυρόδεμα και σε κατασκευές σκυροδέματος έχει πραγματοποιηθεί τουλάχιστον από το 1922, κυρίως σε σχέση με τα κτίρια. Οι κύριοι τομείς ενδιαφέροντος ήταν η κατανόηση της πολύπλοκης συμπεριφοράς του ίδιου του υλικού και η δομική ασφάλεια και ακεραιότητα του κτιρίου τόσο κατά τη διάρκεια, όσο και μετά τη φωτιά.

Σε μια πυρκαγιά, η κατασκευή πρέπει να μεταφέρει μηχανικά φορτία ώστε να εξασφαλιστεί ασφαλής εκκένωση και δράση των πυροσβεστικών. Η αντίσταση κατασκευών σκυροδέματος στη φωτιά είναι συχνά πολύ πάνω από τις ελάχιστες απαιτήσεις καθώς λόγω του ότι υπάρχει δομική συνέχεια στα περισσότερα κτίρια, υπάρχουν αποθέματα αντοχών που μπορεί να επιτρέψουν στην κατασκευή να επιβιώσει στις πυρκαγιές. Στις περισσότερες περιπτώσεις η συμπεριφορά του σκυροδέματος σε πυρκαγιά αξιολογείται από απλοποιημένες αναλυτικές-εμπειρικές τεχνικές, ωστόσο πολύ απλοποιημένες μέθοδοι δίνουν μια πρόχειρη εκτίμηση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος σε πυρκαγιά. Μέσω λειτουργικού πεπερασμένων στοιχείων, μπορούμε να λάβουμε υπόψη και την επιρροή διαφόρων φυσικών φαινομένων, ωστόσο τα αποτελέσματα της ανάλυσης (μετατοπίσεις, χρόνος αντίστασης) μπορεί να διαφέρουν λόγω της περιπλοκότητας των φαινομένων αυτών. Επομένως τα προσφάτως αναπτυγμένα θερμικά και φυσικά μοντέλα, λόγω έλλειψης πειραματικής έρευνας, δεν είναι ακριβή. Ακόμα απαιτούνται σημαντικοί υπολογιστικοί πόροι για τις διάφορες αριθμητικές τεχνικές.

2. ΑΥΤΟΨΙΑ ΜΕΤΑ ΑΠΟ ΠΥΡΚΑΓΙΑ

Μετά από μια πυρκαγιά απαιτείται κανονικά μια άμεση και εμπεριστατωμένη εκτίμηση, εφόσον επιτρέπεται είσοδος στην κατασκευή, πριν από την απομάκρυνση των συντρίμμιων. Κατά την αυτοψία πραγματοποιείται μακροσκοπική εξέταση και ταξινόμηση των βλαβών για κάθε δομικό μέλος. Παρά το γεγονός ότι το σκυρόδεμα έχει πολύ καλή αντοχή σε πυρκαγιά, σταδιακά με την αύξηση της θερμοκρασίας εμφανίζονται βλάβες, όπου μπορούν να επιδιορθωθούν μετά από κατάλληλη αξιολόγηση. Βασισμένοι στην πείρα και σε συλλεγμένα δεδομένα από λεπτομερή μακροσκοπική έρευνα στα δομικά στοιχεία, μπορούν να καταγραφούν οι παρακάτω χαρακτηριστικές βλάβες:

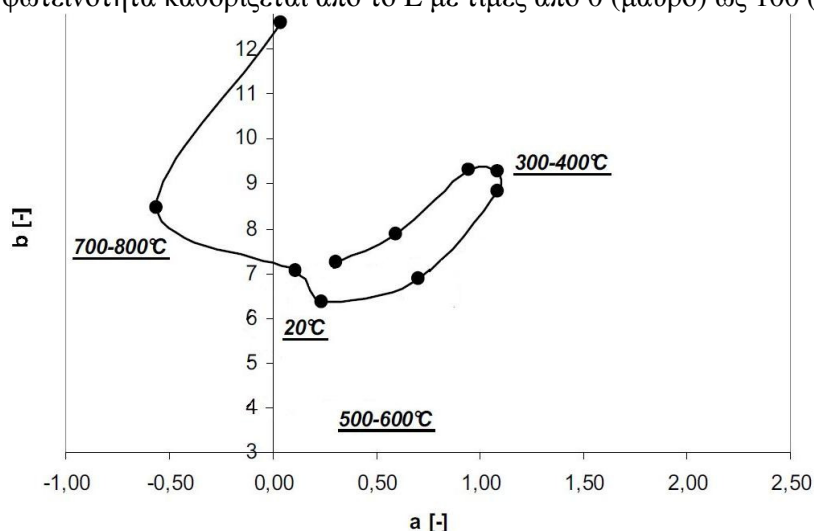
- Αλλαγή του χρώματος του σκυροδέματος (κόκκινο, γκριζοκίτρινο, κίτρινο)
- Σχισμές και ρωγμές μέσα στην μάζα του σκυροδέματος, ρωγμές κατά μήκος του κύριου οπλισμού σε κολώνες, δοκούς ή πλάκες
- Θραύση του σκυροδέματος και απώλεια τμημάτων σκυροδέματος κατά μήκους των γωνιών γραμμικών μελών μέχρι να εμφανιστεί ο οπλισμός

Μέθοδοι όπως η ανάλυση του χρώματος του σκυροδέματος και η βύθιση σε νερό παρέχουν μια επαρκή βάση για να εκτιμηθεί η θερμοκρασιακή ιστορία του σκυροδέματος. Έτσι γίνεται μια εκτίμηση της σοβαρότητας της έκθεσης στην φωτιά σε σχέση με μια ισοδύναμη standard δοκιμή.

- Αλλαγή χρώματος του σκυροδέματος[2]

Χρωματομετρία: Το σκυρόδεμα σε υψηλές θερμοκρασίες δέχεται αλλοιώσεις στο χρώμα του, γεγονός που βοηθά στον προσδιορισμό της θερμοκρασιακής στάθμης που έφτασε κατά την διάρκεια μιας πυρκαγιάς. Το χρώμα του σκυροδέματος μπορεί να μετρηθεί με την βοήθεια φασματοφωτομετρητή.

Παρακάτω παρουσιάζεται μια μορφή διαγραμματοποίησης των χρωματικών μεταβολών ανάλογα με την θερμοκρασιακή στάθμη. Το διάγραμμα έχει υπολογιστεί σε πειραματικές δοκιμές κατά τις οποίες για κάθε θερμοκρασιακή στάθμη, μετριόταν μετά από ψύξη το αντίστοιχο χρώμα του σκυροδέματος. Στο διάγραμμα το a εκτείνεται από ματζέντα (θετικές τιμές) σε πράσινο (αρνητικές τιμές), το b κίτρινο (θετικές τιμές) σε μπλε (αρνητικές τιμές) ενώ η φωτεινότητα καθορίζεται από το L με τιμές από 0 (μαύρο) ως 100 (άσπρο).



Σχήμα 1 Διάγραμμα χρωματικών μεταβολών[2]

Γενικά το σκυρόδεμα αποκτά στα πρώτα στάδια της πυρκαγιάς ροζ χρώμα, έπειτα γκρι-ροζ και το τελικό στάδιο όπου αφορά βαριές βλάβες (αισθητές παραμορφώσεις, εκτεθειμένος οπλισμός στην πυρκαγιά, αρκετές ράβδοι έχουν λυγίσει) παίρνει γκρι ή φαιό κιτρινωπό χρώμα.[2]

Χρώμα	Θερμοκρασία	
Κόκκινο-ροζ	300	600
Υπόλευκο γκρι	600	900
Κιτρινωπό	900	1000

Πίνακας 1 Διάγραμμα χρωματικών μεταβολών[2],[8]

- Μέτρηση μεγέθους εσωτερικών ρωγμών[2]

Βύθιση σε νερό : Η θέρμανση του σκυροδέματος εισάγει θερμικές εντάσεις που οδηγούν σε ρηγμάτωση, ενώ παράλληλα χημικές διεργασίες έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση του κενού των πόρων. Ως εκ τούτου προκύπτει μια συνολική αύξηση του πορώδους του σκυροδέματος με την θερμοκρασία. Η βύθιση ενός δείγματος (από κάποιο πυρόπληκτο μέλος της

κατασκευής) σε νερό θα γεμίσει τους πόρους και έτσι με μέτρηση του βάρους του νερού που απορροφάται, μπορεί να ποσοτικοποιηθεί η εσωτερική βλάβη λόγω της θέρμανσης.

3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΥΛΙΚΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

3.1. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

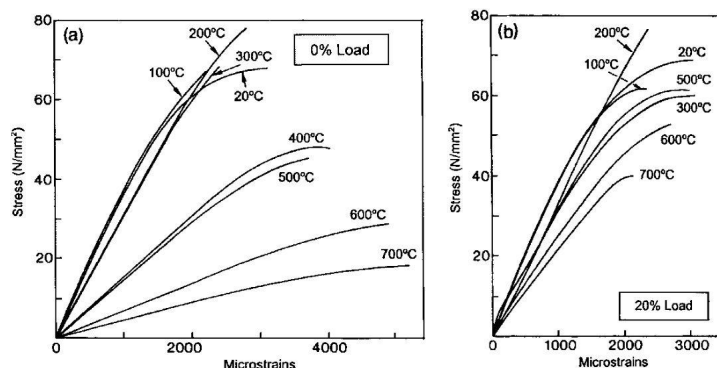
Η συμπεριφορά του σκυροδέματος σε πυρκαγιά είναι πολύπλοκη, καθώς το σκυρόδεμα είναι ένα σύνθετο υλικό με συστατικά διαφόρων θερμικών χαρακτηριστικών. Σημαντικά πλεονεκτήματα του σκυροδέματος σε μια πυρκαγιά είναι το ότι είναι άκαυστο και καλό μονωτικό υλικό με χαμηλή θερμική διάχυση. Ωστόσο, υπάρχουν δύο προβλήματα του σκυροδέματος σε φωτιά η επιδείνωση των μηχανικών ιδιοτήτων και η απότομη αποφλοίωση.

Η υποβάθμιση των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος κατά τη θέρμανση αποτελεί μια από τις πιο σημαντικές θεματικές περιοχές κατά τα τελευταία χρόνια. Αυτή μπορεί να αποδοθεί γενικά στις φυσικοχημικές μεταβολές στα συνθετικά υλικά του σκυροδέματος (πάστα τσιμέντου και αδρανή) καθώς και στην θερμική ασυμβατότητα μεταξύ τους. Άλλοι παράγοντες είναι ο τύπος της πυρκαγιάς (θερμοκρασία και ρυθμός θέρμανσης), το εφαρμοζόμενο φορτίο και η πιθανή παρεμπόδιση της απώλειας υγρασίας από την επιφάνεια του θερμαινόμενου σκυροδέματος.

Έχει παρατηρηθεί ότι το σκυρόδεμα δεν θραύεται στους 100°C, παρά το γεγονός ότι οι διαφορικές παραμορφώσεις αδρανών - τσιμέντου είναι ήδη υπερβολικά μεγάλες για να παραληφθούν από ελαστικές παραμορφώσεις. Αυτό οφείλεται στον παροδικό ερπυσμό, φαινόμενο που αναπτύσσεται κατά την πρώτη θέρμανση υπό φόρτιση. Ο παροδικός ερπυσμός είναι παραμορφώσεις πολύ μεγαλύτερες από τις ελαστικές και συμβάλλει σε σημαντική χαλάρωση και ανακατανομή των θερμικών τάσεων στο σκυρόδεμα. Κάθε ανάλυση θερμαινόμενου σκυροδέματος που αγνοεί τον ερπυσμό θα έδινε, επομένως, λανθασμένα αποτελέσματα, ιδιαίτερα για τις κολώνες που εκτίθενται σε πυρκαγιά.

Επιπλέον η παρουσία θλιπτικού φορτίου δρα ευεργετικά καθώς θέτει το υλικό σε θλίψη, συμπιέζοντας το κατά τη διάρκεια της θέρμανσης και αναστέλλοντας έτσι την ανάπτυξη των ρωγμών. Τόσο η θλιπτική αντοχή όσο και το μέτρο ελαστικότητας μειώνονται πολύ λιγότερο με την αύξηση της θερμοκρασίας για το σκυρόδεμα που θερμάνθηκε υπό φόρτιση.

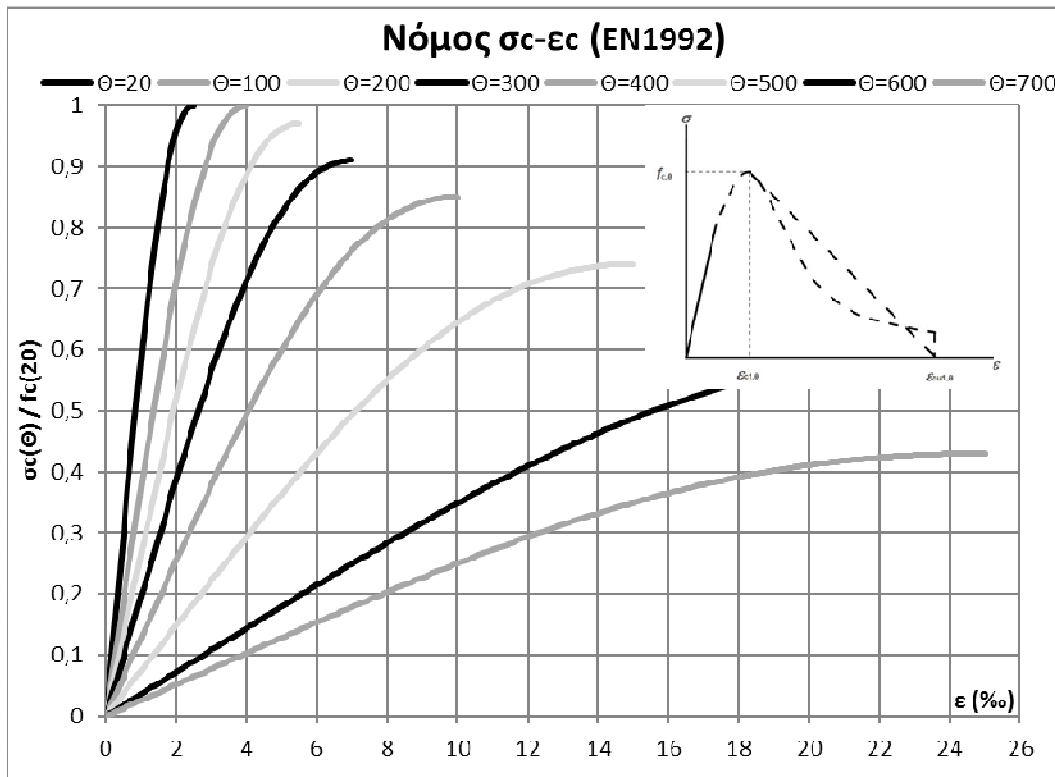
Τέλος, κατά την απόσβεση της πυρκαγιάς, η επιφάνεια του σκυροδέματος ψύχεται απότομα. Αντιθέτως ο πυρήνας της διατομής, λόγω της χαμηλής θερμικής αγωγιμότητας του σκυροδέματος, συνεχίζει να βρίσκεται σε υψηλές θερμοκρασίες. Έτσι η θερμότητα ακολουθεί πλέον την αντίστροφη πορεία, οδηγώντας σε ρηγματώσεις επιφάνειας και περαιτέρω μείωση της αντοχής.



Σχήμα 2 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για διαφορετικό φορτίο[3]

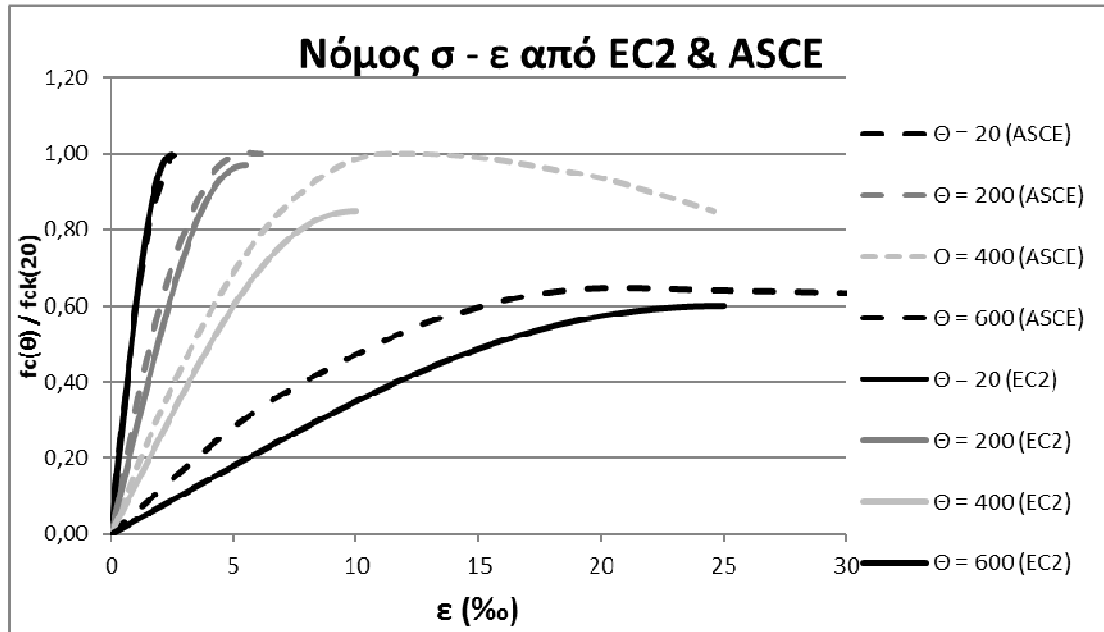
3.1.1. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ- EC2

Οι τιμές που δίνονται στο σχετικό κεφάλαιο του EN1992 για τις μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος βασίζονται σε αποτελέσματα δοκιμών μικρής ή μεγάλης διάρκειας (παροδική ή μόνιμη έκθεση). Η σχέση σ - ϵ του θλιβόμενου και εφελκόμενου σκυροδέματος όπως φαίνεται στο σχήμα έχει ένα παραβολικό τμήμα στην θλιβόμενη περιοχή και μπορεί να υιοθετηθεί για υπολογιστικούς λόγους ένα καμπύλο ή γραμμικό φθίνον τμήμα ως την θραύση. Το εφελκόμενο τμήμα αγνοείται καθώς η εφελκυστική συμπεριφορά του σκυροδέματος είναι πολύ ψαθυρή και αναξιόπιστη. Οι διάφορες παράμετροι του διαγράμματος προσδιορίζονται στον EN1992 συναρτήσει της θερμοκρασίας. Παρακάτω παρουσιάζονται η γενική μορφή του νόμου σ - ϵ , καθώς και καμπύλες σ - ϵ ασβεστολιθικών σκυροδεμάτων για διάφορες θερμοκρασίες κανονικοποιημένες ως προς την αντοχή $f_{ck}(20^\circ\text{C})$.



Σχήμα 3 Νόμος τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος κατά EN1992 [1]

Επιπλέον έγινε μία σύγκριση του νόμου τάσεων παραμορφώσεων του EN1992 με τον αντίστοιχο νόμο κατά τους Αμερικάνικους κανονισμούς (ASCE) και παρατηρήθηκε ότι δε παρουσιάζουν μεταξύ τους σημαντικές διαφορές.



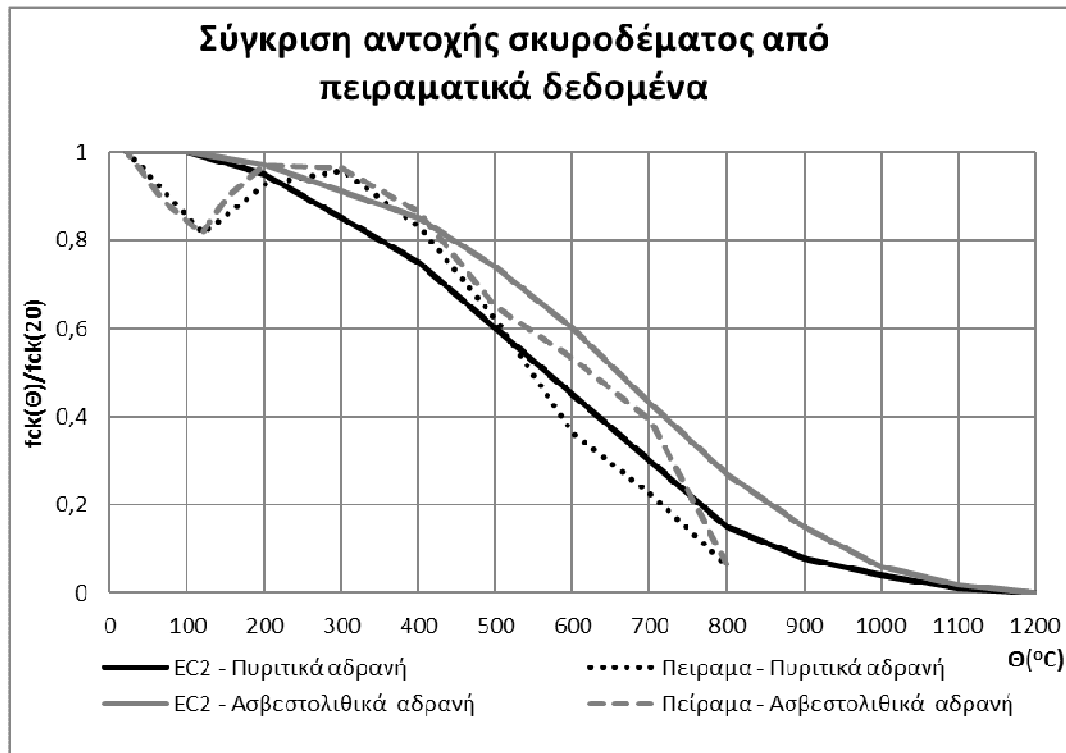
Σχήμα 4 Σύγκριση σ-ε EN1992 με ASCE[10]

3.1.2. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ-ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Δεδομένου του μεγάλου αριθμού παραγόντων που επηρεάζουν την θλιπτική αντοχή του θερμαινόμενου σκυροδέματος, δεν αποτελεί έκπληξη το ότι οι μετρήσεις της θλιπτικής αντοχής μπορεί να δώσουν από χαμηλότερη (30%) έως υψηλότερη (120%) της αρχικής αντοχής. Έτσι δεδομένα για αντοχές θερμαινόμενου σκυροδέματος από διαφορετικές πηγές μπορεί να διαφέρουν σημαντικά, ενώ σε πολλές περιπτώσεις ακόμα μπορεί να φαίνονται και αντιφατικά. Ως εκ τούτου, η παρουσίαση της αντοχής όλων των σκυροδεμάτων σε μια ενιαία "μέση καμπύλη" καθίσταται ανακριβής.[2]

Παρακάτω παρουσιάζεται μια σύγκριση των ανηγμένων θλιπτικών αντοχών του σκυροδέματος κατά τον EN1992 με πειραματικά αποτελέσματα της απομειωμένης αντοχής σκυροδέματος για πυριτικό και ασβεστολιθικό τύπο σκυροδέματος. Κατά το πείραμα δυο κύβοι θερμάνθηκαν για κάθε επίπεδο θερμοκρασίας και έπειτα από αργή ψύξη υποβλήθηκαν σε θλίψη μέχρι αστοχίας.

Κατά την διάρκεια της θέρμανσης, η θλιπτική αντοχή μειώνεται ως μια τοπικά ελάχιστη περίπου στους 100°C. Πρόκειται για μια φαινομενική απώλεια, σε μεγάλο βαθμό αναστρέψιμη μετά την ψύξη και αποδίδεται στην αποδυνάμωση των φυσικών δυνάμεων Van der Waals. Συχνά, η αντοχή φαίνεται ότι αυξάνει σε ένα μέγιστο για θερμοκρασίες περίπου 200°C-300°C, ενώ για μεγαλύτερες θερμοκρασίες υπάρχει μια συνεχής μείωση.



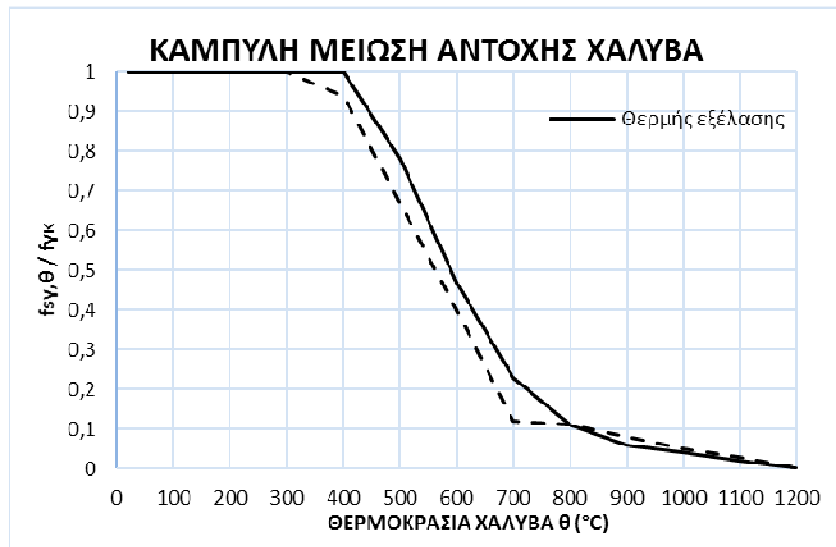
Σχήμα 5 Σύγκριση αντοχής από πειραματικά δεδομένα[1],[2]

3.2. ΧΑΛΥΒΑΣ

Η αύξηση της θερμοκρασίας έχει σημαντική επίδραση στις μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα. Για θερμοκρασίες περίπου πάνω από 200 °C η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων αρχίζει να παρουσιάζει μεταβολές. Όσο αυξάνεται η θερμοκρασία το όριο διαρροής, η εφελκυστική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας μειώνονται. Γενικά για συνήθης κατηγορίες χάλυβα οπλισμού η θέρμανση σε θερμοκρασίες 500-550 °C για χρονική διάρκεια μέχρι και δύο ωρών δε προκαλεί ουσιαστική μεταβολή στις αρχικές μηχανικές ιδιότητες, εφόσον πραγματοποιηθεί ομαλή ψύξη μέχρι τη θερμοκρασία περιβάλλοντος.[4]

Ακόμα ο συντελεστής θερμικής διαστολής του χάλυβα αυξάνεται για θερμοκρασίες μεγαλύτερες από 200 °C, οπότε σε περίπτωση πυρκαγιάς προκαλείται θερμική ασυμβατότητα με το σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα την εσωτερική ρηγμάτωση του τελευταίου.

Τέλος οι χάλυβες θερμής έλασης, οι οποίοι χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο στην Ελλάδα, συμπεριφέρονται καλύτερα σε υψηλές θερμοκρασίες. Αυτό οφείλεται στο τρόπο κατασκευής τους.

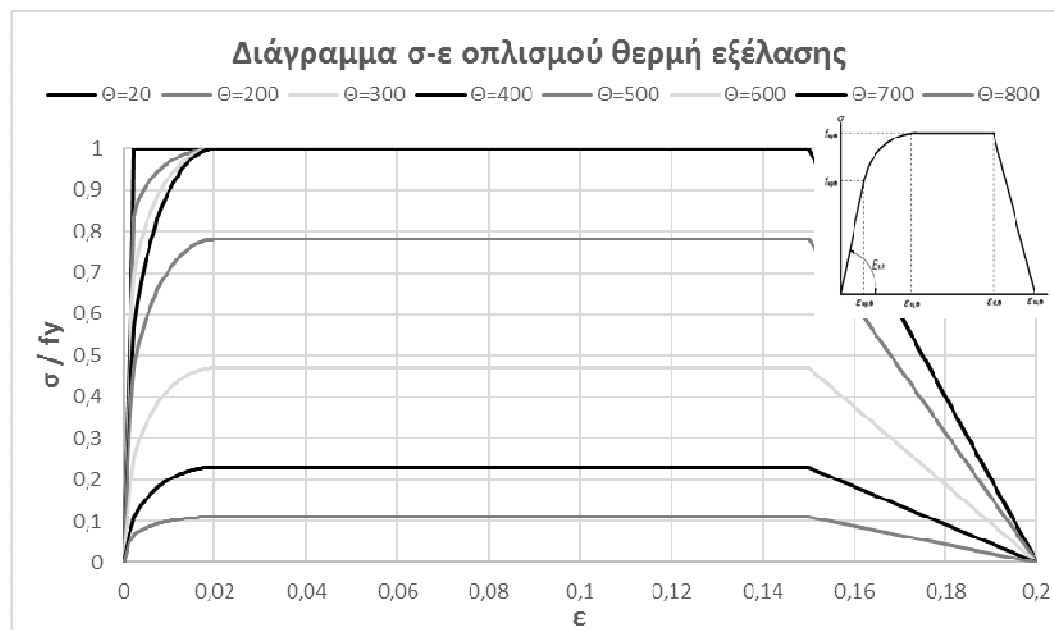


Σχήμα 6 Καμπύλη μείωσης αντοχής χάλυβα οπλισμού[1]

3.2.1. ΧΑΛΥΒΑΣ – EC2

Ομοίως με το σκυρόδεμα ο EN1992 προτείνει μια καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων για το θερμαινόμενο χάλυβα οπλισμού. Η καμπύλη αυτή, που παρουσιάζεται παρακάτω για διάφορες θερμοκρασίες, αποτελείται από τέσσερα τμήματα και ορίζονται μέσω τριών παραμέτρων

- της κλίσης του γραμμικού ελαστικού κλάδου, E_s, θ
- του ορίου αναλογίας, $f_{sp, \theta}$
- της μέγιστης τάσης, $f_{sy, \theta}$

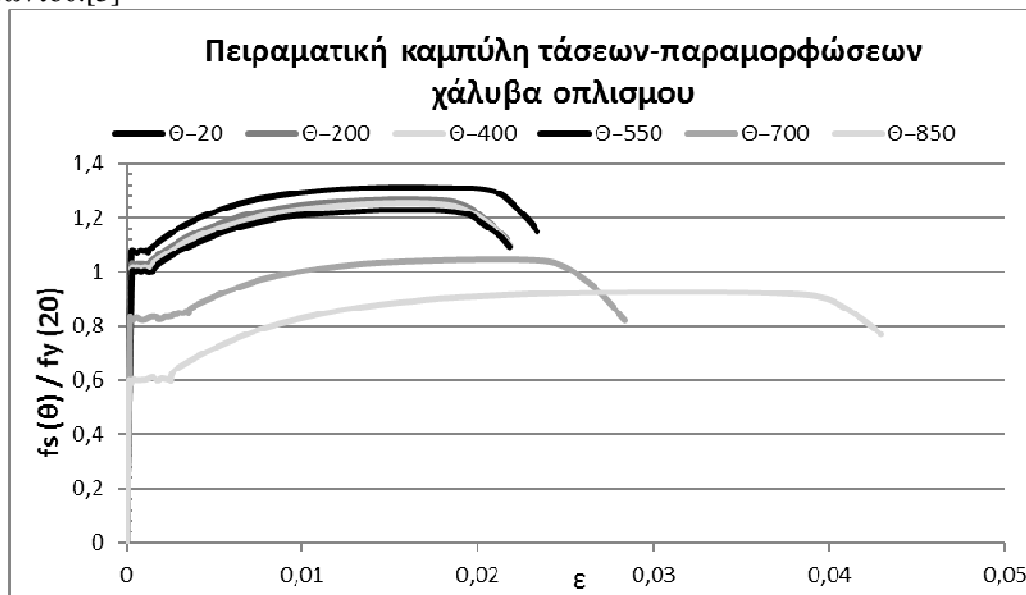


Σχήμα 7 Διάγραμμα σ-ε οπλισμού θερμής εξέλασης κατά EC2[1]

3.2.2. ΧΑΛΥΒΑΣ – ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Από πειράματα που πραγματοποιήθηκαν σε ράβδους οπλισμού Tempcore υψηλής συνάφεια θερμής εξέλασης προέκυψαν δεδομένα από τον μέσο όρο τριών δοκιμών και μετρήθηκε το αντίστοιχο διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων.[5]

Έως τους 500 °C δεν υπήρχε σημαντική μεταβολή της αντοχής, αλλά εμφανίστηκε μια αξιοσημείωτη φθορά σε υψηλότερες θερμοκρασίες. Η θέρμανση στους 850 ° C επίσης αυξάνει την ολκιμότητα. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι δοκιμή εφελκυσμού πραγματοποιήθηκε έπειτα από ομαλή ψύξη, κατά την οποία χάλυβας ανακτά μέρος των μηχανικών ιδιοτήτων του.[5]



Σχήμα 8 Πειραματική καμπύλη σ-ε χάλυβα οπλισμού

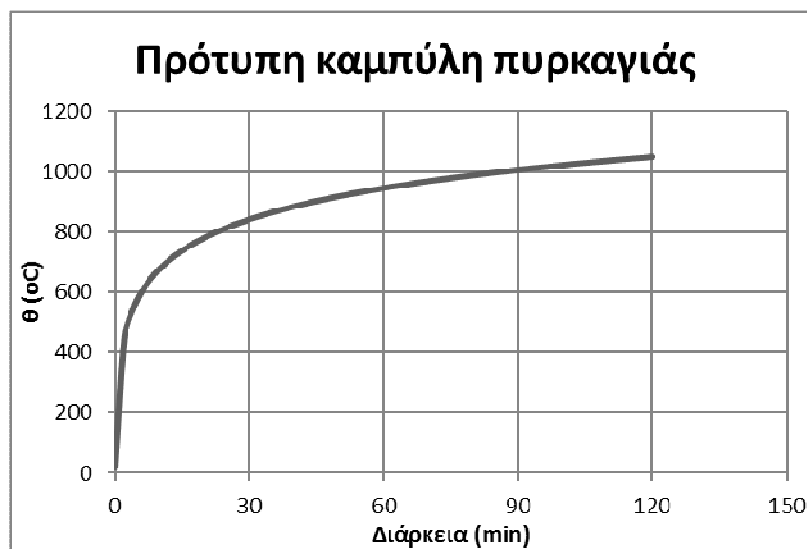
4. ΒΗΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

4.1. ΠΡΟΤΥΠΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ – ΧΡΟΝΟΥ

Με βοήθεια πειραματικών αποτελεσμάτων έχουν καθοριστεί ορισμένες σχέσεις για τον προσδιορισμό της θερμοκρασίας μιας πυρκαγιάς συναρτήσει του χρόνου. Οι σχέσεις αυτές εξαρτώνται από το είδος της πυρκαγιάς (εσωτερική ή εξωτερική), το βαθμό αερισμού και την καύσιμη ύλη (υδρογονάνθρακες, μηχανήματα, έπιπλα κλπ)

Ωστόσο ο σχεδιασμός δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι πυρκαγιάς έχει στηριχθεί κυρίως στη πρότυπη καμπύλη πυρκαγιάς (ISO 834) και η οποία φαίνεται παρακάτω:

$$T_g = T_0 + 345 \log_{10}(1 + 8t) \quad (1)$$



Σχήμα 9 Πρότυπη καμπύλη πυρκαγιάς ISO 834[1]

Συγκριτικά, οι πραγματικές πυρκαγιές έχουν μια πιο αργή ή μεγαλύτερη φάση ανάπτυξης, και οι θερμοκρασίες μπορεί να είναι υψηλότερες από τις θερμοκρασίες της πρότυπης καμπύλης. Η πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας – χρόνου, ως εκ τούτου, αντιστοιχεί σε μια σοβαρή πυρκαγιά, αλλά όχι στην αυστηρότερη δυνατή φωτιά.

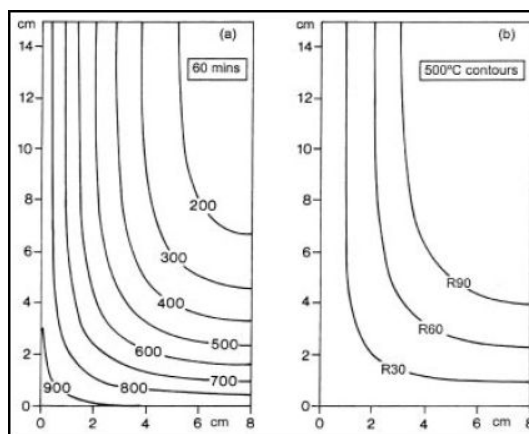
4.1.1. ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΕΣ

Για τις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος μπορούν να ορισθούν τρεις κρίσιμες θερμοκρασίες. Από πειραματικές ενδείξεις προκύπτει ότι οι θερμοκρασίες της επιφάνειας, όταν εμφανίζεται αποφλοίωση κυμαίνονται από περίπου 250-420°C, ανάλογα με το ρυθμό θέρμανσης και τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος. Η κρίσιμη θερμοκρασία έναρξης απώλειας αντοχής εξαρτάται από τον τύπο του σκυροδέματος και είναι περίπου στους 300 °C για πυριτικά σκυροδέματα. Τέλος, η κρίσιμη θερμοκρασία γενικής απώλειας της φέρουσας ικανότητας για σκυροδέματα τύπου Πόρτλαντ βρίσκεται στο διάστημα 550-600°C.[3]

4.2. ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ ΣΤΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η γνώση της κατανομής της θερμοκρασίας σε κατασκευές σκυροδέματος αποτελεί το πρώτο βασικό βήμα για την κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής στη φωτιά. Οι θερμοκρασίες του αέρα σε πυρκαγιές συχνά υπερβαίνουν τα 900°C. Ωστόσο, οι καλές μονωτικές ιδιότητες του σκυροδέματος σημαίνει ότι η θερμοκρασιακή διαβάθμιση είναι μεγάλη και μόνο η θερμοκρασία του εξωτερικού στρώματος είναι σημαντικά αυξημένη, ενώ στο εσωτερικό παραμένει συγκριτικά χαμηλή. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ένα θερμικό προφίλ δοκού διαστάσεων 300x160mm (Παράρτημα Α EN1992-1-2) που εκτίθεται στις τρεις πλευρές από πρότυπη ISO 834 φωτιά για χρονική διάρκεια μίας ώρας.[3]

Η θερμοκρασία σε μία δεδομένη απόσταση από την εκτεθειμένη επιφάνεια θα είναι



Σχήμα 10 Θερμικό προφίλ δοκού 300x160mm[3]

υψηλότερη στις γωνίες ενός στοιχείου που οφείλεται στη μετάδοση θερμότητας και από τις δύο επιφάνειες. Έτσι, το προφίλ των ισοθερμικών μιας διατομής είναι στρογγυλεμένο στις γωνίες.

4.3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΩΝ

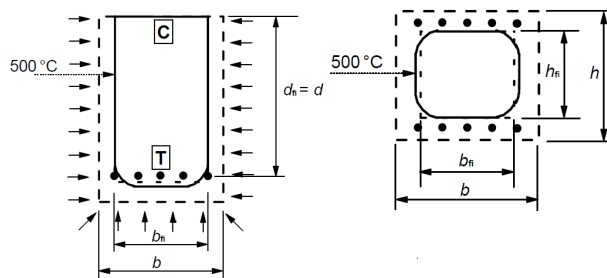
4.3.1. ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Οι απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για τον καθορισμό της οριακής αντοχής διατομών υπό υψηλή θερμοκρασία βασίζονται στις ισόθερμες καμπύλες για φορείς σκυροδέματος που εκτίθενται σε πυρκαγιά μπορεί να προκύψουν μέσω πειραματικών δοκιμών ή υπολογισμών. Οι ισοθερμες που δίνονται στο Παράρτημα Α μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον καθορισμό της κατανομής της θερμοκρασίας σε διατομές σκυροδέματος για έκθεση στην πρότυπη πυρκαγιά μέχρι τη στιγμή της μέγιστης θερμοκρασίας αερίων.

➤ ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΙΣΟΘΕΡΜΗΣ ΤΩΝ 500°C Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΕΡΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ [1]

Η μέθοδος αυτή είναι εφαρμόσιμη για πρότυπη έκθεση σε πυρκαγιά και για οποιεσδήποτε άλλες χρονοϊστορίες θέρμανσης που προκαλούν παρόμοια πεδία θερμότητας στο μέλος που εκτίθεται σε πυρκαγιά.

Η απλοποιημένη αυτή μέθοδος υπολογισμού στηρίζεται στην υπόθεση ότι το πάχος του κατεστραμμένου στρώματος σκυροδέματος ισούται με το μέσο βάθος της ισοθερμής των 500°C στη θλιπτική περιοχή της διατομής. Το κατεστραμμένο σκυρόδεμα-δηλαδή σκυρόδεμα με θερμοκρασίες άνω των 500°C -δεν



Σχήμα 11 Μέθοδος των 500°C [1]

συμβάλει στην ικανότητα μεταφοράς φορτίου του μέλους, ενώ η εναπομένουσα διατομή θεωρείται ότι διατηρεί πλήρως τις αρχικές τιμές της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας. Κριτήριο εφαρμογής της μεθόδου είναι η ύπαρξη ελάχιστων διαστάσεων μέλους, ανάλογα με τον χρόνο πυραντίστασης ή την πυκνότητα του θερμικού φορτίου. Μια σημαντική σημείωση είναι ότι η επιλογή της ισοθερμής θερμοκρασίας εξαρτάται από τον τύπο του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται και την απώλεια της χαρακτηριστικής αντοχής του έναντι της θερμοκρασίας. Για ορισμένα σκυροδέματα, η ισοθερμη θερμοκρασία μπορεί να είναι κάτω από 500°C, ή ακόμα και κάτω από 400°C.

Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί για τον υπολογισμό διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη, αξονική δύναμη ή συνδυασμό τους και τα βασικά της βήματα παρατίθενται παρακάτω:

- Προσδιορισμός της ισόθερμης των 500°C για την συγκεκριμένη έκθεση σε πυρκαγιά, πρότυπη πυρκαγιά ή παραμετρική πυρκαγιά.
- Προσδιορισμός νέου πλάτους b_{fi} και νέου δρώντος ύψους d_{fi} της διατομής, εξαιρώντας το σκυρόδεμα εκτός της ισοθερμής των 500°C. Οι στρογγυλεμένες γωνίες των ισοθερμών μπορούν να ληφθούν με προσέγγιση της πραγματικής μορφής της ισοθερμής προς ορθογώνιο ή τετράγωνο
- Καθορισμός της θερμοκρασίας των ράβδων οπλισμού στις ζώνες εφελκυσμού και θλίψης. Η θερμοκρασία των μεμονωμένων ράβδων οπλισμού μπορεί να προσδιοριστεί από τις ισοθερμες καμπύλες του Παραρτήματος Α του EN1992-1-2 ή από εγχειρίδια και λαμβάνεται ως η θερμοκρασία στο κέντρο της ράβδου. Ορισμένες από τις ράβδους οπλισμού ενδεχομένως να βρίσκονται εκτός της μειωμένης διατομής, εντούτοις οι ράβδοι

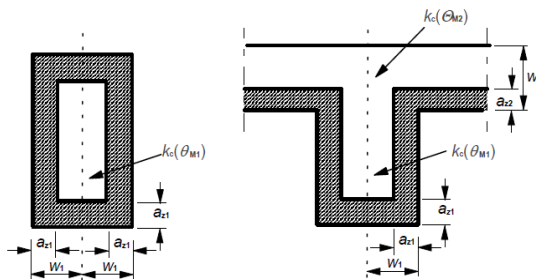
αυτές μπορούν να περιληφθούν στον υπολογισμό της οριακής φέρουσας ικανότητας της εκτεθειμένης σε πυρκαγιά διατομής.

- Καθορισμός της μειωμένης αντοχής του οπλισμού λόγω θερμοκρασίας.
- Χρήση συμβατικών μεθόδων υπολογισμού στην μειωμένη διατομή για τον καθορισμό της οριακής φέρουσας ικανότητας με την αντοχή των ράβδων οπλισμού.

➤ ΜΕΘΟΔΟΣ ΖΩΝΩΝ[1]

Η μέθοδος ζωνών βασίζεται στην αρχή ότι η διατομή που έχει υποστεί βλάβη από την πυρκαγιά μειώνεται αγνοώντας μία βλαμμένη ζώνη στις πλευρές που εκτίθενται στην πυρκαγιά.

Η διατομή αρχικά υποδιαιρείται σε έναν αριθμό ($n \geq 3$) παράλληλων ζωνών ίσου πάχους w με ορθογωνικά στοιχεία, σε κάθε μία από τις οποίες υπολογίζεται η μέση θερμοκρασία και η αντίστοιχη μέση θλιπτική αντοχή $f_{cd}(\theta)$ καθώς και το μέτρο ελαστικότητας. Στη συνέχεια προσομοιώνεται μια νέα, μειωμένη της αρχικής, διατομή στην οποία αγνοείται η ζώνη βλάβης πάχους a_z στις πλευρές που έχουν εκτεθεί στην πυρκαγιά. Τα πάχη w και a_z καθορίζονται σαφώς από τις αντίστοιχες διατάξεις το EN1992-1-2.



Σχήμα 12 Μέθοδος ζωνών[1]

Η μέθοδος των ζωνών συνιστάται κυρίως για μικρές διατομές και για λυγηρά υποστυλώματα, αλλά ισχύει μόνον για την πρότυπη πυρκαγιά. Η μέθοδος αυτή είναι πιο επίπονη, αλλά ακριβέστερη από την μέθοδο της ισόθερμης των 500°C, ειδικά για μικρά υποστυλώματα. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί για τον υπολογισμό διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη, αξονική δύναμη ή συνδυασμό τους

4.3.2. ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ[1]

Οι προηγμένες μέθοδοι υπολογισμού βασίζονται στη ρεαλιστική ανάλυση του φορέα υπό την έκθεση σε πυρκαγιά, στηρίζονται στη θεμελιώδη φυσική συμπεριφορά των υλικών και δίνουν αξιόπιστη προσέγγιση της αναμενόμενης συμπεριφοράς των υπόψη δομικών στοιχείων υπό συνθήκες πυρκαγιάς. Οι μέθοδοι αυτή περιλαμβάνουν τη διερεύνηση πολλών φαινομένων που επηρεάζουν άμεσα και έμμεσα τον υπολογισμό και των παραμορφώσεων και των εντάσεων στη διατομή. Ορισμένοι από τους παράγοντες αυτούς αναφέρονται παρακάτω:

- Η ανάπτυξης και κατανομής της θερμοκρασίας εσωτερικά των δομικών μελών.
- Η μηχανική συμπεριφορά του φορέα ή οποιουδήποτε τμήματός της κατασκευής.
- Η επιρροή των θερμικών τάσεων και παραμορφώσεων λόγω αύξησης της θερμοκρασίας και θερμοκρασιακής διαφοράς μεταξύ τμημάτων του φορέα ή των μελών του.
- Ελέγχεται το κατά πόσον το μέγεθος των παραμορφώσεων που προκύπτουν από τον υπολογισμό για την οριακή κατάσταση αστοχίας, δεν παραβιάζει το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ όλων των τμημάτων του φορέα.
- Λαμβάνει επίσης υπόψη γεωμετρική μη-γραμμικότητα όταν χρειάζεται, για τα προσομοιώματα της μηχανικής απόκρισης

Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό οι προηγμένες μέθοδοι υπολογισμού δίνουν πολύ καλά αποτελέσματα για το σύνολο των δυνατών περιπτώσεων πυρκαγιάς, όχι μόνο σε μεμονωμένα μέλη, αλλά και για το σύνολο ενός φορέα. Ωστόσο είναι αρκετά πολύπλοκες και μπορούν να εφαρμοστούν μόνο μέσα από εξειδικευμένο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων, τα όποια σε αρκετές περιπτώσεις δεν είναι εύκολα προσβάσιμα από το μέσο μελετητή.

5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

5.1. ΔΟΚΟΙ

Για τη μελέτη της συμπεριφοράς των δοκών ενός φορέα έναντι πυρκαγιάς, θεωρήσαμε δύο δοκούς διαφορετικών διαστάσεων, με τρεις περιπτώσεις οπλισμών και τις υποβάλαμε σε πρότυπη πυρκαγιά στις τρεις πλευρές τους. Ακόμα θεωρήσαμε και διαφορετικό πάχος επικάλυψης οπλισμού, ανάλογα με τις διαστάσεις. Επίσης έγινε προσπάθεια, τα ποσοστά οπλισμού σε κάθε περίπτωση να μην παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις, προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα. Σημαντική σημείωση είναι ότι σε όλες τις περιπτώσεις αγνοήθηκε ο θλιβόμενος οπλισμός.

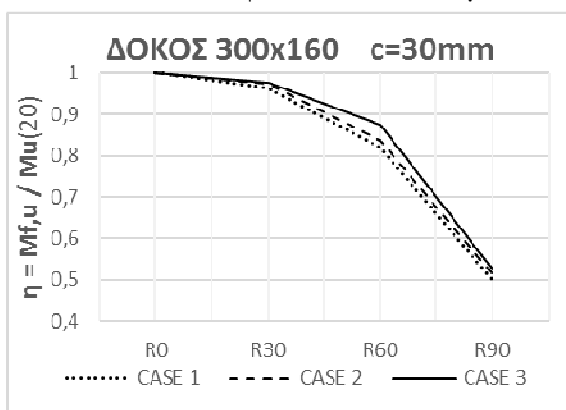
Διαστάσεις (mm)	Επικαλύψεις (mm)	Case 1	Case 2	Case 3
300 x 160	20 , 30	2Ø12 (0.47 %)	2Ø14 (0.64 %)	3Ø12 (0.71 %)
600 x 300	20 , 30 , 40	2Ø14 (0.34 %)	4Ø18 (0.57 %)	6Ø16 (0.67 %)

Πίνακας 2 Στοιχεία δοκών

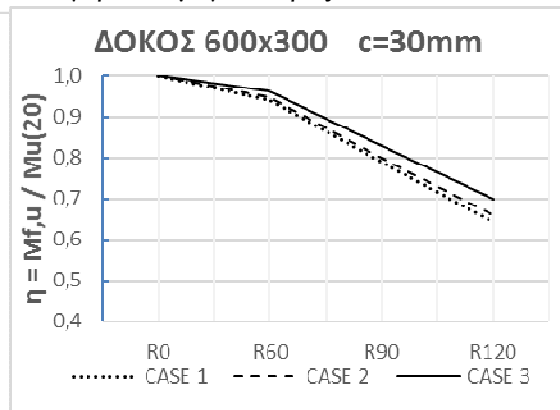
Ο υπολογισμός των αντοχών έγινε χρησιμοποιώντας την μέθοδο των 500°C[9] και τις ισόθερμες καμπύλες από το παράτημα Α του EN1992-1-2. Ο χάλυβας οπλισμού, ο οποίος θεωρούμε ότι είναι θερμής εξέλασης, ακολουθεί την παρακάτω καμπύλη μείωσης αντοχής συναρτήσει της θερμοκρασίας, σύμφωνα με τον EN1992-1-2, όπως παρουσιάστηκε στο σχήμα 5. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν κατηγορίας C30/35, ενώ ο χάλυβας οπλισμού ήταν κατηγορίας B500c.

Μέσα από αυτή τη διαδικασία παρήχθησαν ένας μεγάλος αριθμός διαγραμμάτων, όπου μετά από μελέτη τους καταλήξαμε στους παρακάτω παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή των δοκών έναντι πυρκαγιάς

- **Διαστάσεις δοκών:** Οι μεγαλύτερες σε μέγεθος δοκοί παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά έναντι σε υψηλές θερμοκρασίες, εξαιτίας του γεγονότος ότι θεωρείται δομικά αδρανές μικρότερη-αναλογικά-ποσότητα σκυροδέματος. Έτσι ο μοχλοβραχίονας θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων είναι συγκριτικά μεγαλύτερος.

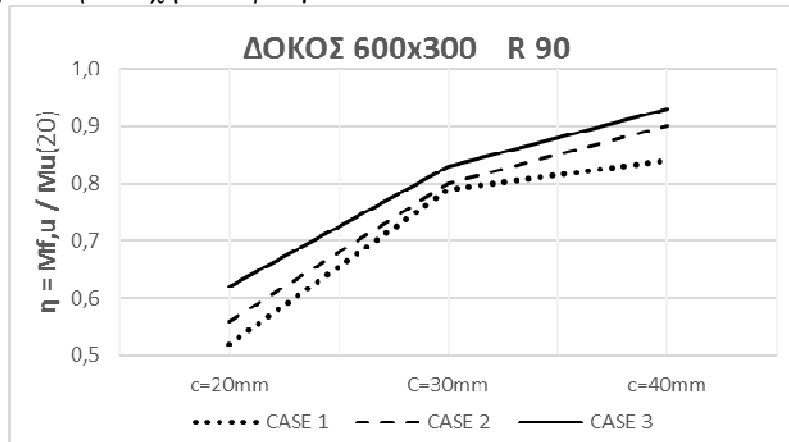


Σχήμα 14 Δοκός 300x160mm για επικάλυψη c=30mm



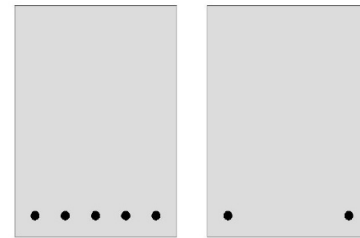
Σχήμα 13 Δοκός 600x300mm για επικάλυψη c=30mm

- **Επικάλυψη:** Η ύπαρξη μεγαλύτερης επικάλυψης σκυροδέματος δρα ως μονωτικό υλικό για τις ράβδους οπλισμού, στις οποίες αναπτύσσονται χαμηλότερες θερμοκρασίες. Επομένως όσο αυξάνεται η επικάλυψη σκυροδέματος που έχει τοποθετηθεί, αυξάνεται αντίστοιχα και η αντοχή σε πυρκαγιά.

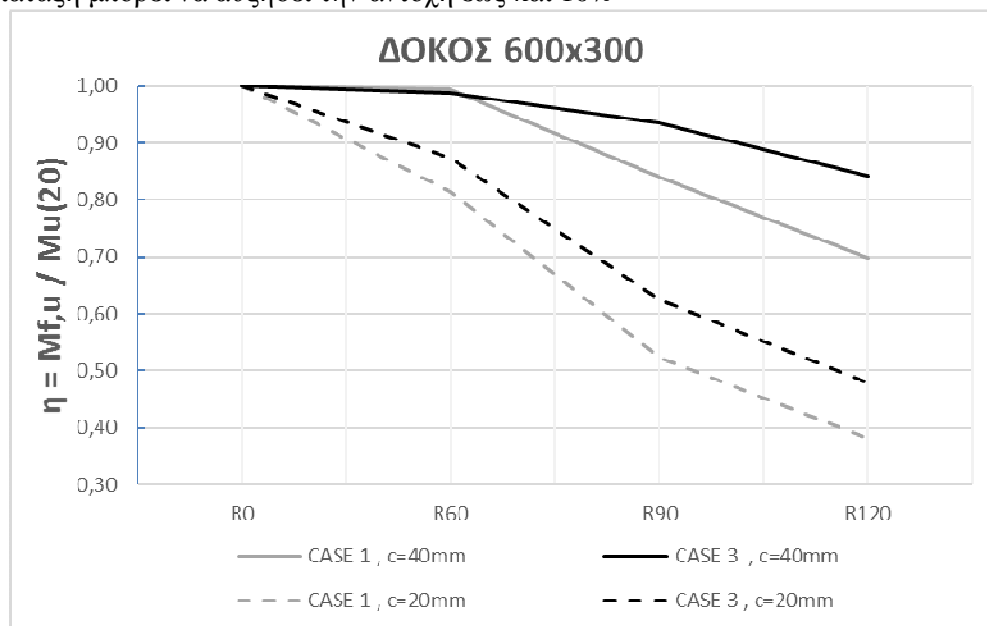


Σχήμα 15 Δοκός 600x300mm για χρονική διάρκεια πυρκαγιάς 90 λεπτών

- **Διάταξη οπλισμού:** Σημαντικός παράγοντας στην αντοχή και στην κυρίως στη συμπεριφορά των δοκών σε υψηλές θερμοκρασίες αποτελεί η θέση του χάλυβα οπλισμού στην εφελκυσμένη ζώνη. Οι ράβδοι δεν πρέπει να είναι συγκεντρωμένες στα άκρα της δοκού, καθώς όπως προαναφέρθηκε η θερμοκρασία σε μία δεδομένη απόσταση από την εκτεθειμένη επιφάνεια θα είναι υψηλότερη στις γωνίες. Επομένως η απομείωση της αντοχής του χάλυβα είναι μεγαλύτερη και ταχύτερη, όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα για τα Case 1 & 3 της δοκού 600x300mm. Άρα η κατάλληλη διάταξη μπορεί να αυξήσει την αντοχή έως και 10%



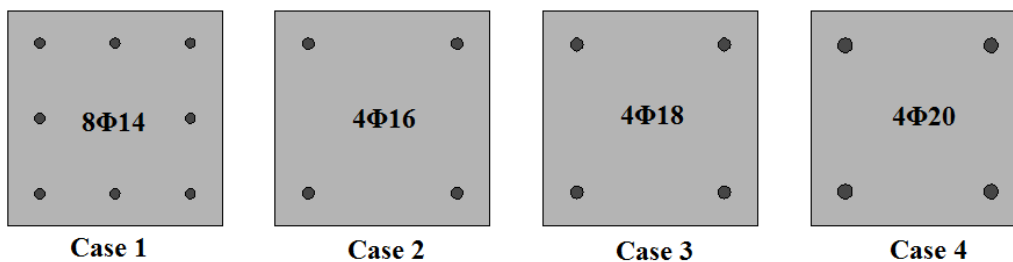
Σχήμα 16 Λεπτομέρεια για διάταξη οπλισμού



Σχήμα 17 Δοκός 600x300mm για Case 1 & 3 και επικαλύψεις c=20mm, c=40mm

5.2. ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Το πρώτο στάδιο μελέτης ενός γραμμικού στοιχείου είναι ο προσδιορισμός της θερμοκρασιακής κατανομής στην διατομή του. Αυτός πραγματοποιείται με την βοήθεια του παραρτήματος Α του EN1992, στο οποίο δίνονται πληροφορίες μόνο για διατομές 300*300mm. Έτσι μελετήθηκε η συμπεριφορά τεσσάρων διαφορετικών περιπτώσεων όπλισης και ορίστηκαν διαφορετικές επικαλύψεις και αξονικά φορτία. Οι υπολογισμοί βασίστηκαν στην μέθοδο της ισόθερμης των 500°C και στην θεώρηση ορθογωνικού μπλοκ για το σκυρόδεμα. Οι διάφορες περιπτώσεις φαίνονται παρακάτω:

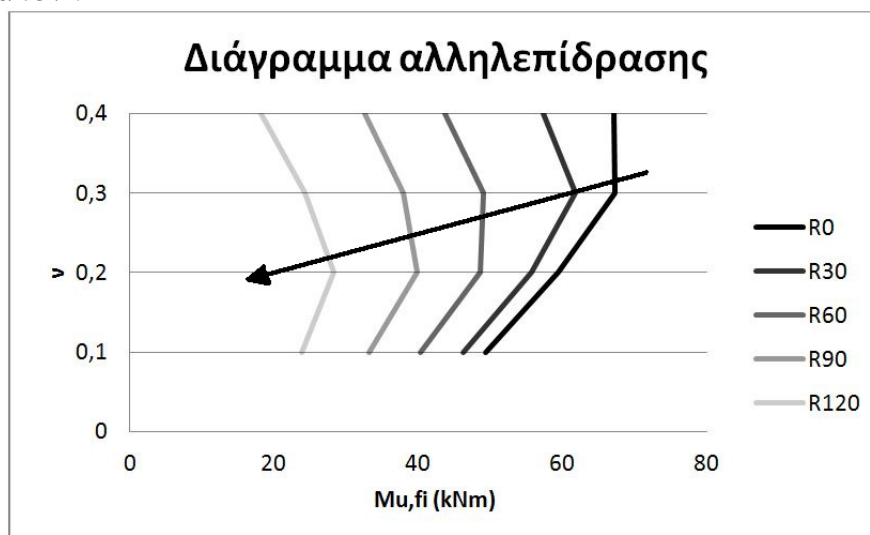


Σχήμα 18 Λεπτομέρεια οπλισμών υποστυλωμάτων

Κάθε μια περίπτωση υπολογίστηκε για επικαλύψεις 2,3 και 4cm και αξονικό 0.1 ως 0.4. Ακόμα θεωρήθηκαν υλικά χάλυβας 500 MPa και σκυρόδεμα C20/25. Από τα αποτελέσματα ελέγχθηκε η επιρροή του αξονικού, της επικάλυψης και της ποιότητας του σκυροδέματος στην καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων.

• Ένταση Αξονικού:

Παρατηρήθηκε ότι για τα επίπεδα έντασης από 0.1 ως 0.4 η αύξηση της θερμοκρασίας προκαλεί μετατόπιση του "γόνατου" στα διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε όλες τις περιπτώσεις όπλισης. Δηλαδή με την αύξηση της θερμοκρασίας το αξονικό ενδέχεται να δρα ευεργετικά ή επιβαρυντικά στην απομειωμένη (λόγω πυρκαγιάς) καμπτική αντοχή του υποστυλώματος. Αυτό φαίνεται για παράδειγμα στο παρακάτω διάγραμμα N-M για την Case 2, με επικάλυψη 4cm. Επομένως μεγάλες τιμές αξονικού (π.χ. $\nu=0.4$) προκαλούν ταχύτερες μειώσεις της αντοχής. Στην περίπτωση αυτή ($\nu=0.4$) υπήρξε πτώση της αντοχής από R0 σε R120 κατά 73%.



Σχήμα 19 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ν -M

Στον πίνακα παρακάτω φαίνεται ότι με την αύξηση της διάρκειας της πυρκαγιάς όσο μικρότερο είναι το επίπεδο φόρτισης τόσο μικρότερη είναι η απώλεια αντοχής.

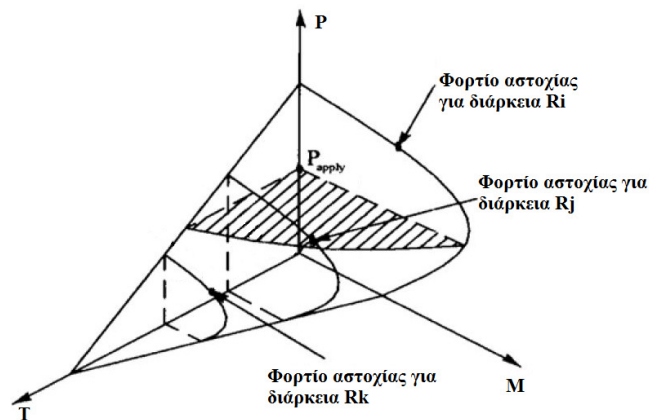
	R0	R30	R60	R90	R120
0,1	49,4	46,3	40,3	33,2	23,8
0,2	59,5	55,8	48,6	<u>39,9</u>	<u>28,3</u>
0,3	<u>67,3</u>	<u>61,9</u>	<u>49,0</u>	38,0	24,4
0,4	67,1	57,4	43,7	32,5	18,2

Πίνακας 3 Απομειωμένες καμπτικές αντοχές για case2, c=4cm.

• Επικάλυψη:

Η μορφή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης ενός γραμμικού καμπτόμενου στοιχείου υπό θλίψη επηρεάζεται από την αύξηση της θερμοκρασίας και εμφανίζει την μορφή του σχήματος στην εικόνα [7]. Η σύγκλιση των διαγραμμάτων N-M προς το μηδέν σε υψηλές θερμοκρασιακές στάθμες είναι λογική καθώς οφείλεται στην πτώση της καμπτικής αντοχής με την θερμοκρασία.

Τα αποτελέσματα για τις τέσσερις περιπτώσεις, διάρκειες R0-R120, αξονικά 0.1-0.4 και επικαλύψεις 2cm-4cm τυπώθηκαν σε διάγραμμα όπου ο κάθετος άξονας στο επίπεδο N-M αντιστοιχήθηκε με την διάρκεια της πυρκαγιάς R. Τα αποτελέσματα δείχνουν πως η επικάλυψη παίζει σημαντικό ρόλο στην ταχύτητα με την οποία το διάγραμμα αλληλεπίδρασης

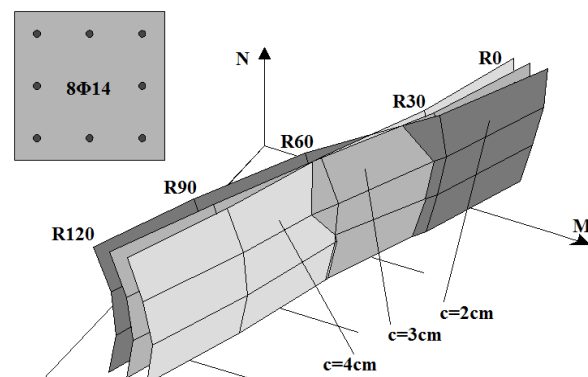


Σχήμα 20 Καμπύλη αντοχής ν-M συναρτήσει της θερμοκρασίας[7]

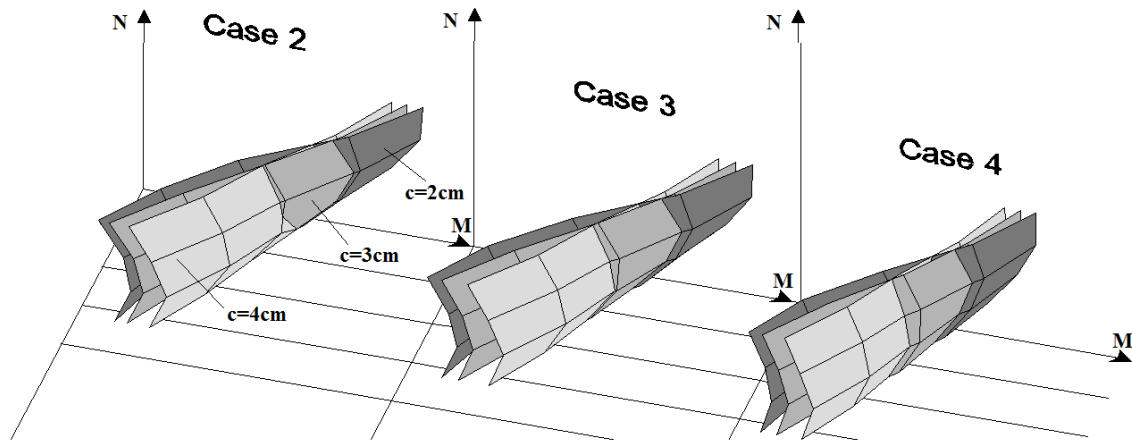
συγκλίνει στο μηδέν.

Σε όλες τις περιπτώσεις, η αντοχή για R0 με επικάλυψη 2cm προκύπτει μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για 4cm. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται στην τοποθέτηση οπλισμών πιο μακριά από τον ουδέτερο άξονα, με αποτέλεσμα την λήψη μεγαλύτερου μοχλοβραχίονα, άρα και ροπής. Το φαινόμενο αυτό αντιστρέφεται και μεγαλύτερες επικαλύψεις δίνουν τελικά υψηλότερες απομειωμένες αντοχές καθώς προστατεύουν τον οπλισμό από υψηλές θερμοκρασίες.

Η αργή πτώση των αντοχών με την αύξηση της επικάλυψης παρατηρείται και στις άλλες τρεις περιπτώσεις όπλισης (Case 2-4), όπου όπως φαίνεται για επικαλύψεις 4cm το αντίστοιχο διάγραμμα (αχνότερο γκρι) σε R120 έχει την μικρότερη απώλεια αντοχής.



Σχήμα 21 Γράφημα ν-M-T

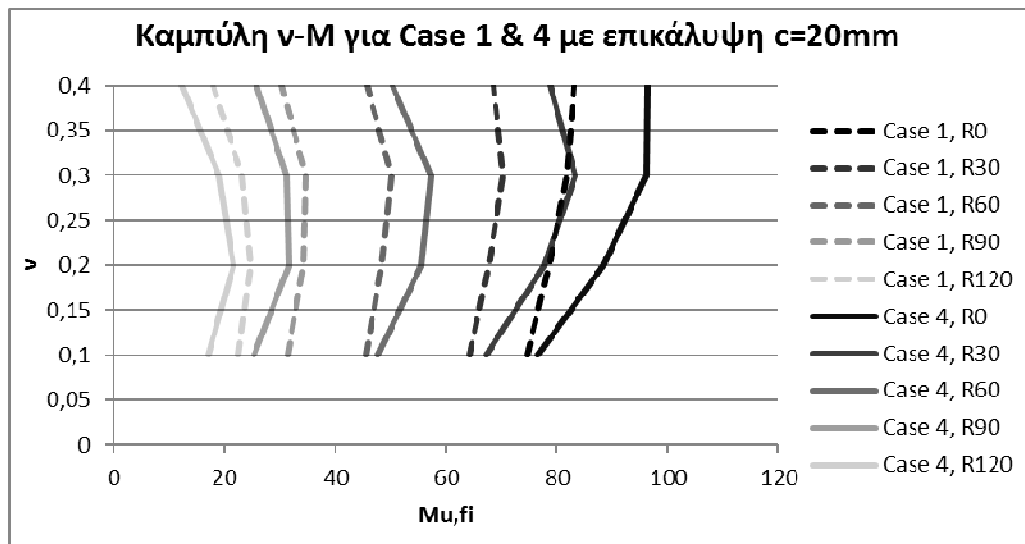


Σχήμα 22 Γράφημα ν-M-T για Case 2,3 & 4

- Διάταξη οπλισμού:**

Ο λόγος που ορίστηκαν οι περιπτώσεις όπλισης 1 και 4 είναι να διερευνηθεί η επίδραση της διάταξης του οπλισμού. Για τις περιπτώσεις αυτές το ποσοστό οπλισμού είναι 1.37% και 1.4% αντίστοιχα, ενώ στις περιπτώσεις 2 και 3 είναι 0.89% και 1.13%. Όπως φάνηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, η επικάλυψη των 2cm είναι η δυσμενέστερη. Για αυτό η διερεύνηση πραγματοποιείται για 2cm, κάθε επίπεδο αξονικού και κάθε διάρκεια για τις Case1 & Case 4.

Προκύπτει πως ενώ αρχικά η Case 4 (4Φ20) είχε μεγαλύτερες αντοχές λόγω του ότι ο οπλισμός βρίσκεται στις δυο πλευρές έχοντας έτσι μέγιστο μοχλοβραχίονα, στην συνέχεια για R120 η Case 1 (8Φ14) χάνει λιγότερο αντοχή. Αυτό οφείλεται στην μικρότερη θερμική καταπόνηση των ράβδων στο μέσο του πλάτους. Συγκεκριμένα οι οπλισμοί στις γωνίες για R120 φτάνουν θερμοκρασία περίπου 750-800°C (μείωση τάσης διαρροής στο 10%), ενώ στο μέσο πλευράς η θερμοκρασία είναι περίπου 550 °C (μείωση τάσης διαρροής στο 47%).

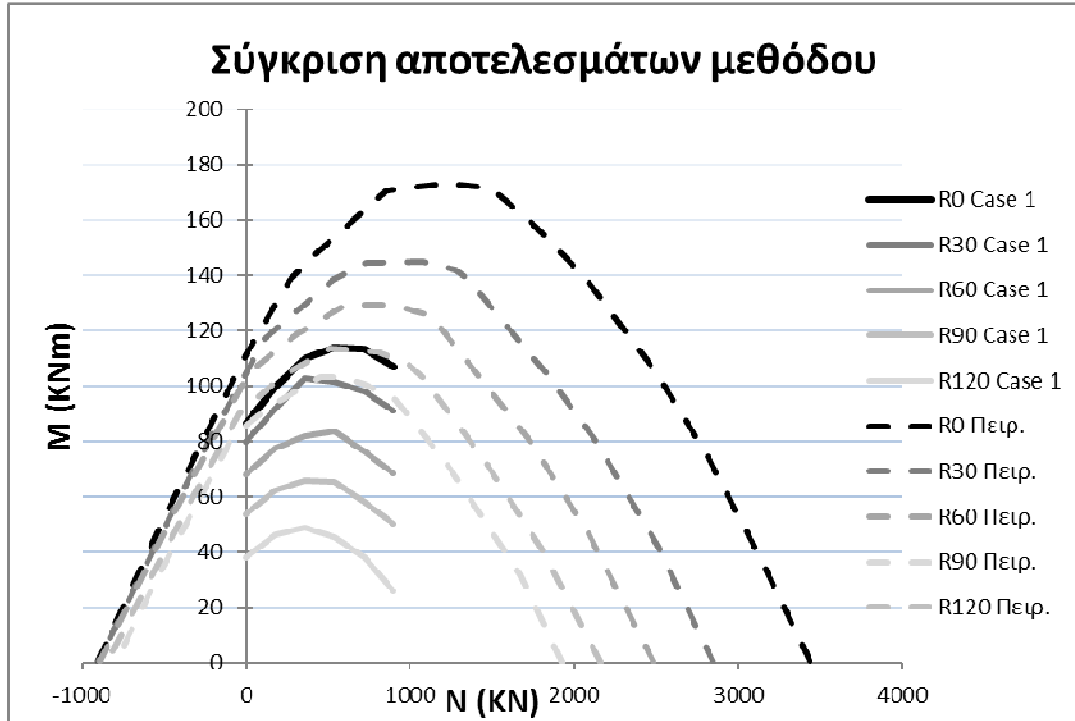


Σχήμα 23 Καμπύλη ν-M για Case 1 & 4 με επικάλυψη c=20mm

- Έλεγχος μεθόδου που εφαρμόστηκε με αναλυτική μέθοδο**

Για τον έλεγχο αξιοπιστίας της διαδικασίας υπολογίστηκαν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης κολώνας 300x300mm, σκυροδέματος C30, με οπλισμό S500, 12Φ14 που αντιστοιχεί σε ποσοστό 2%. Τα διαγράμματα υπολογίστηκαν με την μέθοδο της ισόθερμης των 500 °C κατά

EC2, για διάρκειες πυρκαγιάς από 0 ως 120min. Τα αποτελέσματα απεικονίζονται σε κοινό διάγραμμα με τα αντίστοιχα αποτελέσματα αναλυτικής μεθόδου υπολογισμού [5] του ίδιου υποστυλώματος, κατά την οποία η θερμοκρασιακή κατανομή στην διατομή υπολογίζεται επιλύοντας με πρόγραμμα την εξίσωση Fourier. Ως σενάριο πυρκαγιάς θεωρείται επίσης η standard ISO 843. Ο υπολογισμός των διαγραμμάτων γίνεται με την "ακριβή μέθοδο" κατά Meda et al (2002).[5]



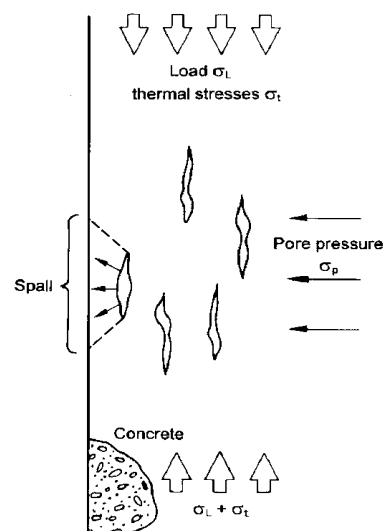
Σχήμα 24 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεθόδων

Παρατηρείται έντονη υποτίμηση της απομειωμένης καμπτικής αντοχής όταν υπολογίζεται κατά τον EC2.

6. ΑΠΟΦΛΟΙΩΣΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

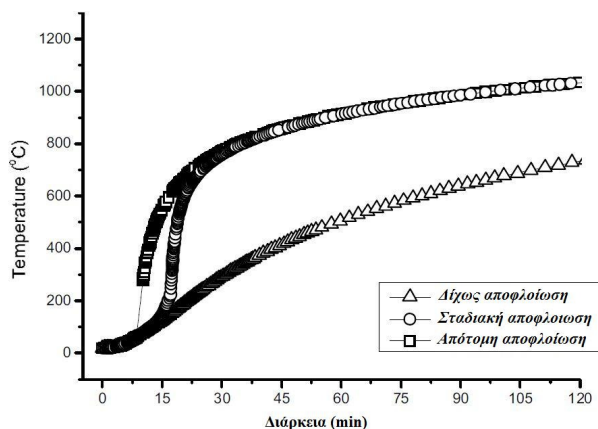
Η αποφλοιώση περιλαμβάνει την ρήξη στρωμάτων ή τμημάτων του σκυροδέματος από την επιφάνεια κατά την έκθεση σε υψηλές θερμοκρασίες. Η πιο κρίσιμη μορφή είναι η απότομη αποφλοιώση (explosive spalling), καθώς περιλαμβάνει την ταχύτατη εκτίναξη κομματιών σκυροδέματος από την θερμαινόμενη επιφάνεια. Τυπικά συμβαίνει στα πρώτα στάδια της φωτιάς για υψηλούς ρυθμούς θέρμανσης (20-30°C/min) και αποτελεί την κυριότερη απειλή για την σταθερότητα της κατασκευής.

Προκαλείται από τον συνδυασμό της αύξησης της πίεσης πόρων του σκυροδέματος λόγω της εξάτμισης του νερού (υγρασία) του σκυροδέματος και των θερμικών (θλιπτικών) εντάσεων που οφείλονται στον περιορισμό της θερμικής διαστολής του σκυροδέματος από τον ψυχρότερο πυρήνα ή από την υπόλοιπη κατασκευή. Το αν θα εμφανιστεί ή όχι η αποφλοιώση εξαρτάται από τις εσωτερικές τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα. Η



Σχήμα 25 Μηχανισμός απότομης αποφλοιώσης[3]

πρόβλεψη της εντατικής κατάστασης που οδηγεί στο φαινόμενο αυτό, απαιτεί σύνθετα υδροθερμομηχανικά υπολογιστικά μοντέλα, στα οποία το σκυρόδεμα αντιμετωπίζεται ως ένα πολυφασικό σύστημα από στερεό, υγρό, και αέριο. Λόγω της δυσκολίας πρόβλεψής του, γενικά αγνοείται κατά την διαδικασία σχεδιασμού αν και προκαλεί έκθεση του οπλισμού σε υψηλές και ταχύτατα αυξανόμενες θερμοκρασίες, γεγονός που μειώνει σημαντικά τα επίπεδα ασφάλειας των υπολογισμών σχεδιασμού πυρασφάλειας.[3]



Σχήμα 26 Διάγραμμα θερμοκρασίας-χρόνου χάλυβα οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις αποφλοίωσης[3]

7. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΣΚΥΕΗΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

7.1. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ

Μόλις ο βαθμός βλάβης αξιολογηθεί τοπικά, είναι απαραίτητο να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην επίδραση των βλαβών αυτών στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Στην κατεύθυνση αυτή, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη διάφοροι παράγοντες, όπως είναι η αλλαγή στις μηχανικές ιδιότητες των υλικών ή η απώλεια αντοχής ή η απώλεια συνάφειας μεταξύ οπλισμού-σκυροδέματος. Στο στάδιο αυτό, είναι ακόμα ανοικτές οι παρακάτω επιλογές[6]:

- πλήρης επισκευή και αποκατάσταση
- μερική επισκευή και ανακατασκευή
- αλλαγή της χρήσης του κτιρίου
- συνολική κατεδάφιση

Τα παραπάνω αντιπροσωπεύουν μόνο ένα μικρό δείγμα επιλογών που μπορούν να γίνουν. Για οποιαδήποτε επιλογή θα πρέπει να εξετάζεται η δυνατότητα πραγματοποίησης της. Προκειμένου να παρθεί η απόφαση για το ποια επιλογή είναι κατάλληλη, θα πρέπει να αναπτυχθεί ένα σύστημα ταξινόμησης βλαβών.

7.2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΣΚΥΕΗΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Η επισκευή και η ενίσχυση ενός κτιρίου πληγμένου από πυρκαγιά, εξαρτάται από δύο βασικούς παράγοντες, την ταξινόμηση του βαθμού βλάβης και το οικονομικό κόστος, που σε ορισμένες περιπτώσεις είναι αρκετά σημαντικό. Εφόσον και τα δύο εκπληρώνονται, υπάρχει μεγάλη ποικιλία τρόπων επέμβασης που κυμαίνονται από επιδιορθώσεις διακοσμητικού χαρακτήρα, ως σημαντικές επεμβάσεις στο δομικό σύστημα. Μερικές μέθοδοι επισκευής και ενισχύσεις που εφαρμόζονται είναι[6]:

- Καθαρισμός επιφανειών και επισκευή επιχρισμάτων
- Βάψιμο φορέα, πιθανόν και με ειδικά πυροπροστατευτικά χρώματα

- Ενίσχυση με έγχυτο ή εκτοξευμένο σκυρόδεμα υπαρχόντων στοιχείων με στόχο την αύξηση αντοχής και της δυσκαμψίας των στοιχείων
- Επισκευαστική ρητίνη για επισκευή ελαφριά αποφλοιωμένων περιοχών
- Προσθήκη οπλισμού ή συγκόλληση τους με τον υπάρχον
- Ενίσχυση κόμβων, υποστυλωμάτων και δοκών με πολυμερή υλικά ή μεταλλικά ελάσματα με στόχο την αντοχή έναντι διάτμησης
- Αποκατάσταση πληγμένων τοιχοπληρώσεων
- Προσθήκη μεταλλικών δοκών και συνδέσμων, εσωτερικά και εξωτερικά του φορέα και ενίσχυση της δομικής αντοχής του
- Ενίσχυση δομικού συστήματος με προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων όπου κρίνεται απαραίτητο

Σε γενικές γραμμές υπάρχουν πολλές διαφορετικές μέθοδοι για την επισκευή των κατεστραμμένων κατασκευών από την πυρκαγιά. Πρέπει πρώτα να αποφασιστούν τα κριτήρια για την επισκευή, δηλαδή αν η επισκευή αφορά στην αποκατάσταση[6]

- της γενικότερης αντοχής
- της αντοχής έναντι σε πυρκαγιά
- της ανθεκτικότητας
- της εμφάνισης

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος παρουσιάζει σημαντική μείωση για θερμοκρασίες μεγαλύτερες από 200°C.
- Ο χάλυβας οπλισμού παρουσιάζει μείωση της αντοχής του για θερμοκρασίες μεγαλύτερες από 500°C, ενώ αν η ψύξη του γίνει ομαλά ανακτά μέρος αυτής της απολεσθείσας αντοχής του.
- Οι χάλυβες οπλισμού θερμής εξέλασης έχουν καλύτερη συμπεριφορά στις υψηλές θερμοκρασίας από τους χάλυβες ψυχρής κατεργασίας.
- Η ακριβής ανάλυση ενός φορέα οπλισμένου σκυροδέματος μετά από πυρκαγιά είναι μια πολύπλοκη διαδικασία που περιλαμβάνει πολλές παραμέτρους και μπορεί να γίνει μέσα από το κατάλληλο λογισμικό.
- Η αύξηση των διαστάσεων των γραμμικών μελών εξασφαλίζει καλύτερη συμπεριφορά σε περίπτωση πυρκαγιάς.
- Η αύξηση της επικάλυψης σκυροδέματος σε υποστυλώματα και δοκούς δρα ως μονωτικό υλικό για τους χάλυβες οπλισμού και αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για την αντοχή τους έναντι πυρκαγιάς. Για αυτό το λόγο πρέπει να δίνεται μεγάλη προσοχή στην τοποθέτηση των αποστατών κατά τη φάση της κατασκευής.
- Η διάταξη των ράβδων του χάλυβα οπλισμού μέσα στα γραμμικά μέλη παίζει σημαντικό ρόλο για την απομείωση της αντοχής και πρέπει να αποφεύγεται η συγκέντρωσή τους στις γωνίες, γιατί αναπτύσσονται οι υψηλότερες θερμοκρασίες και τη διάρκεια της πυρκαγιάς.
- Στην Ελλάδα για τα συνήθη οικοδομικά έργα οι διαστάσεις των δοκών είναι 600x300mm. Όπως παρουσιάστηκε παραπάνω, οι δοκοί αυτοί δεν παρουσιάζουν σημαντικά προβλήματα αντοχής για διάρκεια πυρκαγιάς μέχρι 90 λεπτά.
- Ένα από τα πιο επικίνδυνα φαινόμενα κατά την πυρκαγιά είναι η απότομη αποφλοίωση (explosive spalling) της επιφάνειας του σκυροδέματος, η οποία συμβαίνει κυρίως στα πρώτα στάδια της φωτιάς. Το γεγονός που την καθιστά τόσο επικίνδυνη είναι ότι σε μεγάλο βαθμό είναι τυχατική και δεν μπορεί να προσομοιωθεί με ασφάλεια ούτε με ειδικά λογισμικά.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] **Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design EN1992-1-2** (October 2004)
- [2] Emmanuel Annerel, Luc Taerwe, **“Basic Approach for the Diagnose of Concrete after Fire Exposure”**, Ghent University, Ghent, Belgium, February 2009
- [3] Gabriel Alexander Khoury, **“Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures”**, Imperial College, London, UK, 2000
- [4] Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου, **“Δομικά υλικά”**, 8^η έκδοση, Πάτρα 2008, σελ 300
- [5] R.Felicetti¹, A.Meda², **“Residual Behavior of Reinforcing Steel Bars after Fire”**, ¹Milan University of Technology, Milano, Italy, ²University of Bergamo, Dalmine, Italy, FIB Symposium “Keep concrete Attractive”, Budapest, Hungary, May 2005, pp 1148-1155
- [6] Αικατερίνη Τσιούνια, **“Αξιολόγηση Βλαβών Κτιρίων από Πυρκαγιά και Μέθοδοι Επισκευής τους”**, Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή αγρονόμων και τοπογράφων μηχανικών, Αθήνα 2008
- [7] Νάκης Ευάγγελος **“Επίδραση Πυρκαγιάς σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Μέθοδοι Αποκατάστασης”**, 15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, Πάτρα, Φεβρουάριος 2009, Σχήμα 7
- [8] ΤΕΕ/Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος **“ΠΡΟΧΕΙΡΟΣ ΟΔΗΓΟΣ για την συγκέντρωση πληροφοριών που αφορούν την απομείωση φέρουσας ικανότητας μικρών κτιρίων μετά από πυρκαγιά”**, Αύγουστος 2007
- [9] Annelies de Wit, **“Behaviour and Structural Design of Concrete Structures Exposed to Fire”**, Master of Thesis Stockholm, KTH Architecture and the Built Environment, Sweden 2011
- [10] Adam M. Knaack, Yahya C. Kurama, David J. Kirkner, **“Stress-Strain Properties of Concrete at Elevated Temperatures”**, Structural Engineering Research Report, Department of Civil Engineering and Geological Sciences, University of Notre Dame, Notre Dame, Indiana, April 2009

ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕΤΑ ΑΠΟ ΠΥΡΚΑΓΙΑ

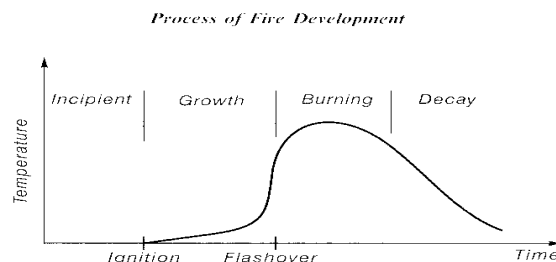
ΓΑΛΑΝΗ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο να παρουσιάσει την επίδραση της πυρκαγιάς στις σύμμικτες κατασκευές, τους τρόπους σχεδιασμού που εφαρμόζονται ώστε να εξασφαλιστεί η πυροπροστασία αυτών, καθώς επίσης αναφέρεται σε επισκευές και ενισχύσεις προκειμένου να επανέλθουν τα δομικά στοιχεία της κατασκευής στην πρότερή τους κατάσταση και με μεγαλύτερες αντοχές. Η εργασία περιλαμβάνει τα χαρακτηριστικά της πυρκαγιάς που μπορεί να επηρεάσουν μια κατασκευή, τη συμπεριφορά των υλικών σκυροδέματος-χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες, κάποια πειράματα που έγιναν ώστε να εκτιμηθεί η συμπεριφορά των σύμμικτων κατασκευών στη πυρκαγιά, τις βάσεις σχεδιασμού για την πυροπροστασία και μεθόδους αποκατάστασης που εφαρμόζονται σε τέτοιου είδους κατασκευές.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η φωτιά πάντα αποτελούσε ένα πολύ σημαντικό παράγοντα για το σχεδιασμό των κτιρίων, κυρίως εάν αυτά ήταν πολυώροφα, καθώς σε τέτοια περίπτωση αυξανόταν η δυσκολία απομάκρυνσης και διαφυγής από το κτίριο με αποτέλεσμα τον εγκλωβισμό και την απώλεια ανθρωπίνων ζωών. Αποτελεί ένα φαινόμενο που μπορεί να συμβεί σε ένα οποιοδήποτε κτίριο και με οποιοδήποτε ένταση και ο τρόπος που εξελίσσεται παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.[1]



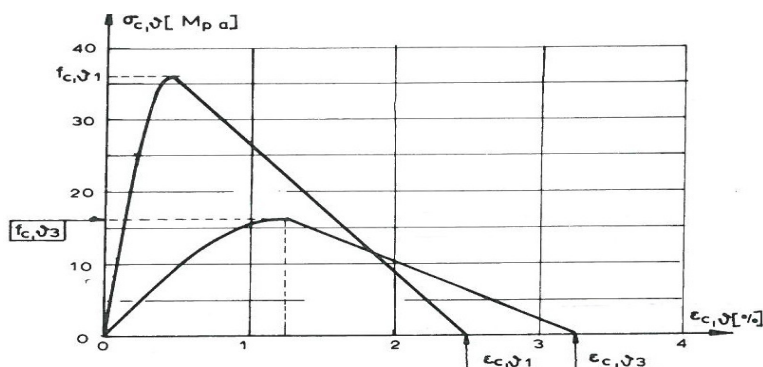
Σχήμα1: Καμπύλη μεταβολής θερμοκρασίας-χρόνου για τυπική πυρκαγιά [1]

Έτσι λοιπόν, η ανάγκη για τον έλεγχο του κτιρίου σε επίπεδο πυρασφάλειας οδήγησε στην εφαρμογή της ενεργητικής και παθητικής πυροπροστασίας. Με τον όρο ενεργητική πυροπροστασία εννοούμε τα μέσα πυροπροστασίας που εγκαθίστανται για την έγκαιρη εξακρίβωση και αντιμετώπιση της πυρκαγιάς, όπως είναι π.χ. το σύστημα αυτόματων καταιονητήρων. Ενώ, με τον όρο παθητική πυροπροστασία εννοούμε το σύνολο των μέτρων για την άμεση διαφυγή του κοινού μετά το ξέσπασμα της πυρκαγιάς, όπως είναι π.χ. ο φωτισμός των οδευσεων διαφυγής.[2]

2. Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΣΤΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ

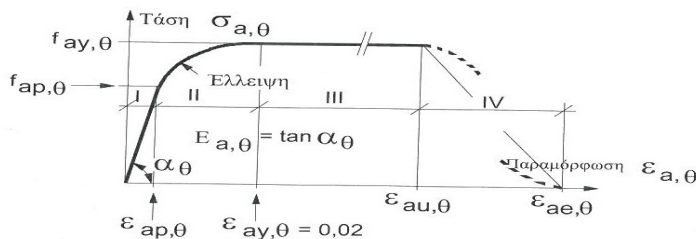
Το σκυρόδεμα παρουσιάζει εξαιρετική συμπεριφορά στη πυρκαγιά, δεν καίγεται και έχει μικρή θερμική αγωγιμότητα. Συγκεκριμένα, το σκυρόδεμα παρουσιάζει μια μικρή αύξηση αντοχής στους 200°C και καταστρέφεται πλήρως στους 1600°C. Βέβαια η συμπεριφορά του αυτή εξαρτάται από αρκετούς παράγοντες όπως είναι: η ποιότητα του τσιμεντοπολτού και των αδρανών, τα οποία αποσυντίθεται σε αυξημένες θερμοκρασίες, το μέγεθος των δομικών στοιχείων και ο ρυθμός αύξησης της θερμοκρασίας κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς. Κατά την έκθεσή του σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες παρουσιάζεται το φαινόμενο της

αποφλοίωσης εξαιτίας της υπέρβασης της εφελκυστικής του αντοχής. Η έκταση της αποφλοίωσης επηρεάζεται από το ποσοστό της περιεχόμενης υγρασίας, την έκταση της φωτιάς, το πορώδες και την περατότητα του επιφανειακού τμήματος του σκυροδέματος.[3],[4]



Σχήμα 2: Διάγραμμα σ-ε σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες [5]

Ο χάλυβας δεν παρουσιάζει την ίδια καλή συμπεριφορά με το σκυρόδεμα στις αυξημένες θερμοκρασίες. Για θερμοκρασίες πάνω από 100 °C η καμπύλη τάσεων –παραμορφώσεων είναι έντονα μη γραμμική, χωρίς σαφές όριο διαρροής. Με την έκθεσή του σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες το όριο διαρροής, η εφελκυστική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας μειώνονται, ενώ ο ρυθμός μείωσης είναι μέγιστος για θερμοκρασίες στους 450-550 °C. Επίσης ενδέχεται να εμφανιστεί το φαινόμενο του ερπυσμού, το οποίο οδηγεί σε αστοχία του χάλυβα για τάσεις μικρότερες από το όριο διαρροής, όταν εκτίθεται σε υψηλές θερμοκρασίες, το φαινόμενο της χαλάρωσης και της μεταβολής της μικροδομής του. Βέβαια, βασικοί παράγοντες που επιδρούν στη συμπεριφορά του χάλυβα είναι η θερμοκρασία και ο χρόνος της έκθεσης, η σύσταση και η μέθοδος παραγωγής του χάλυβα.[3],[4]



Σχήμα 3: Διάγραμμα σ-ε δομικού χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες [5]

3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΣΕ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΕΣ ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΣΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΥΣΙΚΗΣ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

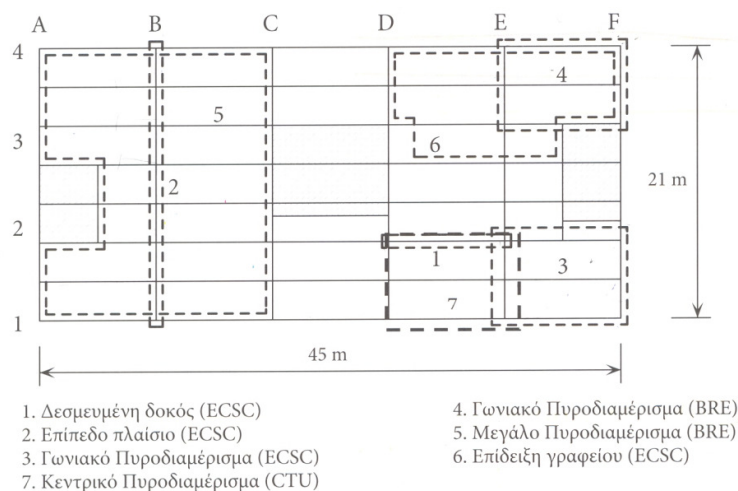
Η επίδραση της πυρκαγιάς πάνω σε σύμμικτες κατασκευές καθώς και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται λόγω των υψηλών θερμοκρασιών και του επιπέδου της φόρτισης, μπορούν να εκτιμηθούν με αποτελεσματικό τρόπο μόνο μέσω πειραμάτων που ανταποκρίνονται με το καλύτερο δυνατό τρόπο στις πραγματικές συνθήκες και όχι από την εκτίμηση και μόνο της συμπεριφοράς μεμονωμένων δομικών στοιχείων στη πυρκαγιά. Σε αυτό το σκοπό αποσκοπούσε και το πρόγραμμα πειραμάτων πυρκαγιάς του Ερευνητικού Κέντρου του Εργαστηρίου Cardington το 1996, το οποίο αποτελούνταν από δύο έργα, το πρώτο χρηματοδοτούνταν από την Cogus και την ECSC, ενώ το δεύτερο από την Κυβέρνηση του Ηνωμένου Βασιλείου μέσω της BRE. Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν σε ένα κτίριο 8 ορόφων με σύμμικτο μεταλλικό σκελετό, το οποίο είχε σχεδιαστεί με βάση τις προδιαγραφές

ενός τυπικού πολυώροφου κτιρίου γραφείων. Η κατασκευή έφερε φορτίο με τη μορφή σάκων άμμου που κατανεμήθηκαν σε κάθε όροφο, λαμβάνοντας υπόψη τα αντίστοιχα τυπικά επίπεδα φορτίου για τα κτίρια αυτού του είδους στο Ηνωμένο Βασίλειο. Ακόμη η πυραντοχή αυτού του κτιρίου έπρεπε να ήταν 90 λεπτά με βάση τις απαιτήσεις σχεδιασμού του, υπό κανονικές συνθήκες, ενώ οι συνδέσεις που χρησιμοποιήθηκαν ήταν απλού τύπου.[6]



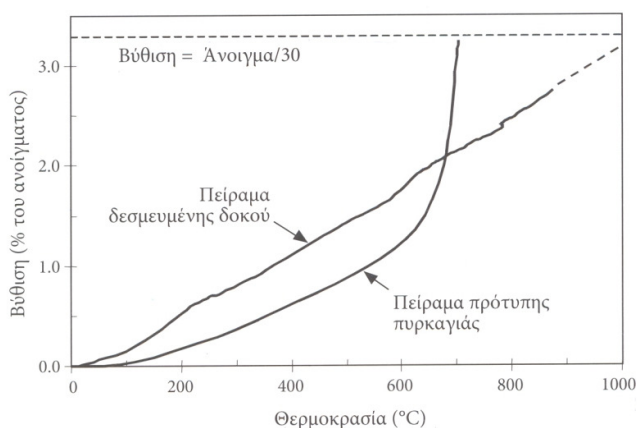
Σχήμα 4:Κτίριο για τα πειράματα του Cardington [6]

Συνολικά, πραγματοποιήθηκαν 6 πειράματα. Το πείραμα 1 αφορούσε μία μεμονωμένη δευτερεύουσα δοκό και την περιβάλλουσα πλάκα, η οποία θερμάνθηκε με κλίβανο καύσης αερίου, ειδικά κατασκευασμένο για τα πειράματα. Το πείραμα 2 πραγματοποιήθηκε σε ένα επίπεδο πλαίσιο κατά μήκος του κτιρίου σε έναν όροφο και αφορούσε τις κύριες δοκούς και τους αντίστοιχους στύλους. Τα πειράματα 3, 4 και 5 πραγματοποιήθηκαν σε διαμερίσματα διαφόρων μεγεθών, τα οποία εκτέθηκαν σε πυρκαγιά από φυσικά αίτια, παραγόμενη από ξύλινα σανίδια. Οι στύλοι των πειραμάτων αυτών ήταν μονωμένοι ως προς την κάτω πλευρά της πλάκας, ενώ δοκοί και πλάκα παρέμειναν μη μονωμένες κατά τη διάρκεια του πειράματος. Τέλος στο πείραμα 6 το πυροθερμικό φορτίο αποτέλεσαν μεταχειρισμένα έπιπλα. [6]



Σχήμα 5: Τοποθεσίες πειράματος στο κτίριο [6]

Πιο αναλυτικά, το πρώτο πείραμα πραγματοποιήθηκε στον 7^ο όροφο του κτιρίου, αφορούσε μία δευτερεύουσα δοκό, συνολικού μήκους 9 m και 3 m πλάτους και σε αυτήν τοποθετήθηκε ο κλίβανος καύσης αερίου στα μέσα των 8 m, ώστε οι συνδέσεις να μείνουν σχετικά ψυχρές. Στόχος του πειράματος αυτού ήταν να παρατηρηθεί η συμπεριφορά της δοκού, η οποία περιβάλλεται από μη θερμαινόμενη πλάκα καθώς επίσης να παρατηρηθούν οι συνέπειες της δέσμευσης των μη θερμαινόμενων τμημάτων της κατασκευής. Καθώς η δοκός θερμαινόταν έφτασε στους 900 °C (875 °C στο κάτω πέλμα) και η βύθιση στο μέσον του ανοίγματος ήταν 232 mm. Φυσικά υπήρχε διαφορά στη συμπεριφορά της δοκού αυτής και σε άλλη μη μονωμένη σε πειράματα πρότυπης πυρκαγιάς για το ίδιο φορτίο. Για παράδειγμα η απότομη μετατόπιση που παρουσιάζουν οι απλά εδραζόμενες δοκοί, δεν παρουσιάστηκε στη δοκό του πειράματος. Παρόλο που ο χάλυβας όταν πλησιάζει σε θερμοκρασίες των 900 °C διατηρεί μόνο το 6% του ορίου διαρροής σε θερμοκρασία περιβάλλοντος. [6]



Σχήμα 6 : Μετατόπιση στο μέσον συναρτήσει της μέγιστης θερμοκρασίας στο πείραμα πρότυπης πυρκαγιάς και στο πείραμα δεσμευμένης δοκού [6]

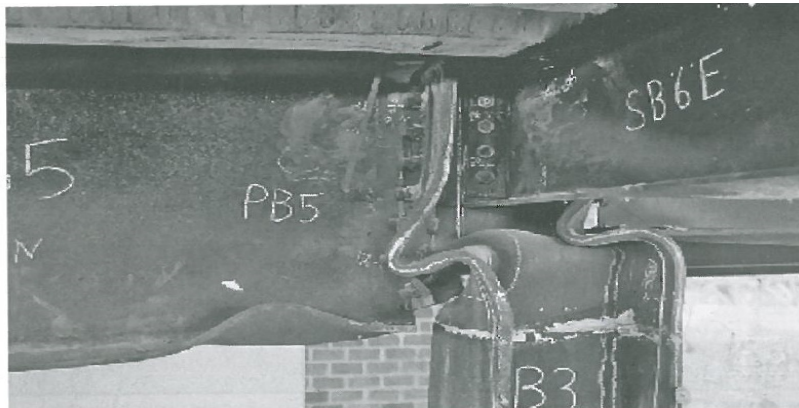
Κατά την διάρκεια του πειράματος παρατηρήθηκε τοπικός λυγισμός και στα δύο άκρα της δοκού, εντός των τοιχωμάτων του κλιβάνου. Ενώ θραύσεις παρατηρήθηκαν στα δύο άκρα της δοκού από την εξωτερική της πλευρά που δεν επηρεάστηκε από τη μετάδοση θερμότητας. Οι θραύσεις προκλήθηκαν από θερμική συστολή της δοκού κατά τη διάρκεια της ψύξης, ενώ η πλάκα αστόχησε στη μία πλευρά λόγω διάτμησης. [6]



Σχήμα 7: Λυγισμός του πέλματος στη δεσμευμένη δοκό του πειράματος 1[6]

Το πείραμα 2 αφορούσε σε ένα πλαίσιο που αποτελούνταν από 4 στύλους, μονωμένους μέχρι ένα ορισμένο ύψος στο οποίο θα μπορούσε να τοποθετηθεί ψευδοροφή και το υπόλοιπο

τμήμα τους ήταν απροστάτευτο και από 3 κύριες δοκούς όπου και αυτές και οι δευτερεύουσες σε αυτές δοκοί ήταν μη μονωμένες. Μετά την έκθεση τους σε υψηλές θερμοκρασίες υπήρξε κατακόρυφη μετατόπιση των στύλων και έτσι και όλων των ορόφων και προκάλεσε μόνιμη παραμόρφωση. Ενώ στις συνδέσεις μεταξύ των δοκών υπήρξε αστοχία των κοχλιών σε διάτμηση στην εκτιθέμενη πλευρά. [6]



Σχήμα 8: Συνθλιμμένη κεφαλή στύλου μετά από το πείραμα 2 [6]

Στο πείραμα 3 εξετάστηκε η συμπεριφορά ολόκληρου του συστήματος πλάκας και συγκεκριμένα ο ρόλος της δράσης μεμβράνης σταθεροποίησης της πλάκας στο να προσφέρει εναλλακτικές διαδρομές φορτίου όταν οι δοκοί χάνουν την αντοχή τους. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε διαμέρισμα διαστάσεων 10m επί 7.6 m πλάτος. Το πυροθερμικό φορτίο αποτέλεσαν ξύλινα σανίδια, το οποίο ήταν πολύ υψηλό και ισοδυναμούσε με το 95% του πιθανοτικού σχεδιασμού σε κτίρια γραφείων. Η ανώτατη θερμοκρασία που καταγράφηκε ήταν 1071°C. Η πυρκαγιά κατανάλωσε όλο το καύσιμο υλικό και η συμπεριφορά του συστήματος ήταν πολύ καλή χωρίς να υπάρξει κατάρρευση, ενώ οι κοχλίες στις συνδέσεις των δοκών δεν αστόχησαν. [6]



Σχήμα 9: Όψη της κατασκευής μετά από το πείραμα 3 [6]

Το συμπέρασμα που προέκυψε ήταν πως τα σύμμικτα κτίρια με μεταλλικό σκελετό διαθέτουν μεγάλα αποθέματα πυραντοχής σε σχέση με αποτελέσματα πειραμάτων που έχουν γίνει σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία μη περιορισμένα, για αυτό και δεν αποτελούν και τον πιο αξιόπιστο τρόπο εκτίμησης της συμπεριφοράς των σύμμικτων κατασκευών έναντι στη φωτιά. Παρόμοια συμπεράσματα εξήχθησαν και από τα υπόλοιπα πειράματα. [6]

4. ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 όλα τα στοιχεία σε πολυώροφα κτίρια πρέπει να διαθέτουν πυραντίσταση, η οποία καθορίζεται είτε μέσω πρότυπων πειραμάτων πυραντίστασης είτε με υπολογισμούς που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα. Για αυτό και οι μεταλλικές δοκοί και στύλοι μονώνονται συνήθως με πυράντοχες σανίδες και διογκούμενο χρώμα.

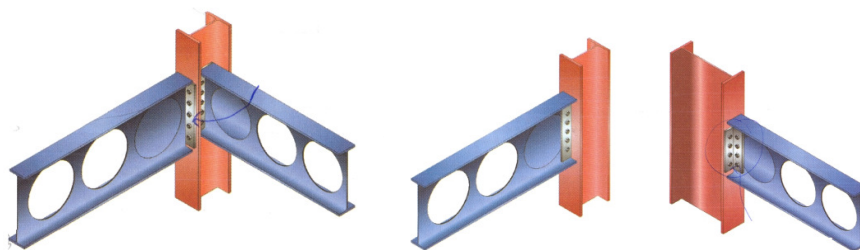
Οι βάσεις σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα 4 απαρτίζονται από την ικανοποίηση 3 κριτηρίων. Το κριτήριο της φέρουσας ικανότητας, μέσω του οποίου εξασφαλίζεται η αντοχή και η ευστάθεια του μέλους για ένα ορισμένο χρόνο σε συνθήκες πυρκαγιάς. Το κριτήριο της ακεραιότητας, το οποίο εάν ικανοποιείται δεν διαπερνάται από φλόγες και καπνούς. Τέλος, το κριτήριο της μονωτικής ικανότητας, μέσω του οποίου εξασφαλίζεται ότι η θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί μετά την πάροδο ορισμένου χρόνου στο μέλος θα είναι μικρότερη από τη θερμοκρασία ανάφλεξής του.

Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας μπορεί να γίνει με 3 διαφορετικούς τρόπους. Έλεγχος με βάση το χρόνο (κατά τον οποίο η τιμή σχεδιασμού του χρόνου πυραντίστασης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τον απαιτούμενο χρόνο πυραντίστασης), έλεγχος με βάση την αντοχή (κατά τον οποίο η αντοχή σχεδιασμού στη θερμή κατάσταση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη δράση σχεδιασμού στη θερμή κατάσταση), έλεγχος με βάση τη θερμοκρασία (κατά τον οποίο η τιμή σχεδιασμού της θερμοκρασίας στην οποία το στοιχείο μπορεί να διατηρήσει τις αντοχές του, πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την τιμή σχεδιασμού της κρίσιμης θερμοκρασίας του στοιχείου). [5]

Οι προτάσεις που ακολουθούν αφορούν σε μία άλλη μέθοδο σχεδιασμού, που ανευρίσκεται στη βιβλιογραφία και μπορεί να εφαρμοστεί είτε ως μέθοδος σχεδιασμού είτε ως μέθοδος αποτίμησης.

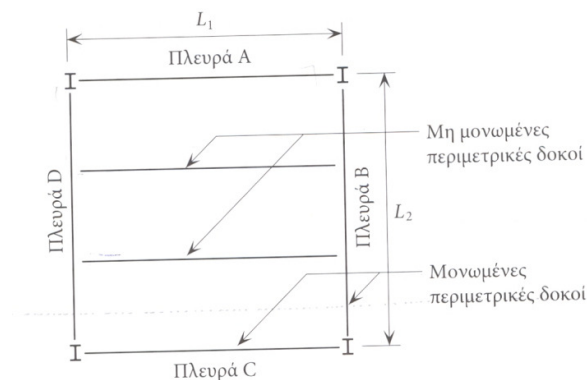
Οι προϋποθέσεις για την εφαρμογή του παραπάνω σχεδιασμού είναι ότι εφαρμόζεται μόνο σε μεταλλικά κτίρια με σύμμικτες πλάκες, όπου υπάρχουν πλαίσια με απλές συνδέσεις, είτε πλευρικώς αντιστηριζόμενα πλαίσια, είτε σύμμικτες πλάκες από μεταλλικό υπόστρωμα με πλέγμα ενίσχυσης, είτε με δοκούς σχεδιασμένες ώστε να δρουν σύμμικτα με τη πλάκα, είτε με δοκούς με οπές για λειτουργικούς λόγους.

Σύμφωνα με αυτόν τον οδηγό σχεδιασμού υιοθετούνται μοντέλα των απλών συνδέσεων (όπου η καμπτική ροπή δεν μεταδίδεται μέσω της σύνδεσης) τα οποία περιλαμβάνουν: ημιάκαμπτες συνδέσεις ακραίου ελάσματος, αρθρωτές συνδέσεις ελάσματος πτερυγίου και σύνδεσης με γωνιακό έλασμα κορμού. [6]



Σχήμα 10: Απεικόνιση ημιάκαμπτων συνδέσεων ακραίου ελάσματος, αρθρωτής σύνδεσης ελάσματος πτερυγίου και σύνδεσης με γωνιακό έλασμα κορμού [6]

Έπειτα ακολουθεί μία εφαρμογή αυτού του οδηγού σχεδιασμού στο παρακάτω παράδειγμα.



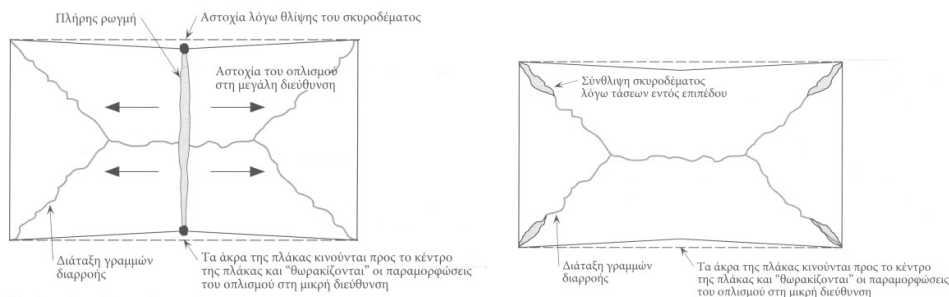
Σχήμα 11: Πρότυπη ζώνη επιρροής που αντιστοιχεί σε τμήμα της κάτοψης της πλάκας [6]

Έχοντας μία συγκεκριμένη κάτοψη πλάκας, απαιτείται από την μέθοδο σχεδιασμού ο μελετητής να διαχωρίσει την πλάκα σε ζώνες επιρροής. Οι δοκοί στην περίμετρο των ζωνών αυτών πρέπει να είναι σχεδιασμένες έτσι ώστε να έχουν την ίδια πυραντίσταση με την πλάκα και για αυτό είναι μονωμένες. Η κάθε ζώνη έχει ορθογωνικό σχήμα, είναι δεσμευμένη σε όλες τις πλευρές της από δοκούς, οι στύλοι δεν πρέπει να είναι τοποθετημένοι εντός της ζώνης επιρροής και συνήθως τοποθετούνται στην περίμετρο της ζώνης και όταν το χρονικό διάστημα της πυραντίστασης υπερβαίνει τα 60 λεπτά ή χρησιμοποιείται η παραμετρική καμπύλη θερμοκρασίας-χρόνου όλοι οι στύλοι πρέπει να είναι δεσμευμένοι από μία πυροπροστατευμένη δοκό σε κάθε διεύθυνση.

Η μέθοδος σχεδιασμού θεωρεί πως σε οριακή κατάσταση πυρκαγιάς η αντοχή των μη μονωμένων δοκών μειώνεται αρκετά (δυσανάλογα με την αύξηση της θερμοκρασίας) έτσι ώστε η σύμμικτη πλάκα να συμπεριφέρεται από διέρειστη αρχικά σαν τετραέρειστη απλά εδραζόμενη στη περίμετρό της με τη συγκεκριμένη διάταξη γραμμών διαρροής.

Η συνολική φέρουσα ικανότητα της πλάκας υπολογίζεται θεωρώντας πως οι σύμμικτες δοκοί έχουν μηδενική αντοχή. Η αντοχή αυτή στη συνέχεια ενισχύεται λαμβάνοντας υπόψη την ενεργοποίηση των δράσεων της μεμβράνης σταθεροποίησης και έτσι η συνολική φέρουσα ικανότητα της πλάκας δίνεται από το άθροισμα της καμπτικής αντοχής των σύμμικτων δοκών και της ενισχυμένης αντοχής της πλάκας.

Οι μορφές αστοχίας είναι δύο τύπων: η θραύση της ενίσχυσης κατά μήκος του μικρότερου ανοίγματος, για πλάκες με ελαφρύ οπλισμό, που αποτελεί και τον πιο συνήθη τρόπο αστοχίας και η αστοχία σε θλίψη στα γωνιακά άκρα της πλάκας που συμβαίνει σε πλάκες με οπλισμό αυξημένης ολκιμότητας. [6]



Σχήμα 12: Μορφές αστοχίας της πλάκας [6]

5. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

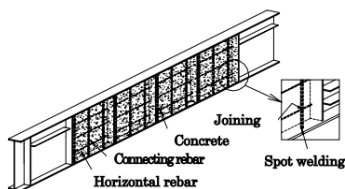
Ένας άλλος τρόπος ενίσχυσης πραγματοποιείται με τη χρήση σύνθετων υλικών, γνωστά και ως ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Τα υλικά αυτά αποτελούνται από συνεχείς ίνες (συνήθως άνθρακα ή γυαλιού ή αραμιδίου) και έχουν εξαιρετικές μηχανικές ιδιότητες, χαμηλό βάρος και καλή ανθεκτικότητα σε περιβαλλοντικές επιδράσεις. Τα υλικά αυτά εφαρμόζονται στην εξωτερική επιφάνεια των σύμμικτων δομικών μελών μέσω επικόλλησης, συνήθως με χρήση εποξειδικής ρητίνης. Οι ίνες τους μπορούν να παραλάβουν εφελκυστικές κυρίως δυνάμεις (δηλαδή, παράλληλα στον άξονά τους), για αυτό και έχουν εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή και γραμμικά ελαστική συμπεριφορά μέχρι τη θραύση τους. Μέσω της περιτύλιξης των σύμμικτων δομικών στοιχείων με αυτά τα υφάσματα ινών επιτυγχάνεται περίσφιξη του σκυροδέματος και έτσι αυξάνεται και η πλαστιμότητα και η αντοχή των στοιχείων, καθώς επίσης αποφεύγεται η ολίσθηση των διαμήκων ράβδων σε περιοχές αλληλοεπικάλυψης και καθυστερείται ο λυγισμός των ράβδων σε περιοχές σκυροδέματος που βρίσκονται σε θλίψη και υπάρχει αραιή διάταξη εγκάρσιου οπλισμού.[9]

Ένα βασικό μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι η εποξειδική ρητίνη δεν παρουσιάζει καλή συμπεριφορά στις υψηλές θερμοκρασίες με αποτέλεσμα να χάνεται η «συνεργασία» της διεπιφάνειας. Για αυτό το λόγο, σύμφωνα με κάποιες μελέτες που έχουν διεξαχθεί για το είδος του υλικού που παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά σαν συνδετική ύλη, προέκυψε ότι το micro-cement διαθέτει επαρκείς μηχανικές ιδιότητες για μεταφορά φορτίων, επιτρέπει την σωστή συνοχή και διείδυση των ινωδών υφασμάτων, αποτελεί ένα καλό υπόστρωμα για πυραντίσταση και είναι οικολογικά αποδεκτό. [10]



Σχήμα 15: Εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών σε σύμμικτο κτίριο [11]

Ακόμη, μία άλλη μέθοδος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για επισκευή και ενίσχυση δομικών στοιχείων σε περιπτώσεις όμως μεγάλων παραμορφώσεων κυρίως για φαινόμενα λυγισμού είναι η προσθήκη σκυροδέματος σε τμήματα που αποτελούνταν μόνο από χάλυβα και η μετατροπή τους σε μερικώς εγκιβωτισμένα στοιχεία. Πειράματα που έγιναν απέδειξαν πως η καμπτική αντοχή αυξήθηκε κατά 2,08 φορές σε σχέση με την καμπτική αντοχή στοιχείων πριν τον μερικό εγκιβωτισμό τους. [12]



Σχήμα 16: Εφαρμογή της μεθόδου ενίσχυσης μεταλλικής δοκού με εγκιβωτισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα [12]

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η φωτιά έχει αρνητικές επιδράσεις πάνω στις σύμμικτες κατασκευές, το σκυρόδεμα συμπεριφέρεται καλύτερα από το χάλυβα, ενώ στους 1600° C καταστρέφεται και αυτό.
- Οι πρώτες εκτιμήσεις για την πυραντίσταση των δομικών στοιχείων δίνονταν μέσω της έκθεσης αυτών σε φούρνους υψηλών θερμοκρασιών, ενώ θα ήταν πιο ρεαλιστικά τα αποτελέσματα μέσω παρατήρησης πραγματικών γεγονότων.
- Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, όλα τα στοιχεία μιας κατασκευής πρέπει να διαθέτουν πυραντίσταση, υπάρχει όμως και η δυνατότητα σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη τις δράσεις μεμβράνης σταθεροποίησης, χωρίς να διαθέτουν όλα τα μέλη του κτιρίου πυραντίσταση.
- Οι παραμορφώσεις, που προκαλούνται, επισκευάζονται με τους παραπάνω τρόπους.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Παπαρίζου Χάιδω, “Αποτίμηση της Δομικής Συμπεριφοράς Χαλύβδινων Κατασκευών με Πυροπροστασία και χωρίς Πυροπροστασία σε συνθήκες Πυρκαγιάς”, Διπλωματική εργασία, Α.Π.Θ., Ιούλιος 2004.
- [2] “Πυρασφάλεια”, Εισηγητής Εβρένογλου Βασίλειος Η.Μ., Σημειώσεις Σεμιναρίων για Νέους Μηχανικούς, του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδος, του τμήματος της Κεντρικής Μακεδονίας, Μάρτιος 2009.
- [3] Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου, “Δομικά Υλικά”, εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2008, 8^η έκδοση.
- [4] Κεφάλαιο 3, “Επίδραση Υψηλών Θερμοκρασιών στις Ιδιότητες Υλικών”, του Πρακτικού Οδηγού για την Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας και τις Δομητικές Επισκευές μετά από Πυρκαγιά σε Μικρά Κτίρια από Σκυρόδεμα και από Τοιχοποιία του ΤΕΕ-ΕΜΠ, ISBN 978-960-8369-43-6, εκδόσεις ΤΕΕ, Αθήνα 2009.
- [5] Ιωάννης Κ. Βάγιας, “Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και από οπλισμένο σκυρόδεμα”, ISBN 978-960-461-377-9, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010, 3^η έκδοση.
- [6] Χ. Κ. Μπανιωτόπουλος, Χ. Τ. Τσαλίκης, Ο. Vassart, Β. Zhao, “Χαλύβδινες Κατασκευές σε Πυρκαγιά και Σχεδιασμός Σύμμικτης Πλάκας”, ISBN10 9604563785, εκδόσεις Ζήτη, 2013.
- [7] Martin Anderson, coordinator of AISC’s Steel Solutions Center, “The Road to Repair”, Modern Steel Construction, August 2010, paper available online at www.modernsteel.com.
- [8] Ιστοσελίδα <http://www.repairengineering.com> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [9] Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου, “Σύμμικτες Κατασκευές”, εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2013.
- [10] S. R. Adhikarinayake, K. D. J. A. Gayan, N. G. T. T. Thathsarani, J. C. P. H. Gamage, “Performance of Epoxy Adhesive Bond Between CFRP And Concrete”, Department of Civil Engineering, University of Moratuwa, Sri Lanka, 2012, paper available online at www.saitm.edu.lk.
- [11] Ιστοσελίδα <http://www.remyapisal.com/index/frp.htm> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού).
- [12] Kenji HAYASHI, Shoji ONO, Shun-ichi NAKAMYRA, “Experimental Studies on Retrofit by Partially Encased Concrete to the Steel I-Girder subjected to Buckling Deformation”, Technical Memorandum, 2003, paper available online at www.pwri.go.jp.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

ΚΑΚΚΟΣ ΕΥΣΤΑΘΙΟΣ

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται συνοπτικά η συνολική επίδραση που έχει η πυρκαγιά σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα εξετάζεται ξεχωριστά η πυρκαγιά ως φυσικό φαινόμενο, η μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών τόσο του σκυροδέματος, όσο και του χάλυβα οπλισμού καθώς και οι βλάβες, που παρατηρούνται στις κατασκευές λόγω της πυρκαγιάς. Τέλος παρουσιάζονται κάποιοι ενδεικτικοί τρόποι για την αποτίμηση της εναπομένουσας φέρουσας ικανότητας σε κτιριακές κατασκευές μετά την πυρκαγιά και προτείνονται κατάλληλοι τρόποι επισκευής και ενίσχυσης αυτών.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Είναι γνωστό ότι η πυρκαγιά οδηγεί στην μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, την ανακατανομή της έντασης και την εκδήλωση βλαβών, επηρεάζοντας έτσι σημαντικά την στατική επάρκεια της κατασκευής. Σε πολλές περιπτώσεις μάλιστα η πυρκαγιά προκαλεί ακόμη και την μερική ή ολική κατάρρευση του δομήματος. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να είμαστε σε θέση να εκτιμήσουμε το μέγεθος της καταστροφής και να προβούμε στην αποκατάσταση των ζημιών του φέροντα οργανισμού της.

Γενικότερα μέχρι τώρα αμελούνταν ο σχεδιασμός των κατασκευών για πυρκαγιά και αυτό γιατί το σκυρόδεμα από μόνο του προσφέρει σχετικά ικανοποιητική προστασία έναντι πυρκαγιάς [5]. Όμως η έναρξη εφαρμογής των Ευρωκωδίκων στην κατασκευή νέων έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα συνοδεύεται και από την εντελώς νέα – για την Ελληνική μελετητική πρακτική – απαίτηση υποχρεωτικού σχεδιασμού όλων των κτιρίων έναντι πυρκαγιάς. [4]

Στην φάση του σχεδιασμού της νέας κατασκευής, ο μελετητής πρέπει να λάβει μέτρα για την περίπτωση πυρκαγιάς, τόσο προληπτικά όσο και κατασταλτικά. Τα μέτρα αυτά στο σύνολό τους αποτελούν την παθητική και την ενεργητική πυροπροστασία. Τα μέτρα παθητικής πυροπροστασίας αφορούν την δομική πυροπροστασία του κτιρίου και είναι ενσωματωμένα στην αρχιτεκτονική και στατική σχεδίαση και κατασκευή αυτού. Μερικά από τα παραπάνω μέτρα είναι επιλογή μη καιγόμενων υλικών, η επάρκεια και αντοχή των δομικών στοιχείων του κτιρίου στην πυρκαγιά για κάποιο χρονικό διάστημα ώστε να είναι δυνατή η έγκαιρη εκκένωσή του και τέλος η κατάλληλη σχεδίαση των οδεύσεων διαφυγής και των εξόδων κινδύνου.

Από την άλλη πλευρά, η ενεργητική πυροπροστασία ενός κτιρίου αποβλέπει στην αντιμετώπιση και καταστολή της πυρκαγιάς σε περίπτωση που αυτή εκδηλωθεί. Στα μέτρα ενεργητικής πυροπροστασίας περιλαμβάνονται (ανάλογα με το είδος και το μέγεθος του κτιρίου) η τοποθέτηση φορητών μέσων πυρόσβεσης (πυροσβεστήρες), η τοποθέτηση χειροκίνητου συστήματος συναγερμού (κομβία συναγερμού), η τοποθέτηση μονίμου υδροδοτικού πυροσβεστικού δικτύου (πυροσβεστικές φωλιές) και τέλος η τοποθέτηση συστήματος καταιονητήρων (sprinklers) [1].

2. Η ΠΥΡΚΑΓΙΑ ΩΣ ΦΥΣΙΚΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ

Αρχικά ορίζουμε τον όρο του πυροδιαμερίσματος, που είναι κάθε χώρος ο οποίος περιβάλλεται απ' όλες τις πλευρές είτε από τοίχους, είτε από πόρτες και παράθυρα. Μια τυπική πυρκαγιά σε ένα πυροδιαμέρισμα αποτελείται από τα εξής στάδια:

❖ Επώαση

Στο στάδιο αυτό, το οποίο δεν αποτελεί κίνδυνο ασφάλειας, περιλαμβάνει την έναρξη της πυρκαγιάς κατά την οποία εκπέμπεται σημαντική ποσότητα καπνού, η οποία συσσωρεύεται στην οροφή χωρίς έντονη φλόγα.

❖ Φούντωμα

Μετά την πάροδο κάποιου χρονικού διαστήματος παρατηρείται φούντωμα της πυρκαγιάς που σηματοδοτεί την ραγδαία αύξηση της θερμοκρασίας. Σε αυτήν την φάση ουσιαστικά το συσσωρευμένο στην οροφή στρώμα αερίων προκαλεί την ανάφλεξη της διαθέσιμης καύσιμης ύλης στο πυροδιαμέρισμα.

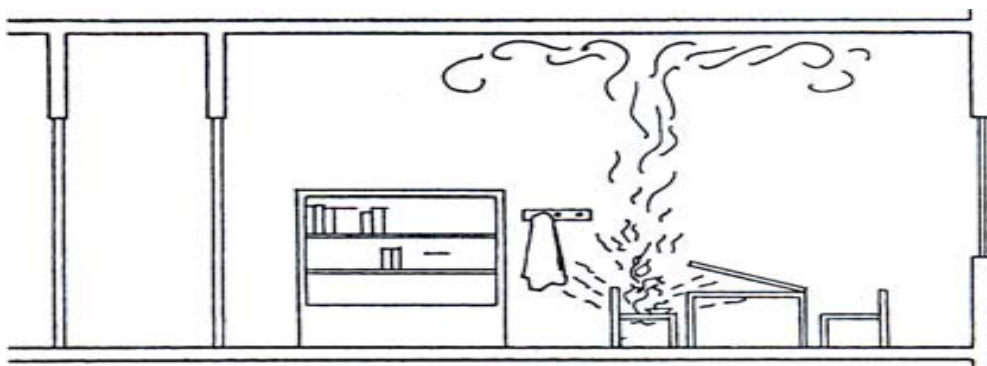
❖ Πλήρης Ανάπτυξη

Όλη η καύσιμη ύλη του πυροδιαμερίσματος καίγεται ενώ οι φλόγες και τα αέρια μεταφέρονται μέσω ανοιγμάτων σε παρακείμενα πυροδιαμερίσματα.

❖ Απόσβεση

Η εξάντληση της καύσιμης ύλης συνοδεύεται με την απομάκρυνση των θερμών αερίων.

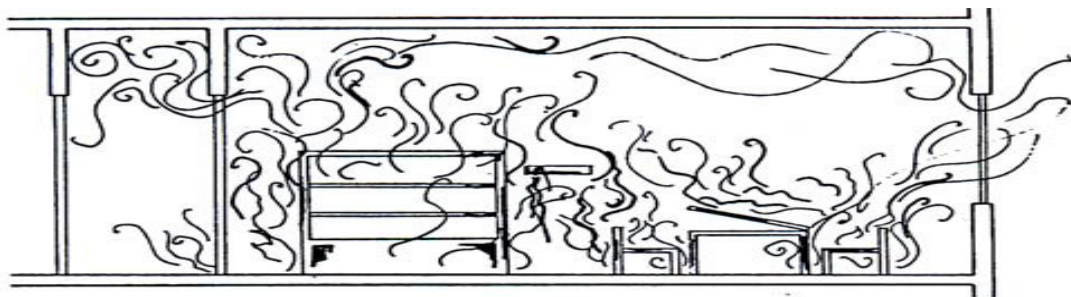
Το πρώτο στάδιο (φούντωμα) διαρκεί 15-30 λεπτά με τις θερμοκρασίες να ανέρχονται στους 800-900°C. Έπειτα παρατηρείται αύξηση των θερμοκρασιών στους 1000-1100°C, η οποία εξαρτάται από την ποσότητα των φλεγόμενων αντικειμένων. Τέλος, στο στάδιο της απόσβεσης, έχουμε ύφεση της πυρκαγιάς με αποτέλεσμα την έντονη μείωση των θερμοκρασιών [4],[6].



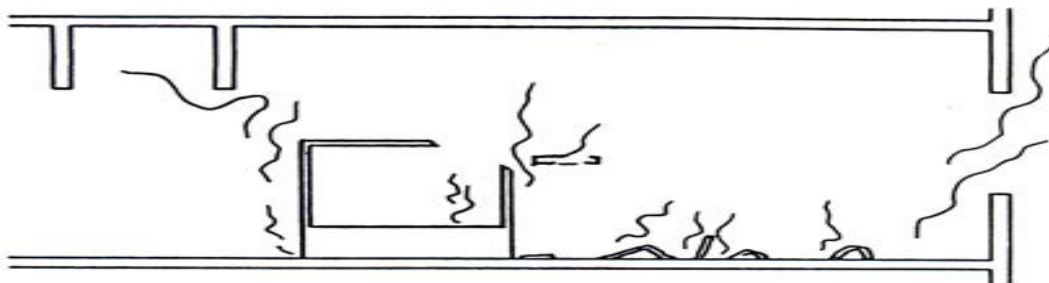
Εικόνα 1: Πρώτο στάδιο πυρκαγιάς (φούντωμα)[6]



Εικόνα 2: Δεύτερο στάδιο πυρκαγιάς (επώαση)[6]



Εικόνα 3: Τρίτο στάδιο πυρκαγιάς (πλήρης ανάπτυξη)[6]



Εικόνα 4: Τέταρτο στάδιο πυρκαγιάς (απόσβεση)[6]

3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΣΕ ΥΨΗΛΕΣ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΕΣ

Η επίδραση της πυρκαγιάς στα δομικά μέλη μιας κατασκευής δεν μπορεί να προσδιοριστεί χωρίς την πρωταρχική ανάλυση και μελέτη της συμπεριφοράς των υλικών που απαρτίζουν την κατασκευή. Η παραπάνω ανάλυση είναι αναγκαία, αν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι κανένα (δομικό) υλικό δεν παρουσιάζει απεριόριστη αντοχή στις θερμοκρασίες των συνήθων πυρκαγιών.

Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η πυρκαγιά έχει άμεση επίδραση στις διάφορες μηχανικές ιδιότητες των υλικών. Οι ιδιότητες αυτές (τάση διαρροής, μέτρο ελαστικότητας κτλ.) μεταβάλλονται διαφορετικά ανάλογα με το είδος της λειτουργίας που εξυπηρετεί το δομικό μέλος (υποστώλωμα, δοκός κτλ.), το είδος της καταπόνησης (εφελκυσμός, θλίψη κτλ) και τις διαστάσεις του δομικού στοιχείου. Οι κύριες ιδιότητες των υλικών που μεταβάλλονται κατά την πυρκαγιά παρουσιάζονται παρακάτω ξεχωριστά, τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για τον χάλυβα οπλισμού.

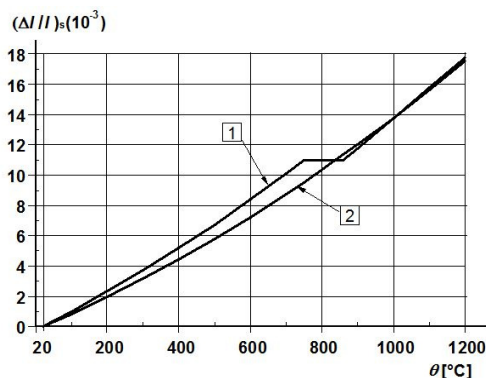
3.1 ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Ο χάλυβας οπλισμού, αν και θεωρείται άκαυστο υλικό, δεν αντέχει επί πολύ ώρα τις υψηλές θερμοκρασίες μιας συνηθισμένης πυρκαγιάς. Πιο συγκεκριμένα σε εργαστηριακή δοκιμασία συνηθισμένου μαλακού χάλυβα, παρατηρήθηκε πως η αντοχή (σε εφελκυσμό) αυξάνει αρχικά, για θέρμανση μέχρι 250°C , για να επανέλθει στην αρχική του κατάσταση στους 400°C , από όπου αρχίζει να πέφτει και στους 550°C φθάνει στην επιτρεπόμενη τάση, με τους συνηθισμένους συντελεστές ασφάλειας [10].

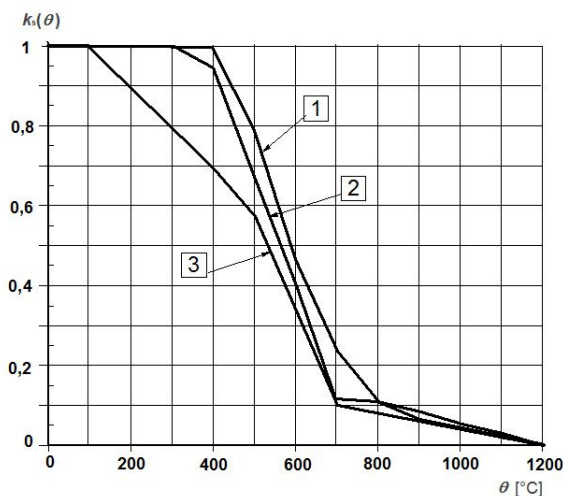
Επιπλέον, έχει παρατηρηθεί ότι κατά την έκθεση των χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες επηρεάζεται δυσμενώς από τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά κυρίως η εφελκυστική αντοχή και η παραμόρφωση θραύσεώς τους. Λόγω των παραπάνω παραγόντων είναι αρκετά πιθανή και η πρόωγη εμφάνιση φαινομένων όπως ο ερπυσμός, η χαλάρωση, και η μεταβολή της μικροδομής του χάλυβα. Ανάλογα αφενός με τον χρόνο και την θερμοκρασία έκθεσης, και αφετέρου με την σύσταση και την μέθοδο παραγωγής τους, καθορίζεται εάν μετά την επάνοδο σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος οι μεταβολές αυτές των χαλύβων παραμένουν ή αίρονται μερικώς ή ολικώς [2].

Τέλος ο χάλυβας, σαν οπλισμός του σκυροδέματος, πρέπει να έχει επαρκή επικάλυψη, σύμφωνα πάντα με τα όσα προβλέπουν οι κανονισμοί, γιατί τότε αποκτά αρκετά από τα πλεονεκτήματα του σκυροδέματος. Επίσης ο χάλυβας των προεντεταμένων κατασκευών, λόγω της ευαισθησίας του σε υψηλές θερμοκρασίες, πρέπει να προστατεύεται αρκετά και το κριτήριο αυτό ικανοποιείται μόνο αν τοποθετηθεί σε κατάλληλο βάθος από την επιφάνεια του σκυροδέματος [10].

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται ενδεικτικά οι μεταβολές ορισμένων μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα κατά την έκθεση αυτού σε υψηλές θερμοκρασίες, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2.



Εικόνα 5: Θερμική επιμήκυνση χάλυβα, όπου καμπύλη [1] χάλυβα οπλισμού, καμπύλη [2] προεντεταμένος χάλυβας[7]



Εικόνα 2: Μειωτικός συντελεστής $k_s(\theta)$ επί της χαρακτηριστικής τάσης διαρροής (f_{yk}) εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (Κατηγορία N), όπου Καμπύλη [1] εφελκόμενος οπλισμός θερμής εξέλασης για παραμορφώσεις $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$, καμπύλη [2] εφελκόμενος οπλισμός ψυχρής κατεργασίας για παραμορφώσεις $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$ και καμπύλη 3 θλιβόμενος οπλισμός ή εφελκόμενος οπλισμός για παραμορφώσεις $\epsilon_{s,fi} < 2\%$ [7]

3.2 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

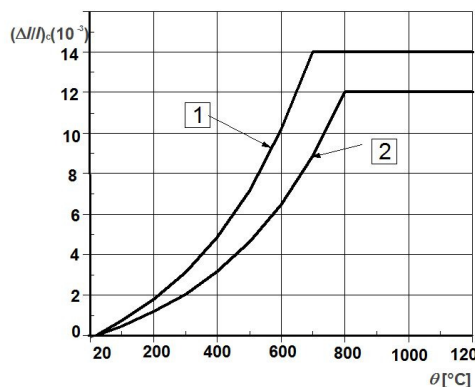
Όπως ήδη αναφέρθηκε, το σκυρόδεμα είναι το καλύτερο από τα συνηθισμένα δομικά υλικά, από την άποψη συμπεριφοράς σε πυρκαγιά, για τους εξής λόγους:

- Τα δομικά στοιχεία από σκυρόδεμα είναι συνήθως πολύ μεγαλύτερης μάζας, από τα αντίστοιχα χαλύβδινα ή ξύλινα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την καθυστέρηση ανύψωσης της θερμοκρασίας τους προς το εσωτερικό της διατομής.
- Το μπετόν, ακόμη και σε ξηρό περιβάλλον, εμπεριέχει νερό, που συγκρατείται με τρεις τρόπους:
 - με φυσικές δυνάμεις, όπως είναι η ικανότητα των τριχοειδών πόρων να συγκρατούν νερό, ανάλογα με τη σχετική υγρασία του περιβάλλοντος,
 - με φυσικοχημικές δυνάμεις, όπως είναι οι τάσεις συνάφειας προς τους κόκκους των λίθινων υλικών, και
 - με χημικές δυνάμεις, όπως είναι το κρυσταλλικό νερό ενυδάτωσης του τσιμεντοπολτού.

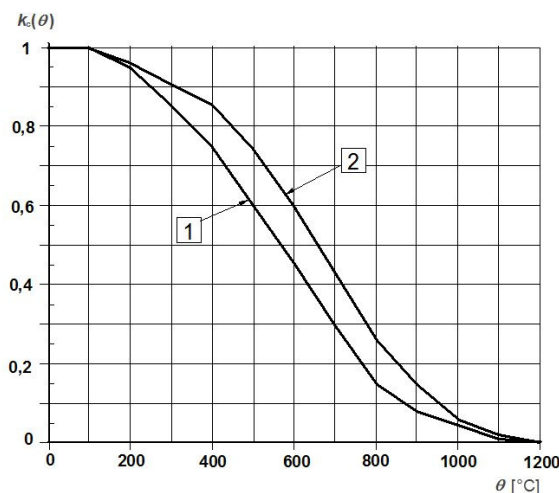
Κατά την προσβολή του από υψηλές θερμοκρασίες, το νερό εξατμίζεται, αρχικά στην επιφάνεια και στη συνέχεια βαθύτερα, όσο διαρκεί η πυρκαγιά. Κατά την εξάτμιση του απορροφά θερμότητα και έτσι καθυστερεί τη θέρμανση των εσωτερικών στρωμάτων. Ουσιώδης στόχος είναι, οι εξωτερικές στρώσεις (όπου ο τσιμεντοπολτός αποσυντίθεται στους 600°C), να μην αποκολληθούν και καταπέσουν. Σ' αυτό συντελεί σημαντικά η παρουσία πυκνού λεπτού οπλισμού (συνδετήρων ή μεταλλικού πλέγματος) που έχει τοποθετηθεί γι' αυτό το σκοπό.

Το είδος των αδρανών που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του σκυροδέματος παίζει σημαντικό ρόλο. Τα ασβεστολιθικά αδρανή είναι τα καλύτερα, γιατί ο ασβεστόλιθος χάνει τις μηχανικές του ικανότητες στους 900°C, οπότε και αρχίζει η ασβεστοποίηση, με ταυτόχρονη έκλυση διοξειδίου του άνθρακα (διαδικασία που απορροφά επίσης σημαντικά ποσά θερμότητας). Επίσης καλή συμπεριφορά δείχνουν οι σκωρίες υψικαμίνων (εφόσον βέβαια εκπληρώσουν τους όρους καταλληλότητας) για να χρησιμοποιηθούν ως αδρανή στην παραγωγή μπετόν. Αντίθετα τα πυριτικά αδρανή (συνήθως χαλαζίτης από κοιτάσματα φυσικού αμμοχάλικου), που κυρίως χρησιμοποιούνται στην κεντρική Ευρώπη, παρουσιάζουν διόγκωση και σπάζουν όταν θερμανθούν στους 530°C. Πάντως αυτά τα φαινόμενα αρχίζουν να εμφανίζονται μετά το πρώτο ημίωρο, τουλάχιστον σε συνηθισμένης έντασης πυρκαγιάς.

Τέλος πρέπει να επισημανθεί ότι η έκθεση του σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες έχει ως αποτέλεσμα την σημαντική υποβάθμιση των μηχανικών ιδιοτήτων του, οι οποίες ακόμη και μετά την επάνοδο σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος δεν επανέρχονται στις αρχικές τους τιμές, ή τις ανακτούν κατά μικρό μόνο ποσοστό. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται ενδεικτικά οι μεταβολές ορισμένων μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα κατά την έκθεση αυτού σε υψηλές θερμοκρασίες [10].



Εικόνα 7: Συνολική θερμική μύκηση σκυροδέματος, όπου καμπύλη [1] αντιστοιχεί σε σκυρόδεμα με πυριτικά αδρανή και καμπύλη [2] σε ασβεστολιθικά αδρανή[7]



Εικόνα 8: Μειωτικός συντελεστής $k_c(\theta)$ επί της χαρακτηριστικής αντοχής (f_{ck}) του σκυροδέματος, όπου καμπύλη [1] αντιστοιχεί σε σκυρόδεμα με πυριτικά αδρανή και καμπύλη [2] σε ασβεστολιθικά αδρανή[7]

4. ΒΛΑΒΕΣ ΛΟΓΩ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ ΣΤΑ ΔΟΜΙΚΑ ΜΕΛΗ

4.1 ΑΙΤΙΑ ΒΛΑΒΩΝ

Οι αιτίες των ζημιών στον φέροντα οργανισμό είναι συνήθως οι εξής:

1. Υπέρμετρη επιμήκυνση και απώλεια αντοχής οπλισμού λόγω της θέρμανσης.
2. Θραύση σκυροδέματος λόγω της άσκησης τάσεων εξαναγκασμού, που δημιουργούνται επειδή το σκυρόδεμα έχει μικρότερη θερμική διαστολή από τους οπλισμούς.
3. Έκρηξη του μπετόν λόγω μεγάλης ογκομετρικής μεταβολής των μελών του.
4. Αστοχία της θλιβόμενης ζώνης καμπτόμενων φορέων λόγω υπερβολικής μήκυνσης του χάλυβα.
5. Ανάπτυξη ανομοιομόρφων θερμικών τάσεων στο σκυρόδεμα και μερική καταστροφή του λόγω επίδρασης του νερού κατάσβεσης [6].

4.2 ΓΕΝΙΚΗ ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΒΛΑΒΩΝ

Η πυρκαγιά προκαλεί διάφορες χαρακτηριστικές αλλοιώσεις των υλικών, τήξεις και καύσεις. Πέραν αυτών, οι κύριες και τυπικές βλάβες λόγω πυρκαγιάς, μπορούν να συνοψισθούν στις ακόλουθες:

- Πρόωρες αποκολλήσεις και καταπτώσεις επιχρισμάτων και οροφокονιαμάτων, λόγω πλημμελούς πρόσφυσης και μεγάλου πάχους.
- Απομειώσεις διατομών των φερόντων στοιχείων λόγω απολεπίσεων, αποφλοιώσεων και αποκολλήσεων των εξωτερικών στοιβάδων, καθώς και αποσύνθεση της μάζας του σκυροδέματος ή του κονιάματος.
- Χαρακτηριστικές (και αισθητές) παραμένουσες παραμορφώσεις, τόσο για τους οριζόντιους φορείς (π.χ. βέλη πλακών και δοκών), όσο και για κατακόρυφα στοιχεία (π.χ. αποκλίσεις στύλων και τοίχων). Μεγάλο μέρος των παρουσιαζόμενων θερμικών παραμορφώσεων παραμένει ως μόνιμο(εμπειρικά, έως και 50%).
- Λόγω των έντονων παραμορφώσεων (σε συνδυασμό με την απομείωση των διατομών και των αντοχών), παρατηρούνται σημαντικές καμπτικές καθώς και διατμητικές βλάβες. Οι πιο τυπικές διατμητικές βλάβες είναι οι λοξές ρωγμές σε μεσαίες εδράσεις συνεχών δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα (και λόγω ανακατανομής της έντασης), καθώς και τα θερμικά

«λακτίσματα», δηλαδή, οι έντονες λοξές ρωγμές σε ισχυρά και δύσκαμπτα κατακόρυφα στοιχεία [2].

4.3 ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Σύμφωνα με τον πρόχειρο οδηγό, που αφορά την απομείωση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, υπάρχουν πέντε στάθμες βλάβης, οι οποίες αντιστοιχούν γενικώς σε διαθέσιμα περιθώρια αντιστάσεων των καμένων δομικών στοιχείων καθώς και σε απαιτούμενα μέτρα επισκευών και ενισχύσεων, ανάλογα την βαρύτητα της βλάβης. Οι στάθμες αυτές παρουσιάζονται παρακάτω.

✓ Βλάβες βαθμού Α (ασήμαντες)

Εδώ παρατηρούνται εκτινάξεις επιχρισμάτων, περιορισμένες απολεπίσεις και αποφλοιώσεις του σκυροδέματος ενώ παράλληλα εμφανίζεται και καπνιά.

✓ Βλάβες βαθμού Β (ελαφρές)

Σε αυτήν την στάθμη έχουμε εκτινάξεις σκυροδέματος, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις. Η διαφοροποίηση σε σχέση με την προηγούμενη στάθμη είναι ότι παρατηρούνται εκτεταμένες επιφανειακές μικρορηγματώσεις. Γενικά όμως οι παραμορφώσεις δεν είναι αισθητές, και γενικά δεν έχουμε αποκολλήσεις οπλισμών, παρά μόνο μερικά γυμνά μικρά μήκη. Τέλος εμφανίζεται κάπνα ενώ το σκυρόδεμα αρχίζει και παίρνει ροζ χρώμα.

✓ Βλάβες βαθμού Γ (σοβαρές)

Στην συγκεκριμένη στάθμη παρατηρούνται εκτεταμένες εκτινάξεις και αποκολλήσεις επικάλυψης σκυροδέματος, οι οποίες μπορεί να φτάσουν και σε μεγαλύτερο βάθος. Γενικώς, δεν έχουμε αποκολλήσεις οπλισμών, έχουμε όμως λυγισμό μέχρι το πολύ δύο ράβδων οπλισμού. Επίσης αναφέρεται ότι το χρώμα του σκυροδέματος είναι γκρι ή ροζ.

✓ Βλάβες βαθμού Δ (βαριές)

Σε αυτήν την στάθμη οι παραμορφώσεις των υποστυλωμάτων είναι πλέον αισθητές, ενώ ταυτόχρονα έχουμε εκτεταμένες αποκολλήσεις οπλισμών. Πρακτικώς, όλες οι ράβδοι οπλισμού είναι εκτεθειμένες, ενώ μερικές (έως αρκετές) είναι και λυγισμένες. Πλέον το χρώμα του σκυροδέματος είναι φαιό ή κιτρινωπό.

✓ Βλάβες βαθμού Ε (πολύ βαριές)

Εδώ το υποστυλώμα έχει φτάσει την οριακή του κατάσταση. Πιο συγκεκριμένα οι παραμορφώσεις του στοιχείου είναι αρκετά έντονες, ενώ ταυτόχρονα παρατηρούνται πολλαπλές ρηγματώσεις, έντονες αποφλοιώσεις (και αποσύνθεση) σκυροδέματος, καθώς και αποκολλήσεις οπλισμών, με τις ράβδους να παρουσιάζονται λυγισμένες ή ακόμα και κομμένες. Βάσει των παραπάνω είναι προφανές ότι υπάρχει τοπική ή γενικότερη αποδιοργάνωση του δομικού στοιχείου, ενώ σε πολλές περιπτώσεις το στοιχείο έχει θραυτεί.[3]

Τα υποστυλώματα είναι αυτά που προσβάλλονται λόγω της θέσης τους περισσότερο από τη φωτιά, με εμφάνιση απόσχισης του σκυροδέματος πλησίον των ακμών της διατομής τους. Αν και το γεγονός αυτό από μόνο του εκθέτει άμεσα τις ράβδους του οπλισμού σε υψηλή θερμοκρασία με όλες τις συνεπαγόμενες επιπτώσεις μείωσης της αντοχής τους, εν τούτοις δεν οδηγεί σε κατάρρευση λόγω των μεγάλων διαστάσεων που υιοθετούνται σήμερα για τα στοιχεία αυτά. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ένα υποστυλώμα τετραγωνικής διατομής πλευράς 0.40m μπορεί να υποστεί χωρίς επιπτώσεις υψηλές θερμοκρασίες για 90 λεπτά της ώρας [4].

4.4 ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ

Για βλάβες βαθμού Α, Β και Γ στις δοκούς παρατηρούνται ελαφρές ρωγμές. Παράλληλα τα βέλη κάμψης των δοκών δεν είναι αισθητά, δεν έχουμε αποκολλήσεις ράβδων οπλισμού ενώ μερικές ράβδοι είναι εκτεθειμένες. Επίσης το χρώμα του σκυροδέματος είναι γκρι ή ροζ με παράλληλη εμφάνιση καπνιάς. Τέλος για την στάθμη Δ παρατηρούνται έντονες βλάβες στο σύστημα δαπέδων (στις πλάκες και στις δοκούς). Πιο συγκεκριμένα οι παραμορφώσεις και οι ρηγματώσεις είναι σημαντικές ενώ πολλές από τις ράβδους οπλισμού είναι γυμνές, λυγισμένες ή ακόμα και κομμένες [3].

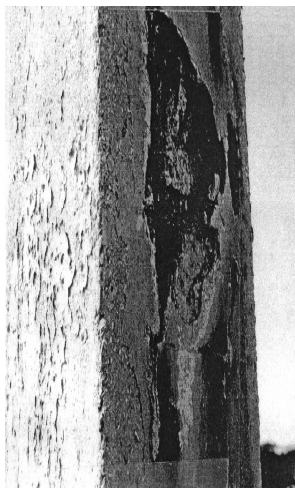
Έπειτα παρουσιάζονται κάποιοι παράμετροι που παίζουν σημαντικό ρόλο στην διαμόρφωση των βλαβών των δοκών. Μερικές από αυτές είναι το πλάτος της διατομής, το βάθος του οπλισμού, η ύπαρξη πυκνού επιφανειακού οπλισμού καθώς και το σύστημα της στατικής λειτουργίας της δοκού. Ο κίνδυνος της εκρηκτικής απόσχισης του μπετόν μειώνεται αν έχουμε ξηρό περιβάλλον (για να αποφύγουμε την συμπύκνωση των υδρατμών), αν χρησιμοποιήσουμε ασβεστολιθικά αδρανή ή πυρίμαχο μπετόν, αν το πλάτος της διατομής είναι μεγαλύτερο των 20 εκ. καθώς και αν έχουμε μεγαλύτερες επικαλύψεις των οπλισμών.

Επιπλέον σημαντικό ρόλο παίζει το σύστημα στατικής λειτουργίας της δοκού. Πιο συγκεκριμένα αμφιέρειστοι δοκοί ή πλαίσια ενός ανοίγματος είναι πιο ευπαθή σε πυρκαγιά. Συνεχές δοκοί και πολύστηλα πλαίσια είναι πιο ασφαλή γιατί από την θερμοκρασία προσβάλλεται ο κάτω οπλισμός, ενώ ο οπλισμός στις στηρίξεις βρίσκεται πιο κοντά στον υπερκείμενο όροφο όπου οι θερμοκρασίες είναι χαμηλότερες. Έτσι σε περίπτωση διαρροής του οπλισμού των ανοιγμάτων γίνεται σταδιακή ανακατανομή των ροπών προς τις στηρίξεις, επειδή ο οπλισμός εκεί είναι ψυχρότερος και πιο ικανός να τις αναλάβει.

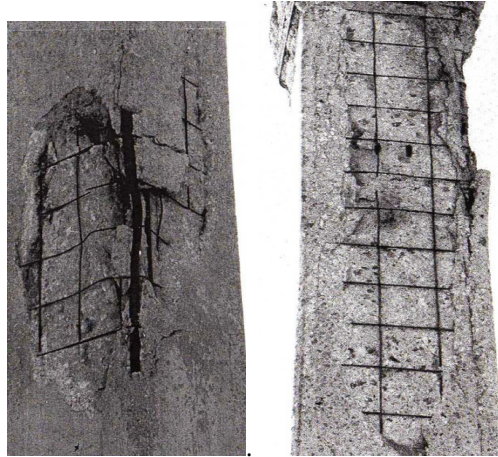
Ένα άλλο πρόβλημα που προκύπτει είναι με τις παραμορφώσεις, επιμηκύνσεις των φερόντων στοιχείων, οι οποίες αν εμποδιστούν από τα μέλη που βρίσκονται δίπλα τους παρουσιάζουν προβλήματα λυγισμού και στρέβλωσης [6].

4.5 ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΙΣ ΠΛΑΚΕΣ

Οι βλάβες στις πλάκες είναι λίγο-πολύ ίδιες με αυτές των δοκών. Σύμφωνα με τους κανονισμούς, πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 8 και 9εκ. αντέχουν ικανοποιητικά για έκθεση σε πυρκαγιά διάρκειας 30 λεπτών. Για πλάκες, οι οποίες έχουν πάχος πάνω από 10εκ. θεωρούνται ότι αντέχουν σε φωτιά για πάνω από μιάμιση ώρες [6].



Εικόνα 9: Απλή και τοπική απολέπιση στύλου, μικρό βάθος προσβολής, ελαφριά (έως και ασήμαντη) βλάβη [11]



Εικόνα 10: Έντονες αποφλοιώσεις στύλων, γυμνά μήκη οπλισμών, λυγισμένες ράβδοι, σοβαρές (έως βαριές) βλάβες[11]



Εικόνα 11: Χαρακτηριστικές πολλαπλές καμπτικές και διατμητικές ρωγμές δοκών[11]



Εικόνα 12: Πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, χαρακτηριστικές πολλαπλές ρωγμές [11]

5. ΤΡΟΠΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΕΝΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Με σκοπό την διερεύνηση της συμπεριφοράς των υλικών των υφιστάμενων κτιρίων, αλλά και τον έλεγχο εν γένει της καταστάσεως αυτών (π.χ. ύπαρξη κενών ή φωλεών στο εσωτερικό των φερόντων δομικών στοιχείων, κατάσταση χάλυβα κλπ), έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι ελέγχου επί τόπου και στο εργαστήριο. Αυτές οι μέθοδοι διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- Έμμεσες (μη καταστροφικές) μέθοδοι

Πρόκειται για μεθόδους, οι οποίες πρακτικά εφαρμόζονται με μηδενική επέμβαση στην κατασκευή.

- Ελάχιστα καταστρεπτικές μέθοδοι

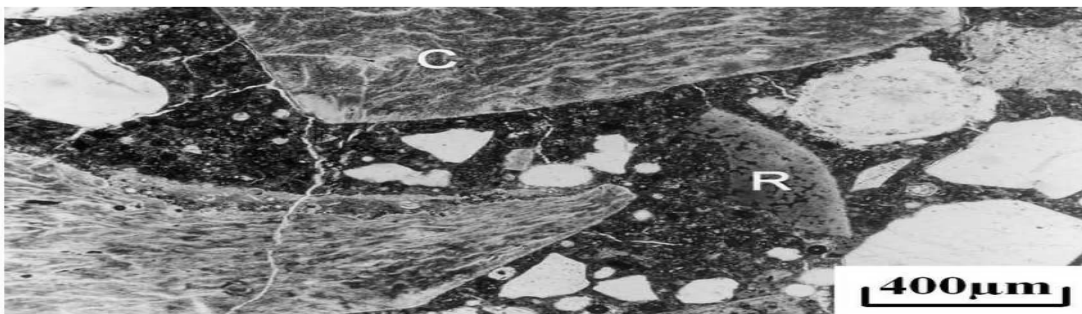
Η εφαρμογή των συγκεκριμένων μεθόδων απαιτεί την αποκοπή μικρών τεμαχίων από τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής.

Όπως είναι φυσικό, η χρήση των έμμεσων (μη καταστρεπτικών) μεθόδων προτιμάται στην περίπτωση κατασκευών με μεγάλη ιστορική και αρχιτεκτονική αξία, για τις οποίες έχει σημασία να αποφευχθεί η διαταραχή της μορφής τους. Παρ' όλα αυτά, θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι έμμεσες (μη καταστροφικές) μέθοδοι, οι οποίες επί πλέον, παρουσιάζουν και χαμηλό κόστος εφαρμογής, έχουν μειωμένη αξιοπιστία και μπορούν να χρησιμεύσουν κυρίως για την προκαταρκτική διερεύνηση της καταστάσεως μιας κατασκευής, καθώς τα αποτελέσματά τους είναι ποιοτικώς μόνον αξιοποιήσιμα. Πάντως, οι έμμεσες (μη καταστροφικές) μέθοδοι παρέχουν και άλλες σημαντικές πληροφορίες όπως ομοιογένεια των χαρακτηριστικών της κατασκευής εντοπισμό περιοχών ασυνέχειας με ανώμαλη συμπεριφορά κλπ.

Οι ελάχιστα καταστρεπτικές μέθοδοι είναι πολύ πιο αξιόπιστες, η δε χρήση τους, ακόμη και σε μνημεία εξαιρετικής αξίας, είναι κατάλληλη, υπό τον όρο, βεβαίως, να επιλέγεται αντιπροσωπευτική θέση στην οποία εκτελούνται οι δοκιμές, καθώς και να είναι αποδεκτές η έκταση της επεμβάσεως και η μέθοδος αποκαταστάσεως του τοπικού τραύματος.[8]

Για λόγους πληρότητας παρουσιάζεται συνοπτικά μια σειρά από ελέγχους, για τους οποίους έχουν γίνει αρκετές αναφορές, όπως εξόλκευση ήλων, πυρηνοληψία, ενανθράκωση, δοκιμή μικροθραυσμάτων κτλ. Οι προηγούμενες ελάχιστα καταστροφικές μέθοδοι που αναφέρθηκαν, θα πρέπει να γίνονται με ιδιαίτερη προσοχή, όταν αυτές λαμβάνουν χώρα σε στοιχεία που έχουν προεντεταμένο χάλυβα, διότι λόγω της μεγάλης έντασης μπορεί εύκολα να προκληθεί αστοχία η οποία να οδηγήσει στην κατάρρευση. Υπάρχουν όμως και μη καταστροφικοί έλεγχοι όπως ο οπτικός έλεγχος, η μέθοδος των τασικών κυμάτων, η κρουσιμέτρηση, υπέρυθη φωτογράφιση κτλ.

Μια άλλη μέθοδος που χρησιμοποιείται είναι η πετρογραφική μέθοδος. Σύμφωνα με αυτή την μέθοδο λαμβάνονται δείγματα από το πυρόπληκτο σκυρόδεμα και αρχικά εξετάζονται με γυμνό μάτι και με χαμηλής ανάλυσης μικροσκόπια για τον εντοπισμό μικρορωγμών και αλλαγής χρώματος. Τα σημεία στα οποία υπάρχουν μικρορωγμές αφαιρούνται από το συνολικό δείγμα με μια ειδική διαδικασία, ούτως ώστε να δημιουργούνται λεπτές φέτες σκυροδέματος. Αυτές οι λεπτές φέτες σκυροδέματος εξετάζονται με μικροσκόπια υψηλής ανάλυσης για τον προσδιορισμό των πόρων και των ρωγμών που έχουν δημιουργηθεί. Ο συνδυασμός της οπτικής επιθεώρησης-χαμηλής ανάλυσης και της υψηλής ανάλυσης λεπτών δειγμάτων ονομάζεται πετρογραφική μέθοδος. Η μέθοδος αυτή παρουσιάζει ενδιαφέρον διότι δεν εφαρμόζεται μόνο σε πυρόπληκτο σκυρόδεμα, αλλά σε φυσικά αδρανή και σε ασβεστοκονιάματα.[9].



Εικόνα 13: Στην εικόνα αυτή φαίνεται μια σειρά από μικρορωγμές[9]

6. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΥΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

Είναι προφανές ότι στόχος της επισκευής είναι η επαναφορά του φορέα στην αρχική του κατάσταση. Οι προϋποθέσεις που πρέπει να πληρούνται απαραίτητα για την επισκευή της κατασκευής είναι οι εξής:

- Διασφάλιση του φορέα από μελλοντική πυρκαγιά.
- Ανθεκτικότητα υλικών κατασκευής στο χρόνο ίση σε σχέση με αυτή των υλικών που αντικαθιστούν
- Προστασία χαλύβδινου οπλισμού από τη διάβρωση για τον υπόλοιπο χρόνο ζωής του έργου.
- Διατήρηση των παραμορφώσεων του φορέα σε αποδεκτό επίπεδο.
- Αποκατάσταση της συνάφειας μεταξύ του οπλισμού και του σκυροδέματος και κυρίως μεταξύ του νέου εκτοξευόμενου σκυροδέματος με το υφιστάμενο.

Οι κυριότερες μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για επισκευή και ενίσχυση της κατασκευής μετά την πυρκαγιά είναι:

- Έγχυτο σκυρόδεμα
Εφαρμόζεται εύκολα εάν υπάρχει χώρος για σκυροδέτηση και αν η πυκνότητα του οπλισμού επιτρέπει τη διέλευση του. Χαρακτηριστικό που πρέπει να αναφερθεί είναι ότι η αντοχή του είναι κατά 100Kg/cm^2 μεγαλύτερη του παλαιού σκυροδέματος.
- Εποξειδικές κόλλες
Εφαρμόζονται κυρίως σε ρωγμές και για αποκατάσταση διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς, πλάκες, υποστυλώματα κ.λ.π.
- Τσιμεντενέσεις
Εφαρμόζονται κυρίως για πλήρωση ρηγμάτων με θλιπτική ένταση.
- Κονιάματα τσιμέντου και πλαστικών υλών
Εφαρμόζονται κυρίως για αποκατάσταση ζημιών σε υποστυλώματα, τοιχία και κόμβους. Πρέπει να μην προσμειγνύονται με αδρανή και να εφαρμόζονται σε μικρά πάχη της τάξης των 5cm.
- Εκτοξευμένο σκυρόδεμα
Εφαρμόζεται κυρίως για ενίσχυση του κάτω πλέγματος των πλακών και για ενίσχυση – επισκευή με μανδύα δοκών και υποστυλωμάτων. Το πάχος του μανδύα πρέπει να είναι το πολύ 5 έως 6 cm ανά στρώση.
- Εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα
Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις πλήρους αποδιοργάνωσης του σκυροδέματος και σε περιπτώσεις δυσκολίας εφαρμογής άλλης μεθόδου.
- Ηλεκτροσυγκόλληση νέων οπλισμών στους παλιούς
Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που υπάρχει ανάγκη ενίσχυσης των υπαρχόντων οπλισμών. Προτιμάται ο μαλακός χάλυβας.
- Προσθήκη εξωτερικών συνδετήρων
Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις βλάβης δοκών από διάτμηση ή σε σοβαρές βλάβες υποστυλωμάτων και κόμβων. Εδώ απαιτείται η κάλυψη των νέων στοιχείων.
- Επικόλληση ελασμάτων beton blaquet
Είναι μια σχετικά καινούργια μέθοδος και αποτελείται από πολύ λεπτά ελάσματα. Εφαρμόζεται για ρηγματώσεις δοκών με λοξό εφελκυσμό χωρίς αποδιοργάνωση του σκυροδέματος και γενικά όπου έχει βρεθεί μείωση οπλισμού. Δεν συνιστάται γενικά γιατί απαιτείται υψηλή τεχνολογία και η αποτελεσματικότητα της δεν είναι δεδομένη.

Αμέσως μετά την πυρκαγιά εκτελούνται οι εργασίες, που περιγράφονται παρακάτω:

- Γρήγορη εκτίμηση των βλαβών.

- Υποστύλωση της κατασκευής.
- Απομάκρυνση στρώσης του σκυροδέματος πάχους 3 έως 5 εκατοστών, λόγω απώλειας αντοχής, εξαιτίας της πυρκαγιάς.
- Ευθυγράμμιση των οπλισμών, που έχουν καμπυλωθεί σε θερμοκρασίες μικρότερες των 300°C ή προσθήκη νέων, τους οποίους στερεώνουμε πολύ καλά, ανάλογα με την απώλεια αντοχής των υπαρχόντων οπλισμών.
- Τοποθέτηση νέων συνδετήρων (όπου χρειάζεται) σε υποστυλώματα και δοκούς.
- Αποκατάσταση της (παλιάς) διατομής του μπετόν.
- Σφράγισμα των εναπομεινάντων ρωγμών.

Τέλος πρέπει να επισημανθεί ότι η μέθοδος που θα επιλεγεί την ενίσχυση αλλά και την αποκατάσταση των ζημιών εξαρτάται από το είδος του προς επισκευή στοιχείου της κατασκευής, το μέγεθος της ζημιάς αυτού αλλά και το είδος της καταπόνησής του. Με βάση τους παραπάνω παράγοντες έχουμε τις παρακάτω περιπτώσεις.

➤ ΔΟΚΟΙ

- 1) Για την περίπτωση της απλής ρηγμάτωσης δοκών κατάλληλες μέθοδοι αποκατάστασης μπορεί να είναι:
 - εμποτισμός με εποξειδική κόλλα,
 - τοποθέτηση εξωτερικών συνδετήρων και κάλυψη τους,
 - συγκόλληση ελασμάτων και κάλυψη τους.
- 2) Σε περίπτωση έντονης ρηγμάτωσης δοκών χωρίς αποδιοργάνωση του σκυροδέματος μπορούμε να επέμβουμε ως εξής:
 - Μετά την απαραίτητη υποστύλωση, σφραγίζονται οι ρωγμές με κατάλληλη εποξειδική κόλλα και τοποθετούνται εξωτερικοί συνδετήρες, οι οποίοι καλύπτονται στην συνέχεια με εκτοξευμένο σκυρόδεμα.
 - Μία εναλλακτική επέμβαση αποτελεί η επικόλληση μεταλλικών ελασμάτων αντί για την χρήση συνδετήρων. Όμως και σε αυτήν την περίπτωση θα πρέπει τα μεταλλικά ελάσματα να επικαλυφθούν με εκτοξευμένο σκυρόδεμα.
- 3) Τέλος για έντονη ρηγμάτωση με τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ενδεικτικοί τρόποι επέμβασης είναι οι παρακάτω:
 - Μετά την υποστύλωση, αφαιρείται το βλαμμένο λόγω πυρκαγιάς τμήμα της δοκού και αντικαθίσταται είτε με έγχυτο είτε εκτοξευμένο σκυρόδεμα.
 - Αν έχει υπάρξει βλάβη του οπλισμού διάτμησης πρέπει να προστεθούν επιπλέον εξωτερικοί συνδετήρες (κολάρα), που και αυτοί καλύπτονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
 - Σε περίπτωση καμπτικής ρηγμάτωσης συνίσταται είτε επικόλληση λεπτών ελασμάτων στο εφελκόμενο πέγμα είτε (αν χρειαστεί) συγκόλληση νέων οπλισμών στους παλιούς.

➤ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

- 1) Σε περίπτωση απλής ρηγμάτωσης αρκεί ένας απλός εμποτισμός με εποξειδικές κόλλες.
- 2) Αν υπάρχει έντονη ρηγμάτωση και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος τότε:
 - καθαιρείται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και συγκολλούνται νέοι οπλισμοί στους παλιούς. Μετά την αφαίρεση ανακατασκευάζεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα είτε με έγχυτο είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είτε με κατασκευή μανδύα και εμποτισμό με κονίαμα τσιμέντου – πλαστικών υλών. Τέλος

τοποθετούνται εξωτερικοί συνδετήρες, οι οποίοι καλύπτονται με στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

- Σε περίπτωση υπερβολικά μεγάλης ζημίας (πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος) τότε καθαιρείται όλο το σκυρόδεμα αποκαλύπτοντας έτσι τους οπλισμούς, πάνω στους οποίους θα συγκολληθούν οι νέοι οπλισμοί κατασκευάζοντας παράλληλα μανδύα σε όλο το ύψος από έγχυτο σκυρόδεμα.

➤ ΠΛΑΚΕΣ

Στις πλάκες απλές ρηγματώσεις αντιμετωπίζονται απλά με εμποτισμό από κατάλληλες εποξειδικές κόλλες. Στην περίπτωση έντονων ρηγματώσεων γίνεται πρώτα πλήρωση των ρωγμών με εποξειδικές κόλλες και στην συνέχεια επισκευάζεται το άνω μέρος, τοποθετώντας δομικό πλέγμα με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Αντίστοιχα στο κάτω πέλμα ενεργούμε όπως ακριβώς και στο άνω με την διαφορά ότι πρώτα ηλεκτροσυγκολλούνται οι νέοι οπλισμοί.[6]

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σύμφωνα με τα όσα εκτέθηκαν στην παρούσα εργασία οδηγούμαστε στα εξής συμπεριφορά, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω.

- ✓ Η πυρκαγιά επηρεάζει σημαντικά την στατική επάρκεια της κατασκευής.
- ✓ Για τον σχεδιασμό των νέων κατασκευών θα πρέπει οπωσδήποτε να λαμβάνεται υπόψη η ενεργητική και παθητική πυροπροστασία.
- ✓ Η ένταση της πυρκαγιάς εξαρτάται από την ύλη, που αυτή θα έχει στην διάθεσή της να κάνει.
- ✓ Τα μηχανικά χαρακτηριστικά τόσο του σκυροδέματος όσο και του χάλυβα οπλισμού υφίστανται σημαντική υποβάθμιση κατά την έκθεση αυτών σε υψηλές θερμοκρασίες.
- ✓ Τα ασβεστολιθικά αδρανή προτιμώνται έναντι των πυριτικών αδρανών στο σκυρόδεμα γιατί παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή έναντι πυρκαγιάς.
- ✓ Κύριες βλάβες που παρατηρούνται στον φέροντα οργανισμό κατά την πυρκαγιά είναι οι αποφλοιώσεις, ρηγματώσεις, η αποσύνθεση μάζας σκυροδέματος καθώς και η ύπαρξη αισθητών μόνιμων παραμορφώσεων.
- ✓ Η επισκευή θα πρέπει να έχει ως στόχο τόσο την επαναφορά του φορέα στην προ της πυρκαγιάς κατάσταση όσο και την αυξημένη αντοχή έναντι νέας ενδεχόμενης πυρκαγιάς
- ✓ Η μέθοδος επισκευής που θα χρησιμοποιηθεί εξαρτάται από το μέγεθος της βλάβης, το είδος του δομικού στοιχείου και από το είδος της καταπόνησής του.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] <http://el.wikipedia.org> (Πληροφορίες για την πυροπροστασία)

[2] 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/2009, Πάφος, Κύπρος, Πρακτικός Οδηγός για την αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και τις δομητικές επεμβάσεις μετά από πυρκαγιά, σε μικρά κτίρια από σκυρόδεμα και από τοιχοποιία σελίδες 6-7.

[3] ΤΕΕ / Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, πρόχειρος οδηγός για τη συγκέντρωση πληροφοριών που αφορούν την απομείωση φέρουσας ικανότητας μικρών κτιρίων (από Σκυρόδεμα ή Τοιχοποιία) μετά από πυρκαγιά, Αύγουστος 2007 σελίδες 20-21.

[4] <http://www.buildnet.gr/files/ebooks/21/sxediasmosKataskevon.pdf> Σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος έναντι πυρκαγιάς, Ευστάθιος Μπούσιας, Αν. Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών Εργαστήριο Κατασκευών, σελίδες 1, 4.

- [5] 7ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών – 01», Μάρτιος 2001, επίδραση πυρκαγιάς σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, Αργυρόπουλος Γεώργιος, Τσίτος Αντώνης, σελίδα 1.
- [6] Πτυχιακή εργασία Ραφαήλ Όλγα, Παπαδόπουλος Κωνσταντίνος, «πρόληψη και αποκατάσταση σκυροδέματος από διάφορους παράγοντες», Θεσσαλονίκη 2012, σελίδες 9-11, 22-28
- [7] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1-2: General rules - Structural fire design EN 1992-1-2 (December 2004), σελίδες 26-33
- [8] ΤΕΕ αντισεισμική θωράκιση υφιστάμενων κατασκευών, πρακτικά- διδακτικά εγχειρίδια, μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών, Χρ.σπανός, Μ.σπιθάκης, Κ. τρέζος, Αθήνα, Μάιος 2001, σελίδα 29
- [9] "15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών" Πάτρα, Φεβρουάριος 2009, Επίδραση Πυρκαγιάς σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Μέθοδοι Αποκατάστασης, Νάκης Ευάγγελος, σελίδες 43-44.
- [10] http://www.firesecurity.gr/domika_ylika.html (πληροφορίες για χάλυβα και σκυρόδεμα σε πυρκαγιά).
- [11] http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/anasigr/files/kefIVXaraktiristikisBlabes.pdf (λήψη φωτογραφικού υλικού για βλάβες λόγω πυρκαγιάς.), σελίδες 136,139,142-143

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ – ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ

ΣΑΠΙΟΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία θα ασχοληθούμε με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Γνωρίζοντας ότι αποτελούν τα σημαντικότερα μέλη μιας κατασκευής, προσπαθούμε να πετυχαίνουμε συστήματα, με ισχυρά υποστυλώματα. Αρχικά αναφέρονται οι βλάβες αυτών των στοιχείων και οι βαθμοί τους. Στη συνέχεια γίνεται μία προσπάθεια παρουσίασης των μεθόδων ενίσχυσης και επισκευής των υποστυλωμάτων, καθώς και των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων τους. Στόχος της εργασίας είναι η σύγκριση των πλέον εφαρμόσιμων, κατά τη γνώμη μας, τεχνικών ενίσχυσης-επισκευής των υποστυλωμάτων.

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα υποστυλώματα είναι τα κρίσιμότερα δομικά στοιχεία μιας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό τεκμηριώνεται από το γεγονός ότι, βάσει του αντισεισμικού σχεδιασμού, σε μια κατασκευή που έχει υποστεί σοβαρές βλάβες, τα υποστυλώματα θα συνεχίζουν να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία και η κατασκευή δε θα καταρρεύσει. Οι βλάβες που προκαλούνται στα υποστυλώματα, μπορεί να οφείλονται σε: σεισμό, ισχυρούς ανέμους, πυρκαγιά, περιβαλλοντικές επιδράσεις ή κατασκευαστικές ατέλειες. Ο χαρακτήρας τους μπορεί να είναι καμπτικός (η βλάβη έχει τη μορφή οριζόντιας καμπτικής ρωγμής και εμφανίζεται συνήθως στη κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων), διατμητικός (εδώ οι βλάβες, ψαθυρού τύπου, έχουν χιαστή μορφή και εμφανίζονται συνήθως στη μέση) και καμπτοδιατμητικός (η βλάβη εκδηλώνεται με εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος, διαρροή ή θραύση των συνδετήρων και λυγισμό των διαμήκων ράβδων). Συνεπώς, ο σκοπός των επεμβάσεων πρέπει να είναι η αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής καθώς και της πλαστιμότητας του μέλους. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικοί τρόποι επέμβασης σε βλαμμένα υποστυλώματα.

2.ΤΥΠΙΚΟΙ ΒΑΘΜΟΙ ΒΛΑΒΩΝ

Οι τυπικοί βαθμοί βλάβης σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι:

Α) Απλή ρηγμάτωση

Το πάχος της ρωγμής κυμαίνεται μεταξύ 0,5 και 3 mm. Αποκαθίστανται με χρήση εποξειδικών ρητινών, μανδύα σκυροδέματος ή σύνθετου υλικού.

Β) Μερική αποδιοργάνωση σκυροδέματος Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με μερική καθαίρεση του βλαμμένου

σκυροδέματος και αντικατάσταση αυτού με νέο, ενίσχυση με νέους οπλισμούς, επικόλληση χαλύβδινων ελασμάτων, χρήση μανδύα σκυροδέματος ή σύνθετου υλικού.

Γ) Πλήρης αποδιοργάνωση σκυροδέματος Στη περίπτωση αυτή προκαλείται διακοπή της συνέχειας και βλάβη του οπλισμού.

Αποκαθίστανται με πλήρη επισκευή ή αντικατάσταση ολόκληρου του στοιχείου.

3.ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

3.1.ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ(FRP)

Η ενίσχυση με σύνθετα υλικά γίνεται με επικόλληση αυτών στην εξωτερική επιφάνεια των υποστυλωμάτων που έχουν υποστεί βλάβες. Τα υλικά αυτά, FRP ή ΙΟΠ(Ινοπλισμένα Πολυμερή ή Σύνθετα Υλικά), αποτελούνται από οργανικές ή ανόργανες ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες με θερμοσκληρυνόμενη ρητίνη. +ια τη σύνθεση των σύνθετων υλικών με το βλαμμένο μέλος χρησιμοποιούνται εποξειδικές κόλλες. Οι συνήθεις τύποι ινών είναι από γυαλί(GFRP), άνθρακα(CFRP) ή αραμίδιο(AFRP) και τοποθετούνται σε μία ή δύο διευθύνσεις. Διατίθενται στην αγορά είτε σε μορφή φύλλου-υφάσματος είτε σε μορφή ελάσματος λωρίδας(τα υφάσματα είναι πιο διαδεδομένα γιατί η εφαρμογή τους είναι πιο εύκολη). +ια την ευκολότερη εφαρμογή τους διατίθενται ακόμη προκατασκευασμένοι μανδύες από FRP και εκτοξευόμενο ή ψεκαζόμενο FRP.

Τα πλεονεκτήματά τους είναι:

- η αύξηση της καμπτικής αντοχής του υποστυλώματος(για την οποία οι ίνες τοποθετούνται σε κατακόρυφη διεύθυνση) και της διατμητικής αντοχής (οι ίνες εδώ τοποθετούνται σε οριζόντια διεύθυνση)
- η μεγάλη εφελκυστική αντοχή ιδιαίτερα στη διεύθυνση των ινών(πολλαπλάσια αυτής του χάλυβα)
- το χαμηλό βάρος τους(1/4 με 1/5 του χάλυβα)
- το μικρό πάχος(τάξης mm), συνεπώς δεν αυξάνουν τη μορφή και τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων -η ανθεκτικότητα σε διάβρωση
- η διαθεσιμότητά τους σε μεγάλα μήκη και η μεγάλη ευκαμψία τους που τα καθιστά ιδανικά για εύκολη και ταχύτατη εφαρμογή ακόμα και σε τμήματα με δύσκολη πρόσβαση

Τα μειονεκτήματά τους είναι:

- ότι μπορούν να παραλάβουν φορτία μόνο κατά τη διεύθυνση των ινών τους -η έλλειψη πλαστιμότητας
- το ιδιαίτερα μεγάλο κόστος(ειδικά το CFRP), περίπου εννιά φορές μεγαλύτερο από το κόστος του Fe360
- η κακή συμπεριφορά της ρητίνης.



Σχήμα 1: FRP

3.2.ΙΝΟΠΛΕΓΜΑΤΑ ΑΝΟΡΓΑΝΗΣ ΜΗΤΡΑΣ (IAM)

Το υλικό αυτό αποτελείται από ινοπλέγματα(δύο ή περισσότερων διαστάσεων) σύνθετων υλικών σε μήτρα εξαιρετικά λεπτόκοκκου σκυροδέματος(ή κονιάματος). Το υλικό της μήτρας απαιτείται να διεισδύσει στο πλέγμα ινών προκειμένου να επιτευχθούν καλές συνθήκες συνάφειας μεταξύ τους. Τα υλικά των ινών είναι κυρίως από γυαλί, άνθρακα, αραμίδιο και βασάλτη.

Τα πλεονεκτήματά τους είναι η αύξηση της αντοχής και της παραμορφωσιμότητας, ενώ παρουσιάζουν προβλήματα ως προς τον εμποτισμό της κάθε ίνας ξεχωριστά από το μητρικό υλικό και ως προς τη διείσδυση του υλικού αυτού στο πλέγμα.



Σχήμα 2 (α,β,γ): Στάδια εφαρμογής IAM

3.3.ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ

Τα μεταλλικά ελάσματα χρησιμοποιούνται για την αύξηση αντοχής σε κάμψη και τέμνουσα, με περίσφιγξη. Μία μέθοδος μεταλλικών ελασμάτων θεωρούνται τα κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα με λάμες. Σε αυτή τη μέθοδο τοποθετούνται τέσσερα γωνιακά στις γωνίες του βλαμμένου υποστυλώματος σε όλο του το ύψος. Έξω από τα γωνιακά αυτά, ανά συγκεκριμένες αποστάσεις, τοποθετούνται ζευγάρια από εγκάρσιες λάμες περιμετρικά του υποστυλώματος.



Σχήμα 3: Μεταλλικά ελάσματα

3.4.ΡΗΤΙΝΕΝΕΣΕΙΣ

Συνιστώνται για την επανάκτηση της φέρουσας ικανότητας και της ακαμψίας ρηγματωμένων φορέων, για την προστασία του οπλισμού από τη διάβρωση και για τη δημιουργία ανθεκτικής σύνδεσης τμημάτων σκυροδέματος.

Τα βασικά πλεονεκτήματά τους είναι ότι:

- Η πρόσφυση με το σκυρόδεμα και το χάλυβα είναι υψηλή - παρουσιάζουν μικρή συστολή ξήρανσης και μικρό βαθμό ερπυσμού

- Επιτρέπουν την εισχώρηση σε όλο το βάθος της ρωγμής λόγω του χαμηλού ιξώδους τους - έχουν εξαιρετική ανθεκτικότητα σε περιβαλλοντικές προσβολές -διατηρούν τη συνάφεια με την πάροδο του χρόνου και -δεν επηρεάζουν τις διαστάσεις των στοιχείων προς εφαρμογή.

Βασικό τους μειονέκτημα είναι τα προβλήματα που παρουσιάζει η ρητίνη(κακή συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες και το υψηλό της κόστος).

Να σημειωθεί ότι απαιτείται η κατάλληλη επιλογή εποξειδικής ρητίνης για κάθε περίπτωση.

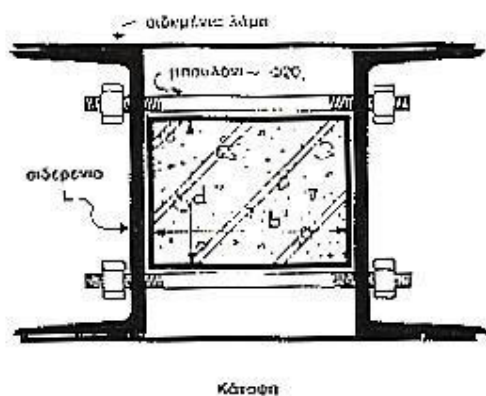


Σχήμα 4: Ρητινένεση

3.5.ΜΟΡΦΟΣΙΔΕΡΑ

Η ενίσχυση με μορφοσίδερα οδηγεί σε αύξηση της ακαμψίας του υποστυλώματος οπότε πρέπει να ληφθεί υπόψη η επίπτωσή της στην αντισεισμική συμπεριφορά του όλου κτιρίου.

διαδικασία προβλέπει την τοποθέτηση δύο διατομών μορφής [εκατέρωθεν του υποστυλώματος που πρέπει να σφηνωθούν στο δάπεδο και την οροφή. Το ύψος των μορφοσίδερων πρέπει να είναι μεγαλύτερο από την πλευρά της διατομής του υποστυλώματος, με την οποία έρχεται σε επαφή. Αυτό συμβαίνει για να υπάρχει αρκετός χώρος για την τοποθέτηση δύο μπουλονιών, που δημιουργούν ισχυρή τριβή μεταξύ των σιδηρών ελασμάτων και του σκυροδέματος. Το σύνολο μπορεί να σκυροδετηθεί οπότε θα αποτελέσει μια σύμμικτη διατομή.



Σχήμα 5: Διάταξη μορφοσίδερου

3.6.ΠΛΕΥΡΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΣΕ ΣΥΝΕΧΕΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Τα τοιχώματα αυτά προστίθενται με στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, με ταυτόχρονη μικρή αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της. Τοποθετούνται σε γωνιακά υποστυλώματα σε δύο διευθύνσεις ή σε εσωτερικά υποστυλώματα κατά μία διεύθυνση. Για την κατασκευή τους χρησιμοποιείται έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ή ακόμη και προκατασκευασμένα στοιχεία.



Σχήμα 6: Πλευρικά τοιχώματα

3.7.ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΜΑΝΔΥΕΣ

Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει τη συγκόλληση μεταλλικών πλακών(συνήθως δύο ελάσματα διατομής Π εκατέρωθεν του στύλου), γύρω από την υπάρχουσα κολώνα, με εποξειδική ρητίνη. Ουσιαστικά πρόκειται για έναν εγκιβωτισμό.

Τα πλεονεκτήματα της τεχνικής αυτής είναι:

-Η αποτροπή αποφλοιώσης της επικάλυψης του σκυροδέματος -η ανάπτυξη πλευρικής στήριξης στον διαμήκη οπλισμό -η αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του σκυροδέματος.

Τα μειονεκτήματα της τεχνικής είναι:

-Η ευπάθεια του χάλυβα σε διαβρωτικό περιβάλλον -η δυσκολία στη σωστή πλήρωση του κενού μεταξύ σκυροδέματος και μεταλλικών πλακών με ρητίνη ή τσιμεντοκονίαμα.

3.8.ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η μέθοδος αυτή αυξάνει τη διατομή του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς.

Διακρίνουμε τους μανδύες βάσει:

-της έκτασής τους στο μήκος του υποστυλώματος, σε ολικούς(σε όλο το μήκος του υποστυλώματος) και σε τοπικούς(σε τμήμα του μήκους του υποστυλώματος).

-του βαθμού περιβολής του υποστυλώματος, σε κλειστούς(εξ' ολοκλήρου περιβολή, συνήθως όταν έχουμε πλήρη αποδιοργάνωση του υποστυλώματος) και σε ανοιχτούς(τμηματική περιβολή, όταν δε μπορεί να γίνει πλήρης).

-του τρόπου κατασκευής τους σε:

α. μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα, στους οποίους απαιτείται ξυλότυπος και μικρό μέγεθος αδρανών.

β. μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, στους οποίους δεν απαιτείται ξυλότυπος συνεπώς ιδανικό για δυσπρόσιτες θέσεις.

γ. μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα, στους οποίους η παρουσία πυκνών οπλισμών δεν εμποδίζει τη σκυροδέτηση.

δ. μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμενοκονιάματα, ιδανικοί όταν υπάρχει η απαίτηση μικρού μανδύα.

Να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στη συνέχεια του μανδύα στους εκατέρωθεν κόμβους και πέρα από αυτούς, όπως και στην περίπτωση κατώτατου ορόφου να περιβάλλονται τα πέδιλα με αυτόν.

Τα πλεονεκτήματα των μανδυνών είναι:

-η αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας -η βελτίωση της αγκύρωσης και της συνέχειας του οπλισμού -η αύξηση της ανθεκτικότητας, αφού αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας και προστατεύει τον οπλισμό από περαιτέρω διάβρωση των παλιών οπλισμών

-η καλή συμπεριφορά τους σε τυχηματικές και επαναλαμβανόμενες φορτίσεις Τα μειονεκτήματα των μανδυνών είναι:

-η όχληση που προκαλείται στον χώρο των επισκευών λόγω του θορύβου και της σκόνης -η αύξηση των διαστάσεων της διατομής του υποστυλώματος η οποία οδηγεί σε μείωση του ωφέλιμου χώρου και σε ασυμμετρία δυσκαμψίας στο κτίριο -η διαπερατότητά τους από στοιχεία που προκαλούν οξειδωση

-η δυσκολία σκυροδέτησης στην κορυφή του υποστυλώματος για το έγχυτο σκυρόδεμα και η δυσκολία σωστής παρασκευής και εφαρμογής του εκτοξευόμενου.

3.9.ΠΡΟΣΘΕΤΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΣΕ ΕΓΚΟΠΕΣ(ΠΟΕ)

Η τεχνική της χρήσης πρόσθετου οπλισμού σε επιφανειακές εγκοπές περιλαμβάνει τη διάνοιξη επιφανειακών εγκοπών επί της διαθέσιμης επικάλυψης σκυροδέματος και την επικόλληση ράβδων οπλισμού μέσω ενός κατάλληλου συγκολλητικού υλικού(εποξειδική ρητίνη ή τσιμεντοειδές κονίαμα).

Τα πλεονεκτήματα της τεχνικής αυτής είναι ότι: -εξασφαλίζονται καλύτερες συνθήκες συνάφειας για τους ΠΟΕ

-είναι δυνατόν να αγκυρώνονται εύκολα σε γειτονικά μέλη(π.χ. κόμβους), πέραν της κρίσιμης διατομής μέγιστης ροπής -είναι δυνατόν να προενταθούν σχετικά εύκολα

-προφυλάσσονται έναντι φωτιάς, μηχανικής βλάβης ή τυχηματικής σύγκρουσης -δεν επηρεάζουν την αισθητική της κατασκευής αφού ενσωματώνονται στα ενισχυόμενα μέλη.

Να σημειωθεί ότι η χρήση των ΠΟΕ προϋποθέτει επαρκή επικάλυψη σκυροδέματος για τη δημιουργία των κατάλληλων εγκοπών.

Επισημαίνεται ότι οι οπλισμοί των ΠΟΕ μπορεί να είναι σύνθετα υλικά.



Σχήμα 7: ΠΟΕ

3.10.ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΚΛΩΒΟΙ

Ο μεταλλικός κλωβός είναι ένας τρόπος επιβολής της περίσφιγξης. Συνίσταται από τέσσερα κατακόρυφα γωνιακά στις γωνίες του βλαμμένου υποστυλώματος και οριζόντιες μεταλλικές λάμες, οι οποίες συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά για την περίσφιγξή τους. Τα κενά μεταξύ των γωνιακών και του σκυροδέματος καλύπτονται με ένα μη συρρικνούμενο κονίαμα ή εποξειδική κόλλα. Η τεχνική του μεταλλικού κλωβού ενδείκνυται ως προσωρινή λύση για άμεση ανάληψη κατακόρυφων φορτίων σε περιπτώσεις βλαβών υποστυλωμάτων που αδυνατούν να μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία.

4.ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

4.1. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ

Σε αύξηση της αντοχής του υποστυλώματος οδηγούν οι μεταλλικοί μανδύες, τα μεταλλικά ελάσματα(αύξηση αντοχής σε κάμψη και τέμνουσα), οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος(συγκεκριμένα της καμπτικής και της διατμητικής), τα FRP(συγκεκριμένα της καμπτικής, της διατμητικής και της εφελκυστικής που είναι πολλαπλάσια αυτής του χάλυβα) και τα IAM. Ενώ τα πλευρικά τοιχώματα οδηγούν σε μικρή αύξηση της αντοχής.

4.2. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΚΟΣΤΟΣ

Το κόστος των FRP και IAM, λόγω των υλικών από τα οποία αποτελούνται και της νεότητας τους ως εφαρμογές, είναι αισθητά υψηλό.

4.3. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΤΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ

Σε αύξηση της πλαστιμότητας συντελούν τα IAM και οι μεταλλικοί μανδύες, ενώ η χρήση των FRP τη μειώνει.

Σε επανάκτηση της δυσκαμψίας συντελούν οι ρητινένσεις και τα μορφοσίδερα.

Σε ταυτόχρονη αύξηση της πλαστιμότητας και της δυσκαμψίας συντελούν οι μανδύες ο.σ. και τα πλευρικά τοιχώματα.

4.5. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΑΝΘΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ

Σε υψηλές θερμοκρασίες τα ΠΟΕ παρουσιάζουν καλή συμπεριφορά, ενώ η ρητίνη(συστατικό των ρητινένσεων και των FRP) παρουσιάζει προβλήματα.

Σε περιβαλλοντικές επιδράσεις, όπως η διάβρωση, τα FRP καθώς και οι ρητινένσεις είναι ανθεκτικά, ενώ προβλήματα μπορεί να παρουσιαστούν με τη χρήση μεταλλικών μανδύων και μανδύων ο.σ.

4.6. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΕΥΚΟΛΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Τα FRP εφαρμόζονται σχετικά εύκολα, ενώ πιο δύσκολα εφαρμόζονται τα IAM(λόγω δυσκολίας διεύθυνσης του μητρικού υλικού στο πλέγμα και δυσκολίας εμποτισμού κάθε ίνας από αυτό), οι μεταλλικοί μανδύες(λόγω του κενού μεταξύ του μανδύα και της παλιάς στρώσης) και οι μανδύες ο.σ.(λόγω της χρήσης έγχυτου-εκτοξευόμενου).

4.7. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗ ΣΥΝΑΦΕΙΑ

Σε όλες τις εφαρμογές ιδιαίτερη σημασία πρέπει να δίνεται στη συνεργασία παλιάς και νέας επιφάνειας(με εκτράχυνση, λείανση και καθαρισμό της παλιάς επιφάνειας).

Στην εφαρμογή των ΠΟΕ παρατηρείται καλή συνάφεια. Με τις ρητινένσεις εξασφαλίζεται η διατήρηση της αρχικής συνάφειας.

4.8. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΒΑΡΟΣ

Τα FRP έχουν το χαμηλότερο βάρος. Αυτό τα καθιστά εύκολα στη μεταφορά τους και δεν προσθέτει επιπλέον φορτίο στην κατασκευή.

4.9. ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟΝ ΦΕΛΙΜΟ ΧΩΡΟ

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων επηρεάζονται σημαντικά με τη χρήση μανδύων ο.σ. συνεπώς ο ωφέλιμος χώρος της κατασκευής να μειώνεται. Μικρότερη επίδραση έχουν οι εφαρμογές μεταλλικών μανδύων, μεταλλικών ελασμάτων και IAM, ενώ τα ΠΟΕ, FRP,

ρητινενέσεις και πλευρικά τοιχώματα δεν επηρεάζουν.

5.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Δεν είναι δυνατόν να ξεχωρίσουμε κάποια από τις παραπάνω μεθόδους. Ανάλογα με τις απαιτήσεις της προς ενίσχυσης κατασκευής, ο εκάστοτε μηχανικός καλείται να επιλέξει την πλέον κατάλληλη μέθοδο, λαμβάνοντας υπόψη του όλους τους τεchnοοικονομικούς παράγοντες. Η επιτυχής εφαρμογή των εκάστοτε μεθόδων εξαρτάται από την τήρηση των προδιαγραφών.

6.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1]Ενισχύσεις κατασκευών ο.σ. και φ.τ. με σύνθετα υλικά

Θ. Τριανταφύλλου (www.eclass.upatras.gr)

[2]Ενισχύσεις-Επισκευές κατασκευών ο.σ.

Στέφανος Η. Δρίτσος

[3]5^ο φοιτητικό συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών-99» Εργασία: Συνήθεις βλάβες και επισκευές φερόντων στοιχείων

[4]6^ο φοιτητικό συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών-00» Εργασία Νο2 Βλάβες από σεισμό και τρόποι επέμβασης σε κατασκευές από ο.σ.

[5]www.domiki.gr

[6]www.episkeves.civil.upatras.gr

ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΔΙΑΒΡΩΣΗΣ –ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΟΥ Ο.Σ ΑΠΟ ΔΙΑΒΡΩΣΗ

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΝΙΚΟΛΑΚΟΠΟΥΛΟΣ

Περίληψη

Στη χώρα μας είναι σπάνιο το ενδεχόμενο σταδιακής αποσύνθεσης του σκυροδέματος λόγω εναλλαγών πήξης – τήξης του νερού των πόρων, ή λόγω προσβολής αδρανών από την αλκαλικότητα του σκληρυμένου τσιμεντοπολτού. Το κύριο πρόβλημα από άποψη ανθεκτικότητας του οπλισμένου σκυροδέματος είναι η διάβρωση των οπλισμών. Τα αίτια της είναι φυσικά ή προέρχονται από εξωγενείς παράγοντες. Εδώ παρουσιάζονται τα αίτια ,οι μηχανισμοί και οι συνέπειες της διάβρωσης καθώς και μέθοδοι προστασίας του οπλισμένου σκυροδέματος,

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με τον όρο διάβρωση εννοούμε μια σειρά φυσικοχημικών δράσεων που λαμβάνουν χώρα στα στοιχεία της κατασκευής και έχουν ως αποτέλεσμα την ελάττωση της επιτελεστικότητας (αντοχή, λειτουργικότητα, αισθητική εμφάνιση). Μιλώντας για διάβρωση σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα αναφερόμαστε στην ουσία στη διάβρωση του οπλισμού. Οι ράβδοι οπλισμού που βρίσκονται στο σκυρόδεμα προστατεύονται από τη διάβρωση μέσω ενός λεπτού στρώματος ένδρου οξειδίου, που δημιουργείται κατά την ενυδάτωση του σκυροδέματος. Η στρώση αυτή παραμένει σταθερή λόγω της αλκαλικότητας του σκυροδέματος με pH να κυμαίνεται ανάμεσα στο 12,5-13. Όταν η τιμή του pH πέσει κάτω από το 11 τότε αρχίζει να καταστρέφεται η στρώση και όταν φτάσει το 9 αρχίζει η διαδικασία διάβρωσης του οπλισμού. [1],[2],[9],[11],[12]



Σχήμα 1: Διαβρωμένη δοκός οπλισμένου σκυροδέματος [8]

ΑΛΚΑΛΗΚΟΤΗΤΑ-ΠΑΘΗΤΙΚΟΠΟΙΗΣΗ

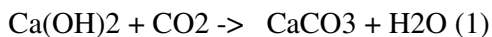
Εξαιτίας της υψηλής αλκαλικότητας του σκυροδέματος, δημιουργείται ένα πολύ λεπτό στρώμα ένυδρου οξειδίου του σιδήρου στις επιφάνειες των ράβδων οπλισμού. Αυτό το στρώμα τις προστατεύει από τη διάβρωση και τις διατηρεί ανέπαφες για μεγάλο χρονικό διάστημα από οποιαδήποτε εξωτερική προσβολή φαινόμενο γνωστό ως παθητικοποίηση του χάλυβα. Η αλκαλικότητα αυτή αντιστοιχεί σε τιμή pH από 12,5 έως 13,2 και οφείλεται στη συγκέντρωση ισορροπίας του $\text{Ca}(\text{OH})_2$ στο νερό των πόρων. Η ύπαρξη του $\text{Ca}(\text{OH})_2$ οφείλεται στα αλκαλικά προϊόντα ενυδάτωσης του τσιμέντου, παρουσία υγρασίας και οξυγόνου. Σε αυτές τις συνθήκες ο χάλυβας βρίσκεται σε μια παθητική κατάσταση και για να διαβρωθεί θα πρέπει το παθητικό στρώμα που τον περιβάλλει να διασπαστεί ή να διαλυθεί.[1],[2],[9],[11],[12]

ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΔΙΑΒΡΩΣΗΣ

Το προστατευτικό στρώμα γύρω από τους οπλισμούς μπορεί να καταστραφεί (αποπαθητικοποίηση του χάλυβα) με τους εξής τρόπους

ΕΝΑΝΘΡΑΚΩΣΗ

Η ενανθράκωση του σκυροδέματος προκαλείται από τη χημική αντίδραση του οξειδίου του άνθρακα που υπάρχει διάχυτο στην ατμόσφαιρα με το υδροξείδιο του ασβεστίου του σκυροδέματος.



Παράγοντες που αυξάνουν την ταχύτητα εξέλιξής της είναι :

- Η μειωμένη περιεκτικότητα του μπετόν σε τσιμέντο.
- Η αυξημένη αναλογία νερού / τσιμέντου. Το πλεονάζον και μη δυνάμενο να δεσμευτεί νερό, εξατμίζεται αφήνοντας τον όγκο του σαν τριχοειδή και πόρους που αργότερα θα είναι η αφετηρία της ενανθράκωσης.
- Η σχετική υγρασία του αέρα καθώς και η ποιότητα και το πάχος της επικάλυψης.

Συνέπειες της ενανθράκωσης είναι:

- Αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος (από 30-100%)
- Μείωση του πορώδους
- Αύξηση του ερπυσμού και της ταχύτητας του ερπυσμού
- Αυξάνεται η συστολή του σκυροδέματος λόγω της αποβολής του νερού.

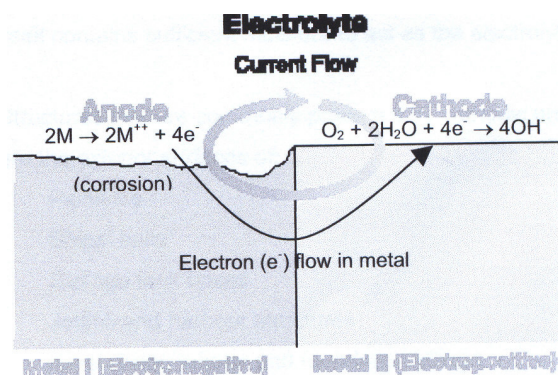
Η ενανθράκωση είναι το φαινόμενο εκείνο που περισσότερο από οποιοδήποτε άλλο μας έκανε να συνειδητοποιήσουμε ότι το οπλισμένο μπετόν γερνάει και απαξιώνεται.[1],[2],[6]-[12]

ΗΛΕΚΤΡΟΧΗΜΙΚΗ ΔΙΑΒΡΩΣΗ

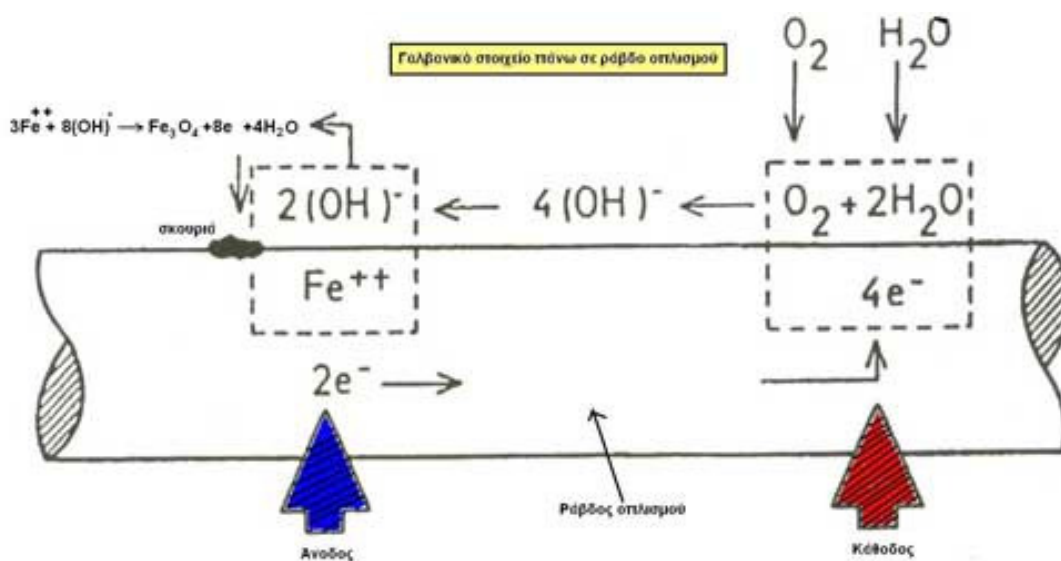
Το στρώμα ένυδρου οξειδίου, που δημιουργείται κατά την ενυδάτωση του σκυροδέματος περιέχει μικρή ποσότητα νερού (υγρασίας). Η περίσσεια ποσότητα νερού δημιουργεί προβλήματα. Αυτό συμβαίνει είτε λόγω εισόδου του νερού μέσω ρωγμών, οποιασδήποτε

αιτίας, στο σώμα του σκυροδέματος ή λόγω αύξησης του πορώδους. Στη δεύτερη περίπτωση εξαιτίας της γήρανσης κυρίως, της κακής ποιότητας και αναλογίας των συστατικών του ή κακής συντήρησης το πορώδες του σκυροδέματος αυξάνεται. Επομένως, το νερό μπορεί να κινηθεί εύκολα μέσα από τους πόρους και να δημιουργήσει κυψέλες κατακράτησης νερού. Μπορεί όμως να δημιουργηθεί ποσότητα νερού μετά από ενανθράκωση.

Η διάβρωση του χάλυβα οπλισμού του σκυροδέματος είναι ένα σύνθετο ηλεκτροχημικό φαινόμενο που συνδέεται με την ύπαρξη ανοδικών και καθοδικών περιοχών. Το φαινόμενο οφείλεται στη μικροσκοπική και μακροσκοπική ανομοιογένεια της επιφάνειας του χάλυβα σε συνδυασμό με το υγρό των πόρων του σκυροδέματος.



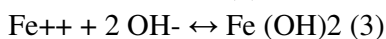
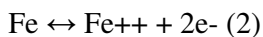
Σχήμα 2: μικροσκοπικά [1]



Σχήμα 3: μακροσκοπικά [7]

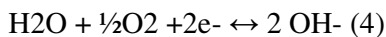
Η διάβρωση του χάλυβα όταν αυτός βρίσκεται σε επαφή με το νερό προκαλείται από τις ακόλουθες αντιδράσεις:

Ανοδική περιοχή



ως άνοδος συμπεριφέρεται το τμήμα του χάλυβα όπου έχει καταστραφεί το προστατευτικό στρώμα οξειδίων. Σ' αυτή την περιοχή, τα άτομα σιδήρου μετατρέπονται σε ιόντα, ενώ ελευθερώνονται ηλεκτρόνια. Το σχηματιζόμενο $\text{Fe}(\text{OH})_2$ είναι αδιάλυτο και σχηματίζει ένα μικρής συνάφειας πορώδες και ογκώδες στρώμα (σκουριά) πάνω στην επιφάνεια του χάλυβα.

Καθοδική περιοχή



ως κάθοδος συμπεριφέρεται εκείνη η περιοχή του χάλυβα όπου υπάρχει νερό και οξυγόνο, χωρίς να είναι απαραίτητο να έχει καταστραφεί το λεπτό στρώμα των οξειδίων. Ο ρυθμός της παραπάνω δράσης καθορίζεται από το ρυθμό διάχυσης του οξυγόνου(74).

Το διαλυμένο στο νερό οξυγόνο φθάνει στην καθοδική περιοχή μέσω των τριχοειδών πόρων και των ρωγμών του σκυροδέματος και οδηγεί στην διάβρωση του σιδηροπλισμού όταν η τιμή του pH βρίσκεται μεταξύ 4 και 10. Το σχηματιζόμενο στρώμα του $\text{Fe}(\text{OH})_2$ δεν προσφέρει καμία προστασία στον οπλισμό καθώς είναι πορώδες και ελάχιστα συμπαγές, με αποτέλεσμα η διάβρωση να προχωρά μέχρι την ολοσχερή μετατροπή του σιδήρου σε υδροξείδιο. Απαραίτητη προϋπόθεση για την συνέχιση της δράσης αυτής είναι η παρουσία οξυγόνου. Όταν η τιμή του pH είναι μεγαλύτερη από 10 οι δράσεις που πραγματοποιούνται στην ανοδική περιοχή είναι οι ακόλουθες:



Σύμφωνα με τις παραπάνω αντιδράσεις είναι δυνατόν να συμβεί οξείδωση, δηλαδή διάβρωση ακόμη και όταν η τιμή του pH είναι μεγαλύτερη από 10. Η διαφορά όμως είναι, ότι τα προϊόντα των αντιδράσεων αυτών (Fe_2O_3 , Fe_3O_4) σχηματίζουν ένα συμπαγές και αδιαπέραστο στρώμα που παθητικοποιεί τον οπλισμό και τον απομονώνει από το διαβρωτικό περιβάλλον. Έχει ήδη αναφερθεί ότι η τιμή του pH του υγρού των πόρων του σκυροδέματος βρίσκεται συνήθως μεταξύ 12,5 και 13,5 με αποτέλεσμα ο εγκιβωτισμένος οπλισμός να παραμένει σε παθητικοποιημένη κατάσταση. Αν το σκυρόδεμα περιέχει ρωγμές, το νερό μπορεί να εισχωρήσει, να φθάσει στην περιοχή του οπλισμού και να απομακρύνει τα OH^- που συντελούν στην παθητικοποίηση του σιδήρου. Όταν υπάρχει ρωγμή που εκτείνεται μέχρι τον οπλισμό, ο χάλυβας θα συμπεριφερθεί σαν να ήταν άμεσα βυθισμένος στο θαλασσινό νερό, με αποτέλεσμα την γρήγορη διάβρωσή του. Η απομάκρυνση των OH^- όμως εμποδίζεται από τις αντιδράσεις μεταξύ των ιόντων του θαλασσινού νερού και του ενυδατωμένου τσιμέντου, τα προϊόντα των οποίων φράσσουν προοδευτικά τις ρωγμές του σκυροδέματος.

Η διάβρωση του σιδηροπλισμού επηρεάζεται επίσης από τις μεταβολές της υγρασίας του σκυροδέματος στην περιοχή του. Τέτοιες μεταβολές δεν παρατηρούνται σε σκυρόδεμα μόνιμα βυθισμένο στο θαλασσινό νερό είναι όμως έντονες σε περιοχές με παλιρροιακά φαινόμενα. Τέλος, ο ρυθμός διάβρωσης αυξάνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας.[1],[2],[6]-[12]

ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΔΙΑΒΡΩΣΕΙΣ ΤΩΝ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΑΠΟ ΙΟΝΤΑ ΧΛΩΡΙΟ

Διείσδυση χλωριόντων μπορεί να γίνει με :

A) Χρήση αντιπαγωτικών αλάτων. Είναι αυτά τα χλωριόντα να προέρχονται από άλατα που χρησιμοποιούνται για την τήξη χιονιού και πάγου στους δρόμους.

B) Βιομηχανικά αλμυρά ύδατα.

Γ) Άμεση επαφή θαλασσινού νερού με κατασκευές.

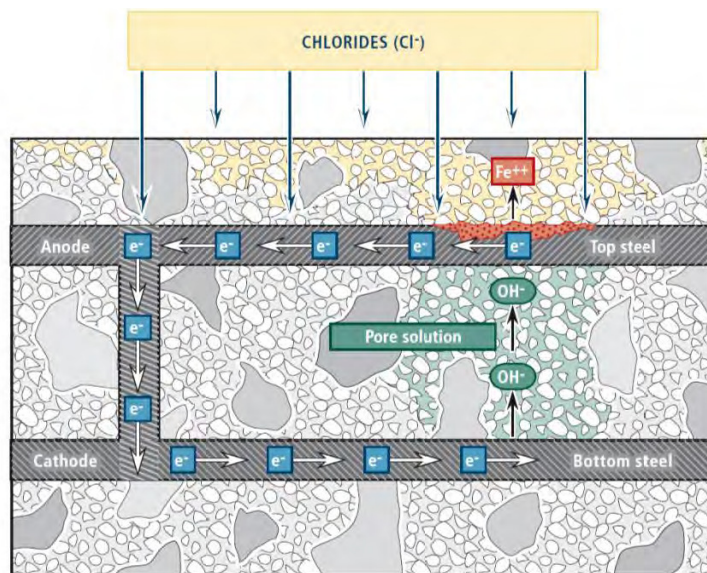
Δ) Σταγονίδια θαλασσινού νερού, τα οποία μεταφέρονται με τον αέρα. Έχει παρατηρηθεί ότι τα σταγονίδια μπορεί να επηρεάσουν κατασκευή σε απόσταση μέχρι 10km από τη θάλασσα.

Ε) Μετά από πυρκαγιά στην οποία κάηκαν αντικείμενα από πολυβινυλοχλωρίδιο (PVC). Το πολυβινυλοχλωρίδιο διασπάται και δίνει αέριο HCl το οποίο διεισδύει στο σκυρόδεμα, αντιδρά με την άσβεστο και ελευθερώνει τελικώς ιόντα χλωρίου.

ΣΤ) από πρόσμικτα βελτιωτικά του σκυροδέματος, που περιέχουν χλωριούχα άλατα για να επιταχύνει τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, πχ. χλωριούχο ασβέστιο.

Ζ) Τυχαίο συστατικό σε αδρανή, π.χ. άμμος που προέρχεται από τη θάλασσα.

Έχει βρεθεί πειραματικώς ότι σε σκυρόδεμα που περιέχει χλωριόντα απαρχής, ο χάλυβας διαβρώνεται λιγότερο απ' ότι αν βρισκόταν σε σκυρόδεμα στο οποίο η ίδια ποσότητα χλωριόντων διεισδύει απέξω. Τα χλωριόντα εισέρχονται μέσω του νερού των πόρων και φτάνουν στους οπλισμούς. Εάν η συγκέντρωσή τους ξεπεράσει το 0.4-0.6% του βάρους του τσιμέντου, έχουμε τοπική (βελονοειδή) διάτρηση του προστατευτικού στρώματος



Σχήμα 4: Η οξείδωση του οπλισμού από χλωριόντα (ή θειικά) αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή διάβρωσης στις υφιστάμενες κατασκευές στη διάρκεια ζωής τους.[3]

Η ενανθράκωση του σκυροδέματος δρα επικουρικά στη διαβρωτική λειτουργία των ιόντων χλωρίου. Η ενανθράκωση και η δράση των χλωριόντων είναι αλληλένδετες διαδικασίες διότι η δεύτερη επιταχύνεται από την πρώτη. Το υδροξείδιο του ασβεστίου Ca(OH)_2 του σκυροδέματος αντιδρά με τα χλωριόντα (0.4-0.6% κ.β. του τσιμέντου) και τα δεσμεύει σχηματίζοντας άλας FRIEDEL $[\text{3CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}]$, το οποίο είναι αβλαβές για

το σιδηροπλισμό. Όταν όμως το $\text{Ca}(\text{OH})_2$ μετατραπεί με την ενανθράκωση σε CaCO_3 αποδεσμεύει τα χλωριόντα τα οποία προσβάλλουν πλέον τον οπλισμό.

Η τιμή του pH στο σκυρόδεμα μετά την προσθήκη χλωριούχου άλατος εξαρτάται από το κατιόν του χλωριούχου άλατος. Για παράδειγμα, με την προσθήκη χλωριούχου νατρίου στο σκυρόδεμα, το pH δε μεταβάλλεται σχεδόν καθόλου, ενώ με την προσθήκη χλωριούχου ασβεστίου το pH μειώνεται. Έχει διατυπωθεί η άποψη ότι σημασία έχει ο λόγος $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ και όχι το pH του νερού στους πόρους του σκυροδέματος. Για τσιμέντα τύπου Portland έχει παρατηρηθεί ότι η διάτρηση συμβαίνει όταν ο λόγος υπερβεί το 0,4% πριν την ενυδάτωση και το 0,2% μετά την ενυδάτωση. Σε σκυρόδεμα που περιέχει χλωριούχο ασβέστιο, ο λόγος $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ είναι μεγαλύτερος από τον λόγο $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ σκυροδέματος που περιέχει χλωριούχο νάτριο χωρίς βλαπτικό αποτέλεσμα. Ο Haussmann, διατύπωσε την άποψη ότι διάβρωση του χάλυβα συμβαίνει όταν ο λόγος $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ πάρει τιμή μεγαλύτερη από 0.6. Χαρακτηριστικό της διάβρωσης με βελονισμούς είναι ότι ο χάλυβας διαβρώνεται σε πολύ μικρές περιοχές της επιφάνειάς του. Εξαιτίας της διατήρησης της αλκαλικότητας του σκυροδέματος σε υψηλά επίπεδα και λόγω της τοπικής διάβρωσης, ο μηχανισμός διάβρωσης του χάλυβα λόγω της επίδρασης χλωριόντων είναι διαφορετικός από τον μηχανισμό της γενικής διάβρωσης του χάλυβα. Σύμφωνα με ορισμένους ερευνητές, τα χλωριόντα δρουν ως καταλύτες στην αντίδραση του σιδήρου με τα υδροξύλια. Αυτή η άποψη φαίνεται σωστή, αν εξετάσουμε χάλυβα που βρισκόταν σε σκυρόδεμα το οποίο έχει υποστεί την επίδραση χλωριούχων αλάτων. Ο χάλυβας στην αρχή έχει πράσινο χρώμα. Το αρχικό πράσινο χρώμα οφείλεται σε κάποιο σύμπλοκο μόριο σιδήρου και χλωριόντων, το οποίο με την παρουσία του οξυγόνου της ατμόσφαιρας μετατρέπεται σε κοινό οξείδιο. [1],[2],[6]-[12]



Σχήμα 5: Δεσμευμένα χλωριόντα στο σκυρόδεμα λόγω: 1) αρχικής παρουσίας ή 2) διεισδύσεως [12]

ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ

Η ύπαρξη ρωγμών στο σκυρόδεμα αποτελούν μέσο για να περάσουν, τόσο το CO₂ όσο και τα χλωριόντα στον οπλισμό και να επιτυγχάνουν τη διαδικασία της διάβρωσης. Οι ρωγμές αυτές μπορεί να προέρχονται από συστολή ξήρανσης, από υψηλές εντάσεις, θέρμανση, βρέξιμο.

Αναλυτικά:

1. Θερμοκρασιακές μεταβολές: Η απότομη θερμοκρασιακή μεταβολή σε συνδυασμό με τα ιδιαίτερα υψηλά ποσοστά υγρασίας δημιουργούν έντονες συστολοδιαστολές στο σκυρόδεμα αλλά και στο προστατευτικό επίχρισμα που δημιουργείται γύρω από τις ράβδους σιδήρου, λόγω του έντονα αλκαλικού περιβάλλοντος, με αποτέλεσμα την δημιουργία μικρορωγμών.

2. Συστολή Ξήρανσης: Κατά τη διαδικασία της σκλήρυνσης του σκυροδέματος δύναται να παρουσιαστούν πολύ μικρές ρωγμές ως αποτέλεσμα της βράχυνσης του λόγω της ξήρανσης.

3. Παγετός: Λόγω της διαφοροποίησης του όγκου του νερού κατά την πήξη του δημιουργεί στο σκυρόδεμα δυνάμεις που τείνουν να δημιουργήσουν ρωγμές. Η ικανότητα του σκυροδέματος να υποστεί τη δράση του παγετού χωρίς φθορά, εξαρτάται σαφώς από την ποιότητα του. Κάθε τύπος σκυροδέματος είναι πορώδης, που μόνο το πορώδες μπορεί να είναι υψηλό ή χαμηλό και, επομένως, θα απορροφήσει την υγρασία. Όταν εκτίθεται στην υπερβολικά χαμηλή θερμοκρασία, η υγρασία θα παγώσει και θα επεκταθεί, με συνέπεια την υδραυλική πίεση που τείνει να αναγκάσει τη συγκεκριμένη επιφάνεια για να ραγίσει.

4. Φορτίσεις: Η μικρή εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος έχει σαν αποτέλεσμα τη δημιουργία ρωγμών στις εφελκυσόμενες περιοχές των δομικών στοιχείων που δεν επηρεάζουν βέβαια την λειτουργικότητα ή την ανθεκτικότητα της κατασκευής, δημιουργούν όμως πρόσφορο έδαφος στην ευκολότερη διείσδυση στοιχείων που επιτυγχάνουν τη διάβρωση.

5. Σεισμός: Η επίδραση σεισμικών φορτίων πάνω στην κατασκευή εκτός των στατικών προβλημάτων που μπορεί να δημιουργήσουν προκαλούν την αποδιοργάνωση, μέσω πολύ μικρών μετακινήσεων, της συνοχής των αδρανών στοιχείων. Οι μικρορηγματώσεις αυτές έχουν μεν τριχοειδή φύση, διευκολύνουν όμως την εισχώρηση της υγρασίας και των χλωριόντων.

6. Πυρκαγιά: Η πυρκαγιά είναι ένας πολύ σημαντικός εχθρός του οπλισμένου σκυροδέματος. Κατά τη διάρκεια της και λόγω των πολύ υψηλών θερμοκρασιών που δημιουργούνται, συντελούν διάφορες αλλαγές στη δομή του.

A) Με την ταχύτερη εξάτμιση του νερού που υπάρχει στο σκυρόδεμα αναπτύσσονται υψηλές πιέσεις με αποτέλεσμα την θραύση τμημάτων.

B) Η θερμική διαστολή του σκυροδέματος έχει πάλι σαν αποτέλεσμα την θραύση του.

Γ) Μειώνονται οι δυνάμεις συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και χαλύβδινων ράβδων.

Δ) Τα επιμέρους μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα όπως το όριο διαρροής και γενικά το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης, μεταβάλλονται και οι τιμές τους μειώνονται.

Ε) Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος μεταβάλλονται και η ανομοιομορφία μεταβολή των τάσεων, λόγω απότομης θερμοκρασιακής μεταβολής (έναρξη πυρκαγιάς, κατάσβεση), επιδρά αρνητικά στην αντοχή του.

7. Κακοτεχνίες – Κατασκευαστικά λάθη: π.χ. μικρή, η ανύπαρκτη επικάλυψη οπλισμών, μη καλή συντήρηση κατά τη σκλήρυνση κτλ., μπορεί να επιφέρει επιτάχυνση των

διαβρωτικών διαδικασιών. Μία πρόωρη φόρτιση των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος πριν αυτό αναπτύξει τις αντοχές του, μπορεί να επηρεάσει την ικανότητα ανάληψης των φορτίων σχεδιασμού στο μέλλον.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΙΑΒΡΩΣΗΣ

Το υδροξείδιο του σιδήρου έχει όγκο περίπου 2,5 φορές μεγαλύτερο του χάλυβα, με αποτέλεσμα τη διάρρηξη του σκυροδέματος, απφλοίωση της επικαλυπτικής στρώσης του σκυροδέματος από την διόγκωση του σχηματιζόμενου υδροξειδίου του σιδήρου. Η πιο σοβαρή επίπτωση της ενανθράκωσης στο οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι μειώνει την αλκαλικότητα του τσιμέντου με συνέπεια την οξείδωση του οπλισμού. Καθώς διαβρώνεται ο οπλισμός προκαλείται διόγκωση, η οποία με την σειρά της προκαλεί εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα, που προκαλούν ρηγματώσεις και αποκόλληση της επικάλυψης του οπλισμού.

Η οξείδωση του οπλισμού έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της μηχανικής αντοχής του. Η ζημιά που προκαλείται είναι διπλή: 1), με την οξείδωση του χάλυβα μειώνεται η ενεργός διατομή του και άρα μειώνεται η στατική επάρκεια της κατασκευής. 2), οι ρηγματώσεις αυξάνουν τη διαπερατότητα του σκυροδέματος σε CO₂ δημιουργώντας έτσι τις προϋποθέσεις για νέες ρηγματώσεις και τη γρήγορη διάβρωση του οπλισμού. Επίσης λόγω της ελάττωσης της διατομής δημιουργούνται προβλήματα φέρουσας ικανότητας ενώ η μείωση της λκιμότητας εγκυμονεί κινδύνους για τη σεισμική συμπεριφορά του μέλους.[1],[2],[11],[12]

ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Από την στιγμή που η διάβρωση προκαλεί πρόωμη φθορά στις κατασκευές του οπλισμένου σκυροδέματος είναι αναγκαία η ανάπτυξη μεθόδων για την αύξηση του χρόνου ζωής των κατασκευών. Μια από τις μεθόδους αυτές είναι η χρήση υψηλής ποιότητας τσιμέντου με χαμηλή αναλογία του λόγου νερού / τσιμέντο. Σύμφωνα με το πρότυπο ACI 201, συστήνεται χαμηλή αναλογία νερού / τσιμέντο και πάχος επικάλυψης οπλισμού τουλάχιστον 75mm για κατασκευές που εκτίθενται σε περιβάλλον χλωριόντων, έτσι ώστε να παρατείνεται ο χρόνος έναρξης της διάβρωσης. Μεγαλύτερη ανθεκτικότητα και αντίσταση κατά των ρωγμών του σκυροδέματος, που διευκολύνουν τη διάχυση των διαβρωτικών ουσιών στο χάλυβα, μπορεί να επιτευχθεί με τη προσθήκη ανοξειδώτου χάλυβα, ινών υάλου και πολυπροπυλενίου στο σκυρόδεμα. Το ινοπλισμένο σκυρόδεμα βρίσκει σήμερα ευρεία εφαρμογή στην προστασία από την διάβρωση των γεφυρών, υπό την μορφή επικάλυψης.

Τα τελευταία χρόνια γίνεται προσπάθεια ανάπτυξης διαφόρων υλικών τα οποία αυξάνουν τον χρόνο επισκευής που δημιουργείται από την επίθεση των χλωριόντων. Οι μέθοδοι αυτές περιλαμβάνουν την χρήση ορυκτών πρόσθετων και αναστολέων διάβρωσης και την καθοδική προστασία. Στο παρόν πρόγραμμα γίνεται προσπάθεια αύξησης της αντίστασης στη διάβρωση του σκυροδέματος με προσθήκη βιομηχανικών παραπροϊόντων στο τσιμέντο ή με χρήση χημικών αναστολέων διάβρωσης στο σκυρόδεμα ή με συνδυασμό και των δύο. [5]

1)Επίδραση των ορυκτών πρόσθετων στις ιδιότητες του σκυροδέματος

Πολλές αναφορές και έρευνες έχουν γίνει για την απόδοση των ορυκτών πρόσθετων και την επίδραση τους στην διείσδυση των χλωριόντων και τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών

παραμέτρων της διάβρωσης. Οι μελέτες ποικίλουν σύμφωνα με τον τύπο των ορυκτών πρόσθετων στο σκυρόδεμα, το παρόν τσιμέντο το οποίο αποκαθίσταται, τις συνθήκες συντήρησης και ενυδάτωσης καθώς και από άλλους παράγοντες. Γενικά το σκυρόδεμα με ορυκτά πρόσθετα επέδειξε μειωμένη διαπερατότητα και οι συντελεστές διάχυσης ήταν σαφώς μικρότεροι σε σχέση με αυτούς που παρουσιάζονταν σε σκυρόδεμα με τσιμέντο Πόρτλαντ. [5]

2) Χρήση Ορυκτών προσθέτων

Τα ορυκτά πρόσθετα αναστολής διάβρωσης στο σκυρόδεμα έχουν σαν στόχο τον περιορισμό της διάβρωσης του οπλισμού μέσω της μείωσης του πορώδους του συνεκτικού υλικού (τσιμεντοκονίας) του σκυροδέματος. Τέτοια υλικά είναι τα ποζολανικά που συνίσταται από αργιλοπυριτικές ενώσεις. Τα υλικά αυτά από μόνα τους δεν έχουν υδραυλικές ιδιότητες, αλλά με λεπτό τους διαμερισμό και παρουσία νερού παρουσιάζουν υδραυλικές ιδιότητες, λόγω της αντίδρασης τους με την υδράσβεστο. Τα ποζολανικά υλικά είναι γνωστά από αρχαιολόγων χρόνων και διακρίνονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με την προέλευση τους: Φυσικές ποζολάνες, όπως Μηλαϊκή γη, προέρχονται από ηφαιστιογενείς πηγές (πυροκλαστικά υλικά). Τεχνητές ποζολάνες, αργιλοπυριτικά υλικά που προέρχονται από κάποια θερμική κατεργασία σαν απόβλητα. Τέτοια υλικά είναι η σκωρία υψικαμίνων (BFS) και η φαρίνα ηλεκτροφίλτρων παραπροϊόν της παραγωγικής διαδικασίας του τσιμέντου.[5]

3)Ιπτάμενη Τέφρα

Η Ιπτάμενη Τέφρα (Ι.Τ.) είναι ένα υλικό που παράγεται κατά την καύση κονιοποιημένων στερεών καυσίμων σε μεγάλες ατμοπαραγωγικές μονάδες. Παρασύρεται από το ρεύμα των καυσαερίων και συλλέγεται σε ειδικές εγκαταστάσεις αποκονίωσης (με μηχανικά ή ηλεκτροστατικά φίλτρα). Η χημική και ορυκτολογική σύσταση της Ι.Τ. εξαρτάται από την πρώτη ύλη της καύσης, την θερμοκρασία καύσης και την ταχύτητα ψύξης. Η Ι.Τ. διαφέρει από τις φυσικές ποζολάνες κύρια στην περιεκτικότητα σε άσβεστο και την μικρότερη περιεκτικότητα σε δεσμευμένο νερό. Οι Ι.Τ. έχουν από μόνες τους υδραυλικές ιδιότητες αλλά συνήθως αυτές είναι ασθενείς.

Η σύσταση και η λεπτότητα της Ι.Τ. δεν είναι πάντα σταθερές και επομένως πρέπει να ελέγχονται. Για την ποιότητα του σκυροδέματος που πρόκειται να παραχθεί μεγάλη σημασία έχουν :

- Η ειδική επιφάνεια της Ι.Τ. (πρέπει να είναι $> 2500 \text{ cm}^2/\text{g}$)
- Η περιεκτικότητα σε ενεργά συστατικά SiO_2 και Al_2O_3 .
- Η περιεκτικότητα σε επιβλαβή συστατικά ($\text{C} < 3\%$ και SO_2).
- Η περιεκτικότητα σε ελεύθερη άσβεστο.

Η χρήση της Ι.Τ. σαν πρόσθετο στο τσιμέντο έχει απασχολήσει τους ερευνητές τόσο στην Ελλάδα όσο και διεθνώς. Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των διάφορων εργασιών, προκύπτει ότι η Ι.Τ., σαν πρόσθετο στο τσιμέντο, έχει τα ακόλουθα αποτελέσματα :

- Βελτιώνει την εργασιμότητα, αυξάνει την πλαστικότητα και την αντλησιμότητα του παραγομένου σκυροδέματος.
- Βελτιώνει την εμφάνιση της επιφάνειας του σκυροδέματος μετά το ξεκαλούπωμα.
- Έχει την ικανότητα να δεσμεύει τα χλωριόντα και έτσι προστατεύει τον σιδηροπλισμό από την διάβρωση.

- Λόγω της αυξημένης περιεκτικότητας σε ελεύθερα άσβεστο αυξάνει την ταχύτητα της ενανθράκωσης.[5]

4) Σκωρία υψικαμίνων

Η σκωρία υψικαμίνων (slag, Schlacke) είναι υλικό μη μεταλλικό, που αποτελείται από πυριτικά και αργυλοπυριτικά άλατα του ασβεστίου. Οι σκωρίες έχουν από μόνες τους υδραυλικές ιδιότητες. Όταν όμως ενυδατώνονται μόνες τους, χωρίς την παρουσία του τσιμέντου πόρτλαντ, το ποσό του υδραυλικού υλικού που σχηματίζεται είναι μικρό και ο ρυθμός σχηματισμού του ανεπαρκής. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται πάντα σε μίγματα με τσιμέντο πόρτλαντ.

Η σκωρία είναι ένα παραπροϊόν της παραγωγικής διαδικασίας του χάλυβα. Η σκωρία δεν είναι μεταλλικό προϊόν και αποτελείται κατά βάση από πυριτικά και αργυλοπυριτικά άλατα του ασβεστίου. Λόγω των υδραυλικών ιδιοτήτων της σκωρίας, σωματίδια κοκκομετρίας μικρότερης από τα 10μm συνεισφέρουν στις πρώιμες αντοχές, ενώ σωματίδια μεγαλύτερα από 10μm και μικρότερα από 45μm συνεισφέρουν στις τελικές αντοχές. Σωματίδια κοκκομετρίας μεγαλύτερης των 45μm είναι δύσκολο να ενυδατωθούν. Η σκωρία είναι υλικό κοκκομετρίας μικρότερης των 45μm.

Η σκωρία όταν χρησιμοποιείται ως πρόσθετο στο τσιμέντο πόρτλαντ προσδίδει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα:

- Υψηλή τελική αντοχή, με χαμηλές πρώιμες αντοχές
- Υψηλή αναλογία σε κάμψη ως προς την αντοχή σε θλίψη.
- Αντίσταση στα ιόντα των θεικών και χλωρίου
- Χαμηλή θερμοκρασία ενυδάτωσης
- Μείωση της συρρίκνωσης με επακόλουθα την μείωση πορώδους και την διαπερατότητα του σκυροδέματος.

Τα τσιμέντα σκωρίας έχουν επίσης καλή εργασιμότητα και χαμηλή απαίτηση σε νερό. Στην ενυδάτωση της σκωρίας σημαντικό ρόλο παίζει η επίδραση της θερμοκρασίας. Η ενυδάτωση επιτυγχάνεται στις υψηλές θερμοκρασίες και επιβραδύνεται στις χαμηλότερες, σε σχέση με την ενυδάτωση του τσιμέντου πόρτλαντ.[5]

5) Χρήση Χημικών προσθέτων αναστολής διάβρωσης (ΧΗΠΑ)

Αναστολέας διάβρωσης είναι οποιαδήποτε ουσία που μπορεί να μειώσει τον ρυθμό διάβρωσης του χάλυβα (ή άλλου μετάλλου ή κράματος) όταν είναι παρούσα σε σχετικά μικρή συγκέντρωση πλησίον της επιφάνειας του χάλυβα (ή άλλου μετάλλου ή κράματος) .

Οι αναστολείς διάβρωσης ενεργούν:

- στο ανοδικό ή καθοδικό τμήμα της ηλεκτροχημικής αντίδρασης της διάβρωσης και το επιβραδύνουν σημαντικά και η ενέργειά τους εντοπίζεται στην διεπιφάνεια μετάλλου - διαβρωτικού περιβάλλοντος.
- στην διαδικασία της διαβρωτικής δράσης με χημική αντίδραση και η ενέργειά τους επεκτείνεται σε όλο το διαβρωτικό περιβάλλον. Για τους αναστολείς της πρώτης περίπτωσης το πρώτο στάδιο είναι η ρόφηση στην επιφάνεια του μετάλλου. Η ρόφηση μπορεί να είναι φυσική ή χημική. Οι φυσικοί αναστολείς επιδρούν καλύπτοντας τα ενεργά κέντρα του μετάλλου, τα οποία είναι η αιτία της ύπαρξης ανοδικών και καθοδικών περιοχών στην επιφάνεια του μετάλλου. Οι φυσικοί αναστολείς ονομάζονται και πρωτογενείς, καθόσον το

στρώμα ρόφησης περιέχει μόνο μόρια του αναστολέα. Οι χημικοί αναστολείς επιδρούν με επιφανειακή χημική αντίδραση, η οποία καλύπτει την επιφάνεια του μετάλλου με το προϊόν της χημικής αντίδρασης. Οι χημικοί αναστολείς ονομάζονται και δευτερογενείς, λόγω του ότι το στρώμα ρόφησης περιέχει το προϊόν αντίδρασης μεταξύ μετάλλου - αναστολέα.

Η εφαρμογή τους όμως ως πρόσθετο σκυροδέματος παρόλα αυτά είναι πρόσφατη. Η χρονική αυτή υστέρηση οφείλεται σε διάφορους λόγους. Καταρχήν η χρήση των αναστολέων διάβρωσης π.χ. σε κλειστά συστήματα σωληνώσεων έχει σαν σκοπό την προστασία από τη διάβρωση για λίγα χρόνια. Μετά την πάροδο της χρονικής αυτής περιόδου ο αναστολέας ανανεώνεται. Στο σκυρόδεμα η προστασία του οπλισμού απαιτεί χρονικό ορίζοντα πάνω από πενήντα χρόνια και η ανανέωση του είναι δύσκολη αν όχι αδύνατη. Επίσης η προσθήκη του αναστολέα διάβρωσης δεν πρέπει να επηρεάζει σημαντικά άλλες ωφέλιμες ιδιότητες του σκυροδέματος όπως τη θλιπτική αντοχή. Αρχικά η χρήση των αναστολέων διάβρωσης ήταν η προσθήκη (του αναστολέα διάβρωσης) σαν πρόσθετο κατά την παραγωγή του σκυροδέματος. Σαν αναστολείς διάβρωσης είχαν προταθεί το νιτρώδες νάτριο (NaNO_2), το χρωμικό κάλιο και το βενζοϊκό νάτριο. Η χρήση των αναστολέων αυτών έδωσε θετικά αποτελέσματα όσον αφορά την διάβρωση του οπλισμού, ταυτόχρονα όμως παρουσίαζαν το μειονέκτημα της μείωσης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Η χρήση του νιτρώδους ασβεστίου, $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$, έδωσε για πρώτη φορά αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και αύξησε την αντοχή σε διάβρωση. Στη συνέχεια αναπτύχθηκαν και άλλοι αναστολείς διάβρωσης κατάλληλοι για το οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τις αλκανολαμίνες, αμινοαλκοόλες και μίγματα αμινών και εστέρων.

Οι παράγοντες που επηρεάζονται από τους αναστολείς διάβρωσης είναι:

- Ο ρυθμός εισόδου των χλωριόντων από το διαβρωτικό περιβάλλον,
- Ο βαθμός με τον οποίο τα χλωριόντα χημικά ενσωματώνονται ή παγιδεύονται φυσικά στην επικάλυψη του σκυροδέματος,
- Η περιεκτικότητα των χλωριόντων που ο οπλισμός μπορεί να ανεχθεί χωρίς να διαρρηχθεί το υπάρχον παθητικό φιλμ,
- Ο ρυθμός εισόδου του διαλυμένου οξυγόνου που στηρίζει την καθοδική αντίδραση,
- Η ηλεκτρική αντίσταση του σκυροδέματος και
- Η χημική σύσταση του ηλεκτρολύτη (όπως το διάλυμα των πόρων στο τσιμέντο).

Γενικά ο βαθμός προστασίας ενός αναστολέα διάβρωσης εξαρτάται από την συγκέντρωση του σε σχέση με την συγκέντρωση των χλωριόντων, π.χ. για το νιτρώδες ασβέστιο πρέπει να ικανοποιείται η σχέση $\text{NO}_2^- / \text{Cl}^- \geq 1/6$. Επομένως ο ρυθμός εισόδου των χλωριόντων και ο ρυθμός απόπλυσης του αναστολέα διάβρωσης καθορίζουν το χρόνο προστασίας.

Οι αναστολείς διάβρωσης (Migrating Corrosion Inhibitors, MCI) με βάση τις αλκανολαμίνες διεισδύουν διαμέσου της πορώδους δομής μέσω διάχυσης, με ρυθμό περίπου 1 cm την ημέρα. Στην επαφή με το χάλυβα του οπλισμού σχηματίζουν ένα μονομοριακό στρώμα, πάχους 20 – 100 Å, που μειώνει τη διάβρωση προστατεύοντας και τις ανοδικές και τις καθοδικές περιοχές του σιδηροπλισμού.[5]

6) Χρήση υδατοστεγών μεμβρανών

Οι συνηθέστερες μορφές μεμβρανών είναι τα βιομηχανοποιημένα φύλλα και ορισμένα υλικά που βρίσκονται σε υγρή μορφή κατά την τοποθέτηση τους στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Μια υδατοστεγής μεμβράνη πρέπει να ικανοποιεί τις εξής απαιτήσεις: 1)Εύκολη τοποθέτηση, 2)Καλή πρόσφυση με το υπόστρωμα, 3)Να μην αντιδρά με τα συστατικά του σκυροδέματος. Να εμποδίζει τη διείσδυση χλωριόντων και υγρασίας από το περιβάλλον.

Κατά την τοποθέτηση της μεμβράνης απαιτείται μεγάλη προσοχή στην αποτροπή δημιουργίας φυσαλίδων εξαιτίας των αερίων και της υγρασίας που παγιδεύονται στο σκυρόδεμα. Βέβαια, έχει παρατηρηθεί ότι οι φυσαλίδες αυτές δεν μειώνουν την παρεχόμενη από την μεμβράνη προστασία από τη διείσδυση χλωριόντων και υγρασίας. Το μεγάλο μειονέκτημα της χρήσης των μεμβρανών είναι η μικρή ανθεκτικότητα τους στο χρόνο, με συνέπεια να απαιτείται η ανανέωση τους ανά τακτά χρονικά διαστήματα .[5]

7) Προστατευτικά επιστρώματα από σκυρόδεμα

Πρόκειται για επιστρώματα με ειδικά σκυροδέματα που χρησιμοποιούνται για να μειώσουν τη διαπερατότητα του ήδη υπάρχοντος σκυροδέματος (υπόστρωμα). Προσφέρουν μεγάλη ανθεκτικότητα σε διάφορες επιδράσεις όπως παγετού και αντιπαγωτικών αλάτων, μηχανικές επιδράσεις κ.λπ.

Το σκυρόδεμα επίστρωσης μπορεί να είναι :

7.1). Σκυρόδεμα υψηλής ποιότητας από τσιμέντο πόρτλαντ. Το σκυρόδεμα αυτό απαιτείται να έχει :

- Περιεκτικότητα σε τσιμέντο τουλάχιστον 470Kg/m³
- Αναλογία νερού προς τσιμέντο ίση με 0.32
- Κάθιση μικρότερη από 25mm

Στο σκυρόδεμα μπορεί να προστεθούν ρευστοποιητές για τη μείωση της ποσότητας του απαιτούμενου ύδατος, η δε συντήρηση του πρέπει να είναι 72 ώρες τουλάχιστον. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως για τη προστασία του σιδηροπλισμού από διάβρωση εξαιτίας της επίδρασης αντιπαγωτικών αλάτων στις νέες γέφυρες,

7.2). Σκυρόδεμα με πρόσθετα πολυμερή

Παρασκευάζεται από τσιμέντο πόρτλαντ και περιέχει ως πρόσθετο ένα γαλάκτωμα πολυμερών το οποίο μειώνει την απαιτούμενη ποσότητα νερού και ταυτόχρονα προσδίδει στο σκυρόδεμα χαμηλή διαπερατότητα και μεγάλη αντίσταση στη διείσδυση χλωριόντων. Το γαλάκτωμα είναι κολλοειδές διάλυμα ελαστικού σε νερό. Η συνήθης χρησιμοποιούμενη περιεκτικότητα σε γαλάκτωμα είναι 15% κ.β. τσιμέντου. Το πάχος του επιστρώματος είναι συνήθως 40-50mm και μετά την τοποθέτηση του απαιτείται συντήρηση για 72 ώρες.[5]

8) Εμποτισμός του σκυροδέματος με πολυμερή

Ο εμποτισμός του σκυροδέματος με πολυμερή γίνεται με σκοπό να μειωθεί η διαπερατότητα του όταν το περιβάλλον είναι πολύ διαβρωτικό. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου, πληρώνονται τα κενά του σκυροδέματος με πολυμερές, σε βάθος 35 έως 50 mm συνήθως. Το συνηθέστερα χρησιμοποιούμενο υλικό είναι το πολυμερισμένο μεθακρυλικό μεθύλιο. Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι εφαρμόζεται σε όλα τα σκυροδέματα, ανεξάρτητα από την ποιότητα και τα συστατικά τους, τα δε αποτελέσματα είναι μόνιμα. Μειονέκτημα της

μεθόδου είναι ότι συχνά κατά την εφαρμογή της, όταν δεν δίνεται η απαιτούμενη προσοχή, προκαλείται εκτεταμένη ρηγμάτωση του σκυροδέματος. Ακόμη απαιτείται ειδικός εξοπλισμός και ειδικευμένο προσωπικό.[5]

Προστασία σιδηροπλισμών από διάβρωση

Γενικότητες:

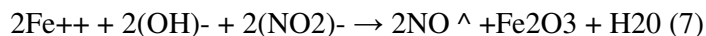
Προκειμένου να εξασφαλιστεί η καλή ποιότητα μιας κατασκευής από σκυρόδεμα, απαιτείται κατάλληλη επιλογή υλικών, καλή δόνησή του και μεγάλος χρόνος συντήρησης. Ειδικά η προστασία του χάλυβα στο σκυρόδεμα μπορεί να επιτευχθεί είτε μειώνοντας τη διαπερατότητα του σκυροδέματος για να εμποδιστεί η διείσδυση των διαβρωτικών ουσιών, είτε με άμεση προστασία του ίδιου του χάλυβα εμποδίζοντας την προσβολή του μετάλλου. Τα μέτρα που λαμβάνονται για την προστασία του σιδηροπλισμού από την διάβρωση, χωρίζονται στις ακόλουθες κατηγορίες :

- Μέτρα στην μάζα του σκυροδέματος
- Μέτρα στην επιφάνεια του οπλισμού
- Μέτρα στην επιφάνεια του σκυροδέματος
- Καθοδική προστασία
- Χρήση ανοξειδωτων χαλύβων
- Λοιπές ηλεκτροχημικές μέθοδοι

Τα μέτρα αυτά λαμβάνονται είτε εκ των προτέρων προκειμένου να αποκλεισθεί το ενδεχόμενο της διάβρωσης, είτε εκ των υστέρων προκειμένου να ανασταλεί μια εξελισσόμενη διαδικασία φθοράς σε μια ήδη υπάρχουσα κατασκευή από σκυρόδεμα.[4]

1) Προσμίξεις στο Σκυρόδεμα – Αναστολείς διάβρωσης

Πρόκειται για ουσίες οι οποίες προστίθενται στο σκυρόδεμα κατά την παρασκευή του, με σκοπό να προστατέψουν τον ενσωματωμένο χάλυβα από τη διάβρωση. Οι αναστολείς διάβρωσης μπορεί να είναι οργανικά ή ανόργανα άλατα όπως, νιτρώδες ασβέστιο, νιτρώδες νάτριο, αμινοαλκοόλες, αλκανολαμίνες . Ο κυριότερα χρησιμοποιούμενος αναστολέας διάβρωσης είναι το νιτρώδες ασβέστιο($\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$). Ως τρόπος δράσης του αναφέρεται η δημιουργία και συντήρηση ενός ανθεκτικού λεπτού παθητικού στρώματος στον χάλυβα οπλισμού, ακόμη και υπό συνθήκες παρουσίας χλωριόντων με συγκέντρωση πολύ υψηλότερη από την κρίσιμη για τη διάβρωση του χάλυβα ($0,9 \text{ Kg/m}^3$). Το $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$ αντιδρά με τα παραγόμενα προϊόντα των αντιδράσεων της ανοδικής περιοχής και χαρακτηρίζεται ανοδικός αναστολέας. Η χημική αντίδραση του μηχανισμού προστασίας θεωρείται ότι είναι η :



Έτσι το $(\text{NO}_2)^-$ ανταγωνίζεται τα χλωριόντα δεσμεύοντας τα ιόντα Fe^{++} σχηματίζοντας σταθερό φιλμ Fe_2O_3 . Άλλοι ερευνητές θεωρούν ότι η προστασία οφείλεται στο σχηματισμό κρυσταλλικού $\text{Ca}(\text{OH})_2$ στην περιοχή του οπλισμού. Αυτός ο τύπος αναστολέας διάβρωσης δεν επηρεάζει την ανθεκτικότητα των δεσμών του σκυροδέματος. Οι αναστολείς διάβρωσης που βασίζονται σε αμινοαλκοόλες (AMA) μερικά εξουδετερωμένες, αντιδρούν με τον χάλυβα οπλισμού σχηματίζοντας λεπτό στρώμα οργανομεταλλικής προέλευσης και

προστατεύουν τόσο τις ανοδικές όσο και τις καθοδικές περιοχές του (μικτοί αναστολείς). Οι αναστολείς διάβρωσης που βασίζονται σε αλκανολαμίνες είναι κυρίως μίγματα αμινοαλάτων και επιφανειακά ενεργών ουσιών σε υδατικό διάλυμα. Η προστατευτική δράση τους βασίζεται στη ρόφησή τους στην επιφάνεια του χάλυβα οπλισμού και τη δημιουργία ενός μονομοριακού προστατευτικού στρώματος τόσο των ανοδικών όσο και των καθοδικών περιοχών του. Η δράση των αναστολέων διάβρωσης θεωρείται ότι εξαρτάται από τη συγκέντρωσή τους και κυρίως από τον λόγο της συγκέντρωσης, αναστολέα προς χλωριόντα. Ικανοποιητική προστασία επιτυγχάνεται με λόγο 1-1,5. Κατόπιν τούτου η δράση τους περιορίζεται χρονικά στην περίπτωση συνεχούς προσβολής του σκυροδέματος από διαβρωτικό περιβάλλον. Επίσης, στις μη προστατευμένες με αναστολέα περιοχές των οπλισμών η επίδραση του διαβρωτικού περιβάλλοντος είναι ισχυρότερη από αυτήν που θα υπήρχε με πλήρη απουσία αναστολέα. Ειδικά για την προστασία του σιδηροπλισμού από την επίδραση των χλωριόντων, αναφέρεται ότι η προσθήκη 1.4% φωσφορικού άλατος στο σκυρόδεμα, εξουδετερώνει την επίδραση χλωριόντων που βρίσκονται σε αυτό σε περιεκτικότητα 0.3% κ.β. τσιμέντου. Άλλοι ερευνητές προτείνουν τη χρήση νιτρώδους νατρίου, βενζοϊκού νατρίου και οξειδίου του σιδήρου, με κυριότερο το νιτρώδες νάτριο, για τη μείωση της διάβρωσης του σιδηροπλισμού του ελαφροβαρούς σκυροδέματος.

Έχει παρατηρηθεί ότι ορισμένοι αναστολείς διάβρωσης μπορεί να επηρεάσουν δυσμενώς τις φυσικές ιδιότητες του σκυροδέματος προκαλώντας μείωση της θλιπτικής αντοχής του και επιβράδυνση της σκλήρυνσης του τσιμέντου ή μπορεί να γίνουν επιβλαβείς σε μετέπειτα ηλικίες. Οι περισσότεροι από τους αναστολείς διάβρωσης διατίθενται σε μορφές που μπορούν να εφαρμοστούν με ψεκασμό της επιφάνειας του σκυροδέματος, που ακολουθείται από διάχυση στη μάζα αυτού, προσεγγίζοντας τους οπλισμούς σε χρόνους της τάξης του μήνα.

Η αποτελεσματικότητα των αναστολέων διάβρωσης εκφράζεται από την σχέση:

$$\text{Παρεχόμενη Προστασία \%} = 100 \times (\delta - \delta^*) / \delta \quad (8)$$

όπου: δ = διάβρωση χωρίς αναστολέα και δ^* = διάβρωση με αναστολέα [4]

2) Επιχρίσματα Σιδηροπλισμών

Τα επιχρίσματα πάνω στο χάλυβα χρησιμοποιούνται με σκοπό να τον εμποδίσουν να έρθει σε επαφή με οξυγόνο, υγρασία ή χλωριόντα. Για την εφαρμογή των επιχρισμάτων, ο χάλυβας πρέπει να είναι απόλυτα καθαρός, απαλλαγμένος από ελαιώδεις ουσίες, σκόνη ή σκουριά προκειμένου να αποφευχθεί απώλεια συνάφειας μεταξύ των υλικών. Τα επιχρίσματα μπορεί να είναι μεταλλικά ή μη μεταλλικά.

• Μη Μεταλλικά Επιχρίσματα:

Μπορεί να χρησιμοποιηθούν οργανικά ή ανόργανα υλικά. Τα πλέον συνηθισμένα υλικά επίχρισης είναι οι εποξειδικές ρητίνες και το χλωριούχο πολυβινύλιο (PVC). Το χλωριούχο πολυβινύλιο έχει μικρή διαπερατότητα από νερό, αέρια και ηλεκτρολύτες, παρουσιάζει δε μεγάλη ανθεκτικότητα σε χημική προσβολή από οξέα και βάσεις. Οι εποξειδικές ρητίνες παρουσιάζουν καλή πρόσφυση στο χάλυβα και έχουν μεγάλη ανθεκτικότητα σε αλκαλικό περιβάλλον, όπως αυτό του σκυροδέματος. Όμως ορισμένοι ερευνητές αναφέρουν ότι οι επιχρισμένοι με ρητίνες χάλυβες παρουσιάζουν μειωμένη συνάφεια με το σκυρόδεμα.

- **Μεταλλικά Επιχρίσματα:**

Τα μεταλλικά επιχρίσματα προστατεύουν το χάλυβα με τη δική τους καταστροφή. Πρόκειται για μέταλλα με δυναμικό διάβρωσης ηλεκτραρνητικότερο από αυτό του χάλυβα, όπως ο ψευδάργυρος, το αλουμίνιο κ.α. Τα επιχρίσματα αυτά διαβρώνονται κατά τον ίδιο ακριβώς τρόπο που διαβρώνονται ως συμπαγή μέταλλα, μέχρι ο προστατευόμενος χάλυβας να εκτεθεί στο διαβρωτικό περιβάλλον σε μικρές περιοχές. Τότε εξαιτίας της γαλβανικής δράσης, επιταχύνεται η διάβρωση του «θυσιαζόμενου» επιχρίσματος, συνεχίζοντας έτσι την προστασία του χάλυβα.

Έχει παρατηρηθεί ότι η χρήση των επιχρισμάτων δεν αποτρέπει τελείως τη διάβρωση του σιδηροπλισμού, πολλές φορές δε, εισάγει πρόσθετους κινδύνους. Για παράδειγμα, η χρήση γαλβανισμένων χαλύβων και χαλύβων επιχρισμένων με ψευδάργυρο, εμπεριέχει τον κίνδυνο της αντίδρασης του ψευδαργύρου με συστατικά του σκυροδέματος ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) και της γαλβανικής δράσης μεταξύ γαλβανισμένων και μη χαλύβων, σε περίπτωση που συνυπάρχουν στην ίδια κατασκευή.

Σχετικά πειράματα έδειξαν ότι οι επιχρισμένοι με εποξειδικές ρητίνες χάλυβες συμπεριφέρονται καλύτερα όσον αφορά τη διάβρωση από τους γαλβανισμένους, ανεξάρτητα από το νερό ανάμιξης του σκυροδέματος, το πάχος επικάλυψης και το περιβάλλον στο οποίο εκτίθενται.[4]

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Μηχανισμός Διάβρωσης-Καθοδική Προστασία, Αλεξόπουλος Αθανάσιος
- [2] Διάβρωση Χάλυβα Οπλισμένου Σκυροδέματος & Τρόποι Αποκατάστασης, Δημάκη Κωνσταντίνα & Κατσενίου Γεωργία
- [3] Σχεδιασμός Φορέων από Σκυρόδεμα με βάση Τον Ευρωκώδικα 2, Ανθεκτικότητα & Επικαλύψεις Χρ. Ζέρης Επίκουρος Καθηγητής
Εργαστήριο ΩΣ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ
- [4] Έλεγχος ποιότητας και τεχνολογία δομήσιμων υλικών, σημειώσεις μαθήματος Οκτώβριος 2010, ΤΕΙ Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τμήμα Φυσικής Χημείας και Τεχνολογίας Υλικών, Δρ. Αθ. Ρούτουλας Καθηγητής
- [5] <http://ikaros.teipir.gr/phyche/Subjects/Routoulas/Petyl/%D0%C5%D4%D5%CB%20%CA%C5%D62.pdf>
- [6] http://monosimacon.blogspot.gr/2009/06/blog-post_10.html
- [7] http://www.skyrodeamanet.gr/index.php?option=com_content&view=article&id=164:-16&catid=62&Itemid=66
- [8] http://www.realestatecorner.gr/el/article_groups/2/articles/435
- [9] <http://www.e-archimedes.gr/latest/item/4233->
- [10] JENHM . 4 / 1 4 . 0 6 . 2 0 0 6 / Διάβρωση Οπλισμένου Σκυροδέματος
Τεχνογκρουπ ΕΠΕ Επιθεωρήσεις Κινδύνων – Εκτιμήσεις Ζημιών
- [11] Διάβρωση Οπλισμένου σκυροδέματος – μετρά επέμβασης, Κουρνέτας Δημήτριος, ‘16’ Φοιτητικό συνέδριο’
- [12] «Πρόληψη και αποκατάσταση του Σκυροδέματος από διαφόρους παράγοντες», Α.Τ.Ε.Ι. Θεσσαλονίκης Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών-Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Ραφαήλ Όλγα και Παπαδόπουλος Κωνσταντίνος

ΕΞΕΤΑΣΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

ΧΙΩΤΗ ΕΥΣΤΑΘΙΑ

Περίληψη

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η εξέταση διαφορετικών ειδών γεφυρών που έχουν καταρρεύσει ανά τον κόσμο κάτω από διαφορετικές συνθήκες και για διαφορετικούς λόγους. Η εργασία θα περιλαμβάνει μια σύντομη ιστορική αναδρομή για τις γέφυρες γενικότερα, αλλά και τους λόγους που κατασκευάζονται και χρησιμοποιούνται. Ακόμα θα περιέχει κάποια δομικά χαρακτηριστικά των γεφυρών που θα αναφερθούν, την υφιστάμενη κατάσταση κατά την διάρκεια της κατάρρευσης τους και τέλος τα αίτια που συνέβαλλαν σε αυτή.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

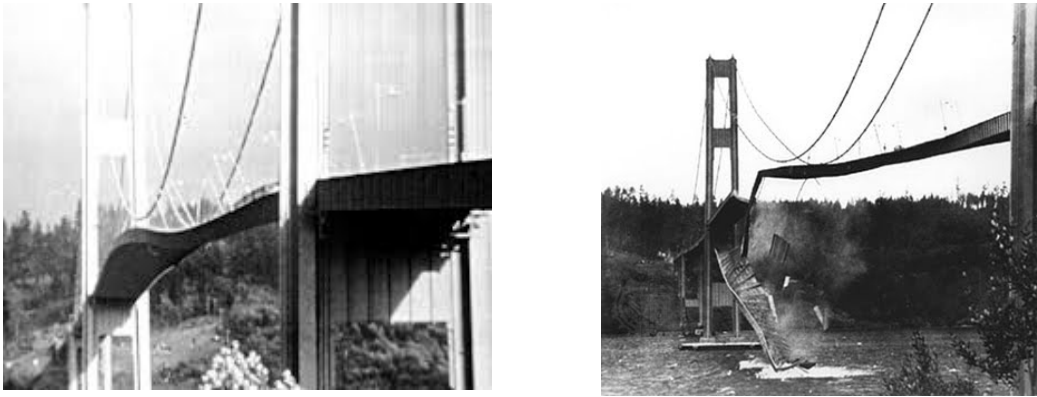
Οι γέφυρες ξεκίνησαν να κατασκευάζονται με σκοπό την διευκόλυνση των μετακινήσεων των ανθρώπων από το ένα μέρος στο άλλο, σε περιπτώσεις που δεν ήταν εφικτή η δημιουργία δρόμων. Αρχικά κατασκευάζονταν από ξύλο και πέτρες, στα τέλη όμως του 18ου αιώνα αρχίζει η περίοδος ανάπτυξης της των σιδηρών γεφυρών, αφού πλέον γίνεται συστηματική χρήση των κραμάτων σιδήρου. Λόγω των πολλών πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει η σύσταση του σιδήρου σε σύγκριση με τα μέχρι πρότινος φυσικά υλικά που χρησιμοποιούνταν στην κατασκευή των γεφυρών και της ανάπτυξης των τεχνολογικών μέσων, αρχίζουν να χρησιμοποιούνται αναλυτικές μέθοδοι σχεδιασμού. Οι μηχανικοί τώρα, χρησιμοποιώντας τα μέσα που έχουν στην διάθεση τους, πρέπει να καλύψουν τις ανάγκες για γρήγορη και άμεση μετακίνηση και διακίνηση προϊόντων.

Στις αρχές του 20ου αιώνα, η εμφάνιση του σκυροδέματος συντελεί στην κατασκευή γεφυρών με ασφαλέστερες και οικονομικότερες προδιαγραφές, επιλύοντας σοβαρά προβλήματα που αντιμετωπίζονταν στις κατασκευές μέχρι τότε. Ο συνδυασμός των κραμάτων σιδήρων και του σκυροδέματος στην κατασκευή των σύμμικτων γεφυρών προσφέρει ακόμα καλύτερες προδιαγραφές. Σήμερα κατασκευάζονται διάφορα είδη γεφυρών, τα οποία είναι: i) γέφυρα τύπου δοκού, ii) τοξωτή γέφυρα, iii) κρεμαστή γέφυρα και iv) καλωδιωτή γέφυρα. Με το πέρασμα του χρόνου και παρά την ανάπτυξη των τεχνολογικών μέσων που παρέχονται, η κατάρρευση γεφυρών συνεχίζει να απασχολεί ακόμη και στις μέρες μας την επιστημονική κοινότητα. Παρακάτω θα παρουσιασθούν αναλυτικά μερικά από τα χαρακτηριστικότερα παραδείγματα γεφυρών που κατέρρευσαν καθώς και τα αίτια που προκάλεσαν την κατάρρευση τους.[2]

2. TACOMA NARROWS BRIDGE

Το 1940 η Tacoma Narrows Bridge (ή αλλιώς Galloping Gertie) αποτελούσε την τρίτη μεγαλύτερη κρεμαστή γέφυρα στον κόσμο μετά την Golden Gate Bridge και την George Washington Bridge. Η κατασκευή της άρχισε το 1938, το συνολικό της μήκος δεν ξεπερνούσε τα 2km, το πλάτος της ήταν 12m και το ύψος της ήταν περίπου 60m. Δόθηκε στην κυκλοφορία την 1 Ιουλίου 1940 ενώ κατέρρευσε στις 7 Νοεμβρίου του ίδιου χρόνου. Από τις αρχές ακόμα της κατασκευής της παρατηρήθηκε κίνηση της γέφυρας μεγαλύτερη από την αναμενόμενη λόγω των δυνάμεων του αέρα. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου έγιναν κάποιες προσπάθειες σταθεροποίησης της οι οποίες όμως όπως αποδείχτηκε αργότερα δεν ήταν αρκετές. Μία από αυτές τις προσπάθειες ήταν η τοποθέτηση υδραυλικών

αποσβεστήρων ανάμεσα στα υποστυλώματα και στην βάση του καταστρώματος για την μείωση της διαμήκουσ κίνησης του κεντρικού καταστρώματος.



Σχήμα 1: Κατάρρευση της Tacoma Narrows bridge[1],[3]

Ακόμη και μετά την ένταξη της στην κυκλοφορία η κίνηση της ήταν εμφανής γεγονός που προσέλκυε πολλούς επισκέπτες αλλά ταυτόχρονα έντεινε και τις ανησυχίες των ειδικών. Για την περεταίρω διερεύνηση του θέματος η Washington Toll Bridge Authority ανέθεσε σε έναν καθηγητή του πανεπιστημίου της Ουάσιγκτον να κατασκευάσει ένα μοντέλο σε κλίμακα της γέφυρας το οποίο στην συνέχεια θα εξεταζόταν με την βοήθεια μιας σήραγγας ανεμοπίεσης. Τελικά για το ζήτημα δόθηκαν δύο λύσεις, η πρώτη αφορούσε την δημιουργία μεγάλου διαμέτρου τρυπών στους πλευρικούς δοκούς οι οποίες θα επέτρεπαν την καλύτερη διείσδυση του αέρα ενώ η δεύτερη αφορούσε την εφαρμογή ενός πιο αεροδυναμικού σχήματος στο τμήμα του καταστρώματος. Δυστυχώς η παραπάνω μελέτη παραδόθηκε στις 2 Νοεμβρίου δηλαδή πέντε μέρες πριν την κατάρρευση της γέφυρας.

Μετά την κατάρρευση της ανατέθηκε στους O. Amman, Dr. T. Von Karmen, και G. B. Woodruff να συντάξουν μία έκθεση η οποία θα ανέλυε τους λόγους της κατάρρευσης. Σε γενικότερες γραμμές η έρευνα παρουσίαζε ως κύριους παράγοντες κατάρρευσης την τυχαία δράση ταραχώδους αέρα (ο αέρας σύμφωνα με μετρήσεις δεν ξεπερνούσε τα 42 mile) καθώς και τις περιορισμένες γνώσεις των μηχανικών πάνω στον τομέα της αεροδυναμικής. Βέβαια σε μερικά επιστημονικά κείμενα λόγος γινόταν και για τα κατασκευαστικά λάθη υποστηρίζοντας ότι η μεγαλύτερη αδυναμία ήταν η μεγάλη ελαστικότητα της γέφυρας. Πιο συγκεκριμένα η γέφυρα είχε πολύ ελαφρύ και λεπτό κατάστρωμα, τα πλευρικά καταστρώματα ήταν μεγάλα σε μήκος σε σχέση με το κεντρικό κατάστρωμα και το πλάτος του καταστρώματος ήταν εξαιρετικά στενό σε σύγκριση με το μήκος του ανοίγματος του κέντρου, με αναλογία 1 προς 72.

Ανά τα χρόνια έχουν πραγματοποιηθεί αναρίθμητες έρευνες προσπαθώντας να κατανοηθεί απόλυτα ο ακριβής λόγος κατάρρευσης της γέφυρας. Προγενέστερες έρευνες υποστήριζαν ότι το γεγονός προκλήθηκε λόγω συντονισμού της εξωτερικής συχνότητας, λόγω του ανέμου, με την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής γεγονός όμως που τείνει να απορριφτεί τα τελευταία χρόνια. Στις μέρες μας πολλοί επιστήμονες υποστηρίζουν ότι φαινόμενο που ήταν υπεύθυνο για την κατάρρευση της Tacoma Narrows Bridge είναι ο αεροελαστικός κυματισμός ο οποίος σε συνδυασμό με τις συμπαγείς πλευρικές διαμήκους δοκούς οδήγησαν στην κατάρρευση. Πιο αναλυτικά το φαινόμενο του αεροελαστικού

κυματισμού ανάλογα με την ελευθερία μιας δομής οδηγεί σε μία ασταθή ταλάντωση λόγω του ανέμου, η οποία μπορεί να οδηγήσει στη παραμόρφωση και κατάρρευση μίας γέφυρας. Αν και η κατάρρευση της θεωρείται μία από τις μεγαλύτερες τραγωδίες στην ιστορία της μηχανικής, τόσο η κατασκευή της όσο και η μελέτη κατάρρευσής επέφεραν επαναστατικές αλλαγές στους τομείς της μηχανικής και αρχιτεκτονικής των καλωδιωτών γεφυρών. Να σημειωθεί επίσης, ότι η μόνη απώλεια ήταν ένας σκύλος αφού η γέφυρα είχε κλείσει περίπου δύο ώρες πριν την κατάρρευση της.[4]

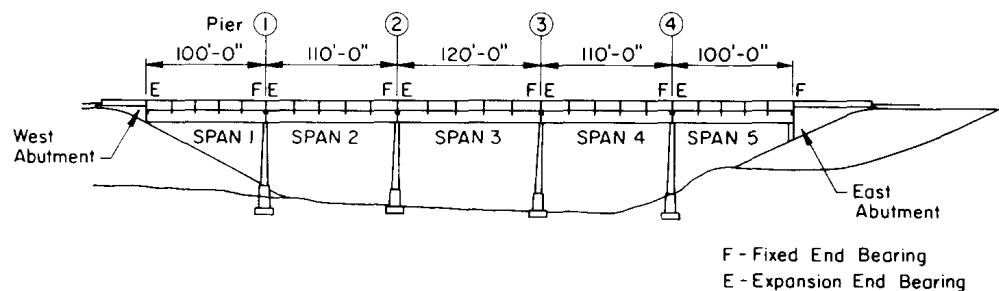
3. SCHOHARIE CREEK BRIDGE

Στις 5 Απριλίου 1987 κατέρρευσε η Schoharie Creek Bridge προκαλώντας τον θάνατο 10 ανθρώπων. Το συνολικό μήκος της γέφυρας ήταν 155m και αποτελούνταν από πέντε ανοίγματα με μήκη 30.5m, 33.5m, 36.6m, 33.5m και 30.5m. Η κατάρρευση της γέφυρας Schoharie Creek ξεκίνησε με την ξαφνική ρήξη των πλίνθων και την αντίστοιχη κίνηση προς τα κάτω του νότιου άκρου του βάθρου 3. Δεδομένου ότι όλα τα υποστυλώματα της γέφυρας αλληλοϋποστηρίζονταν, η απώλεια της νότιας δοκού των υποστυλωμάτων 3 και 4, είχε σαν αποτέλεσμα την άμεση κατάρρευση της γέφυρας.



Σχήμα 2: Κατάρρευση της Schoharie Creek bridge[5]

Η απότομη ρήξη των πλίνθων του βάθρου 3 οφειλόταν στην εκτεταμένη διάβρωση της βάσης των τριών βάθρων από την ροή του νερού. Αυτή η διάβρωση του βάθρου προκάλεσε ανακατανομή των τάσεων στο βάθρο, με αποτέλεσμα να δημιουργηθεί επαρκής εφελκυστική τάση στην κορυφή του εφέδρανου κοντά στην βάση του βόρειου υποστυλώματος και η ρωγμή να αυξηθεί. Στο σημείο αυτό πρέπει να επισημανθεί πρώτον ότι το εφέδρανο δεν είχε δομική ενίσχυση, παρά μόνο ενίσχυση για την συστολή και τις συνθήκες θερμοκρασίας. Δευτερεύον παράγοντας αποτέλεσε το γεγονός ότι μέσα στον πρώτο χρόνο παράδοσης της γέφυρας στην κυκλοφορία παρατηρήθηκαν κάθετες ρωγμές στο σκυρόδεμα όλων των βάθρων. Στο βάθρο 3, οι ρωγμές αποδόθηκαν σε μεγάλες καμπτικές εφελκυστικές τάσεις εξαιτίας των πιέσεων στη βάση του πέδιλου θεμελίωσης. Το 1957 προστέθηκε χάλυβας στον οπλισμό του εφεδράνου, ο οποίος δεν ήταν συνεχής μέσα στην βάση των υποστυλωμάτων, αλλά συνδέθηκε με το εφέδρανο μέσω ενός συνόλου κάθετων ήλων εκ των οποίων η πρώτη βρισκόταν 20 ίντσες από την εσωτερική πλευρά του υποστυλώματος.[6]

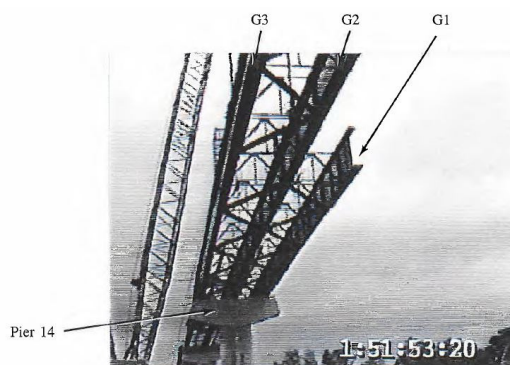


Σχήμα 3: Schoharie Creek Bridge[6]

4. TENNESSEE HIGHWAY

Η γέφυρα στον αυτοκινητόδρομο 69 στο Tennessee κατέρρευσε κατά την διάρκεια κατασκευής της στις 16 Μαρτίου 1995. Αυτή η γέφυρα αποτελούνταν από προκατασκευασμένες δοκούς από σκυρόδεμα πολλαπλών ανοιγμάτων μήκους 515m πάνω από τη γη και από υβριδικές πλακοδοκούς συνεχούς ανοίγματος μήκους 367m πάνω από τον ποταμό Tennessee.

Σε μία υβριδική πλακοδοκό, το πέλμα της δοκού έχει υψηλότερη αντοχή από τον κορμό. Γι' αυτό και ο σχεδιασμός με τις υβριδικές πλακοδοκούς βελτιστοποιεί τις διαστάσεις, ώστε να δέχεται τις διατμητικές τάσεις και τις ροπές σε όλο το μήκος του ανοίγματος. Σημαντικότερος παράγοντας αποτέλεσε το γεγονός ότι κατά την διάρκεια της κατάρρευσης, αυτές οι υβριδικές πλακοδοκοί ήταν υπό κατασκευή.



Σχήμα 4: Υπό κατασκευή η γέφυρα του Tennessee Highway[7]

Επίσης κατά την επιθεώρηση μετά την κατάρρευση, οι θέσεις των διαμήκων ελασμάτων καταγράφηκαν σε σύγκριση με την θέση τους κοντά στο πάνω ή στο κάτω πέλμα. Επειδή μερικά ανακτηθέντα τμήματα των δοκών G1 και G3 ήταν πεσμένα πλευρικά, δεν μπορούσε να γίνει ανάλυση των διαμήκων ελασμάτων. Διαπιστώθηκε όμως ότι το άνοιγμα μεταξύ των βάθρων 14 και 15 κατέρρευσε περίπου στο μέσο του ανοίγματος και έπεσε στον πυθμένα του ποταμού. Το δυτικό άκρο των δοκών παρέμεινε να συγκρατείται από το βάθρο 15, ενώ οι δοκοί στο βάθρο 14 παρέμεναν σχετικά ευθεία με μία μικρή ανοδική κλίση. Οι δοκοί μεταξύ των βάθρων 13 και 14 παρέμεναν φαίνονταν ότι είχαν εκτοπιστεί προς τα πάνω, μετά όμως λόγω κάμψης στο μέσο του ανοίγματος, ένα τμήμα της δοκού προς το βάθρο 13 έπεσε στο ποτάμι. Τέλος σημειώθηκε ότι και τα βάθρα 14 και 15 είχαν υποστεί ζημιές.

Τα τμήματα των δοκών G1, G2 και G3 τοποθετούνταν σταδιακά, την στιγμή όμως της κατάρρευσης και ενώ τα τμήματα των δοκών G2 και G3 είχαν τοποθετηθεί από το βάθρο 14 έως το βάθρο 15, ένα αρκετά μεγάλο τμήμα της δοκού G1 δεν είχε τοποθετηθεί ακόμα. Συμπερασματικά, η ανεπαρκής πλευρική αντιστήριξη, με την μορφή πλαισίων ή την προσωρινή αντιστήριξη, ήταν η κύρια αιτία κατάρρευσης της γέφυρας.[8]



Σχήμα 5: Φωτογραφία από την κατάρρευση της γέφυρας στον ποταμό Tennessee[8]

5. OMORI BRIDGE

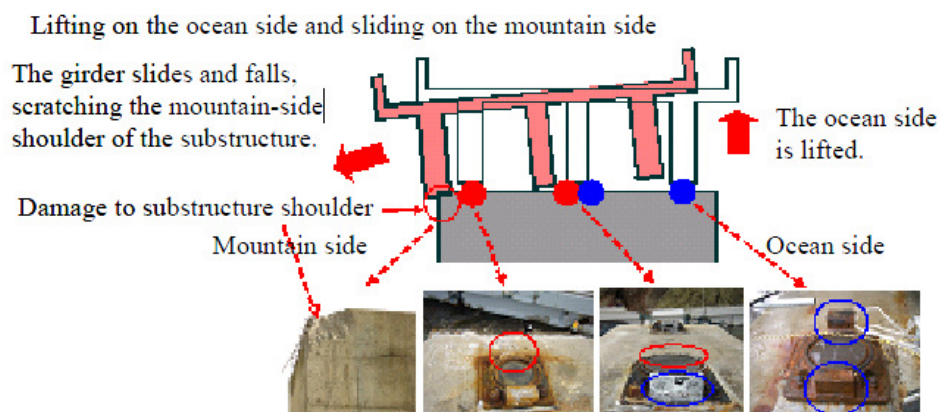
Η Omori bridge του εθνικού αυτοκινητόδρομου 229 βρίσκεται στο χωριό Kamoena, στην Ιαπωνία και υπέστη σοβαρές ζημιές από τον τυφώνα Songda στις 8 Σεπτεμβρίου 2004. Αυτή η γέφυρα έχει χτιστεί σε βραχώδη ύφαλο του οποίου η ανύψωση είναι +0.5m. Από την εσωτερική πλευρά της γέφυρας υπάρχει ένας απόκρημνος λόφος και πέρα από το υπεράκτιο άκρο το υψόμετρο μειώνεται απότομα σε -10m. Τα αποτελέσματα από το χτύπημα του τυφώνα ήταν: i) κατάρρευση τεσσάρων ανοιγμάτων, ii) διαγώνιες ρωγμές πλάτους περίπου 0.7mm για το βάθρο P2, iii) καμπτική-διατμητική αστοχία του βάθρου P3 με κλίση περίπου 0.3mm και iv) καμπτικές ρωγμές βάθους περίπου 0.2mm στο βάθρο P8.



Σχήμα 6: Κατάρρευση της Omori bridge[9]

Οι αιτίες που κατάρρευσε η γέφυρα Omori ήταν τρεις. Αρχικά υπήρχε μια ασυνήθιστη αύξηση της στάθμης της θάλασσας, λόγω πτώσης της βαρομετρικής πίεσης και των ισχυρών ανέμων που κατέφθαναν από την θάλασσα. Επίσης σημαντικό ρόλο έπαιξε και η ιδιαίτερη

τοπογραφία της γέφυρας. Τα κύματα που προσέκρουαν στον λόφο συγκεντρώθηκαν γύρω από την γέφυρα, εξαιτίας του υφάλου κάτω από την γέφυρα και του απότομου βράχου που περικλείει τον ύφαλο. Τα εκτονωμένα κύματα στα υποστυλώματα της γέφυρας δημιούργησαν μια λίμνη στον ύφαλο, προκαλώντας μεγαλύτερη άνοδο της θάλασσας. Τέλος, στατικά κύματα δημιουργήθηκαν λόγω παρεμβολών των κυμάτων που εισέρχονταν στον ύφαλο και αυτών που προσέκρουαν στον βράχο συμβάλλοντας και αυτά στην αύξηση του επίπεδο της θάλασσας, με αποτέλεσμα την αύξηση του ύψους των κυμάτων στον ύφαλο.



Σχήμα 7: Διαδικασία κατάρρευσης γέφυρας[10]

Αρχικό στάδιο της κατάρρευσης αποτέλεσε η ανυψωτική δύναμη που υπέστησαν οι στηρίξεις των βάθρων από την πλευρά της γέφυρας που βρισκόταν στον ωκεανό και οι οποίες καταστράφηκαν, ενώ οι στηρίξεις από την πλευρά του βράχου καταπονήθηκαν και καταστράφηκαν από πλευρικές δυνάμεις. Ακόμα διαπιστώθηκε ζημιά στην προεξοχή του προβόλου της γέφυρας από την εσωτερική πλευρά. Αυτό αποδεικνύεται από το γεγονός ότι πρώτα ανυψώθηκε η δοκός από την πλευρά του ωκεανού και στην συνέχεια η ίδια δοκός μετατοπίστηκε προς την πλευρά του λόφου καταστρέφοντας ταυτόχρονα την επιφάνεια της βάσης της γέφυρας. Πιστεύεται ότι κατά τη διάρκεια πτώσης των κύριων δοκών, οι συνδεδεμένοι δοκοί προκάλεσαν ζημιές σε προσκείμενες δοκούς με αποτέλεσμα να αστοχήσουν τρία βάθρα της γέφυρας.[10]

6. I-35W BRIDGE

Η I-35W είναι μια χαλύβδινη δικτυωτή γέφυρα στην Minneapolis των Η.Π.Α., η οποία κατάρρευσε εντελώς την 1 Αυγούστου 2007. Αρχικά η γέφυρα αυτή δόθηκε στην κυκλοφορία το 1967 και τα σχέδια προέβλεπαν δυο λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση με μια εξωτερική λωρίδα επιτάχυνσης/επιβράδυνσης. Το 1988 επαναδιαγραμμίστηκε και προστέθηκε μια επιπλέον λωρίδα για κάθε κατεύθυνση, αυξάνοντας έτσι τον συνολικό αριθμό των λωρίδων σε 8. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι κατά την διάρκεια κατάρρευσης της, η γέφυρα συντηρούνταν από την κατασκευαστική εταιρία PSA.



Σχήμα 8: Μετά την κατάρρευση της I-35W bridge[11]

Η ανωδομή της γέφυρας αποτελούνταν από δύο κύρια συνεχόμενα διαμήκη δικτυώματα με τρία ανοίγματα μήκους 81m, 139m και 81m. Τα δύο διαμήκη δικτυώματα συνδέονταν μεταξύ τους με εγκάρσια δικτυώματα σε κάθε φάτνωμα, τα οποία προεκτείνονταν εξωτερικά από την δυτική και την ανατολική πλευρά της γέφυρας, με κάθε πρόβολο να αποτελεί μια λωρίδα κυκλοφορίας. Σύμφωνα με τα αρχικά σχέδια, το κατάστρωμα είχε πάχος 16.5cm, αλλά κατά την ανακατασκευή του την περίοδο 1977-1998 προστέθηκε επιπλέον πάχος 5cm στην επιφάνεια του οδοστρώματος, με αποτέλεσμα το συνολικό πάχος να είναι 22cm.

Μετά από μελέτες που πραγματοποιήθηκαν, πιστεύεται ότι ο φορέας U10 είναι αυτή που αρχικά είχε αστοχήσει και από την οποία ξεκίνησε η προοδευτική κατάρρευση της γέφυρας. Μια εβδομάδα μετά την κατάρρευση, μετρήθηκε το πάχος της πλάκας του φορέα U10 και βρέθηκε 22mm μικρότερο από τον σχεδιασμό που έπρεπε να πληρούνταν. Επίσης αποδείχτηκε, ότι οι συνδέσεις που βρίσκονταν στο εσωτερικού του υποστυλώματος του φορέα U10, ήταν τα πιο αδύναμα σημεία και ίσως να ήταν ο λόγος που είχε επέλθει αστοχία λυγισμού της πλάκας.

Πριν την κατάρρευση της γέφυρας και για αρκετούς μήνες, η κατασκευαστική εταιρία PSA, έκανε επισκευές στο κατάστρωμα. Οι επισκευές που πραγματοποιούνταν ήταν η αφαίρεση 5cm σκυροδέματος από την επιφάνεια του οδοστρώματος, η κοπή 100cm αρμού διαστολής από την πλάκα σκυροδέματος και η αντικατάστασή τους, και τέλος η αφαίρεση ενός τμήματος του καταστρώματος. Έτσι το συνολικό φορτίο της κατασκευής ήταν μεγαλύτερο σε σχέση με τον αρχικό σχεδιασμό και εκτιμάται ότι το συνολικό βάρος του υλικού κατασκευής καθώς και του εξοπλισμού στο κατάστρωμα ακριβώς πάνω από το κομβοέλασμα του φορέα U10 ή κοντά σε αυτό ήταν 2600kN.

Ακόμα από φωτογραφίες της γέφυρας που είχαν τραβηχτεί παλαιότερα, αποδεικνύεται ότι η I-35W είχε πρόβλημα διάβρωσης λόγω της διέλευσης του ποταμού. Αναφορές επιθεωρήσεων έδειξαν ότι η παρουσία διαβρώσεως σε κάποια κομβοελάσματα και σε παρακείμενες περιοχές είχαν σαν αποτέλεσμα να μεταβάλουν το πάχος σχεδιασμού των στοιχείων κατά την διάρκεια της κατάρρευσης.

“20^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2014” Πάτρα, Φεβρουάριος 2014



Σχήμα 9: Λυγισμός κομβοελασμάτων του φορέα U10[12]

Όπως αναφέραμε παραπάνω, η γέφυρα αυτή σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε πριν το 1970, όταν ακόμα υπήρχε περιορισμένη αντίληψη της συμπεριφοράς κόπωσης των συγκολλημένων μελών και των συνδέσεων των μεταλλικών γεφυρών. Έτσι σε μια αναφορά που έγινε το 1998, βρέθηκαν ρωγμές κόπωσης σε περιοχές, όπου το ενισχυτικό διάφραγμα δεν είχε συγκολληθεί με το πάνω πέλμα. Τέτοιες ρωγμές είναι πιθανόν να προκαλέσουν θραύση του κυρίου μέλους ή των συνδέσεων των δικτυωμάτων, προκαλώντας την προοδευτική κατάρρευση ολόκληρου του ανοίγματος.[12]

7. BRIDGE NO. SN 019-5010

Η γέφυρα NO. SN 019-5010 βρίσκεται στην περιοχή DeKalb County του Illinois και κατέρρευσε στις 19 Αυγούστου 2008. Η γέφυρα αυτή κατασκευάστηκε με σκοπό την εξυπηρέτηση των τοπικών γεωργικών κοινωνιών και αποτελούνταν από τρία τοξωτά ανοίγματα μήκους 12.81m και ύψους 4.27m πάνω από την κοίτη του ποταμού. Το κατάστρωμα της γέφυρας κατασκευάστηκε με 1.5 ίντσα ασφαλτωμένο οδόστρωμα πάνω από 17 ίντσες προκατασκευασμένης προεντεταμένης δοκού από σκυρόδεμα στηριζόμενες σε κορυφές σκυροδετημένων πασσάλων, ενώ το πέδιλο θεμελίωσης αποτελείται από πασσάλους από ξύλο βελανιδιάς διαμέτρου 10 ιντσών.



Σχήμα 10: Κατάρρευση της γέφυρας NO. SN 019-5010[13]

Σχήμα 8: Φωτογραφία της γέφυρας NO. SN 019-5010 την ημέρα της κατάρρευσης

Η δοκός 3 αστόχησε με συνέπεια την κατάρρευση των ανατολικών και μεσαίων στοιχείων ζεύξης. Η κορυφή των πασσάλων της δοκού 3 στηρίχθηκε στην κοίτη του ποταμού και απόκρυπτε την θεμελίωση των πασσάλων. Στην δοκό 4 η κορυφή των πασσάλων του βάθρου περιστράφηκε με την κατάρρευση του καταστρώματος, ενώ το δυτικό άνοιγμα μεταξύ των δοκών 1 και 2 έμεινε σταθερό. Η σύνδεση του πασσάλου κορυφής με την πλάκα

“20^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2014” Πάτρα, Φεβρουάριος 2014

αντιστήριξης στην δοκό 3 παρέμεινε ανέπαφη μετά από την κατάρρευση, διατηρώντας έτσι την ικανότητα των συνδέσεων να παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις και ροπές. Επειδή το κατάρωμα δεν ήταν συνεχόμενο στην κορυφή των πασσάλων, υπήρξε μεγάλη περιστροφή μεταξύ των δυο τμημάτων του οδοστρώματος με αποτέλεσμα να ραγίσει η ασφαλτική επιφάνεια. Η σύνδεση του καταστρώματος με τους πασσάλους ενισχυόταν από χαλύβδινους πύλους, που μπόρεσαν να διατηρήσουν ένα μέρος της διατμητικής τους αντοχής.[13]

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα αίτια κατάρρευσης των γεφυρών ποικίλλουν ανάλογα με το είδος της γέφυρας. Ωστόσο η επιτυχής κατασκευή και συντήρηση μιας γέφυρας στηρίζεται στην σωστή εκτίμηση όλων των παραμέτρων, φυσικών και τεχνικών, που συμβάλλουν στην ολοκλήρωση και την επισκευή της γέφυρας. Γι' αυτό είναι σημαντικό να λαμβάνονται υπόψη όλοι οι παράγοντες, όπως η τοπογραφία της γέφυρας, οι κλιματικές και γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή, το είδος της κατασκευής, τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν αλλά και ο σωστός προγραμματισμός των εργασιών για την ολοκλήρωση της γέφυρας. Ακόμα όμως και κατά την διάρκεια επισκευής και συντήρησης μιας γέφυρας πρέπει να λαμβάνονται υπό σκέψη όλοι οι παραπάνω παράγοντες, καθώς και η παλαιότητα της γέφυρας και την καταπόνηση που έχουν υποστεί τα μέλη της. Συμπερασματικά η κατάρρευση οποιαδήποτε γέφυρας μπορεί να αποφευχθεί δίνοντας ιδιαίτερη προσοχή στους προαναφερθέντες παράγοντες.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] <http://el.wikipedia.org/wiki/Γέφυρα>
- [2] Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος, “Σιδηρές και Σύμμικτες γέφυρες” Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2008.
- [3] <http://teacherweb.com/BLOG/MA/LittletonMiddleSchool/MsFinnerty/1/blog.aspx?Post=9e65feed-bdc9-4e1c-b3c6-d7f9cba6358e> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [4] K. Ysuf Billah, Robert H. Scanlan, “Resonance, Tacoma Narrows bridge failure, and undergraduate physics textbooks”, 1990
- [5] <http://sc.water.usgs.gov/projects/bridgescour/> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [6] Daniel V. Swenson, Anthony R. Ingraffea, “The collapse of the Schoharie Creek Bridge: a case study in concrete fracture mechanics” International Journal of Fracture 51: p. 73-92, 1991.
- [7] <http://failures.wikispaces.com/Tennessee+River+Bridge+Collapse>
- [8] Daniel A. Wojnowski, August W. Domel, John A. Wilkinson, Matthew T. Kenner, “Analysis of a hybrid plate girder bridge during erection: collapse of Tennessee Highway 69 bridge” Engineering Systems Inc., USA
- [9] http://labs.eng.hokudai.ac.jp/labo/coast/?page_id=77 (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [10] Shinya OKADA, Hiroshi MITAMURA, Hiroyuki ISHIKAWA, “The Collapse Mechanism and the Temporary Restoration if Omori Bridge Damaged by the Storm Surge of Typhoon”, No. 18, 2004.
- [11] <http://content.asce.org/I-35W/NTSBI35W.html> (Λήψη Φωτογραφικού Υλικού)
- [12] Astaneh-AIs, “Progressive Collapse of Steel Truss Bridges, the Case of I-35W Collapse”, Invited Keynote paper, Proceedings, 7th International Conference on Steel Bridges, Guimaraes, Portugal, 4-6 June, 2008
- [13] Danniell J. Borello, Bassem Andrawes, Jerome F. Hajjar, Scott M. Olson, James Hansen, Jason Buenker, “Forensic Collapse Investigation of a Concrete Bridge with Timber Piers”, Illinois Center for Transportation Series No. 09-042, 2009

“20^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2014” Πάτρα, Φεβρουάριος 2014

