



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΧΑΤΖΗΤΤΟΦΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

«ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΣΕΙΣΜΟΠΛΗΚΤΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ»

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΣΠΥΡΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π

Αθήνα, Ιούλιος 2014

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η εργασία αυτή εκπονήθηκε στα πλαίσια της απόκτησης διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού, του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Η επισκευή και η ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένας τομέας της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού που παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στη σύγχρονη εποχή. Τις τελευταίες δεκαετίες, αρκετά ερευνητικά και πειραματικά προγράμματα σε όλο τον κόσμο, έχουν εξελίξει τις μεθόδους και τις κανονιστικές διατάξεις που διέπουν το πεδίο αυτό.

Αποτέλεσμα της ερευνητικής αυτής δραστηριότητας και των εφαρμογών που έχουν ήδη λάβει χώρα είναι, η έκδοση κανονιστικών διατάξεων, όπως του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 καθώς και άλλων διεθνών διατάξεων, με χρήση των οποίων γίνονται πλέον οι έλεγχοι επάρκειας, οι επισκευές και οι ενισχύσεις των υφιστάμενων κατασκευών.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν με τις γνώσεις και τη διδασκαλία τους στη διαπαιδαγώγησή μου. Ιδιαίτερα, τον καθηγητή Κωνσταντίνο Σπυράκο για την ανάθεση αυτής της διπλωματικής, για την ουσιαστική βοήθεια, την άριστη συνεργασία και την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της διπλωματικής αυτής εργασίας.

Ακόμα, ευχαριστώ τους Δημήτρη Κοκκινάκο, Δημήτρη Χιώτη και Παναγιώτη Κυριακόπουλο που με τη βοήθειά τους, την καθοδήγηση και την επίλυση αποριών στήριξαν την προσπάθεια αυτή τους τελευταίους μήνες.

Τέλος, ευχαριστώ από καρδιάς όλη την οικογένεια μου, τον Σώτο, τη Γεωργία, την Ελένη και τη Νάταλυ για τις θυσίες, την στήριξη και την αμέριστη αγάπη που μου δίνουν όλα αυτά τα χρόνια.

Χατζηττοφής Χρίστος

Αθήνα, 2014

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	11
ΕΚΤΕΝΗΣ ΠΕΡΙΛΗΨΗ	13
EXTENDED SUMMARY	30
ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	49
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	53
2.1 Στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων	53
2.2 Επιλογή συστήματος επεμβάσεων	56
2.3 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος	57
2.3.1 Γενικά	57
2.3.2 Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος	58
2.3.3 Διαδικασία κατασκευής μανδύων	59
2.3.4 Ανοικτοί μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος	62
2.3.5 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων με μανδύες Ο.Σ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ	64
2.3.5.1 Μεταφορά δυνάμεων διεπιφάνειας	64
2.3.5.2 Δράση βλήτρου	66
2.3.5.2.1 Αντοχή βλήτρου	67
2.3.5.2.2 Επαρκές μήκος βλήτρου	67
2.3.5.2.3 Ελάχιστες επικαλύψεις	68
2.3.5.2.4 Αποστάσεις μεταξύ διαδοχικών βλήτρων	68
2.3.5.3 Δράση αγκυρίου	69
2.3.5.3.1.1 Μηχανικά αγκύρια	69
2.3.5.3.1.2 Αντοχή σε εφελκυσμό	70
2.3.5.3.1.3 Αντοχή σε διάτμηση	71
2.3.5.3.2.1 Χημικώς πακτωμένα – Εμπηγνυόμενα αγκύρια	73
2.3.5.3.2.2 Αντοχή σε εφελκυσμό	73
2.3.5.3.2.3 Αντοχή σε διάτμηση	74
2.4 Διατμητικά τοιχώματα	75
2.4.1 Γενικά	75
2.4.2 Εσωτερικά-Εμφατνούμενα Τοιχώματα (Infill shear walls)	75
2.4.2.1 Γενικά	75
2.4.2.2 Προσθήκη απλού γεμίματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.5.2)	77

2.4.2.3 Τοιχωματοποίηση πλαισίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.5.3)	78
2.4.3 Εξωτερικά Τοιχώματα (Exterior shear walls)	78
2.4.3.1 Γενικά	78
2.4.3.2 Προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.6)	80
2.5 Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων	80
2.5.1 Γενικά	80
2.5.2 Διάταξη των τοιχοπληρώσεων	81
2.5.3 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων	82
2.5.4 Εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοπληρώσεων	83
2.5.5 Μέθοδοι ενίσχυσης τοιχοποιίας	85
2.5.5.1 Αύξηση εκτός επιπέδου αντοχής	85
2.5.5.2 Αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας	86
2.6 Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (ΙΩΠ)	88
2.6.1 Γενικά	88
2.6.2 Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ σχετικά με τη χρήση σύνθετων υλικών	91
2.6.2.1 Ενίσχυση σε διάτμηση με σύνθετα υλικά	91
2.6.2.2 Ενίσχυση καμπτικής αντοχής στοιχείων με χρήση σύνθετα υλικά	94
2.6.2.2.1 Γενικά	94
2.6.2.2.2 Διαστασιολόγηση	95
2.6.2.3 Περίσφιγξη στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά	98
2.6.2.3.1 Γενικά	98
2.6.2.3.2 Περίσφιγξη υποστυλωμάτων με μανδύες σύνθετων υλικών	99
2.6.2.3.3 Διαστασιολόγηση	100
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	101
3.1 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών	101
3.1.1 Γενικά – Ορισμός βασικών εννοιών	101
3.1.2 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία	102
3.1.3 Διαδικασία διάγνωσης βλαβών	103
3.1.3.1 Γενικά	103
3.1.3.2 Μέθοδοι και όργανα ελέγχου	104
3.2 Μέθοδοι Ανάλυσης	107
3.2.1 Γενικά	107
3.2.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση	108
3.2.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση	109
3.2.4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση	110
3.2.4.1 Γενικά	110
3.2.4.2 Βασικές παραδοχές της μεθόδου	110
3.2.4.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής	111
3.2.4.4 Μεθοδολογία υπολογισμών	111
3.2.4.5 Προσομοίωση και ανάλυση	112
3.2.4.7 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετατόπισης	114
3.2.4.8 Στοχευόμενη μετακίνηση	115
3.2.5 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση	116
3.2.6 Προσομοίωση συμπεριφοράς μελών οπλισμένου σκυροδέματος	117

3.2.6.1	Ενεργός ελαστική δυσκαμψία στοιχείων	117
3.2.6.2	Ροπή διαρροής My διατομής με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, με ομοιόμορφα κατανεμημένο και ασύμμετρο οπλισμό κορμού	118
3.2.6.3	Γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θγ	120
3.2.6.4	Καμπυλότητα αστοχίας	122
3.2.6.5	Πλαστική γωνία στροφής χορδής και συνολική γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία	123
3.2.6.6	Διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενη ένταση	124

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

127

4.1	Γενικά	127
4.2	Περιγραφή βλαβών, Πιθανά αίτια βλαβών, Ερμηνεία συμπεριφοράς κτηρίου	127
4.3	Αποτύπωση – Τεκμηρίωση, Παραδοχές μελέτης, Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών	130
4.3.1	Γεωμετρικά δεδομένα	130
4.3.2	Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών	130
4.3.2.1	Πυρηνοληψία	131
4.3.2.2	Κρουσιμέτρηση	131
4.3.2.3	Υπερηχοσκόπηση	134
4.3.2.5	Μαγνητική Μέθοδος	135
4.4	Προσομοίωση υφιστάμενου φορέα	138
4.4.1	Υποστυλώματα	139
4.4.2	Δοκοί	142
4.4.3	Πλάκες	142
4.4.4	Στοιχεία θεμελίωσης	144
4.4.5	Υλικά	144
4.5	Ανάλυση υφιστάμενου κτηρίου	146
4.5.1	Ιδιομορφική ανάλυση	146
4.5.2	Προκαταρκτική Ελαστική ανάλυση	148
4.5.2.1	Σεισμική δράση Αντισεισμικού Κανονισμού 1959	148
4.5.2.2	Σεισμική δράση Ευρωκώδικα 8	152
4.5.3	Ελαστική δυναμική ανάλυση	153
4.5.3.1	Σεισμική δράση Αντισεισμικού Κανονισμού 1959	153
4.5.3.1	Σεισμική δράση EC8	154

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

157

5.1	Γενικά	157
5.1.2	Μέτρα ενίσχυσης	157
5.2	Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς στοιχείων	159
5.2.1	Γενικά	159

5.2.2	Δοκοί	159
5.2.2.1	Παραμόρφωση διαρροής δοκού	160
5.2.2.2	Παραμόρφωση αστοχίας δοκού	162
5.2.2.3	Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων	164
5.2.3	Υποστυλώματα	167
5.2.3.1	Παραμόρφωση διαρροής υποστυλώματος	168
5.2.3.2	Παραμόρφωση αστοχίας υποστυλώματος	169
5.2.3.3	Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων	171
5.2.4	Τοιχοπληρώσεις	174
5.2.4.1	Προσομοίωση θλιβόμενης διαγωνίου	174
5.2.4.2	Προσομοίωση διατμητικού φατνώματος	175
5.2.5	Τοιχώματα	175
5.3	Ανάλυση ενισχυμένου κτηρίου	176
5.3.1	Γενικά	176
5.3.2	Ιδιομορφική ανάλυση	177
5.3.3	Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση	179
5.3.3.1	Σεισμός σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959	179
5.3.3.2	Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8	179
5.3.3	Δυναμική Φασματική Ανάλυση	180
5.3.3.1	Σεισμός σχεδιασμού Αντισεισμικού κανονισμού 1959	180
5.3.4	Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8	181
5.3.4	Ανελαστική Στατική ανάλυση	182
5.3.4.1	Γενικά	182
5.3.4.2	Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα	182
5.3.4.2.1	Ομοιόμορφη κατανομή	185
5.3.4.2.2	Ιδιομορφική κατανομή	193
5.3.4.3	Διγραμμικοποιημένες καμπύλες αντίστασης – Στοχευόμενη μετακίνηση	203
5.3.5	Ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου	206
5.3.5.1	Σεισμός σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959	206
5.3.5.2	Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8	210
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ,	
ΒΑΣΗ ΦΕΚ455/Β/25.02.2014		215
6.1	Γενικά	215
6.2	Χαρακτηρισμός κτηρίων ανάλογα με την έκταση των βλαβών	215
6.3	Εκτίμηση απώλειας φέρουσας ικανότητας	216
6.4	Μεθοδολογία υπολογισμού επεμβάσεων για αποκατάσταση βλαβών γενικού χαρακτήρα	218
6.4.1	Γενικά	218
6.4.2	Φάσμα σχεδιασμού	221
6.4.3	Διαδικασία επίλυσης	222

6.5 Βήμα 1^ο: Ανάλυση υφιστάμενου κτηρίου σύμφωνα με το ΦΕΚ455/Β/25.02.2014	223
6.5.1 Ιδιομορφική ανάλυση	223
6.5.2 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση υφιστάμενου κτηρίου	223
6.5.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση	224
6.6 Ανάλυση ενισχυμένου κτηρίου σύμφωνα με το ΦΕΚ455/Β/25.02.2014	225
6.6.1.1 Βήμα 2 ^ο : Επίλυση φορέα με τις αναγκαίες επεμβάσεις στα βλαβέντα στοιχεία	225
6.6.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση	226
6.6.1.3 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση	229
6.6.1.4 Δυναμική Φασματική ανάλυση	229
6.6.2.1 Βήμα 3 ^ο : Επίλυση φορέα με τις τελικές επεμβάσεις που θα υλοποιηθούν	230
6.6.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση	231
6.6.2.3 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση	233
6.6.2.4 Δυναμική φασματική ανάλυση	234
6.7 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων	236
6.7.1 Παράδειγμα ελέγχου δοκού σε διάτμηση-ενίσχυση με σύνθετα υλικά	236
6.7.2 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοιχωμάτων	236
6.7.2.1 Σύνδεση τοιχώματος με δοκό	236
6.7.2.2 Ενίσχυση πλακών	238
6.7.3 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος	240
6.7.4 Διαμόρφωση Θεμελίωσης	242
Για την ενίσχυση της θεμελίωσης πραγματοποιήθηκαν οι παρακάτω ενέργειες:	242
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	245
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι: ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ – ΠΙΝΑΚΩΝ	248
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	252

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το πεδίο των μετασεισμικών επεμβάσεων σε σεισμόπληκτα κτήρια. Η έλλειψη εκτενούς βιβλιογραφίας, οι αβεβαιότητες και ιδιαιτερότητες που χαρακτηρίζουν τις υφιστάμενες κατασκευές και η σχετικά μικρή εμπειρία σε έργα αυτού του είδους στη χώρα μας, δυσχεραίνουν το έργο του Μηχανικού. Στην εργασία αυτή θα αναπτυχθούν οι κυριότερες μέθοδοι επέμβασης, οι τρόποι διαστασιολόγησης και υπολογισμού αυτών και η πρακτική εφαρμογή τους σε ένα υφιστάμενο σεισμόπληκτο κτήριο.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια γενική περιγραφή του αντικειμένου των προσεισμικών επεμβάσεων και των κυριότερων αιτιών που οδήγησαν στην ανάγκη ενίσχυσης παλαιότερων κτηρίων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται εκτενής περιγραφή των ευρύτερα διαδεδομένων μεθόδων ενίσχυσης. Παρουσιάζονται το θεωρητικό και κανονιστικό υπόβαθρο, οι τρόποι υπολογισμού και διαστασιολόγησης των επεμβάσεων.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύονται οι μέθοδοι ανάλυσης όπως περιγράφονται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στη Στατική Ανελαστική Ανάλυση που αποτελεί το ισχυρότερο μέσο στην κατανόηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και του συνόλου της κατασκευής.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου κτηρίου και τεκμηριώνονται οι λόγοι ανάγκης άμεσης λήψης μέτρων ενίσχυσης της φέρουσας ικανότητας του.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του ενισχυμένου κτηρίου. Οι μέθοδοι επέμβασης που εφαρμόστηκαν περιλαμβάνουν την εισαγωγή νέων εξωτερικών διατμητικών τοιχωμάτων, την κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα του ισογείου, την προσθήκη μανδύων ινοπλισμένων πολυμερών για αύξηση της πλαστιμότητας και διατμητικής αντοχής, την ανακατασκευή των τοιχοπληρώσεων και την ενίσχυση της θεμελίωσης.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η πορεία υπολογισμού και διαστασιολόγησης των απαραίτητων επεμβάσεων όπως περιγράφονται στην πρόσφατη οδηγία της Υπηρεσίας Αποκατάστασης Σεισμοπλήκτων (Υ.Α.Σ) και ειδικά στο ΦΕΚ455/Β/24.02.2014. Επίσης, παρουσιάζεται αναλυτικότερα ο τρόπος υπολογισμού των απαιτούμενων ενισχύσεων των κεφαλαίων 5 και 6.

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕΙΣΜΟΠΛΗΚΤΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ

Περίληψη: Η παρούσα εργασία μελετά την πορεία υπολογισμού και διαστασιολόγησης των απαιτούμενων ενισχύσεων σεισμόπληκτης κατοικίας. Το προς μελέτη κτήριο παρουσίασε εκτεταμένες βλάβες και κρίνεται αναγκαία η λήψη μέτρων για βελτίωση της σεισμικής απόκρισης και αύξηση της φέρουσας ικανότητάς του. Οι προτεινόμενες επεμβάσεις αφορούν κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, προσθήκη εξωτερικών τοιχωμάτων, ανακατασκευή των τοιχοπληρώσεων και εφαρμογή μανδύων ινοπλισμένων πολυμερών. Η επάρκεια των προτεινόμενων μέτρων ενίσχυσης ελέγχεται μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για στάθμη σεισμικής δράσης αυτής του αρχικού σχεδιασμού. Για τη διαστασιολόγηση των επεμβάσεων χρησιμοποιήθηκαν οι κανονιστικές διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και οι οδηγίες του ΦΕΚ455/Β/24.02.2014 της Υπηρεσίας Αποκατάστασης Σεισμόπληκτων (Υ.Α.Σ) οι αναλύσεις του υφιστάμενου και ενισχυμένου φορέα έγιναν με τη χρήση του λογισμικού προγράμματος SAP2000.v15.

Λέξεις Κλειδιά: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας, σεισμική ενίσχυση, μανδύες Ο.Σ, μανδύες ΙΩΠ, εξωτερικά τοιχεία, SAP 2000.v15.

1. Εισαγωγή

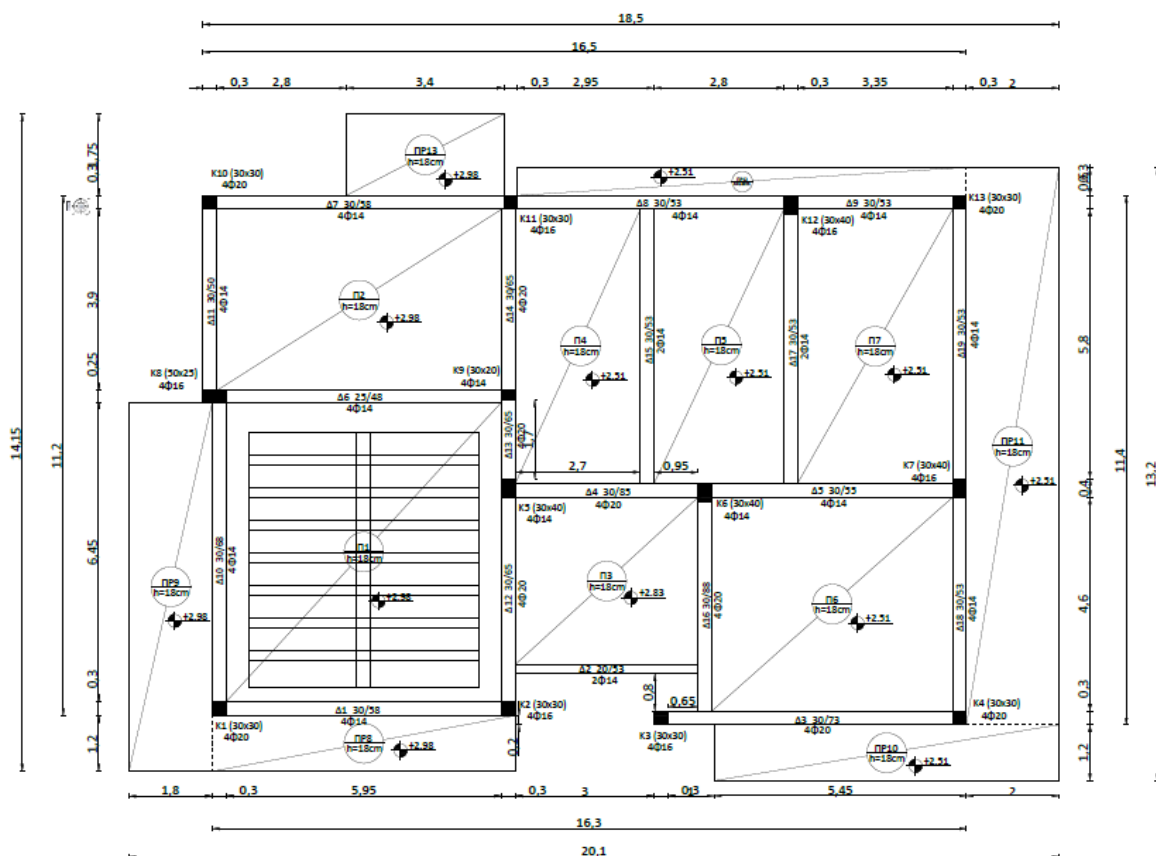
Το αντικείμενο των σεισμικών ενισχύσεων σε υφιστάμενων κτηρίων αποτελεί ένα από τα πιο απαιτητικά και επίκαιρα θέματα για τους Πολιτικούς Μηχανικούς. Σε αντίθεση με τις περιπτώσεις σχεδιασμού και διαστασιολόγησης νέων κτηρίων, τα υφιστάμενα κτήρια χαρακτηρίζονται από αρκετές ασάφειες ως προς τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών, την ύπαρξη και το ποσοστό του οπλισμού, την αξιοπιστία των κατασκευαστικών σχεδίων (εάν υπάρχουν), κ.α. Ο Μηχανικός καλείται να αξιολογήσει όλα τα διατιθέμενα δεδομένα και να προβεί σε προτάσεις τέτοιες που με ασφάλεια να βελτιώνουν τη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Από καταγραφές βλαβών που προκλήθηκαν από σεισμούς σε υφιστάμενα κτήρια, που έχουν διαστασιολογηθεί με παλαιότερους κανονισμούς (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959), διαπιστώνεται η γενική ανεπάρκειά τους. Οι ξεπερασμένες αντιλήψεις για τη συμπεριφορά των κτηρίων που διατυπώνονταν σε παλαιότερους κανονισμούς, η έλλειψη υπολογιστικών προγραμμάτων που επιτρέπουν την αναλυτικότερη προσομοίωση και ανάλυση των φορέων, η απουσία κρίσιμων περιοχών στα δομικά στοιχεία, η χαμηλή ποιότητα υλικών και η απουσία ποιοτικού

ελέγχου, τα ανεπαρκή μήκη παράθεσης και η χαμηλότερη στάθμη σεισμικής δράσης σχεδιασμού είναι κάποιοι από τους λόγους που τα κτήρια αυτά είναι σήμερα ευάλωτα σε ισχυρούς σεισμούς, αυξάνοντας τον κίνδυνο θνησιμότητας και ατυχημάτων, ιδιαίτερα σε αστικά κέντρα.

Η ανάγκη για ενίσχυση κτηρίων αυτής της κατηγορίας θεωρείται επιβεβλημένη καθώς αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό (~80%) του κτηριακού πλούτου της χώρας.

2. Περιγραφή φορέα

Το υφιστάμενο κτήριο είναι διώροφη οικοδομή, που κατασκευάστηκε το (...), και μελετήθηκε με τον Αντισεισμικό κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Σκυροδέματος 1954. Από το επίπεδο της θεμελίωσης έως και τη στάθμη της οροφής του ορόφου (ισόγειο και 1^{ος} όροφος) το συγκρότημα είναι ενιαίο και ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις δομήματος 20.1x14.15 m. Από τη στάθμη οροφής 1^{ου} ορόφου μέχρι τη στάθμη οροφής του 2^{ου} ορόφου, το δόμημα είναι ορθογωνικής κατόψεως, διαστάσεων 12.05x13.2 m με μεταβλητό ύψος ορόφου λόγω ύπαρξης κεκλιμένης πλάκας στέγης. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και συντίθεται από υποστυλώματα, δοκούς και συμπαγείς πλάκες. Η θεμελίωση του κτηρίου είναι επιφανειακή και περιλαμβάνει κεντρικά μεμονωμένα πέδιλα συνδεδεμένα και κατά τις δύο διευθύνσεις με συνδετήριες δοκούς. Ο ξυλότυπος ισογείου του κτηρίου φαίνεται στην Εικόνα 2.1



Σχέδιο 2.1 Ξυλότυπος ισογείου υφιστάμενου φορέα

3. Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτηρίου

Για να μειωθούν, το δυνατό περισσότερο, οι αβεβαιότητες που αναφέρθηκαν παραπάνω, είναι σκόπιμο να διεξαχθεί μια σειρά ελέγχων με σκοπό την απόκτηση πληροφοριών σχετικά με την ποιότητα και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υφιστάμενων υλικών, τη θέση και την ύπαρξη των διαμηκών και εγκάρσιων οπλισμών, των συνθηκών θεμελίωσης, την ύπαρξη και την έκταση των βλαβών κ.α. Η διαδικασία της αποτίμησης περιλαμβάνει αρχικά τον οπτικό και ενόργανο έλεγχο των δομικών στοιχείων και ακολούθως την προσομοίωση και ανάλυση του σε λογισμικό πρόγραμμα.

3.1 Οπτικός και ενόργανοι έλεγχοι

Για την διαπίστωση των χαρακτηριστικών χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα επί τόπου ελέγχων κρουσιμετρήσεων, υπερηχοσκόπησης, αποκάλυψης οπλισμών, μαγνητικής μεθόδου και πυρηνοληψίας σε συνδυασμό με τον οπτικό έλεγχο. Τα προς έλεγχο στοιχεία επιλέχθηκαν ώστε να αποκαλύπτουν τη γενικότερη κατάσταση της κατασκευής και παρουσιάζονται συνοπτικά στον πίνακα 3.1.

Στοιχείο	Κρουσιμέτρηση	Υπερηχοσκόπηση	Αποκάλυψη Οπλισμού	Μαγνητική	Πυρηνοληψία
K1-υπογ.	x	x		x	x
K2-υπογ.				x	
K3-υπογ.				x	
K4-υπογ.			x		x
K5-υπογ.	x	x		x	
K6-υπογ.	x	x		x	
K7-υπογ.	x		x		
K8-υπογ.				x	
K9-υπογ.				x	
K10-υπογ.	x	x	x		
K11-υπογ.				x	x
K12-υπογ.	x	x			
K13-υπογ.			x		
K5-ισογ.				x	
K7-ισογ.				x	
K8-ισογ.					
K3-οροφ.				x	x
K4-οροφ.					x
K5-οροφ.				x	
K12-οροφ.				x	x
Δ1-υπογ.	x	x		x	
Δ2-υπογ.				x	
Δ3-υπογ.				x	
Δ4-υπογ.	x	x		x	
Δ6-υπογ.				x	
Δ8-υπογ.	x	x			
Δ11-υπογ.	x	x			
Δ12-υπογ.				x	
Δ15-υπογ.				x	
Δ16-υπογ.	x	x			
Δ18-υπογ.	x	x			
Θεμέλιο			x		

Θεμέλιο			x		
Θεμέλιο			x		
Θεμέλιο			x		

Πίνακας 3.1 Ενόργανοι έλεγχοι φέροντος οργανισμού

Λόγω της απουσίας των κατασκευαστικών σχεδίων της αρχικής μελέτης κρίθηκε απαραίτητη η γεωμετρική αποτύπωση του φορέα έτσι ώστε να διασφαλίζεται ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ), όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κατά τον οπτικό έλεγχο διαπιστώθηκαν εκτεταμένες βλάβες και αδυναμίες στο υφιστάμενο κτήριο:

- Πλήρης αποδιοργάνωση σκυροδέματος με λυγισμό ράβδων και άνοιγμα συνδετήρων
- Δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων
- Δημιουργία μαλακού ορόφου λόγω της απουσίας τοιχίων και θεμελίωσης στο ισόγειο
- Αστοχία κόμβων υποστυλώματος-δοκού
- Εμφάνιση καμπτοδιατμητικών ρωγμών σε υποστυλώματα
- Ολική κατάρρευση εκτός επιπέδου εξωτερικής στρώσης τοιχοποιίας
- Περιμετρική αποκόλληση τοιχοποιίας από υποστυλώματα και δοκούς
- Εμφάνιση ρωγμών εντός επιπέδου στην τοιχοποιία

Από τα αποτελέσματα των ενόργανων ελέγχων μπορεί να θεωρηθεί ότι η ποιότητα του σκυροδέματος είναι B225 (-C16/20) και του χάλυβα των σπλισμών St III (-S400).

3.2 Προσομοίωση και ανάλυση υφιστάμενου φορέα

Ο φέρον οργανισμός προσομοιώνεται στο λογισμικό πρόγραμμα SAP2000.v15 με ραβδωτά στοιχεία. Τα μόνιμα και κινητά φορτία σχεδιασμού καθώς και τα ίδια βάρη των πλακών ανάγονται σε γραμμικές φορτίσεις στις περιμετρικές και εσωτερικές δοκούς μέσω των επιφανειών επιρροής. Η διαφραγματική λειτουργία προσομοιώνεται κατάλληλα.

Ο προσδιορισμός της απομένουσας φέρουσας ικανότητας του φορέα έγινε χρησιμοποιώντας την προκαταρκτική ελαστική ανάλυση όπως ορίζεται ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πίνακας 3.2) και με τη μέθοδο εκτίμησης απώλειας φέρουσας ικανότητας που προτείνεται στο ΦΕΚ455/Β/24.02.2014 (Πίνακας 3.3).

Από την προκαταρκτική ελαστική ανάλυση υπολογίζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας ($\lambda = S_E / R_m$), μέσω των οποίων εξάγονται τα αρχικά συμπεράσματα για τη σεισμική απόκριση του κτηρίου. Για παράδειγμα, αν πέραν του 30% των κατακόρυφων στοιχείων εμφανίζει συντελεστή ανεπάρκειας $\lambda > 4$ τότε δεν χρειάζεται περεταίρω αποτίμηση του κτηρίου και η ανάγκη για ενίσχυση κρίνονται επιβεβλημένες.

Η διαδικασία που προτείνεται στο ΦΕΚ, αποσκοπεί στο χαρακτηρισμό των βλαβών του υφιστάμενου κτηρίου ως τοπικού ή γενικού χαρακτήρα μέσω του υπολογισμού του συντελεστή απώλειας φέρουσας ικανότητας (A_{ϕ}). Αν το κτήριο παρουσιάζει σε οποιαδήποτε στάθμη συντελεστή $A_{\phi} > 0,12$ οι βλάβες χαρακτηρίζονται γενικού χαρακτήρα ενώ σε αντίθετη περίπτωση ως βλάβες τοπικού χαρακτήρα. Ανάλογα με την κατηγορία στην οποία εμπίπτει ο υφιστάμενος φορέας καθορίζεται και η κατάλληλη διαδικασία υπολογισμού των (ελάχιστων) απαιτούμενων επεμβάσεων.

α. Ιδιομορφική ανάλυση

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.622517	0.74379	0.01266	0.74379	0.01266	0.05465	0.05465
MODAL	2	0.604654	0.04383	0.50801	0.78763	0.52067	0.78005	0.8347
MODAL	3	0.552521	0.00918	0.28853	0.79681	0.8092	0.00064	0.83535
MODAL	4	0.2282	0.14092	0.00091	0.93773	0.81011	0.01088	0.84623
MODAL	5	0.219887	0.00013	0.00992	0.93786	0.82002	0.02295	0.86917
MODAL	6	0.201396	0.02008	0.0335	0.95794	0.85353	0.08142	0.95059
MODAL	7	0.197068	0.00133	0.12159	0.95927	0.97511	0.01588	0.96648
MODAL	8	0.160734	0.03506	0.00099	0.99433	0.9761	0.00085	0.96733
MODAL	9	0.153501	0.00106	0.00051	0.99539	0.97661	0.00716	0.97449
MODAL	10	0.138803	0.00021	0.01751	0.9956	0.99412	0.01965	0.99413
MODAL	11	0.135023	0.00161	0.00029	0.99721	0.99441	0.00164	0.99577
MODAL	12	0.131497	0.00038	0.00191	0.99759	0.99632	0.00107	0.99684

Πίνακας 3.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, η δεύτερη ιδιομορφή του κτηρίου έχει μεγάλο ποσοστό στροφικής συμμετοχής, οδηγώντας σε εμφάνιση στρεπτικών φαινομένων και καταπόνησης των δομικών μελών. Επίσης σημειώνεται η χαμηλή δυσκαμψία και οι μεγάλες απαιτήσεις παραμορφώσεων των κατακόρυφων μελών.

β. Ελαστική ανάλυση

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	5,71	5,71	
K2	8	5,29	6,29
K3	10,3	11,64	3,82
K4	6,88	8,5	4,01
K5	14,11	10,48	3,28
K6	14,76	15,72	3,36
K7	10,33	13,26	6,02
K8	8,41	5,1	
K9	5,6		
K10	3,96	3,02	
K11	3,6	5,75	2,5
K12	5,7	5,26	1,37
K13	4,05	4,55	3,92

Πίνακας 3.4 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενου κτηρίου

ΙΣΟΓΕΙΟ			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΒΛΑΒΗ (τύπος)	Συντελεστής R
K1	x	Δ	0
K2	x		1
K3	x		1
K4	x	Δ	0
K5	x		1
K6	x		1
K7	x	Δ	0
K8	x	B2(α)	0,8
K9	x		1
K10	x	Δ	0
K11	x	Γ1(β)	0,3
K12	x	B2(γ)	0,5
K13	x	Δ	0
ΣR _i =			6,6
A _φ =			0,492 >0,12

Πίνακας 3.5 Συντελεστής απώλειας φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου φορέα

Από τα παραπάνω φαίνεται ξεκάθαρα ότι το κτήριο χαρακτηρίζεται από βλάβες γενικού χαρακτήρα και με εκτεταμένες ανεπάρκειες στο σύνολο των κατακόρυφων μελών του.

4. Ενισχυμένος Φορέας

Από τα συμπεράσματα της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας και των ανεπαρειών του υφιστάμενου φορέα αποφασίζονται οι στρατηγικές ενίσχυσής του. Οι μέθοδοι που επιλέγονται αποσκοπούν στην άρση των πιο πάνω αδυναμιών και παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω:

- Κατασκευή οκτώ τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος διατομής 150x25 cm. Τα τοιχώματα T₁, T₂, T₅ και T₇ εκτείνονται σε όλο το ύψος του κτηρίου, ενώ τα T₃, T₄, T₆ και T₈ εκτείνονται μέχρι και την πλάκα οροφής του ισογείου. Η ποιότητα του σκυροδέματος των νέων τοιχωμάτων είναι C25/30, και του χάλυβα οπλισμού B500C.
- Ενίσχυση των πλακών Π1, Π2, Π6 και Π7 της οροφής ισογείου με αύξηση του πάχους τους κατά 7cm με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων K1, K4, K7, K10, K11, K13, K8 και K12 με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm.
- Ενίσχυση των δοκών Δ1, Δ3, Δ7, Δ9, Δ10, Δ11, Δ18 και Δ19 με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων K2, K3, K5, K6, K9, της στάθμης του ισογείου με δύο στρώσεις σύνθετου υλικού μέτρου ελαστικότητας 240GPa, παραμόρφωσης αστοχίας 1.5% και συνολικού πάχους 0.34mm.
- Ενίσχυση των δοκών Δ4, Δ5, Δ6, Δ8, Δ12, Δ13, Δ14, Δ15, Δ16 και Δ17 της στάθμης του ισογείου με τρεις στρώσεις σύνθετου υλικού μέτρου ελαστικότητας 240GPa, παραμόρφωσης αστοχίας 1.5% και συνολικού πάχους 0.51mm.
- Κατασκευή περιμετρικής πεδιλοδοκού στο εξωτερικό όριο του κτηρίου για αγκύρωση των νέων τοιχωμάτων και των νέων οπλισμών των ενισχυμένων υποστυλωμάτων. Τα θεμέλια των ενισχυμένων, με μανδύα Ο.Σ, υποστυλωμάτων ενισχύονται ανάλογα και προς το εσωτερικό του κτηρίου ώστε να αγκυρωθούν με ασφάλεια οι διαμήκεις οπλισμοί. Η θεμελίωση ενδέχεται να τροποποιηθεί μετά τη αποκάλυψη του συνόλου της θεμελίωσης, η οποία θα πραγματοποιηθεί σταδιακά, λαμβάνοντας υπόψη την ασφάλεια του πληγέντος φορέα.

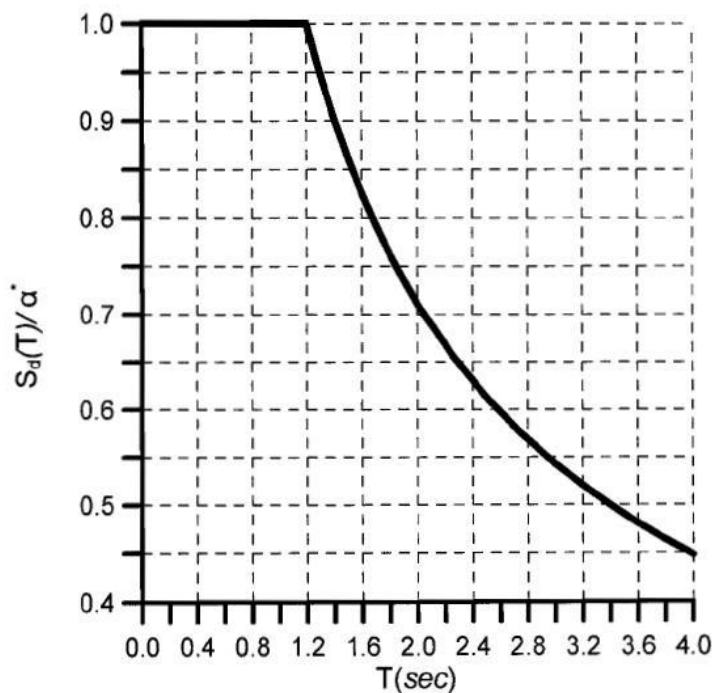
4.1 Ανάλυση ενισχυμένου κτηρίου

α. Παραδοχές ανάλυσης

Κατά την ανάλυση του ενισχυμένου κτηρίου έγιναν κάποιες παραδοχές, τις οποίες ο Μηχανικός θα πρέπει να έχει υπόψη κατά την ανάγνωση των αποτελεσμάτων:

- i. Παραδοχή πλήρους πακτώσεως στη στάθμη της θεμελίωσης. Η παραδοχή έγινε για το λόγο ότι η αποκάλυψη της θεμελίωσης έγινε αρκετά αργότερα από την έναρξη της μελέτης και δεν υπήρχαν τα απαραίτητα στοιχεία για προσομοίωση ακριβέστερων συνθηκών στήριξης.

- ii. Το κτήριο θεωρείται δε θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο όταν πληρούνται ταυτόχρονα οι προϋποθέσεις $T_x \geq T_\theta$ και $T_y \geq T_\theta$. Ο ορισμός αυτός εμπεριέχει το σφάλμα της χρήσης των r_{mx} και r_{my} αντί των r_x και r_y που ορίζει ο ΕΚ8 και το σφάλμα της επέκτασης εφαρμογής των εξισώσεων που δίνουν τις ιδιοπεριόδους του μονώροφου σε πολυώροφα κτίρια.
- iii. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ο συντελεστής συμπεριφοράς του ενισχυμένου κτηρίου μπορεί να λαμβάνεται προσαυξημένος κατά 25% αν το κτήριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο και οι συντελεστές ανεπάρκειας είναι $\lambda < 2.5$. Παρόλα αυτά, ο συντελεστής q λήφθηκε υπόψη σταθερός ($q=1.5$) κατά την ανάλυση τόσο του υφιστάμενου όσο και του ενισχυμένου φορέα.
- iv. Δεν είναι αναγκαία η εφαρμογή Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης εάν οι συντελεστές ανεπάρκειας που προκύπτουν από τη Δυναμική Φασματική ανάλυση είναι $\lambda < 2.5$.
- v. Στην ελαστική ανάλυση, οι οριζόντιες δυνάμεις ασκούνται στα κέντρα βάρους των διαφραγμάτων και κατανέμονται καθ' ύψος με τρόπο ανάλογο της μεθόδου οριζόντιας ώθησης του EC8-1.
- vi. Το φάσμα του σεισμού σχεδιασμού είναι αυτό που περιγράφεται στο Άρθρο 4.2 του ΦΕΚ455/Β/24.02.2014 (Εικόνα 4.1), με συντελεστή οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης (a^*) που αντιστοιχεί σε για έδαφος κατηγορίας Β, κτήριο κατηγορίας ΚΙ, κατηγορία σπουδαιότητας κτηρίου ΣΙΙ και συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης 0,08 (Πίνακας 4.2).



$$S_d(T) = \begin{cases} a^*, & 0 \leq T \leq 1.2 \text{ sec} \\ a^* \left(\frac{1.2}{T} \right)^k, & T > 1.2 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{όπου } k = 2/3$$

Εικόνα 4.1 Φάσμα σχεδιασμού ΦΕΚ455/Β/24.02.2014

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II (ΕΑΚ2003)					
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ϵ (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		≤ 0.06	0.08	0.12	0.16
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣI & ΣII	0.14	0.14	0.21	0.28
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣIII & ΣIV	0.18	0.21	0.32	0.34

Πίνακας 4.2 Τιμές Οριζόντιας Επιτάχυνσης Σχεδιασμού a^*/g (αηγγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας g)

- vii. Τονίζεται ότι οι οδηγίες και η διαδικασία επίλυσης που περιλαμβάνονται στο ΦΕΚ455/Β/24.02.2014, αποσκοπούν στην επάρκεια του δομήματος για τον σεισμό σχεδιασμό της αρχικής μελέτης (Αντισεισμικός κανονισμός 1959) και όχι τη σεισμική δράση του Ευρωκώδικα 8 που είναι σαφώς μεγαλύτερη.

β. Ιδιομορφική ανάλυση

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.289845	0.00024	0.49254	0.00024	0.49254	0.36248	0.36248
MODAL	2	0.229915	0.67533	0.00008482	0.67557	0.49262	0.14236	0.50483
MODAL	3	0.163863	0.00364	0.04881	0.67921	0.54143	0.04134	0.54617
MODAL	4	0.13165	0.01406	0.2274	0.69327	0.76883	0.20045	0.74662
MODAL	5	0.128139	0.00003727	0.00684	0.69331	0.77567	0.00529	0.75191
MODAL	6	0.123202	0.07738	0.02846	0.77069	0.80414	0.00342	0.75533
MODAL	7	0.113374	0.00031	0.00009993	0.771	0.80424	0.00184	0.75717
MODAL	8	0.112853	0.0102	0.00079	0.7812	0.80502	0.02842	0.78559
MODAL	9	0.112143	0.000008389	0.00054	0.78121	0.80556	0.02504	0.81064
MODAL	10	0.110599	0.03469	0.00068	0.81591	0.80624	0.00997	0.8206
MODAL	11	0.097206	0.00067	0.00792	0.81658	0.81417	0.01236	0.83297
MODAL	12	0.095375	0.00007263	0.02154	0.81665	0.83571	0.02642	0.85939
MODAL	13	0.092336	0.00021	0.00264	0.81686	0.83835	0.00264	0.86202
MODAL	14	0.082885	0.00238	0.00003326	0.81923	0.83838	0.00017	0.86219
MODAL	15	0.075061	0.00000745	0.01294	0.81924	0.85132	0.00026	0.86245
MODAL	16	0.07225	0.0009	0.0000622	0.82014	0.85138	0.00055	0.863
MODAL	17	0.070026	0.0003	0.00006708	0.82044	0.85145	0.00024	0.86325
MODAL	18	0.06879	0.00209	0.00049	0.82253	0.85194	0.00212	0.86537
MODAL	19	0.064192	0.00003449	0.000005397	0.82256	0.85194	0.00027	0.86564
MODAL	20	0.06329	0.00005298	0.01507	0.82261	0.86701	0.00131	0.86694

Πίνακας 4.3 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής ανάλυσης

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνεται ότι το κτήριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο. Επίσης, η παρουσία των εξωτερικών τοιχωμάτων και η κατασκευή μανδυνών Ο.Σ έχουν αυξήσει σημαντικά την δυσκαμψία του φορέα και την αντοχή, μειώνοντας παράλληλα την απαίτηση για πλευρική μετακίνηση.

γ. Ελαστική ανάλυση

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.477	1.929	
K2	0.846	1.227	1.101
K3	0.935	1.904	1.066
K4	0.414	1.502	1.260
K5	1.415	2.625	1.491
K6	1.266	3.294	1.561
K7	0.416	2.565	1.776
K8	1.327	1.439	
K9	1.291		
K10	0.307	1.282	
K11	0.351	1.579	1.32
K12	1.16	2.37	0.785
K13	0.326	1.301	1.023

Πίνακας 4.4 Συντελεστές καμπτικής ανεπάρκειας ελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.346	0.789	
K2	0.561	0.596	1.478
K3	0.501	0.501	0.807
K4	0.203	0.470	1.728
K5	0.573	0.922	1.508
K6	0.678	0.905	1.645
K7	0.302	0.809	2.201
K8	0.261	0.371	
K9	0.930		
K10	0.347	0.871	
K11	0.194	0.840	1.860
K12	0.241	1.320	0.845
K13	0.229	0.485	1.625

Πίνακας 4.5 Συντελεστές διατμητικής ανεπάρκειας ελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα

Από τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης φαίνεται ότι οι συντελεστές ανεπάρκειας των κατακόρυφων στοιχείων έχουν μειωθεί σημαντικά. Για την πληρέστερη κατανόηση της συμπεριφορά του φορέα εκτελείται και δυναμική φασματική ανάλυση με χαρακτηριστικά αυτά που αναφέρθηκαν παραπάνω (§4.1α).

δ. Δυναμική φασματική ανάλυση

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ
K1	0,175	0,487	
K2	0,438	0,4	0,715
K3	0,371	0,393	0,558
K4	0,157	0,46	0,9
K5	0,46	0,55	0,92
K6	0,68	0,757	0,92
K7	0,16	0,433	1
K8	0,187	0,232	
K9	0,842		
K10	0,164	0,474	
K11	0,165	0,831	0,94
K12	0,232	0,837	0,701
K13	0,131	0,329	0,91

Πίνακας 4.6 Συντελεστές καμπτικής ανεπάρκειας δυναμικής φασματικής ανάλυσης ενισχυμένου

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ
K1	0,036	0,629	
K2	0,206	0,054	0,935
K3	0,173	0,239	0,321
K4	0,084	0,313	0,846
K5	0,296	0,313	0,98
K6	0,11	0,473	0,481
K7	0,104	0,363	0,973
K8	0,045	0,123	
K9	0,698		
K10	0,087	0,892	
K11	0,096	0,419	0,976
K12	0,101	0,421	0,376
K13	0,115	0,247	0,972

Πίνακας 4.7 Συντελεστές διατμητικής ανεπάρκειας δυναμικής φασματικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα

Οι τιμές των συντελεστών ανεπάρκειας είναι μικρότεροι της μονάδας και έτσι εξασφαλίζεται η ασφαλής συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα και επιτυχία των προτεινόμενων μέτρων επέμβασης για το σεισμό σχεδιασμού του Κανονισμού του 1959.

Όσο αφορά τις δοκούς της στάθμης του ισογείου που δεν έχουν ενισχυθεί με μανδύα Ο.Σ λόγω της σύνδεσης τους με τα εξωτερικά τοιχία, κρίνεται σκόπιμο να γίνει έλεγχος της αντοχής τους σε διάτμηση ώστε να αποφευχθεί η πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας. Ο έλεγχος γίνεται για τις κρίσιμες (δυσμενέστερες) τιμές τέμνουσας όπως προκύπτουν από όλους τους συνδυασμούς φόρτισης (Πίνακας 4.11).

ΔΟΚΟΣ	$V_{sd}(kN)$	λ
Δ2	14,5	1,385
Δ4	106,027	5,06
Δ5	103,81	5,85
Δ6	111,562	5,32
Δ8	94,031	4,28
Δ12	47,518	2,15
Δ13	19,87	1,25
Δ14	92,102	4,32
Δ15	76,606	3,245
Δ16	72,322	3,185
Δ17	84,033	4,05

Πίνακας 4.8 Τιμές τέμνουσας σχεδιασμού και συντελεστές διατμητικής ανεπάρκειας μη ενισχυμένων δοκών

Οι δοκοί ενισχύονται με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών ώστε να διασφαλίζεται ότι δεν αστοχούν πρόωρα λόγω διάτμησης.

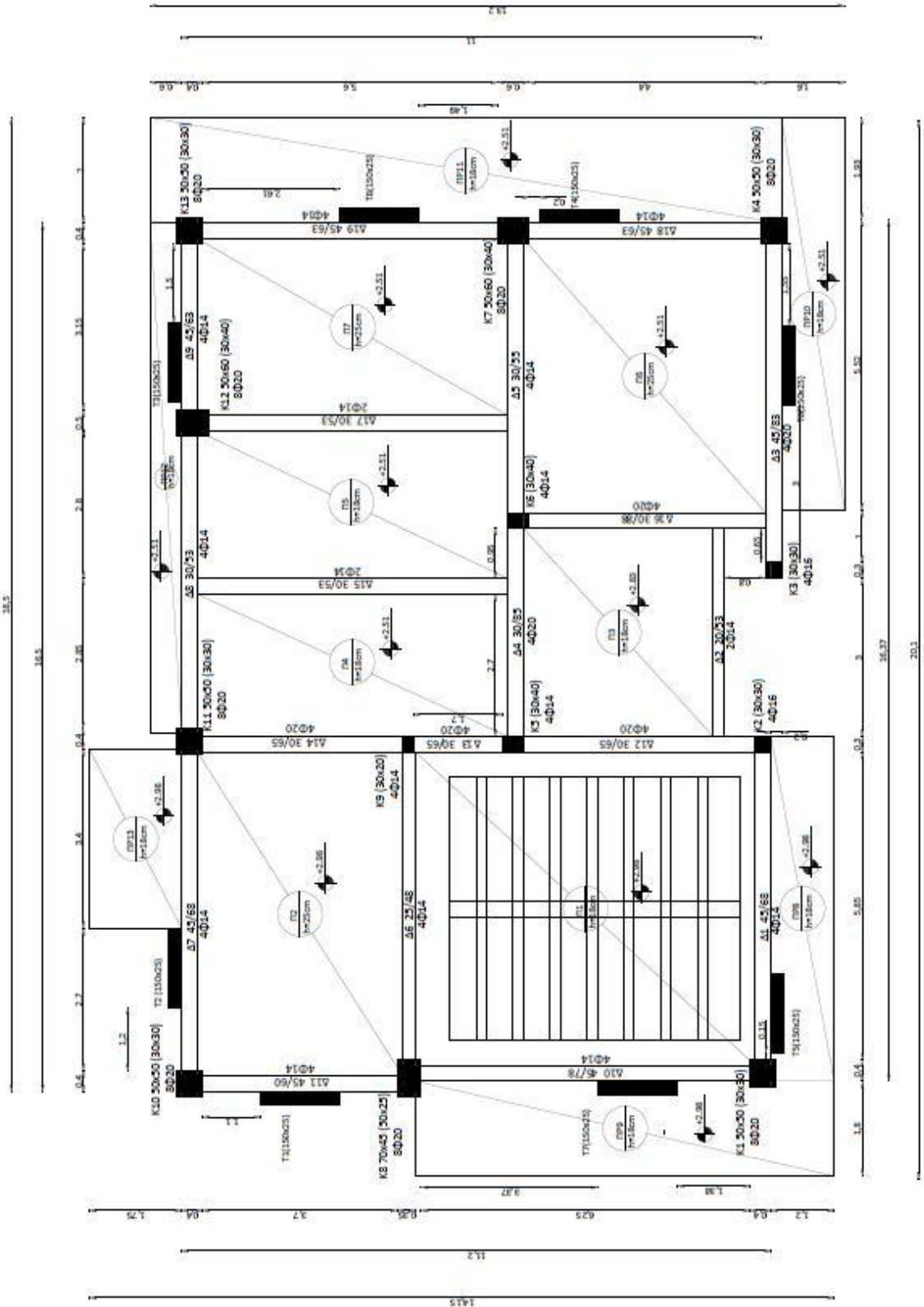
Όπως γίνεται σαφές για να ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας “Προστασία Ζωής” για το σεισμό σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8, είναι απαραίτητη η λήψη περαιτέρω μέτρων ενίσχυσης.

4.2 Κατασκευαστικά σχέδια ενισχύσεων

i. Θεμελίωση

Η θεμελίωση πρέπει να εξασφαλίζει τη σωστή και ασφαλή αγκύρωση των νέων διαμηκών οπλισμών των ενισχυμένων υποστυλωμάτων. Επίσης, θα πρέπει να τοποθετηθούν βλήτρα που να συνδέουν τα υφιστάμενα μεμονωμένα πέδιλα με τη νέα περιμετρική πεδιλοδοκό.

ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

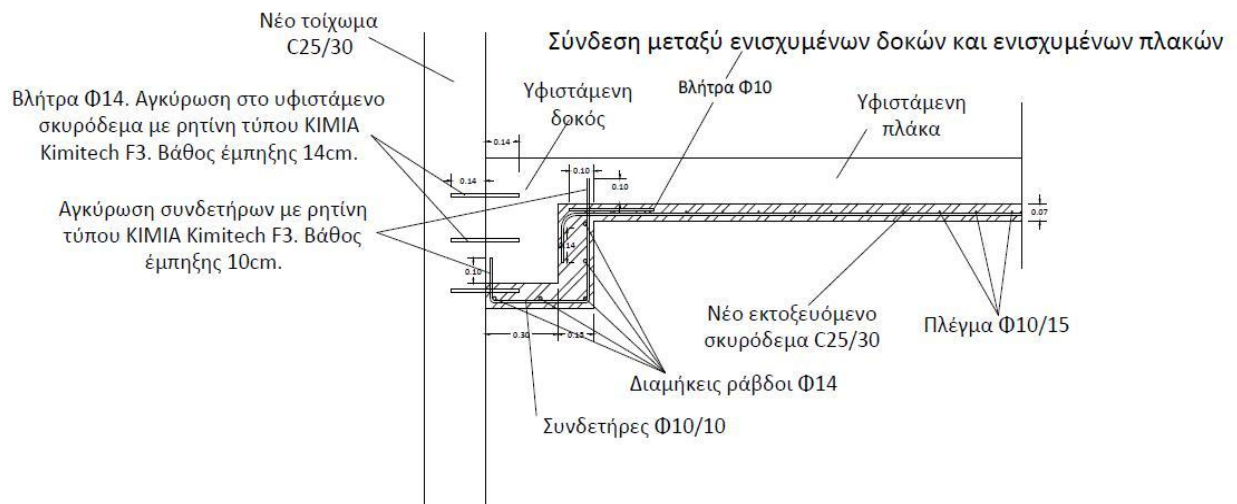


Σχέδιο 4.9 Ευλότυπος οροφής ισογείου ενισχυμένου φορέα

ii. Εξωτερικά τοιχία

Όπως αναφέρεται στη διεθνή βιβλιογραφία, για να θεωρηθεί αποτελεσματική η συνεισφορά των νέων εξωτερικών τοιχιών, πρέπει να εξασφαλίζεται η μονολιθική σύνδεση τους με τον υπάρχον φέρον οργανισμό. Για το λόγο αυτό, τα εξωτερικά τοιχία συνδέονται με τις δοκούς μέσω βλήτρων στη στάθμη των διαφραγμάτων. Το πλήθος των απαιτούμενων μεταλλικών συνδέσμων υπολογίζεται έτσι ώστε αυτοί να συμπεριφέρονται ελαστικά κατά το σεισμό σχεδιασμού (Τέμνουσα δυσμενέστερου συνδυασμού φόρτισης). Επιπρόσθετα, κρίνεται σκόπιμη η ενίσχυση των δοκών και των πλακών που εφάπτονται των τοιχιών με μανδύες Ο.Σ πάχους 7.5 cm ώστε η σεισμική διέγερση να παραλαμβάνεται με ασφάλεια από τα τοιχία και να μην

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΩΝ Δ1, Δ3, Δ7, Δ9, Δ10, Δ11, Δ18 και Δ19 ΚΑΙ ΠΛΑΚΩΝ Π1, Π2, Π6 ΚΑΙ Π7 ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΕΚΤΟΞΕΥΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΟΥΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕ ΝΕΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ



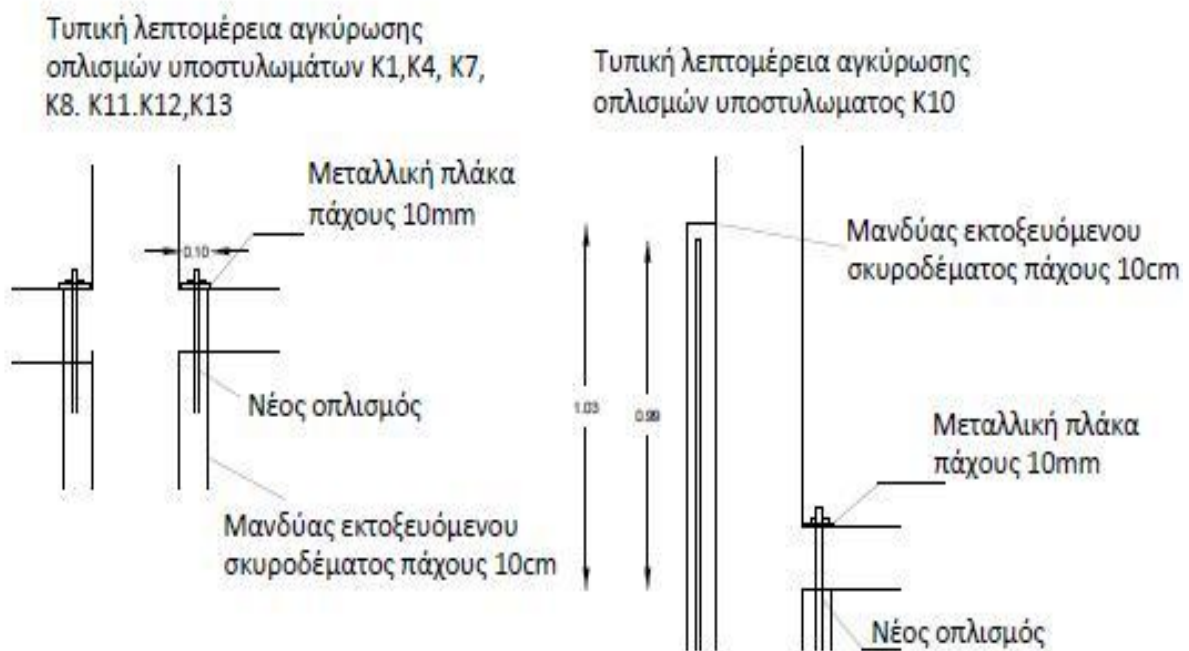
προηγείται αστοχία των δοκών.

Σχέδιο 4.11 Ενίσχυση δοκών – πλακών για αγκύρωση εξωτερικών τοιχωμάτων

iii. Μανδύες Ο.Σ / Ινοπλισμένων πολυμερών

Οι μανδύες Ο.Σ, διαστασιολογούνται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν με ασφάλεια τα νέα εντατικά μεγέθη από την ανωδομή στην ενισχυμένη θεμελίωση. Η σύνδεση του παλαιού σκυροδέματος με το νέο, εξασφαλίζεται με την τοποθέτηση μεταλλικών συνδέσμων που παραλαμβάνουν τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια. Επίσης, στις κρίσιμες περιοχές των ενισχυμένων υποστυλωμάτων τοποθετείται ο απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός που ικανοποιεί τις απαιτήσεις πλαστιμότητας και τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8-1.

Οι μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών, διαστασιολογούνται ώστε να προσφέρουν την απαιτούμενη αντοχή και πλαστιμότητα στις περιπτώσεις διατμητικής και καμπτικής ανεπάρκειας αντίστοιχα. Είναι σημαντικό κατά τον σχεδιασμό να τηρούνται οι απαιτήσεις αγκύρωσης και να λαμβάνεται υπόψη ο κίνδυνος αποκόλλησής τους.



Σχέδιο 4.12 Αγκύρωση νέων οπλισμών ενισχυμένων υποστυλωμάτων

5. Συμπεράσματα

Το υπό μελέτη κτήριο παρουσιάζει πλήθος σημαντικών βλαβών λόγω της χαμηλής αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας, απόρροια του σχεδιασμού με παλαιότερο αντισεισμικό κανονισμό και του κακού ποιοτικού έλεγχου. Οι αδυναμίες φαίνονται τόσο από τις εκτεταμένες βλάβες που δημιουργήθηκαν μετά από ένα πρόσφατο σεισμικό γεγονός, όσο και από τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Οι προτάσεις ενίσχυσης, είχαν ως κύριο στόχο την αύξηση της δυσκαμψίας, της αντοχής, της πλαστιμότητας και τη βελτίωση της σεισμικής του απόκρισης του συνόλου του δομήματος, ώστε να εξασφαλίζεται ασφάλεια για τη σεισμική δράση του αρχικού οργανισμού.

Για τη διαστασιολόγηση των επεμβάσεων χρησιμοποιήθηκαν οι κανονιστικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ενώ για την πορεία επίλυσης και την επιλογή των ελάχιστων μέτρων ενίσχυσης ακολουθήθηκε το ΦΕΚ455/Β/24.02.2014.

Η ενίσχυση του κτηρίου έγινε με συνδυασμό μεθόδων όπως, κατασκευή μανδύων Ο.Σ και ινοπλισμένων πολυμερών σε δοκούς και υποστυλώματα, προσθήκη εξωτερικών διατμητικών τοιχίων και ενίσχυση της θεμελίωσης.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του ενισχυμένου κτηρίου καταδεικνύουν την αποτελεσματικότητα των μέτρων ενίσχυσης καθώς παρατηρήθηκε αύξηση της δυσκαμψίας του ενισχυμένου φορέα, αλλά και σημαντική αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής του.

Είναι επίσης σημαντικό η διαστασιολόγηση των προτεινόμενων επεμβάσεων να γίνει με τον ενδεδειγμένο τρόπο και τις διατάξεις των κανονισμών, ώστε η πραγματική συμπεριφορά να ταυτίζεται με τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

EXTENDED SUMMARY

LOAD-BEARING CAPACITY EVALUATION AND SEISMIC BEHAVIOR IMPROVEMENT SUGGESTIONS FOR AN EXISTING EARTHQUAKE DAMAGED BUILDING

Abstract: This paper deals with the design and calculation of the required retrofit methods on existing, earthquake damaged buildings. The aim is to investigate the seismic behavior of a certain building, which suffered multiple damages and failures during a recent earthquake in Greece. The retrofit methods suggested here, include the construction of concrete jackets, the addendum of exterior shear walls, the application of Fiber Reinforced Plastic on beams and columns and the reconstruction of damaged brick walls on the ground floor. The adequacy of those methods is being validated with the use of the Pushover analysis for the seismic value of the initial design. The analysis and all of the calculations are compatible with the regulations of the Greek Retrofit Regulation (KAN.ΕΠΕ) and the directions of the Greek Service for the Rehabilitation of Earthquake Damage (ΦΕΚ455/Β/24.02.2014). The building was simulated through the SAP2000.v15 program.

Key words: Bearing capacity evaluation, seismic retrofit, concrete jackets, FRP's, exterior shear walls, SAP2000.v15

1. Introduction

Nowadays, the seismic retrofit on existing damaged buildings is one of the most demanding and current topics in the field of Civil Engineering. The design and calculation of a building's retrofit is frequently based on generalities about the quality and the mechanical attributes of existing materials, the position and type of the steel used for concrete reinforcement and steel braces, the dependability of the initial architectural and construction plans. A civil engineer must be able to evaluate the given data, decide and suggest the procedure to be followed in order to improve the seismic behavior of the structure and offer the required safety to its occupants as well. According to the data taken from recent damaged buildings, which have been designed under older regulations, it becomes obvious that those buildings are mechanically inefficient. Those weaknesses are often a result of the outdated perceptions about building construction in past regulations, the lack of software helping the accurate simulation and analysis of building load, the absence of critical areas in structural materials, the low quality materials and the lack of quality controls, the low proportion of steel in structural elements, the insufficient splice length and improper hooks of strips. All the above set the older buildings as quake-vulnerable increasing the death rate especially in city centres. The need for retrofitting those structures is urgent because, as is estimated, more than 80% of existing buildings in Greece are designed in an inappropriate way.

2. Building description

The existing under-study building is a two storey structure with a basement, designed in the '70s according to the Greek Anti-Seismic Regulation of 1959 and the Greek Reinforced Concrete Regulation of 1954. The structure is of rectangular shape, with dimensions 20.10x14.14m on the ground and first floor, and with dimensions 12.05x14.15m on the second floor with the height of the second floor varied because of the roof slope. The structural system is made of concrete and consists of columns, beams and solid slabs. There is a superficial foundation with individual foundations connected to each other with beams in both directions. The ground floor structural plan is shown in Fig. 2.1.

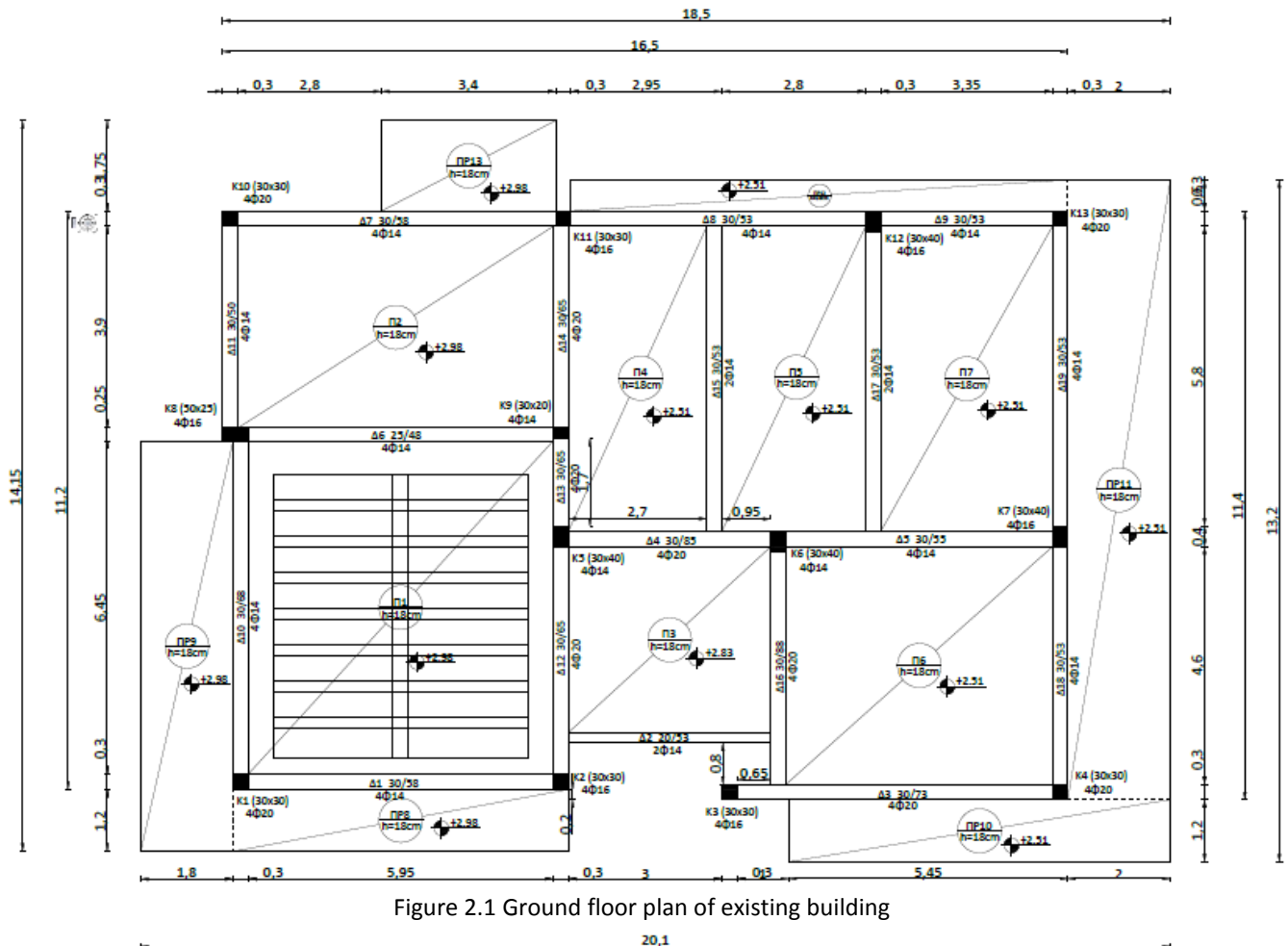


Figure 2.1 Ground floor plan of existing building

3. Load-bearing evaluation of existing building

In order to eliminate any uncertainties, the Engineer has to complete a series of checks to gain as much data as possible for the design and the quality of the existing structure. That procedure comprises of the visual in-situ check of the structural system, the recording of any possible damages, the instrumented investigation of elements and the simulation of the whole system in a software program.

3.1 Visual and instrumented checks

In the building studied, and in order to achieve a complete understanding of the mechanical features of the materials used, a variety of surveys took place. The data below were collected using impact method measurements, extrusion tests, ultra sound tests, longitudinal reinforcement and strip revelation, core tests, magnetic methods and the visual checks. The elements selected for examination were those which have been considered as the most critical for the behavior of the whole structure (Tab. 3.1).

Element	Impact	Ultra Sound	Revelation	Magnetic	Material core
K1- Gfloor	x	x		x	x
K2- Gfloor				x	
K3- Gfloor				x	
K4- Gfloor			x		x
K5- Gfloor	x	x		x	
K6- Gfloor	x	x		x	
K7- Gfloor	x		x		
K8- Gfloor				x	
K9- Gfloor				x	
K10-Gfloor	x	x	x		
K11- Gfloor				x	x
K12- Gfloor	x	x			
K13-Gfloor			x		
K5-1floor				x	
K7-1floor				x	
K8-1floor					
K3-2floor				x	x
K4-2floor					x
K5-2floor				x	
K12-2floor				x	x
Δ1-bas.	x	x		x	
Δ2-bas.				x	
Δ3-bas.				x	
Δ4-bas.	x	x		x	
Δ6-bas.				x	
Δ8-bas.	x	x			
Δ11-bas.	x	x			
Δ12-bas.				x	
Δ15-bas.				x	
Δ16-bas.	x	x			
B18-bas.	x	x			
Foundation			x		
Foundation			x		
Foundation			x		
Foundation			x		

Table 3.1 Instrumented tests of structural elements

The absence of the structural and architectural plans of the initial design and study, dictated a geometrical survey of the building in order to achieve a satisfactory level of data as imposed by KAN.ΕΠΕ.

The visual check results showed that the structure suffers from:

- Concrete disorganization with bar buckling and strip failure especially on joint areas
- Short column behavior
- Soft storey behavior on ground floor
- Joint failure between beams and columns
- Shear and bending cracks on several columns
- Out of the plane failure and collapse of brick masonry
- In plane failure of the brick masonry

According to the test results, the existing concrete quality is C16/20 and steel quality is S400.

3.2 Simulation and analysis of the existing structural system

The building's elements are simulated in SAP2000.v15 using frame elements. The dead and live loads and the self weight of slabs are defined as linear loads on the beams. The slab's diaphragm is simulated appropriately. The evaluation of the building's load-bearing capacity was made using the preliminary elastic analysis of KAN.ΕΠΕ (Tab. 3.2) and the method of evaluation of the loss capacity factor (A_ϕ) which is suggested by ΦEK455/B (Tab. 3.3).

As a result of the preliminary elastic analysis it was possible to obtain the ductile insufficiency factors of columns ($\lambda = S_e / R_m$), which are a first indicator of the seismic behavior of the existing building. For example, if more than 30% of the columns have a λ factor over 4 ($\lambda > 4$), indicates that the structure has low capacity and strength therefore retrofitting measures are mandatory. The other method, characterizes the possible damages of the building as general or local depending on the A_ϕ factor. If any of the building's stories has a factor $A_\phi > 0.12$ the damages are characterized as general meaning extended and critical damages affecting the stability and the safety of the structure. Otherwise the damages are characterized as local. Depending on the situation, the regulation indicates the minimum appropriate measures to repair the damaged elements and eliminate the weaknesses of the building. The next few paragraphs present the analysis procedure.

a. Modal analysis

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.622517	0.74379	0.01266	0.74379	0.01266	0.05465	0.05465
MODAL	2	0.604654	0.04383	0.50801	0.78763	0.52067	0.78005	0.8347
MODAL	3	0.552521	0.00918	0.28853	0.79681	0.8092	0.00064	0.83535
MODAL	4	0.2282	0.14092	0.00091	0.93773	0.81011	0.01088	0.84623
MODAL	5	0.219887	0.00013	0.00992	0.93786	0.82002	0.02295	0.86917
MODAL	6	0.201396	0.02008	0.0335	0.95794	0.85353	0.08142	0.95059
MODAL	7	0.197068	0.00133	0.12159	0.95927	0.97511	0.01588	0.96648
MODAL	8	0.160734	0.03506	0.00099	0.99433	0.9761	0.00085	0.96733
MODAL	9	0.153501	0.00106	0.00051	0.99539	0.97661	0.00716	0.97449
MODAL	10	0.138803	0.00021	0.01751	0.9956	0.99412	0.01965	0.99413
MODAL	11	0.135023	0.00161	0.00029	0.99721	0.99441	0.00164	0.99577
MODAL	12	0.131497	0.00038	0.00191	0.99759	0.99632	0.00107	0.99684

Table 3.2 Modal analysis results of existing building

The modal analysis results show that there is a high mass participation by the vertical axis, thus torsion phenomenon takes place and increases the strain of the elements. Moreover, the analysis shows low stiffness and high displacement demands of the structural system.

b. Preliminary elastic analysis

COLUMNS	DUCTILE INSUFFICIENCY FACTORS		
	GROUND FLOOR	1 ST FLOOR	2 ND FLOOR
K1	5,71	5,71	
K2	8	5,29	6,29
K3	10,3	11,64	3,82
K4	6,88	8,5	4,01
K5	14,11	10,48	3,28
K6	14,76	15,72	3,36
K7	10,33	13,26	6,02
K8	8,41	5,1	
K9	5,6		
K10	3,96	3,02	
K11	3,6	5,75	2,5
K12	5,7	5,26	1,37
K13	4,05	4,55	3,92

Table 3.3 Ductile insufficiency factors (Preliminary elastic analysis)

GROUND FLOOR			
COLUMNS	DUCTILE INSUFFICIENCY	TYPE OF DAMAGE	(R) FACTOR
K1	x	Δ	0
K2	x		1
K3	x		1
K4	x	Δ	0
K5	x		1
K6	x		1
K7	x	Δ	0
K8	x	B2(α)	0,8
K9	x		1
K10	x	Δ	0
K11	x	$\Gamma 1(\beta)$	0,3
K12	x	B2(γ)	0,5
K13	x	Δ	0
		$\Sigma R_i =$	6,6
		$A_\phi =$	0,492 >0,12

Table 3.4 Load-bearing capacity loss factor

From the above, it becomes clear that the damages can be characterized as general, meaning critical damages and extended insufficiencies at the majority of columns of the existing building.

4. Strengthened building

The results of the load capacity evaluation and the ductile insufficiencies of the existing structural system lead to the suggestion of a series of retrofit measures and strategies. The target is to eliminate as much as possible the weaknesses as previously described. The chosen measures are briefly described below:

- Construction of 8 exterior shear walls (150x25cm) on the perimeter of the building, made of C25/30 concrete and B500C steel reinforcement. Shear walls T1, T2, T5 and T7 are extended to the whole height of the structure, while T3, T4, T6 and T8 shear walls extend only to the first floor slab due to architectural and aesthetic reasons.
- Π1, Π2, Π6 and Π7 ground floor slabs are strengthened by thickness increase with a 7 cm shotcrete jacket.
- K1, K4, K7, K10, K11, K13, K8 and K12 ground floor columns are strengthened by thickness increase with a 10 cm shotcrete jacket.
- Δ1, Δ3, Δ7, Δ9, Δ10, Δ11, Δ18 και Δ19 ground floor slabs are strengthened by thickness increase with a 7 cm shotcrete jacket.
- K2, K3, K5, K6 and K9 ground floor columns are strengthened by two layers of FRP jackets, with 240 GPa elasticity module, 1.5% failure deformation and a total thickness of 0.34 mm.
- Δ4, Δ5, Δ6, Δ8, Δ12, Δ13, Δ14, Δ15, Δ16 and Δ17 ground floor beams are strengthened by three layers of FRP jackets, with 240 GPa elasticity module, 1.5% failure deformation and a total thickness of 0.51 mm.
- Construction of a strip footing foundation in order to strengthen the existing foundation and safely anchor the longitudinal reinforcement of columns as well as the new exterior shear walls.

4.1 Strengthened building analysis

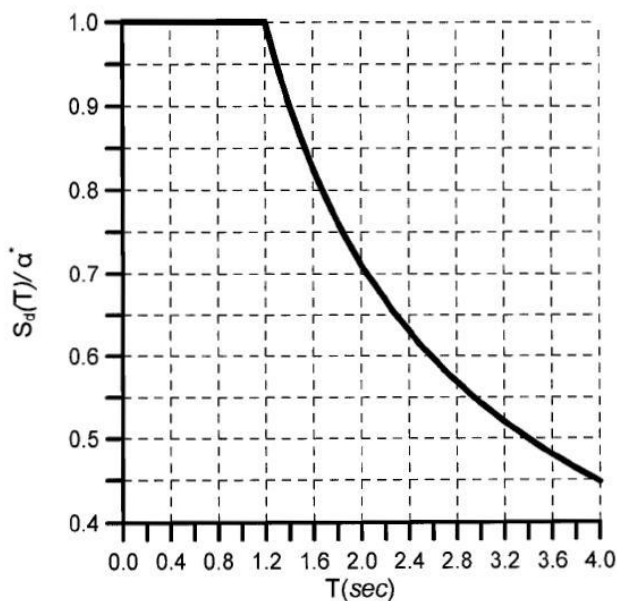
a. Analysis Assumptions

It is considered necessary to report the main assumptions that took place during the analysis of the strengthened structure:

- i. The foundation was considered as fully fixed because the revelation of the foundation took place after the starting point of the study.
- ii. The building is not considered torsionally vulnerable when it simultaneously satisfies the conditions $T_x \geq T_\theta$ και $T_y \geq T_\theta$. This statement has a risk of error but it is still a good indicator of the building's torsional behavior.
- iii. According to the ΚΑΝ.ΕΠΕ, the seismic behavior factor of the structure could be increased by 25%, if the building is not torsionally vulnerable and the ductile insufficiency factors are under $\lambda < 2.5$. Even though those

conditions are satisfied, the q factor remains stable during the analysis of the strengthened building (q=1.5)

- iv. The application of a Pushover analysis is not necessary when the ductile insufficiency factors of Spectrum analysis are under $\lambda < 2.5$.
- v. The lateral loads of the elastic analysis are defined at the mass center of the diaphragms according to the directions of EC8-1 (Static Equivalent Method).
- vi. The design spectrum was calculated according to the ΦΕΚ455/Β/24.02.2014 regulations (Fig.4.1). The spectrum acceleration was considered as $a^* = 0.14g$ and the building was characterized as KI type, with ΣII importance factor and seismic burden factor $\varepsilon = 0.08$ (Tab. 4.2).



$$S_d(T) = \begin{cases} a^*, & 0 \leq T \leq 1.2 \text{ sec} \\ a^* \left(\frac{1.2}{T} \right)^k, & T > 1.2 \text{ sec} \end{cases}$$

όπου $k = 2/3$

Figure 4.1 Design spectrum according to the ΦΕΚ455/Β/24.02.2014

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II (ΕΑΚ2003)					
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		≤ 0.06	0.08	0.12	0.16
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣI & ΣII	0.14	0.14	0.21	0.28
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣIII & ΣIV	0.18	0.21	0.32	0.34

Table 4.2 Seismic burden factor (Greek Anti-seismic Regulation of 1959)

- vii. All the directions and suggested procedures of ΦΕΚ455/Β/24.02.2014 aim to increase the structure's efficiency for the seismic load of the initial design (Anti-seismic regulation of 1959) and not for the seismic action of Eurocode 8 which is much bigger.

b. Modal analysis

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.289845	0.00024	0.49254	0.00024	0.49254	0.36248	0.36248
MODAL	2	0.229915	0.67533	0.00008482	0.67557	0.49262	0.14236	0.50483
MODAL	3	0.163863	0.00364	0.04881	0.67921	0.54143	0.04134	0.54617
MODAL	4	0.13165	0.01406	0.2274	0.69327	0.76883	0.20045	0.74662
MODAL	5	0.128139	0.00003727	0.00684	0.69331	0.77567	0.00529	0.75191
MODAL	6	0.123202	0.07738	0.02846	0.77069	0.80414	0.00342	0.75533
MODAL	7	0.113374	0.00031	0.00009993	0.771	0.80424	0.00184	0.75717
MODAL	8	0.112853	0.0102	0.00079	0.7812	0.80502	0.02842	0.78559
MODAL	9	0.112143	0.000008389	0.00054	0.78121	0.80556	0.02504	0.81064
MODAL	10	0.110599	0.03469	0.00068	0.81591	0.80624	0.00997	0.8206
MODAL	11	0.097206	0.00067	0.00792	0.81658	0.81417	0.01236	0.83297
MODAL	12	0.095375	0.00007263	0.02154	0.81665	0.83571	0.02642	0.85939
MODAL	13	0.092336	0.00021	0.00264	0.81686	0.83835	0.00264	0.86202
MODAL	14	0.082885	0.00238	0.00003326	0.81923	0.83838	0.00017	0.86219
MODAL	15	0.075061	0.00000745	0.01294	0.81924	0.85132	0.00026	0.86245
MODAL	16	0.07225	0.0009	0.0000622	0.82014	0.85138	0.00055	0.863
MODAL	17	0.070026	0.0003	0.00006708	0.82044	0.85145	0.00024	0.86325
MODAL	18	0.06879	0.00209	0.00049	0.82253	0.85194	0.00212	0.86537
MODAL	19	0.064192	0.00003449	0.000005397	0.82256	0.85194	0.00027	0.86564
MODAL	20	0.06329	0.00005298	0.01507	0.82261	0.86701	0.00131	0.86694

Table 4.3 Modal analysis results (strengthened building)

The results of the modal analysis show that the strengthened structure is not yet considered as torsionally vulnerable. Furthermore, there is a significant decrease of the building's eigenperiods and deformation demands due to the increase of stiffness.

c. Preliminary elastic analysis

COLUMN	DUCTILE INSUFFICIENCY FACTORS		
	GROUND FLOOR	1 ST FLOOR	2 ND FLOOR
K1	0.477	1.929	
K2	0.846	1.227	1.101
K3	0.935	1.904	1.066
K4	0.414	1.502	1.260
K5	1.415	2.625	1.491
K6	1.266	3.294	1.561
K7	0.416	2.565	1.776
K8	1.327	1.439	
K9	1.291		
K10	0.307	1.282	
K11	0.351	1.579	1.32
K12	1.16	2.37	0.785
K13	0.326	1.301	1.023

Table 4.4 Ductile insufficiency factors of strengthened structure (Preliminary elastic analysis)

COLUMN	SHEAR INSUFFICIENCY FACTORS		
	GROUND	1 ST FLOOR	2 ND FLOOR
K1	0.346	0.789	
K2	0.561	0.596	1.478
K3	0.501	0.501	0.807
K4	0.203	0.470	1.728
K5	0.573	0.922	1.508
K6	0.678	0.905	1.645
K7	0.302	0.809	2.201
K8	0.261	0.371	
K9	0.930		
K10	0.347	0.871	
K11	0.194	0.840	1.860
K12	0.241	1.320	0.845
K13	0.229	0.485	1.625

Table 4.5 Shear insufficiency factors of strengthened structure (Preliminary elastic analysis)

According to the results, there is a significant decrease of the insufficiency factor of column elements. To acquire a better understanding of the building's seismic behavior we should apply a spectrum analysis as it has been described above (§4.1α).

d. Spectrum analysis

COLUMN	DUCTILE INSUFFICIENCY FACTORS		
	GROUND	1 ST FLOOR	2 ND FLOOR
K1	0,175	0,487	
K2	0,438	0,4	0,715
K3	0,371	0,393	0,558
K4	0,157	0,46	0,9
K5	0,46	0,55	0,92
K6	0,68	0,757	0,92
K7	0,16	0,433	1
K8	0,187	0,232	
K9	0,842		
K10	0,164	0,474	
K11	0,165	0,831	0,94
K12	0,232	0,837	0,701
K13	0,131	0,329	0,91

Table 4.6 Ductile insufficiency factors of strengthened structure (Spectrum analysis)

COLUMN	SHEAR INSUFFICIENCY FACTORS		
	GROUND	1 ST FLOOR	2 ND FLOOR
K1	0,036	0,629	
K2	0,206	0,054	0,935
K3	0,173	0,239	0,321
K4	0,084	0,313	0,846
K5	0,296	0,313	0,98
K6	0,11	0,473	0,481
K7	0,104	0,363	0,973
K8	0,045	0,123	
K9	0,698		
K10	0,087	0,892	
K11	0,096	0,419	0,976
K12	0,101	0,421	0,376
K13	0,115	0,247	0,972

Table 4.7 Shear insufficiency factors (Spectrum analysis)

The values of insufficiency factors are under the $\lambda < 1$ for all the vertical elements of the structure, which indicates a safe and desired seismic behavior for the seismic load design of 1959 Regulation. Thus, the suggested retrofit measures could be considered as successful and a pushover analysis is not needed.

As far as the ground floor beams which have not been strengthened with reinforced concrete jackets, it is essential to apply a shear force strength check, to ensure that there is no brittle failure in any of them. The checks are made for the highest values of all the possible analysis combinations of each beam element. (Tab. 4.11).

BEAM	$V_{sd}(kN)$	λ
$\Delta 2$	14,5	1,385
$\Delta 4$	106,027	5,06
$\Delta 5$	103,81	5,85
$\Delta 6$	111,562	5,32
$\Delta 8$	94,031	4,28
$\Delta 12$	47,518	2,15
$\Delta 13$	19,87	1,25
$\Delta 14$	92,102	4,32
$\Delta 15$	76,606	3,245
$\Delta 16$	72,322	3,185
$\Delta 17$	84,033	4,05

Table 4.8 Shear force values and shear insufficiency factors of not strengthened ground floor elements

Beams with an insufficiency factor over $\lambda > 1$ are strengthened with the appropriate amount of FRP jackets in order to be safe against shear failure.

If however we want to obtain an accepted seismic behavior for the seismic load design of EC-8, a lot more measures have to be taken.

4.2 Construction plans of retrofit measures

i. Foundations

The foundation design has to ensure that the appropriate and safe anchor of the column's longitudinal reinforcement is being applied. Moreover, a number of bolts have to be positioned in order to connect the existing foundation piles with the new strip footing.

ΚΑΤΩΦΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

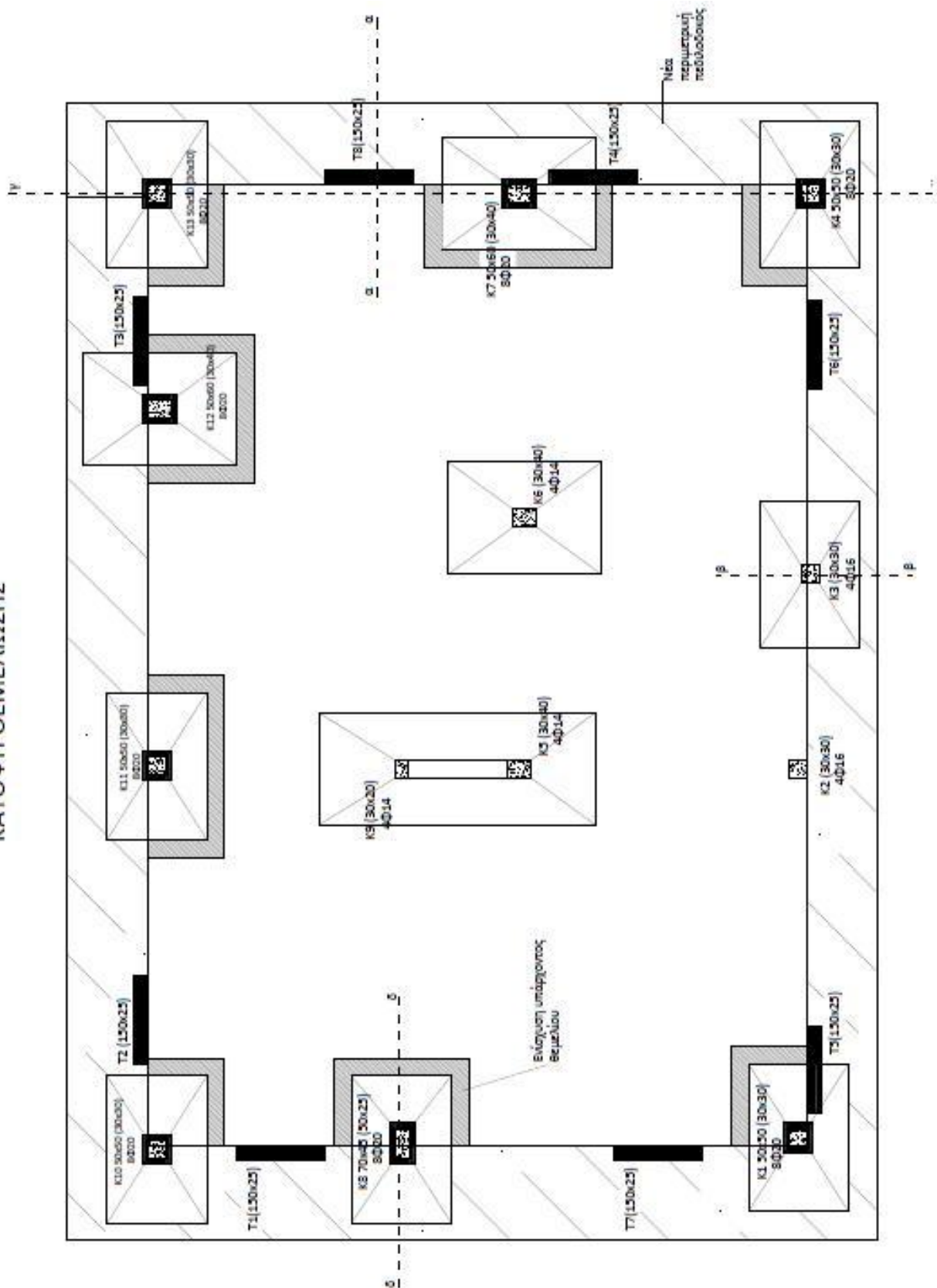


Figure 4.10 Foundation structural plan of strengthened building

The FRP jackets are designed to increase the shear and plastic behavior of elements in the case of low shear and ductile strength. The appropriate splice lengths and abrasion danger must be considered respectively.

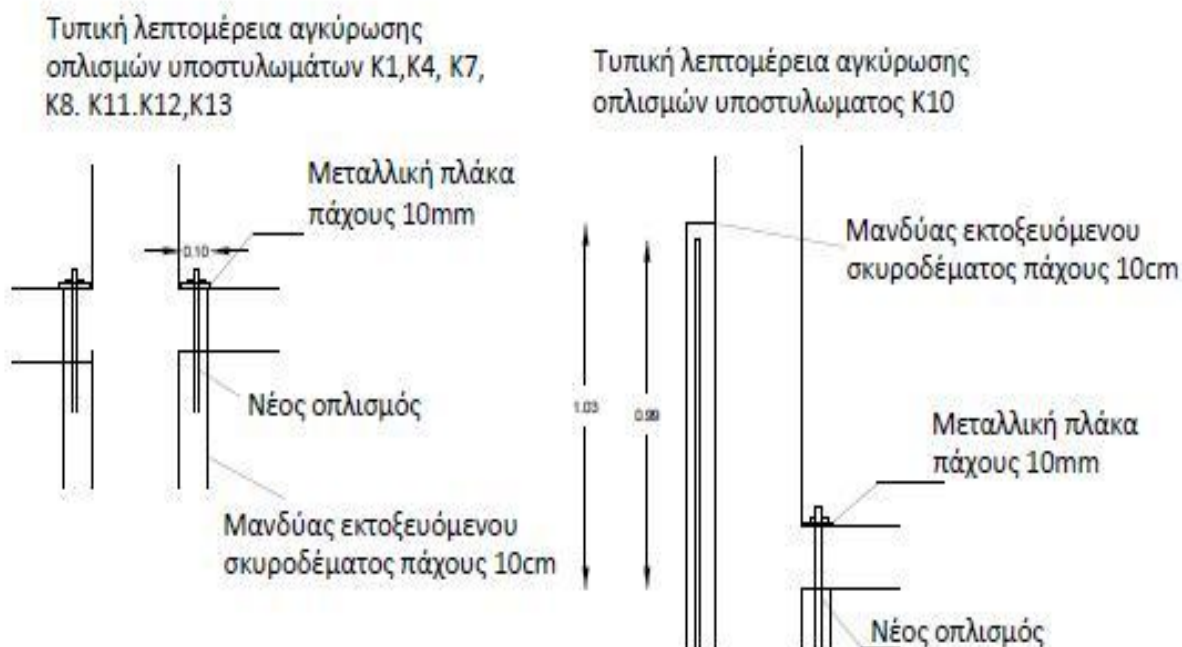


Figure 4.12 Reinforcement concrete jacket's end region design

5. Conclusions

This paper studies an existing building which is facing several critical damages, with low durability, stiffness and plasticity because of the inadequate directions of previous regulations and the low quality control of the construction.

The retrofit suggestions aim to increase the ductility, the durability and the stiffness in order to improve its seismic behavior and load-bearing capacity.

For the calculations of the strengthening method, the Greek Retrofit Regulation as well as the ΦΕΚ455/B directions have been used.

The suggested measures include the construction of exterior shear walls, concrete and FRP jackets on columns and beams and a foundation improvement.

As is shown from the analysis results, the strengthening suggestions are successful and a significant increase of ductility, stiffness and durability levels have been observed.

The implementation of those measures is very important in order to achieve a match between simulation and the real behavior of the structure.

ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

- i. Η προσομοίωση του κτηρίου έγινε στο λογισμικό πρόγραμμα SAP2000.v15, με χρήση ραβδωτών στοιχείων για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα, τοιχοπληρώσεις).
- ii. Τα φορτία των πλακών (κινητά και μόνιμα) και το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας ανάγονται ως γραμμικά φορτία στις περιμετρικές δοκούς.
- iii. Η διαφραγματική λειτουργία θεωρείται εξασφαλισμένη και εισάγονται διαφράγματα στις τρεις στάθμες των ορόφων.
- iv. Το κτήριο δεν θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο θεωρώντας ότι ισχύει η προσεγγιστική παραδοχή $T_x > T_\theta$ και $T_y > T_\theta$ και συνεπώς δεν συνεκτιμάται η επιρροή της στρέψης.
- v. Οι συνθήκες έδρασης θεωρούνται ως πλήρεις πακτώσεις για τους σκοπούς της εργασίας αυτής.

• Υφιστάμενο Κτήριο

- i. Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται ως $q=1,5$ αφού το υφιστάμενου κτήριο σχεδιάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, χωρίς ειδικές διατάξεις περί πλαστιμότητας και αντισεισμικών απαιτήσεων όπλισης.
- ii. Αν τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης καταδείξουν ότι πέραν το 30% του συνόλου των κατακόρυφων στοιχείων παρουσιάζουν συντελεστή ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 4 ($\lambda > 4$), τότε οποιαδήποτε άλλη ανάλυση αποτίμησης θεωρείται περιττή. Παρόλα αυτά για την καλύτερη εκτίμηση της συμπεριφοράς του υφιστάμενου κτηρίου γίνεται και δυναμική φασματική ανάλυση σύμφωνα με τις υποδείξεις των κανονισμών.
- iii. Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων θεωρείται ευμενής και η προσομοίωσή τους αμελείται.

• Ενισχυμένο Κτήριο

- i. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρει (§4.6.3) ότι κατά τον ανασχεδιασμό και αναλόγως του βαθμού και της έκτασης των επεμβάσεων μπορεί να ληφθεί ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο της αποτίμησης. Επίσης σε περιπτώσεις ελέγχου με χρήση τόσο ελαστικών όσο και ανελαστικών μεθόδων επιτρέπεται η αύξηση του q κατά 25%. Κατά την ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου, αν και συνέτρεχαν λόγοι αύξησης του δείκτη συμπεριφοράς προτιμήθηκε να διατηρηθεί ο συντελεστής $q=1,5$.
- ii. Επίσης, αν κατά την ελαστική ανάλυση οι τιμές των συντελεστών ανεπάρκειας είναι μικρότεροι του 2,5 επιτρέπεται να εφαρμοστεί μόνο δυναμική φασματική ανάλυση για τον έλεγχο της επάρκειας του. Για τους σκοπούς της διπλωματικής αυτής εργασίας όμως, εφαρμόζεται και

- ανελαστική στατική ανάλυση για τον έλεγχο επάρκειας του ενισχυμένου φορέα.
- iii. Κατά την ανάλυση, επιτρέπεται η παρουσία σοβαρών βλαβών σε σημαντικές δοκούς, έχοντας υπόψη ότι όλες οι δοκοί της στάθμης του ισογείου ενισχύονται λόγω της προσθήκης των διατμητικών τοιχωμάτων. Για το λόγο αυτό οι δοκοί για τους σκοπούς της στατικής ανελαστικής ανάλυσης έχουν θεωρηθεί αμφιαρθρωτές.
 - iv. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δε συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα με εξαίρεση αυτές του ισογείου, οι οποίες ανακατασκευάζονται και συμβάλουν σημαντικά στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα.
 - v. Θεωρείται ότι το κτήριο παρουσιάζει ασφάλεια για την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και τον σεισμό σχεδιασμού, όταν οι όποιες αδυναμίες που ενδεχομένως προκύψουν από την Ανελαστική στατική ανάλυση επισκευαστούν ανάλογα.

Η Ελλάδα είναι μία από τις εντονότερα σεισμικές περιοχές παγκοσμίως. Τα τελευταία 25 χρόνια έχει θρηνήσει περίπου 260 νεκρούς από σεισμούς ενώ παράλληλα οι υλικές ζημιές - άμεσες και έμμεσες - ξεπερνούν τα 3 δις ευρώ. Το κόστος αυτό μπορεί να θεωρηθεί σχετικά μικρό συγκρινόμενο με περιπτώσεις άλλων σεισμογενών χωρών, παράλληλα όμως αξίζει να σημειωθεί ότι οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους στις διάφορες τεκτονικές περιοχές της χώρας.

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή, πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Κανονισμού του 1959, ο οποίος στην ουσία αντανάκλούσε γνώσεις της δεκαετίας 20'~ 30'. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτών που ακολούθησαν τις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε τη δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά τις δεκαετίες '60 και '70, είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (~70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων να αποτελείται από κτήρια της κατηγορίας αυτής, που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτήρια.

Χαρακτηριστικά παραδείγματα τέτοιων αδυναμιών είναι οι περιπτώσεις πολύωροφων κτηρίων τύπου 'pilotis' στα οποία και παρατηρείται συνήθως η πλειονότητα των βλαβών και καταρρεύσεων κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων. Εκτιμάται ακόμη, πως σε περίπτωση εκδήλωσης των προβλεπόμενων από τον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό σεισμών σε μεγάλα αστικά κέντρα, οι ζημιές και οι ανθρώπινες απώλειες σε τέτοιου είδους κτήρια, μπορεί να είναι αρκετά μεγάλες.

Μια προσεισμική επέμβαση ενίσχυσης αυτού του τύπου κτηρίων είναι σχετικά εύκολη και οικονομική, δεδομένου ότι μπορεί να γίνει εξωτερικά χωρίς να διαταράξει τη λειτουργία του κτηρίου και χωρίς να προκαλέσει πρόσθετες επισκευές. Αν και δεν αποτελεί πλήρη θωράκιση, εν τούτοις μειώνει σημαντικά την τρωτότητα του κτηρίου που οφείλεται στο εξαιρετικά ασθενές από πλευράς σεισμικής αντοχής κτήριο.

Με την πάροδο των ετών οι γνώσεις μας πάνω στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών συνεχώς αυξάνονται. Αποτέλεσμα αυτού είναι να απορρίπτονται παλιές προσεγγίσεις ως προς τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και να αλλάζουν οι εθνικοί κανονισμοί. Έτσι, δημιουργείται η ανάγκη είτε για επισκευή και ενίσχυση κατασκευών που έχουν παρουσιάσει βλάβες, είτε για προσεισμική ενίσχυση κατασκευών που δεν έχουν παρουσιάσει βλάβες, αλλά με βάση την

αρχική τους μελέτη υστερούν στη σεισμική τους συμπεριφορά ή ακολουθούν ξεπερασμένους κανονισμούς και χρειάζονται αναβάθμιση, για ενίσχυση με στόχο την αλλαγή χρήσης λειτουργίας, όπως σε αυξημένα φορτία λειτουργίας.

Ο ανασχεδιασμός μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι ένα ιδιαίτερα σύνθετο πρόβλημα και υπάρχουν πολλές παράμετροι που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως, η έκταση των βλαβών, οι κανονισμοί που έχουν ακολουθηθεί στη συγκεκριμένη κατασκευή, η ηλικία της κατασκευής, η σπουδαιότητα, το απαιτούμενο κόστος και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της κατασκευής.

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος 'ως έχει' σε κάποιο ισχυρό μελλοντικό σεισμό. Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, οι Νεοζηλανδικές οδηγίες για την αποτίμηση υφιστάμενων κτηρίων (NZSEE2006), κ.ά., που υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας.

Οι κυριότερες δυσχέρειες που εμφανίζονται κατά τον ανασχεδιασμό των κατασκευών είναι:

- Η μη επαρκής ερμηνεία και κατανόηση των βλαβών που παρατηρούνται, που συνεπάγεται και εσφαλμένη εκτίμηση του είδους και της έκτασης των επεμβάσεων
- Η ανεπάρκεια των μεθόδων αναλύσεως νέων κατασκευών, όταν αυτές εφαρμοστούν σε κατασκευές που έχουν ήδη εμφανίσει πλαστική συμπεριφορά.
- Η ανεπάρκεια των γνώσεων που έχουν να κάνουν με τη διαστασιολόγηση μη μονολιθικών διατομών αποτελούμενων από διάφορα υλικά, σε ότι αφορά τις ιδιότητες και τις μεθόδους ελέγχου των διεπιφανειών.

Η απόφαση για την επαναφορά της κατασκευής στην προ του σεισμού κατάσταση ή την ενίσχυσή της προκειμένου να αυξηθεί η αντοχή της σύμφωνα με τα καινούρια δεδομένα, βασίζεται σε μία σειρά από παράγοντες, με σημαντικότερους το κόστος των επισκευών και των ενισχύσεων σε σχέση με το κόστος κατασκευής νέου κτηρίου, την ηλικία του κτηρίου, τις χρονικές απαιτήσεις, την ύπαρξη χώρου για την εκτέλεση των εργασιών, τη δυνατότητα εξεύρεσης ειδικευμένου εργατικού δυναμικού, υλικών και μηχανημάτων, το είδος της κατασκευής, την αισθητική της. Όλοι αυτοί οι παράγοντες πρέπει να ληφθούν υπόψη για τον καθορισμό των κριτηρίων αποδοχής στον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής. Τα κριτήρια αποδοχής που καθιερώνονται για υπάρχουσες κατασκευές είναι συνήθως χαμηλότερα από αυτά που ισχύουν για τις καινούριες, ενώ στις λίγες περιπτώσεις που θεσπίστηκαν ίδια κριτήρια παλαιών και νέων κτηρίων υπήρξε σημαντικά μικρός αριθμός επεμβάσεων λόγω του αυξημένου κόστους και της δυσκολίας της επέμβασης. Όμως η επιλογή της κατάλληλης λύσης είναι ένα από τα πλέον σύνθετα προβλήματα.

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και διώροφου κτηρίου οπλισμένου σκυροδέματος τύπου 'Pilotis' στην περιοχή Ρεγγίνι

του δήμου Μώλου-Αγίου Κωνσταντίνου Φθιώτιδας, το οποίο έχει υποστεί σοβαρές βλάβες από πρόσφατο σεισμό και η πρόταση μεθόδων ενίσχυσης. Οι μέθοδοι ανάλυσης και οι υπολογισμοί των επεμβάσεων ακολουθούν τις οδηγίες του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και της πρόσφατης οδηγίας ΦΕΚ455/Β/24.02.2014.

2.1 Στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων

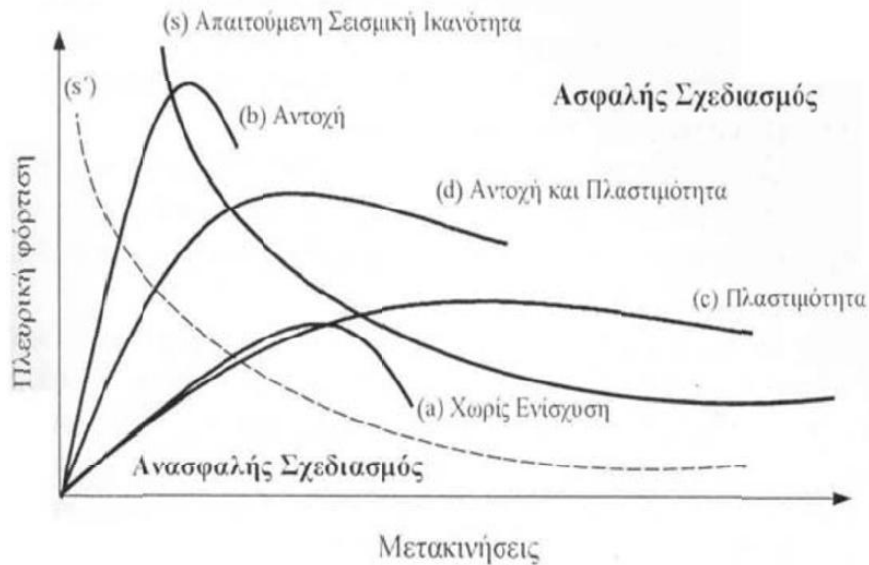
Οι στρατηγικές επεμβάσεων είναι οι προσεγγίσεις που υιοθετούνται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Ανάλογα με την επιδιωκόμενη συμπεριφορά της κατασκευής και τη χρήση που θα θέλαμε να έχει, καθώς επίσης και με την ισχύουσα νομοθεσία, προκύπτουν οι αποδεκτές λύσεις επεμβάσεων. Συνυπολογίζοντας επίσης την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, το κατά πόσον η κάθε μία είναι εφαρμόσιμη, την οικονομικότητα και τον χρονικό ορίζοντα της, προκύπτει η βέλτιστη στρατηγική επέμβασης.

Οι στρατηγικές επεμβάσεων είναι οι παρακάτω:

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (περίπτωση b στο διάγραμμα)
- Αύξηση της πλαστιμότητας και βελτίωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (περίπτωση c στο διάγραμμα)
- Αύξηση της ανοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων ή/και με προσθήκη νέων στοιχείων (περίπτωση d στο διάγραμμα)
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής είτε μέσω μείωσης της μάζας της κατασκευής, είτε μέσω εγκατάστασης συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας

Οι παραπάνω στρατηγικές επεμβάσεων αποτελούν στρατηγικές τεχνικής φύσης. Υπάρχει όμως και η κατηγορία στρατηγικών επεμβάσεων διαχειριστικής φύσης, όπου ανήκουν στρατηγικές όπως, η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προσοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων, η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης, η μερική ή ολική καθαίρεση, καθώς και η απόφαση για καμία επέμβαση. Η τελευταία αυτή απόφαση για καμία επέμβαση μπορεί να συνοδεύεται και από μία μείωση της διάρκειας ζωής της κατασκευής.

Τα συστήματα επεμβάσεων είναι οι συγκεκριμένες μέθοδοι επεμβάσεων που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Για την εφαρμογή του κατάλληλου συστήματος επέμβασης, ο Μηχανικός θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη του αρχικά τη μορφή του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, τις τοπικές συνθήκες του έργου, την απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, τους χρονικούς, οικονομικούς, νομικούς, και πολεοδομικούς περιορισμούς.



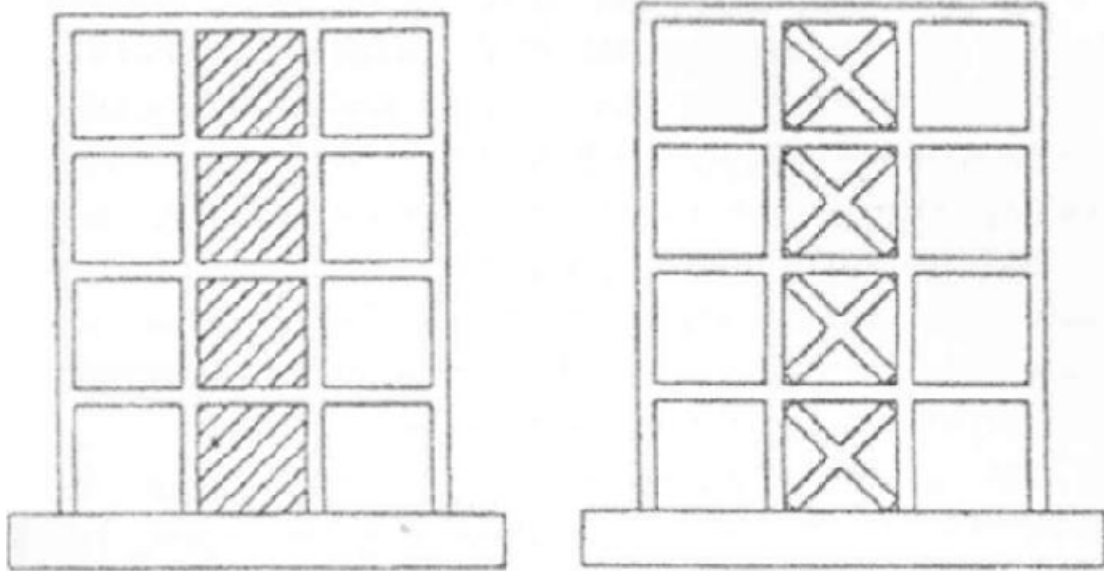
Σχήμα 2.1 Στρατηγικές Ενίσχυσης

Τα συστήματα επεμβάσεων είναι τα εξής:

- Κατασκευή Τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής.
- Κατασκευή Μανδύων Οπλισμένου σκυροδέματος σε επιλεγμένα κατακόρυφα στοιχεία του κτηρίου. Η μέθοδος αυτή στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Χρήση σύνθετων υλικών. Η μέθοδος στοχεύει επίσης στην αύξηση της πλαστιμότητας.
- Κατασκευή δικτυωτών συνδέσμων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται κυρίως αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής και μέτρια αύξηση της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στόχος της μεθόδου αυτής είναι η βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και η μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις που οι απαιτούμενες βελτιώσεις της συμπεριφοράς της κατασκευής είναι ιδιαίτερα υψηλές. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται μεγάλη αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Ενσωμάτωση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Στόχος αυτής της μεθόδου είναι η μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα παράγοντες όπως, η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση, η

διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων, η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Ταυτόχρονα, θα πρέπει να έχουμε υπόψη μας ότι είναι δυνατόν να εφαρμοστεί συνδυασμός επιμέρους μεθόδων επέμβασης. Ο συνδυασμός επιμέρους μεθόδων ίσως να είναι αυτός που επιτυγχάνει τη βέλτιστη λύση.



Σχήμα 2.2 Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών Συνδέσμων



Σχήμα. 2.3 Ενίσχυση υποστυλώματος - θεμελίου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

2.2 Επιλογή συστήματος επεμβάσεων

Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών.

Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών αναγκών κ.λπ. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις. Τέτοια γενικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

- Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (δηλ. τα έξοδα συντήρησης και οι πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες), σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του υπόψη κτηρίου.
- Η διαθέσιμη ποιότητα εργασίας (είναι εξαιρετικά σημαντικό τα μέτρα επέμβασης να είναι συμβατά με τα διαθέσιμα μέσα και τη διαθέσιμη ποιότητα εργασίας).
- Η διαθεσιμότητα του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου.
- Η χρήση του κτηρίου (επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτηρίου).
- Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων - πρόσθετων - στοιχείων).
- Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας των ιστορικών κτηρίων και η συνεκτίμηση του βαθμού αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων.
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτηρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστικότητα) μετά την επέμβαση. Τέτοια τεχνικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

- Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Όλες οι διαπιστωμένες σοβαρές βλάβες (και φθορές) σε πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Σε περίπτωση εντόνως μη κανονικών κτηρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό.

Όλες οι απαιτήσεις αντίστασης κρίσιμων περιοχών των πρωτευόντων στοιχείων (δηλαδή τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη αντίστασης και η απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης) πρέπει να ικανοποιούνται μετά την επέμβαση.

- Όπου είναι δυνατόν, θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε, στον βαθμό που είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή και ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών.
- Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις.

Συνοψίζοντας, μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

- Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
- Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .
- Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης, λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

2.3 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

2.3.1 Γενικά

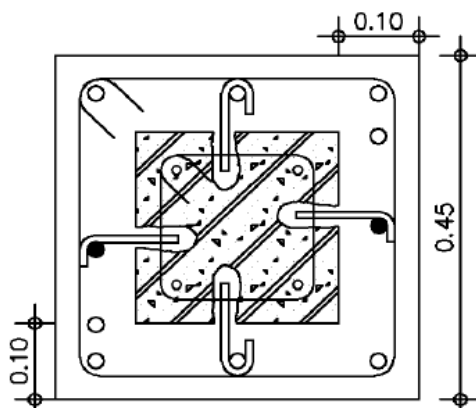
Τα στοιχεία μιας κατασκευής στα οποία επικεντρώνονται οι επεμβάσεις αυτού του τύπου, είναι τα υποστυλώματα και αυτό γιατί αυτά είναι που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία, εμφανίζουν το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών και έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η κατασκευή μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι μία από τις πλέον διαδεδομένες μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης και εφαρμόζεται με επιτυχία. Με την κατασκευή των μανδύων εξασφαλίζεται αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και της κατασκευής. Εφαρμόζεται συνήθως σε υποστυλώματα που εμφανίζουν σοβαρές βλάβες και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή ανεπάρκεια σε κάποιο από τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά τους.

Παράλληλα, η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιείται και για την επισκευή και ενίσχυση δοκών, οι οποίες είτε μπορεί να εμφανίζουν βλάβες

είτε να πρόκειται να αυξηθεί το φορτίο που παραλαμβάνουν. Οι βλάβες των δοκών σε περίπτωση σεισμικών καταπονήσεων κατά κανόνα επικεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Η επισκευή και ενίσχυση των κόμβων είναι μια διαδικασία κατά την οποία απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή και γίνεται παράλληλα με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Η λογική της μεθόδου αυτής είναι η αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμόζεται για επισκευή ή ενίσχυση του στοιχείου σε συγκεκριμένο τμήμα του (τοπικός μανδύας) ή σε όλο το μήκος του (ολικός μανδύας).

Εκτός από τη βελτίωση των τριών βασικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος η κατασκευή μανδύα προσφέρει και τα παρακάτω:

- Δε μεταβάλλει την αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής.
- Περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο με αποτέλεσμα να μειώνει τη λυγηρότητά του.
- Βελτιώνει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου υποστυλώματος λόγω περίσφιξης.
- Αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας.



Σχήμα 2.4 Λεπτομέρεια ενισχυμένης διατομής υποστυλώματος

2.3.2 Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

Οι Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος κατατάσσονται σε τέσσερις βασικές κατηγορίες ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα:

- **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.**
Χρησιμοποιούνται, όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί, έχει πάχος μεγαλύτερο των 8cm και απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου. Η χύτευση πρέπει να γίνεται με χαμηλή πίεση και το μέγεθος των αδρανών να μην είναι μεγάλο. Συνίσταται επίσης η χρήση ρευστοποιητών και προσμίκτων που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης. Μειονέκτημα της μεθόδου αυτής

αποτελεί η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στους κόμβους δοκού – υποστυλώματος.

- **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα**

Αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική σε περιπτώσεις όπου το πάχος του νέου στοιχείου ξεπερνά τα 10 cm. Παρόλο που δεν απαιτείται εφαρμογή ξυλοτύπου, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας. Επίσης, η κατηγορία αυτή, παρουσιάζεται ιδιαίτερη ευαισθησία στη συστολή ξηράνσεως και για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η πιστή εφαρμογή και ικανοποίηση των σχετικών διατάξεων του ισχύοντα Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

- **Μανδύες από σκυροτσιμεντοπήγματα**

Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και τη μετέπειτα πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστη διάσταση κόκκων 10-15mm. Η παρουσία των αδρανών μειώνει στο ελάχιστο το πρόβλημα της συστολής ξήρανσης. Σημαντικό πλεονέκτημα της μεθόδου, είναι η ευκολία σκυροδέτησης ακόμη και σε περιπτώσεις παρουσίας πυκνού εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού. Αντίθετα, ως μειονεκτήματα θα μπορούσαν να χαρακτηριστούν η έλλειψη σχετικής εμπειρίας και εξειδίκευσης καθώς και το σημαντικά υψηλότερο κόστος εφαρμογής που την καθιστούν λιγότερο διαδεδομένη.

- **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα**

Η χρήση ειδικών σκυροδεμάτων και τσιμεντοκονιαμάτων επιτρέπουν την υλοποίηση μανδυών εξαιρετικά μικρού πάχους. Μοναδικό μειονέκτημα, το οποίο αποτελεί τροχοπέδη στην ευρεία διάδοσή τους είναι το ιδιαίτερα υψηλό κόστος κατασκευής τους.

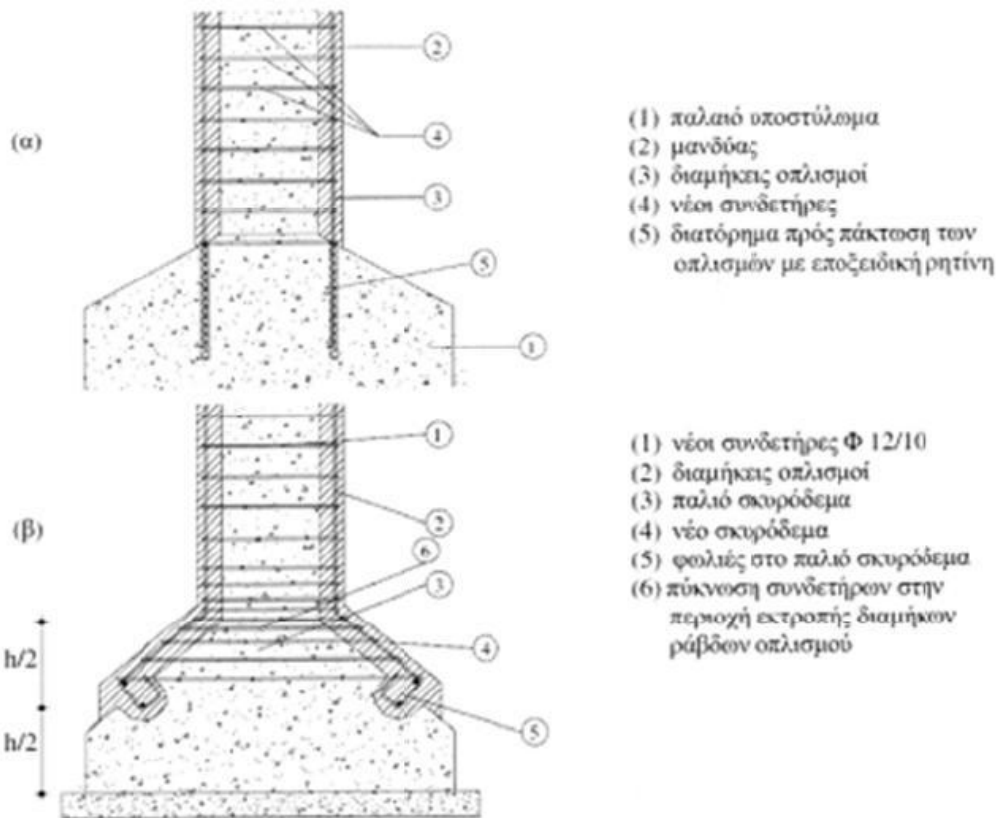
2.3.3 Διαδικασία κατασκευής μανδυών

Η συνήθης διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή των μανδυών υποστυλωμάτων είναι η παρακάτω:

- Αποφόρτιση και υποσύλωση δοκών και πλακών που συντρέχουν στο προς ενίσχυση υποστύλωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος.
- Αποκάλυψη, έλεγχος και επισκευή ή αντικατάσταση υφιστάμενου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού.
- Διάνοιξη και προετοιμασία οπών στις θέσεις αγκύρωσης νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα. Οι πρόσθετοι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται στις εκατέρωθεν δοκούς και πλάκες.
- Εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος σε βάθος 6mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.

- Καθαρισμός της εκτραχυμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση και του εσωτερικού των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκύρωση μηχανικών ή χημικών βλήτρων (εάν προβλέπονται).
- Τοποθέτηση και ηλεκτροσυγκόλληση των χαλύβδινων παρεμβλημάτων σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εάν προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διαβροχή παλαιού σκυροδέματος, τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου και διαβροχή ξυλότυπου και αδρανών εάν πρόκειται για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- Διάστρωση σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται εάν χρησιμοποιηθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λόγω μεγαλύτερης συστολής ξήρανσης.

Οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού αγκυρώνονται με χημική πάκτωση (χρήση κόλλας). Για κατασκευαστική ευκολία είναι δυνατόν να μην αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα ματιστούν νέες ράβδοι. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την αγκύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία θεμελίωσης. Προβλέπεται η συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πέδιλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σε αυτή την περιοχή της τάξεως $\varnothing 12/100$ mm, και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική «φωλιά» που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Εάν ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ. περισσότερος από 4 ράβδους) είναι προτιμότερο να γίνει μια μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Στην περίπτωση που απαιτείται συγχρόνως και ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης, η τεχνική προσαρμόζεται έτσι ώστε το θέμα να αντιμετωπιστεί συνολικά.



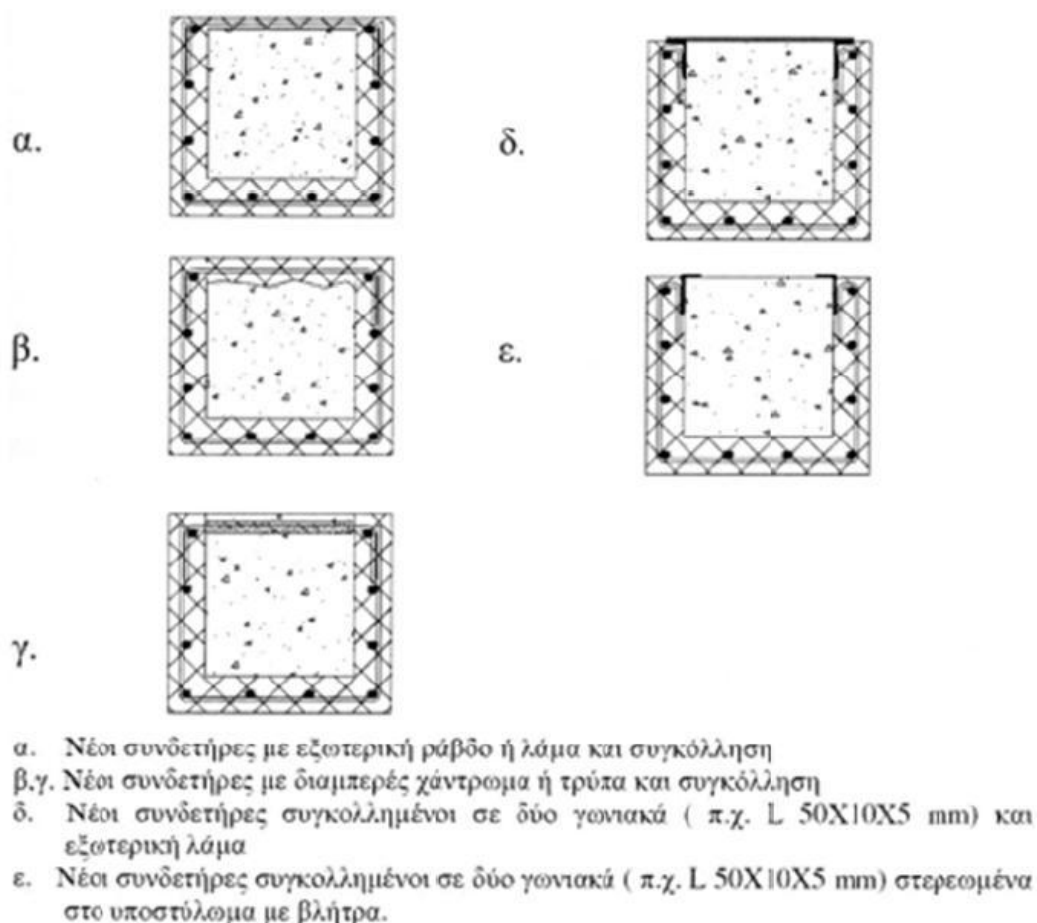
Σχήμα 2.5 Λεπτομέρεια απόληξης μανδύα σε στοιχεία θεμελίωσης

Στις περιπτώσεις που η ενίσχυση του υποστυλώματος στοχεύει στην αύξηση της διατμητικής αντοχής ή της πλαστιμότητάς του, χωρίς αντίστοιχη αύξηση της καμπτικής αντοχής του, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού, είναι σκόπιμο να εξετάζεται η κατασκευή μανδύα χωρίς σύνδεση με τις δοκούς των ορόφων. Αν κάτι τέτοιο κρίνεται απαραίτητο, η κατασκευή του μανδύα πρέπει να τερματίζεται 30-50mm χαμηλότερα από τη στάθμη του πυθμένα των δοκών.

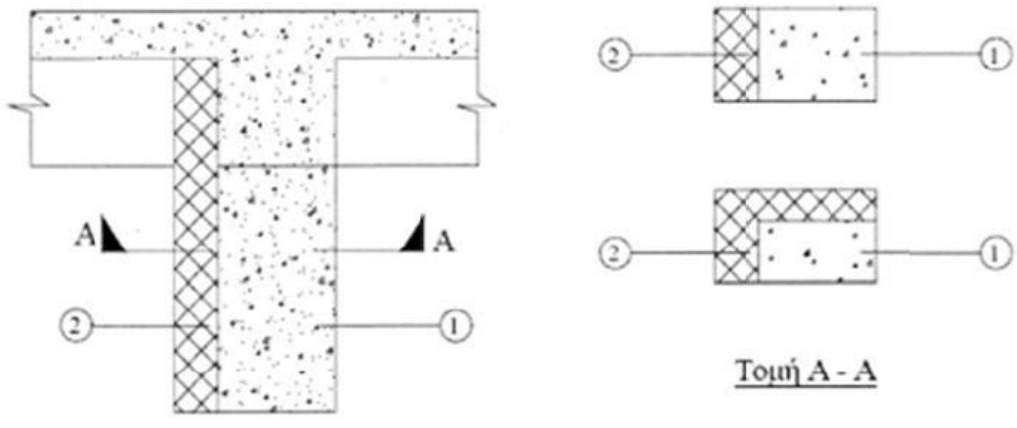
2.3.4 Ανοικτοί μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Ανοικτοί, ονομάζονται οι μανδύες στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατό να περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή. Αυτό μπορεί να συμβαίνει σε περιπτώσεις που το ενισχυμένο υποστύλωμα βρίσκεται στα όρια με άλλη οικοδομή ή υπάρχουν κάποιες διατάξεις όπως μεσοτοιχίες ή αρμοί. Ιδιαίτερη προσοχή στους ανοικτούς μανδύες, πρέπει να δίνεται στη συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών, καθώς και στην αγκύρωση των συνδετήρων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία τους και η αντοχή τους στο χρόνο.

Όταν ο μανδύας περιβάλλει μόνο μία ή δύο πλευρές του υποστυλώματος, στην πραγματικότητα πρόκειται πλέον για επέκτασή του. Σε τέτοιες περιπτώσεις επεμβάσεων, η προσοχή που πρέπει να δίνεται στην αγκύρωση τόσο των πρόσθετων οπλισμών, όσο και των πρόσθετων συνδετήρων είναι ακόμα μεγαλύτερη. Σε περιπτώσεις όπου υπάρχει αδυναμία πλήρους αγκυρώσεως η απόδοση των πρόσθετων οπλισμών λαμβάνεται μειωμένη και ταυτόχρονα η διαθέσιμη τοπική πλαστικότητα είναι μικρότερη. Γενική σύσταση, είναι τα νέα εντατικά μεγέθη κάμψης και διάτμησης να μην ξεπερνούν το διπλάσιο των αρχικών.

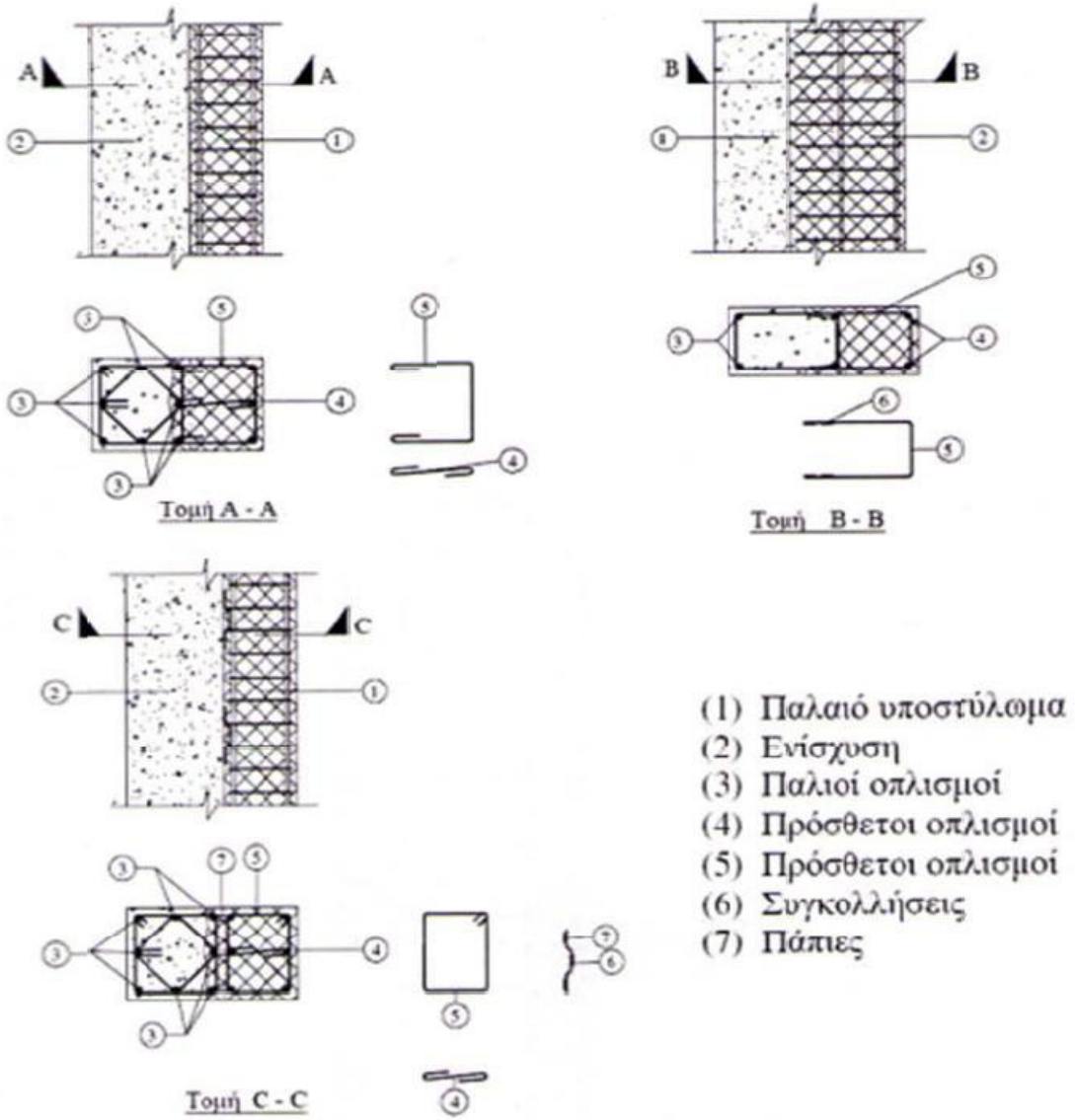


Σχήμα 2.6 Είδη ανοικτών μανδυών



- 1. Υπάρχον υποστύλωμα
- 2. Επέκταση υποστύλωματος

Σχήμα 2.7 Μονόπλευρη ή Δίπλευρη επέκταση υποστύλωματος



Σχήμα 2.8 Λεπτομέρειες μονόπλευρης επέκτασης υποστύλωματος

2.3.5 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων με μανδύες Ο.Σ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

2.3.5.1 Μεταφορά δυνάμεων διεπιφάνειας

Σε όλες τις περιπτώσεις επεμβάσεων σε υφιστάμενα στοιχεία, το καθοριστικό στοιχείο για την τελική συμπεριφορά του ενισχυμένου μέλους, είναι η απόκριση της διεπιφάνειας μεταξύ των παλαιών και των νέων υλικών. Έλεγχοι διεπιφανειών, πρέπει να γίνονται και στις τέσσερις πλευρές του υποστυλώματος που έρχεται σε επαφή με τον μανδύα και ανεξάρτητα στην κάθε μία. Θα πρέπει να διασφαλίζεται ότι η διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική ένταση.

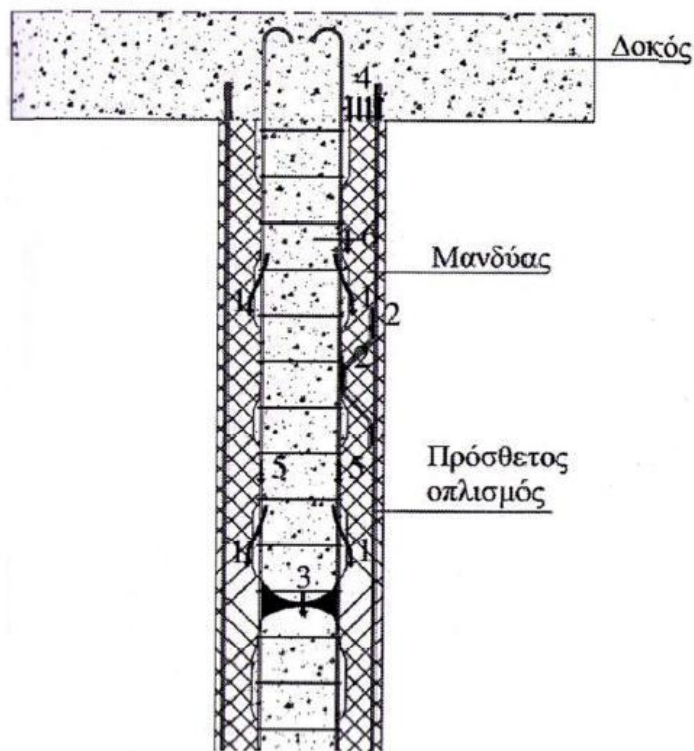
Σε κάθε περίπτωση που επιθυμούμε να εφαρμόσουμε τη μέθοδο κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα για την ενίσχυση υφιστάμενου υποστυλώματος προκύπτει το πρόβλημα του προσδιορισμού των δυνάμεων που μεταφέρονται στον μανδύα του υποστυλώματος, είτε κατά την απομάκρυνση της υποστυλώσεως των δοκών και των πλακών, που συντρέχουν στο υποστυλωμα, είτε κατά την παραλαβή από το υποστυλωμα των επιπλέον φορτίων που αναμένεται να παραλάβει. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων αυτών έχει προταθεί ένα μαθηματικό προσομοίωμα, από όπου μπορούν να υπολογισθούν οι δυνάμεις και οι σχετικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος. Βέβαια, θα πρέπει να πούμε ότι οι όποιες σχέσεις υπάρχουν περιέχουν σημαντική αβεβαιότητα και έχουν περιορισμένο πεδίο εφαρμογής, γι' αυτό και μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο για προσεγγιστική εκτίμηση των μεγεθών αυτών. Το ίδιο συμβαίνει και με τις σχετικές κατασκευαστικές διατάξεις που έχουν προκύψει εμπειρικά και θεωρούνται προσωρινές οδηγίες.

Με βάση αυτό το προσομοίωμα, υπάρχουν έξι τρόποι μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ υφιστάμενου υποστυλώματος και μανδύα, και είναι οι εξής:

- Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού τριβής.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω συγκολλημένων οπλισμών.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω της περιοχής βλάβης μετά από αποκατάσταση της συνέχειας.
- Μεταφορά δυνάμεων από τον υπερκείμενο όροφο απευθείας στο μανδύα.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω των παλαιών οπλισμών.
- Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού δράσης βλήτρου.

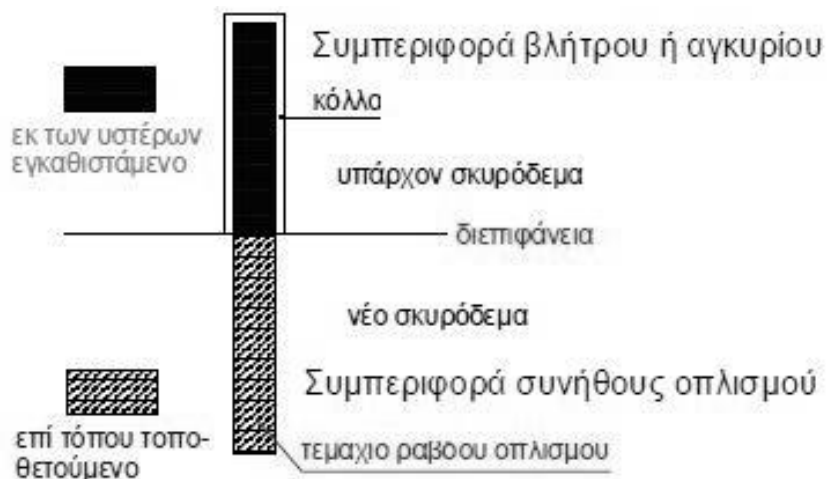
Η συνηθέστερη πρακτική για εξασφάλιση της μονολιθικότητας των διεπιφανειών παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι η χρησιμοποίηση μεταλλικών συνδέσμων, οι οποίοι αγκυρώνονται σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος, είτε παρεμβάλλονται μεταξύ παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού. Τα μεταλλικά αυτά στοιχεία, τοποθετούνται κατά κανόνα κάθετα στη διεπιφάνεια, έτσι ώστε να είναι ικανά να εξασφαλίζουν τη μεταφορά των αξονικών και διατμητικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στις περιοχές σύνδεσης. Ως μεταλλικοί σύνδεσμοι θεωρούνται μεταλλικά αγκύρια εμπορίου (Μηχανικά αγκύρια) ή ράβδοι οπλισμού (Χημικά

αγκύρια), τα οποία αγκυρώνονται σε οπές που διανοίγονται στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος με εποξειδική ρητίνη ή ειδικό κονίαμα.

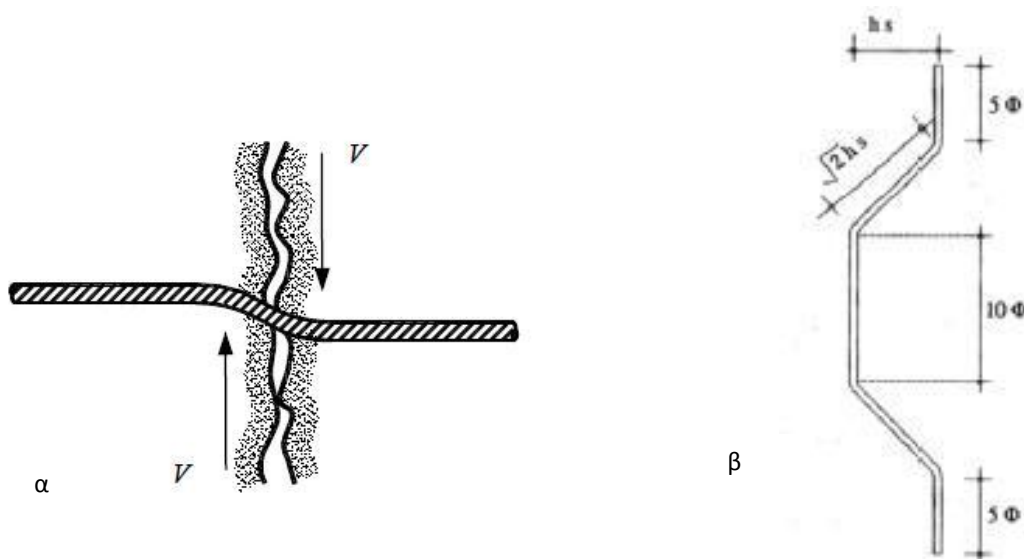


Σχήμα 2.9 Τρόποι μεταφοράς δυνάμεων

Ανάλογα με το είδος δυνάμεων, που καλούνται να παραλάβουν, οι μεταλλικοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες. Αν υπόκεινται σε διατμητική καταπόνηση, σε διεύθυνση εγκάρσια στον άξονά τους, ονομάζονται βλήτρα (Σχ 2.8β). Αν καταπονούνται σε αξονικό φορτίο, ονομάζονται αγκύρια (Σχ 2.7). Τέλος, στην τελευταία κατηγορία κατατάσσονται οι αναρτήρες (Σχ. 2.8β), οι οποίοι είναι ειδική κατηγορία ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων. Οι αναρτήρες χρησιμοποιούνται στην περίπτωση ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, για την εξασφάλιση της μεταφοράς φορτίου από τους διαμήκεις οπλισμούς του υποστυλώματος, προς τους νέους κατακόρυφους οπλισμούς του μανδύα.



Σχήμα 2.10 Λειτουργία ράβδου οπλισμού κατά τη σύνδεση Παλαιού με Νέο Σκυρόδεμα



Σχήμα 2.11 α) Μηχανισμός δράσης βλήτρου β) Τυπική μορφή Αναρτήρα

2.3.5.2 Δράση βλήτρου

Η μέγιστη (ορθή ή διατμητική) δύναμη, την οποία μπορεί να μεταφέρει ένα τέτοιο χαλύβδινο στοιχείο θα είναι η μικρότερη απ' τις δυνάμεις που είναι δυνατόν να μεταφερθούν μέσω του τμήματος της ράβδου το οποίο είναι πακτωμένο στην μία ή στην άλλη πλευρά της διεπιφάνειας.

2.3.5.2.1 Αντοχή βλήτρου

Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας, F_{ud} , που μπορεί να μεταφερθεί από μια ράβδο με διάμετρο d_b , με επαρκές μήκος (§2.3.4.2.2) και επαρκείς επικαλύψεις (§2.3.4.2.3), μπορεί να υπολογίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- Μηδενική εκκεντρότητα

$$F_{ud} = \frac{1,30 * d_b^2}{\gamma_{Rd}} \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \leq \frac{A_{sd} * f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{Εξ 2.1})$$

όπου:

- A_s η διατομή της ράβδου
- f_{cd} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος
- f_{yd} η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής της ράβδου
- γ_{Rd} λαμβάνεται ίσο με 1,3.

- Τέμνουσα δύναμη που ασκείται με εκκεντρότητα e ως προς την διεπιφάνεια

$$F_{ud} = \frac{1,30 * d_b^2}{\gamma_{Rd}} * \left[\sqrt{(1 + 1,3\varepsilon)^2} - 1,3\varepsilon \right] * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \leq \frac{A_{sd} * f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{Εξ2.2})$$

$$\text{όπου: } \varepsilon = \frac{e}{d_b} * \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} \quad (\text{Εξ2.3})$$

- Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση

$$F_{ud} = 0,65 d_b^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \leq \frac{A_{sd} * f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{Εξ 2.4})$$

2.3.5.2.2 Επαρκές μήκος βλήτρου

Για να είναι σε θέση οι ράβδοι να μεταφέρουν την τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από τις πιο πάνω σχέσεις, κατά περίπτωση, θα πρέπει το μήκος τους εντός του σκυροδέματος να είναι τουλάχιστον ίσο με το οκταπλάσιο της διαμέτρου τους ($l_b > 8d_b$), αλλά όχι μικρότερο από το εξαπλάσιο αυτής.

Σε αντίθετες περιπτώσεις ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπει ανάλογες μειώσεις της οριακής αντοχής του βλήτρου. Για μήκος εμπήξεως ίσο με το ελάχιστο απαιτούμενο ($l_b, \min = 6d_b$) οι πιο πάνω τιμές πολλαπλασιάζονται με τον μειωτικό συντελεστή 0,75, ενώ για ενδιάμεσες περιπτώσεις ($6d_b \leq l_b \leq 8d_b$) , μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

2.3.5.2.3 Ελάχιστες επικαλύψεις

Πρέπει να εξασφαλίζεται ότι ο μηχανισμός βλήτρου αστοχεί με διαρροή του βλήτρου και ταυτόχρονη τοπική αστοχία λόγω συνθλίψεως του σκυροδέματος κάτω απ' την ράβδο. Ο επιθυμητός τρόπος αστοχίας εξασφαλίζεται όταν η επικάλυψη της ράβδου, διαμέτρου d_b κατά τη διεύθυνση της φόρτισης και κάθετα προς αυτήν, είναι τουλάχιστον ίση με τις τιμές που ακολουθούν (Σχ 2.12):

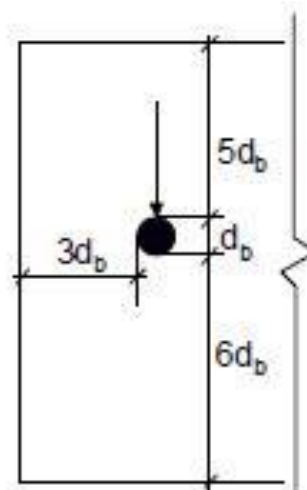
- Κατά την διεύθυνση φόρτισης:

Ελάχιστη εμπρός επικάλυψη = $6d_b$

Ελάχιστη πίσω επικάλυψη = $5d_b$

- Κάθετα στην δ/νση φόρτισης:

Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη = $3d_b$



Σχήμα 2.12 Ορισμός επικαλύψεων βλήτρου

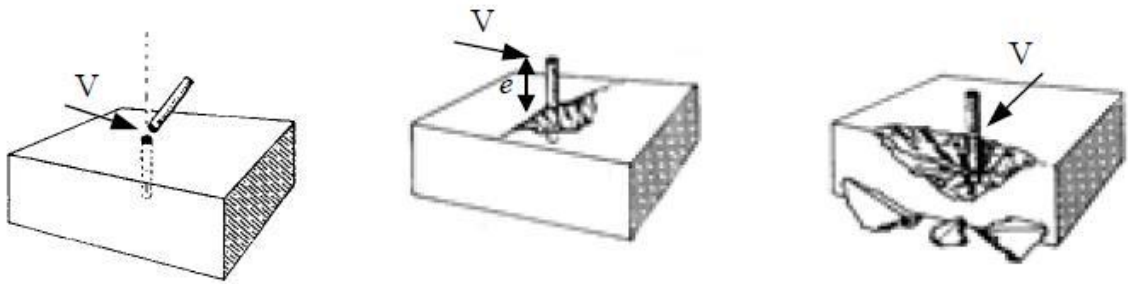
Σημειώνεται πως σε περιπτώσεις μη συμμόρφωσης με τις πιο πάνω ελάχιστες απαιτήσεις επικάλυψης, ο μηχανισμός αστοχίας, που αναμένεται να εκδηλωθεί, χαρακτηρίζεται από εκδήλωση ρωγμής στο σκυρόδεμα κατά μήκος του βλήτρου (ρωγμή αποσχίσεως). Η αστοχία αυτή είναι εξαιρετικά ψαθυρή, εκδηλώνεται σε πολύ μικρές τιμές ολίσθησης της διαπιφάνειας και οδηγεί σε σημαντικά απότομη πτώση της αντοχής υπό εναλασσόμενη τέμνουσα. Για το λόγο αυτό, σε περιπτώσεις ανεπαρκούς επικάλυψης, απογορεύεται να λαμβάνεται υπόψη η αντίσταση βλήτρου σε σεισμικές δράσεις.

2.3.5.2.4 Αποστάσεις μεταξύ διαδοχικών βλήτρων

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, στην περίπτωση βλήτρων διατεταγμένων εν σειρά, αναφέρει ότι η καθαρή απόσταση μεταξύ διαδοχικών βλήτρων πρέπει να είναι κατ' ελάχιστον ίση με το πενταπλάσιο της διαμέτρου του βλήτρου.

Από άλλες πηγές της βιβλιογραφίας, στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται n βλήτρα σε σειρά για παραλαβή διατμητικού φορτίου, η συνολική οριακή τέμνουσα αντοχής ($V_{ud,n}^c$), ισούται με το άθροισμα της επιμέρους αντοχή κάθε βλήτρου (V_{ud}^c), όταν $s > s_{cr} = 2c_p$ για $n=2$ και $s > s_{cr} = 3c_p$, όπου c_p η επικάλυψη του σπλισμού. Αν όμως $s < s_{cr}$, λόγω αλληλοκάλυψης των κόνων αστοχίας κάθε βλήτρου, η μέγιστη τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού λαμβάνεται από τη σχέση

$$V_{ud,n}^c V_{ud}^c < \Sigma V_{ud}^c \quad (\text{Εξ. 2.5})$$

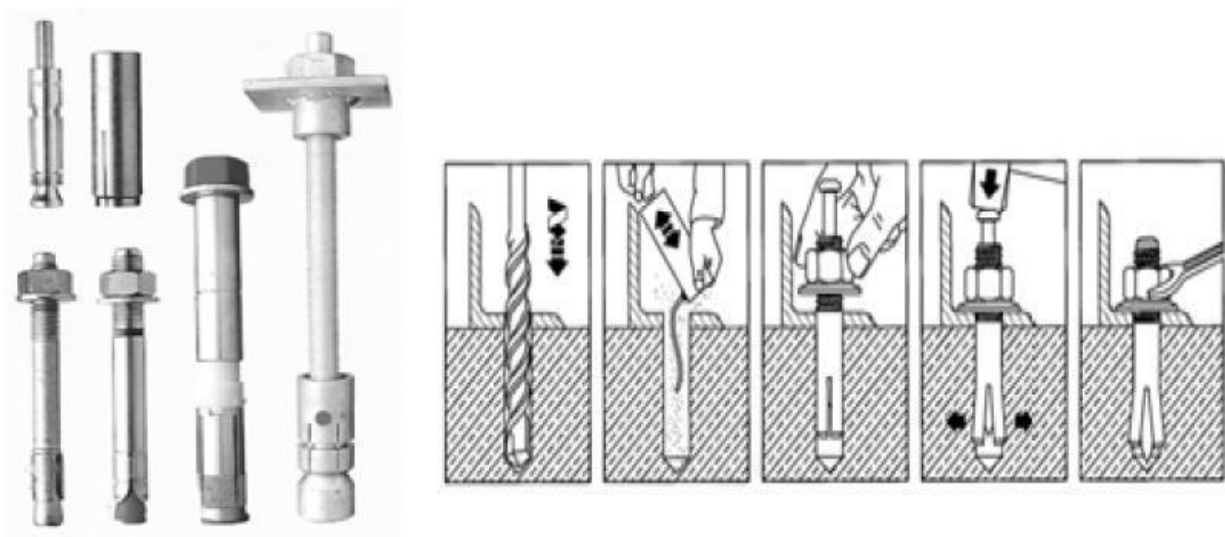


Σχήμα 2.13 Τύποι αστοχίας λόγω δράσης βλήτρου

2.3.5.3 Δράση αγκυρίου

2.3.5.3.1 Μηχανικά αγκύρια

Τα αγκύρια αυτού του τύπου αγκυρώνονται με μηχανικό τρόπο, δηλαδή, είτε με διόγκωση είτε με τριβή. Τα αγκύρια αυτά, έχουν γενικά καλή μηχανική συμπεριφορά και υψηλή αντοχή, τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε διάτμηση. Μειονέκτημά τους μπορεί να χαρακτηριστεί η πτώση της αντοχής του υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση λόγω κόπωσης. Τα πλέον διαδεδομένα και αντιπροσωπευτικά δείγματα της κατηγορίας αυτής, είναι τα διογκούμενα αγκύρια και τα αγκύρια διογκούμενης κεφαλής (Σχ. 2.14).



Σχήμα 2.14 Είδη μηχανικών αγκυρίων και διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίου διογκούμενης κεφαλής

2.3.5.3.1.2 Αντοχή σε εφελκυσμό

Όταν ένα μηχανικό αγκύριο υποβάλλεται σε εφελκυστικό φορτίο υπάρχουν τρεις πιθανοί τρόποι αστοχίας του:

- **Αστοχία λόγω διαρροής χάλυβα αγκυρίου**

Ο συγκεκριμένος τρόπος αστοχίας (Σχ.2.15α), εκδηλώνεται όταν το αγκύριο έχει επαρκές μήκος αγκύρωσης, έχει ικανή απόσταση από τα όρια του στοιχείου στο οποίο αγκυρώνεται και είναι αγκυρωμένο σε σκυρόδεμα υψηλής αντοχής, ώστε να αποφεύγεται ο ερπυσμός. Η μέγιστη αξονική δύναμη που μπορεί να μεταφέρει ένα τέτοιο αγκύριο δίνεται από τη σχέση:

$$N_{rd,s} = \frac{A_s * f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{Εξ. 2.6})$$

όπου:

A_s το εμβαδό διατομής του αγκυρίου

f_{yk} η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του αγκυρίου

$\gamma_s=1,20$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τα αγκύρια.

- **Αποχωρισμός κώνου σκυροδέματος (Σχ.2.15β) ή διάρρηξη σκυροδέματος (Σχ.2.15γ)**

Η οριακή τιμή για αυτό τον τύπο αστοχίας δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$N_{rd,c} = \frac{k_2 * \sqrt{f_{ck}} * I_{b,eff}^{3/2} * \psi_{ucr,N} * a_x * a_y}{\gamma_c} \quad (\text{Εξ. 2.7})$$

όπου:

- f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)
- $\psi_{ucr,N}$ ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τον βαθμό ρηγμάτωσης του σκυροδέματος (1,0 για ρηγματωμένο και 1,4 για αρηγμάτωτο σκυρόδεμα)
- $\gamma_c = \gamma_1 * \gamma_2$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα, με $\gamma_1=1,80$ $\gamma_2=1,0/1,2/1,4$ για υψηλή/συνήθη/χαμηλή στάθμη ποιότητας αντίστοιχα
- $k_2 = 7,5 \left(\frac{N}{mm}\right)^{0,5}$
- $a_x = 0,3 + (0,7c_x) / (1,5l_b) \leq 1,0$
- $a_y = 0,3 + (0,7c_y) / (1,5l_b) \leq 1,0$ όπου c_x, c_y πλευρική επικάλυψη κατά x κ y
- l_b το μήκος αγκύρωσης.

Από τον πιο πάνω τύπο εξάγεται το συμπέρασμα πως για $c_x, c_y > cr=1,5l_b$, οι συντελεστές $a_x, a_y=1,0$ και δεν υπάρχει δυνατότητα εκδήλωσης αστοχίας με πλευρική απόσχιση ή διάρρηξη. Πρακτικά, είναι απαραίτητη η συμμόρφωση με τις ελάχιστες απαιτήσεις που περιλαμβάνονται στις προδιαγραφές του κατασκευαστή.

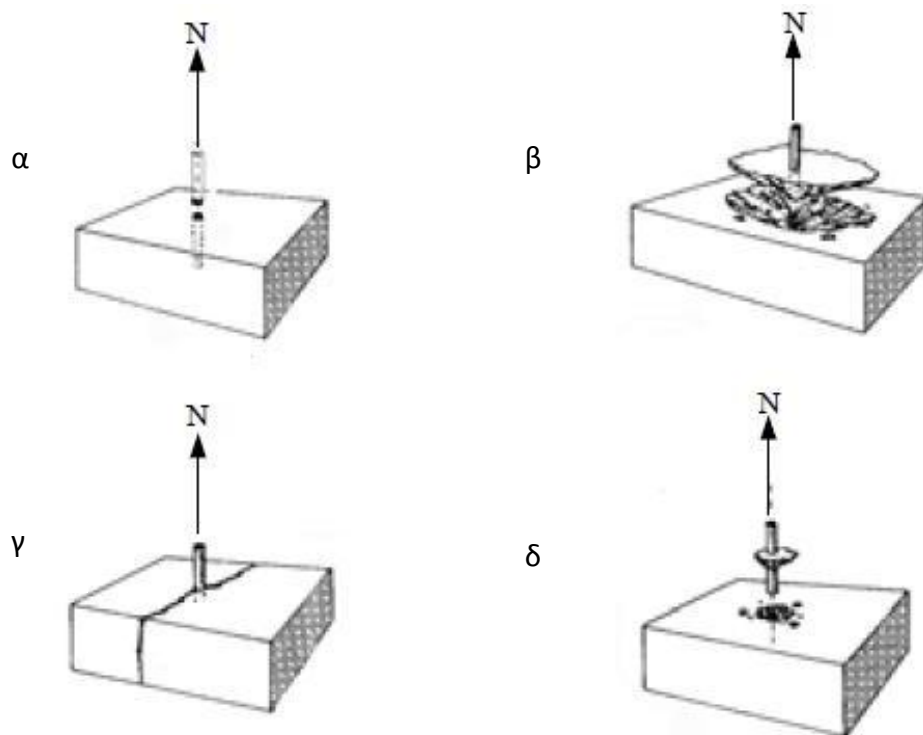
- **Εξόλκευση αγκυρίου**

Η αστοχία αυτή (Σχ. 2.15δ) συμβαίνει λόγω υπέρβασης της αντοχής μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος και η αντίστοιχη αντοχή λαμβάνεται ως:

$$N_{rd,b} = \frac{N_k}{\gamma_c} \quad (\text{Εξ. 2.8})$$

όπου:

N_k η εφελκυστική δύναμη εξόλκεσης όπως αυτή δίνεται από τις προδιαγραφές του κατασκευαστή και γ_c όπως στα προηγούμενα ($\gamma_c = \gamma_1 * \gamma_2$).



Σχήμα 2.15 Τύποι αστοχίας λόγω δράσης αγκυρίου
 α) Διαρροή χάλυβα αγκυρίου, β) Αποχωρισμός κώνου σκυροδέματος, γ) Διάρρηξη σκυροδέματος, δ) Εξόλκευση αγκυρίου

2.3.5.3.1.3 Αντοχή σε διάτμηση

Όταν ένα αγκύριο καταπονείται σε διάτμηση, η αντίστοιχη αντοχή του λαμβάνεται ως η ελάχιστη των τριών ακόλουθων τύπων αστοχίας:

- **Αστοχία αγκυρίου λόγω υπέρβασης της αντοχής σε διάτμηση**

$$V_{rd,s} = \frac{A_{so} * f_{yk}}{\gamma_s * \sqrt{3}} \quad (\text{Εξ. 2.9})$$

όπου:

- A_{so} η διατεμνόμενη επιφάνεια του αγκυρίου

- f_{yk} η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα και
- $\gamma_s = 1,20$ για $f_{yk} < 800 \text{MPa}$ και $f_{yk}/f_{uk} < 0,80$
- $\gamma_s = 1,40$ για $f_{yk} > 800 \text{MPa}$ και $f_{yk}/f_{uk} > 0,80$

- **Απόσχιση περιβάλλοντος σκυροδέματος**

Αυτός ο τύπος αστοχίας, εκδηλώνεται όταν τόσο το πάχος του στοιχείου στο οποίο τοποθετείται το αγκύριο, όσο και η επικάλυψη κάθετα στη διεύθυνση της τέμνουσας είναι επαρκής. Η μέγιστη τιμή τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο είναι:

$$V_{rd,c} = \frac{k_3 * c_1^{3/2} * \sqrt{f_{ck} * d_{nom}} * \psi_{ucr,V}}{\gamma_c} * \left(\frac{l_f}{d_{nom}} \right)^{0,2} \quad (\text{Εξ. 2.10})$$

όπου:

- d_{nom} η εξωτερική διάμετρος του αγκυρίου (mm)
- f_{ck} , η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος (MPa)
- $l_f \approx 8d_{nom}$, το ενεργό μήκος του αγκυρίου
- $\psi_{ucr,V} = 1,0$ για ρηγματωμένο σκυρόδεμα
- $k_2 = 0,5 \left(\frac{N}{\text{mm}} \right)^{0,5}$
- c_1 η επικάλυψη του σκυροδέματος παράλληλα προς τη διεύθυνση επιβολής της τέμνουσας
- $\gamma_c = \gamma_1 * \gamma_2$, όπως πιο πάνω

- **Εκτίναξη πλευρικού κώνου σκυροδέματος**

Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας εκδηλώνεται λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης, με εκτίναξη πλευρικού κώνου σκυροδέματος προς την αντίθετη της φόρτισης πλευρά του στοιχείου.

$$V_{rd,c} = k_4 * N_{rd,c}$$

όπου:

- $N_{Rd,c}$ από Εξ. 2.7
- $k_4 = 1,0$ για $l_{b,eff} < 60 \text{mm}$ και $k_4 = 2,0$ για $l_{b,eff} > 60 \text{mm}$.

2.3.5.3.2.1 Χημικώς πακτωμένα – Εμπηγνυόμενα αγκύρια

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω τα χημικώς πακτωμένα αγκύρια, αποτελούνται κυρίως από τμήματα ράβδων οπλισμού (νευροχάλυβα) ή δομικού χάλυβα. Ιδιαίτερα καθοριστικός παράγοντας για την εκτίμηση της αντοχής ενός τέτοιου αγκυρίου, είναι η πλήρης γνώση των ιδιοτήτων της εποξικής ρητίνης ή του κονιάματος που χρησιμοποιούνται για την πλήρωση της οπής που διανοίγεται στο σκυρόδεμα. Δεδομένης της ευαισθησίας της κόλλας σε υγρασία και υψηλές θερμοκρασίες, θα πρέπει να λαμβάνεται κατάλληλη μέριμνα για την προστασία αυτών των στοιχείων από το περιβάλλον, καθώς και έναντι υψηλών θερμοκρασιών, οι οποίες μπορούν να προκύψουν από πυρκαγιά ή κατά τη συγκόλληση άλλου χαλύβδινου στοιχείου (ελάσματος, ράβδου), βλ. και «Συστάσεις Τεχνικών Προδιαγραφών Επεμβάσεων», ΠΕΤΕΠ, ΤΕΕ, 2008).

2.3.5.3.2.2 Αντοχή σε εφελκυσμό

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να αναλάβει ένα χημικώς πακτωμένο αγκύριο είναι η μικρότερη απ' τις δυνάμεις που υπολογίζονται παρακάτω:

- **Διαρροή αγκυρίου**

Υπό την προϋπόθεση ότι διατίθεται επαρκές μήκος εμπήξεως του αγκυρίου, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$N_{yd} = A_s * f_{yd} \quad (\text{Εξ. 2.11})$$

όπου: A_s και f_{yd} : το εμβαδόν της διατομής και το όριο διαρροής του αγκυρίου αντιστοίχως

- **Αστοχία της συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού**

Ενώ η δύναμη διαρροής του αγκυρίου είναι ευθέως ανάλογη της διατομής του, η δύναμη που προκαλεί αστοχία της συνάφειας είναι ανάλογη της διαμέτρου του αγκυρίου. Γι' αυτό, συνιστάται η χρήση μεγαλύτερου πλήθους αγκυρίων μικρότερης διαμέτρου για την ανάληψη της επιβαλλόμενης εφελκυστικής δυνάμεως, έτσι ώστε ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας να είναι η διαρροή του αγκυρίου (πλάστιμη αστοχία).

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο, ώστε να προκληθεί αστοχία της συνάφειας μεταξύ του αγκυρίου και του συνδετικού υλικού, δίνεται ως ακολούθως:

$$N_{bd} = \frac{f_{bk} * I_e * \pi * d_b}{\gamma_b} \quad (\text{Εξ. 2.12})$$

όπου:

- f_{bk} η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού
- l_e το μήκος εμπήξεως του αγκυρίου, διαμέτρου d_b , και
- γ_b επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την συνάφεια

Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συνάφειας, καθώς και ο κατάλληλος συντελεστής γ_b , αναλόγως των λεπτομερειών και των συνθηκών εφαρμογής, περιέχονται στο πιστοποιητικό του συνδετικού υλικού.

- **Αστοχία της συνάφειας μεταξύ του συνδετικού υλικού και του περιβάλλοντος σκυροδέματος**

Λαμβάνοντας υπόψη, ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών συνδέσεως είναι πολύ υψηλότερα απ' τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος, η μέγιστη δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει το αγκύριο για τον συγκεκριμένο τρόπο αστοχίας εξαρτάται μόνον απ' την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

$$N_{cd} = 4,5 * \pi * l_e * \sqrt{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)} \varnothing \quad [\text{mm,MPa}] \quad (\text{Εξ.2.13})$$

όπου:

- f_{ck} η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στο οποίο εμπήγνυται το αγκύριο
- \varnothing η διάμετρος της οπής στην οποία τοποθετείται το αγκύριο, όχι μεγαλύτερη από $d_b+5\text{mm}$.
- l_e : το μήκος εμπήξεως του αγκυρίου
- γ_c : ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα ($\gamma_c=\gamma_1*\gamma_2$ και η στάθμη ποιοτικού ελέγχου όπως περιγράφεται στην §4.5.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ)

2.3.5.3.2.3 Αντοχή σε διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση των χημικώς πακτωμένων αγκυρίων μπορεί να λαμβάνεται από τις εξισώσεις της §2.3.4.2.1, υπό την προϋπόθεση ότι πληρούνται και οι απαιτήσεις των §2.3.4.2.2 και §2.3.4.2.3.

2.4 Διατμητικά τοιχώματα

2.4.1 Γενικά

Μία άλλη κατηγορία ενισχύσεων, είναι η κατασκευή διατμητικών τοιχωμάτων, με κύριο στόχο την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων που δέχεται η κατασκευή. Η μέθοδος αυτή, σε αντίθεση με την ενίσχυση μελών της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (Member based Strengthening), χαρακτηρίζεται από την προσθήκη τοιχωμάτων με σκοπό την ενίσχυση του συνόλου του κτηρίου (System based Strengthening).

Η εφαρμογή μέτρων ενίσχυσης που αποσκοπούν στην αναβάθμιση των ανοχών όλου του δομήματος, στηρίζονται στη λογική της μείωσης της αναμενόμενης μετακίνησης του κτηρίου, σε μικρότερα των μέγιστων αποδεκτών τιμών. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με αύξηση της δυσκαμψίας και της μάζας της κατασκευής, με την προσθήκη διατμητικών τοιχωμάτων. Σύμφωνα με έρευνες, η προσθήκη νέων στοιχείων στον φέροντα οργανισμό, αποτελεί την οικονομικότερη και πιο αποδοτική μέθοδο προς αυτή την κατεύθυνση.

Στη βιβλιογραφία, διακρίνονται δύο κύριες κατηγορίες, τα εσωτερικά ή εμφανιζόμενα διατμητικά τοιχώματα (infill shear walls) και τα εξωτερικά τοιχεία (exterior shear walls). Καθοριστικοί παράγοντες για την επιλογή της κάθε μιας περίπτωσης, είναι η ευκολία εφαρμογής, η προσδοκώμενη συμπεριφορά και το κόστος.

2.4.2 Εσωτερικά-Εμφανιζόμενα Τοιχώματα (Infill shear walls)

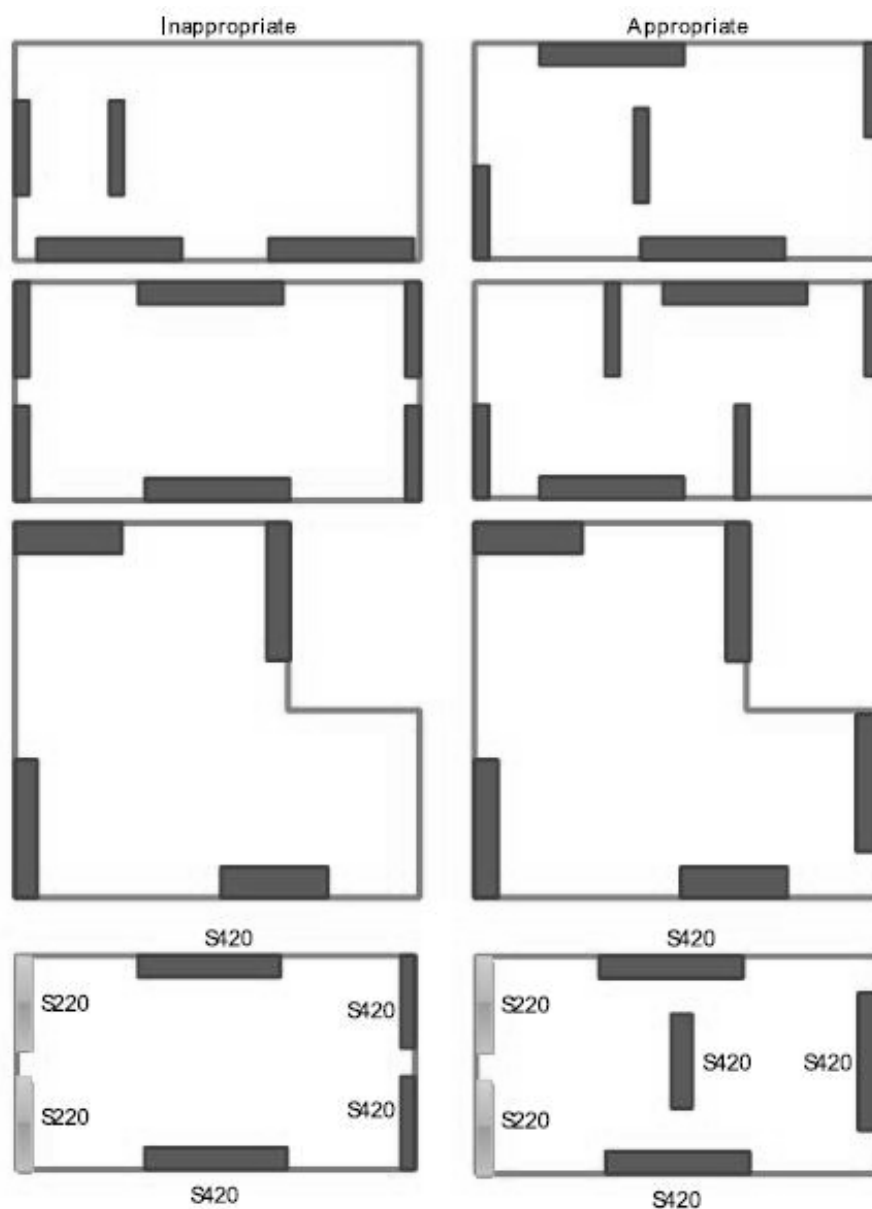
2.4.2.1 Γενικά

Τα εσωτερικά τοιχεία, αποτελούν μία από τις πλέον διαδεδομένες μεθόδους ενίσχυσης, με πληθώρα εφαρμογών ανά το παγκόσμιο. Η μέθοδος συνιστάται στην πλήρωση επιλεγμένων φατνωμάτων πλαισίων με τοιχώματα, είτε με ράβδους δικτύωσης. Τα τοιχώματα αυτά, αυξάνουν σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής, ακόμα και σε περιπτώσεις εφαρμογής σε πληγέντα κτήρια παρουσιάζοντας αρκετά ικανοποιητική συμπεριφορά. Συνηθέστερος τρόπος εφαρμογής τους είναι η καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων ανάμεσα σε κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού και η διάταξη στη θέση τους, του οπλισμού του τοιχώματος (Σχ. 2.16).



Σχήμα 2.16 Εσωτερικό τοιχείο

Σημαντικό ρόλο, για την αποτελεσματική λειτουργία των τοιχίων αυτών, είναι η εκπλήρωση κάποιων κατασκευαστικών απαιτήσεων, που αφορούν τη διάταξη τους εν κατόψη (Σχ. 2.17), τη σύνδεση με τα παράπλευρα υποστυλώματα (Σχ.2.18) και την ύπαρξη ενός ελάχιστου εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού περίσφιγξης.

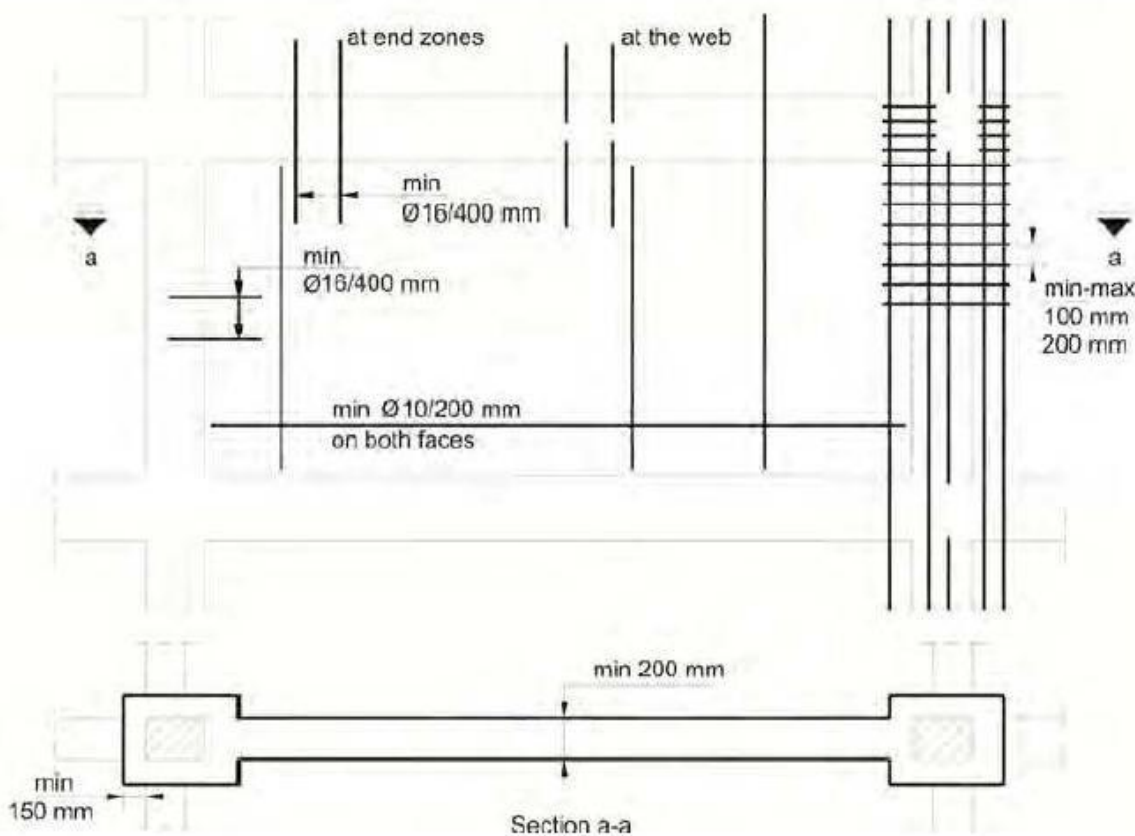


Σχήμα 2.17 Αποδεκτή και Μη αποδεκτή διάταξη εσωτερικών τοιχίων

Παρόλα αυτά, είναι σημαντικό να σημειωθεί πως ακόμα και στην περίπτωση που κάποια από τα εμφανιζόμενα τοιχώματα δεν αγκυρωθούν σωστά, ή αστοχήσουν πρόωρα, η ύπαρξή τους συνεχίζει να βελτιώνει (ασφαλώς σε μικρότερο βαθμό) τη συμπεριφορά του κτηρίου.

Η ευρεία χρήση των τοιχωμάτων της κατηγορίας αυτής, έχει ενσωματωθεί σε αρκετούς διεθνείς κανονισμούς, όπως και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§8.5), ο οποίος συνιστά τρόπους εφαρμογής και διαστασιολόγησης και τις αντίστοιχες κατασκευαστικές απαιτήσεις. Σύμφωνα με τις γενικές διατάξεις περί εμφάνισης πλαισίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ

§8.5.1), είναι απαραίτητη η κατάλληλη σύνδεση και ασφαλής θεμελίωση των στοιχείων αυτών. Σε κάθε περίπτωση ελέγχονται οι επιπτώσεις των εισαγόμενων νέων εντατικών μεγεθών στο σύνολο των συντρεχόντων δομικών μελών, καθώς και στις καθιζήσεις και στα στοιχεία θεμελίωσης του υφιστάμενου κτηρίου. Επιπρόσθετα, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον υπολογισμό της γωνίας στροφής του θεμελίου, λόγω ιδιαίτερως έκκεντρης θλίψης. Συνιστάται δε, όπου είναι δυνατό, τα στοιχεία αυτά να συνδέονται με την υπάρχουσα θεμελίωση με ταυτόχρονη ενίσχυσή της.



Σχήμα 2.18 Ελάχιστος οπλισμός σύνδεσης

2.4.2.2 Προσθήκη απλού γεμίματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.5.2)

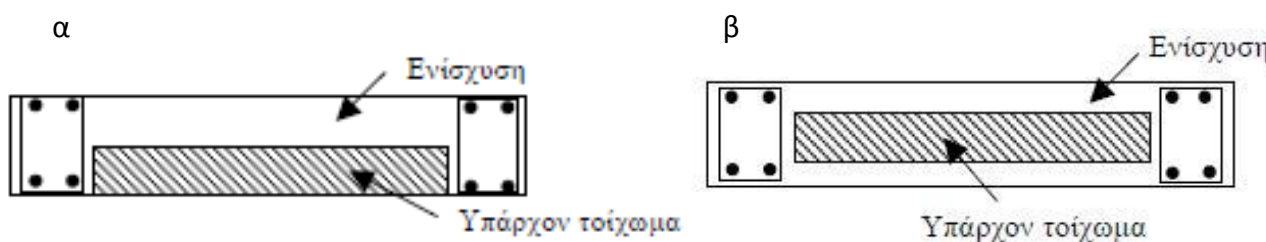
Τα γεμίματα των επιλεγμένων προς πλήρωση πλαισίων μπορεί να γίνονται, είτε με χρήση αόπλου ή οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με τοιχοποιία. Στις περιπτώσεις απλού γεμίματος με χρήση σκυροδέματος είναι απαραίτητη η χρήση βλήτρων στις οριζόντιες επιφάνειες επαφής με το πλαίσιο. Αντίθετα, όταν η πλήρωση συνίσταται με κατασκευή τοιχοπλήρωσης, αυτή μπορεί να πραγματοποιείται χωρίς να λαμβάνονται ειδικά μέτρα σύνδεσης με το υπάρχον πλαίσιο (δηλ χωρίς χρήση οπλισμού αγκύρωσης ή βλήτρα στην περίμετρο).

Ανεξάρτητα από το υλικό πλήρωσης, η προσομοίωση της επέμβασης θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις της παραγράφου §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ όπως αυτές θα αναλυθούν σε επόμενο κεφάλαιο. Ακόμα, θα πρέπει να σημειωθεί, ότι κατά τις επεμβάσεις αυτού του τύπου πρέπει να ελέγχονται οι πρόσθετες τέμνουσες στις

δοκούς και στα υποστυλώματα του υφιστάμενου σκελετού, όπως παραμορφώνεται κατά τη στιγμή του σεισμού σχεδιασμού και να λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα για να εξασφαλισθεί η λειτουργία του μηχανισμού τριβής μεταξύ γεμίσματος και πλαισίου στο άνω και κάτω μέρος.

2.4.2.3 Τοιχωματοποίηση πλαισίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.5.3)

Η εμφάνιση πλαισίων, με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος, απαιτεί εξασφάλιση της σύνδεσης του τοιχώματος με τον περιβάλλοντα φέρον οργανισμό, με σκοπό τη διασφάλιση της καμπτικής συνέχειας του δημιουργούμενου νέου πολυώροφου τοιχώματος σε όλο του το ύψος. Για την ικανοποίηση της απαίτησης αυτής, μπορεί να θεωρηθεί σκόπιμη, η επιμήκυνση των τοιχωμάτων στην οριζόντιά τους διάσταση, με τρόπο που να περιβάλλει τα εκατέρωθεν υποστυλώματα υπό μορφή κλειστών (Σχ. 2.19β) ή ανοικτών μανδυών (Σχ. 2.19α) κατά το δυνατό. Στο εσωτερικό των μανδυών θα πρέπει να τοποθετούνται κατακόρυφοι συνεχείς οπλισμοί κάμψης και κλειστοί, εγκάρσιοι συνδετήρες που να προσφέρουν την απαιτούμενη πλαστιμότητα.



Σχήμα 2.19 α) Ενδεικτική διάταξη μονόπλευρου – ανοικτού – μανδύα ενίσχυσης υποστυλώματος
β) Ενδεικτική διάταξη ολόπλευρου – κλειστού – μανδύα ενίσχυσης υποστυλώματος

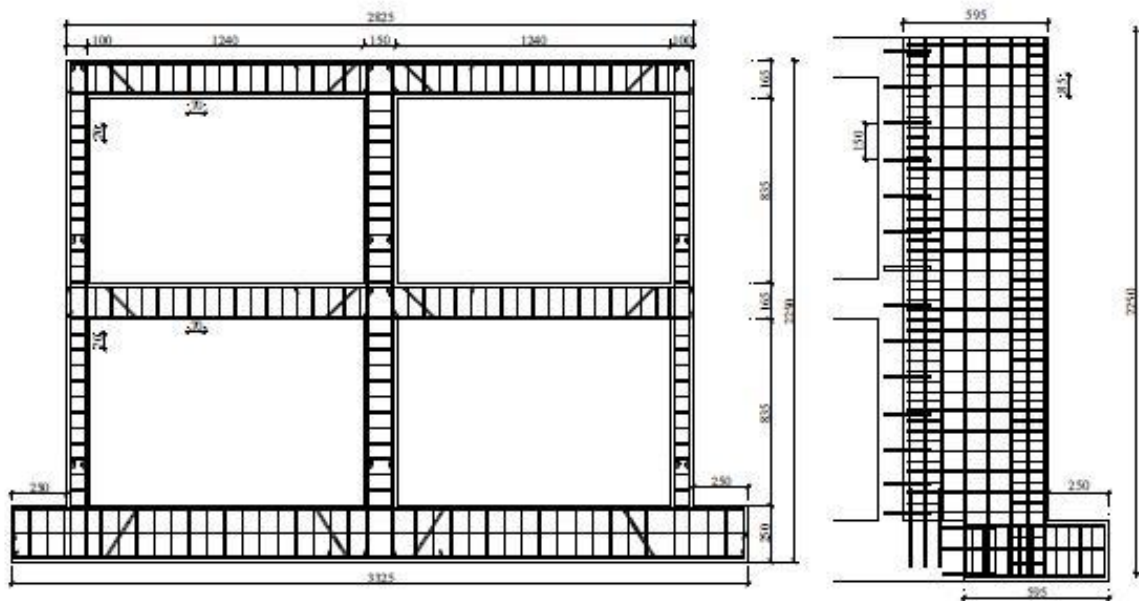
Ο Κανονισμός Επεμβάσεων επίσης, αναφέρεται σε διατάξεις που αφορούν περιπτώσεις κατασκευής εσωτερικών τοιχωμάτων με πλάτος μεγαλύτερο ή μικρότερο από το πλάτος των υπερκείμενων δοκών καθώς και στον κατάλληλο τρόπο υπολογισμού της πλαστιμότητας αυτών.

2.4.3 Εξωτερικά Τοιχώματα (Exterior shear walls)

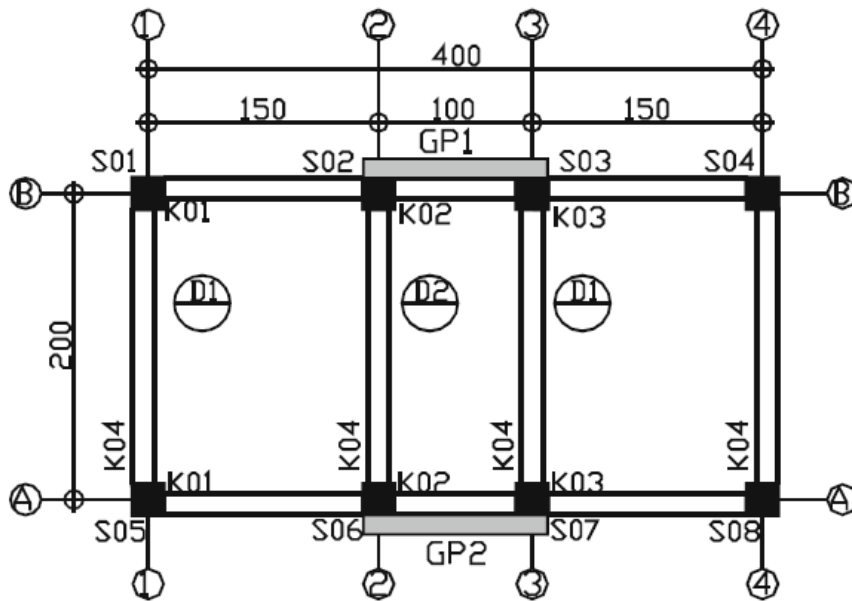
2.4.3.1 Γενικά

Πρόκειται για μια λιγότερο διαδεδομένη κατηγορία εφαρμογών, η οποία όμως παρουσιάζει μεγάλο ερευνητικό ενδιαφέρον κατά τα τελευταία χρόνια. Τα εξωτερικά διατηρητικά τοιχώματα, είναι δυνατό να κατασκευαστούν περιμετρικά του κτηρίου παράλληλα στις όψεις (Σχ. 2.21) ή σαν προέκταση αυτών λειτουργώντας ουσιαστικά σε μία μόνο διεύθυνση (Σχ. 2.20). Το μεγαλύτερο πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής, συγκριτικά με τα εσωτερικά τοιχώματα, είναι η δυνατότητα εφαρμογής χωρίς την όχληση των ενοίκων και την προσωρινή ανάγκη εκκένωσης των εσωτερικών χώρων του κτηρίου. Στον αντίποδα, η κατασκευή των εξωτερικών τοιχείων απαιτεί συχνά μια δραστική αλλαγή στην αρχιτεκτονική όψη της κατασκευής και επιπλέον απαιτείται πειραματική διερεύνηση των τρόπων

σύνδεσης των νέων στοιχείων με τον υπάρχον φέροντα οργανισμό, έτσι ώστε να εναρμονίζονται με τους ισχύοντες κανονισμούς. Έχει αποδειχθεί, μέσω πειραματικών διατάξεων, ότι η συνεισφορά των εξωτερικών τοιχωμάτων εξαρτάται αποκλειστικά από την επίτευξη μονολιθικής σύνδεσης μεταξύ των στοιχείων. Σε πειράματα, όπου οι αγκυρώσεις και τα βλήτρα αστόχησαν πρόωρα, τα πλαίσια τείνουν να συμπεριφέρονται ως μη ενισχυμένα πλαίσια. Έτσι, καθίσταται σαφής, η μεγάλη σημασία της σωστής διαστασιολόγησης των συνδέσμων αυτών για επίτευξη του επιδιωκόμενου αποτελέσματος. Σε αυτή την κατεύθυνση κινούνται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.6 σχετικά με την προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων.



Εικόνα 2.20 Εξωτερικά τοιχώματα κάθετα στην όψη τοιχώματα Perpendicular exterior shear wall)



Εικόνα 2.21 Εξωτερικά τοιχώματα παράλληλα στην όψη (In parallel exterior shear walls)

2.4.3.2 Προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.6)

Στην παράγραφο αυτή, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, αρκείται σε γενικές υποδείξεις ως προς τους ενδεδειγμένους τρόπους σύνδεσης των τοιχωμάτων στο υπάρχον πλαίσιο. Οι σύνδεσμοι πρέπει να τοποθετούνται στη στάθμη των πλακών κατά μήκος των δοκών και των παράπλευρων υποστυλωμάτων. Γίνεται σαφές ότι πρέπει να επιδιώκεται η κατάλληλη και πλήρης σύνδεση των προστιθέμενων στοιχείων με τον φέροντα οργανισμό, έτσι ώστε να είναι σε θέση να μεταφέρουν με ασφάλεια τα σεισμικά αξονικά και διατμητικά φορτία. Ειδικότερα, συνιστάται η διαστασιολόγηση των μεταλλικών συνδέσμων με τρόπο που να συμπεριφέρονται ελαστικά κατά τον σεισμό συνδιασμού. Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων αυτών (βλήτρα και αγκύρια) πρέπει να γίνεται με τον τρόπο που αναφέρεται στην παράγραφο §2.3.4 της παρούσας εργασίας.

Επίσης, απαιτείται, τα νέα τοιχώματα πρέπει να θεμελιώνονται σε συνδυασμό με τα υπάρχοντα θεμέλια των κατακόρυφων στοιχείων. Όπου κρίνεται αναγκαίο, πρέπει να γίνεται έλεγχος των διαφραγμάτων μετά την προσθήκη των τοιχωμάτων και να ενισχύονται οι πλάκες και οι δοκοί που εφάπτονται αυτών, με κατάλληλη αύξηση του πάχους τους.

2.5 Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων

2.5.1 Γενικά

Στις περισσότερες περιπτώσεις οι τοιχοπληρώσεις θεωρούνται ως μη φέροντα στοιχεία και λαμβάνεται υπόψη, μόνο η κατακόρυφη φόρτιση, που μεταφέρουν στον φορέα λόγω του ίδιου βάρους τους. Βασική αιτία είναι ότι, η μορφή απόκρισης-αστοχίας πλαισίων με τοιχοπλήρωση επηρεάζεται και διαφοροποιείται

από πολλούς παράγοντες, όπως είναι η σημαντική διαφοροποίηση που υπάρχει στα πραγματικά μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης εξαιτίας των διαφορετικών ιδιοτήτων των υλικών της (πλίνθοι και συνδετικό κονίαμα), όσο και των κατασκευαστικών λεπτομερειών, όπως τη γεωμετρία των πλαισίων που περιβάλλει την τοιχοποιία, την αντοχή και τη δυσκαμψία των δομικών στοιχείων του πλαισίου, την ύπαρξη ανοιγμάτων, την πιθανή εντός ή και εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης. Συν τοις άλλοις, η μη γραμμική απόκριση των τοιχοπληρώσεων ακόμα και σε χαμηλά επίπεδα φόρτισης καθιστά σε ορισμένες περιπτώσεις ακατάλληλη τη χρήση γραμμικών ελαστικών στοιχείων προσομοίωσης. Ωστόσο έχει αποδειχθεί ότι οι τοιχοπληρώσεις δεν έχουν αμελητέα δυσκαμψία και αντοχή, αλλά αντιθέτως η παρουσία τους μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής καθώς και τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της. Εκ των υστέρων μελέτες σεισμικών καταγραφών, έχουν καταδείξει τη σημαντική συμβολή της, η οποία σε πολλές περιπτώσεις οδηγεί σε αποφυγή εκτεταμένων καταστροφών και καταρρεύσεων.

2.5.2 Διάταξη των τοιχοπληρώσεων

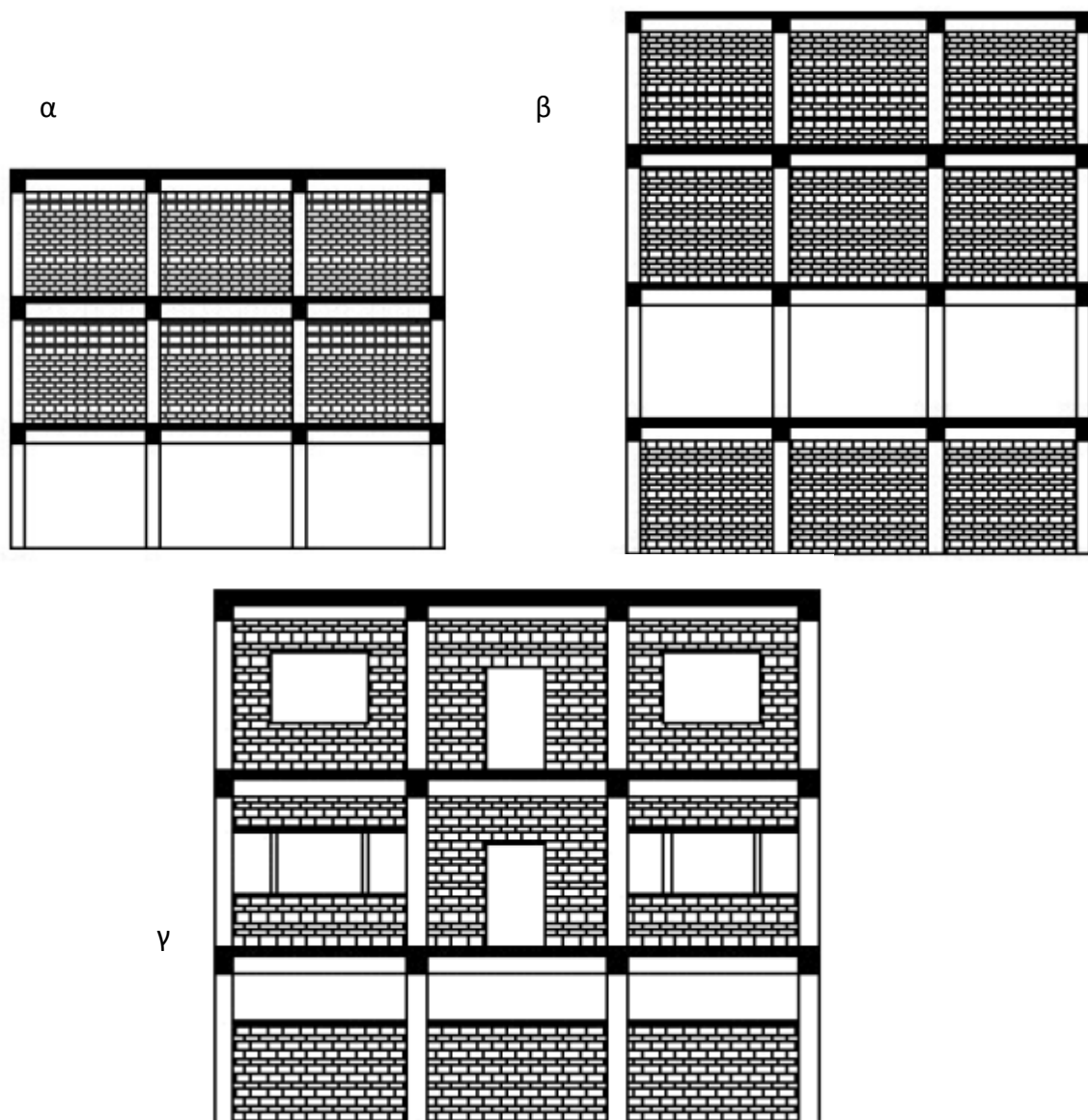
Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει αν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ευμενή ή δυσμενή επιρροή στην απόκριση μιας κατασκευής είναι η διάταξη τους σε κάτοψη και τομή αλλά και εντός των φανωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος.

Τοιχοπληρώσεις, οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου του κτηρίου και χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος έχουν γενικά ευνοϊκό ρόλο σε σχέση με την αντίσταση του κτηρίου σε σεισμικά φορτία. Η θετική αυτή επιρροή είναι σημαντική κυρίως στους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένους με παλαιότερες κανονιστικές διατάξεις, αφού αυξάνουν την αντοχή τους υπό οριζόντια φορτία καθώς και την πλευρική δυσκαμψία τους, με αποτέλεσμα να μειώνονται οι μετακινήσεις λόγω σεισμού, άρα και τα φαινόμενα δευτέρας τάξης, τα οποία συνήθως προκαλούν την κατάρρευση υπό σεισμικά φορτία.

Σε άλλες όμως περιπτώσεις, η επιρροή της τοιχοπλήρωσης μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιζήμια (έως και καταστροφική) καθώς μπορεί να αλλάξει δραστικά την αναμενόμενη στατική απόκριση, έλκοντας δυνάμεις σε τμήματα του φορέα που δεν έχουν σχεδιαστεί για να τις αναλάβουν, προκαλώντας τοπική ή ακόμη και γενική αστοχία.

Στην πραγματικότητα, ελάχιστοι είναι οι φορείς με γεωμετρία που να καθορίζεται από συμμετρίες και τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη και τομή. Στις περισσότερες περιπτώσεις η γεωμετρία του φορέα καθώς και η διάταξη των τοιχοπληρώσεων

χαρακτηρίζεται από ασυμμετρία και μη κανονικότητα, με αποτέλεσμα την πιθανή δυσμενή επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην απόκριση του φορέα. Εξαιρετικά δυσμενείς είναι οι περιπτώσεις κατά τις οποίες οι τοιχοπληρώσεις είναι ανομοιόμορφα κατανεμημένες καθ' ύψος (Σχ. 2.22).

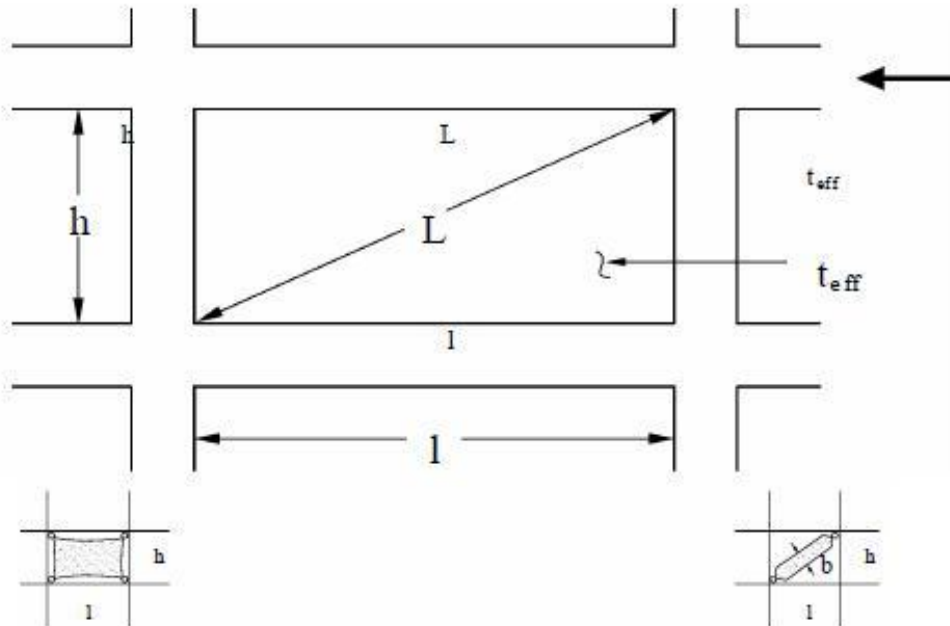


Σχήμα 2.22 Δυσμενείς διατάξεις τοιχοπληρώσεων
 α) Κτήρια τύπου Pilotis β) Δημιουργία μαλακού ορόφου γ) Δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων

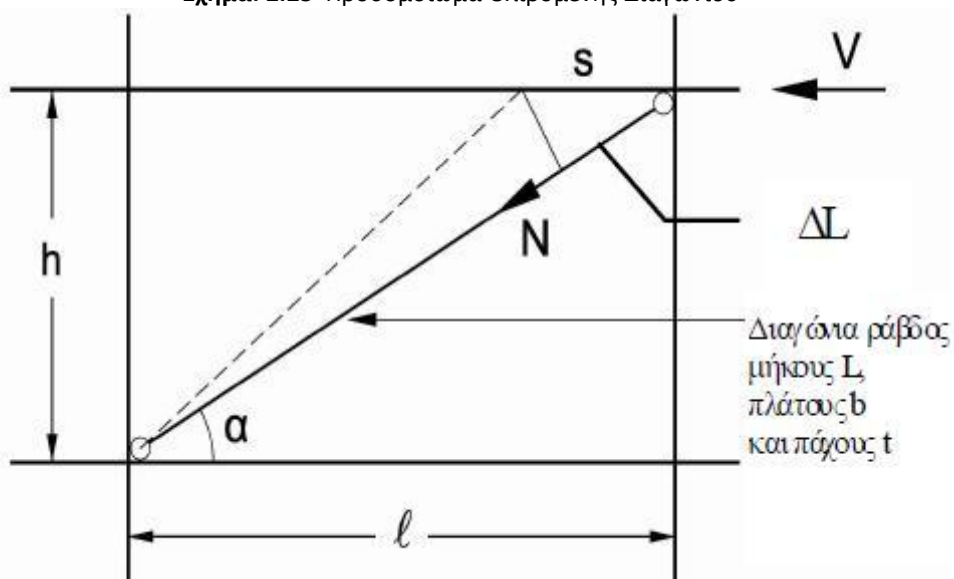
2.5.3 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Για την πρακτική προσομοίωση άοπλων τοιχοπληρώσεων, οι συνήθεις περιπτώσεις που προτείνονται και υιοθετούνται και από τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ §7.4.1) είναι η προσομοίωση με χρήση θλιβόμενης διαγωνίου (Σχ. 2.23) αλλά και με χρήση διατμητικού φατνώματος (Σχ. 2.24). Σχετικά με τη μέθοδο της θλιβόμενης διαγωνίου, η τοιχοπλήρωση εξιδανικεύεται με ένα γραμμικό στοιχείο που δουλεύει μόνο σε θλίψη. Το πάχος του στοιχείου εξαρτάται από το πάχος της τοιχοπλήρωσης ενώ το πλάτος του εξαρτάται από το μήκος επαφής της τοιχοπλήρωσης με το

περιβάλλον πλαίσιο. Όσο αυξάνονται οι οριζόντιες μετακινήσεις τόσο μεγαλώνουν οι βλάβες της τοιχοπλήρωσης και μειώνεται το πλάτος επαφής.



Σχήμα 2.23 Προσομοίωμα Θλιβόμενης Διαγωνίου



Σχήμα 2.24 Προσομοίωμα Διατμητικού Φατνώματος

2.5.4 Εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοπληρώσεων

Όπως αναφέρεται στην παράγραφο §7.4.1ε του ΚΑΝ.ΕΠΕ, πρέπει να διασφαλίζεται η μη αστοχία των τοιχοπληρώσεων σε εκτός επιπέδου φορτίσεις. Αυτό μπορεί να γίνεται, είτε μέσω ακριβούς υπολογισμού (μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων) είτε μέσω κατάλληλης μείωσης της διατμητικής και θλιπτικής αντίστασης της τοιχοποιίας.

Ο Κανονισμός προτείνει μείωση των αντοχών με βάση την λυγηρότητα λ (Σχ. 2.25) της τοιχοπλήρωσης, η οποία ορίζεται από το πηλίκο $\lambda=L/t$ (Εξ. 2.14), όπου:

- $L=\sqrt{l^2 + h^2}$ είναι το «καθαρό» μήκος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος
- l είναι το «καθαρό» μήκος του τοιχοφατνώματος
- h είναι το «καθαρό» ύψος του τοιχοφατνώματος
- t είναι το «ισοδύναμο» πάχος της τοιχοποιίας

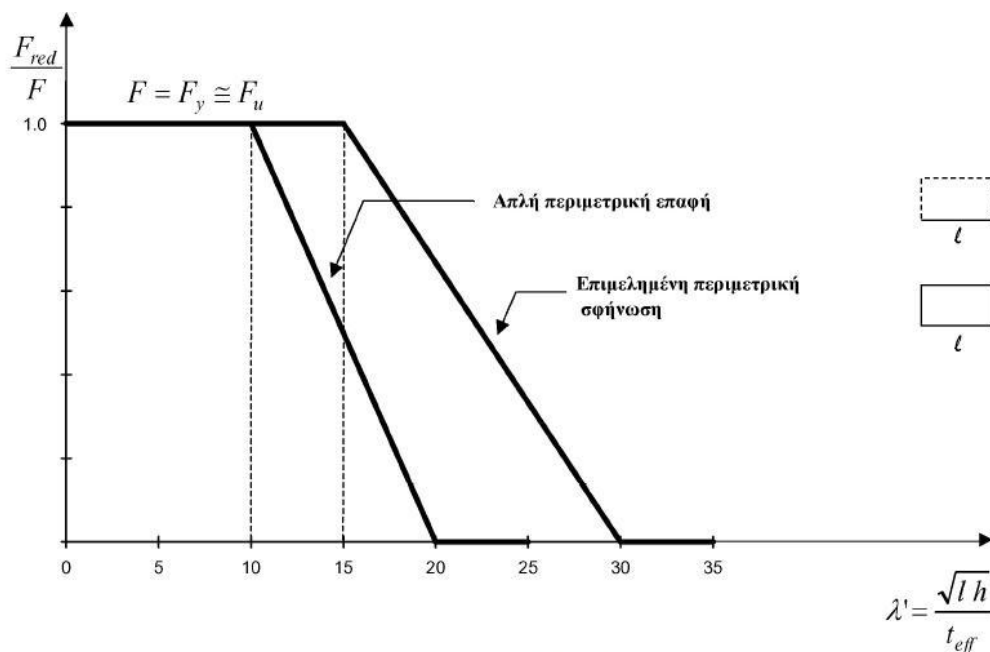
Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως «ισοδύναμο» πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος. Στην περίπτωση δίστρωτων («κοίλων») τοιχοπληρώσεων, αποτελούμενων από δύο ανεξάρτητους τοίχους με ενδιάμεσο κενό, ο υπολογισμός του ισοδύναμου πάχους θα λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρία της διατομής της τοιχοποιίας, την ενδεχόμενη ύπαρξη ή απουσία επαρκών εγκάρσιων συνδέσμων μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας και τον κίνδυνο πρόωρης αστοχίας της πιο λυγηρής παρειάς. Συναρτήσει της λυγηρότητας, και για περιπτώσεις απλής περιμετρικής επαφής με το περιβάλλον πλαίσιο, εκτιμάται η αντίστοιχη μείωση της τοιχοπλήρωσης, ως εξής:

i) Όταν η λυγηρότητα λ δεν υπερβαίνει την τιμή 15 δεν απαιτείται μείωση αντίστασης.

ii) Όταν η λυγηρότητα λ της τοιχοπλήρωσης είναι μεγαλύτερη από την τιμή 30, η τοιχοπλήρωση θα αμελείται, πλην περιπτώσεων δυσμενούς επιρροής. Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις και τιμές λ , η θλιπτική (και ισοδυνάμως η διατμητική) αντοχή της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με μειωτικό συντελεστή:

$$\varphi = 0,9 * \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{(0,0447\lambda - 0,063)^2}{0,9} \right)}} \right) \quad \text{για } E_w \sim 500f_{wc} \quad (\text{Εξ. 2.15}\alpha)$$

$$\varphi = 0,9 * \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{(0,0816\lambda - 0,063)^2}{0,9} \right)}} \right) \quad \text{για } E_w \sim 1000f_{wc} \quad (\text{Εξ. 2.15}\beta)$$



(Για συνηθισμένα φατνώματα τοιχοπληρώσεων: $\sqrt{l \cdot h} \approx 2/3 L$)

Σχήμα. 2.25 Διάγραμμα υπολογισμού απομοιωμένων αντοχών τοιχοπληρώσεων

2.5.5 Μέθοδοι ενίσχυσης τοιχοποιίας

Οι μέθοδοι που αναφέρονται στις επόμενες ενότητες, έχουν ως πρωτεύων στόχο τους, την αύξηση της εκτός επιπέδου αντοχή του φορέα, έτσι ώστε αυτές να μπορούν να συνυπολογίζονται στην ανάληψη σεισμικών φορτίων. Ακολούθως, παρουσιάζονται και τεχνικές μέσω των οποίων επιτυγχάνεται και η αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους.

2.5.5.1 Αύξηση εκτός επιπέδου αντοχής

Η παράγραφος §8.5.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, αναφέρεται σε διατάξεις που σκοπό έχουν την αύξηση της εκτός επιπέδου αντοχής της τοιχοποιίας πλήρωσης των πλαισίων του φέροντος οργανισμού. Λόγω του ότι, τέτοιες πρακτικής ενίσχυσης δεν είναι πολύ διαδεδομένες, αξίζει να γίνει αναφορά και σε κάποιες πειραματικές διατάξεις, που έχουν εκπονηθεί προς την κατεύθυνση αυτή.

- Μπορεί να χρησιμοποιηθούν εύκαμπτα πλαστικά ή ανοξειδωτα χαλύβδινα δικτυωτά πλέγματα εντός του σοβά, κατάλληλα “καρφωμένα” στους μανδύες της τοιχοπλήρωσης και στο περιβάλλον πλαίσιο (υποστυλώματα και άνω δοκός) εκτεινόμενα κατά 30 cm τουλάχιστον εκατέρωθεν της περιμετρικής επαφής. Ο τοίχος ενισχυόμενος κατά τα ανωτέρω μπορεί, εν γένει, να θεωρηθεί ότι αναλαμβάνει τις εκτός επιπέδου δράσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.5.4θ).
- Έχοντας κατά νου, τους παράγοντες που επηρεάζουν την εκτός επιπέδου λυγηρότητα της τοιχοποιίας $\lambda=L/t$, (Εξ. 2.14, §2.5.4), γίνεται σαφές, ότι η μόνη ευμετάβλητη παράμετρος είναι το ισοδύναμο πάχος. Προς αυτήν

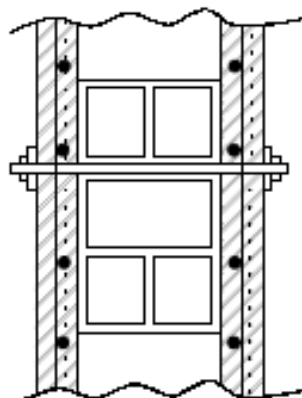
την κατεύθυνση, κινούνται πρακτικές εφαρμογές με στόχο την αύξηση του πάχους. Η αύξηση αυτή μπορεί να γίνει εφικτή:

- Με καθαίρεση της τοιχοπλήρωσης και ανακατασκευή με πλίνθους μεγαλύτερου πάχους, δίνοντας προσοχή στη σωστή και επιμελημένη σφήνωσή τους στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού.
- Με έγχυση σκυροδέματος, ανάμεσα στο διάκενο δίστρωτων (κοίλων) τοιχοπληρώσεων. Η μέθοδος αυτή, εκτός από αύξηση του πάχους, καταφέρνει και σημαντική βελτίωση της θερμομόνωσης της κατασκευής.
- Με ανασχεδιασμό των ανοιγμάτων στις όψεις της τοιχοποιίας, έτσι ώστε να μην αποτελούν τον λόγο μη ικανότητας συμπερίληψής της στην παραλαβή σεισμικών δυνάμεων.
- Με σύνδεση, μέσω αγκυριών ή διατμητικών συνδέσμων, με σκοπό της αναβάθμισής της από δίστρωτη σε ενιαία τοιχοποιία.

2.5.2.2 Αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας

- Χρήση διατμητικών συνδέσμων

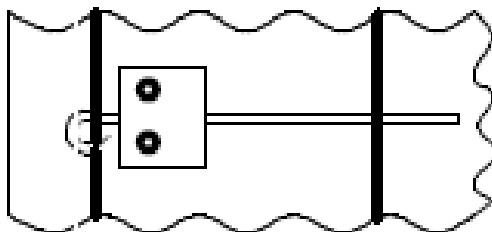
Είναι δυνατή η ενίσχυση υφιστάμενης πλινθοπλήρωσης πλαισίου, μέσω αμφίπλευρου μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, μέσα στον οποίο έχει τοποθετηθεί οριζόντιος και κατακόρυφος οπλισμός (σε ίσα ποσοστά, $\rho_v = \rho_h$), υπό τον όρο ότι οι μανδύες αυτοί έχουν αγκυρωθεί πλήρως και με ασφάλεια στην τοιχοποιία μέσω διαμπερών κοχλιωτών συνδέσμων που καταλήγουν σε πλάκες αγκύρωσης (Σχ. 2.26).



Σχήμα. 2.26 Ενδεικτική εφαρμογή ενίσχυσης υφιστάμενης πλινθοπλήρωσης

Ο οριζόντιος και κατακόρυφος οπλισμός των μανδύων πρέπει να αποτελεί κατ' ελάχιστο $\min \rho_v = \min \rho_h = 0,0005$ του αρχικού πλάτους της τοιχοποιίας. Οι σύνδεσμοι, που χρησιμοποιούνται για την αγκύρωση του μανδύα, πρέπει να είναι ικανοί να

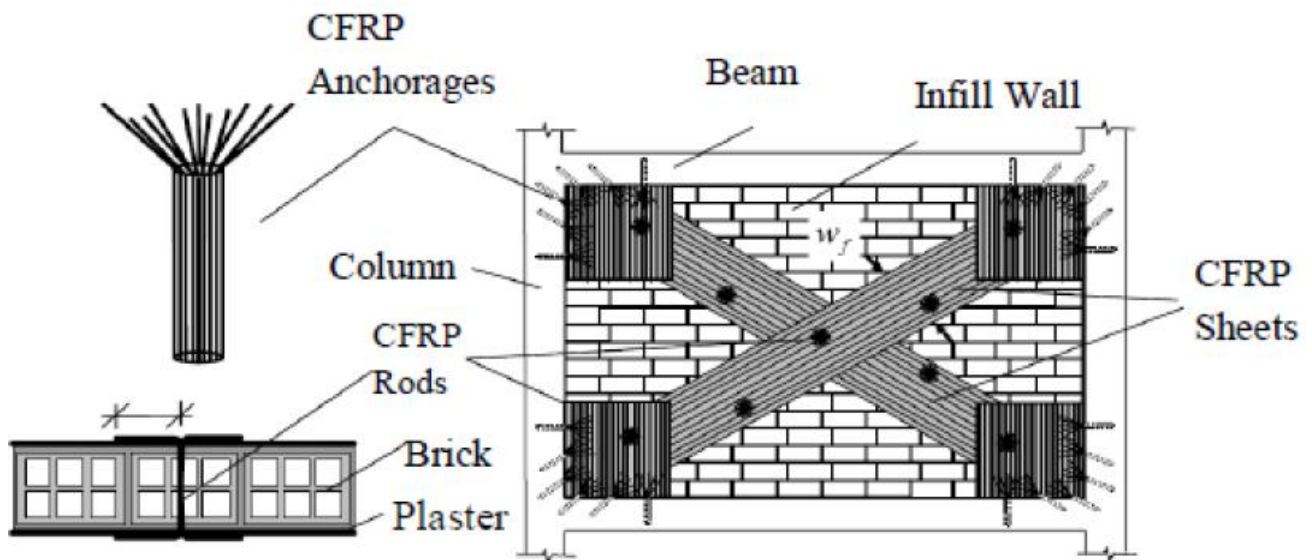
παραλαμβάνουν την τέμνουσα δύναμη που αντιστοιχεί στο ενισχυμένο φάτνωμα. Είναι επίσης απαραίτητο, να διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις που αναφέρονται στην §2.3.4. Στις πλείστες των περιπτώσεων η αγκύρωση των οριζόντιων και κατακόρυφων οπλισμών ενίσχυσης, δεν είναι αποδεκτό ή δυνατό να γίνεται στα παράπλευρα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία σκυροδέματος. Για το σκοπό αυτό, συνίσταται ως καλύτερη αλλά λιγότερο αποδοτικότερη λύση, η αγκύρωση των άκρων των ράβδων πάνω στην ίδια την τοιχοποιία με άγκιστρα που περιβάλλουν τις ράβδους της άλλης κατεύθυνσης (Σχ. 2.24).



Σχήμα 2.27 Ενδεικτική απεικόνιση αγκύρωσης οριζόντιων οπλισμών

- **Χρήση σύνθετων υλικών (FRP – Fabric Reinforced Polymers)**

Τα τελευταία χρόνια, εμφανίστηκε η ιδιαίτερα δελεαστική λύση της χρήσης ινοπλισμένων πολυμερών υλικών (ευρύτερα γνωστά ως Fibre Reinforced Polymers - FRP) ή απλά σύνθετων υλικών για την ενίσχυση τοιχοπληρωμένων πλαισίων, καθώς είναι απλή στην εφαρμογή της, δεν απαιτείται επέμβαση ή τροποποίηση στο υφιστάμενο κτήριο και τέλος δεν διαταράσσεται η λειτουργία του. Τα υλικά αυτά, όπως θα αναλυθεί περαιτέρω στην παράγραφο §2.5.6, είναι κατασκευασμένα συνήθως από ίνες άνθρακα (CFRP), γυαλιού (GFRP) ή αραμιδίου (AFRP) και πολυμερική μήτρα. Μπορούν να εφαρμοστούν ελάσματα στην επιφάνεια της τοιχοποιίας, συνδεδεμένα με εποξειδική ρητίνη ή να εφαρμοσθούν διαγώνια στοιχεία, προσομοιάζοντας τη λειτουργία της θλιβόμενης διαγωνίου (§2.5.3, Σχ.2.28), από ινοπλισμένα υφάσματα που αγκυρώνονται στην τοιχοπλήρωση και στα μέλη του πλαισίου. Για να επιτευχθεί η σωστή λειτουργία των σύνθετων υλικών, θα πρέπει οι διαγώνιοι αυτοί ελκυστήρες, να είναι οι συνδεδεμένοι στην τοιχοπλήρωση και να αγκυρωθούν στα δομικά μέλη του πλαισίου με ειδικά αγκύρια FRP.



Σχήμα 2.28 Εφαρμογή CFRP στην τοιχοποιία πλήρωσης

2.6 Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (ΙΩΠ)

2.6.1 Γενικά

Τα τελευταία 20 χρόνια έχει αναπτυχθεί μία νέα τεχνική ενίσχυσης, η οποία βασίζεται στη χρήση προηγμένων υλικών που αποτελούνται από το συνδυασμό ινών (π.χ. άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου) σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης. Τα υλικά αυτά, γνωστά ως ινοπλισμένα πολυμερή (Fibre Reinforced Polymers – FRP) ή απλά σύνθετα υλικά, χαρακτηρίζονται από εξαιρετικές ιδιότητες που κάνουν την εφαρμογή τους στα τεχνικά έργα, και ιδιαίτερα στο πεδίο των ενισχύσεων/επισκευών ιδιαίτερα ελκυστική. Η εφαρμογή τους ως οπλισμός ενίσχυσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος συνίσταται στη μέσση εποξειδικών ρητινών επικόλλησή τους σε εξωτερικές επιφάνειες δομικών στοιχείων, με προσανατολισμό ινών τέτοιο ώστε να παραλαμβάνουν σημαντικές εφελκυστικές δυνάμεις.

Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιήθηκαν αρχικά στην αυτοκινητοβιομηχανία, τη ναυσιπλοΐα, την αεροναυπηγική, τα είδη σπορ, μέρη ηλεκτρονικών συσκευών. Στην πορεία όμως, άρχισαν να εφαρμόζονται και στο πεδίο των τεχνικών έργων του Πολιτικού Μηχανικού, με αποτέλεσμα τα τελευταία 20 χρόνια να παρατηρείται μια μεγάλη ανάπτυξη των τεχνολογιών αυτών και μια συστηματικά αυξανόμενη χρήση τους τόσο σε παγκόσμιο επίπεδο όσο και στην Ελλάδα. Έχουν χρησιμοποιηθεί για την παραγωγή ράβδων οπλισμού ή τενόντων προέντασης σκυροδέματος, αγκυρίων εδάφους, για την κατασκευή κτηρίων ειδικής χρήσης, ελαφρών γεφυρών, δεξαμενών, σιλό και γενικά σε εφαρμογές όπου βασικό κριτήριο επιλογής υλικών είναι η ανθεκτικότητα σε διάρκεια, το χαμηλό βάρος και η υψηλή αντοχή ή συνδυασμός αυτών. Το πεδίο όμως στο οποίο τα σύνθετα υλικά έχουν τύχει εξαιρετικά ευρείας χρήσης σε όλον τον κόσμο σήμερα είναι αυτό των ενισχύσεων.

Οι κυριότερες εφαρμογές τους, σε έργα ενισχύσεων είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής: Ως παράδειγμα, αναφέρεται μεταξύ άλλων, η ενίσχυση δημόσιων και βιομηχανικών κτηρίων στη Γερμανία, την Ελβετία και την Ιρλανδία (Σχ. 2.29α).
- Παθητική περίσφιγξη για ικανότητα ανάληψης σεισμικών φορτίων. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις, αποτελούν σιδηροδρομικές και οδικές γέφυρες στην Νότιο Κορέα και τη Βραζιλία (Σχ. 2.29β).
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών με χρήση σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων κτηρίων, μνημείων και ιστορικών και αρχαιολογικών κτισμάτων που έχουν υποστεί ρηγματώσεις και άλλου είδους βλάβες.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύνθετων υλικών είναι:

- Χαμηλό ειδικό βάρος και επομένως ελάχιστο προστιθέμενο βάρος
- Εξαιρετικά μικρό πάχος της τάξεως του 1mm
- Υψηλή εφελκυστική αντοχή (πολλαπλάσια του κοινού χάλυβα)
- Διαθεσιμότητα υλικού σε πολλά, διαφορετικά και μεγάλα μήκη
- Απλή και γρήγορη εφαρμογή, εύκολη εγκατάσταση, ακόμα και σε περιπτώσεις όπου ο χώρος εργασίας είναι περιορισμένος και γρήγορη επαναχρησιμοποίηση των κτηρίων
- Αυξημένη ανθεκτικότητα σε διάβρωση
- Μικρός χρόνος εκτέλεσης εργασίας
- Συμβατότητα με το υπόστρωμα
- Αναστρεψιμότητα της επέμβασης



Σχήμα 2.29 Παραδείγματα εφαρμογής σύνθετων υλικών σε έργα ενισχύσεων α) Αύξηση φέρουσας ικανότητας στοιχείων β) Ενίσχυση γεφυρών έναντι σεισμικών φορτίων

Αντίθετα, και παρόλες τις υψηλές προσδοκίες που έχουν καλλιεργηθεί γύρω από αυτή την τεχνική ενίσχυσης, η χρήση των σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή, έχει μια σχετικά βραχύχρονη ιστορία. Ως εκ τούτου, η απόφαση για την επέμβαση ή ενίσχυση κατασκευών κατά αυτό τον τρόπο, πρέπει να λαμβάνεται με ιδιαίτερη προσοχή και αφού συνεξεταστούν όλες οι εναλλακτικές επιλογές. Ο Μηχανικός, πρέπει να έχει γνώση των βασικών μειονεκτημάτων των υλικών αυτών:

- Χαμηλή αντίσταση σε υψηλές θερμοκρασίες
- Έλλειψη πλαστιμότητας
- Σχετικά υψηλό κόστος
- Περιορισμένα ειδικευμένα συνεργεία που ωστόσο δικαιολογείται από την πρόσφατη εμφάνιση αυτής της τεχνικής και της γρήγορης ανάπτυξής της.

Όσο αφορά τον ενδεδειγμένο τρόπο εφαρμογής των σύνθετων υλικών, αυτή χωρίζεται σε δύο βασικές κατηγορίες, την προετοιμασία της επιφάνειας του στοιχείου στο οποίο γίνεται η επέμβαση και την επικόλληση των στρώσεων του υλικού στην επιφάνεια αυτή. Πρέπει να σημειωθεί, ότι η προετοιμασία της επιφάνειας, αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για επίτευξη της επιδιωκόμενης συμπεριφοράς του ενισχυμένου στοιχείου, καθώς από αυτήν εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό η συνεργασία παλαιού και νέου υλικού.

Συνοπτικά, οι εργασίες που πρέπει να λαμβάνουν χώρα κατά την εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι:

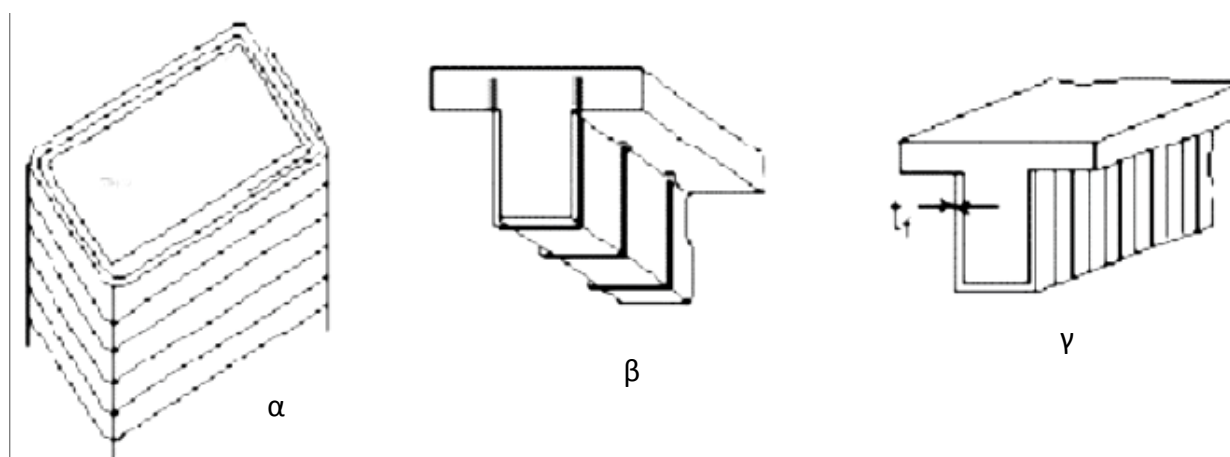
- Καθαίρεση του επιχρίσματος
- Αποκατάσταση των ενδεχόμενων βλαβών με χρήση κατάλληλης μεθόδου
- Προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού στοιχείου (εξομάλυνση της επιφάνειας, λάξευση γωνιών κτλ)
- Επάλειψη της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με εποξική ρητίνη ή άλλη συγκολλητική ουσία
- Τοποθέτηση της πρώτης στρώσης του ινοπλισμένου πολυμερούς στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Συνιστάται η πλήρης επαφή του σύνθετου υλικού με την επιφάνεια του δομικού στοιχείου
- Τοποθέτηση ειδικών αγκυρίων όπου απαιτείται (τοιχία, άνω παρειές δοκών κτλ)
- Τοποθέτηση επιπλέον στρώσεων σύνθετου υλικού, σύμφωνα με τη μελέτη επισκευής / ενίσχυσης
- Μετά τη σκλήρυνση του συστήματος (περίπου 24 ώρες), εφαρμογή επιχρίσματος και βαφή της επιφάνειας του δομικού στοιχείου, βάση των αρχιτεκτονικών και αισθητικών απαιτήσεων

2.6.2 Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ σχετικά με τη χρήση σύνθετων υλικών

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων αναφέρεται σε αρκετά σημεία στη χρήση σύνθετων υλικών, παραθέτοντας διατάξεις υπολογισμού και διαστασιολόγησής τους.

2.6.2.1 Ενίσχυση σε διάτμηση με σύνθετα υλικά

Η ενίσχυση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σε διάτμηση με σύνθετα υλικά επιτυγχάνεται μέσω της επικόλλησης υφασμάτων ή σπανιότερα ελασμάτων, τα οποία επικολλούνται στις εξωτερικές επιφάνειες με τις ίνες κατά το δυνατόν παράλληλες στις τροχιές των κυρίων τάσεων, δηλαδή περίπου κάθετα σε πιθανές ρωγμές. Στις πιο πολλές περιπτώσεις οι ίνες εφαρμόζονται κάθετα στον άξονα των δομικών μελών. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για ενίσχυση σε διάτμηση μπορεί να έχουν, είτε τη μορφή ολόσωμων μανδύων είτε τη μορφή μανδύων περιορισμένου ύψους («κολάρα») που αποτελούνται από λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών (Σχ. 2.30). Πάντως δεν επιτρέπονται “ανοικτές” ενισχύσεις με ανεξάρτητα ελάσματα ή υφάσματα ΙΟΠ επικολλημένα στις παρειές του στοιχείου: “Ανοικτές” ενισχύσεις επιτρέπονται μόνο υπό μορφή συνεχούς U.



Σχήμα 2.30 Ενίσχυση στοιχείων έναντι διάτμησης με α) Κλειστό μανδύα β) Κολάρα αγκυρωμένα στη θλιβόμενη ζώνη γ) Ολόσωμους μανδύες

Η ενίσχυση έναντι τέμνουσας ενός στοιχείου Ο.Σ. η οποία απαιτείται λόγω ανεπάρκειας του οπλισμού διάτμησης ($V_{Sd} > V_{Rd3}$), μπορεί σύμφωνα με την παράγραφο §8.2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, να γίνει είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή τα οποία επικολλώνται πλήρως επί του στοιχείου, αναλαμβάνοντας το ρόλο οπλισμού διάτμησης.

Στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά στοιχεία ινοπλισμένα πολυμερή, η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης (V_{Rd3}) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{rd,tot} = V_{rd,s} + V_{wd} + V_{jd} \quad (\text{Εξ. 2.16})$$

Όπου:

- V_{cd} και V_{wd} οι τέμνουσες που αναλαμβάνουν το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου
- V_{jd} : η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης.

• Για στοιχεία με ορθογωνική διατομή η αντίστοιχη τέμνουσα (V_{jd}) υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} * \rho_{jd} * b_w * h_{j,eff} * (cot\alpha + cota) \sin^2 a \quad (\text{Εξ. 2.17})$$

όπου:

- σ_{jd} η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης
- ρ_j είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού
- b_w το πλάτος της διατομής
- $h_{j,eff}$ το ενεργό (για την ανάληψη τέμνουσας) ύψος της ενίσχυσης. Μπορεί να θεωρηθεί $h_{j,eff} = 2/3d$ όπου d είναι το στατικό ύψος του στοιχείου.
- θ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, η οποία μπορεί να θεωρηθεί ίση με 45° .
- α η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου.

Το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού (ρ_j) ορίζεται ως:

$$\rho_j = \frac{2 * n * A_j}{s_j * b_w * \sin a} \quad (\text{Εξ. 2.18})$$

όπου:

- n αριθμός στρώσεων υλικού ενίσχυσης
- t_j το πάχος του εξωτερικού οπλισμού
- w_j το πλάτος του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων
- s_j η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων, όπου για συνεχή φύλλα $t_j = A_j/s_j$ και $w_j = s_j$.

Για $\theta = 45^\circ$ και $\alpha = 90^\circ$ η Εξ. 2.17 απλοποιείται :

$$V_{jd} = \sigma_{jd} * \rho_{jd} * b_w * h_{j,eff} = 2 * n * A_j * \sigma_{jd} * \frac{h_{j,eff}}{s_j}$$

Στην περίπτωση ενίσχυσης με ινοπλισμένα πολυμερή, η γωνία α είναι η γωνία των κύριων ινών του πολυμερούς ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου. Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως σ_{jd} , του νέου οπλισμού διάτμησης, εκτιμάται με

βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης $\sigma_{j,crit}$ ή της παραμορφώσεως $\varepsilon_{j,crit}$ του υλικού ενίσχυσης, η οποία εξαρτάται από την μορφή αστοχίας. Ως τιμή σχεδιασμού σ_{jd} θεωρείται αυτή που αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη (μικρότερη τιμή) από τις ακόλουθες δύο μορφές αστοχίας:

- Αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης (ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

Έναντι αυτής, πρέπει:

$$\sigma_{jd} < \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk} \quad (\text{Εξ. 2.20})$$

Όπου:

- f_{jk} είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης
- γ_m είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης.

Στην περίπτωση που το υλικό ενίσχυσης είναι ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ) λαμβάνεται $\gamma_m = \gamma_{IOΠ} = 1.2$ και $f_{jk} = E_j \varepsilon_{j,crit}$, όπου E_j είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης. Όταν χρησιμοποιείται ινοπλισμένο πολυμερές, η αστοχία του υλικού μπορεί να συμβεί υπό παραμορφώσεις σημαντικά μικρότερες της συμβατικής παραμόρφωσης αστοχίας του υλικού (όπως αυτή προκύπτει από τις δοκιμές αξονικού εφελκυσμού), λόγω τοπικής υπερκαταπόνησης στην θέση όπου γεφυρώνεται το μεγαλύτερο άνοιγμα μιας κρίσιμης διατμητικής ρωγμής. Έναντι αυτού του δυσμενούς ενδεχομένου, λαμβάνεται:

$$\varepsilon_{j,crit} = k_v * \varepsilon_{j,max} \quad (\text{Εξ. 2.21})$$

όπου:

- k_v είναι ο συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής και λαμβάνεται $k_v = \frac{1}{2}$
- $\varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{j,u} * \psi < 1.5\%$ (Εξ. 2.22)
- $\varepsilon_{j,u}$ η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού
- ψ ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων (§6.2.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Η μέγιστη τιμή $\varepsilon_{j,max} = 1.5\%$ στοχεύει στον περιορισμό του ανοίγματος μιας κρίσιμης λοξής ρωγμής πέραν της οποίας μειώνεται η συμβολή του σκυροδέματος (V_c) στην διατμητική αντοχή του μέλους, η δε αστοχία συμβαίνει πριν από την εξάντληση της αντοχής του υλικού ενίσχυσης.

- Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του (ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

Έναντι αυτής της αστοχίας πρέπει:

$$\sigma_{jd} < \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{rd}} \quad (\text{Εξ. 2.23})$$

όπου: γ_{rd} : είναι κατάλληλος συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος

Αυτή η μορφή αστοχίας αφορά μόνο τις κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενες ανοικτές ενισχύσεις, που δεν έχουν πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης, και η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω εποξειδικής κόλλας. Στην περίπτωση «κλειστών» ενισχύσεων, η αστοχία αυτή αποφεύγεται εξασφαλίζοντας την περιμετρική συνέχεια του στοιχείου ενίσχυσης. Η περιμετρική συνέχεια θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω επαρκούς (της τάξεως των 150mm) υπερκάλυψης των δύο άκρων του υφάσματος σύνθετου υλικού. «Ανοικτές» ενισχύσεις μπορεί να θεωρηθούν ως οιονεί «κλειστές», εάν εξασφαλίζεται η πλήρης αγκύρωση των άκρων τους στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος, ελέγχοντας και όλους τους ενδεχόμενους τρόπους αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης. Ο συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος, γ_{rd} , λαμβάνεται ίσος με 1.2.

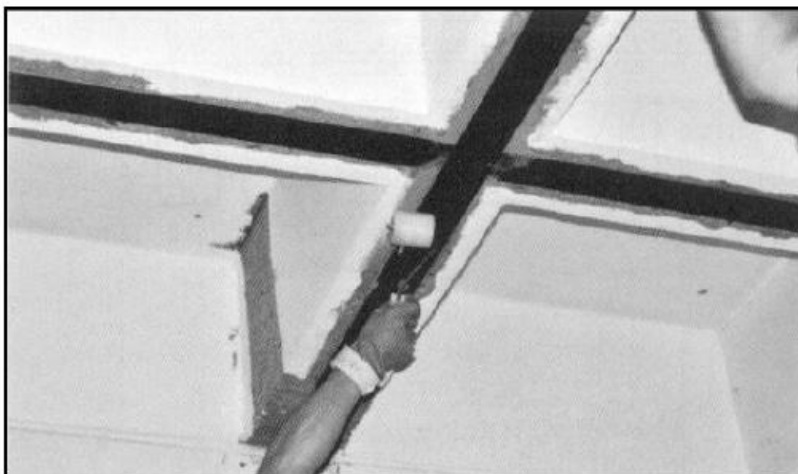
Οι τιμές των $\sigma_{j,crit}$ ή $\epsilon_{j,crit}$ προσδιορίζονται με χρήση αξιόπιστων δεδομένων της διεθνούς βιβλιογραφίας. Ελλείψει τέτοιων δεδομένων μπορεί να θεωρηθεί

$$\sigma_{j,crit} = k_v * \sigma_{j,max} \quad (\text{Εξ. 2.24})$$

2.6.2.2 Ενίσχυση καμπτικής αντοχής στοιχείων με χρήση σύνθετα υλικά

2.6.2.2.1 Γενικά

Η ενίσχυση ενός δομικού στοιχείου έναντι κάμψης μπορεί να γίνει με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών υλικών, με τρόπο αντίστοιχο με το συμβατικό χαλύβδινο οπλισμό. Η εφαρμογή σύνθετων υλικών για ενισχύσεις έναντι κάμψης (Σχ. 2.31) γίνεται κυρίως σε στοιχεία δοκού ή πλάκας, μέσω υφασμάτων που επικολλούνται στο εφελκυσμένο πέλμα με διεύθυνση ινών τέτοια ώστε να παραλαμβάνουν τις, λόγω κάμψης εφελκυστικές δυνάμεις (π.χ. παράλληλα στον άξονα του μέλους για ενίσχυση δοκών, σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις για την περίπτωση τετραέρειστων πλακών. Στην περίπτωση υποστυλωμάτων με κρίσιμες σε κάμψη τις ακραίες διατομές, η εφαρμογή των σύνθετων υλικών σε μορφή ελασμάτων ή υφασμάτων είναι γενικά δύσκολη, δεδομένου ότι στις περιπτώσεις αυτές πρέπει να εξασφαλισθεί η συνέχεια (αγκύρωση) των οπλισμών εντός των κόμβων. Τούτο γίνεται εφικτό όταν οι δοκοί έχουν μικρότερο πλάτος από τα υποστυλώματα ή όταν χρησιμοποιούνται οπλισμοί σύνθετων υλικών μικρού πλάτους (π.χ. μορφής ράβδων).



Σχήμα 2.31 Παράδειγμα εφαρμογής ΙΩΠ για καμπτική ενίσχυση δοκού

Είναι εύκολα κατανοητό ότι εφόσον τα ελάσματα των σύνθετων υλικών της ενίσχυσης παρουσιάζουν σημαντική εφελκυστική αντοχή, η λειτουργία τους είναι απευθείας αντίστοιχη του συμβατικού δομήματος χαλύβδινου οπλισμού που χρησιμοποιείται στις συνήθεις κατασκευές για παραλαβή της κάμψης. Το βασικό πλεονέκτημα της χρήσης σύνθετων υλικών σε αυτή τη περίπτωση είναι ότι αυτά μπορούν να επικολληθούν εξωτερικά του δομικού στοιχείου χωρίς να απαιτείται αύξηση της διατομής, όπως επιβάλλεται να γίνεται για την επικάλυψη του εξωτερικά συγκολλημένου χαλύβδινου οπλισμού.

Οι υπολογισμοί για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας σε εφαρμογές καμπτικών ενισχύσεων γίνονται κατ' αναλογία με αυτούς για συμβατικά οπλισμένα (με χαλύβδινες ράβδους) μέλη, λαμβάνοντας υπόψη όμως:

- Τις ιδιαιτερότητες της μηχανικής συμπεριφοράς των σύνθετων υλικών, (π.χ.
- γραμμικά ελαστική συμπεριφορά μέχρι τη θραύση, απουσία κλάδου διαρροής),
- Το ενδεχόμενο πρόωρης αποκόλλησης των στρώσεων του σύνθετου υλικού από το υπόβαθρο (π.χ. σκυρόδεμα).

2.6.2.2.2 Διαστασιολόγηση

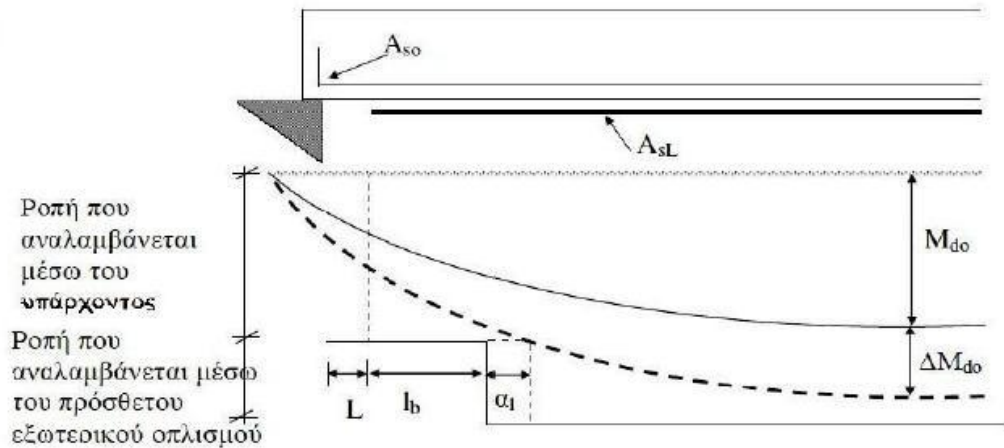
Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (§8.2.1.3), ο νέος οπλισμός υπολογίζεται έτσι ώστε σε συνεργασία με τον υφιστάμενο παλαιό οπλισμό, να αναλαμβάνονται οι εφελκυστικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη συνολική καμπτική ένταση της περιοχής ενίσχυσης. Προσεγγιστικά, για τον υπολογισμό της απαιτούμενης διατομής του οπλισμού ενίσχυσης (A_j), σε βαθμό προμελέτης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$$A_j = \frac{\Delta M d_0}{z^* \sigma_{jd}} \quad (\text{Εξ. 2.25})$$

Όπου:

- $\Delta M d_0$ είναι η πρόσθετη ροπή που καλείται να αναλάβει η ενισχυμένη διατομή (επιπλέον της $M d_0$ την οποία μπορεί να αναλάβει η αρχική,

- ο z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων (ο οποίος μπορεί να ληφθεί ίσος με $0.9d_j$ όπου d_j το στατικό ύψος της διατομής μετρούμενο από τη στάθμη του εξωτερικού οπλισμού (Σχ. 2.32).



Σχήμα 2.32 Ροπή που αναλαμβάνεται από τον πρόσθετο εξωτερικό οπλισμό

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως σ_{jd} του νέου οπλισμού, εκτιμάται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης $\sigma_{j,crit}$. Οι τιμές των $\sigma_{j,crit}$, σ_{jd} μπορεί να εκτιμώνται για κάθε μορφή αστοχίας, με χρήση αξιόπιστων πηγών της διεθνούς βιβλιογραφίας. Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως σ_{jd} του νέου οπλισμού, οφείλει ωστόσο να είναι μικρότερη από την τιμή σ_{jd} που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη από τις ακόλουθες μορφές αστοχίας:

- **Αστοχία του ίδιου υλικού ενίσχυσης**

Στην περίπτωση που η αστοχία επέρχεται από τη θραύση του σύνθετου υλικού τότε:

$$\sigma_{j,crit} = f_{jk} \quad (\text{Εξ. 2.26})$$

$$\sigma_{j,d} = \frac{1}{\gamma_m} * f_{jk} \quad (\text{Εξ. 2.27})$$

Όπου:

- ο f_{jk} η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης
- ο $\gamma_m=1.2$ ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.3.2β)

Για το ινοπλισμένο πολυμερές αστοχία θεωρείται η θραύση του. Αν χρησιμοποιούνται περισσότερες, από μία στρώσεις ινοπλισμένου πολυμερούς, η τιμή της αντοχής του υλικού θεωρείται $f'_{jk}=\psi f_{jk}$ όπου ψ είναι ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων. Ο μειωτικός συντελεστής ψ λαμβάνεται υπόψη είναι ίσος με $k^{-1/4}$, όπου k ο αριθμός των στρώσεων του σύνθετου υλικού, μόνο στην

περίπτωση που τοποθετούνται περισσότερες από τέσσερις στρώσεις. Διαφορετικά λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

• **Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπάρκειας της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων.**

Στην περίπτωση αυτή ισχύει:

$$\sigma_{j,d} = \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{rd}} \quad (\text{Εξ. 2.28})$$

Όπου:

- γ_{rd} ο κατάλληλος συντελεστής ασφαλείας, ο οποίος καλύπτει τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος και θεωρείται ίσος με 1.2.
- $\sigma_{j,crit}$ η τάση του υλικού η οποία οδηγεί σε αποκόλληση.

Για τον προσδιορισμό της τάσης αποκολλήσεως του υλικού για αυτή τη μορφή αστοχίας, μπορεί να λαμβάνεται προσεγγιστικά από τις παρακάτω σχέσεις (βλ. και §6.1.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ):

$$\sigma_{j,crit} = \beta * \frac{\tau_{b,αποκ}}{t_j} * L_e \quad (\text{Εξ. 2.29})$$

όπου:

- $\beta = \beta_w \beta_L$, διορθωτικός συντελεστής, προσομοιώματος και θεωρείται ίσος με 1.2.
- $\tau_{b,αποκ} = f_{ctm}$
- L_e το ενεργό μήκος αγκύρωσης (δηλαδή το μήκος του οποίου η αναλαμβανόμενη απ' το υλικό ενίσχυσης δύναμη, δεν αυξάνεται άλλο) και λαμβάνεται ίσο με:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j * t_j}{2f_{ctm}}} \quad (\text{Εξ. 2.30})$$

με t_j , E_j το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης αντίστοιχα. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται k επάλληλες στρώσεις υλικού ενίσχυσης πάχους t_{j1} λαμβάνεται $t_j = \psi k t_{j1}$ όπου ψ είναι ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων.

Απαιτείται ειδικός έλεγχος για την περίπτωση πρόωρης διατμητικής αστοχίας του αρχικού στοιχείου στην περιοχή απόληξης του ελάσματος (ή υφάσματος) ενίσχυσης. Αυτή η μορφή αστοχίας συμβαίνει συνήθως με τη μορφή απόσχισης της επικάλυψης του διαμήκους οπλισμού του στοιχείου στην περιοχή όπου απολήγει ο οπλισμός ενίσχυσης. Η διαδικασία ελέγχου τεκμηριώνεται με χρήση αξιόπιστων τιμών της βιβλιογραφίας.

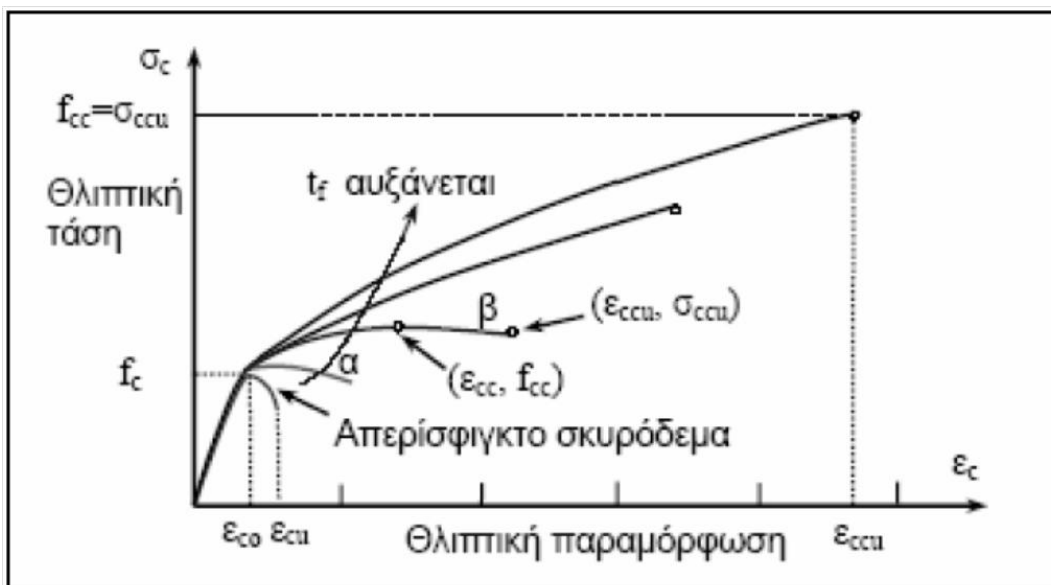
Γενικά, συνιστάται:

- Να επιδιώκεται η χρήση ελασμάτων (ή υφασμάτων) με μικρό πάχος
- Να αποφεύγονται οι ματίσεις του υλικού ενίσχυσης
- Να ακολουθούνται κατάλληλοι κανόνες γεωμετρικής διάταξης των νέων οπλισμών, ώστε να επιτυγχάνεται η καλύτερη δυνατή συνεργασία μεταξύ τους και με το υφιστάμενο στοιχείο
- Η αγκύρωση του οπλισμού ενίσχυσης πρέπει να γίνεται πέραν του σημείου μηδενισμού των ροπών (στη περιοχή υπό θλίψη)
- Αν η υπό ενίσχυση εφελκόμενη περιοχή του δομικού στοιχείου ενδέχεται, υπό συνθήκες ανακυκλιζόμενης έντασης, να βρεθεί υπό θλιπτική καταπόνηση, απαιτούνται πρόσθετα κατάλληλα μέτρα για να παρεμποδιστεί ο «τοπικός λυγισμός» του υλικού. Διαφορετικά δεν επιτρέπεται η εφαρμογή της τεχνικής.
- Κατά τη χρήση σύνθετων υλικών, να επιδιώκεται η βελτίωση της αγκύρωσης στα άκρα των ελασμάτων/υφασμάτων με χρήση εγκάρσιων λωρίδων ή γωνιακών ή άλλων αγκυριών ειδικού τύπου με τεκμηριωμένη αποτελεσματικότητα.

2.6.2.3 Περίσφιγξη στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά

2.6.2.3.1 Γενικά

Όπως είναι γνωστό η αντοχή, αλλά και η ικανότητα παραμόρφωσης του σκυροδέματος αυξάνεται σημαντικά όταν αυτό βρίσκεται υπό τριαξονική ένταση (Σχ. 2.33). Στην πράξη, η τριαξονική επιπόνηση δημιουργείται όταν οι εγκάρσιοι οπλισμοί παρεμποδίζουν τη πλευρική διόγκωση ενός μονοαξονικά θλιβόμενου στοιχείου. Το σκυρόδεμα το οποίο υφίσταται την ευνοϊκή αυτή λειτουργία του εγκάρσιου οπλισμού ονομάζεται περισφιγμένο. Αξίζει να αναφερθεί ότι όταν ο περιορισμός της πλευρικής διόγκωσης επιτυγχάνεται μέσω εγκάρσιων οπλισμών ή μανδυνών από σύνθετα υλικά, μιλάμε για περίσφιγξη σκυροδέματος, ενώ όταν



Σχήμα 2.33 Μηχανική συμπεριφορά περισφιγμένου σκυροδέματος

αυτός οφείλεται στον όγκο του περιβάλλοντος σκυροδέματος είναι καταλληλότερος ο όρος «εγκιβωτισμός».

Βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων μπορούν να διατυπωθούν οι παρακάτω παρατηρήσεις:

- Η καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης είναι περίπου διγραμμική, με αλλαγή κλίσης στην παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος. Μέχρι εκείνο το σημείο έχουμε σύμπτωση των καμπύλων του περισφιγμένου και του απερίσφιγκτου σκυροδέματος γεγονός που υποδηλώνει την μη ενεργοποίηση του μανδύα. Από το σημείο αυτό ο μανδύας αρχίζει να δρα για το περιορισμό της πλευρικής διόγκωσης.
- Αν το πάχος του μανδύα είναι μικρό, η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος f_{cc} αντιστοιχεί σε παραμόρφωση ϵ_{cc} μικρότερη από την οριακή $\epsilon_{cc,u}$.
- Αν το πάχος του μανδύα είναι εξαιρετικά μικρό αυξάνεται μόνο η οριακή παραμόρφωση του $\epsilon_{cc,u}$.
- Για δεδομένο τύπο σύνθετων υλικών, η αντοχή f_{cc} και η οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{cc,u}$ του περισφιγμένου σκυροδέματος αυξάνεται με το πάχος του μανδύα
- Για μανδύες ίσης δυστένειας η αντοχή f_{cc} αυξάνεται με την οριακή παραμόρφωση του μανδύα.

2.6.2.3.2 Περίσφιξη υποστυλωμάτων με μανδύες σύνθετων υλικών

Η δράση των σύνθετων υλικών κατά τη περίσφιξη του σκυροδέματος είναι εξαιρετικά ευνοϊκή και γενικά ευνοϊκότερη σε σχέση με αυτήν μεταλλικών μανδύων ίσης δυσκαμψίας. Κατά την αξονική καταπόνηση υποστυλωμάτων (π.χ. λόγω κάμψης και/ή αξονικού φορτίου) το σκυρόδεμα διογκώνεται εγκάρσια, με αποτέλεσμα ο φαινόμενος συντελεστής Poisson να φτάνει και να ξεπερνά την οριακή τιμή 0.5. Ο μανδύας, όπως και οι συνδετήρες, δρα παθητικά ως κινηματικός περιορισμός της διόγκωσης, αναπτύσσοντας εφελκυσμό λόγω τάνυσης μέχρις ότου αστοχήσει. Σε κυκλικές διατομές η δράση αυτή είναι ιδανικά ομοιόμορφη στο σύνολο της διατομής και μπορεί να εξιδανικευτεί ως υδραυλική πίεση, οπότε ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης είναι ίσος με 1. Σε ορθογωνικές διατομές όμως, ο κινηματικός περιορισμός εξασθενεί επειδή η διόγκωση μπορεί να λάβει χώρα με κάμψη του συνδετήρα ή του μανδύα προς τα έξω στο μέσο των πλευρών. Σε αυτήν τη περίπτωση ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης κυμαίνεται από 0.5 έως 0.6 για τετράγωνη διατομή και είναι περίπου 0 για επιμήκη ορθογωνική διατομή με λόγο πλευρών περίπου 3. Οι τάσεις περίσφιξης έχουν ως αποτέλεσμα την:

- Αύξηση της θλιπτικής αντοχής και της παραμορφωσιμότητας του σκυροδέματος, δηλαδή της μέγιστης παραμόρφωσης που καταγράφεται στο σκυρόδεμα μέχρι τη θλιπτική αστοχία.

- Αύξηση της γωνίας στροφής χορδής ενός μέλους στην (καμπτική) αστοχία, δηλαδή αύξηση της πλαστιμότητας.
- Βελτίωση των συνθηκών συνάφειας μεταξύ ράβδων οπλισμού και σκυροδέματος σε περιοχές με ματίσεις και άρα παρεμπόδιση της ολίσθησης των διαμήκων ράβδων στις περιοχές αυτές.
- Καθυστέρηση της εμφάνισης λυγισμού των διαμήκων ράβδων σε περιοχές με αραιή διάταξη συνδετήρων.

2.6.2.3.3 Διαστασιολόγηση

Όπως χαρακτηριστικά αναφέρεται στην §8.2.3α του ΚΑ.ΕΠΕ, βασική προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι ότι να ικανοποιούνται μετά την επέμβαση οι ικανοτικοί έλεγχοι, λαμβάνοντας καταλλήλως υπόψη τις εκ περισφίξεως αυξήσεις αντιστάσεων. Επίσης, η απόδοση της περισφίξεως, εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από τη γεωμετρία των προς ενίσχυσης στοιχείων.

Οι σχέσεις διαστασιολόγησης των επεμβάσεων με στόχο την περίσφιξη του σκυροδέματος, περιέχονται στην §6.2.3.

Ο μηχανισμός αστοχεί όταν αστοχεί το περισφίγγον σύνθετο υλικό. Ακολουθεί φθιτός κλάδος πολύ μεγάλης κλίσεως, ο οποίος δεν μπορεί να ληφθεί υπ' όψη. Έτσι, ως παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος λαμβάνεται η $\epsilon_{c2,c}$, δηλαδή, η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος $f_{cd,c}$. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος μπορούν να υπολογίζονται μέσω των ακόλουθων σχέσεων:

$$f_{cd,c} = (1,125 + 1,25\alpha\omega_{wd}) * f_{cd} \quad (\text{Εξ. 2.31})$$

Όπου: f_{cd} η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του υφιστάμενου σκυροδέματος, όπως αυτή προκύπτει από τις διατάξεις του Κεφ.3 και 4, του κανονισμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών

3.1.1 Γενικά – Ορισμός βασικών εννοιών

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής για τον σεισμό σχεδιασμού και τη λήψη αποφάσεων, που να αφορούν σε ενδεχόμενη ενίσχυσή της, είναι απαραίτητο να προηγηθεί ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων των στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Με την ανάλυση αυτή, εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού (Πιν.3.1), που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου ή τη Δημόσια Αρχή. Οι στόχοι αυτοί, προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, την επιθυμητή δηλαδή συμπεριφορά για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιοινεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 3.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 όσο και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, έχουν καθορίσει για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Ο διαχωρισμός τους, γίνεται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται και ορίζονται ως εξής:

- Οριακή κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (EC8) – Άμεση Χρήση (ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- Οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (EC8) – Προστασία Ζωής (ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- Οριακή κατάσταση Οιοινεί Κατάρρευσης (EC8-ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής, ειδικώς για τις ανάγκες του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων:

«Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (A) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτηρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιαστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

«Προστασία ζωής» (B) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτηρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτήριο υλικά.

«Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (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.

Αξίζει να σημειωθεί, ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-1 (§4.2.5(4)), επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής.

Ανάλογα με την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και θεωρώντας ότι η συμβατική διάρκεια ζωής μιας κατασκευής είναι περίπου 50 χρόνια, η σεισμική δράση σχεδιασμού μπορεί να έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% ή 50% στον χρόνο αυτό. Γίνεται αντιληπτό, ότι τα κριτήρια που υπεσέρχονται στις αποφάσεις αποτίμησης και ενδεχόμενης ανάγκης ενίσχυσης, είναι η σεισμική δράση σχεδιασμού και η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για τη δράση αυτή.

3.1.2 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Πριν την επιλογή των κριτηρίων επιτελεστικότητας, είναι απαραίτητο να γίνει ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που φορτίζονται λόγω των μετακινήσεων των οποίων επιβάλλονται στην κατασκευή από τα σεισμικά φορτία, σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.

Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτηρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση, όπως π.χ τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα κτλ. Όλα τα υπόλοιπα στοιχεία, όπως π.χ. οι τοίχοι πλήρωσης, τα φυτευτά υποστυλώματα, κτλ., χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Ο χαρακτηρισμός ενός στοιχείου ως δευτερεύοντος, αποδίδεται σε στοιχεία των οποίων η συνεισφορά στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, είτε δεν είναι σημαντική, είτε δεν μπορεί να καθοριστεί με βεβαιότητα λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας.

Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, επιτρέπει στο μηχανικό να διακρίνει τη συμπεριφορά των στοιχείων, που είναι κρίσιμα για την αποφυγή της κατάρρευσης λόγω σεισμού, από τη συμπεριφορά αυτών που δεν είναι κρίσιμα. Για μία δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, οι περιορισμοί που ισχύουν για τα πρωτεύοντα στοιχεία όσον αφορά στα μεγέθη πλαστικής στροφής και απομένουσας αντοχής είναι πολύ αυστηρότεροι από αυτούς που ισχύουν για τα δευτερεύοντα, τα οποία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και βλάβες. Σε κάθε περίπτωση βέβαια, η ικανότητα των δευτερευόντων στοιχείων, να

παραλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας που φέρουν για τη μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση, πρέπει να είναι εξασφαλισμένη.

Η διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα είναι ιδιαίτερα χρήσιμη (και σκόπιμη) σε περιπτώσεις όπου:

- Σε έναν καταρχήν και γενικώς επαρκή (από αντισεισμικής πλευράς) φορέα, υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία που είναι πρακτικώς αδύνατο να πληρούν τα κριτήρια επιτελεσματικότητας του παρόντος Κανονισμού, χωρίς όμως η αδυναμία αυτή να συνεπάγεται αναπόφευκτη αδυναμία του φορέα (πρόκειται ουσιαστικώς για την παραδοχή αυξημένου βαθμού βλάβης ορισμένων στοιχείων). Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων και εν γένει οι σχετικά μικρού μήκους δοκοί που συμβάλλουν σε τοιχώματα (εφόσον δεν έχουν οπλισθεί με κατάλληλους οπλισμούς), οι δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών, τα φυτευτά υποστυλώματα σε περιπτώσεις ρετιρέ κ.λπ. Τέτοια στοιχεία μπορεί να χαρακτηρισθούν ως δευτερεύοντα και ο έλεγχος της επάρκειας του φορέα να γίνει χωρίς αυτά (π.χ. θεώρηση «αρθρωτής» συνδέσεώς τους με τον κύριο φορέα).
- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτηρίου, χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (τοιχώματα, δικτυώματα και, σπανιότερα, πλαίσια) οι οποίοι σχεδιάζονται για να αναλάβουν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων. Ο υφιστάμενος (πριν από την επέμβαση) φορέας μπορεί τότε να χαρακτηρισθεί ως δευτερεύων

3.1.3 Διαδικασία διάγνωσης βλαβών

3.1.3.1 Γενικά

Η διαδικασία διάγνωσης βλαβών περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους, με σκοπό την απόκτηση επαρκών στοιχείων για την κατάσταση της κατασκευής. Επίσης, η θέση και η επιλογή των προς εξέταση δειγμάτων είναι σημαντική για την εξαγωγή σωστών συμπερασμάτων που αφορούν το σύνολο του φορέα. Ο αριθμός των ελέγχων πρέπει να επαρκεί για την επιλογή της σωστής στρατηγικής επεμβάσεων και την καλή εκτίμηση του συνολικού τμήματος της κατασκευής που χρίζει επισκευών.

Για τη διεξαγωγή των ελέγχων απαιτείται πεπειραμένο συνεργείο, το οποίο σε συνεργασία με το μελετητή Μηχανικό πρέπει να διασφαλίσει τα ακόλουθα:

- Την εφαρμογή των κατάλληλων μεθόδων διάγνωσης βλαβών στην πράξη, συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας του απαραίτητου εξοπλισμού.
- Την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου και θέσης ελέγχου ανάλογα με το είδος της βλάβης.
- Την ορθή και λεπτομερή περιγραφή των αποτελεσμάτων της έρευνας, καθώς και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων αυτών.

Επιτόπου, μία εξιδανικευμένη διάγνωση ξεκινά πάντα με έναν οπτικό έλεγχο που σκοπό έχει την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτηρίου και των βλαβών που έχει υποστεί.

Οι οπτικές παρατηρήσεις καταγράφονται σε πρόχειρα σχέδια κατόψεων και όψεων. Τα σχέδια πρέπει να περιλαμβάνουν την ταυτότητα και τον προσανατολισμό των ελεγχόμενων στοιχείων. Όταν ολοκληρωθεί ο οπτικός έλεγχος, γίνεται μία «υπόθεση εργασίας» σχετικά με την αιτία των βλαβών. Με βάση την υπόθεση αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που θα εφαρμοστούν καθώς και οι θέσεις των προς εξέταση περιοχών.

Αφού προσδιοριστούν οι θέσεις, μετρούνται κατακόρυφες αποστάσεις, συνήθως από το επίπεδο του εδάφους. Οριζόντιες αποστάσεις πρέπει επίσης να μετρηθούν από μία καλώς ορισμένη θέση αναφοράς (π.χ. γωνία κάποιου συγκεκριμένου υποστύλωματος).

Όταν όλοι οι προγραμματισμένοι έλεγχοι έχουν ολοκληρωθεί, οι οπτικές παρατηρήσεις και τα αποτελέσματα των ελέγχων πρέπει να συνεκτιμηθούν έτσι ώστε να καθοριστεί επακριβώς η αιτία, η έκταση, και η πιθανή περαιτέρω ανάπτυξη βλαβών. Εάν ο ακριβής καθορισμός δεν είναι δυνατός, συμπληρωματικοί έλεγχοι πρέπει να επιλεγούν και να εκτελεστούν.

Εφόσον τα αποτελέσματα των ελέγχων δεν επαληθεύουν την αρχική υπόθεση για την αιτία των βλαβών, αυτή πρέπει να αναθεωρηθεί. Ενδέχεται να απαιτηθεί η εκτέλεση συμπληρωματικών ελέγχων για την επιβεβαίωση της αναθεωρημένης υπόθεσης.

3.1.3.2 Μέθοδοι και όργανα ελέγχου

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία ελέγχων διάγνωσης βλαβών που χρησιμοποιούνται για τη διερεύνηση τόσο των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος όσο και της διαβρωτικής δράσης ουσιών στο σκυρόδεμα και στο χάλυβα του οπλισμού. Οι έλεγχοι αποσκοπούν κυρίως στην εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος και στον προσδιορισμό περιοχών που χαρακτηρίζονται από μεγάλη διαπερατότητα, ρηγματώσεις, αποφλοιώσεις, μειωμένη πυκνότητα, κ.λπ. Διακρίνουμε τέσσερις κύριες κατηγορίες ελέγχων:

- Μη καταστροφικοί
- Ημικαταστροφικοί
- Επιτόπου χημικοί
- Καθολική φόρτιση

Εκτός από τις παραπάνω κύριες κατηγορίες διάγνωσης βλαβών, μία κατασκευή μπορεί επίσης να υποβληθεί και σε άλλους συμπληρωματικούς ελέγχους για την εξαγωγή συμπερασμάτων όσον αφορά την εμφάνιση βλαβών, όπως:

Έλεγχοι της γεωμετρίας των δομικών στοιχείων του φορέα:

- Μετρήσεις των διαστάσεων των διατομών και του μήκους των μελών και των τελειωμάτων, όπως κατασκευάστηκαν.
- Μετρήσεις του εύρους των ρωγμών στο σκυρόδεμα ή στη φέρουσα τοιχοποιία.
- Μετρήσεις των παραμενουσών παραμορφώσεων (συνιστάται χρήση τοπογραφικών οργάνων).

Έλεγχοι της θεμελίωσης και του εδάφους έδρασης:

- Μέτρηση των διαστάσεων των θεμελιώσεων και αξιολόγηση με την εκσκαφή τάφρων ελέγχου.
- Λήψη και εξέταση δειγμάτων υπεδάφους.

Οι κυριότερες μέθοδοι παρουσιάζονται παρακάτω:

Οπτικός Έλεγχος

Περιλαμβάνει:

- Αναγνώριση του χώρου ελέγχου.
- Εντοπισμό ενδείξεων για βλάβες του φέροντος οργανισμού (ρωγμές, αποφλοιώσεις, κ.λπ.).
- Εντοπισμό των σημείων που ενδείκνυνται για την λήψη των δειγμάτων και την πραγματοποίηση των δοκιμών, αν αυτό δεν έχει ήδη προσδιοριστεί.
- Φωτογραφική τεκμηρίωση των ευρημάτων.
- Επί τόπου αξιολόγηση και, αν είναι εφικτό, πιθανώς διερευνητικές τομές.
- Συνολική αξιολόγηση των ευρημάτων. Εξαγωγή συμπερασμάτων και ένταξή τους στην Τεχνική Έκθεση.

Πυρηνοληψία

Η πυρηνοληψία είναι μία ημι-καταστρεπτική μέθοδος προσδιορισμού της αντοχής του σκυροδέματος. Οι πυρήνες που λαμβάνονται υποβάλλονται σε εργαστηριακούς ελέγχους μέσω των οποίων προσδιορίζονται, εκτός της θλιπτικής αντοχής, και χαρακτηριστικά του σκυροδέματος όπως, η γενικότερη ποιότητα του σκυροδέματος, η ύπαρξη ρωγμών ή άλλων αστοχιών στη μάζα του σκυροδέματος, το είδος των αδρανών, η ύπαρξη χλωριόντων και η πιθανή διάβρωση του οπλισμού.

Κρουσιμέτρηση



Η μέθοδος του κρουσίμετρου είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτιμήσεως της αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των δομικών στοιχείων που εξετάζονται. Με την μέθοδο αυτή εξετάζεται η ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των κατασκευών και σε βάθος έως 30mm περίπου.

Υπερηχοσκόπηση



Η μέθοδος της Υπερηχοσκόπησης είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτιμήσεως της αντοχής του σκυροδέματος. Με την χρήση συσκευής παραγωγής ηχητικών κυμάτων, η οποία διαθέτει πομπό και δέκτη, μετράται η ταχύτητα διάδοσης του ηχητικού κύματος μέσα από το σώμα του σκυροδέματος. Από την μετρούμενη ταχύτητα διάδοσης του κύματος είναι δυνατόν να εξαχθούν ποιοτικά και ποσοτικά συμπεράσματα αναφορικά με την αντοχή του σκυροδέματος και την δομή του (σπηλαιώματα, ρηγματώσεις, κ.λπ.)

Μαγνητογράφιση Οπλισμού



Η συγκεκριμένη μέθοδος αποσκοπεί στον εντοπισμό και αποτύπωση των ράβδων οπλισμού σκυροδέματος και το πάχος επικάλυψης του οπλισμού. Σε πολλές περιπτώσεις η μέθοδος συνδυάζεται με περιορισμένες διερευνητικές τομές.

Αποκάλυψη Οπλισμού

Η αποκάλυψη οπλισμού είναι μία ημι-καταστρεπτική μέθοδος που αποσκοπεί στον ακριβή προσδιορισμό των θέσεων και των διαμέτρων των ράβδων οπλισμού σκυροδέματος και το πάχος επικάλυψης του οπλισμού. Παράλληλα επιτυγχάνεται η βαθμονόμηση των αποτελεσμάτων που λαμβάνονται με την εφαρμογή της μεθόδου

της μαγνητογράφησης οπλισμού, καθώς και η λήψη επιπλέον στοιχείων όπως η πιθανή διάβρωση του οπλισμού.

Βαθμός Ενανθράκωσης Σκυροδέματος

Με χρήση διαλύματος φαινολοφθαλεΐνης σαν χρωματικό δείκτη προσδιορίζεται το πάχος της ενανθρακωμένης ζώνης του σκυροδέματος.

Πιο συγκεκριμένα, μετά τον ψεκασμό φρεσκοκομμένου σκυροδέματος με διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης, οι ενανθρακωμένες περιοχές που έχουν Ρh μικρότερο από 8,2 παραμένουν άχρωμες, ενώ οι περιοχές με Ρh > 8,2 αποκτούν ροδοκόκκινη απόχρωση.

Θερμογραφία



Η θερμογραφία είναι μία μη καταστρεπτική μέθοδος που επιτυγχάνει, μέσω της καταγραφής της υπέρυθρης ακτινοβολίας τον προσδιορισμό στοιχείων όπως, η ύπαρξη διαφορετικών υλικών πίσω από μία ενιαία επιφάνεια, οι εσωτερικές ανωμαλίες και ρωγμές σε επιφάνειες σκυροδέματος, οι αλλαγές στη σύσταση του σκυροδέματος και η μέτρηση της υγρασίας του σκυροδέματος.

3.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

3.2.1 Γενικά

Οι μέθοδοι ανάλυσης, που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι οι ακόλουθες (§5.1.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ):

- Ελαστική (ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (m). Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί στην μέθοδο οριζόντιας φόρτισης (EC 8-1 §4.3.3.2)
- Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (m). Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (EC 8-1 §4.3.3.3)
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για τον σεισμό σχεδιασμού. Οι μέθοδοι αυτές, μπορούν δώσουν μια καλή ένδειξη της συμπεριφοράς των κατασκευών μέχρι την διαρροή, αδυνατούν όμως να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που λαμβάνουν χώρα μετά από αυτήν και μέχρι την κατάρρευση.

Οι ανελαστικές μέθοδοι βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών, καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Με τον τρόπο αυτό, αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης οι οποίες υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

3.2.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση

Όπως αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 8-1 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτήρια, στα οποία:

- η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
- ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα).
- δεν παρουσιάζουν έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο.
- δεν παρουσιάζουν σε καθ' ύψος τομή, ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- διαθέτουν σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτηρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»):

$$\lambda = S_E / R_m$$

όπου:

- S_E είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, με τη σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1$), και
- R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

Οι λόγοι λ , πέραν του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας, δίνουν και μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτηρίου σε σεισμό. Π.χ. αν $\lambda > 4$ για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου), είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περιίτευε περαιτέρω αποτίμηση του κτηρίου.

3.2.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση

Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΕΚ 8-3. Ειδικότερα για τα κτήρια της χώρας μας μπορούν να ισχύουν εναλλακτικά και τα επόμενα:

- Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$.
- Υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{Sd} , που προβλέπονται στην §4.5.1 του Κανονισμού, αυξάνονται κατά 0,15.

Στην ελαστική δυναμική ανάλυση θα εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως συμβατές με το φάσμα αυτό (σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1).

Αν επιλέγεται η εισαγωγή της σεισμικής δύναμης, να γίνεται με τη Μέθοδο του Φάσματος απόκρισης τότε:

- Για τη δυναμική ανάλυση και τον προσδιορισμό των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή, θα χρησιμοποιείται επαρκής αριθμός ιδιομορφών, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.
- Η ιδιομορφική και χωρική επαλληλία των μέγιστων τιμών των εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων, και τεμνουσών βάσεως, θα γίνεται με βάση τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.
- Αν χρησιμοποιείται η Μέθοδος της Χρονοϊστορίας της Απόκρισης, τότε:
- Η ανάλυση θα γίνεται για επιταχυνσιογραφήματα βάσεως από πραγματικές καταγραφές ή για συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.
- Το μητρώο απόσβεσης θα περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτηρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων.
- Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος θα γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας (και τα αντίστοιχα ταυτόχρονα δρώντα μεγέθη, όποτε απαιτείται). Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον επτά επιταχυνσιογραφήματα (ή ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων, για ανάλυση στο χώρο), επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος για τη μέση τιμή κάθε μεγέθους.
- Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων θα γίνεται σύμφωνα με την §5.4.9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζόντιων συνιστωσών επιταχυνσιογραφημάτων), μιας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου.

3.2.4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

3.2.4.1 Γενικά

Λόγω του ότι υπάρχει εν γένει εξοικείωση των Μηχανικών με τις ελαστικές μεθόδους, στις επόμενες ενότητες θα αναπτυχθούν με μεγαλύτερη λεπτομέρεια στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, και συγκεκριμένα στην απλούστερη από αυτές, την Ανελαστική Στατική Ανάλυση.

Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Non - Linear Static Procedure) ορίζεται ως εξής: «Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων του δομήματος προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα του δομήματος υπόκειται σε πλάγια κατανομή δυνάμεων ή μετατοπίσεων, μονοτονικά αυξανόμενης έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται να παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού».

3.2.4.2 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

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. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές, είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τους τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτηρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης- παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτηρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτηρίου.

Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δt , §3.2.4.8), που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτηρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτηρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

3.2.4.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Συνιστάται, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ), δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας.

Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο, που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση, υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση.

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

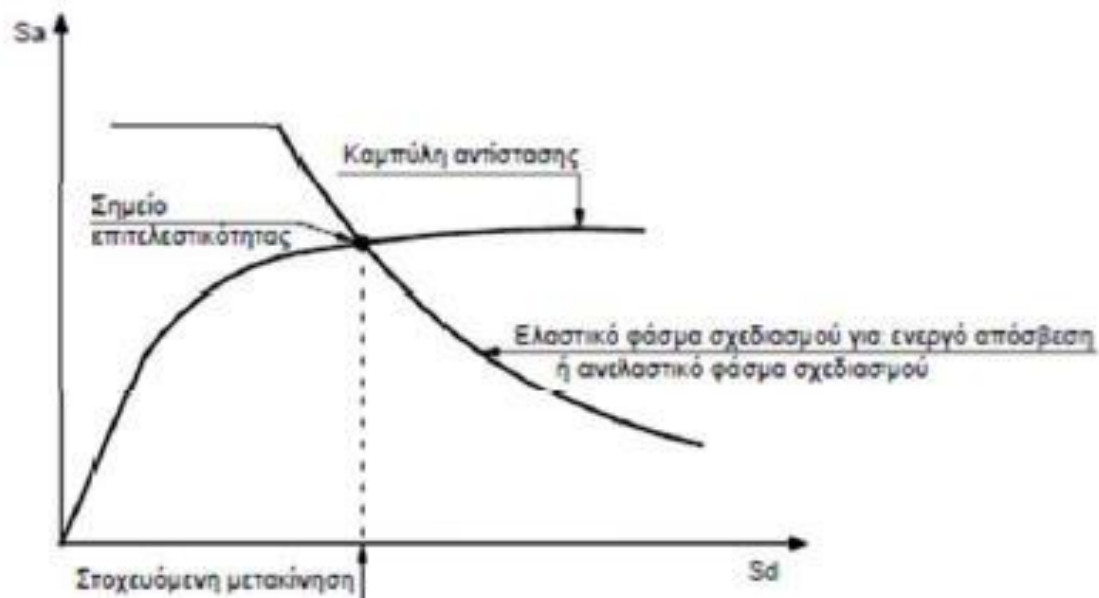
Τα κτήρια θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια επιτελεσματικότητας του Κανονισμού (Κεφ. 9, ΚΑΝ.ΕΠΕ), επιτρέπεται ωστόσο μία αύξηση κατά 33% των τιμών των παραμέτρων (δείκτες πλαστιμότητας m) που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου.

3.2.4.4 Μεθοδολογία υπολογισμών

Με τη χρήση της μη γραμμικής στατικής μεθόδου ανάλυσης (pushover) είναι απαραίτητη η εφαρμογή μιας διαδικασίας που θα υπολογίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_{top} , τη μέγιστη δηλαδή ανελαστική μετακίνηση της κορυφής του κτηρίου που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Τέτοιες προσεγγιστικές μέθοδοι για τον υπολογισμό της δ_{top} είναι η μεθοδολογία ATC-40, η μέθοδος N2 και η μέθοδος των συντελεστών.

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις στατικές μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεσματικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό

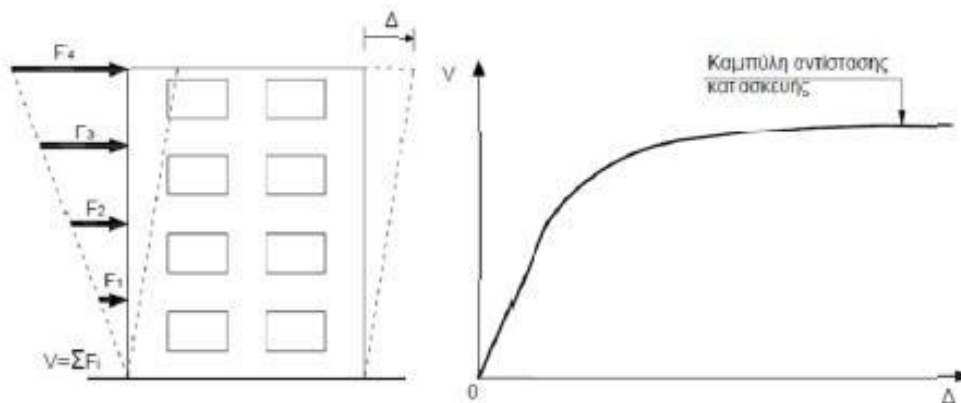
απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος (Σχ. 3.2). Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.



Σχήμα 3.2 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

3.2.4.5 Προσομοίωση και ανάλυση

Η καμπύλη αντίστασης (Σχ. 3.3), δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσης και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου, οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν και πέρα από την τιμή για την οποία θα γίνεται ο έλεγχος. Αυτό γίνεται, ώστε η διγραμμική καμπύλη, που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους των κριτηρίων επιτελεστικότητας, να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτηρίου. Επιπρόσθετα, διασφαλίζεται έτσι και η αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Σύμφωνα με την §5.7.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η καμπύλη αντίστασης, θα πρέπει να χαράζεται κατ' ελάχιστο ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον φυσικά δεν έχει επέλθει πρόωρη αστοχία του φορέα. Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή, μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα (Σχ. 3.4), η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτηρίου, και μια εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μ_δ), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.



Σχ. 3.3 Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

3.2.4.6 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Από κάθε μία από τις ακόλουθες ομάδες κατανομών των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να επιλέγεται η μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές.

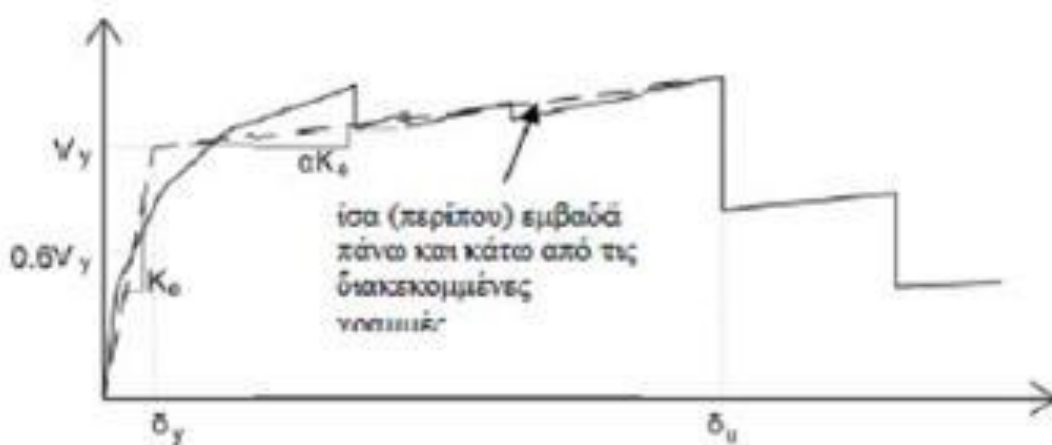
- Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ. Η χρήση της κατανομής αυτής, επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75% (στη θεωρούμενη διεύθυνση) και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή (βλ. κατωτέρω).
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%.
 - Κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτηρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (§3.4.2 ΕΑΚ). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται, όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου ξεπερνά το 1.0 sec.
- Ως δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
 - «Ομοιόμορφη» κατανομή, αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου).

– Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή, που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα. Η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων θα προκύπτει συνεκτιμώντας τις μεταβολές στις ιδιότητες του φορέα (δυσκαμψία, ιδιομορφές) κατά τη μετελαστική φάση της απόκρισης.

3.2.4.7 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετατόπισης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης – μετατόπισης, που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μία εξιδανικευμένη καμπύλη (Σχ. 3.4) για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτηρίου.

Η εξιδανικευμένη αυτή καμπύλη (§5.7.3.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ), συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου ίση με K_e και του δεύτερου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες, που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη, μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και εξιδανικευμένης καμπύλης.



Σχήμα 3.4 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e , προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου, προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης η οποία αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_{top} , όπως ο συντελεστής C1, βλ. § 5.5.5.2β και § 5.7.4.2α, ΚΑΝ.ΕΠΕ). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτηρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να

λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y , για τον υπολογισμό του δείκτη R, ως το 80% της V_{max} .

3.2.4.8 Στοχευόμενη μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου (§5.7.3.5, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη:

- Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβαθμίου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτηρίου
- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβαθμίου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση

Η προτεινόμενη σχέση, ελλείψει ακριβέστερων προσεγγίσεων, μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) * S_{e(T)} \quad (\text{Εξ. 3.1})$$

Όπου:

- $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που υπολογίζονται ως εξής:
- C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d = (T_e^2/4\pi^2) * \Phi_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. (§3.2.4.7). Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα.
- $C_1 = \delta_{inel}/\delta_{el}$, το πηλίκο της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτηρίου προς την αντίστοιχη ελαστική λαμβάνεται από τα ακόλουθα:
 - $C_1 = 1.0$ για $T \geq T_c$
 - $C_1 = [1.0 + (R-1)T_c/T]/R$ για $T < T_c$

- ο C_2 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα 3.5. Για τιμές T μεταξύ $0.1s$ και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T = 0.1s$		$T \geq T_2$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 3.5 Τιμές συντελεστή C_2

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), οι οποίοι αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2).

- ο C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P- δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\theta-0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. ΕΚ 8-1). Στη συνήθη (για κτήρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3=1.0$.

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα πρέπει να επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα όπως ορίζεται στις §5.4.2 και §5.4.6ε, του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.2.5 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Ως βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, τίθεται η εμπειρία και η εξοικείωση του Μηχανικού, ο οποίος πρέπει να έχει πιστοποίηση από Δημόσια Αρχή για τα προσόντα του και τυχόν πρόσθετων ελέγχων που απαιτούνται σε κάθε περίπτωση. Επίσης, είναι αναγκαίο να διασφαλίζεται ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων όπως αυτή περιγράφεται στην §3.6 και §4.2 του κανονισμού.

Οι διατάξεις, που αφορούν στον τρόπο προσομοίωσης και ανάλυσης με τη μέθοδο αυτή, είναι οι ίδιες με αυτές που περιγράφονται στην §3.2.4 της εργασίας αυτής, με εξαίρεση τις διατάξεις για τον κόμβο ελέγχου και τη στοχευόμενη μετακίνηση. Επιπρόσθετα, η σεισμική δράση θα εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.

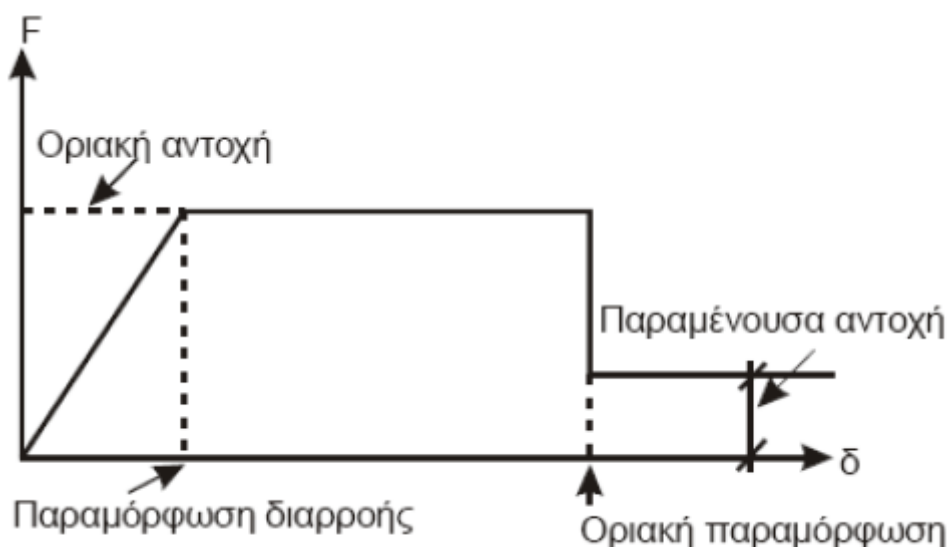
Είναι εν γένει σκόπιμο τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης να ελέγχονται και με βάση τα αποτελέσματα μιας ανελαστικής στατικής ανάλυσης του ίδιου προσομοιώματος για την ίδια στάθμη σεισμικής δράσης.

3.2.6 Προσομοίωση συμπεριφοράς μελών οπλισμένου σκυροδέματος

3.2.6.1 Ενεργός ελαστική δυσκαμψία στοιχείων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3) η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F . Το διάγραμμα αυτό, χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ , η οποία επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου. Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση.

Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρει πως είναι γενικώς επαρκής η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος, παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου, μετά την οποία η καμπύλη F - δ μπορεί να λαμβάνεται με μηδενική κράτυση (Σχ. 3.6).



Σχήμα 3.6 Γενικό διάγραμμα δύναμης - παραμόρφωσης

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, ορίζει την ενεργό δυσκαμψία στοιχείου μήκους L_s ως εξής:

$$K = \frac{My}{3\theta y} L_s \quad (\text{Εξ. 3.2})$$

Όπου:

- ο Το μήκος διάτμησης L_s , σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού, ενώ σε υποστυλώματα λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ των δοκών
- ο Η ροπή διαρροής M_y μπορεί να ληφθεί ίση με τη ροπή διαρροής ή με την οριακή ροπή, με χρήση των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών.
- ο Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, θy , πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές και λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου).

Σε μέλη με διαφορετικό οπλισμό στα δύο πέλματα η εξίσωση δίνει διαφορετικές τιμές της K για θετική ή για αρνητική κάμψη. Η τιμή που χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς του μέλους, μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος της K στα δύο άκρα και για τα δύο πρόσημα της κάμψης.

Σύμφωνα με τον κανονισμό (§7.1.2.2γ), ο υπολογισμός των δυσκαμψιών γίνεται πάντοτε με μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και χωρίς συντελεστές γ_m . Επιπλέον για να ληφθεί υπόψη το γεγονός πως, υπό σεισμό, δεν διαρρέουν σχεδόν ταυτοχρόνως όλα τα κύρια μέλη ενός κτηρίου ή ενός ορόφου του, όταν γίνεται ανάλυση και έλεγχος του συνόλου, πρέπει οι τιμές δυσκαμψιών να πολλαπλασιασθούν με συντελεστή (προσομοιώματος) γ_{sd} . Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή συντελεστή γ_{sd} ίση με 1,25, για στάθμη επιτελεστικότητας Β, και $\pm 0,10$ για την στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ, αντιστοίχως.

3.2.6.2 Ροπή διαρροής M_y διατομής με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, με ομοιόμορφα κατανεμημένο και ασύμμετρο οπλισμό κορμού

Αν b είναι το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, d το στατικό ύψος, ρ , ρ' και ρ_v , τα ανηγμένα στο $b \cdot d$ ποσοστά οπλισμού του εφελκόμενου πέλματος, του θλιβόμενου πέλματος και του οπλισμού στον κορμό, ο οποίος θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένος στο τμήμα του ύψους μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού και αν η απόσταση του θλιβόμενου οπλισμού από το θλιβόμενο πέλμα συμβολίζεται με d' , με το λόγο d'/d να ορίζεται ως δ' , τότε, με την αξονική δύναμη N να λαμβάνεται θετική, αν είναι θλιπτική, η ροπή διαρροής είναι:

$$\frac{My}{bd^3} = \left(\frac{1}{r_y}\right) \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left[0,5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right] + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] (1-\delta') \frac{Es}{2} \right\} \quad (\text{Εξ. 3.3})$$

Όπου:

- $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ είναι η καμπυλότητα διαρροής της διατομής
- ξ_y το - ανηγμένο στο d - ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή
- E_c, E_s είναι τα Μέτρα Ελαστικότητας σκυροδέματος και χάλυβα.

- Όταν η διαρροή οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού, τότε:

Η καμπυλότητα διαρροής ισούται με:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \quad (\text{Εξ. 3.4})$$

και το ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή με:

$$\xi_y = (a^2 A^3 + 2aB)^{1/2} - aA \quad (\text{Εξ. 3.5})$$

$$\text{με } A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad \text{και} \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0,5(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (\text{Εξ. 3.6})$$

- Όταν η διαρροή οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

Η καμπυλότητα διαρροής ισούται με:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (\text{Εξ. 3.7})$$

και το ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή με:

$$\xi_y = (a^2 A^3 + 2aB)^{1/2} - aA$$

$$\text{με } A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8abdf_c} \quad \text{και} \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') \quad (\text{Εξ. 3.8})$$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.1γ), στις πλακοδοκούς, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού.

Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

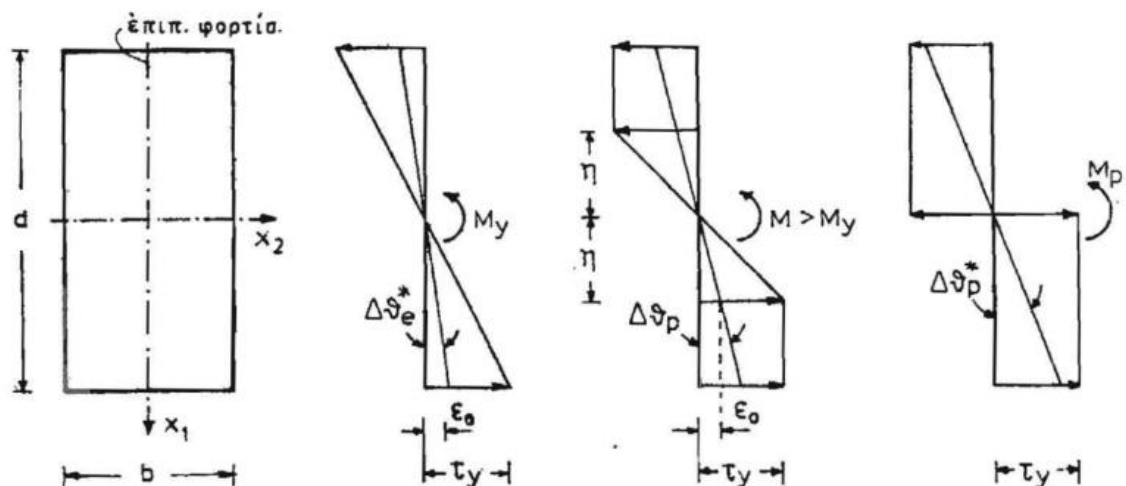
Η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών, εν γένει δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε θλίψη, είναι όμως ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό. Η υποτίμηση της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών, με υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό, είναι σε βάρος της ασφαλείας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

3.2.6.3 Γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θ_y

Οι εκτιμήσεις της μέγιστης πλαστικής στροφής γίνονται είτε με ανάλυση σε επίπεδο διατομής για τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων ροπών – καμπυλοτήτων, είτε χρησιμοποιώντας μέσες τιμές ικανότητας πλαστικής στροφής καμπτόμενων μελών που προτείνονται στην βιβλιογραφία για δοκούς και υποστυλώματα. Πρόκειται για εμπειρικές σχέσεις, οι οποίες βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα.

Η φυσική σημασία της πλήρους πλαστικής ροπής βασίζεται στο ότι η ροπή αυτή μετατρέπει τη διατομή στην οποία ενεργεί σε πλαστική άρθρωση. Στην πραγματικότητα μετατρέπεται σε πλαστική άρθρωση μια μικρή περιοχή της δοκού, εκατέρωθεν της διατομής που υφίσταται την πλήρη πλαστική ροπή M_p (Σχ. 3.7).

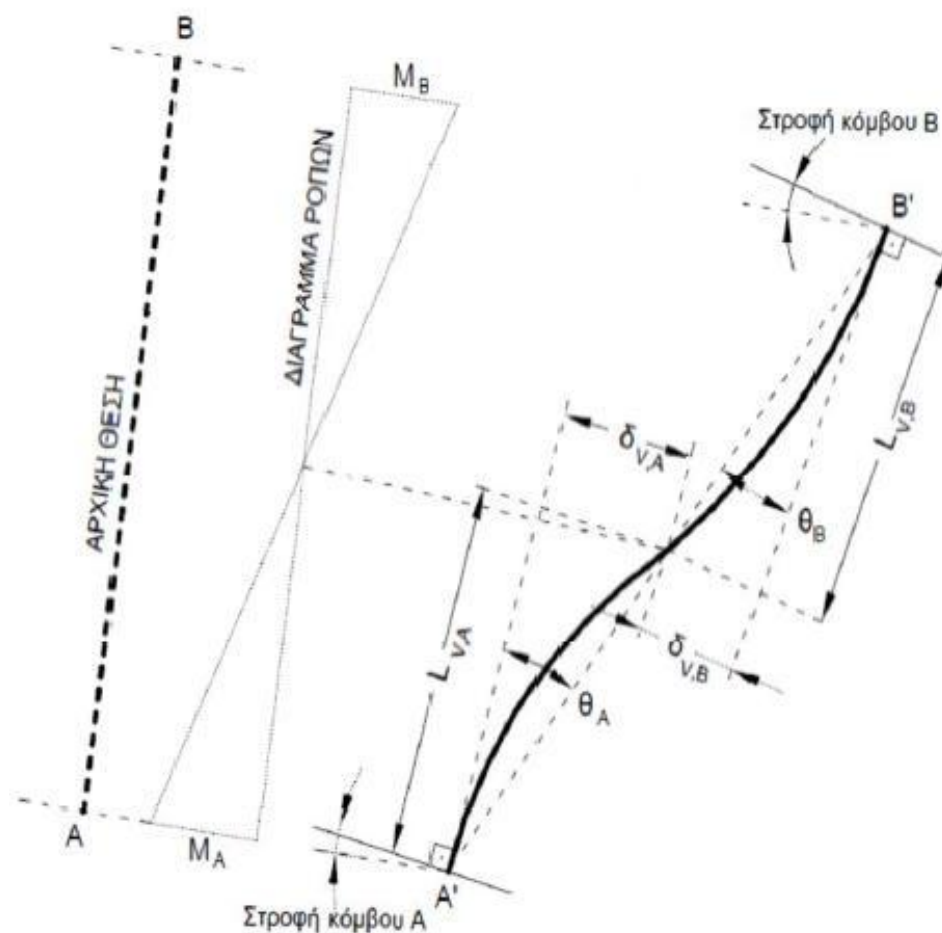
Σε μια κοινή άρθρωση οι διατομές που είναι εκατέρωθεν της άρθρωσης μπορούν να υποστούν οποιαδήποτε σχετική στροφή, το ίδιο μπορεί να συμβεί και σε μια πλαστική άρθρωση. Όμως, ενώ σε μια κοινή άρθρωση οι σχετικές στροφές πραγματοποιούνται με μηδενικές ροπές κάμψεως, σε μια πλαστική άρθρωση πραγματοποιούνται από ροπές κάμψεως που είναι διαρκώς ίσες με την πλήρη πλαστική ροπή M_p της πλαστικής αρθρώσεως. Κάθε σχετική στροφή που πραγματοποιείται από πλήρη πλαστική ροπή είναι ολοκληρωτικά πλαστική, επομένως διατηρείται και μετά την αποφόρτιση της δοκού.



Σχήμα 3.7 Σχηματική απεικόνιση πλαστικοποίησης διατομής στοιχείου

Αντίθετα με τις παραμορφώσεις σε επίπεδο διατομής, οι τοπικές μετακινήσεις σε επίπεδο μέλους είναι ξεκάθαρα μετρήσιμες και αποτελούν καλύτερη βάση

βαθμονόμησης. Υπό αυτό το πρίσμα, των τοπικών μετακινήσεων μέλους, το έργο - αντίστοιχο μέγεθος της ροπής, M , είναι η στροφή χορδής, θ (Σχ. 3.8).



Σχήμα 3.8 Γωνία στροφής χορδής μέλους

Η στροφή χορδής, θ , αναφέρεται σε κάθε άκρο μέλους, (i) ή (j), ή στο μήκος διάτμησης του L_s , και ορίζεται ως η γωνία που σχηματίζει η εφαπτόμενη στον άξονα του μέλους, στο υπό εξέταση μετακινημένο άκρο, με τη χορδή που ενώνει νοητά τα άκρα του παραμορφωμένου μέλους.

Έχει αποδειχθεί μέσω πειραματικών διατάξεων, ότι σε στοιχεία από Ω.Σ, που διαρρέουν καθαρά λόγω κάμψης, οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις. Η εξόλκευση του τμήματος των ράβδων πέραν της διατομής στήριξης είναι ανάλογη: (i) της μήκυνσης του χάλυβα στη διαρροή, και (ii) του μήκους που απαιτείται για την αγκύρωση των ράβδων.

Εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, η γωνία στροφής χορδής θ στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση:

- Για δοκούς και υποστυλώματα

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{Εξ. 3.8})$$

- Για τοιχώματα

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{Εξ. 3.9})$$

όπου:

- Ο 1ος όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων.
- Ο 2ος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s .
- Ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου (f_y και f_c σε MPa).
- Ο όρος $a_v z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης s' αυτές με z τον μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, $VR_1 < V_{Mu} = M_y/L_s$ και με 0 εάν είναι μεγαλύτερη. VR_1 η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου και V_{Mu} η τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή.
- Η καμπυλότητα διαρροής $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ υπολογίζεται, ανάλογα με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας όπως αναφέρεται στην §3.2.6.2 και τις εξισώσεις 3.4 και 3.8 αντίστοιχα.

3.2.6.4 Καμπυλότητα αστοχίας

Η καμπυλότητα αστοχίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογισθεί συντάσσοντας διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής μέχρι την “αστοχία”, λαμβάνοντας υπόψη ότι η διατομή μπορεί να αστοχήσει είτε λόγω θραύσης του εφελκόμενου οπλισμού είτε λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη και μάλιστα (ανάλογα με την περίσφιγξη της θλιβόμενης ζώνης) πριν ή μετά την αποφλοίωση του απερίσφιγκτου τμήματος της διατομής.

- Για αστοχία πριν απ' την αποφλοίωση, η καμπυλότητα αστοχίας λόγω θραύσης του εφελκόμενου χάλυβα είναι:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d} \quad (\text{Εξ. 3.10})$$

- Λόγω αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu} d} \quad (\text{Εξ. 3.11})$$

όπου:

- ο ε_{su} και ε_{cu} είναι το ανηγμένο στο d ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα και του σκυροδέματος αντίστοιχα
- ο ε_{su} η ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκυσμένου οπλισμού και ε_{cu} η βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος, η οποία εξαρτάται από τον βαθμό περίσφιγξης του σκυροδέματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.4.1α).

3.2.6.5 Πλαστική γωνία στροφής χορδής και συνολική γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής $\theta_{u,pl}$ μιας κρίσιμης περιοχής και η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής θ_u στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη όλες τις υπεισερχόμενες παραμέτρους των μεγεθών αυτών, πάντως δε συνεκτιμώντας υπέρ της ασφαλείας και όλες τις σχετικές πηγές αβεβαιότητας.

Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων ΟΣ, συναρτήσεως των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων (Παράρτημα 7β, ΚΑΝ.ΕΠΕ):

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, δίνεται ως ακολούθως:

$$\theta_{um} = 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max\{0,01; \omega'\}}{\max\{0,01; \omega\}} f_c \right]^{0,225} a_s^{0,35} 25^{(a_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100\rho_d}) \quad (\text{Εξ. 3.12})$$

όπου:

- ο $\alpha_s = M/Vh$, ο λόγος διάτμησης
- ο ω , ω' το μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιαμέσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυσμένος).
- ο $v = N/bhf_c$ (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης)
- ο $\rho_s = A_s h/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης
- ο ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Η μέση τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία, ισούται με:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145(0,25^v) \left[\frac{\max\{0,01; \omega\}}{\max\{0,01; \omega\}} \right]^{0,3} f_c^{0,2} a_s^{0,35} 25^{(a\rho_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,275^{100\rho_d}) \quad (\text{Εξ.3.13})$$

Οι πιο πάνω εξισώσεις 3.12 και 3.13, απαιτείται να διορθωθούν, ώστε να λαμβάνουν υπόψη τις διατάξεις των κανονισμών κατασκευής και τα χαρακτηριστικά των οπλισμών των στοιχείων:

i. Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, το 2ο μέλος της Εξ. 3.12 χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,58 (ο συντελεστής γίνεται 0,009), ενώ το 2ο μέλος της Εξ. 3.13 χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,56 (ο συντελεστής γίνεται 0,008).

ii. Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα ανωτέρω χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2. Αν οι διαμήκεις οπλισμοί του στοιχείου αποτελούνται από λείες ράβδους, ισχύει το κατωτέρω εδάφιο iv.

iii. Αν το στοιχείο είναι υποστύλωμα ή τοίχωμα, από τη διατομή βάσης του οποίου αρχίζει ένωση των διαμήκων οπλισμών με παράθεση (υπερκάλυψη) ευθύγραμμων άκρων τους σε μήκος l_b , το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου μπορεί να υπολογισθεί από την Εξ. 3.13 (αν πρόκειται για τοίχωμα, ο συντελεστής 0,0145 αντικαθίσταται με 0,008 και αν πρόκειται για στοιχείο που ακολουθεί τις προ του 1985 διατάξεις ο συντελεστής διαιρείται δια 1,2) με εφαρμογή της πρόβλεψης της § 7.2.1 (i) του κανονισμού.

iv. Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει κατά τα ανωτέρω. Αν, επιπλέον, το στοιχείο είναι υποστύλωμα ή τοίχωμα, από τη διατομή βάσης του οποίου αρχίζει ένωση των λείων διαμήκων οπλισμών με παράθεση (υπερκάλυψη) των άκρων τους με άγκιστρα σε μήκος l_b τουλάχιστον 15db, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το αποτέλεσμα της Εξ. 3.12 (λαμβάνοντας υπόψη και το εδάφιο i για τα τοιχώματα) επί 0,016 ($10 + \min(40, l_b/db)$), δίνοντας τιμή μειωτικού συντελεστή 0,8 αν $l_b \geq 40db$ (η οποία ισούται με την τιμή $0,95/1,2=0,8$, που προκύπτει κατά το εδάφιο ii σε συνδυασμό με το παρόν).

3.2.6.6 Διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενη ένταση

Σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις είναι αυτές που οφείλονται στη σχετική στροφή γειτονικών διατομών (η καμπυλότητα είναι η σχετική στροφή δύο διατομών δια της απόστασής τους). Το πέραν των καμπτικών τμήμα των παραμορφώσεων, αυτό δηλαδή που οφείλεται στη σχετική μετάθεση γειτονικών διατομών χωρίς σχετική στροφή τους, ονομάζεται διατμητική παραμόρφωση. Η διατμητική παραμόρφωση γ είναι έργο αντίστοιχο της τέμνουσας V (όπως είναι η ϕ για τη ροπή M) και το ολοκλήρωμα της $Vd\gamma$ είναι η ανά m μήκους του μέλους διατμητική ενέργεια παραμόρφωσης. Επομένως, η συμβολή της

διάτμησης στην απορρόφηση ενέργειας κατά την σεισμική απόκριση καθορίζεται από τους βρόγχους V-γ των μελών.

Όταν όλα τα συστατικά ενός μέλους οπλισμένου σκυροδέματος, δηλ. το σκυρόδεμα και οι οπλισμοί, λειτουργούν στην ελαστική περιοχή, οι διατμητικές παραμορφώσεις μπορούν να θεωρηθούν κατά ικανοποιητική προσέγγιση ότι οφείλονται μόνο στην τέμνουσα δύναμη V και οι καμπτικές μόνο στη ροπή κάμψης M. Μετά τη διαρροή των διαμηκών ράβδων λόγω κάμψης, όπως οι ανελαστικές καμπτικές παραμορφώσεις προκαλούν και ανελαστικές διατμητικές. Μάλιστα, ενώ η τέμνουσα δύναμη είναι πρακτικά σταθερή στο μήκος διάτμησης L_s , οι ανελαστικές διατμητικές παραμορφώσεις εντοπίζονται μόνο στην περιοχή όπου η M ξεπερνάει τη ροπή διαρροής M_y , δηλ. στην 'πλαστική άρθρωση' [Φαρδής, 2005].

Η ασήμαντη απορρόφηση ενέργειας κατά την ανακύκλιση, μαζί με την πρακτικά απεριόριστη βαθμιαία αύξηση του μεγέθους των διατμητικών παραμορφώσεων λόγω ανακυκλιζόμενης έντασης σταθερού εύρους, δείχνει ότι ο διατμητικός τρόπος συμπεριφοράς δεν διαθέτει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και τη σταθερότητα των βρόγχων που απαιτούμε από την ανελαστική απόκριση. Επιπλέον, η αστοχία σε διάτμηση οφείλεται σε αστοχία της θλιβόμενης ζώνης από λοξό εφελκυσμό ή του κορμού σε λοξή θλίψη, χωρίς τη δυνατότητα βελτίωσης μέσω περίσφιγξης. Επομένως είναι ψαθυρή.

Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της αντίστασης σε τέμνουσα, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικώς ήταν $V_R < V_{Mu}$. Οι μηχανισμοί οι οποίοι οδηγούν στη μείωση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση της φόρτισης είναι πολλοί:

- Η σταδιακή μείωση της αλληλεμπλοκής των αδρανών κατά μήκος των διαγωνίων ρωγμών καθώς οι δύο επιφάνειες εκατέρωθεν της ρωγμής γίνονται πιο λείες με την ανακύκλιση.
- Η σταδιακή μείωση της δράσης βλήτρου καθώς και η ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων στον διαμήκη οπλισμό.
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών στο μέλος και η μείωση της συνεισφοράς της θλιβόμενης ζώνης στη διατμητική αντοχή που αυτή συνεπάγεται.
- Η σταδιακή μείωση της αλληλεμπλοκής των αδρανών κατά μήκος των διαγωνίων ρωγμών καθώς το πλάτος τους μεγαλώνει με την ανακύκλιση λόγω της ολίσθησης που συνοδεύει τη συνάφεια μεταξύ συνδετήρων και σκυροδέματος και των πλαστικών παραμορφώσεων στους συνδετήρες.

Το προσομοίωμα του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη διατμητική αντοχή λαμβάνει υπόψη τις μείψεις, όχι μόνο της συνεισφοράς του σκυροδέματος, αλλά και αυτής του εγκάρσιου οπλισμού με την ανακύκλιση (Παράρτημα. 7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ).

4.1 Γενικά

Στη διπλωματική αυτή εργασία, παρουσιάζονται η πορεία αποτίμησης και οι μέθοδοι ενίσχυσης, μιας διώροφης οικοδομής στην περιοχή Ρεγγίνι του δήμου Μώλου-Αγίου Κωνσταντίνου Φθιώτιδας. Το εν λόγω έργο, έχει υποστεί εκτεταμένες ζημιές από πρόσφατο σεισμό και κρίνεται αναγκαία η αποκατάσταση και ενίσχυσή του.

Το κτήριο της μελέτης, αποτελεί διώροφη οικοδομή με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Από το επίπεδο της θεμελίωσης έως και τη στάθμη της οροφής του ισογείου (υπόγειο και ισόγειο) το συγκρότημα είναι ενιαίο και ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις δομήματος 20.1x14.15 μέτρα. Από τη στάθμη οροφής ισογείου μέχρι τη στάθμη οροφής του ορόφου, το δόμημα είναι ορθογωνικής κατόψεως, διαστάσεων 12.05x13.2 μέτρα με μεταβλητό ύψος ορόφου λόγω ύπαρξης κεκλιμένης πλάκας στέγης. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και συντίθεται από υποστυλώματα, δοκούς και συμπαγείς πλάκες.

Η θεμελίωση του κτηρίου είναι επιφανειακή και περιλαμβάνει κεντρικά μεμονωμένα πέδιλα συνδεδεμένα και κατά τις δύο διευθύνσεις με συνδετήριες δοκούς.

Το υπό μελέτη κτήριο, δεν έχει υποστεί καμία προηγούμενη επέμβαση, προσθήκη ή κάποια αλλαγή μετά την αρχική κατασκευή του. Έτσι, λαμβάνονται υπόψη οι κανονιστικές διατάξεις του τότε ισχύοντα αντισεισμικού κανονισμού (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959) καθώς και όλες οι παραδοχές της αρχικής μελέτης. Για το λόγο ότι είναι πρακτικώς αδύνατος ο προσδιορισμός των κατασκευαστικών λεπτομερειών για όλα τα δομικά στοιχεία, γίνεται επιλογή των σημείων ελέγχου, ανάλογα με τη σημασία κάθε στοιχείου για την αντισεισμική ικανότητα του κτηρίου. Εκτός της γεωμετρικής αποτύπωσης του δομήματος, οι έλεγχοι επικεντρώνονται κυρίως στον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν (χάλυβας, σκυρόδεμα), και στην κατά το δυνατό εξακρίβωση του οπλισμού των στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση και τους υπολογισμούς που έγιναν στο κτήριο είναι το SAP 2000 v15. Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν κάποια στοιχεία σχετικά με την προσομοίωση στο πρόγραμμα αυτό.

4.2 Περιγραφή βλαβών, Πιθανά αίτια βλαβών, Ερμηνεία συμπεριφοράς κτηρίου

Κατά τη φάση της αποτίμησης των βλαβών που υπέστη το κτήριο από τους σεισμούς που έλαβαν χώρα στην περιοχή, προέκυψε ότι το μεγαλύτερο μέρος των κατακόρυφων στοιχείων της στάθμης του ισογείου έχει βλαφθεί. Από αυτά ένας σημαντικός αριθμός στοιχείων έχει υποστεί βαριές βλάβες, λόγω των οποίων πρακτικά έχει μηδενιστεί η αντοχή τους.

Οι κυριότεροι παράγοντες που συνέβαλαν στην δημιουργία των βλαβών, παρουσιάζονται παρακάτω.

- Η απουσία τοιχωμάτων και οι κατά βάση μικρές διατομές υποστυλωμάτων, τα οποία δεν μπόρεσαν να παραλάβουν τα μεγάλα φορτία του κτηρίου λόγω της πλάκας σκυροδέματος της στέγης.
- Η έλλειψη εγκάρσιων οπλισμών, λόγω της οποίας οι περισσότερες αστοχίες κατακόρυφων στοιχείων να οφείλονται σε διάτμηση, καθώς και το γεγονός ότι πρόκειται για λείους οπλισμούς, που συνεπάγεται ελλiptή συνάφεια με το σκυρόδεμα (Εικ. 4.1).
- Η εφαρμογή λεπτομερειών όπλισης που δεν διασφαλίζουν επαρκή μήκη αγκύρωσης και «πλάστιμη» συμπεριφορά (Εικ. 4.2). Αυτό αποτελούσε τη συνήθη πρακτική κατά την περίοδο κατασκευής του κτηρίου, καθώς ο τότε κανονισμός αντανάκλούσε παλαιότερες αντιλήψεις, αρκετά διαφορετικές από αυτές που περιγράφονται στους σημερινούς κανονισμούς. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, να παρατηρούνται σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία ελλiptεί κατασκευαστικές λεπτομέρειές στις κρίσιμες περιοχές, ανοικτοί εγκάρσιοι οπλισμοί, μικρά μήκη αγκύρωσης, ανεπαρκή μήκη παράθεσης κ.α.
- Η δημιουργία «κοντών υποστυλωμάτων» λόγω της ύπαρξης πολλών ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις (Εικ. 4.3).
- Η μη σωστή κατασκευή των τοιχοπληρώσεων του ισογείου λόγω της οποίας η στάθμη αυτή αποτέλεσε “μαλακό όροφο” της κατασκευής και συγκέντρωσε σχεδόν το σύνολο των βλαβών (Εικ. 4.4α). Η μη προσεγμένη κατασκευή των τοιχοποιιών πλήρωσης, σε συνδυασμό με το μεγάλο ποσοστό ανοιγμάτων, οδήγησαν σε πολλές περιπτώσεις στην εκτός επιπέδου αστοχία τους (Εικ. 4.4β).



Εικόνα 4.1 Διατμητική αστοχία υποστυλώματος



Εικόνα 4.2 Ανεπαρκείς λεπτομέρειες όπλισης κρίσιμων περιοχών



Εικόνα 4.3 Δημιουργία κοντού υποστυλώματος



Εικόνα 4.4 Δημιουργία μαλακού ορόφου – Συγκέντρωση βλαβών στη στάθμη του ισογείου



Εικόνα 4.5 α) Μη προσεγμένη κατασκευή τοιχοπληρώσεων β) Εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοπληρώσεων

4.3 Αποτύπωση – Τεκμηρίωση, Παραδοχές μελέτης, Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

4.3.1 Γεωμετρικά δεδομένα

Η παράγραφος §3.7.4 και ο Πίνακας 3.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων, υποδεικνύουν τον τρόπο με τον οποίο μπορεί να διαπιστωθεί η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ) του έργου, όσον αφορά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά. Λαμβάνοντας υπόψη ότι δεν υπάρχουν αρχικά (αξιόπιστα) σχέδια, τα απαιτούμενα δεδομένα (είδος και γεωμετρία φορέα, διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης) διαπιστώθηκαν και καταγράφηκαν με επί τόπου ελέγχους που έγιναν. Σύμφωνα με τον πίνακα που ακολουθεί (Πιν. 4.6), για το υπό μελέτη κτήριο εξασφαλίζεται ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ										
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Η ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ				
				Ανεκτή	Μεσοβαρής	Υψηλή	Ανεκτή	Μεσοβαρής	Υψηλή	Ανεκτή	Μεσοβαρής	Υψηλή		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ	1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)										
		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)										
		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)										
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓				✓	
		5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)										
		6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)										

Πίνακας 4.6 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Γεωμετρικών χαρακτηριστικών

4.3.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών για τις λεπτομέρειες των οπλισμών και την έκταση των βλαβών, πραγματοποιήθηκαν οπτικοί και ενόργανοι έλεγχοι. Επιλέχθηκαν στοιχεία βάση σπουδαιότητάς τους στην αντισεισμική συμπεριφορά του κτηρίου και σε αριθμό τόσο που να εξασφαλίζεται ικανοποιητική στάθμη δεδομένων. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§3.7.3.1γ, για να συμβεί αυτό απαιτείται η εξέταση κατ' ελάχιστο του 30% των στοιχείων σκυροδέματος και του 15% των δοκών.

4.3.2.1 Πυρηνοληψία

Προκειμένου να προσδιοριστεί η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος της κατασκευής με ακρίβεια και να βαθμονομηθούν οι έμμεσες μέθοδοι προσδιορισμού θλιπτικής αντοχής ελήφθησαν τρεις πυρήνες από υποστυλώματα της στάθμης του υπογείου και τρεις πυρήνες από υποστυλώματα της στάθμης του ορόφου που είναι και ο κρίσιμος όροφος της κατασκευής. Τα υποστυλώματα αυτά είναι τα Κ1, Κ4 και Κ10 του υπογείου και τα Κ3, Κ4 και Κ12 του ορόφου. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρατίθενται παρακάτω (Πιν 4.7):

Στοιχείο	Θλιπτική Αντοχή (ΜΡα)	Μέση Θλιπτική Αντοχή (ΜΡα)
Υποσύλωμα Κ1 Υπογείου	25,6	24,5
Υποσύλωμα Κ4 Υπογείου	23,1	
Υποσύλωμα Κ10 Υπογείου	24,7	
Υποσύλωμα Κ3 Ορόφου	23,9	
Υποσύλωμα Κ4 Ορόφου	24,5	
Υποσύλωμα Κ12 Ορόφου	25,2	

Πίνακας 4.7 Αποτελέσματα Πυρηνοληψίας

Το συμπέρασμα που προκύπτει από τα παραπάνω αποτελέσματα, είναι πως πρόκειται για σκυρόδεμα με μέση θλιπτική αντοχή $f_{cm} = 24,5$ ΜΡα, δηλαδή ποιότητας περίπου C16/20, όπως προδιαγράφεται και στην αρχική μελέτη.

4.3.2.2 Κρουσιμέτρηση

Τα αποτελέσματα των κρουσιμετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν στην υφιστάμενη κατασκευή φαίνονται στον Πίνακα 3.4:

A/A	Στοιχείο/ Θέση	Γωνία Κρούσης	Μέτρηση	Μέσος Όρος Μετρήσεων
1	Υποστύλωμα Κ1 Υπογείου	0°	42	44.0
		0°	44	
		0°	45	
		0°	43	
		0°	43	
		0°	42	
		0°	44.5	
		0°	42	
		0°	49	
2	Υποστύλωμα Κ5 Υπογείου	0°	42	43.6
		0°	42	
		0°	41	
		0°	42	
		0°	46	
		0°	48	
		0°	47	
		0°	42	
		0°	44	
3	Υποστύλωμα Κ6 Υπογείου	0°	52	46.7
		0°	50	
		0°	48	
		0°	50	
		0°	48	
		0°	40	
		0°	46	
		0°	46	
		0°	43	
4	Υποστύλωμα Κ7 Υπογείου	0°	44	43.2
		0°	49	
		0°	42.5	
		0°	42	
		0°	46	
		0°	44	
		0°	41	
		0°	40	
		0°	43	
5	Υποστύλωμα Κ10 Υπογείου	0°	45	42.6
		0°	37	
		0°	35	
		0°	48	
		0°	50	
		0°	40	
		0°	44	
		0°	33	
		0°	46	
6	Υποστύλωμα Κ12 Υπογείου	0°	40	41.9
		0°	39	
		0°	47	
		0°	43	
		0°	40	
		0°	43	
		0°	40	
		0°	42	
		0°	44	
0°	41			

Πίνακας 4.8α Αποτελέσματα κρουσιμέτρησης σε υποστυλώματα

A/A	Στοιχείο/ Θέση	Γωνία Κρούσης	Μέτρηση	Μέσος Όρος Μετρήσεων
7	Δοκός Δ1 Υπογείου	0°	36	37.9
		0°	36	
		0°	38	
		0°	38	
		0°	38	
		0°	39	
		0°	39	
		0°	38	
		0°	38	
		0°	39	
8	Δοκός Δ4 Υπογείου	0°	46	46.9
		0°	47	
		0°	47	
		0°	47	
		0°	48	
		0°	44	
		0°	50	
		0°	49	
		0°	48	
		0°	43	
9	Δοκός Δ8 Υπογείου	0°	50	47.2
		0°	45	
		0°	43	
		0°	46	
		0°	47	
		0°	48	
		0°	50	
		0°	48	
		0°	45	
		0°	50	
10	Δοκός Δ11 Υπογείου	0°	36	42.8
		0°	38	
		0°	37	
		0°	39	
		0°	37	
		0°	38	
		0°	39	
		0°	38	
		0°	40	
		0°	41	
11	Δοκός Δ16 Υπογείου	0°	46	44.5
		0°	45	
		0°	45	
		0°	48	
		0°	46	
		0°	44	
		0°	43	
		0°	42	
		0°	40	
		0°	46	
12	Δοκός Δ18 Υπογείου	0°	40	44.2
		0°	48	
		0°	41	
		0°	44	
		0°	46	
		0°	44	
		0°	43	
		0°	46	
		0°	44	
		0°	46	

Πίνακας 4.8β Αποτελέσματα κρουσιμετρήσεων σε δοκούς

4.3.2.3 Υπερηχοσκόπηση

Τα αποτελέσματα των υπερηχοσκοπήσεων που πραγματοποιήθηκαν στη υφιστάμενη κατασκευή παρατίθενται στον παρακάτω Πίνακα 4.8:

A/A	Στοιχείο/ Θέση	Χρόνος Διάδ. (μsec)	Μήκος Διάδ. (mm)	Ταχύτητα Διάδοσης Υπερήχων (m/sec)
1	Υποσύλωμα Κ1 Υπογείου	67.5	300	4444
2	Υποσύλωμα Κ5 Υπογείου	69.7	300	4304
3	Υποσύλωμα Κ6 Υπογείου	47.8	198	4142
4	Υποσύλωμα Κ10	44.1	198	4490
5	Υποσύλωμα Κ12	55.7	230	4129
6	Δοκός Δ1 Υπογείου	72.3	300	4149
7	Δοκός Δ4 Υπογείου	28.3	125	4417
8	Δοκός Δ8 Υπογείου	47.7	198	4151
9	Δοκός Δ11 Υπογείου	46.1	198	4295
10	Δοκός Δ16 Υπογείου	58.6	250	4266
11	Δοκός Δ18 Υπογείου	37.1	150	4043

Πίνακας 4.9 Αποτελέσματα υπερηχοσκόπησης

Με βάση τις δύο έμμεσες μεθόδους (κρουσιμέτρηση και υπερηχοσκόπηση) που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και τον μεταξύ τους συσχετισμό προέκυψε ότι η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος είναι $f_{cm} = 26,3$ MPa, δηλαδή πρόκειται για σκυρόδεμα ποιότητας περίπου C16/20, όπως προδιαγράφεται και στην αρχική μελέτη.

4.3.2.4 Αποκαλύψεις οπλισμού

Οι βλάβες που προκλήθηκαν σε κατακόρυφα στοιχεία του υπογείου, επέτρεψαν την αποκάλυψη του οπλισμού αυτών. Τα αποτελέσματα αυτών των ελέγχων φαίνονται στον Πίνακα 4.10. Για τα υπόλοιπα στοιχεία, χρησιμοποιήθηκαν άλλες μέθοδοι που θα παρουσιαστούν συνέχεια.

Υποστυλώμα	Αποκαλυφθέντας Οπλισμός	
	Διεύθυνση x	Διεύθυνση y
K4 Υπογείου	2 \varnothing 20	2 \varnothing 20
K7 Υπογείου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K10 Υπογείου	2 \varnothing 20	2 \varnothing 20
K13 Υπογείου	2 \varnothing 20	2 \varnothing 20

Πίνακας 4.10 Αποκαλύψεις οπλισμών

4.3.2.5 Μαγνητική Μέθοδος

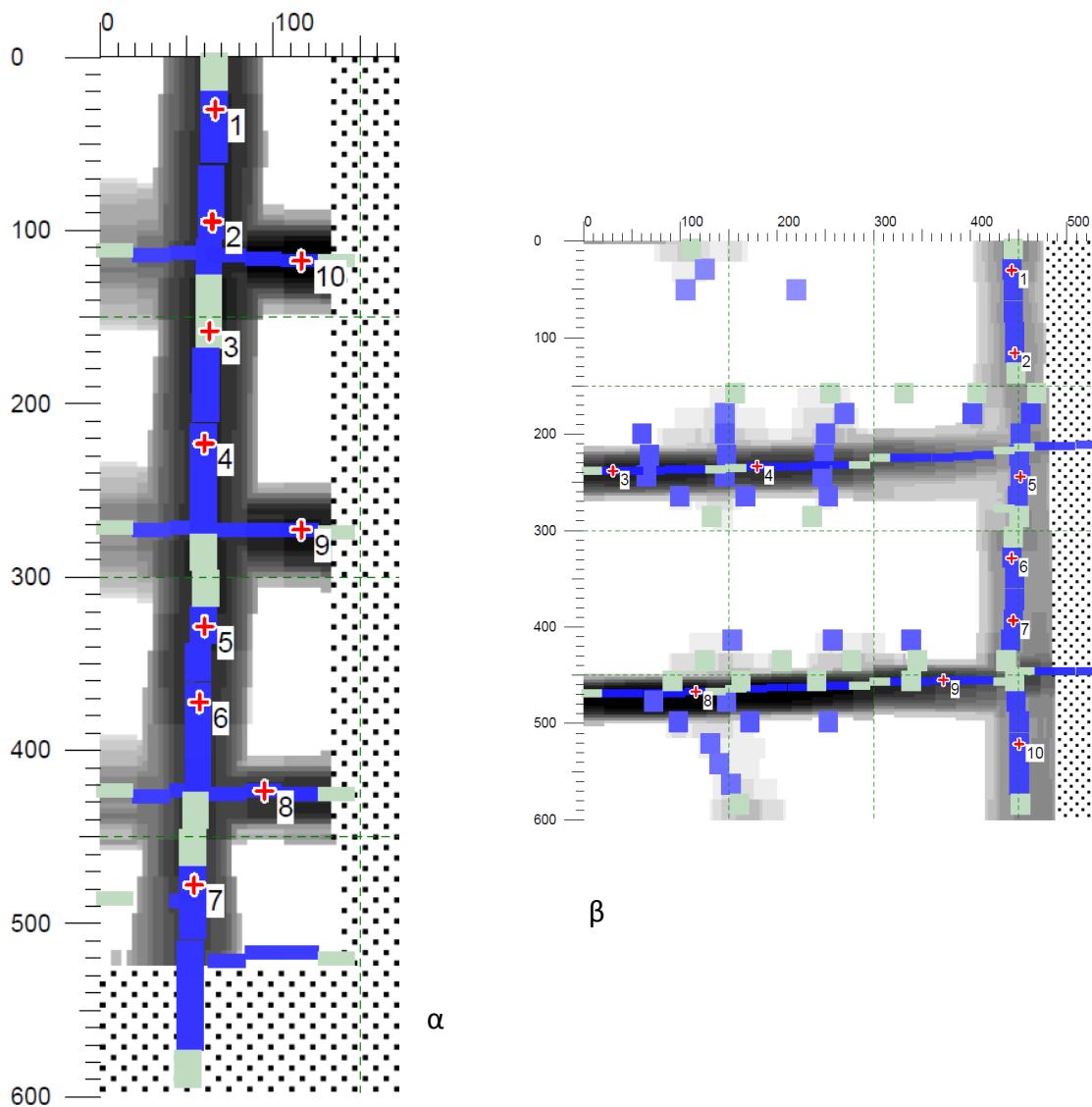
Η μαγνητική μέθοδος εφαρμόστηκε σε στοιχεία του υπογείου (υποστυλώματα και δοκούς), όπως φαίνεται παρακάτω (Πιν. 4.11):

Υποστυλώμα	Οπλισμός	
	Διεύθυνση x	Διεύθυνση y
K1 Υπογείου	2 \varnothing 20	2 \varnothing 20
K2 Υπογείου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K3 Υπογείου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K5 Υπογείου	2 \varnothing 14	2 \varnothing 14
K6 Υπογείου	2 \varnothing 14	2 \varnothing 14
K8 Υπογείου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K9 Υπογείου	2 \varnothing 14	2 \varnothing 14
K11 Υπογείου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K5 Ισογείου	2 \varnothing 14	2 \varnothing 14
K7 Ισογείου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K8 Ισογείου	2 \varnothing 14	2 \varnothing 14
K3 Ορόφου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16
K5 Ορόφου	2 \varnothing 14	2 \varnothing 14
K12 Ορόφου	2 \varnothing 16	2 \varnothing 16

Πίνακας 4.11α Αποτελέσματα μαγνητικού ελέγχου σε υποστυλώματα

Δοκός	Οπλισμός		
	Μέσο	Αριστερό Άκρο	Δεξιό Άκρο
Δ1 Υπογείου	4Ø14	-	-
Δ2 Υπογείου	2Ø14	-	-
Δ3 Υπογείου	-	1Ø20	-
Δ4 Υπογείου	4Ø20	-	-
Δ6 Υπογείου	4Ø14	-	-
Δ12 Υπογείου	4Ø20	-	-
Δ15 Υπογείου	2Ø14	-	-

Πίνακας 4.11β Αποτελέσματα μαγνητικού ελέγχου σε δοκούς



Εικόνα 4.12 Μαγνητική απεικόνιση οπλισμού α) Υποστυλώματος Κ8 υπογείου β) Δοκού Δ3 υπογείου

Στον επόμενο πίνακα (Πιν. 4.13) συνοψίζονται όλοι οι έλεγχοι που έγιναν για κάθε δομικό στοιχείο:

Στοιχείο	Κρουσιμέτρηση	Υπερηχοσκόπηση	Αποκάλυψη Οπλισμού	Μαγνητική	Πυρηνοληψία
K1-υπογ.	x	x		x	x
K2-υπογ.				x	
K3-υπογ.				x	
K4-υπογ.			x		x
K5-υπογ.	x	x		x	
K6-υπογ.	x	x		x	
K7-υπογ.	x		x		
K8-υπογ.				x	
K9-υπογ.				x	
K10-υπογ.	x	x	x		
K11-υπογ.				x	x
K12-υπογ.	x	x			
K13-υπογ.			x		
K5-ισογ.				x	
K7-ισογ.				x	
K8-ισογ.					
K3-οροφ.				x	x
K4-οροφ.					x
K5-οροφ.				x	
K12-οροφ.				x	x
Δ1-υπογ.	x	x		x	
Δ2-υπογ.				x	
Δ3-υπογ.				x	
Δ4-υπογ.	x	x		x	
Δ6-υπογ.				x	
Δ8-υπογ.	x	x			
Δ11-υπογ.	x	x			
Δ12-υπογ.				x	
Δ15-υπογ.				x	
Δ16-υπογ.	x	x			
Δ18-υπογ.	x	x			
Θεμέλιο			x		
Θεμέλιο			x		
Θεμέλιο			x		
Θεμέλιο			x		

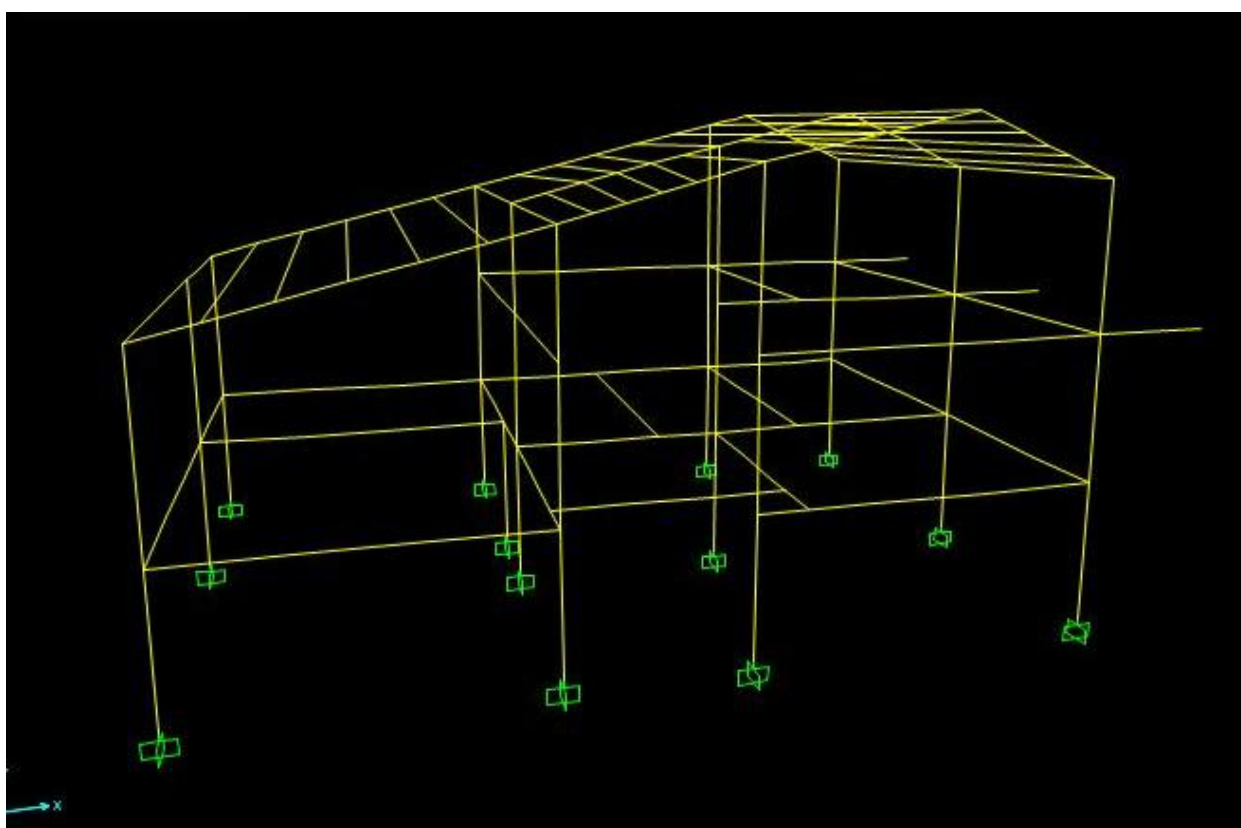
Πίνακας 4.13 Ενόργανοι έλεγχοι φέροντος οργανισμού

Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τις αποκαλύψεις οπλισμού, την υπερηχοσκόπηση και τους μαγνητικούς ελέγχους, είναι χρήσιμα για την προσομοίωση του φορέα στο λογισμικό που θα χρησιμοποιηθεί στην επίλυση του υφιστάμενου φορέα και τη διαστασιολόγηση των επεμβάσεων. Για όσα στοιχεία δεν υπάρχουν δεδομένα, μπορούν να γίνουν εύλογες παραδοχές, έχοντας υπόψη τα αποτελέσματα όλων των πιο πάνω ελέγχων και αντιπαραβάλλοντάς τα με τα κατασκευαστικά σχέδια της αρχικής μελέτης – κατασκευής.

4.4 Προσομοίωση υφιστάμενου φορέα

Με βάση τα στοιχεία της αποτύπωσης δημιουργήθηκε κατάλληλο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων στο λογισμικό πρόγραμμα SAP 2000 V15. Χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία για την προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων. Οι πλάκες δεν περιλαμβάνονται στο μοντέλο, αλλά τόσο τα φορτία τους όσο και οι επιδράσεις τους σε αυτό, όπως για παράδειγμα η διαφραγματική λειτουργία, έχουν προσομοιωθεί κατάλληλα.

Η τελική μορφή του προσομοιώματος του κτηρίου παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.14 Προσομοίωση υφιστάμενου φορέα

Οι στατικοί και σεισμικοί συνδυασμοί επιλύθηκαν με τα ακόλουθα στατικά φορτία:

- Ίδιο βάρος: Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα με βάση τις γεωμετρικές διαστάσεις των στοιχείων και το ειδικό βάρος τους. Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος θεωρήθηκε 25kN/m^3 .

- Επιπλέον μόνιμα φορτία: Το φορτίο της επικάλυψης των πλακών θεωρήθηκε ίσο με 1kN/m² και το φορτίο της μόνωσης στην πάνω πλάκα θεωρήθηκε 2.5kN/m².
- Κινητά φορτία: α) 2,0 kN/m². Αντιπροσωπεύει το κινητό φορτίο που ασκείται στις πλάκες. β) 5,0 kN/m². Αντιπροσωπεύει το κινητό φορτίο που ασκείται στους εξώστες.
- Το φάσμα απόκρισης για τον αρχικό σεισμό σχεδιασμού υπολογίστηκε κατά αντιστοιχία με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8, με τιμή οριζόντιας επιτάχυνσης $\alpha=0,105g$, για έδαφος κατηγορίας Β.

Επισημαίνεται ότι η επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας είναι: «Προστασία ζωής».

4.4.1 Υποστυλώματα

Οι διατομές των υποστυλωμάτων και ο οπλισμός τους, όπως προσομοιώθηκαν στο προσομοίωμα είναι οι εξής:

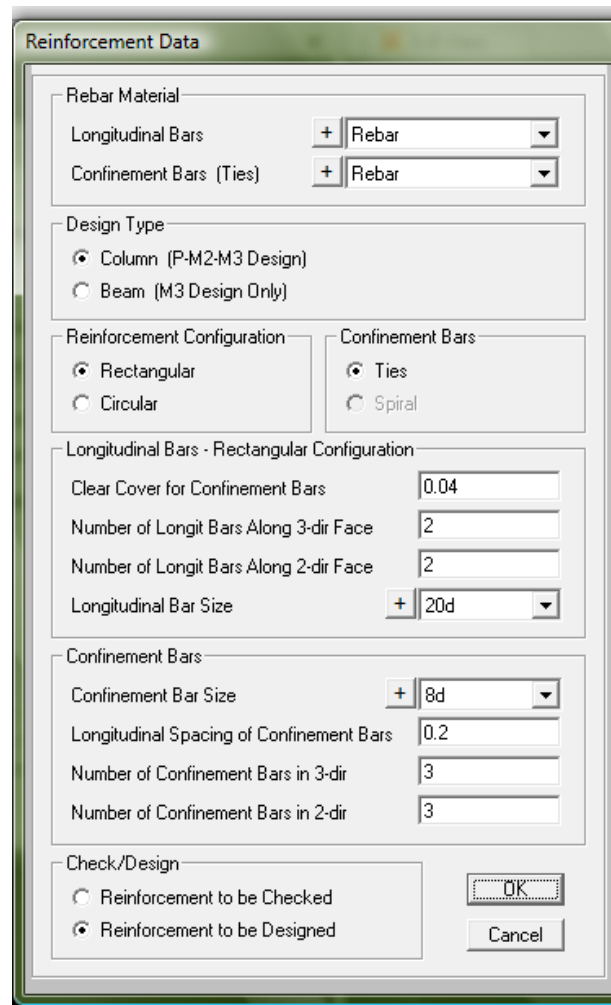
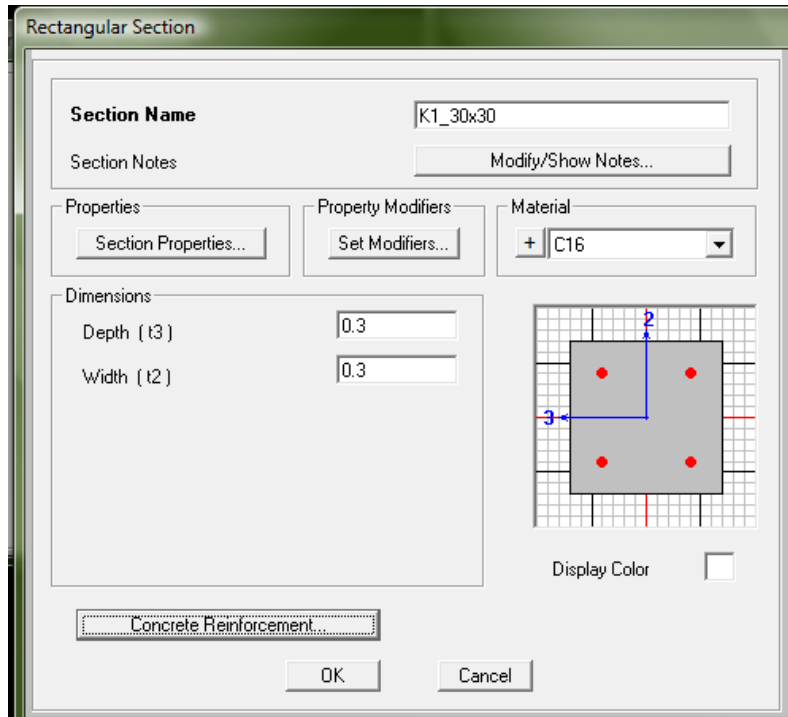
Υποστυλώματα ισογείου				
Υποστύλωμα	Διατομή	Εμβαδό διατομής (m ²)	Οπλισμός	Εμβαδό οπλισμού (cm ²)
K1	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K2	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K3	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K4	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K5	30X40	0,12	4Ø14	6,157
K6	30X40	0,12	4Ø14	6,157
K7	30X40	0,12	4Ø16	8,042
K8	50X25	0,125	4Ø16	8,042
K9	30X20	0,06	4Ø14	6,157
K10	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K11	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K12	30X40	0,12	4Ø16	8,042
K12	30X30	0,09	4Ø20	12,566

Υποστυλώματα 1ου ορόφου				
Υποστύλωμα	Διατομή	Εμβαδό διατομής (m ²)	Οπλισμός	Εμβαδό οπλισμού (cm ²)
K1	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K2	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K3	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K4	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K5	30X35	0,105	4Ø14	6,157
K6	30X40	0,12	4Ø14	6,157
K7	30X35	0,105	4Ø16	8,042
K8	50X25	0,125	4Ø16	8,042
K9	30X20	0,06	4Ø14	6,157
K10	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K11	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K12	30X40	0,12	4Ø16	8,042
K12	30X30	0,09	4Ø20	12,566

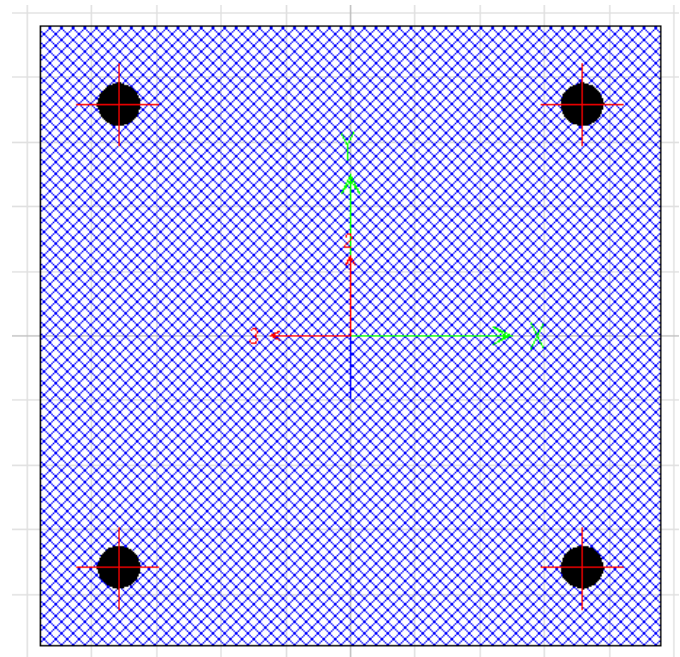
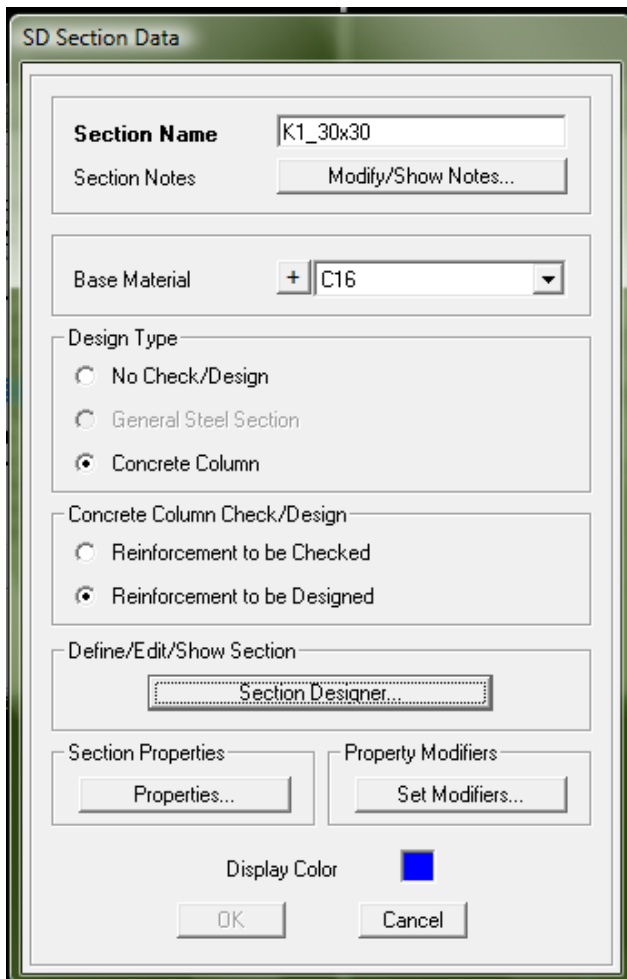
Υποστυλώματα 2ου ορόφου				
Υποστύλωμα	Διατομή	Εμβαδό διατομής (m ²)	Οπλισμός	Εμβαδό οπλισμού (cm ²)
K1	-	-	-	-
K2	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K3	30X30	0,09	4Ø16	8,042
K4	30X30	0,09	4Ø20	12,566
K5	30X25	0,075	4Ø14	6,157
K6	30X30	0,09	4Ø14	6,157
K7	30X30	0,09	4Ø14	6,157
K8	-	-	-	-
K9	-	-	-	-
K10	-	-	-	-
K11	-	-	-	-
K12	25X30	0,075	4Ø16	8,042
K12	30X30	0,09	4Ø20	12,566

Πίνακας 4.15 Διατομές και όπλιση υποστυλωμάτων υφιστάμενου κτηρίου

Η διαδικασία προσομοίωσης διατομής υποστυλώματος παρουσιάζεται στις πιο κάτω εικόνες (Εικ. 4.16).



α



β

Εικόνα 4.16 Εισαγωγή διατομής υποστυλώματος και χαρακτηριστικά σπλισμού α) ως ορθογωνικό στοιχείο (Rectangular Section) β) μέσω εντολής Section Designer

4.4.2 Δοκοί

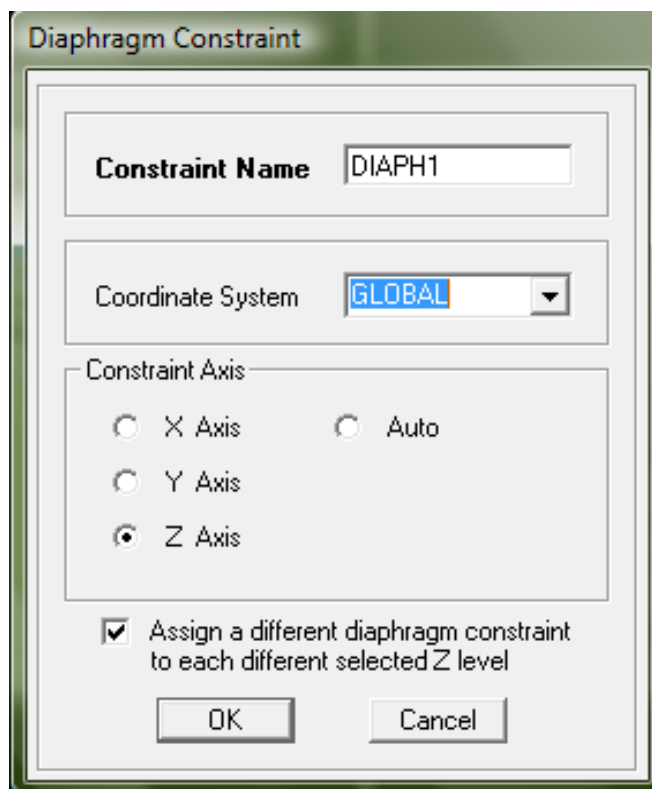
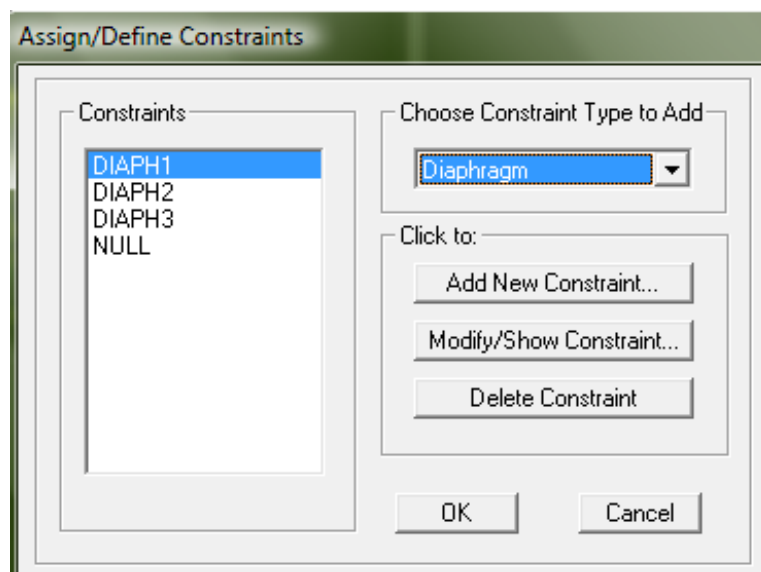
Η πλειοψηφία των δοκών σε όλες τις στάθμες του κτηρίου, προσομοιάζονται ως πλακοδοκοί, ακολουθώντας τις σχέσεις του EC-2 για υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας.

Η προσομοίωση τους στο πρόγραμμα ανάλυσης γίνεται με τον ίδιο τρόπο όπως και τα υποστυλώματα, όμως, για τις περιπτώσεις πλακοδοκών συνιστάται να ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφεται στην εικόνα 4.16β (Section designer).

4.4.3 Πλάκες

Στο εν λόγω κτήριο υπάρχουν πλάκες πάχους 18 και 25 cm οι οποίες δεν έχουν συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα σαν επιφανειακά στοιχεία, αλλά λαμβάνονται υπόψη σαν μόνιμο φορτίο στις περιμετρικές τους δοκούς. Ο επιμερισμός του φορτίου της πλάκας στις δοκούς έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του EC-2, ανάλογα με τα πλάτη επιρροής τους.

Η διαφραγματική λειτουργία της κάθε στάθμης, έχει εξασφαλιστεί κατάλληλα μέσω της εντολής *Joint Constrains* → *Type Diaphragm* (Εικ. 4.17).



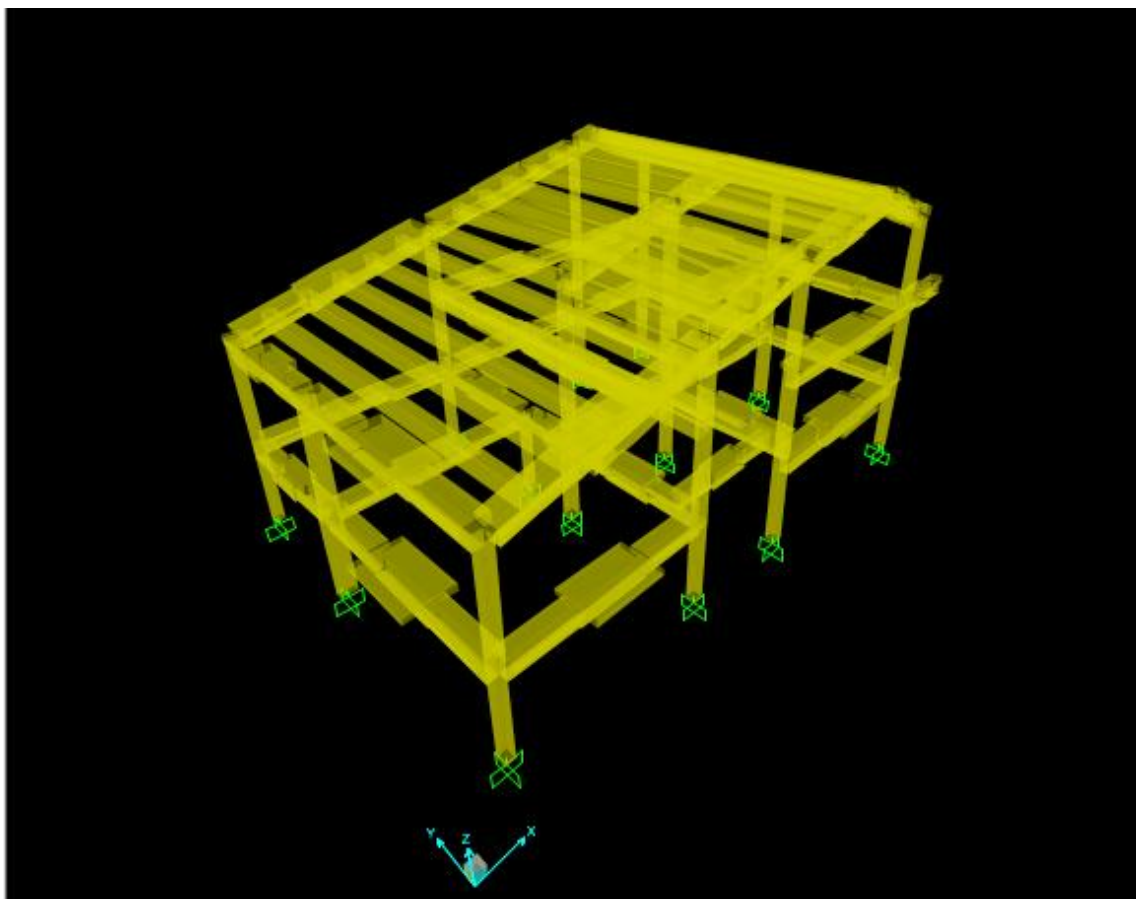
Εικόνα 4.17 Εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας ορόφων

Η στέγη του κτηρίου, είναι στην πραγματικότητα κεκλιμένη πλάκα πάχους 25 cm. Για να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία σε κάθε στάθμη της οροφής, εισάγονται στο προσομοίωμα, αβαρή στοιχεία, άπειρης δυσκαμψίας ορθογωνικής διατομής.

Οι παράμετροι των στοιχείων, μπορούν να αλλάξουν μέσω της εντολής *Frame* → *Property modifiers*.

4.4.4 Στοιχεία θεμελίωσης

Οι συνθήκες θεμελίωσης των υποστυλωμάτων θεωρούνται πλήρεις πακτώσεις, όλοι οι βαθμοί ελευθερίας μετακινησιακοί και στροφικοί, λαμβάνονται ως πλήρως δεσμευμένοι. Η πάκτωση των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε στη στάθμη επιφάνειας του εδάφους.



Εικόνα 4.18 Τρισδιάστατο προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου στο SAP 2000

4.4.5 Υλικά

Ο φέρων οργανισμός του δομήματος αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως περιγράφεται και στην §4.3.2, με τα αποτελέσματα των επί τόπου και εργαστηριακών ελέγχων, εξάγουμε το συμπέρασμα ότι η ποιότητα σκυροδέματος είναι C16/20 με χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής $f_{ck}=16$ MPa (Εικ 4.19). Κατ' αντιστοιχία για τον χάλυβα οπλισμού, έχει διαπιστωθεί ότι είναι κατηγορίας StIII, με χαρακτηριστική τιμή διαρροής $f_{yk}=400$ MPa (Εικ.4.20).

Material Property Data

Material Name C16	Material Type Concrete	Symmetry Type Isotropic
Modulus of Elasticity E 27500000	Weight and Mass Weight per Unit Volume 25 Mass per Unit Volume 2.5493	Units KN, m, C
Poisson's Ratio U 0.2	Other Properties for Concrete Materials Specified Concrete Compressive Strength, f'c 16000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduction Factor	
Coeff of Thermal Expansion A 1.000E-05	Advanced Material Property Data Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties... Thermal Properties...	
Shear Modulus G 11458333	OK Cancel	

α

Material Property Data

Material Name Rebar	Material Type Rebar	Symmetry Type Isotropic
Modulus of Elasticity E 2.000E+08	Weight and Mass Weight per Unit Volume 0 Mass per Unit Volume 0	Units KN, m, C
Poisson's Ratio U 0.	Other Properties for Rebar Materials Minimum Yield Stress, Fy 400000. Minimum Tensile Stress, Fu 440000. Expected Yield Stress, Fye 400000. Expected Tensile Stress, Fue 440000.	
Coeff of Thermal Expansion A 1.000E-05	Advanced Material Property Data Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties... Thermal Properties...	
Shear Modulus G 1.000E+08	OK Cancel	

β

Εικόνα 4.19 Εισαγωγή μηχανικών χαρακτηριστικών υλικών α) Σκυρόδεμα β) Χάλυβας

4.5 Ανάλυση υφιστάμενου κτηρίου

4.5.1 Ιδιομορφική ανάλυση

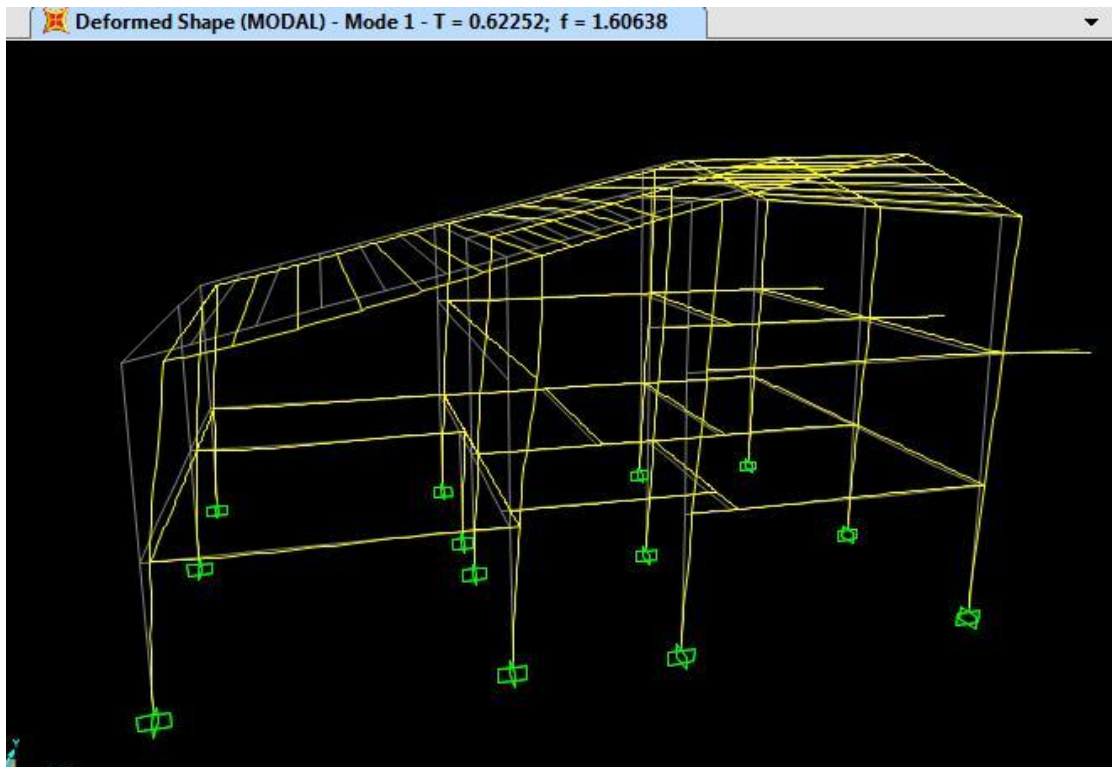
Μετά τον καθαρισμό των υλικών και της γεωμετρίας, εισάγουμε τα φορτία κάθε δομικού στοιχείου και μορφώνουμε το προσομοίωμα της κατασκευής. Ακολούθως, εκτελούμε μια ιδιομορφική ανάλυση (Modal), για καθορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της.

Η εξίσωση από την οποία προκύπτουν οι ιδιομορφές του κτηρίου, που είναι και αυτή που εφαρμόζεται από το πρόγραμμα SAP 2000, είναι η
$$| [K] - [M] * \omega^2 | = 0.$$

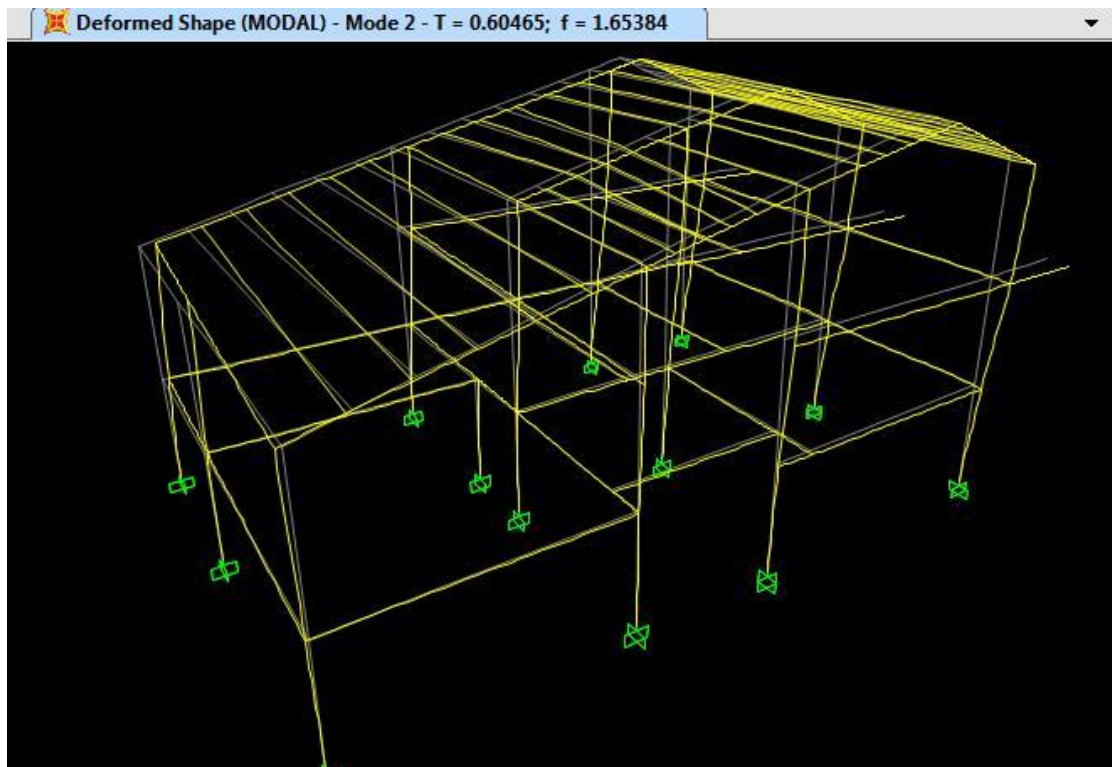
Όπως προκύπτει από την ανάλυση ότι η πρώτη ιδιομορφή του κτηρίου έχει ιδιοπερίοδο $T_1=0,622\text{sec}$ (Εικ. 4.21) και είναι μεταφορική κατά x. Η δεύτερη ιδιομορφή έχει ιδιοπερίοδο $T_2=0,604\text{sec}$ (Εικ. 4.22) και είναι συνδυασμός μεταφορικής κατά y και στροφικής περί κατακόρυφο άξονα. Σύμφωνα με τον κανονισμό, απαιτείται να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς, αριθμός ιδιομορφών τόσοσ ώστε να εξασφαλίζεται ποσοστό συμμετοχής συνολικής ταλαντούμενης μάζας άνω του 90% ή κατ' ελάχιστο 3 ιδιομορφές ανά όροφο. Στον παρακάτω πίνακα 4.20 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις 12 πρώτες ιδιομορφές, καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της κάθε μιας στην ταλάντωση του κτηρίου.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.622517	0.74379	0.01266	0.74379	0.01266	0.05465	0.05465
MODAL	2	0.604654	0.04383	0.50801	0.78763	0.52067	0.78005	0.8347
MODAL	3	0.552521	0.00918	0.28853	0.79681	0.8092	0.00064	0.83535
MODAL	4	0.2282	0.14092	0.00091	0.93773	0.81011	0.01088	0.84623
MODAL	5	0.219887	0.00013	0.00992	0.93786	0.82002	0.02295	0.86917
MODAL	6	0.201396	0.02008	0.0335	0.95794	0.85353	0.08142	0.95059
MODAL	7	0.197068	0.00133	0.12159	0.95927	0.97511	0.01588	0.96648
MODAL	8	0.160734	0.03506	0.00099	0.99433	0.9761	0.00085	0.96733
MODAL	9	0.153501	0.00106	0.00051	0.99539	0.97661	0.00716	0.97449
MODAL	10	0.138803	0.00021	0.01751	0.9956	0.99412	0.01965	0.99413
MODAL	11	0.135023	0.00161	0.00029	0.99721	0.99441	0.00164	0.99577
MODAL	12	0.131497	0.00038	0.00191	0.99759	0.99632	0.00107	0.99684

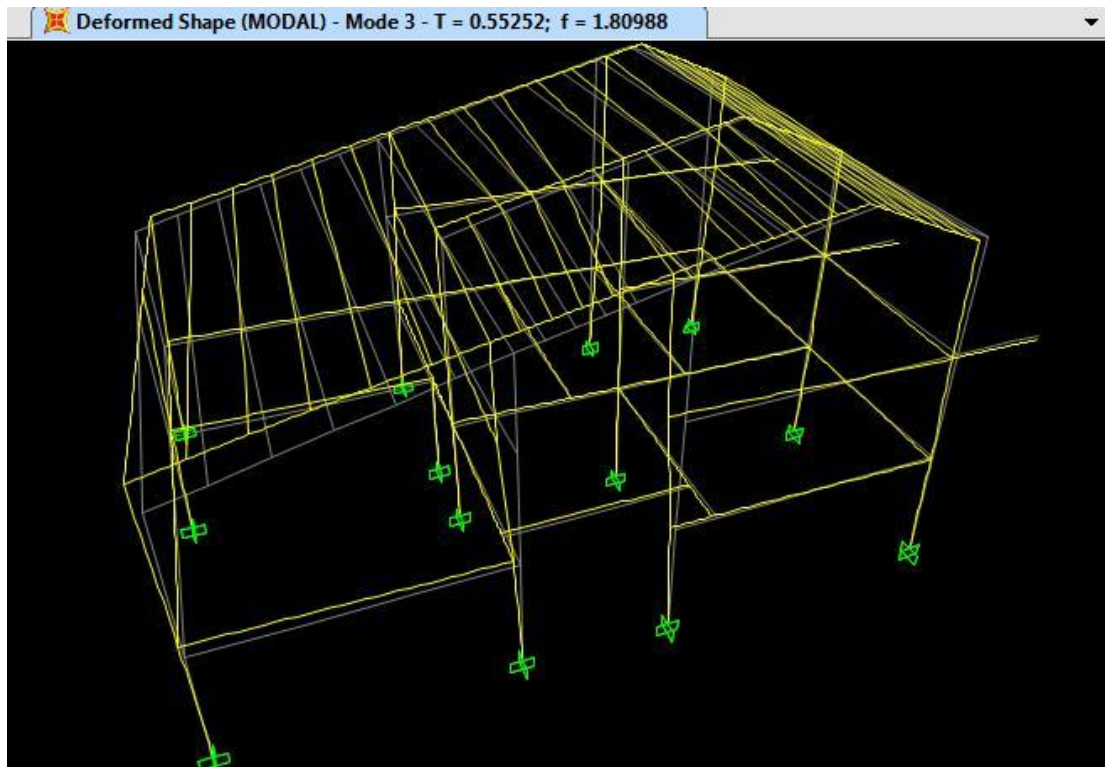
Πίνακας 4.20 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης



Εικόνα 4.21 Απεικόνιση 1^{ης} ιδιομορφής υφιστάμενης κατασκευής ($T_1=0,622s$, με ποσοστό συμμετοχής κατά x 74,4%)



Εικόνα 4.22 Απεικόνιση 2^{ης} ιδιομορφής υφιστάμενης κατασκευής ($T_2=0,605s$ και ποσοστό συμμετοχής κατά y 50,8% και κατά z 78%)



Εικόνα 4.23 Απεικόνιση 3^{ης} ιδιομορφής υφιστάμενης κατασκευής ($T_3=0,552s$, και ποσοστό συμμετοχής κατά γ 28,9%)

4.5.2 Προκαταρκτική Ελαστική ανάλυση

Σύμφωνα με τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας που ορίζει ο EC8-1 (Προσωρινές Συστάσεις, Σχ.1), το κτήριο ανήκει στην Ζώνη II, με έδαφος κατηγορίας B (EC8-1, §3.1.2) και κατηγορία σπουδαιότητας II.

Στην προκαταρκτική ελαστική ανάλυση, η σεισμική δράση σε κάθε διεύθυνση, κατανέμεται στο κέντρο μάζας του διαφράγματος κάθε ορόφου σαν συγκεντρωμένη δύναμη. Η δύναμη αυτή είναι ανάλογη της μάζας κάθε ορόφου, και των μέγιστων μετακινήσεων κάθε διαφράγματος που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση, για την κυρίαρχη ιδιομορφή κάθε κατεύθυνσης. Σκοπός της ανάλυσης αυτής, είναι ο υπολογισμός των συντελεστών ανεπάρκειας (βλ. §3.2.2) των στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Ο υπολογισμοί διαχωρίζονται δύο περιπτώσεις που αφορούν τη σεισμική δράση του τότε ισχύοντα κανονισμού (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959) και τις διατάξεις του EC8.

4.5.2.1 Σεισμική δράση Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

Σύμφωνα με τον τότε κανονισμό (Πίνακας 4.24), ο συντελεστής επιβάρυνσης για τα δεδομένα της κατασκευής είναι 0,08 και πολλαπλασιασμένος με τον αυξητικό συντελεστή 1,75 και δίνει επιτάχυνση εδάφους (a_g) ίση με 0,14g.

Π Ι Ν Α Κ Ε Σ			
Σεισμικότητας περιοχών	Έπιχεινδυνότητα έδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

• Πίνακας 4.24 Συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης

- Διεύθυνση x

$$T_{(x)} = 0.622s < T^* = 1.2s \rightarrow S_{d(x)} = 0,14g * 1,5 = 0.21g$$

$$F_{b(x)} = m_{tot} * S_{d(x)} = 685,123 * 2.1 = 1438.76KN$$

Η μάζα κάθε ορόφου υπολογίζεται από τις αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων για κατακόρυφα στοιχεία που αντιστοιχούν στα μόνιμα φορτία και το 30% των κινητών (G+0,3Q):

$$m_1 = 2857,32KN$$

$$m_2 = 2376,45KN$$

$$m_3 = 1617,45KN$$

Από την ιδιομορφική ανάλυση οι μετακινήσεις των διαφραγμάτων προκύπτουν:

$$S_{x_1} = 0,0169m$$

$$S_{x_2} = 0,0521m$$

$$S_{x_3} = 0,0623m$$

Οι δυνάμεις στο κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος ισούνται με:

$$F_{x-i} = \frac{m_i S_{x,i}}{\sum_1^3 m_i S_{x,i}} * F_{b(x)}$$

$$F_{x-1} = \frac{48,288}{272,866} * 2269,13 = 401,559KN$$

$$F_{x-2} = \frac{123,813}{272,866} * 2269,13 = 1028,105KN$$

$$F_{x-3} = \frac{100,767}{272,866} * 2269,13 = 837,554KN$$

- Διεύθυνση y

$$T_{(y)} = 0,604s < T^* \rightarrow S_{d_{(y)}} = a_g * 1,5 = 0,14g * 1,5 = 2,1m / s^2$$

$$F_{b(y)} = m_{tot} * S_{d_{(y)}} = 685,123 * 2,1 = 1438,76KN$$

Η μάζα κάθε ορόφου υπολογίζεται από τις αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων για κατακόρυφα στοιχεία που αντιστοιχούν στα μόνιμα φορτία και το 30% των κινητών (G+0,3Q):

$$m_1 = 2857,32KN$$

$$m_2 = 2376,45KN$$

$$m_3 = 1617,45KN$$

Από την ιδιομορφική ανάλυση οι μετακινήσεις των διαφραγμάτων προκύπτουν:

$$S_{y_1} = 0,0229m$$

$$S_{y_2} = 0,0548m$$

$$S_{y_3} = 0,0702m$$

Οι δυνάμεις στο κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος ισούνται με:

$$F_{y-i} = \frac{m_i S_{y,i}}{\sum_1^3 m_i S_{y,i}} * F_{b(y)} \quad F_{y-1} = \frac{65,342}{309,206} * 2336,95 = 494,48KN$$

$$F_{y-2} = \frac{130,229}{309,206} * 2336,95 = 984,16KN$$

$$F_{y-3} = \frac{113,545}{309,206} * 2336,95 = 858,56KN$$

Από την προκαταρκτική ελαστική ανάλυση, προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές ανεπάρκειας λ οι οποίοι θα καθορίσουν την μέθοδο ανάλυσης που θα εφαρμοστεί στα επόμενα βήματα. Παρουσιάζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας κάθε κατακόρυφου στοιχείου της κατασκευής σε κάμψη, για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
Κ1	5,71	5,71	
Κ2	8	5,29	6,29
Κ3	10,3	11,64	3,82
Κ4	6,88	8,5	4,01
Κ5	14,11	10,48	3,28
Κ6	14,76	15,72	3,36
Κ7	10,33	13,26	6,02
Κ8	8,41	5,1	
Κ9	5,6		
Κ10	3,96	3,02	
Κ11	3,6	5,75	2,5
Κ12	5,7	5,26	1,37
Κ13	4,05	4,55	3,92

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
Κ1	X	X	
Κ2	X		
Κ3	X	X	
Κ4	X	X	
Κ5	X	X	
Κ6	X	X	
Κ7	X	X	
Κ8			
Κ9			
Κ10			
Κ11		X	
Κ12	X	X	
Κ13		X	

Πίνακας 4.25 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενου κτηρίου (Σεισμός σχεδιασμού 1959)

4.5.2.2 Σεισμική δράση Ευρωκώδικα 8

Η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο υφιστάμενο κτήριο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 είναι $a_g=0,24g$ (Εδαφος Β, Ζώνη ΙΙ, Κατηγορία Σπουδαιότητας ΙΙ).

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	4,32	5,59	
K2	8,51	6,93	6,46
K3	10,21	6,93	4,48
K4	7,69	8,31	5,91
K5	24,46	15,97	5,1
K6	25,03	22,32	5,54
K7	15,27	19,523	9,39
K8	7,52	3,28	
K9	10,18		
K10	5,29	5,1	
K11	9,26	9,19	8,32
K12	12,23	14,58	2,73
K13	6,63	8,02	6,24

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	X	X	
K2	X		
K3	X	X	X
K4	X	X	X
K5	X	X	X
K6	X	X	X
K7	X	X	
K8	X	X	
K9	X		
K10	X		
K11		X	
K12	X	X	X
K13	X	X	

Πίνακας 4.26 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενου κτηρίου (Σεισμική δράση EC8)

4.5.3 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Από τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης και για της δύο στάθμες της σεισμικής δράσης είναι εμφανής η ανεπάρκεια του κτηρίου. Εντούτοις, πραγματοποιούνται και αντίστοιχες ελαστικές δυναμικές αναλύσεις για να αποκτήσουμε μια καλύτερη εκτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα. Στις αναλύσεις που ακολουθούν, ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής θεωρήθηκε ίσος με $q=1,5$.

4.5.3.1 Σεισμική δράση Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

Στον πίνακα (Πιν. 4.26), παρουσιάζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων που προκύπτουν από την δυναμική φασματική ανάλυση.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	2,82	3,94	
K2	4,62	3,98	3,61
K3	5,21	5,63	3,55
K4	3,25	4,01	2,87
K5	11,63	8,36	3,74
K6	10,3	10,72	5,05
K7	4,23	7,12	4,17
K8	4,96	4,64	
K9	5,51		
K10	2,65	3,56	
K11	3,89	5	4,92
K12	5,05	6,19	1,86
K13	3,15	3,7	2,41

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1			
K2			
K3			
K4			
K5	X		
K6	X	X	
K7	X	X	
K8			
K9	X		
K10			
K11			X
K12		X	
K13			

Πίνακας 4.27 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενης κατασκευής (Σεισμική δράση κανονισμού 1959)

4.5.3.1 Σεισμική δράση EC8

Στον πίνακα (Πιν. 4.28), παρουσιάζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων που προκύπτουν από την δυναμική φασματική ανάλυση.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	3,14	4,41	
K2	5,38	4,6	4,22
K3	6,03	6,42	4,04
K4	3,73	4,52	3,23
K5	13,59	9,72	4,92
K6	12,13	12,55	5,8
K7	5,15	8,25	4,76
K8	5,81	5,33	
K9	6,27		
K10	3,01	4,04	
K11	4,64	5,81	5,77
K12	5,99	7,11	2,1
K13	3,6	4,16	2,8

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1			
K2			
K3	X	X	
K4		X	
K5	X	X	
K6	X	X	
K7	X	X	
K8			
K9	X		
K10			
K11			X
K12		X	
K13			

Πίνακας 4.28 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενης κατασκευής (Σεισμική δράση EC8)

Από τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης, τόσο για τον τότε όσο και για τον σημερινό σεισμό σχεδιασμού, διαπιστώνεται η ανεπάρκεια του κτηρίου και η άμεση ανάγκη για λήψη μέτρων ενίσχυσης του φορέα. Λόγω των εμφανών αδυναμιών του φορέα (μεγάλοι συντελεστές ανεπάρκειας π.χ $\lambda > 4$), δεν κρίνεται σκόπιμο να γίνει στατική ανελαστική ανάλυση για την υφιστάμενη κατασκευή.

5.1 Γενικά

Έχοντας υπόψη, τις πραγματικές βλάβες που έχουν παρατηρηθεί στον φορέα, όσο και την ανεπάρκεια των μελών όπως εμφανίζονται στις αναλύσεις του Κεφαλαίου 4, κρίνεται απαραίτητη η λήψη αποφάσεων για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα.

Οι επεμβάσεις αυτές λαμβάνονται συνεκτιμώντας πολλούς παράγοντες. Ο Μηχανικός καλείται να σταθμίσει τις οικονομικοτεχνικές συνθήκες, τη σπουδαιότητα του κτηρίου, την προσδοκώμενη σεισμική συμπεριφορά αλλά και τις απαιτήσεις του κυρίου του έργου ως προς το αισθητικό και αρχιτεκτονικό αντίκτυπο των επεμβάσεων. Ένα σημαντικό κριτήριο που επίσης πρέπει να ληφθεί υπόψη είναι η επιθυμία του ιδιοκτήτη για επέμβαση ή ενίσχυση του δομήματος.

Επέμβαση, είναι η ευρύτερη διαδικασία που αφορά είτε την επισκευή της κατασκευής είτε την ενίσχυσή της, ή ακόμα και την κατεδάφισή της και την ανέγερση νέας.

Επισκευή, είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

Ενίσχυση, είναι η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού. Στη διαδικασία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα μέτρα αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα, κ.λπ.) ενός φορέα μέχρι το προσδοκώμενο σημείο επιτελεστικότητας. Τέλος η ενίσχυση είναι μια διαδικασία που λαμβάνει χώρα είτε έχουν εμφανιστεί βλάβες είτε όχι, προληπτικά (προσεισμική ενίσχυση). Στην περίπτωση που έχουν εμφανιστεί βλάβες, είναι αναγκαίο να προηγείται η επισκευή τους.

Όπως αναφέρεται στην §4.2, οι σημαντικότερες αιτίες για την παρούσα σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, είναι απόρροια των κανονιστικών διατάξεων που κυριαρχούσαν κατά την αρχική μελέτη κατασκευής, οι οποίες υποεκτιμούν την σεισμική δράση και την δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού, την απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών και υποστυλωμάτων, την άγνοια του της έννοιας της πλαστιμότητας και των απαιτούμενων κατασκευαστικών λεπτομερειών, ειδικά στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων.

5.1.2 Μέτρα ενίσχυσης

Οι μέθοδοι επεμβάσεων που επιλέγεται να εφαρμοστούν, διαχωρίζονται ανάλογα με τις περιπτώσεις απόφασης για επισκευή (επάρκεια τότε σεισμού σχεδιασμού) ή ενίσχυση (επάρκεια στο σημερινό σεισμό σχεδιασμού), της υφιστάμενης κατασκευής:

Μέτρα επεμβάσεων για αρχικό σεισμό σχεδιασμού

- Προτείνεται η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 10cm, στα υποστυλώματα K1, K4, K7, K8, K10, K11, K12, K13 της στάθμης του ισογείου.
- Κατασκευή 6 περιμετρικών - εξωτερικών τοιχίων, τεσσάρων (4) κατά τη διεύθυνση x και δύο (2) κατά τη διεύθυνση γ. Τα εξωτερικά τοιχία, είναι απαραίτητα, κυρίως για την παραλαβή της σεισμικής δράσης, ανακουφίζοντας τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό. Η επιλογή της θέσης των τοιχίων προέκυψε έτσι ώστε το Κέντρο Μάζας και το Κέντρο Ελαστικής Στροφή να βρίσκονται κατά το δυνατό κοντά μεταξύ τους, έτσι ώστε να μην παρατηρούνται μεγάλες στρεπτικές επιρροές στα διαφράγματα. Επίσης, για τη θέση κατασκευής τους συνεκτιμήθηκαν και οι αισθητικές απαιτήσεις του ιδιοκτήτη και ο διαθέσιμος χώρος για την ασφαλή και κατάλληλη θεμελίωσή τους.
- Ενίσχυση των δοκών Δ1, Δ3, Δ7, Δ9, Δ10, Δ11, Δ18 και Δ19 με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων K2, K3, K5, K6, K9, της στάθμης του ισογείου με δύο στρώσεις σύνθετου υλικού μέτρου ελαστικότητας 240GPa, παραμόρφωσης αστοχίας 1.5% και συνολικού πάχους 0.34mm.
- Ενίσχυση των δοκών Δ4, Δ5, Δ6, Δ8, Δ12, Δ13, Δ14, Δ15, Δ16 και Δ17 της στάθμης του ισογείου με τρεις στρώσεις σύνθετου υλικού μέτρου ελαστικότητας 240GPa, παραμόρφωσης αστοχίας 1.5% και συνολικού πάχους 0.51mm
- Ανακατασκευή των τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί ότι αυτές δεν αστοχούν εκτός του επιπέδου τους. Προτείνεται η τοποθέτηση οπτοπλίνθων 30cm. Επίσης, κατασκευάζονται οριζόντια και κατακόρυφα σενάζ, εκατέρωθεν των ανοιγμάτων και τοποθετούνται σύνθετα υλικά για την περαιτέρω αύξηση της φέρουσας ικανότητας τους.
- Ενίσχυση του υποστυλώματος K1 του ισογείου με μανδύες σύνθετων υλικών, σε όλο του το ύψος.

Μέτρα ενισχύσεων για σημερινό σεισμό σχεδιασμού

Επιπρόσθετα των προαναφερθέντων μέτρων, αν ο στόχος των επεμβάσεων είναι η αναβάθμιση της απόκρισης του φορέα ώστε να εναρμονίζεται με τις αντισεισμικές απαιτήσεις του ισχύοντα κανονισμού, προτείνονται και τα ακόλουθα:

- Οι μανδύες σκυροδέματος στα υποστυλώματα K10 και K13, επεκτείνονται καθ' ύψος σε όλους τους ορόφους.
- Τοποθετούνται μανδύες σύνθετων υλικών σε όλο το ύψος των υποστυλωμάτων K4, K5, K7, K8, K12.

Τονίζεται ότι, μια πρώτη εκτίμηση του αποτελέσματος των μέτρων ενίσχυσης που προτείνονται, μπορεί να εξαχθεί από την προκαταρκτική ελαστική και δυναμική φασματική ανάλυση. Οι αποφάσεις για ανάγκη τοποθέτησης υφασμάτων

ινοπλισμένων υλικών, προκύπτουν από τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και τις πιθανές αδυναμίες των στοιχείων όσο αφορά την τέμνουσα και την πλαστιμότητα.

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν για την υλοποίηση των ενισχύσεων είναι σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 ο χάλυβας B500c. Η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα ανάλυσης γίνεται με τη διαδικασία που περιγράφεται στην §4.4.5.

5.2 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς στοιχείων

5.2.1 Γενικά

Για την ανάλυση του ενισχυμένου φορέα, θα χρησιμοποιηθούν ελαστικές (Προκαταρκτική Ελαστική, Δυναμική Φασματική) και ανελαστικές (Στατική Ανελαστική) μέθοδοι, έτσι να αντληθούν ικανοποιητικά και ασφαλή συμπεράσματα για την πραγματική συμπεριφορά.

Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα (§3.2.6), για την προσομοίωση της μεταελαστικής απόκρισης των δομικών στοιχείων, πρέπει να καθοριστούν οι μεταβλητές που επηρεάζουν την ανελαστική συμπεριφορά τους. Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών αυτών στο πρόγραμμα ανάλυσης, γίνεται με τον καθορισμό πλαστικών αρθρώσεων, στις πιθανές θέσεις πλαστικοποιήσεων των μελών (άκρα και μέσο). Η διαδικασία προσδιορισμού των πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς, υποστυλώματα και τοιχοπληρώσεις, παρουσιάζεται στις επόμενες ενότητες.

5.2.2 Δοκοί

Θα παρουσιαστεί αναλυτικά ο υπολογισμός των ανελαστικών χαρακτηριστικών της δοκού Δ10 της στάθμης του ισογείου. Σημειώνεται ότι, για όλες τις δοκούς του κτηρίου έχει ληφθεί υπόψη η συνεισφορά των εγκάρσιων συνδετήρων (δίτημοι $\varnothing 8/20$). Οι υπολογισμοί γίνονται σε κάθε άκρο των μελών και είναι διαφορετικοί σε περιπτώσεις που αλλάζουν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πλακοδοκών. Σε κάθε περίπτωση όμως, η κατάλληλη πλαστική άρθρωση πρέπει να ορίζεται και στα δύο άκρα της δοκού (ακόμα δηλαδή και αν έχει τα ίδια χαρακτηριστικά). Όλα τα χαρακτηριστικά υπολογίζονται για θετικές και αρνητικές ροπές κάμψης.

Χαρακτηριστικά δοκού Δ10

Υλικά

Ποιότητα Σκυροδέματος C16/20:

$$f_{ck}=16\text{MPa}$$

$$f_{cm}=21,818\text{MPa}$$

$$E_c=27500\text{Ma}$$

$$\gamma_c=1,50$$

Ποιότητα Χάλυβα οπλισμού StIII (S400):

$$f_{yk}=400\text{MPa}$$

$$f_{ym}=363,636\text{MPa}$$

$$E_s=200000\text{MPa}$$

$$\gamma_s=1,15$$

Γεωμετρία

$$l=6,05\text{m} \quad c=0,04\text{m}$$

$$b_w=0,30\text{m} \quad d=h-c-\phi_w-\phi_L/2=0,625\text{m}$$

$$b_{\text{eff}}=0,70\text{m} \quad z=h-2(c+\phi_w+\phi_L/2)=0,57\text{m}$$

$$h=0,68\text{m}$$

Οπλισμός

$$\text{Κάτω: } 2\phi 14 \rightarrow A_{sl,\text{κατω}}=0,00030788\text{m}^2$$

$$\text{Πάνω: } 2\phi 14+2\phi 8 \rightarrow A_{sl,\text{πανω}}=0,0004084\text{m}^2$$

5.2.2.1 Παραμόρφωση διαρροής δοκού

Χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις (Εξ. 3.4 – 3.7, §3.2.6.2), καταλήγουμε ότι:

Για διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\gamma,\text{χαλ.},\text{κατω}} = 0,0035486$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\gamma,\text{χαλ.},\text{πανω}} = 0,0040320$$

Για διαρροή λόγω αστοχίας σκυροδέματος:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\gamma,\text{σκυρ.},\text{κατω}} = 0,0193755$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\gamma,\text{σκυρ.},\text{κατω}} = 0,0108844$$

Η καμπυλότητα διαρροής, είναι η ελάχιστη των δύο παραπάνω τιμών για κάθε φορά της ροπή κάμψης:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\gamma,\text{κατω}} = 0,0035486$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,\pi\alpha\nu\omega} = 0,0040320$$

Από αναλυτικούς υπολογισμούς με χρήση της Εξ. 3.3, η ροπή διαρροής ισούται με:

$$M_{y,\kappa\alpha\tau\omega} = 181,074 \text{ KNm}$$

$$M_{y,\pi\alpha\nu\omega} = 192,852 \text{ KNm}$$

Η παραμόρφωση διαρροής του στοιχείου δίνεται από την Εξ.3.8:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Το μήκος διάτμησης λαμβάνεται ίσο με $L/2$, σύμφωνα με την §7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$L_s = \frac{l}{2} = \frac{6,05}{2} = 3,025 \text{ m}$$

Από τη εξ. 6.2a,b του EC2, §6,2,2(1):

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \left[(C_{Rd,c} * k * (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right]; (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}) * b_w d \right\}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{625}} = 1,566$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{b_w d}, N_{sd} = 0 \rightarrow \sigma_{cp} = 0$$

$$\rho_{l,\kappa\alpha\tau\omega} = \frac{0,00030788}{0,3 * 0,625} = 0,001642$$

$$\rho_{l,\pi\alpha\nu\omega} = \frac{0,0004084}{0,7 * 0,625} = 0,0009116$$

$$V_{Rd,c,\kappa\alpha\tau\omega} = \min \left\{ \left[(0,12 * 1,566 * (100 * 0,001604 * 16)^{1/3} + 0 \right]; (0,035 * 1,566^{3/2} * 16^{1/2}) * 300 * 625 \right\}$$

$$V_{Rd,c,\kappa\alpha\tau\omega} = \min \{0,25728; 0,2744\} * 300 * 625 = 51,45 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c,\pi\alpha\nu\omega} = \min \left\{ \left[(0,12 * 1,566 * (100 * 0,0009116 * 16)^{1/3} + 0 \right]; (0,035 * 1,566^{3/2} * 16^{1/2}) * 700 * 625 \right\}$$

$$V_{Rd,c,\pi\alpha\nu\omega} = \min \{0,2131; 0,2744\} * 700 * 625 = 120,05 \text{ KN}$$

$$V_{\mu, \kappa\alpha\tau\omega} = \frac{M_{y, \kappa\alpha\tau\omega}}{L_s} = \frac{181,074}{3,025} = 59,859 \text{ KN}$$

$$V_{\mu, \pi\alpha\nu\omega} = \frac{M_{y, \pi\alpha\nu\omega}}{L_s} = \frac{192,852}{3,025} = 63,753 \text{ KN}$$

Από τα παραπάνω συνεπάγεται:

$$V_{Rd,c, \kappa\alpha\tau\omega} < V_{\mu, \kappa\alpha\tau\omega} \quad \text{και} \quad V_{Rd,c, \pi\alpha\nu\omega} > V_{\mu, \pi\alpha\nu\omega}$$

$$a_{v, \kappa\alpha\tau\omega} = 1 \quad \text{και} \quad a_{v, \pi\alpha\nu\omega} = 1$$

Αντικαθιστώντας στην Εξ.3.8:

$$\theta_{y, \kappa\alpha\tau\omega} = 0,0035486 * \frac{3,025 + 1 * 0,57}{3} + 0,014 * (1 + 1,5 * \frac{0,68}{3,025}) + \frac{0,0035486 * 0,014 * 363,636}{8\sqrt{21,818}}$$

$$\theta_{y, \kappa\alpha\tau\omega} = 0,005554$$

$$\theta_{y, \pi\alpha\nu\omega} = 0,0040320 * \frac{3,025 + 0}{3} + 0,014 * (1 + 1,5 * \frac{0,68}{3,025}) + \frac{0,0040320 * 0,014 * 363,636}{8\sqrt{21,818}}$$

$$\theta_{y, \pi\alpha\nu\omega} = 0,0058270$$

Αν $V_R < V_{\mu}$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{Οπότε: } \theta_{y, (shear)} = \theta_y * V_R * \frac{L_s}{M_y} = \theta_y * \frac{V_R}{V_{\mu}}$$

$$V_R = V_{Rd,c} + V_w$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} * 0,90d * f_{yw}$$

$$V_{w, \kappa\alpha\tau\omega} = 0,0005027 * 0,9 * 0,625 * \frac{400000}{1,15} = 98,35 \text{ KN}$$

$$V_{R, \kappa\alpha\tau\omega} = 51,45 + 98,35 = 149,8 \text{ KN} > V_{\mu, \kappa\alpha\tau\omega} \rightarrow \text{η } \theta_y \text{ δε χρειάζεται απομείωση.}$$

5.2.2.2 Παραμόρφωση αστοχίας δοκού

Η παραμόρφωση αστοχίας δίνεται από την Εξ. 3.12:

$$\theta_{um} = 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max\{0,01; \omega^i\}}{\max\{0,01; \omega\}} f_c \right]^{0,225} a_s^{0,35} 25^{(a_{\rho_s} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100\rho_d})$$

$$N=0 \rightarrow v=0$$

$$A_{c, \kappa\alpha\tau\omega} = 0,70 * 0,68 = 0,476 \text{ m}^2$$

$$A_{c, \pi\alpha\nu\omega} = 0,30 * 0,68 = 0,204 \text{ m}^2$$

$$\omega_{\kappa\alpha\tau\omega} = \frac{A_{s,(\varepsilon)} * f_y}{(A_{c,\kappa\alpha\tau\omega} * f_c)} = \frac{0,00030788 * 363,636}{0,476 * 21,818} = 0,01078 > 0,01$$

$$\omega'_{\kappa\alpha\tau\omega} = \frac{A_{s,(\theta)} * f_y}{(A_{c,\kappa\alpha\tau\omega} * f_c)} = \frac{0,0004084 * 363,636}{0,476 * 21,818} = 0,0143 > 0,01$$

$$\omega_{\pi\alpha\nu\omega} = \frac{A_{s,(\varepsilon)} * f_y}{(A_{c,\pi\alpha\nu\omega} * f_c)} = \frac{0,0004084 * 363,636}{0,204 * 21,818} = 0,03337 > 0,01$$

$$\omega'_{\pi\alpha\nu\omega} = \frac{A_{s,(\theta)} * f_y}{(A_{c,\pi\alpha\nu\omega} * f_c)} = \frac{0,00030788 * 363,636}{0,204 * 21,818} = 0,025154 > 0,01$$

$$\alpha_s = \frac{M}{(V * 1)} = \frac{L_s}{l} = \frac{3,025}{6,05} = 0,50$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 * b_c}\right) * \left(1 - \frac{s_h}{2 * h_c}\right) * \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 * b_c * h_c}\right)$$

$$s_h = s - \phi_w = 0,20 - 0,008 = 0,192m$$

$$b_{c,\kappa\alpha\tau\omega} = 0,212m$$

$$b_{c,\pi\alpha\nu\omega} = 0,612m$$

$$h_{c,\kappa\alpha\tau\omega} = 0,424m$$

$$h_{c,\pi\alpha\nu\omega} = 0,592m$$

$$\sum_1^n b_{ic,\kappa\alpha\tau\omega}^2 = 0,722m$$

$$\sum_1^n b_{ic,\pi\alpha\nu\omega}^2 = 1,346m$$

$$\rho_{s,\kappa\alpha\tau\omega} = 0,0017453$$

$$\rho_{s,\pi\alpha\nu\omega} = 0,0007480$$

$$\alpha_{\kappa\alpha\tau\omega} = \left(1 - \frac{0,192}{2 * 0,212}\right) * \left(1 - \frac{0,192}{2 * 0,424}\right) * \left(1 - \frac{0,722}{6 * 0,212 * 0,424}\right) = -0,1437 < 0 \rightarrow \alpha_{\kappa\alpha\tau\omega} = 0$$

$$\alpha_{\pi\alpha\nu\omega} = \left(1 - \frac{0,192}{2 * 0,612}\right) * \left(1 - \frac{0,192}{2 * 0,592}\right) * \left(1 - \frac{1,346}{6 * 0,612 * 0,592}\right) = 0,26758$$

$$\theta_{um,\kappa\alpha\tau\omega} = 0,016 * (0,3^o) * \left[\frac{0,0143}{0,01078} * 21,818\right]^{0,225} * 0,5^{0,35} * 25^{\left(\frac{0 * 363,636}{21,818}\right)} (1,25^{100 * 0}) = 0,026767$$

$$\theta_{um,\pi\alpha\nu\omega} = 0,016 * (0,3^o) * \left[\frac{0,025154}{0,03337} * 21,818\right]^{0,225} * 0,5^{0,35} * 25^{\left(\frac{0,000748 * 0,26758 * 363,636}{21,818}\right)} (1,25^{100 * 0})$$

$$\theta_{um,\pi\alpha\nu\omega} = 0,023827$$

Η παραμόρφωση αστοχίας απομειώνεται σύμφωνα με τις υποδείξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.4.1(β).

- Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2.
- Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει κατά τα ανωτέρω.

$$\theta_{um,κατω} = 0,026767 * \frac{0,95}{1,2} = 0,02119$$

$$\theta_{um,πανω} = 0,023827 * \frac{0,95}{1,2} = 0,018863$$

Στάθμες Επιτελεστικότητας

- Κάτω

«Άμεση χρήση»:

$$\text{Έως: } R_d = \theta_y = 0,00554 \text{ rad}$$

«Προστασία Ζωής»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = 0,5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0,5 * (0,00554 + 0,02119) / 1,8 = 0,0074291 \text{ rad}$$

«Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0,02119 / 1,8 = 0,011773 \text{ rad}$$

- Πάνω

«Άμεση χρήση»:

$$\text{Έως: } R_d = \theta_y = 0,005827 \text{ rad}$$

«Προστασία Ζωής»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = 0,5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0,5 * (0,005827 + 0,018863) / 1,8 = 0,0068584 \text{ rad}$$

«Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0,018863 / 1,8 = 0,01048 \text{ rad}$$

5.2.2.3 Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = \frac{h-x}{L_s} \min \{N; 0,55A_c f_c\} + (1-0,05 \min \{5; \mu_\theta^{pl}\}) [0,16 \max \{0,5; 100\rho_{tot}\} (1-0,16 \min \{5; a_s\}) * A_c * f_c + V_w]$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$$

$$\mu_{\theta,κατω}^{pl} = \frac{\theta_{um,κατω}}{\theta_{y,κατω}} - 1 = \frac{0,02119}{0,00554} - 1 = 2,825$$

$$\mu_{\theta,πανω}^{pl} = \frac{\theta_{um,πανω}}{\theta_{y,πανω}} - 1 = \frac{0,018863}{0,005827} - 1 = 2,237$$

$$x = 2 * (d - z) = 2 * (0,625 - 0,57) = 0,11$$

$$\rho_{tot} = \frac{\Sigma A_s}{A_c} = \frac{0,00071628}{0,476} = 0,0015048$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} = 0,00050266 * 0,9 * 0,625 * 363,636 = 98,346 KN$$

Μετά την αντικατάσταση προκύπτουν:

$$V_{R,κατω} = 98,609 KN > V_{mi,κατω}$$

$$V_{R,πανω} = 98,602 KN > V_{mi,πανω}$$

και άρα το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

Frame Hinge Property Data for D1_YPOG_SHEAR - Shear V2

Force Control Parameters

Maximum Allowed Force

Specified Proportion of Yield Force

Positive:

Negative:

User Specified Force

Positive:

Negative:

Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Maximum Force Is Reached

Acceptance Criteria (Force/Maximum Allowed Force)

Positive Negative

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Hinge is Symmetric (Tension Behavior Same as Compression Behavior)

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for D1_YPOG_MOM - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.25	-3.
D-	-0.25	-1.
C-	-1.01	-1.
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.01	1.
D	0.25	1.
E	0.25	3.

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive: Negative:

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive: Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Positive Negative

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Εικόνα 5.1 Εισαγωγή χαρακτηριστικών πλαστικής άρθρωσης δοκού Δ10

5.2.3 Υποστυλώματα

Θα παρουσιαστεί αναλυτικά ο υπολογισμός των ανελαστικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος K1 της στάθμης του ισογείου, μετά την ενίσχυσή του με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 10 cm. Σε αντίθεση με τις δοκούς, η συνεισφορά των συνδετήρων, λαμβάνεται υπόψη μόνο στα ενισχυμένα στοιχεία, καθώς στα υπόλοιπα έχουν διαπιστωθεί εκτεταμένες διατμητικές αστοχίες. Επίσης, ο διαμήκης οπλισμός των βλαμμένων στοιχείων του ισογείου αμελείται, αφού έχει παρουσιάσει λυγισμό και έντονη μετελαστική συμπεριφορά.

Η κυριάρχη εντατική κατάσταση των υποστυλωμάτων, είναι η διαξονική κάμψη σε συνδυασμό με την παρουσία έντονης θλίψης, Για το λόγο αυτό, η συμπεριφορά τους περιγράφεται μέσω διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Τα διαγράμματα αυτά, μπορούν να διατυπωθούν συναρτήσει των ροπών M_x , M_y και της αξονικής δύναμης P . Όταν ένα κτήριο υποβάλλεται σε σεισμική δράση, οι αξονικές δυνάμεις μεταβάλλονται. Στις αναλύσεις που έγιναν όμως, η θλιπτική δύναμη θεβρήθηκε σταθερή, ίση με την τιμή που αντιστοιχεί σε φορτία $G+0.3Q$.

Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, υπολογίστηκαν μέσω του προγράμματος M_y BiAxial.

Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K1

Υλικά

Ποιότητα Σκυροδέματος C20/25:

$$f_{ck}=20\text{MPa}$$

$$f_{cm}=25,455\text{MPa}$$

$$f_{cd}=13,333\text{MPa}$$

$$E_c=27500\text{Ma}$$

$$\gamma_c=1,50$$

Ποιότητα Χάλυβα οπλισμού B500c:

$$f_{yk}=500\text{MPa}$$

$$f_{ym}=454,545\text{MPa}$$

$$f_{yd}=434,783\text{MPa}$$

$$E_s=200000\text{MPa}$$

$$\gamma_s=1,15$$

Γεωμετρία

$$l=2,65\text{m}$$

$$h_b=0,68\text{m (ύψος υπερκείμενης δοκού)}$$

$$b_x=b_y=0,50\text{m}$$

$$c=0,04\text{m}$$

$$d=h-c-\phi_w-\phi_L/2=0,44\text{m}$$

$$z=h-2(c+\phi_w+\phi_L/2)=0,38\text{m}$$

Οπλισμός

$$\text{Διαμήκης: } 8\phi 20 \rightarrow A_{sl,x}=A_{sl,y}=0,0009248\text{m}^2, A_{sl,\epsilon\delta}=0,0006283\text{m}^2$$

$$\text{Εγκάρσιος: } \phi 10/10 A_{sw/s}=0,001571\text{m}^2/\text{m}$$

Πρόκειται για τετραγωνικό υποστύλωμα με ίδιες διαστάσεις και συμμετρικό οπλισμό κατά τη διεύθυνση x και y. Για το λόγο αυτό, οι παρακάτω υπολογισμοί θα παρουσιαστούν μόνο για τη διεύθυνση x, γνωρίζοντας ότι τα ίδια ισχύουν και για τους αντίστοιχους υπολογισμούς της άλλης διεύθυνσης.

5.2.3.1 Παραμόρφωση διαρροής υποστυλώματος

Χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις (Εξ. 3.4 – 3.7, §3.2.6.2), καταλήγουμε ότι:

Για διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,χαλ.} = 0,0070017$$

Για διαρροή λόγω αστοχίας σκυροδέματος:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,σκυρ.} = 0,0146897$$

Η καμπυλότητα διαρροής, είναι η ελάχιστη των δύο παραπάνω τιμών:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,χαλ.} = 0,0070017$$

Από αναλυτικούς υπολογισμούς με χρήση της Εξ. 3.3, η ροπή διαρροής ισούται με:

$$M_y = 229,346 \text{ KNm}$$

Η παραμόρφωση διαρροής του στοιχείου δίνεται από την Εξ.3.8:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Το μήκος διάτμησης λαμβάνεται ίσο με L/2, σύμφωνα με την §7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$L_s = \frac{l - h_b}{2} = \frac{2,65 - 0,68}{2} = 0,99 \text{ m}$$

Από τη εξ. 6.2a,b του EC2, §6,2,2(1):

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \left[(C_{Rd,c} * k * (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right]; (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}) * b_w d \right\}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{440}} = 1,7674 < 2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}, N_{sd} = 205,591KN \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{205591N}{500mm * 500mm} = 0,8224MPa$$

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \left[(0,12 * 1,7674 * (100 * 0,042036 * 20)^{1/3} + 0,15 * 0,82236) \right]; (0,035 * 1,7674^{3/2} * 20^{1/2}) * 500 * 440 \right\}$$

$$V_{Rd,c} = \min \{1,052; 0,3678\} * 500 * 440 = 231,44KN$$

$$V_{mu,\piανω} = \frac{M_{y,\piανω}}{L_s} = \frac{229,627}{0,99} = 231,95KN$$

Από τα παραπάνω συνεπάγεται:

$$V_{Rd,c} < V_{mu}$$

$$a_v = 1$$

Αντικαθιστώντας στην Εξ.3.8:

$$\theta_y = 0,0070017 * \frac{0,99 + 1 * 0,38}{3} + 0,0014 * (1 + 1,5 * \frac{0,50}{0,99}) + \frac{0,0070017 * 0,02 * 454,545}{8\sqrt{25,455}}$$

$$\theta_y = 0,0072288$$

Αν $V_R < V_{Mu}$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{Οπότε: } \theta_{y,(shear)} = \theta_y * V_R * \frac{L_s}{M_y} = \theta_y * \frac{V_R}{V_{mu}}$$

$$V_R = V_{Rd,c} + V_w$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} * 0,90d * f_{yw}$$

$$V_w = 0,001571 * 0,9 * 0,44 * 454545 = 282,78KN$$

$$V_R = 231,44 + 282,78 = 514,22KN > V_{mu} \rightarrow \text{η } \theta_y \text{ δε χρειάζεται απομείωση.}$$

5.2.3.2 Παραμόρφωση αστοχίας υποστυλώματος

Η παραμόρφωση αστοχίας δίνεται από την Εξ. 3.12:

$$\theta_{um} = 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max\{0,01; \omega'\}}{\max\{0,01; \omega\}} f_c \right]^{0,225} a_s^{0,35} 25^{(a_{\rho_s} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100\rho_d})$$

$$N_{sd} = 205,591 \text{ KN} \rightarrow \nu = \frac{N_{sd}}{A_c f_c} = \frac{205,591}{0,5 * 0,5 * 25455} = 0,03231$$

$$\omega = \frac{A_{s,(\varepsilon)} * f_y}{(A_c * f_c)} = \frac{(0,0009248 + 0,000314) * 454,545}{0,5 * 0,5 * 25,455} = 0,088484 > 0,01$$

$$\omega' = \frac{A_{s,(\varepsilon)} * f_y}{(A_c * f_c)} = \frac{(0,0009248) * 454,545}{0,5 * 0,5 * 25,455} = 0,066057 > 0,01$$

$$\alpha_s = \frac{M}{(V * l)} = \frac{L_s}{l} = \frac{0,99}{2,65 - 0,68} = 0,5025$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 * b_c}\right) * \left(1 - \frac{s_h}{2 * h_c}\right) * \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 * b_c * h_c}\right)$$

$$s_h = s - \phi_w = 0,20 - 0,01 = 0,19 \text{ m}$$

$$b_c = 0,41 \text{ m}$$

$$h_c = 0,41 \text{ m}$$

$$\sum_1^n b_i^2 = 0,57760$$

$$\rho_s = \frac{A_{sw}}{h * b_w} = \frac{0,001745}{0,50} = 0,00349$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,09}{2 * 0,41}\right) * \left(1 - \frac{0,09}{2 * 0,41}\right) * \left(1 - \frac{0,57760}{6 * 0,41 * 0,41}\right) = 0,3387 > 0$$

$$\theta_{um,κατω} = 0,016 * (0,3^{0,03231}) * \left[\frac{0,066057}{0,088484} * 25,455 \right]^{0,225} * 0,5025^{0,35} * 25^{(0,3387 * 0,00349 * \frac{454,545}{25,455})} * (1,25^{100 * 0}) = 0,025067$$

Η παραμόρφωση αστοχίας δεν απομειώνεται σύμφωνα με τις υποδείξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.4.1(β), αφού το εν λόγω υποστύλωμα, είναι ενισχυμένο και έχει διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς.

$$\theta_{um} = 0,0250675$$

Στάθμες Επιτελεστικότητας

«Άμεση χρήση»:

$$\text{Έως: } R_d = \theta_y = 0,0072288 \text{ rad}$$

«Προστασία Ζωής»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = 0,5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0,5 * (0,0072288 + 0,0250675) / 1,8 = 0,0089712 \text{ rad}$$

«Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0,0250675 / 1,8 = 0,013926 \text{ rad}$$

5.2.3.3 Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = \frac{h-x}{L_s} \min \{ N; 0,55 A_c f_c \} + (1 - 0,05 \min \{ 5; \mu_\theta^{pl} \}) [0,16 \max \{ 0,5; 100 \rho_{tot} \} (1 - 0,16 \min \{ 5; a_s \}) * A_c * f_c + V_w]$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$$

$$\mu_\theta^{pl} = \frac{\theta_{um}}{\theta_y} - 1 = \frac{0,0250675}{0,0072288} - 1 = 2,4677$$

$$x = 2 * (d - z) = 2 * (0,44 - 0,38) = 0,12m$$

$$\rho_{tot} = \frac{\Sigma A_s}{A_c} = \frac{0,0025144}{0,5 * 0,5} = 0,01005$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} = 0,001745 * 0,9 * 0,44 * 454,545 = 314,10KN$$

Μετά την αντικατάσταση προκύπτουν:

$$V_R = \frac{0,5 - 0,12}{0,99} \min \{ 205,591; 0,55 * 0,5^2 * 25455 \} + (1 - 0,05 \min \{ 5; 2,4677 \}) *$$

$$[0,16 \max \{ 0,5; 100 * 0,01005 \} (1 - 0,16 \min \{ 5; 0,5025 \}) * 0,5^2 * 25455 + 314,10] = 157,90KN > V_{mu}$$

και άρα το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

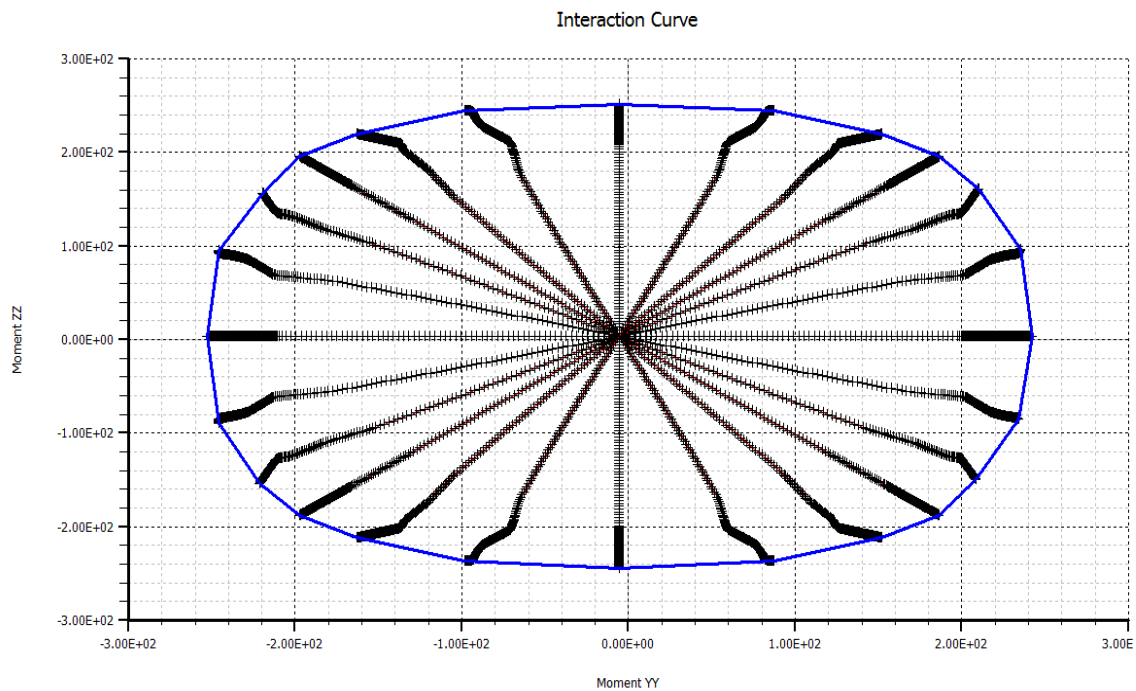
Διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Εισάγεται στο πρόγραμμα My BiAxial το περίγραμμα της διατομής και καθορίζονται τα χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών της (σκυρόδεμα, χάλυβας). Ο υπολογισμός γίνεται για σταθερή αξονική δύναμη (Target Axial Load) και το διάγραμμα χαράσσεται με σταθερό βήμα (Angle Step - degrees).

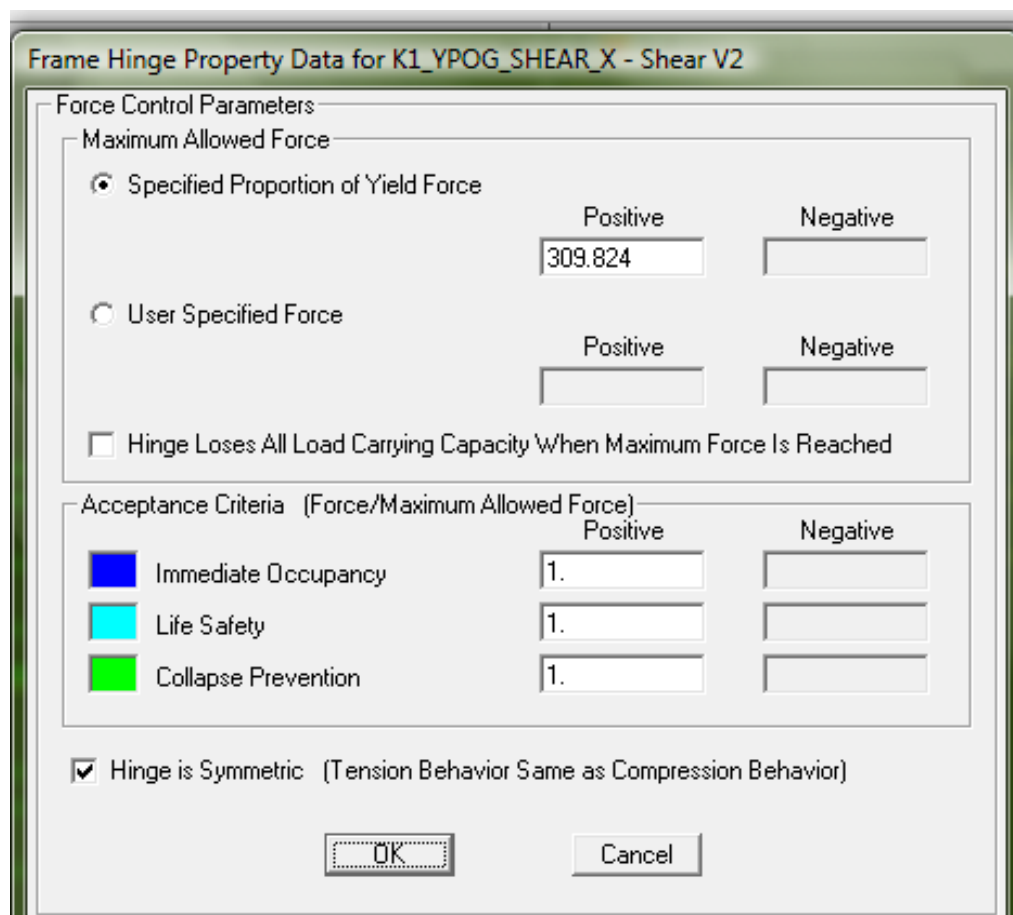
Ακολούθως, και αφού έχουν υπολογιστεί όλα απαιτούμενα για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων, τα εισάγουμε στα αντίστοιχα στοιχεία.

Έχοντας υπόψη την τριγωνική μορφή του διαγράμματος ροπών στα υποστυλώματα, καθορίζουμε μία πλαστική άρθρωση ίδιων χαρακτηριστικών στο κάθε άκρο του κάθε μέλους. Τονίζεται ότι στην πραγματικότητα, και αφού η τιμή της αξονικής στη

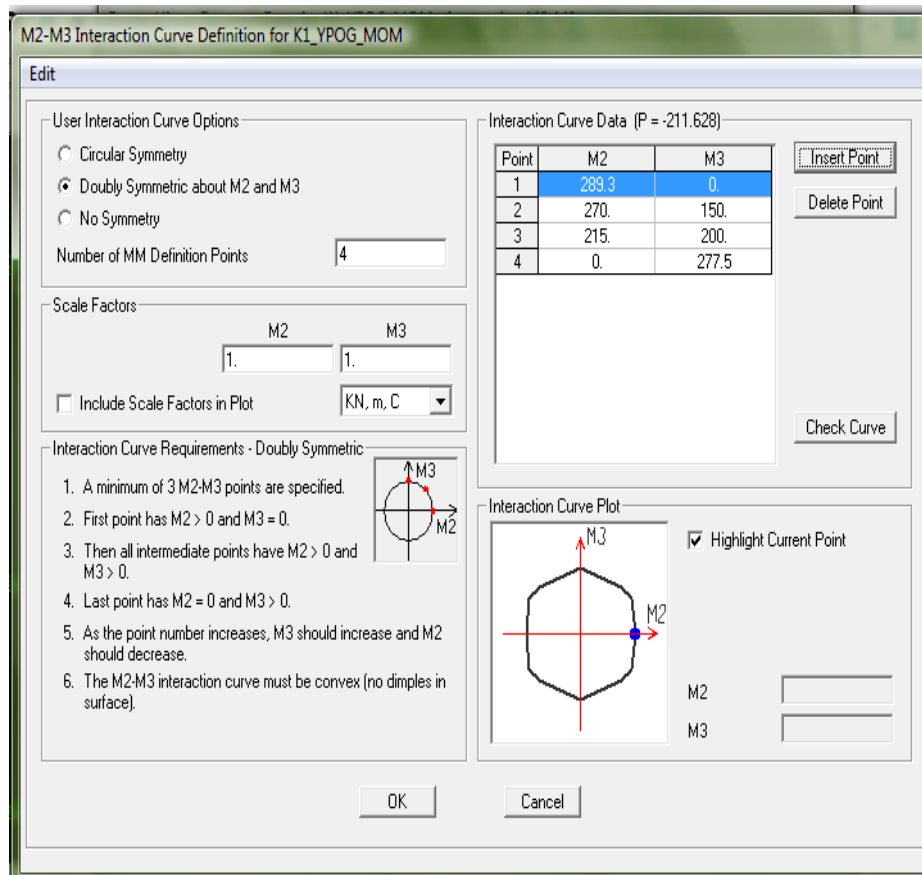
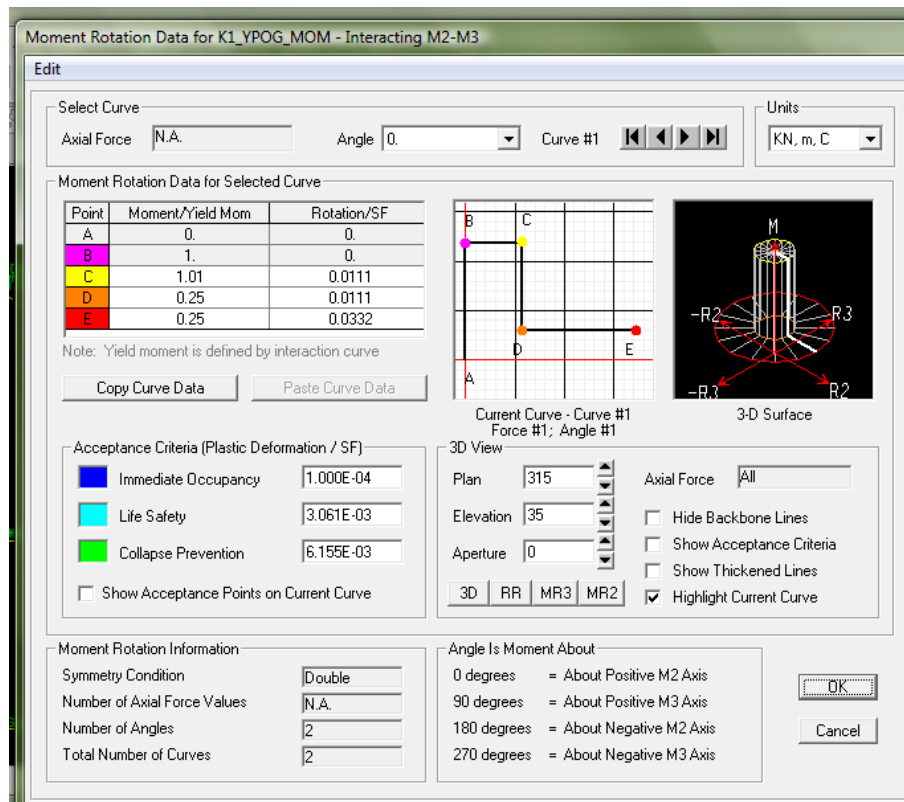
κορυφή και στη βάση του υποστυλώματος μεταβάλλεται, η πλαστικές αρθρώσεις θα έπρεπε να ήταν ανόμοιες μεταξύ τους. Παρόλα αυτά, η μεταβολή αυτή δε λαμβάνεται υπόψη και χρησιμοποιείται η μέση τιμή της αξονικής στην κορυφή και στη βάση.



Σχήμα 5.2 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υποστυλώματος K1 (My BiAxial)



Εικόνα 5.3 Πλαστική άρθρωση διάτμησης υποστυλώματος K1



Εικόνα 5.4 Προσδιορισμός πλαστικής άρθρωσης ροπής υποστυλώματος K1

5.2.4 Τοιχοπληρώσεις

Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιάζονται, όπως προβλέπεται στις διατάξεις της §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Θα παρουσιαστεί αναλυτικά ο υπολογισμός της αντοχής ενός τοιχοπληρωμένου φαντώματος στη στάθμη του ισογείου, μετά την ανακατασκευή. Σύμφωνα με τον κανονισμό οι τοιχοποιίες πλήρωσης μπορούν να προσομοιωθούν ως θλιβόμενες διαγώνιοι ή διατμητικά φαντώματα.

Χαρακτηριστικά Τοιχοποιίας

Γεωμετρία

$$l_n = 6,25m$$

$$h_n = 1,97m$$

$$\text{Μήκος διαγωνίου: } L = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{6,25^2 + 1,97^2} = 6,553m$$

$$t = 0,30m \text{ (Ενιαία)}$$

Υλικά

Θλιπτική αντοχή τοιχοσωμάτων: $f_{bc} = 10MPa$

Θλιπτική αντοχή κονιάματος: $f_{mc} = 5MPa$

Πάχος οριζόντιων αρμών: $t_{αρμ.} = 3mm$

Συντελεστής $K = 0,45$ (EC6, Πίνακας 3.3, §3.6.1.2)

Χαρακτηριστική αντοχή τοιχοποιίας (EC6, Εξ. 3.2, §3.6.1.2):

$$f_{wc,k} = K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3} = 0,45 * 10^{0,7} * 5^{0,3} = 3,655MPa$$

Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας:

$$\bar{f}_{wc,s} = 1,25 K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ, §7.4.1(ζ), [Σ18])}$$

$$\bar{f}_{wc,s} = 1,25 * 3,655 = 4,5689MPa$$

Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας

$$E_w \approx 1000 \bar{f}_{wc,s} = 4568,91MPa$$

5.2.4.1 Προσομοίωση θλιβόμενης διαγωνίου

$$\text{Γωνία θλιβόμενης διαγωνίου: } a = \arctan\left(\frac{h}{l}\right) = \arctan\left(\frac{1,97}{6,25}\right) = 17,495^\circ$$

Πλάτος θλιβόμενης διαγωνίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ, §7.2.4.1, [Σ.15]):

$$b \approx 0,15L = 0,15 * 6,553 = 0,983m$$

Ενεργό πλάτος τοιχοποιίας : Αφού πρόκειται για ενιαία τοιχοποιία, $t_{eff} = t = 0,30m$

$$\text{Συντελεστής: } \lambda' = \frac{\sqrt{l * h}}{t_{eff}} = \frac{\sqrt{6,25 * 1,97}}{0,30} = 11,696$$

Λυγηρότητα: $\lambda = \frac{h}{t} = 6,566 < 15 \rightarrow$ Μειωτικός συντελεστής $\phi = 1,00$ (Δεν απομειώνεται η αντοχή)

Μέγιστη Θλιπτική Δύναμη Τοιχοποιίας:

$$N = t_{eff} * b * \bar{f}_{wc,s} = 0,30m * 0,983m * 4569KN / m^2 = 1347,398KN$$

Αξονική Δυσκαμψία:

$$K = \frac{E * b * t_{eff}}{l} = \frac{45689200 \frac{KN}{m^2} * 0,983m * 0,3m}{6,25m} = 2056118,58KN / m$$

5.2.4.2 Προσομοίωση διατμητικού φατνώματος

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ [7-36], αναφέρει ότι για να ικανοποιείται το συμβιβαστό των δυνάμεων και παραμορφώσεων, πρέπει κατά τη ρηγμάτωση να ισχύει $\frac{f_{wv}}{f_{wc,s}} = 0,15$.

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{wv} = 0,15 f_{wc,s} = 0,15 * 4,569 = 0,68535MPa$

Μέγιστη τέμνουσα αντοχής τοιχοποιίας (ΚΑΝ.ΕΠΕ, [7-36]):

$$V_{max} = f_{wv} * l * t_{eff} = N * \cos\alpha = 1285,01KN$$

Μέτρο διάτμησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ, [Σ.16α]):

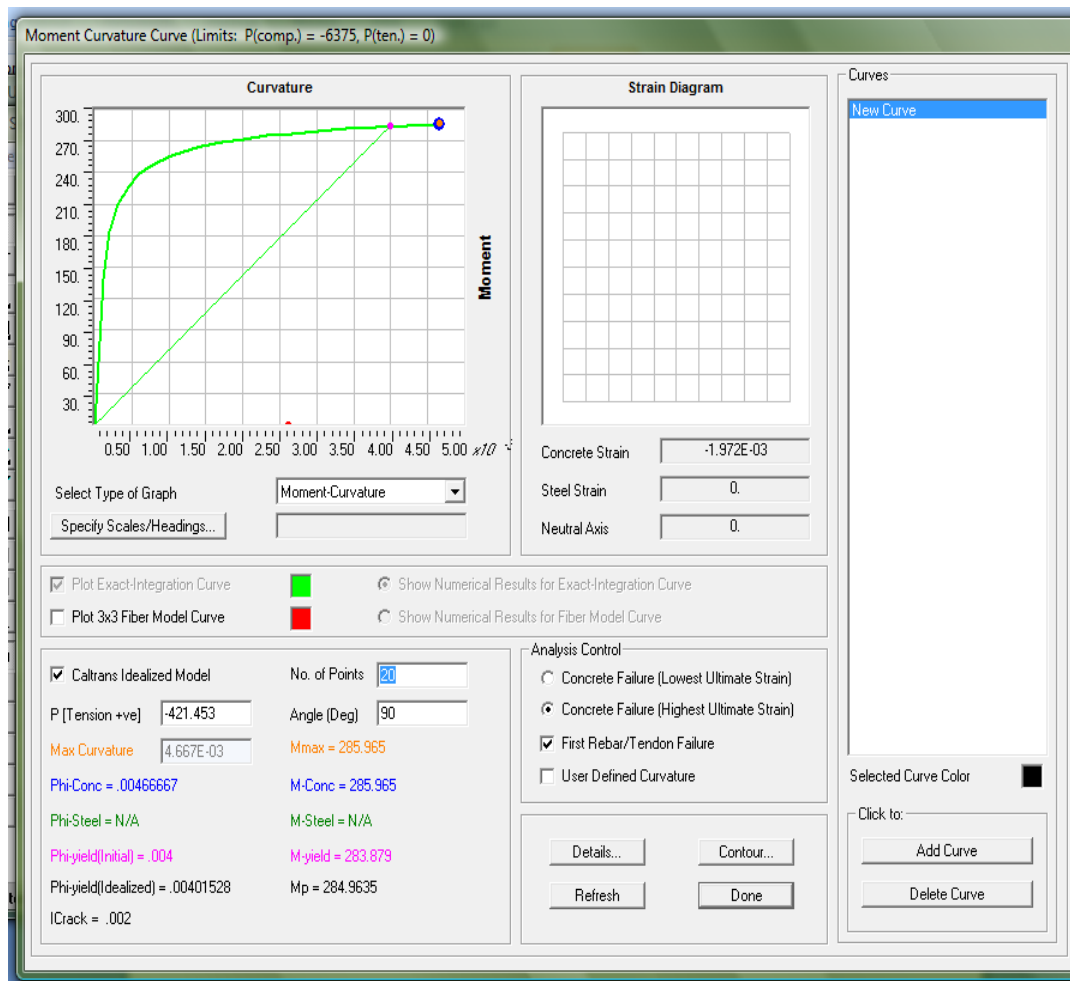
$$G = 0,15E \left(\frac{h * l}{L^2} \right) = 0,15E * \sin\alpha * \cos\alpha = 0,15 * 4569,92 * \sin(17,495^\circ) * \cos(17,495^\circ) = 196,498MPa$$

Οι τοιχοπληρώσεις του ισογείου, κατασκευάστηκαν με μικρά ανοίγματα σε επιλεγμένες θέσεις, έτσι ώστε η επιρροή τους στην αντοχή της τοιχοποιίας να αμελείται. Η προσομοίωση, έγινε με τη μέθοδο των θλιβόμενων διαγωνίων με αρθρώσεις στα άκρα τους. Η διατομή θεωρείται ότι πλαστικοποιείται όταν η αξονική δύναμη των διαγωνίων, φτάσει τη μέγιστη τιμή της, όπως έχει υπολογιστεί πιο πάνω.

5.2.5 Τοιχώματα

Τα έξι τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος, οπλίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του EC-8, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν την σεισμική δύναμη σχεδιασμού. Ο προσδιορισμός των ανελαστικών χαρακτηριστικών τους, μέσω των σχέσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ, παρουσιάζει κάποιες δυσκολίες. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιούνται έτοιμες σχέσεις, όπως υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης (Caltrans - Εικ. 5.5).

Οι πλαστικές αρθρώσεις των τοιχίων προσδιορίζονται με τον ίδιο τρόπο όπως περιγράφηκε για τα υποστυλώματα. Χρειάζονται δηλαδή, εκτός των χαρακτηριστικών αστοχίας και διαρροής και ένα διάγραμμα αλληλεπίδρασης που να περιγράφει τη συμπεριφορά τους κατά τις δύο διευθύνσεις.



Εικόνα 5.5 Ανελαστικά χαρακτηριστικά τοιχωμάτων (Caltrans)

5.3 Ανάλυση ενισχυμένου κτηρίου

5.3.1 Γενικά

Μετά την προσομοίωση των ανελαστικών χαρακτηριστικών και την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στο μοντέλο, επαναλαμβάνονται όλες οι αναλύσεις όπως αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 4 ώστε να διακριβωθεί η απόκριση του ενισχυμένου φορέα.

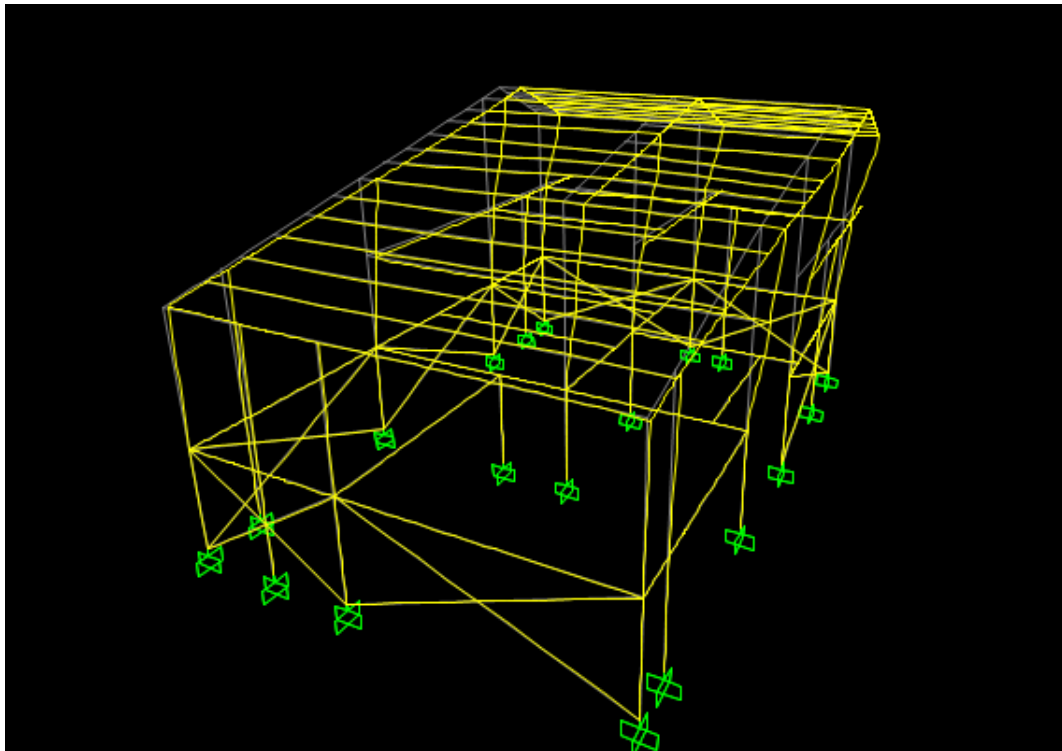
Η υπολογισμοί γίνονται για τη σεισμική δράση σχεδιασμού του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 και του Ευρωκώδικα 8. Μέσα από τα αποτελέσματα, και λαμβάνοντας υπόψη τις απαιτήσεις του ιδιοκτήτη θα ληφθούν οι αποφάσεις για τις ενέργειες ενίσχυσης που θα γίνουν.

5.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση

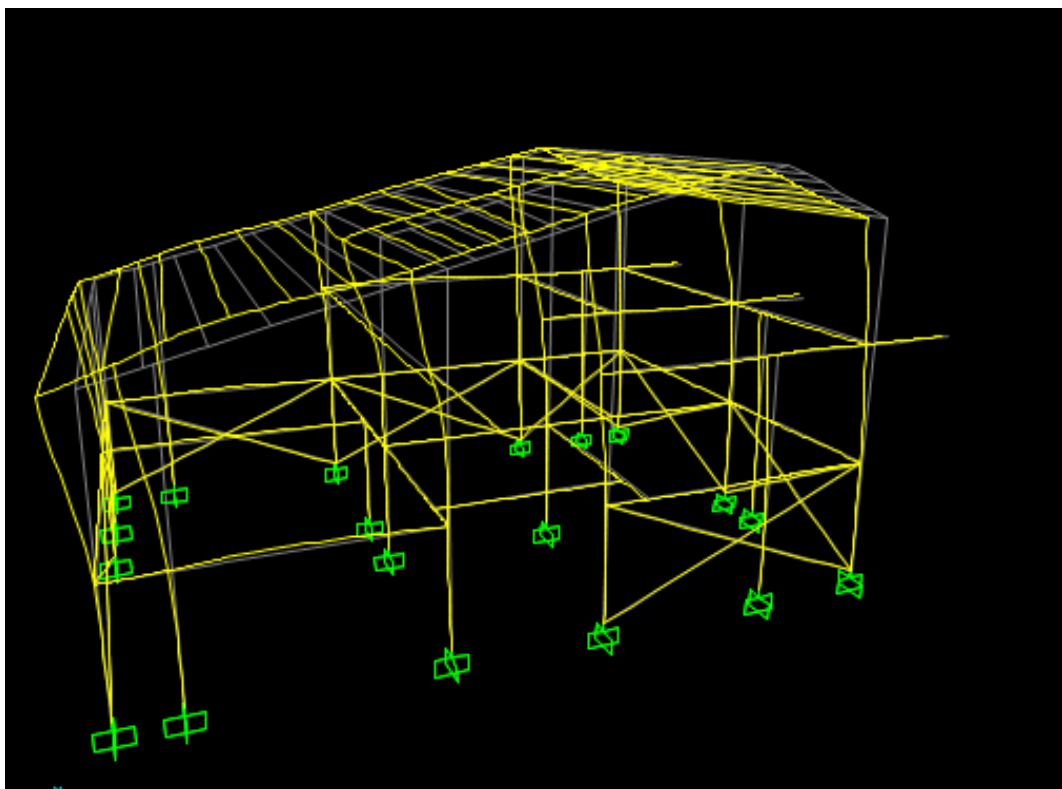
Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του υφιστάμενου φορέα (Πιν. 5.6), είναι εμφανές, ότι οι ενισχύσεις έχουν αυξήσει σημαντικά τη δυσκαμψία του κτηρίου. Η πρώτη ιδιομορφή του φορέα (Εικ. 5.7) είναι μεταφορική κατά y με ποσοστό συμμετοχής 43,63% και ιδιοπερίοδο $T_y=0,299\text{sec}$. Η δεύτερη ιδιομορφή (Εικ. 5.8) είναι μεταφορική κατά x , με ποσοστό συμμετοχής 49,13% και ιδιοπερίοδο $T_x=0,205\text{sec}$.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,298882	0,0000353	0,43626	0,0000353	0,43626	0,33314	0,33314
MODAL	2	0,204561	0,49126	0,00109	0,4913	0,43735	0,08386	0,417
MODAL	3	0,154345	0,01926	0,05548	0,51056	0,49283	0,03079	0,44779
MODAL	4	0,128373	0,00218	0,01134	0,51274	0,50417	0,00881	0,4566
MODAL	5	0,127174	0,01221	0,06262	0,52494	0,56679	0,05239	0,509
MODAL	6	0,120509	0,000005506	0,04258	0,52495	0,60938	0,07698	0,58597
MODAL	7	0,117748	0,00233	0,00027	0,52729	0,60965	0,01031	0,59629
MODAL	8	0,116323	0,05504	0,01559	0,58232	0,62523	0,00192	0,5982
MODAL	9	0,113414	0,00006719	0,00006393	0,58239	0,6253	0,000001	0,5982
MODAL	10	0,112541	0,00127	0,00068	0,58366	0,62598	0,00212	0,60032
MODAL	11	0,107927	0,08625	0,00101	0,66991	0,62699	0,02778	0,6281
MODAL	12	0,096769	0,00251	0,00092	0,67242	0,62791	0,00713	0,63523

Πίνακας 5.6 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα



Εικόνα 5.7 Πρώτη ιδιομορφή ενισχυμένου φορέα, μεταφορική κατά y με ποσοστό συμμετοχής 43,63% και ιδιοπερίοδο $T_y=0,299\text{sec}$



Εικόνα 5.8 Δεύτερη ιδιομορφή ενισχυμένου φορέα, μεταφορική κατά x με ποσοστό συμμετοχής 49,13% και ιδιοπερίοδο $T_x=0,205\text{sec}$

5.3.3 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση

5.3.3.1 Σεισμός σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

Η σεισμική δράση, υπολογίζεται αντίστοιχα με όσα αναφέρονται στην §4.5.2.1 της παρούσας εργασίας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.9:

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.67	0.90	
K2	0.46	0.30	0.83
K3	0.29	0.34	0.34
K4	0.18	0.35	0.97
K5	0.38	0.53	0.77
K6	0.57	0.61	0.55
K7	0.21	0.55	1.37
K8	0.32	0.45	
K9	0.77		
K10	0.35	0.73	
K11	0,17	0.71	0.54
K12	0.25	1.32	0.62
K13	0.26	0.55	0.84

Πίνακας 5.9 Αποτελέσματα προκαταρκτικής ανάλυση για σεισμική δράση κανονισμού 1959

5.3.3.2 Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8

Η σεισμική δράση, υπολογίζεται αντίστοιχα με όσα αναφέρονται στην §4.5.2.2. Οι συντελεστές ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων του ενισχυμένου φορέα, παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.10:

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	1.77	2.90	
K2	0.74	2.50	5.65
K3	1.30	1.00	2.65
K4	0.50	2.12	5.30
K5	0.45	6.70	5.90
K6	0.62	3.60	5.40
K7	0.55	0.56	8.2
K8	0.77	1.85	
K9	0.93		
K10	1.25	2.40	
K11	0.26	2.85	4.90
K12	0.45	3.30	2.25
K13	0.48	1.38	4.7

Πίνακας 5.10 Αποτελέσματα προκαταρκτικής ανάλυση για σεισμική δράση EC8

Οι συντελεστές ανεπάρκειας των κατακόρυφων στοιχείων, έχουν μειωθεί σημαντικά, συγκριτικά με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 4. Για την εξαγωγή ακριβέστερων συμπερασμάτων της απόκρισης του κτηρίου και την πιθανότητα ανάγκης για περαιτέρω ενισχύσεις, διεξάγεται δυναμική ελαστική και στατική ανελαστική αναλύση για τον ενισχυμένο φορέα.

5.3.3 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

5.3.3.1 Σεισμός σχεδιασμού Αντισεισμικού κανονισμού 1959

Η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση λαμβάνεται ίση με $a_g=0,21g$ και ο συντελεστής συμπεριφοράς της ενισχυμένης κατασκευής ίσος με $q=1.5$. Ο συντελεστής συμπεριφοράς του ενισχυμένου κτηρίου μπορεί να λαμβάνεται επαυξημένος, εάν το κτήριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο ($T_x > T_\theta$, $T_y > T_\theta$) και οι συντελεστές ανεπάρκειας που προκύπτουν από την δυναμική φασματική ανάλυση είναι μικρότεροι του 2.5. Στο παράδειγμα αυτό, ο συντελεστής ανεπάρκειας διατηρήθηκε σταθερός $q=1.5$ κατά την ανάλυση του ενισχυμένου κτηρίου, υπέρ της ασφάλειας των υπολογισμών.

Οι συντελεστές ανεπάρκειας των κατακόρυφων στοιχείων για το σεισμό σχεδιασμού της αρχικής μελέτης κατασκευής φαίνονται παρακάτω (Πιν. 5.11):

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0,4	0,61	
K2	0,39	0,39	0,48
K3	0,48	0,44	0,44
K4	0,14	0,46	0,96
K5	0,39	0,5	0,73
K6	0,56	0,69	0,81
K7	0,22	0,62	1,3
K8	0,28	0,38	
K9	0,74		
K10	0,14	0,29	
K11	0,18	0,8	0,74
K12	0,24	0,83	0,58
K13	0,22	0,52	0,93

Πίνακας 5.11 Συντελεστές καμπτικής ανεπάρκειας υποστυλωμάτων (Κανονισμός 1959)

5.3.4 Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικας 8

Η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση λαμβάνεται ίση με $a_g=0,24g$ και ο συντελεστής συμπεριφοράς της ενισχυμένης κατασκευής ίσος με $q=1.50$.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0,795	1,26	
K2	0,429	0,875	1,9
K3	0,25	0,6	1,167
K4	0,24	0,88	2,16
K5	0,43	1,88	2,36
K6	0,61	1,01	2,25
K7	0,34	1,68	3,69
K8	0,3	0,49	
K9	0,81		
K10	0,51	0,95	
K11	0,22	1,56	1,97
K12	0,28	1,34	1,23
K13	0,42	0,84	2,22

Πίνακας 5.12 Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων (Ευρωκώδικας 8)

5.3.4 Ανελαστική Στατική ανάλυση

5.3.4.1 Γενικά

Αποτελεί ένα από τα σπουδαιότερα εργαλεία ανάλυσης, βοηθώντας τον Μηχανικό στην αντίληψη της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Η ανάλυση όπως αναφέρθηκε και στο Κεφ.3, γίνεται για δύο κατανομές φορτίων (ομοιόμορφη και ιδιομορφική) και για τις δύο διευθύνσεις στο χώρο.

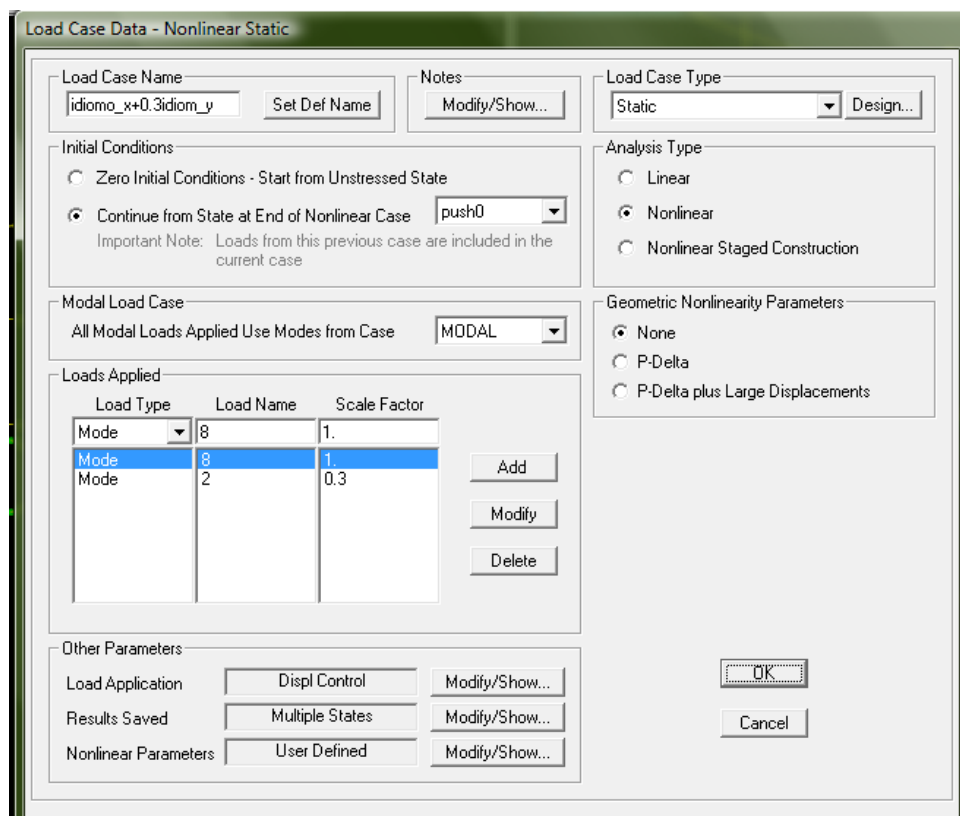
Κατά τη πρώτη ανάλυση, διαπιστώθηκε ότι κάποιες από τις δοκούς του ισογείου, αστοχούσαν πρόωρα λόγω κυρίως των κατακόρυφων φορτίων. Αυτό ενδεχομένως οφείλεται σε λανθασμένη εκτίμηση του σπλισμού των δοκών κατά τη φάση αποτίμησης του υφιστάμενου κτηρίου. Οι βλάβες όμως που έχουν παρατηρηθεί στην κατασκευή, και αποτελούν μια αξιόπιστη ένδειξη της ανελαστικής συμπεριφοράς του, παρουσιάζονται εξ ολοκλήρου σε υποστυλώματα και όχι σε δοκούς. Επιπρόσθετα, οι δοκοί αυτές θα ενισχυθούν με μανδύα σπλισμένου σκυροδέματος λόγω της αναγκαίας σύνδεσης του με τα τοιχεία. Έτσι, έχει αποφασιστεί η ελευθέρωση όλων των δεσμεύσεων στα άκρα των δοκών του φορέα, και πλέον θα θεωρούνται αμφιέριστες.

Η παραδοχή αμφιερίστων δοκών, έχει θετικό και αρνητικό αντίκτυπο στα αποτελέσματα των αναλύσεων και πρέπει να τα έχουμε υπόψη, ώστε να εξάγουμε τα σωστά συμπεράσματα.

5.3.4.2 Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα

Έγιναν 16 αναλύσεις του φορέα, 8 συνδυασμοί με ομοιόμορφης κατανομής φορτίων (Πίν. 5.13) και 8 με ιδιομορφική κατανομή φορτίων.

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH4	8.7249	0.	0.	0.		
DIAPH3	6.03	0.2176	0.	0.		
DIAPH2	5.4	0.3776	0.	0.		
DIAPH1	2.65	0.4048	0.	0.		

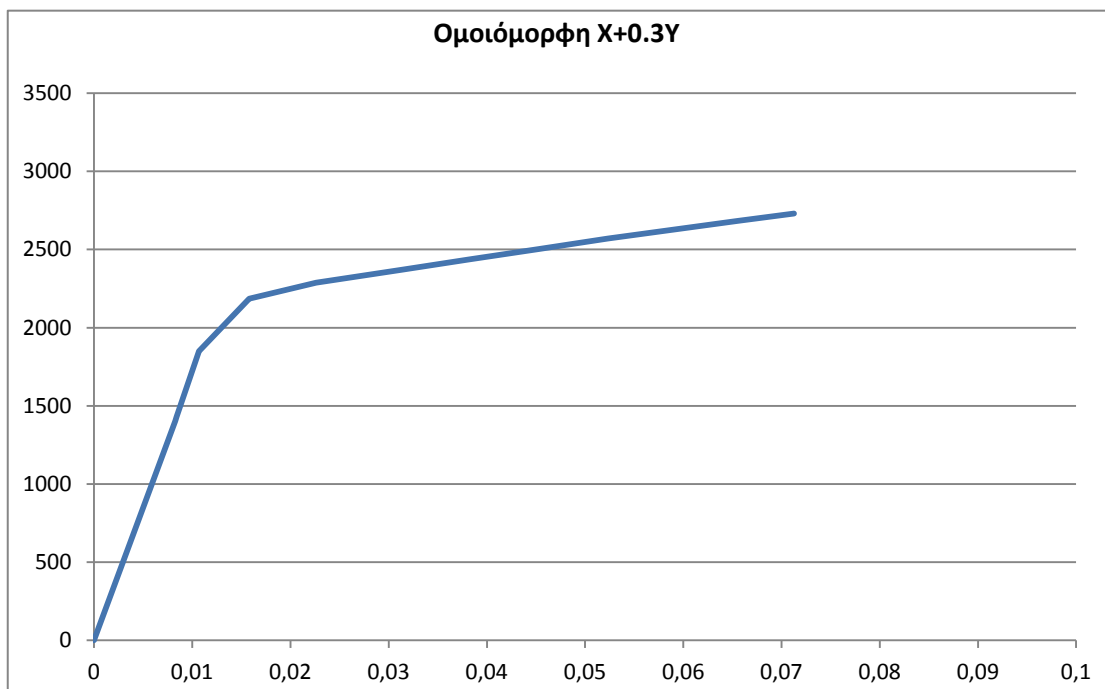
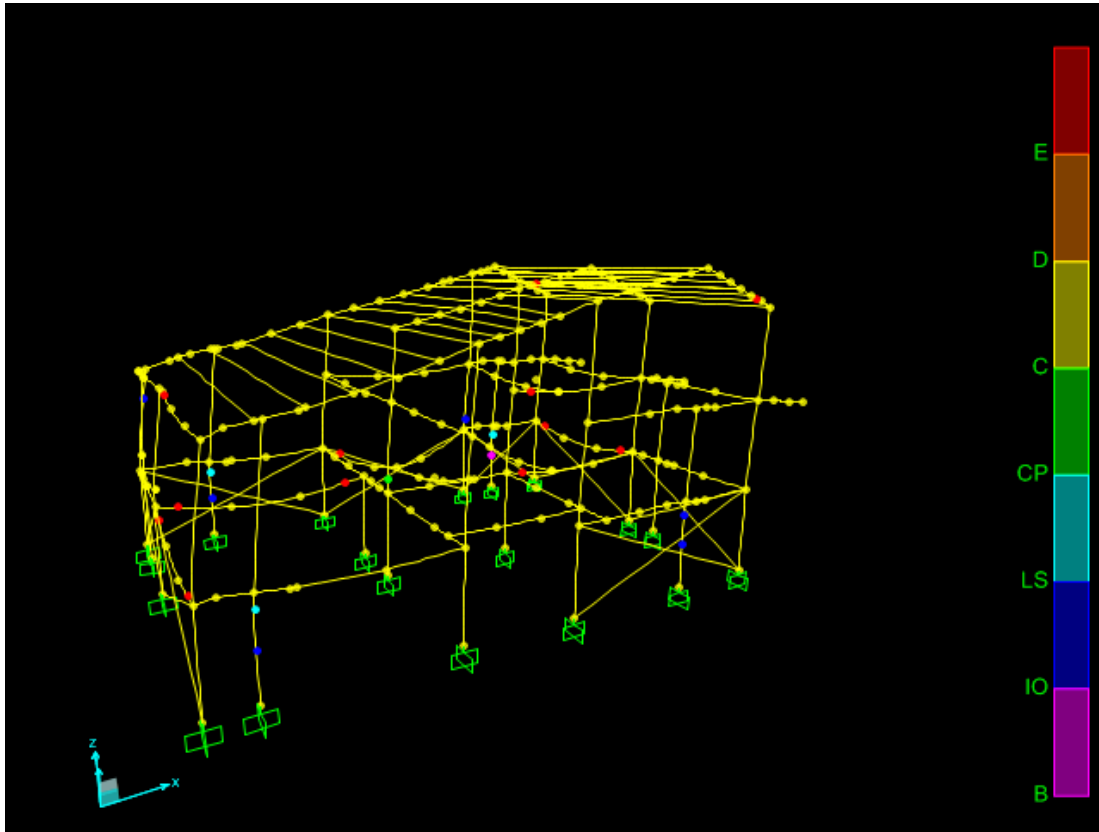


Εικόνα 5.14 Εισαγωγή ιδιομορφικής κατανομής φορτίων (Συνδυασμός Χ+0.3Υ)

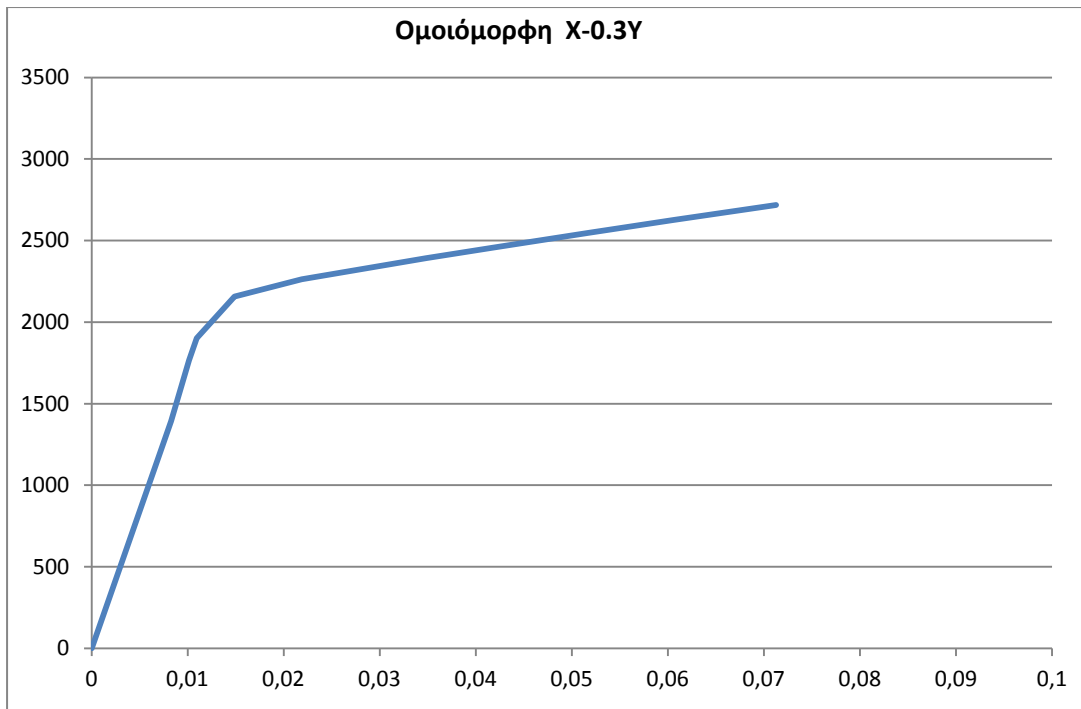
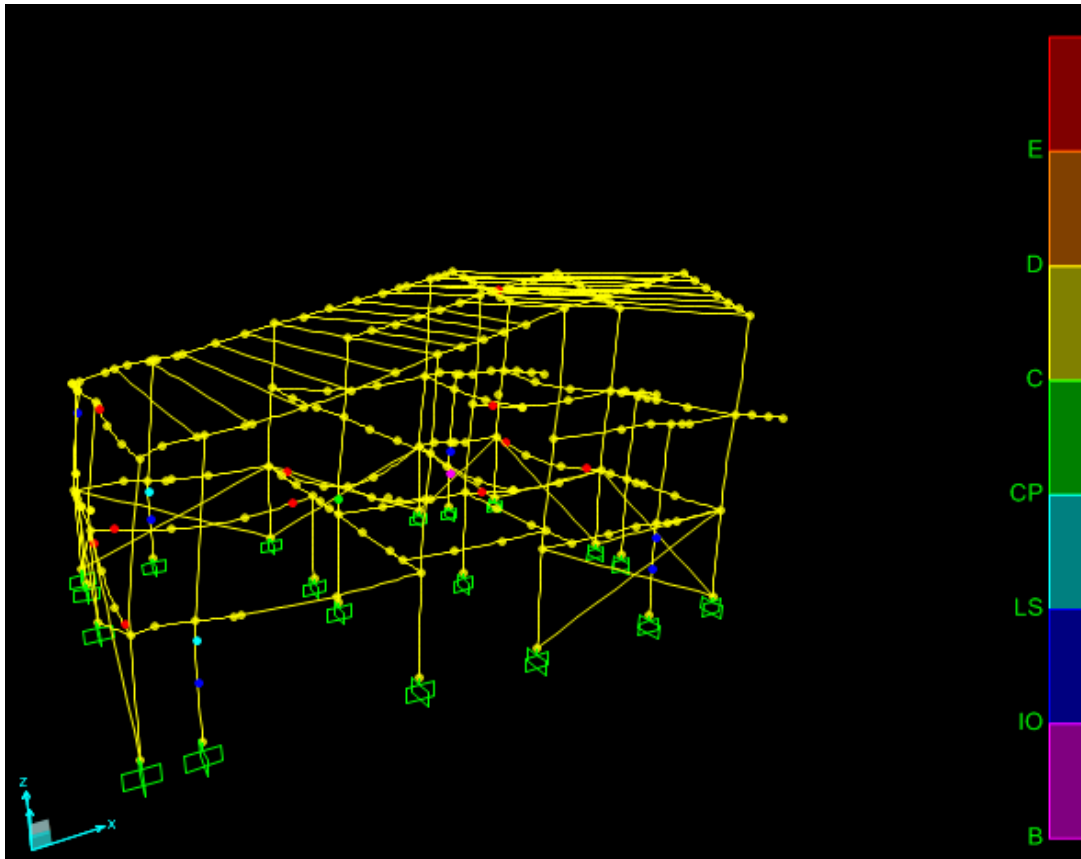
Η ιδιομορφική κατανομή, προσδιορίζει αυτόματα τα πλευρικά φορτία αναλόγως των δεσποζουσών ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνση. Με την θεώρηση αμφιαρθρωτών δοκών οι κύριες ιδιομορφές έχουν διαφοροποιηθεί. Η δεσπόζουσα κατά x είναι η 8^η ιδιομορφή της ανάλυσης, με $T_8=T_x=0,531\text{sec}$ και κατά y η δεύτερη της ανάλυσης με $T_2=T_y=0,609\text{sec}$.

5.3.4.2.1 Ομοιόμορφη κατανομή

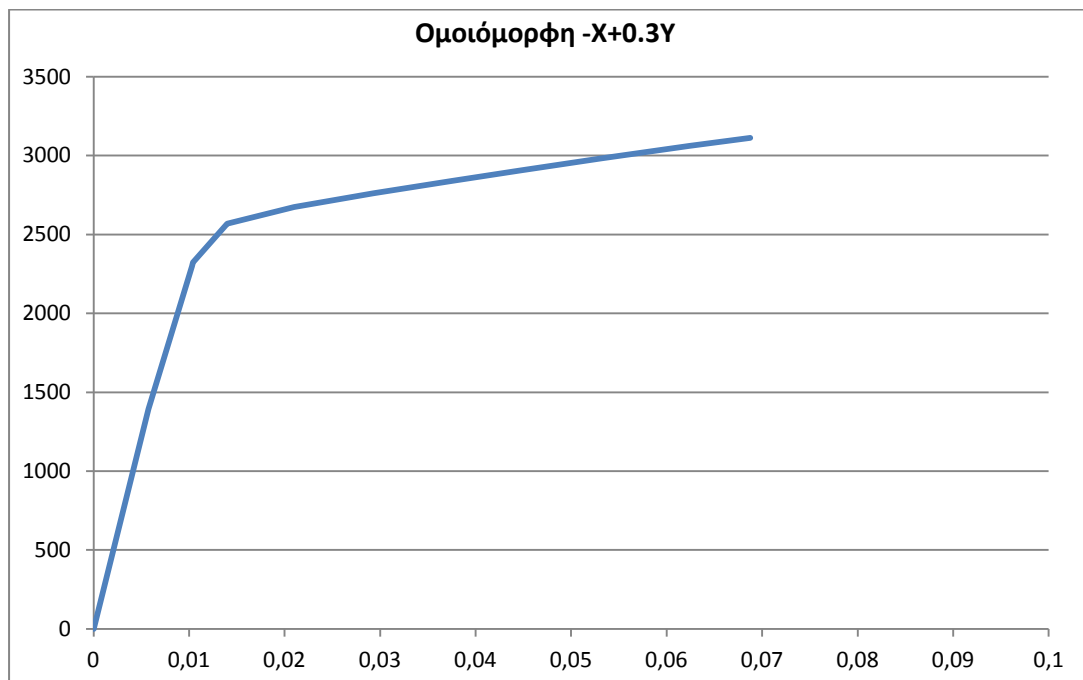
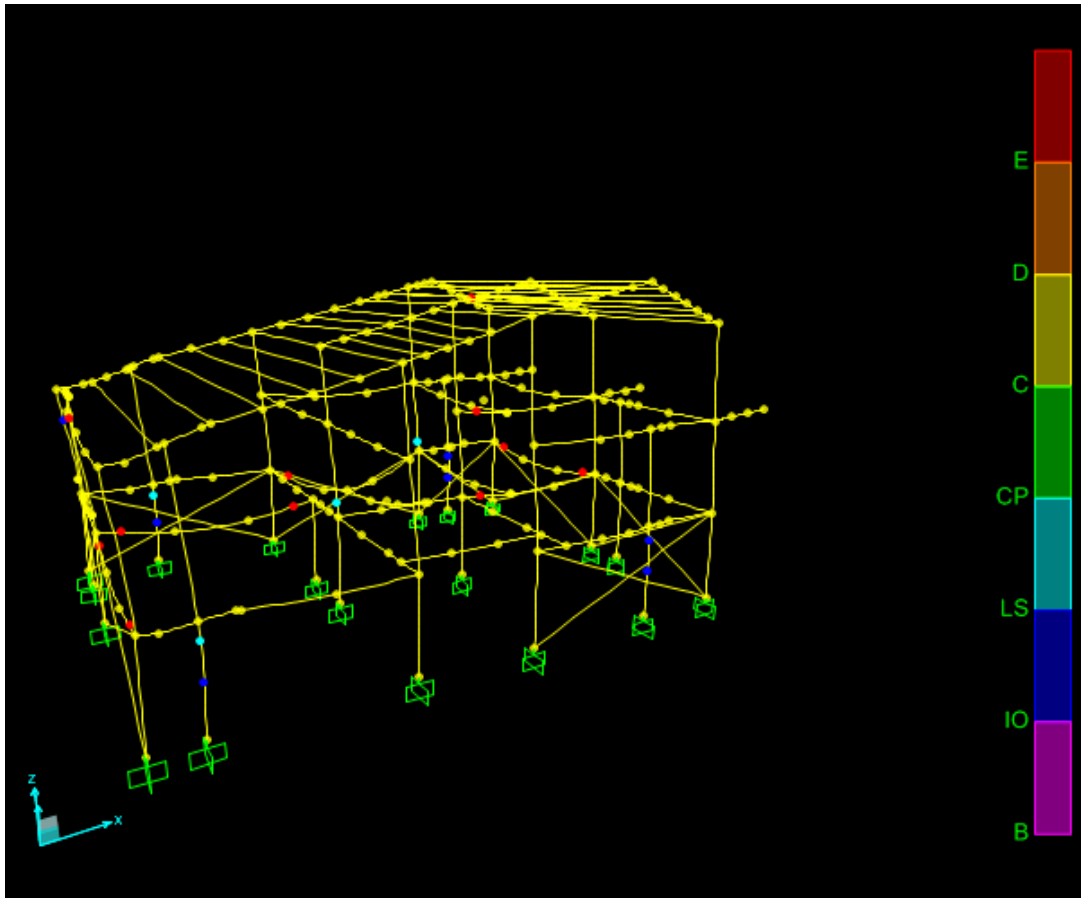
- $\chi+0.3\Upsilon$



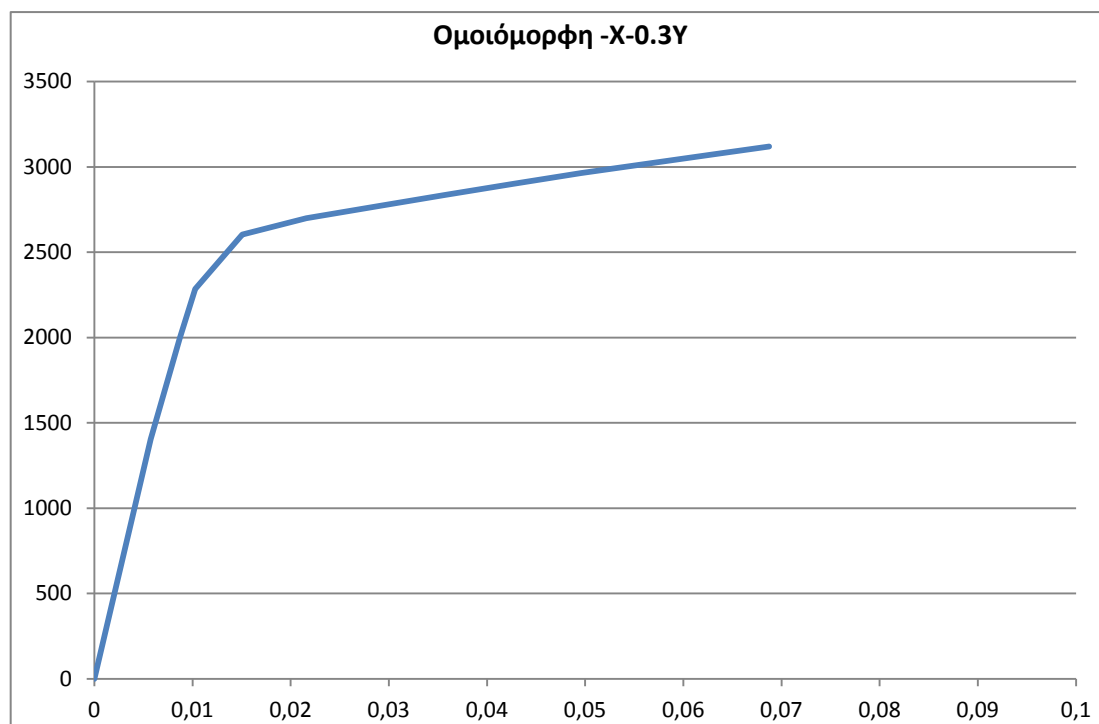
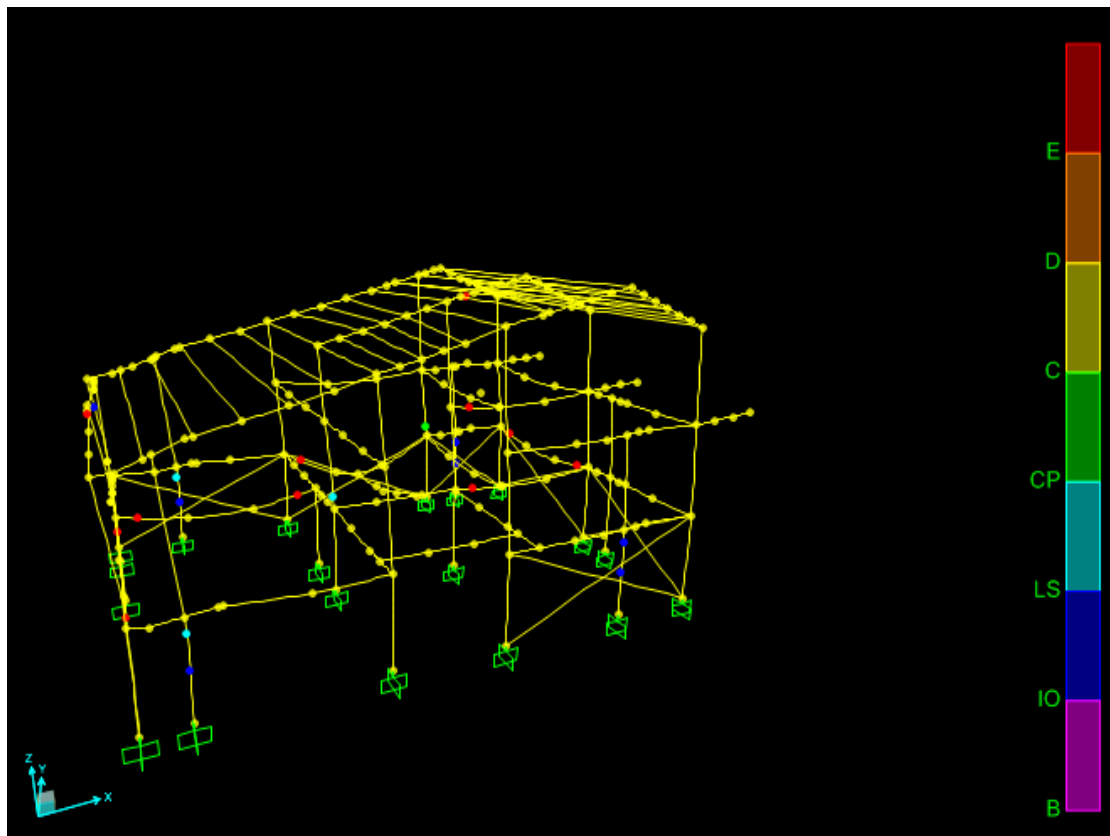
- X-0.3Y



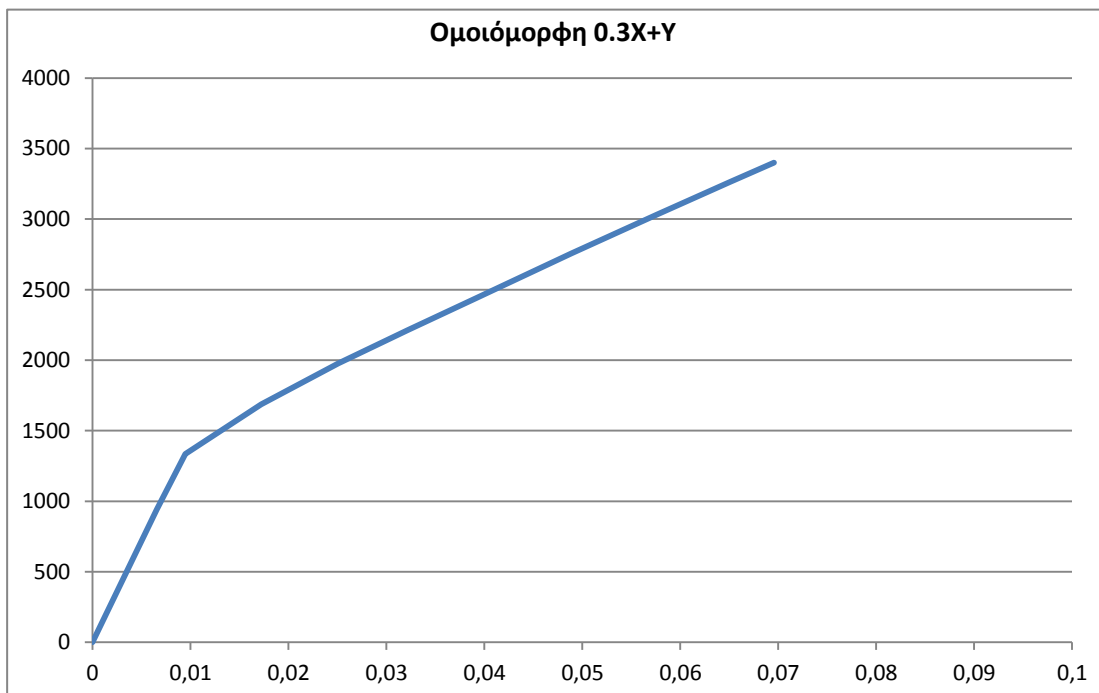
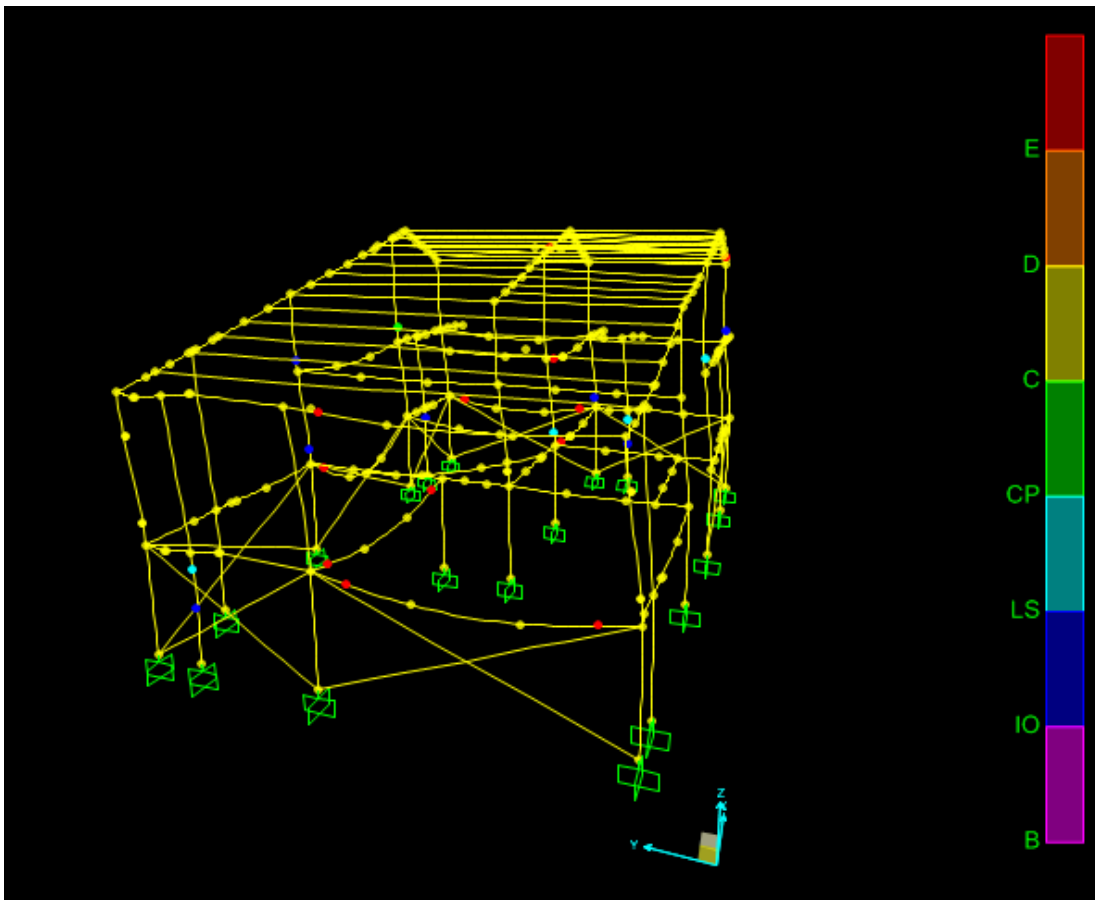
- $-X+0.3Y$



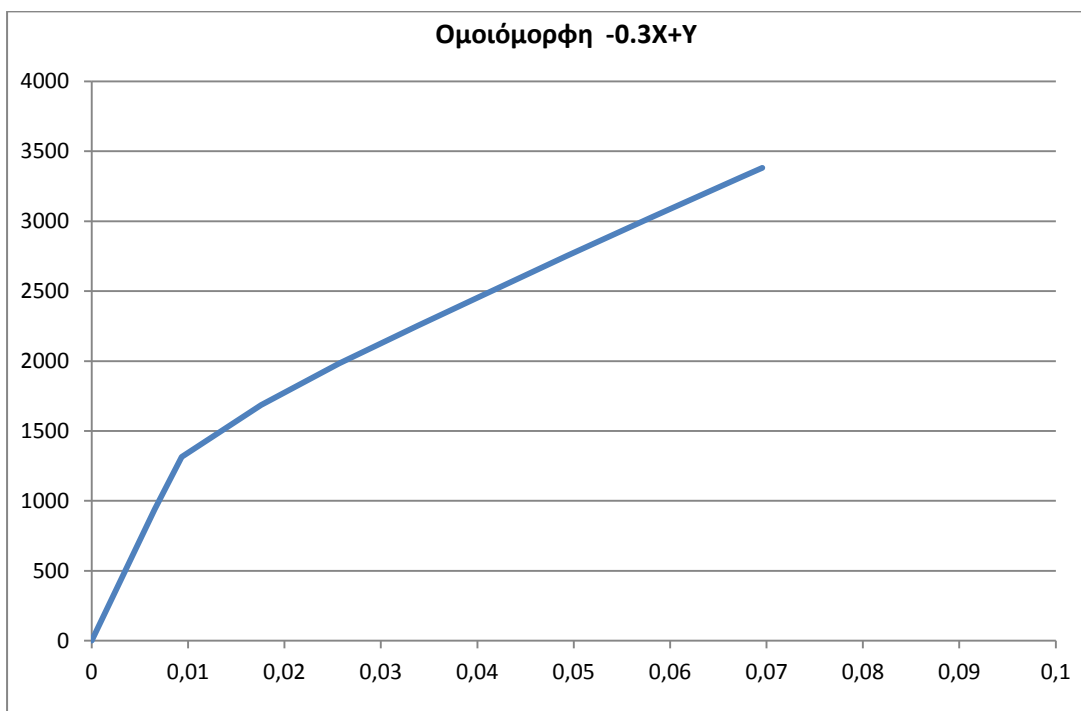
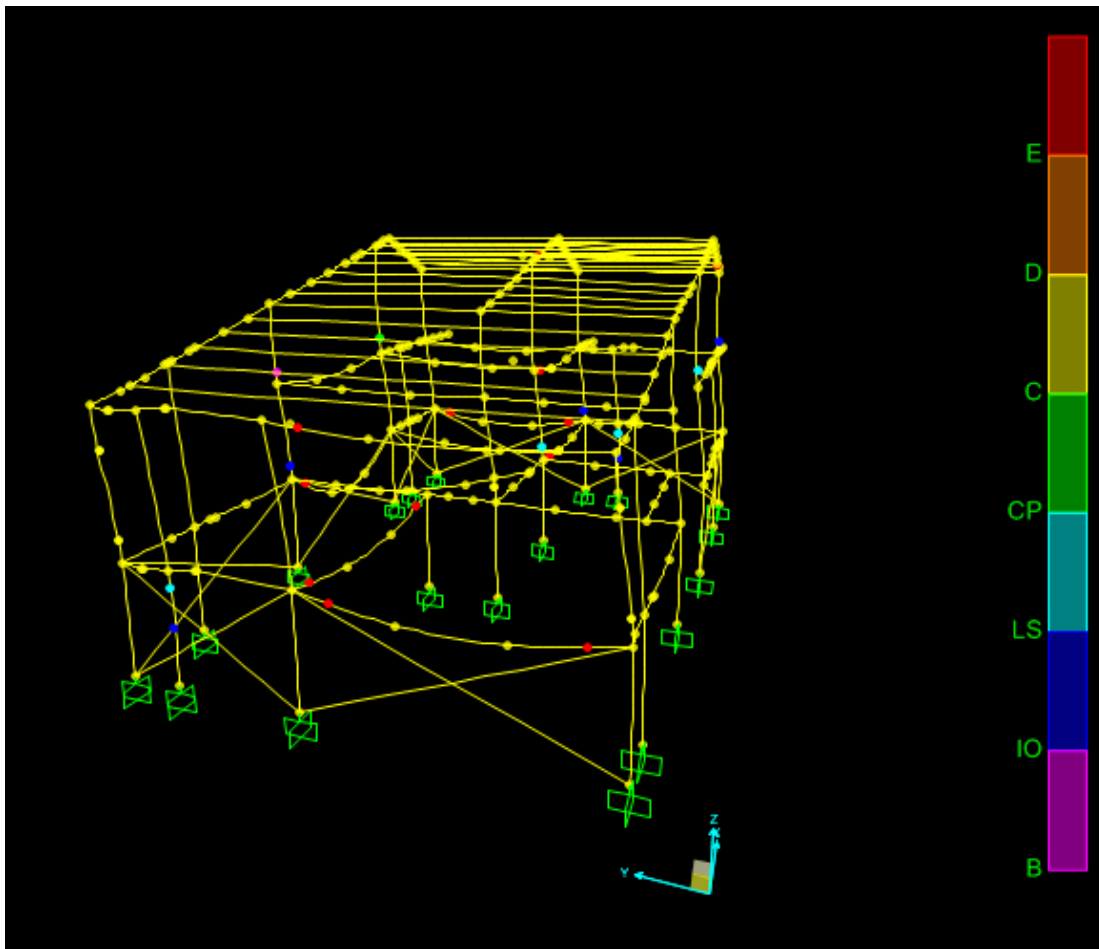
- -X-0.3Y



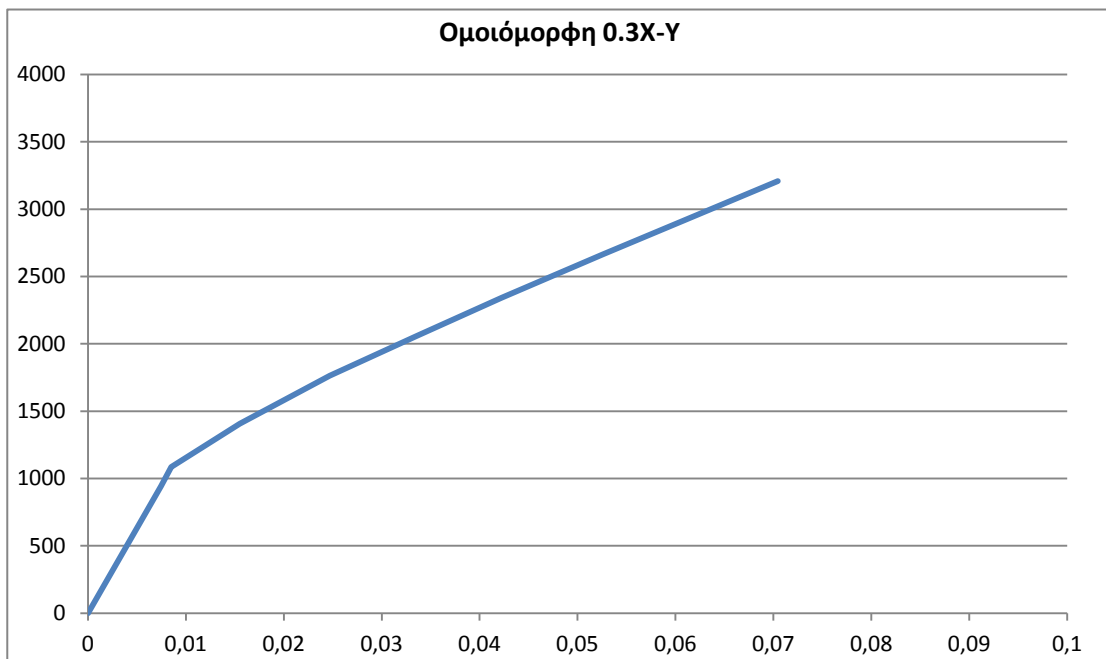
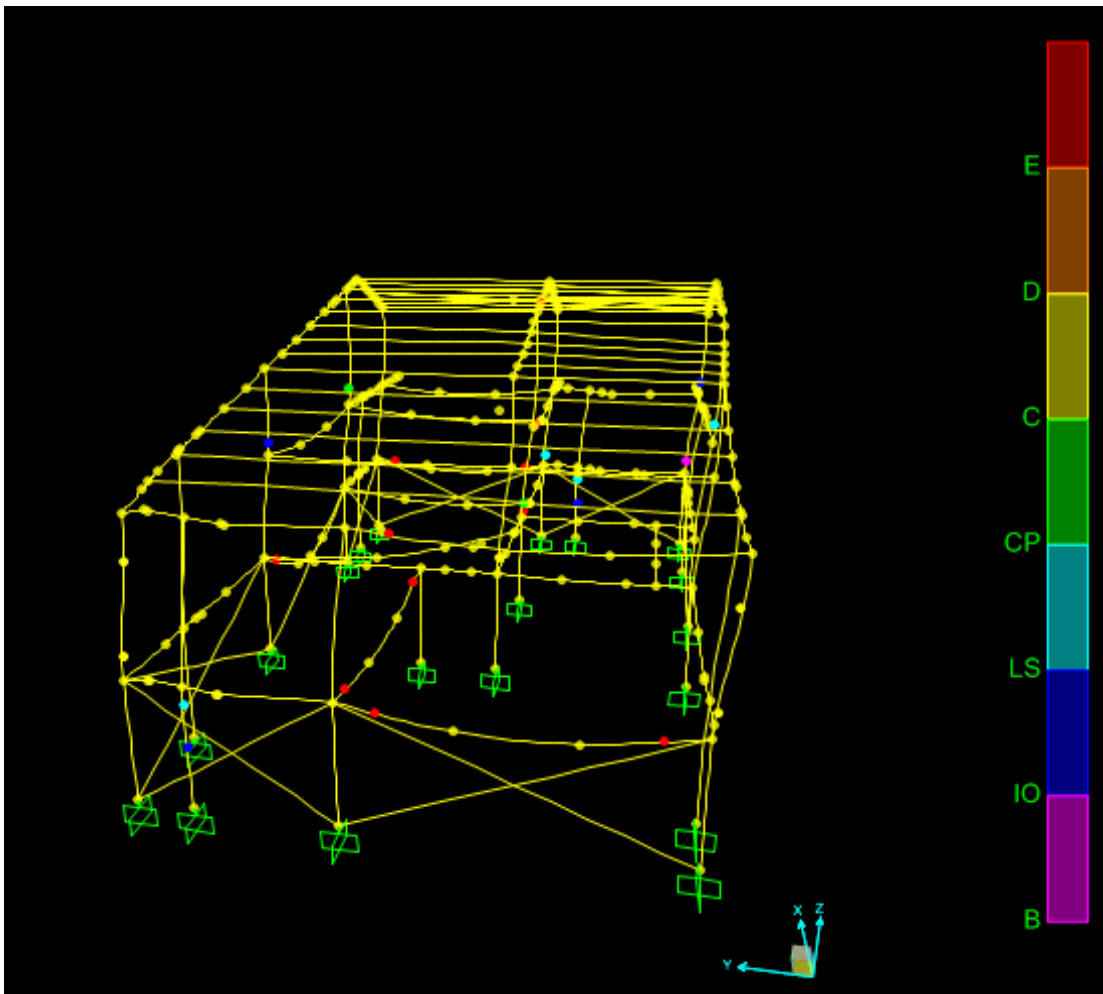
- 0.3X+Y



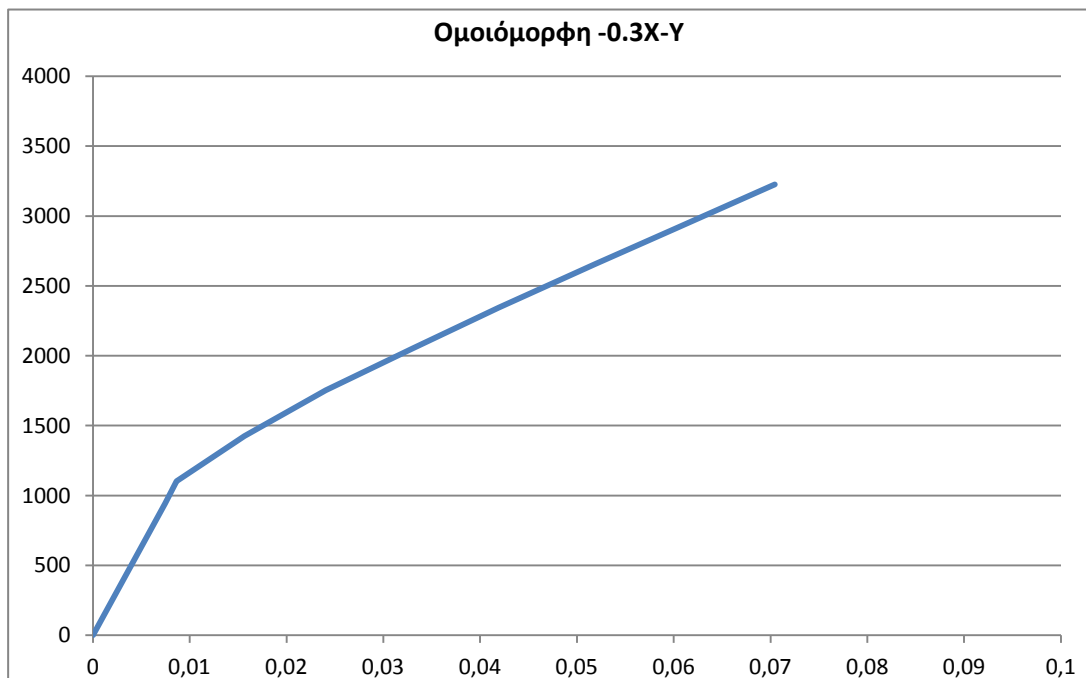
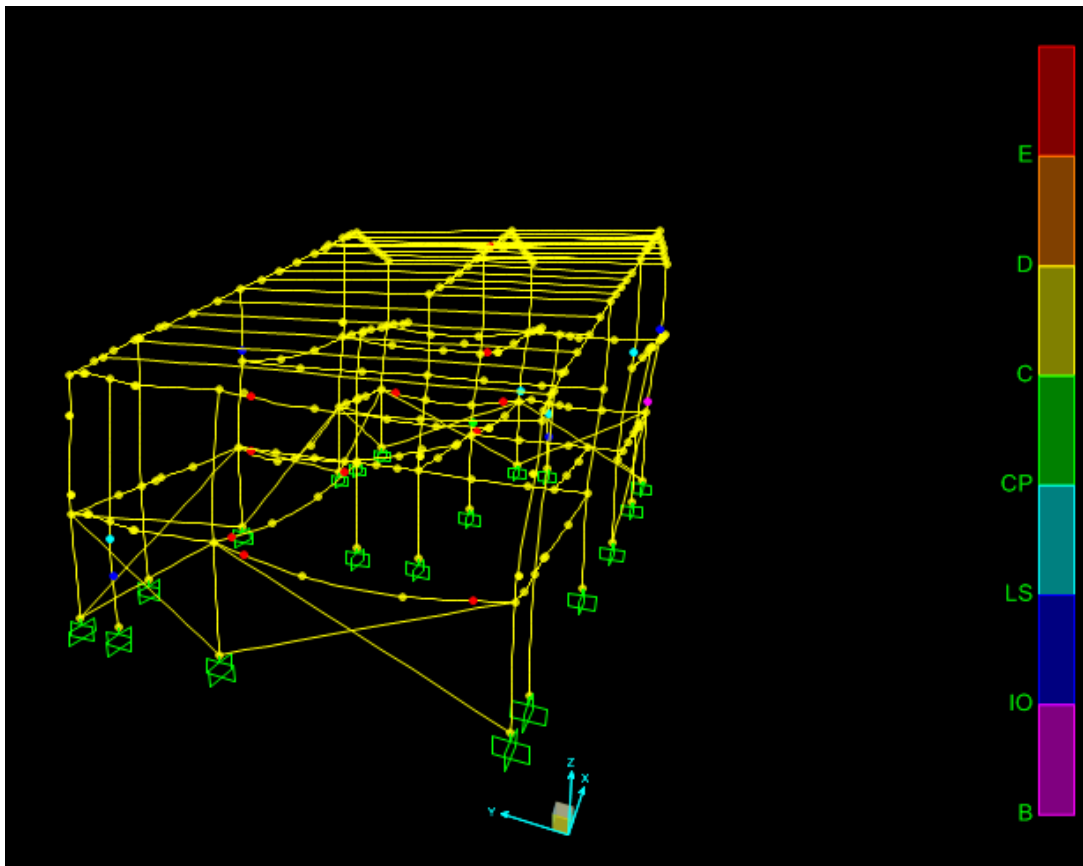
- $-0.3X+Y$



- 0.3X-Y

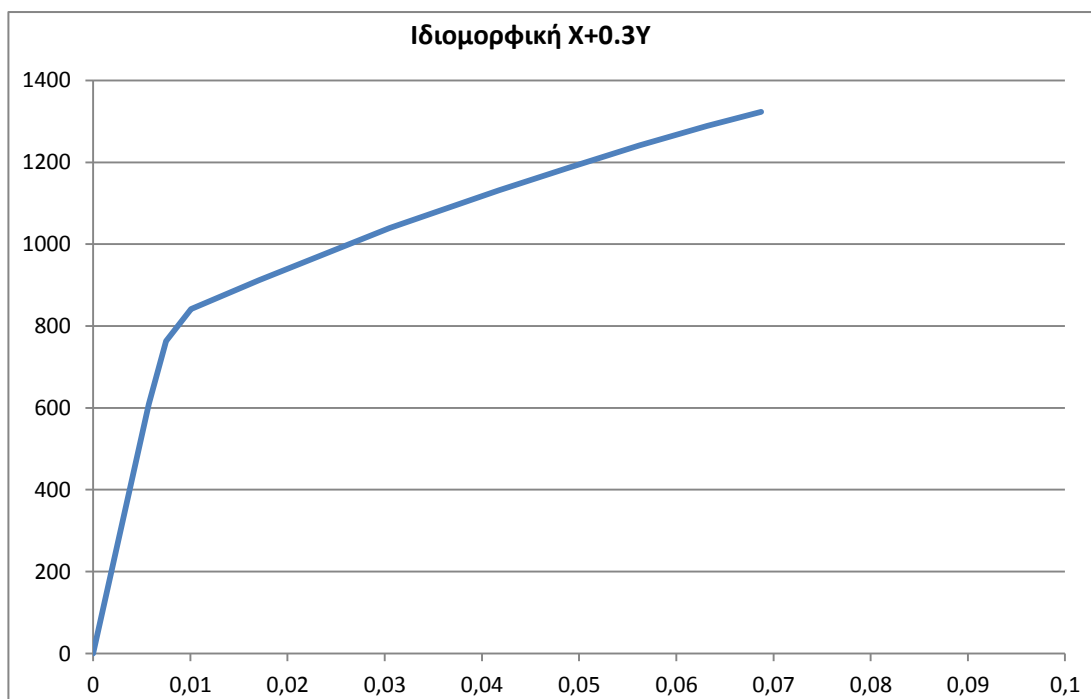
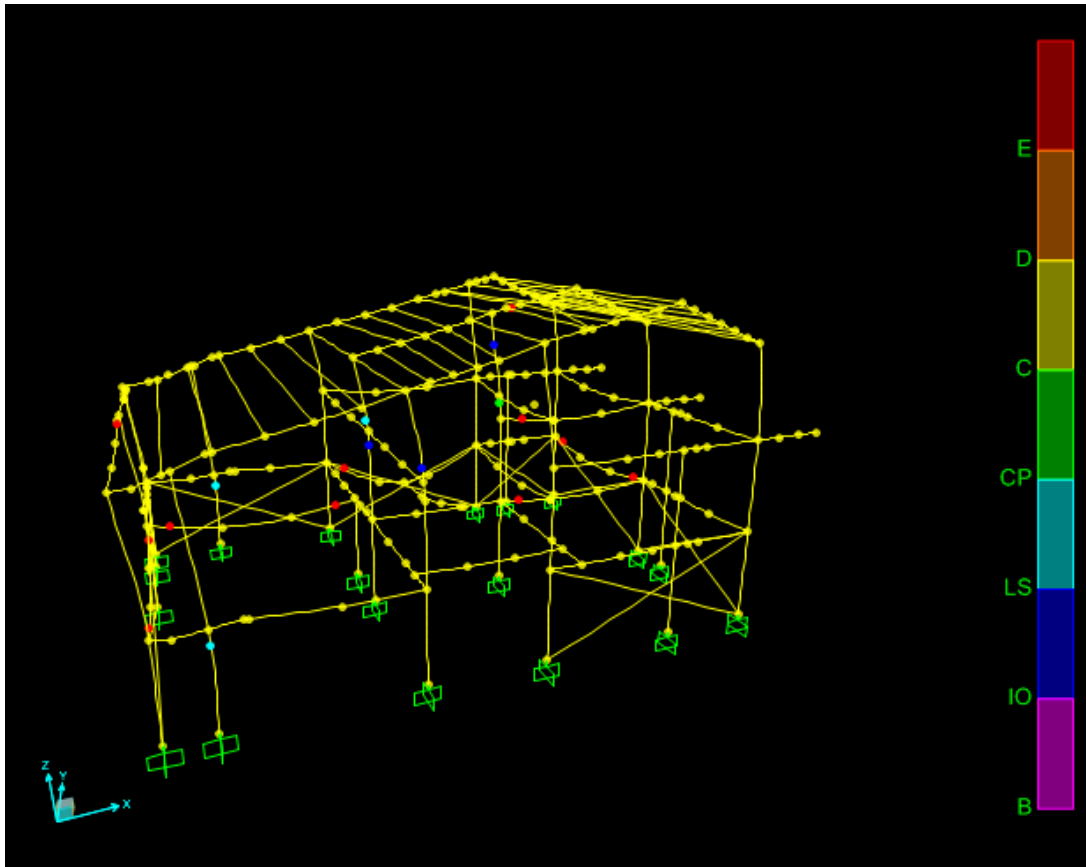


- $-0.3X-Y$

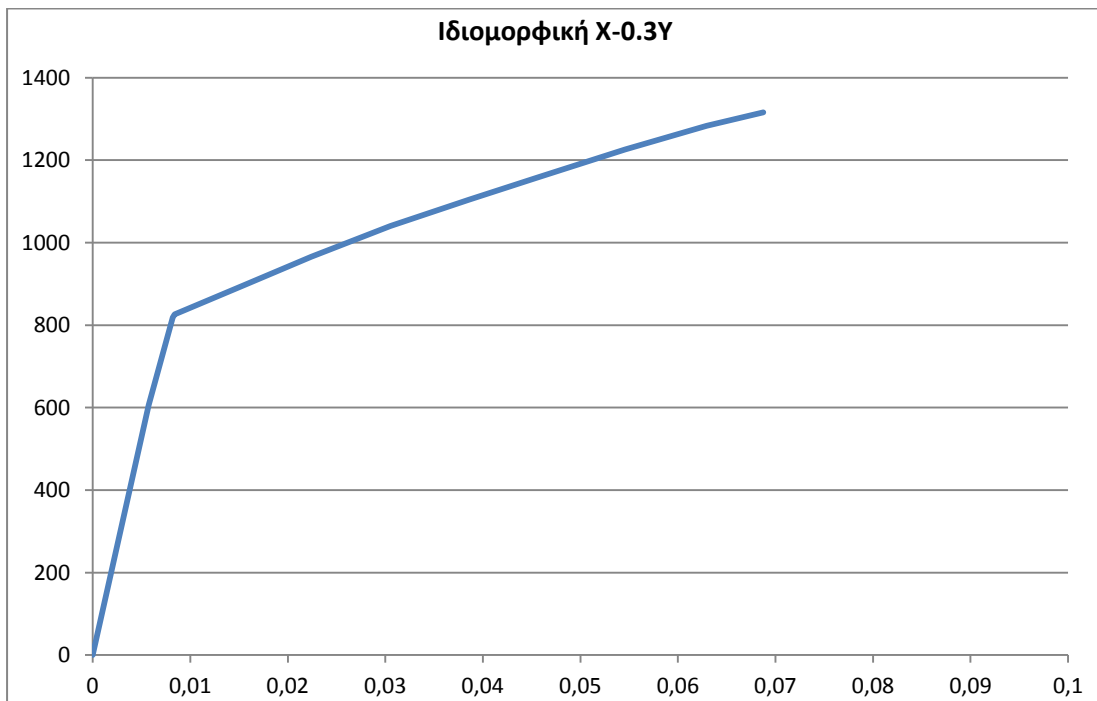
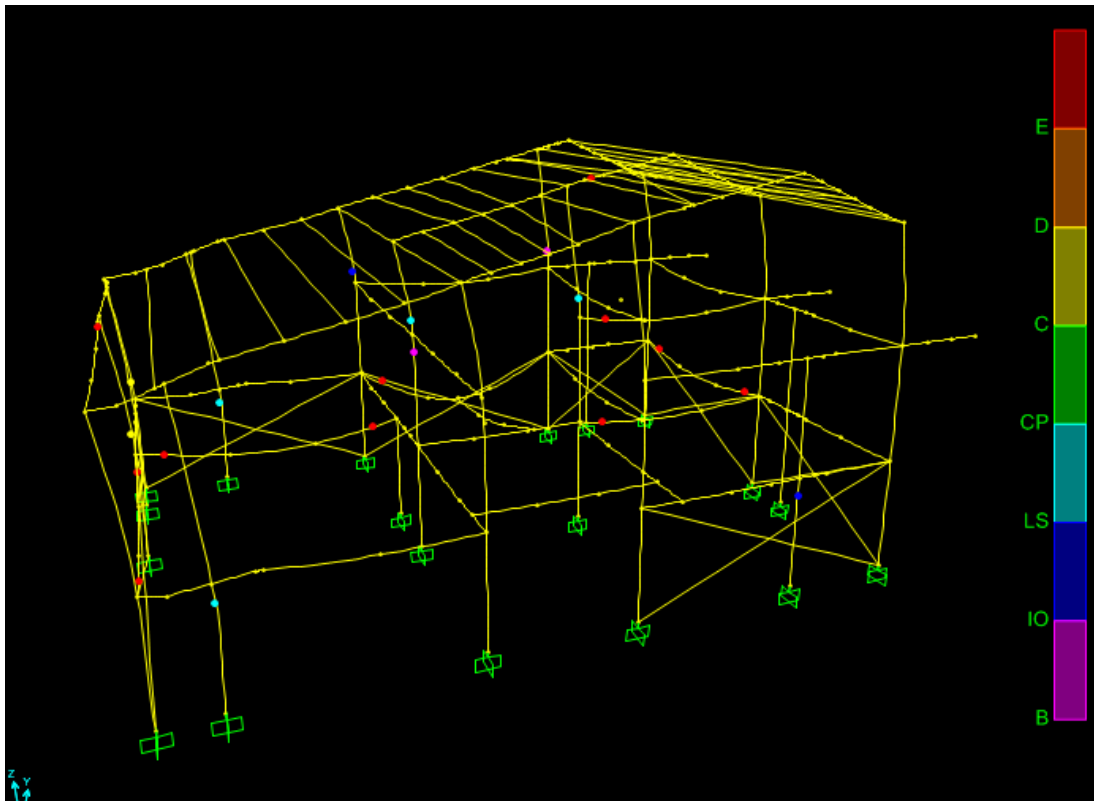


5.3.4.2.2 Ιδιομορφική κατανομή

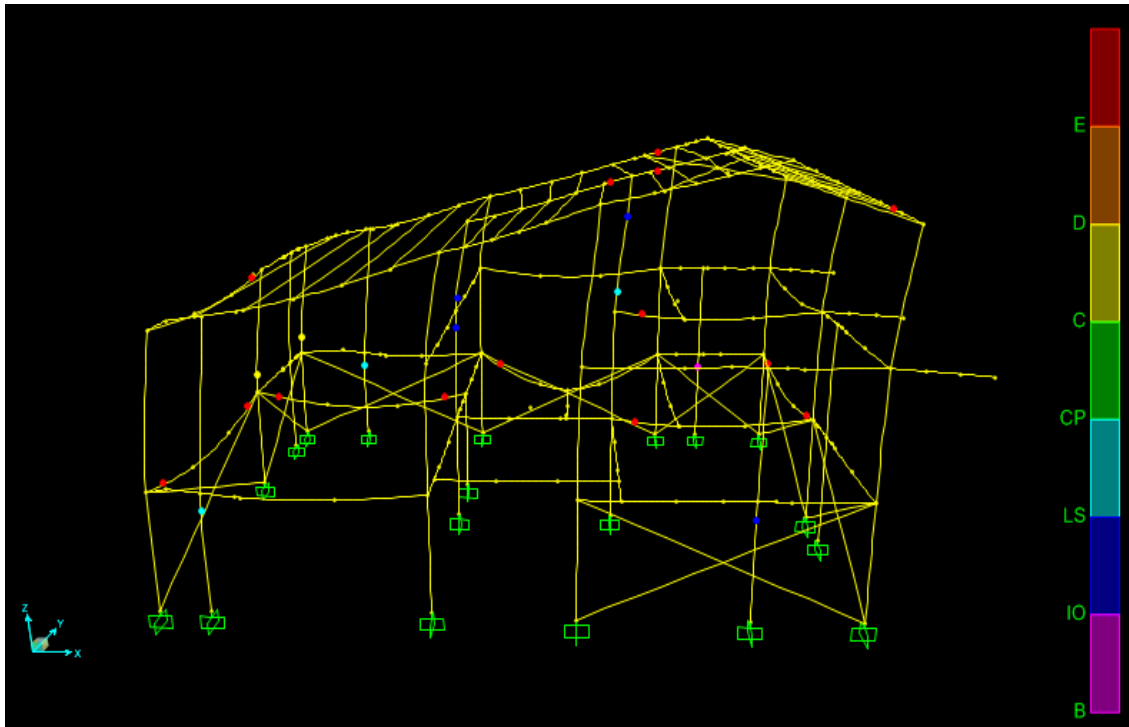
- $X+0.3Y$



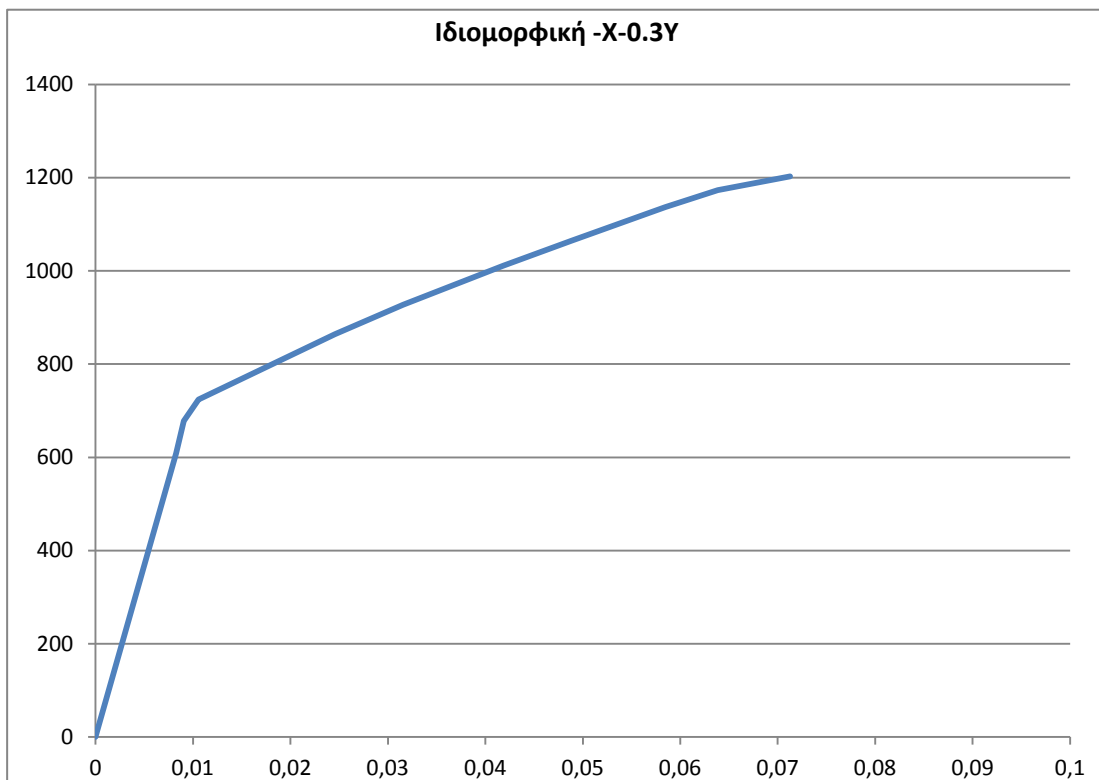
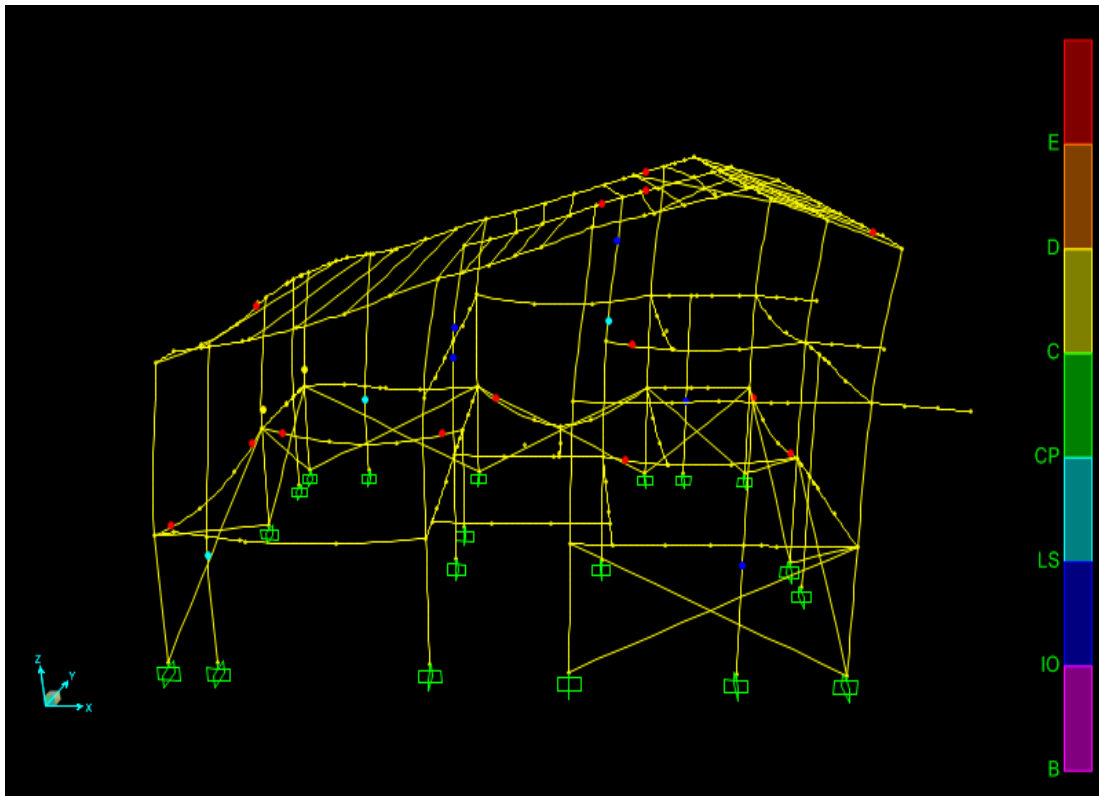
- X-0.3Y



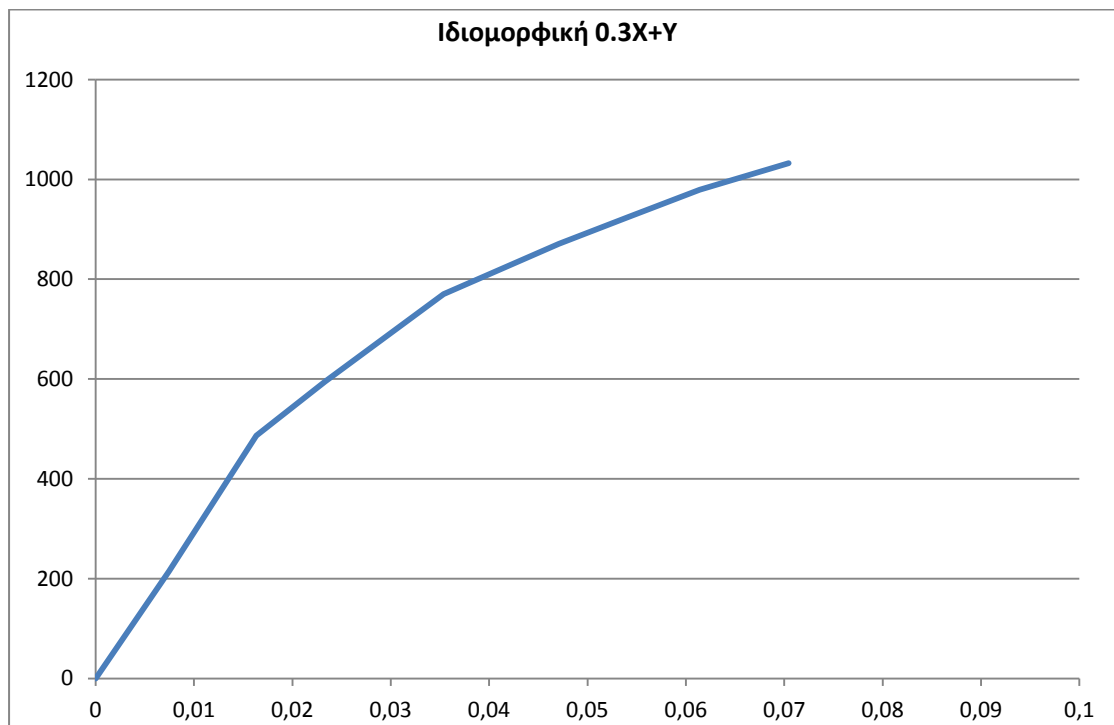
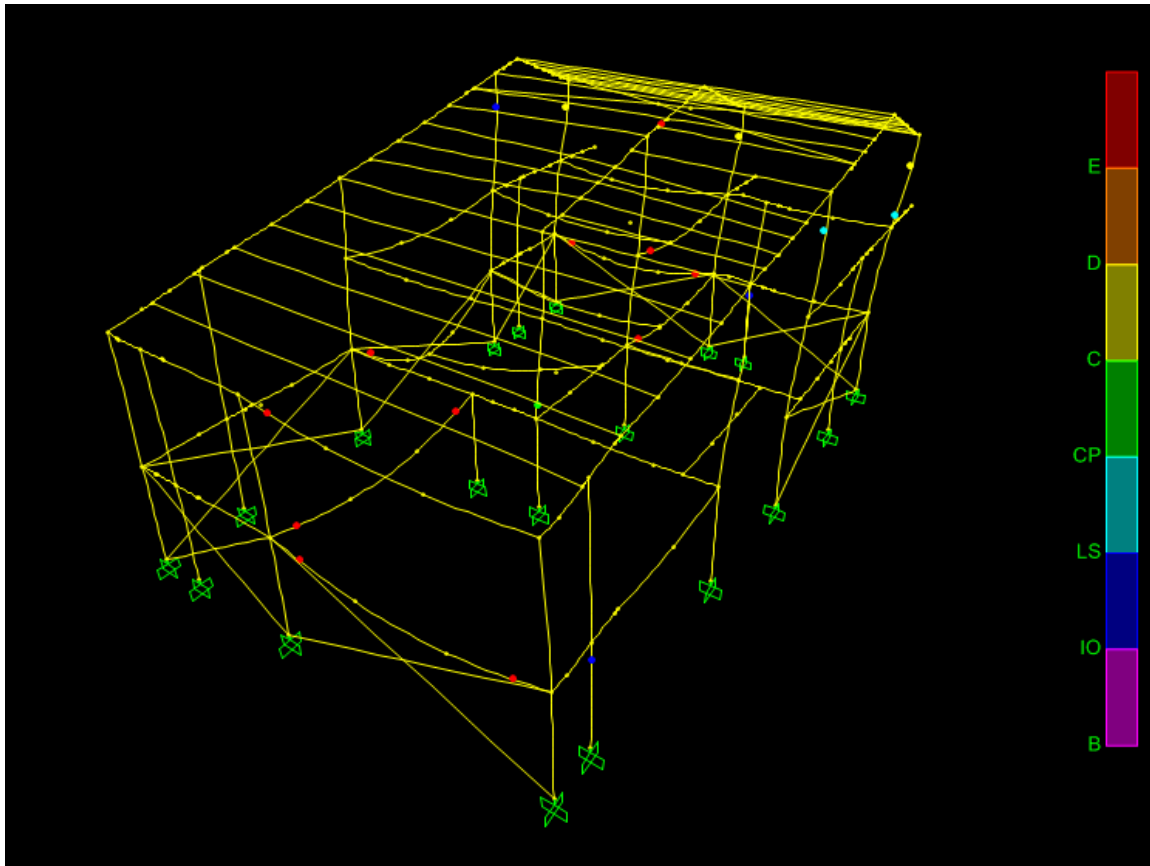
- $-X+0.3Y$



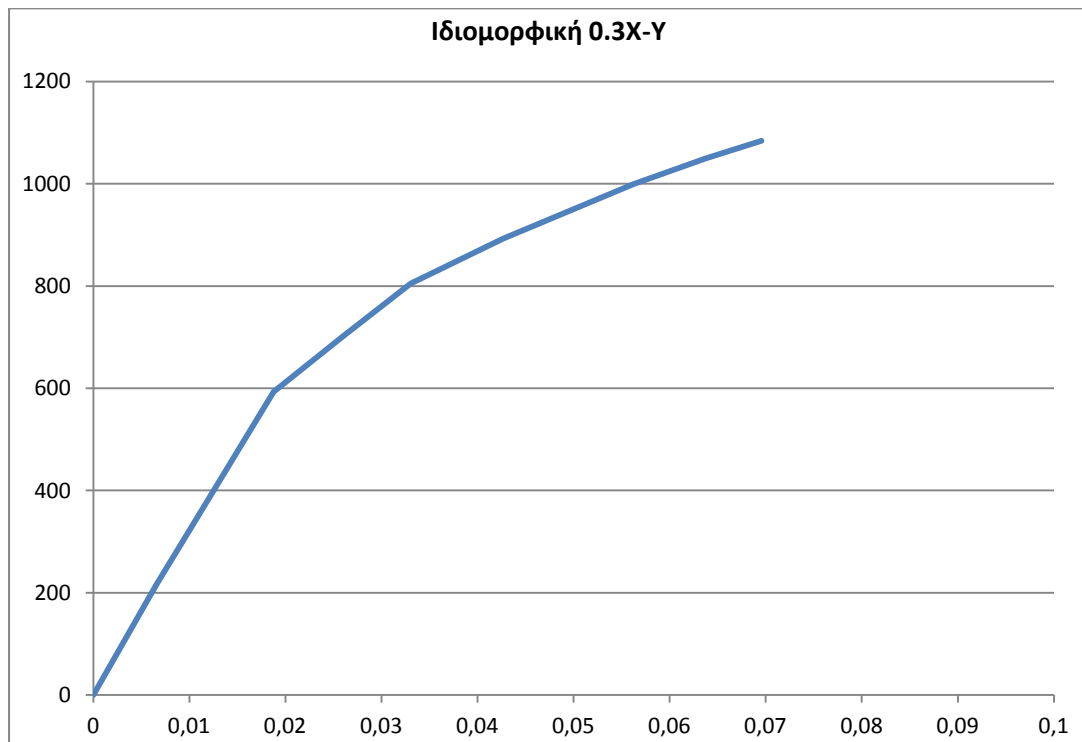
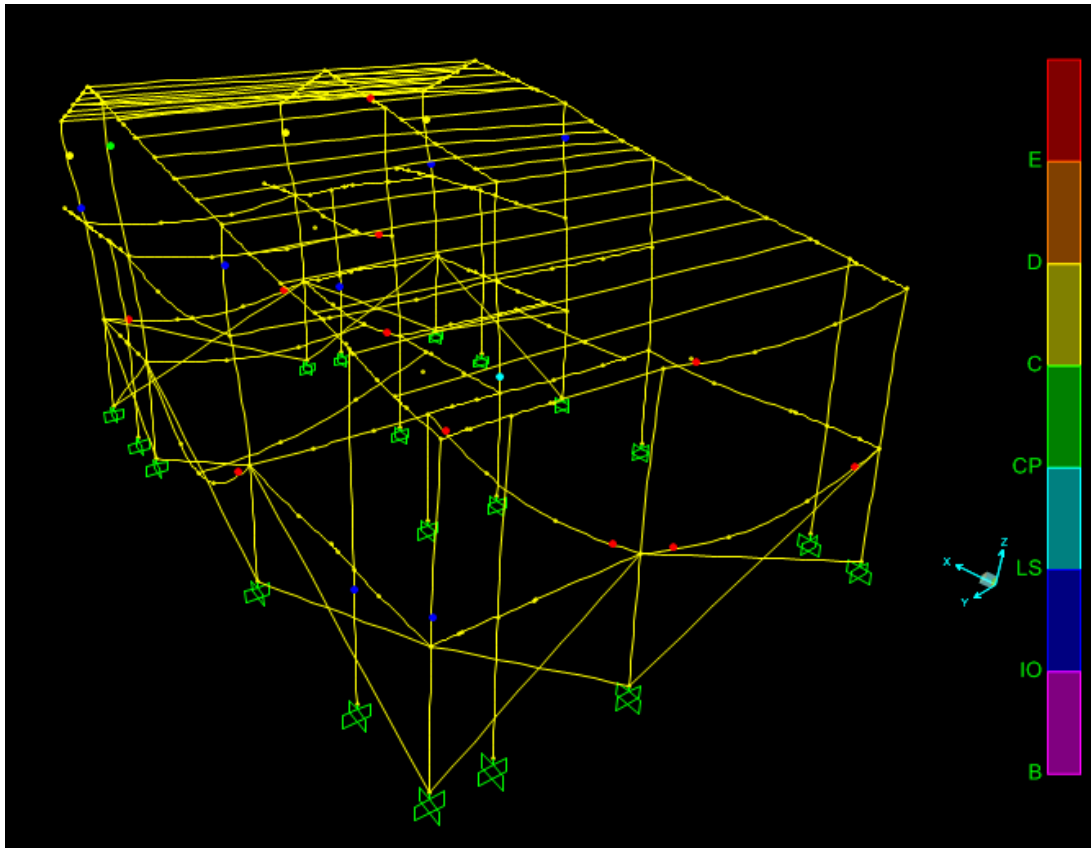
- $-X-0.3Y$



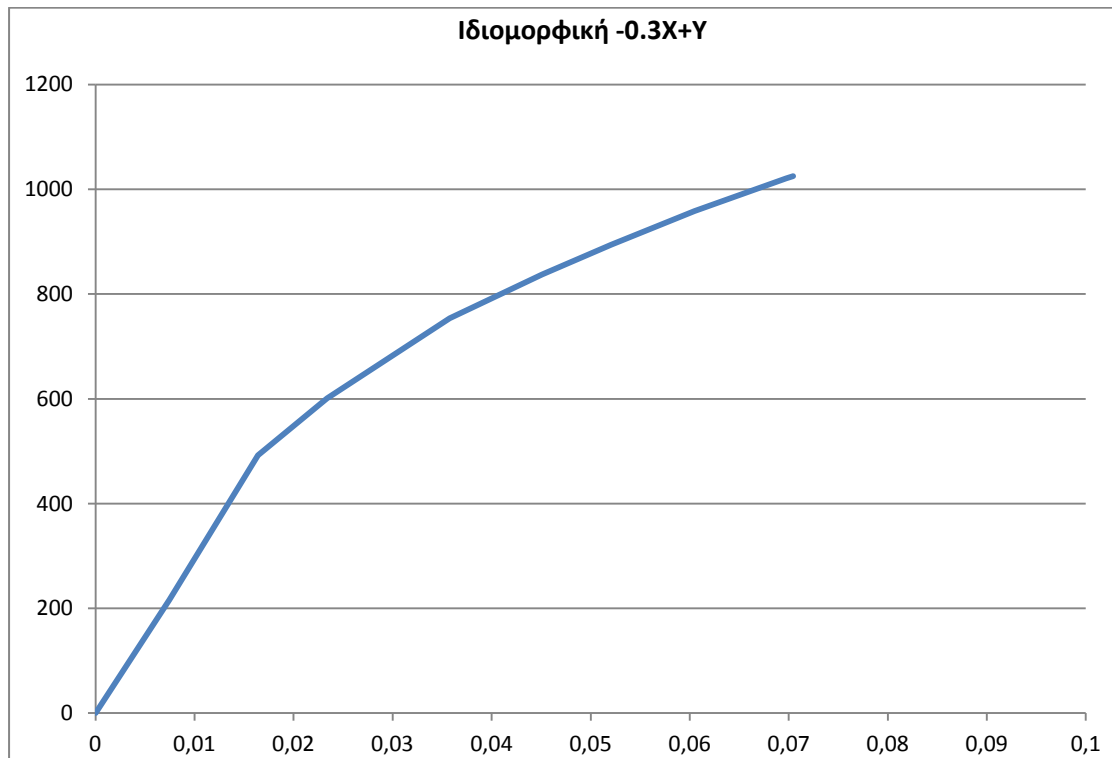
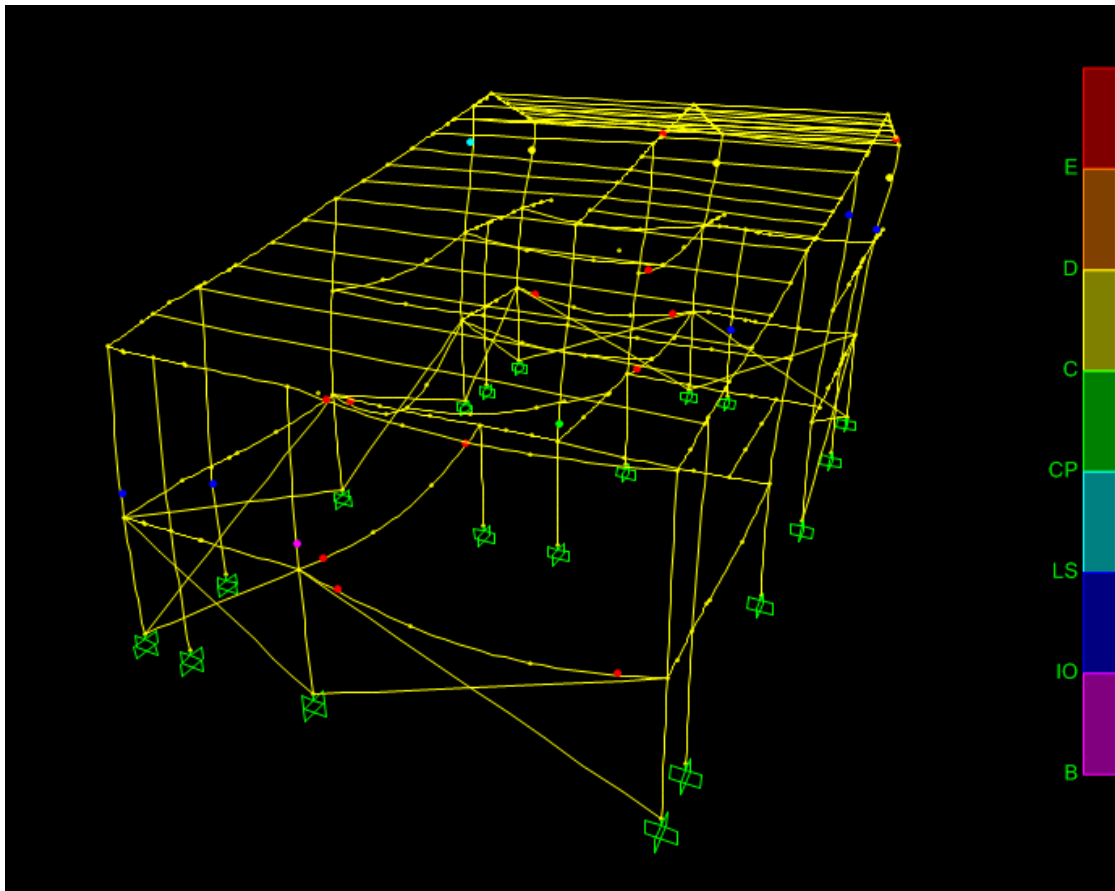
- $0.3X+Y$



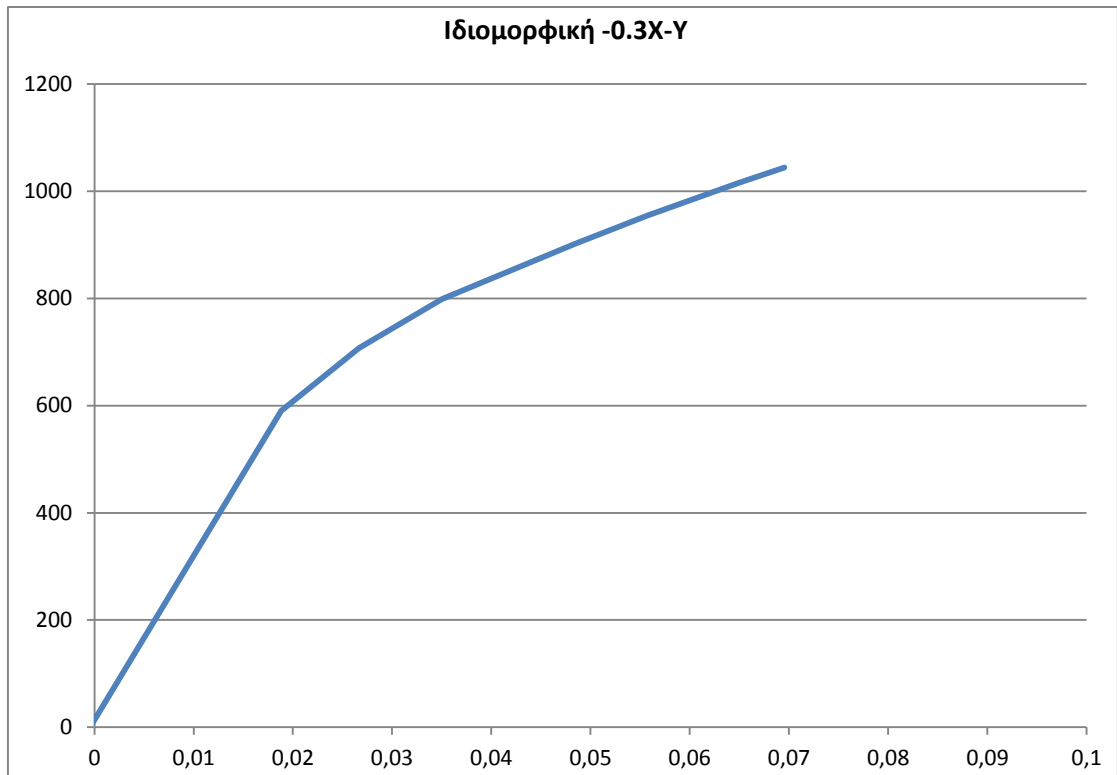
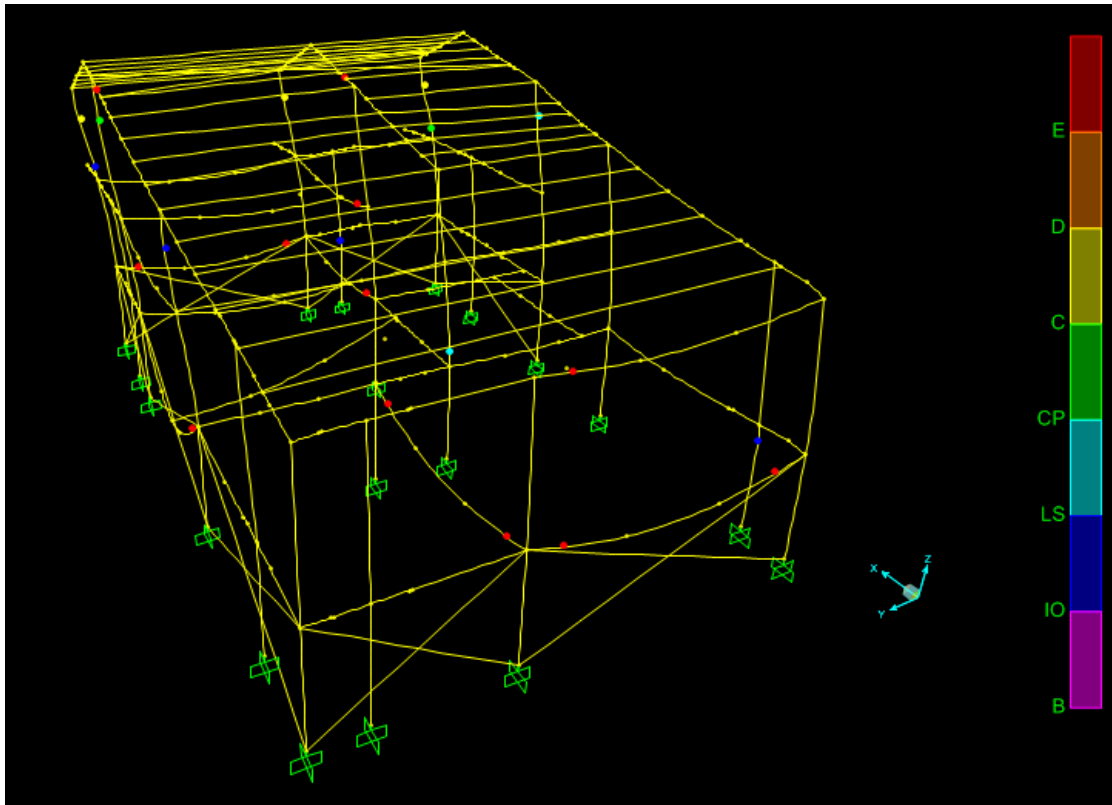
- 0.3X-Y



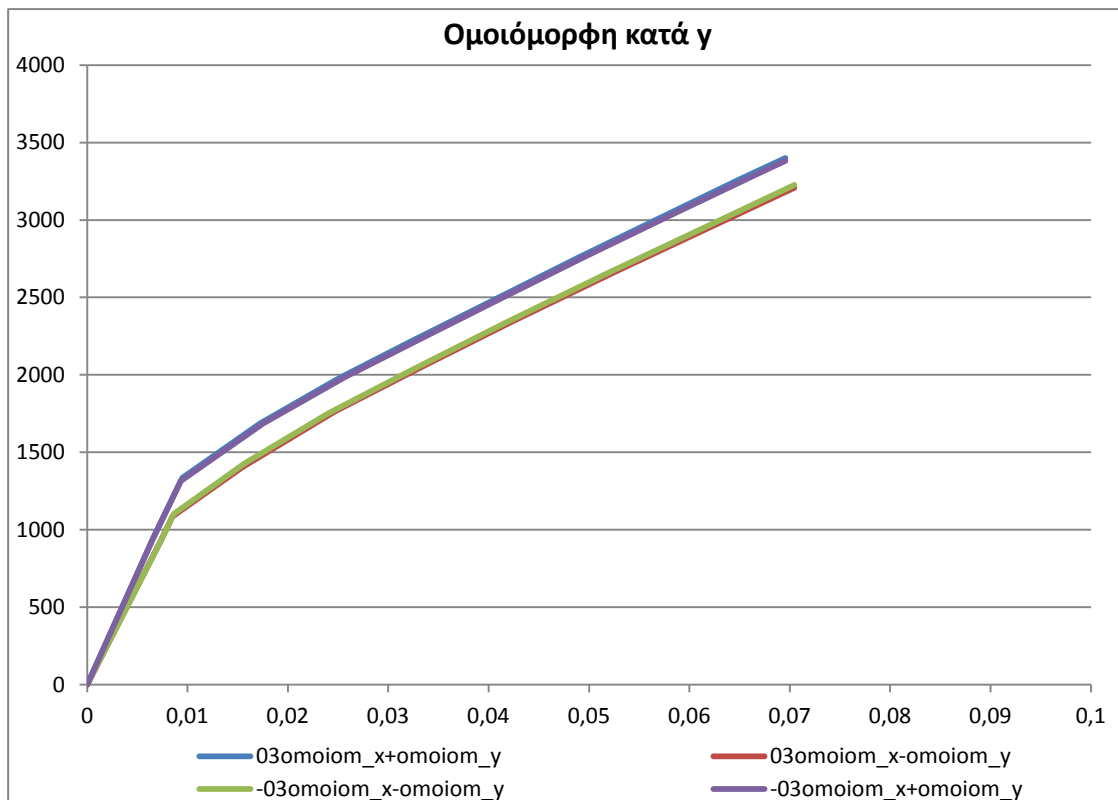
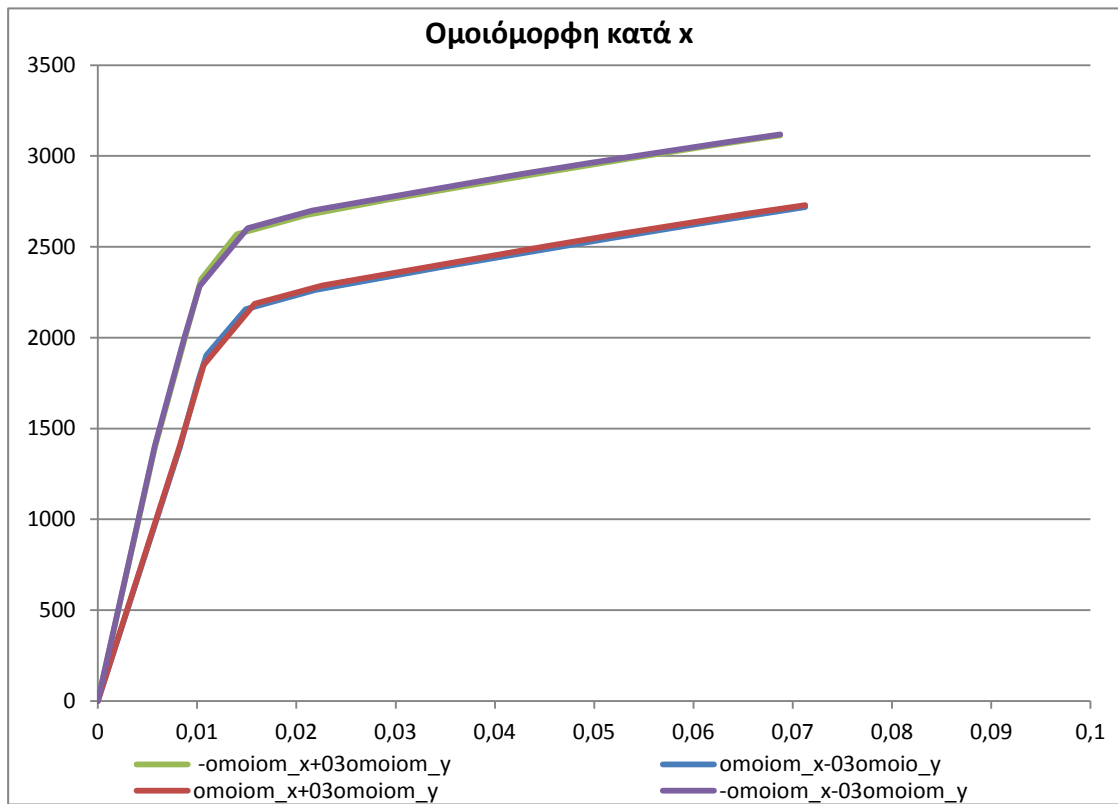
- $-0.3X+Y$

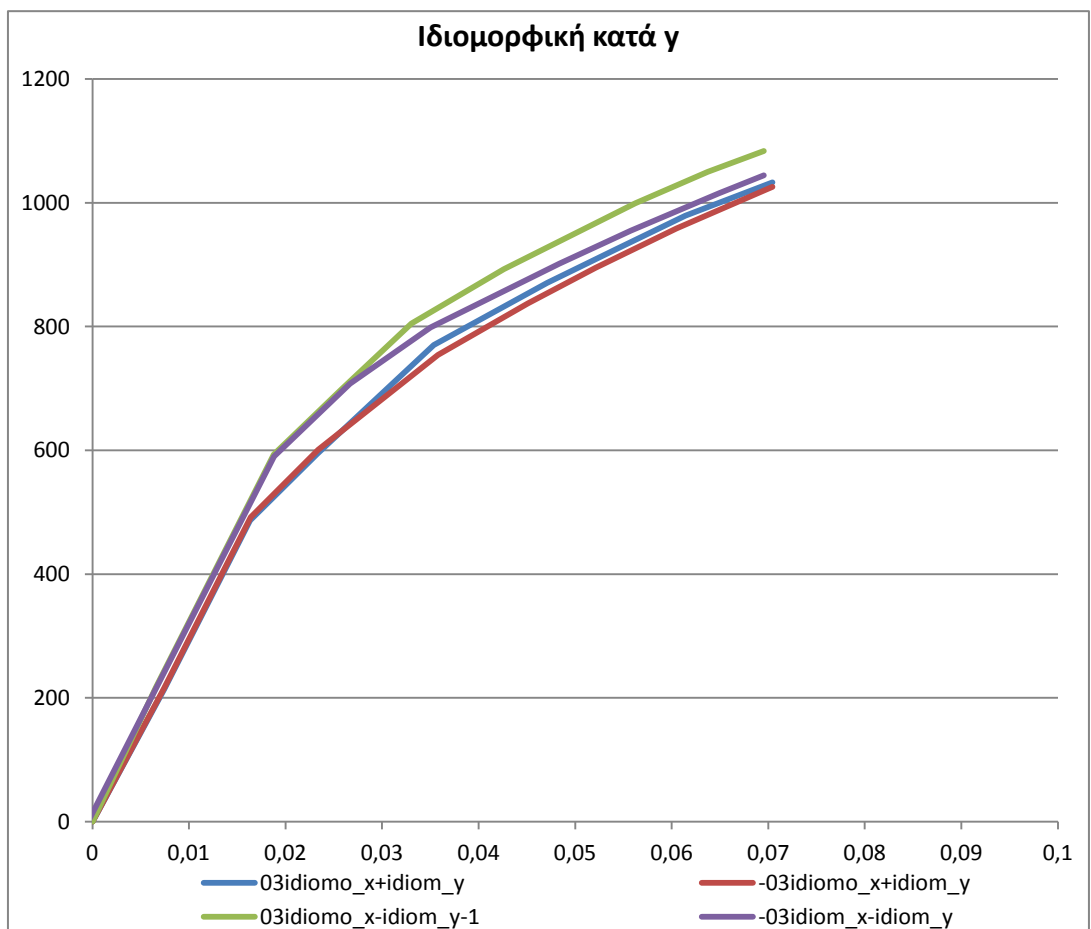
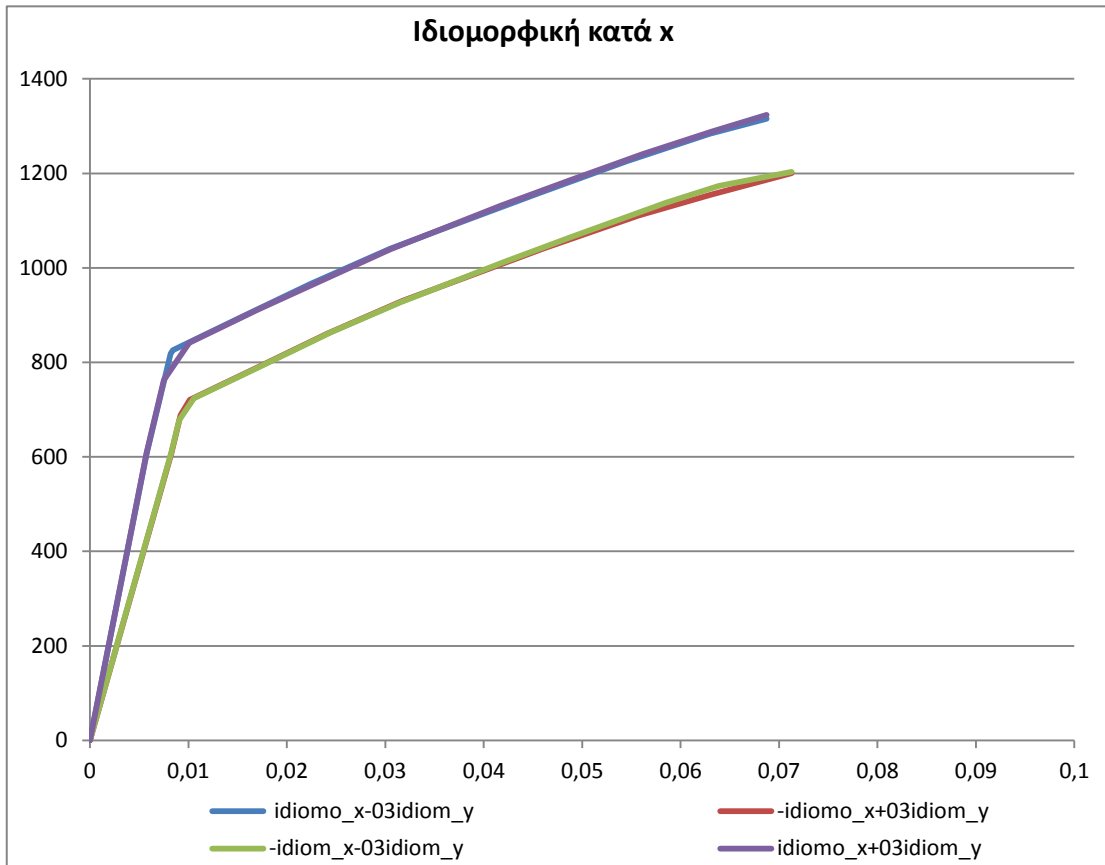


- $-0.3X-Y$



Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται για κάθε διεύθυνση και κάθε κατανομή φορτίων συνοψίζονται στα επόμενα σχήματα:



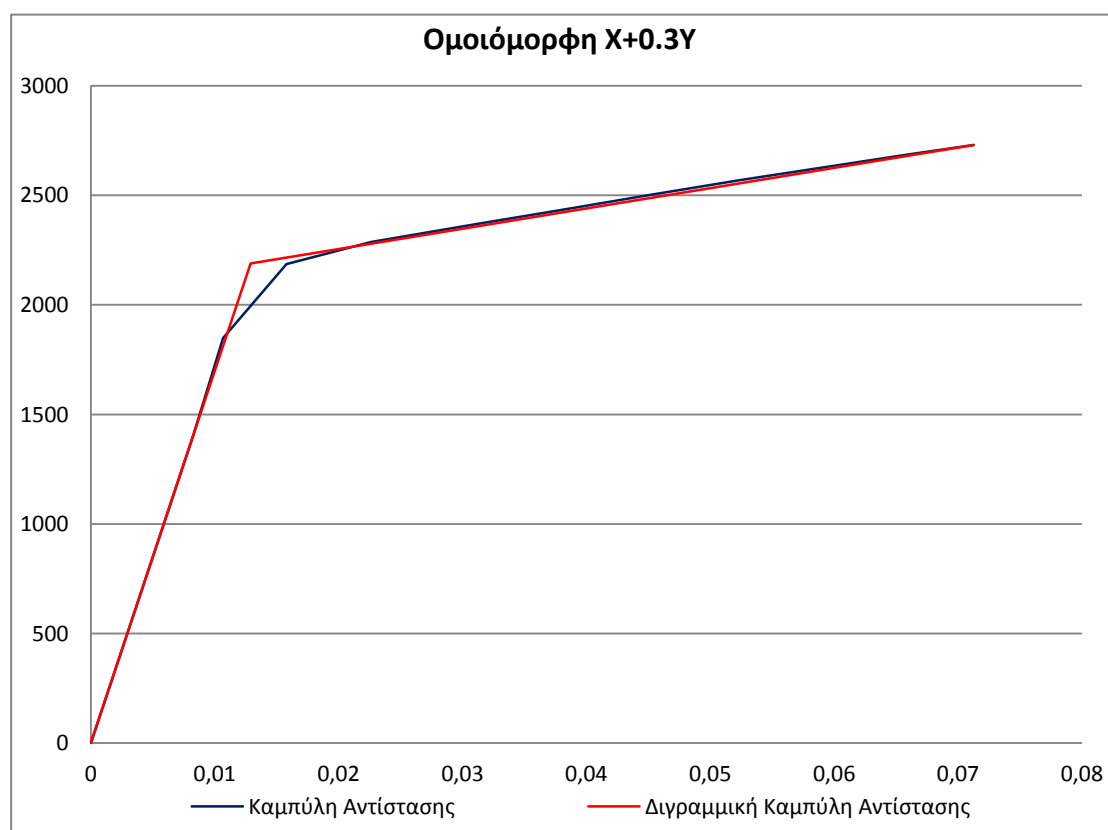


5.3.4.3 Διγραμμικοποιημένες καμπύλες αντίστασης – Στοχευόμενη μετακίνηση

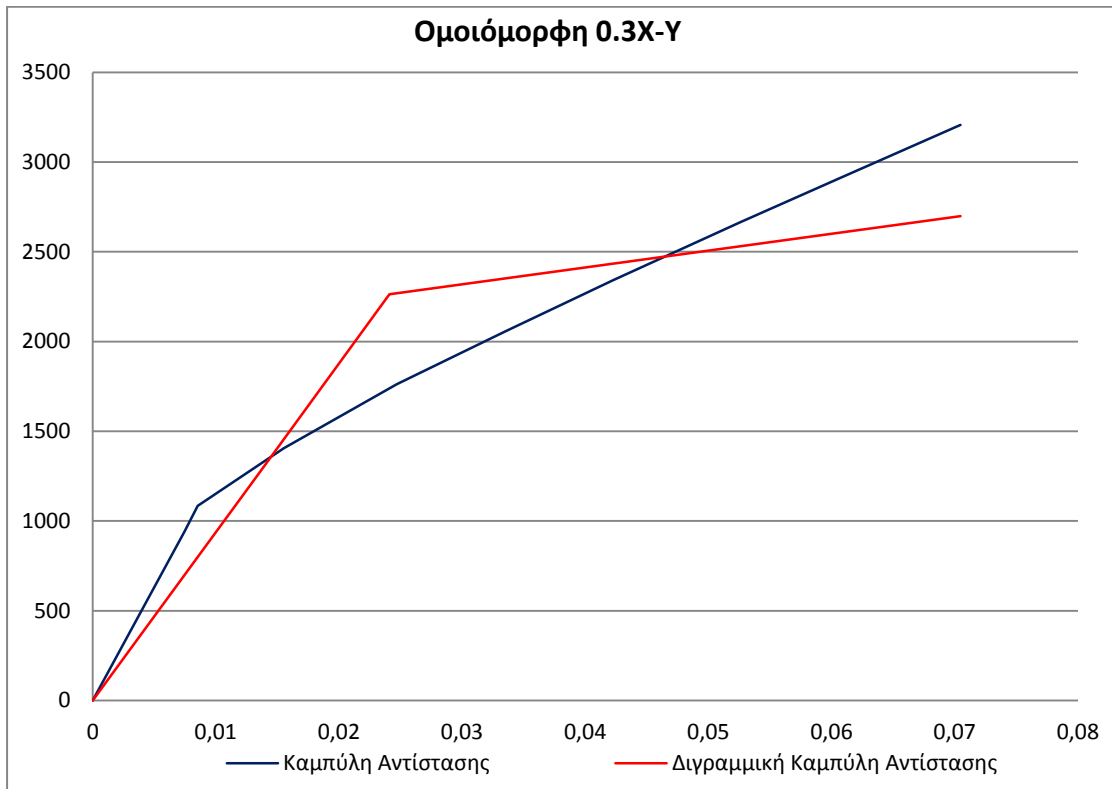
Οι υπολογισμοί θα γίνουν για τις δυσμενέστερες αντοχές ανά διεύθυνση και κατανομή φορτίων. Δυσμενέστερη θεωρείται η καμπύλη με χαμηλότερη αντοχή συγκριτικά με τις αντίστοιχες της ίδιας κατηγορίας φόρτισης.

Η διαδικασία υπολογισμού της εξιδανικευμένης καμπύλης αντίστασης, περιγράφεται στην §3.2.4.7 και τα αποτελέσματα της παρουσιάζονται στα επόμενα.

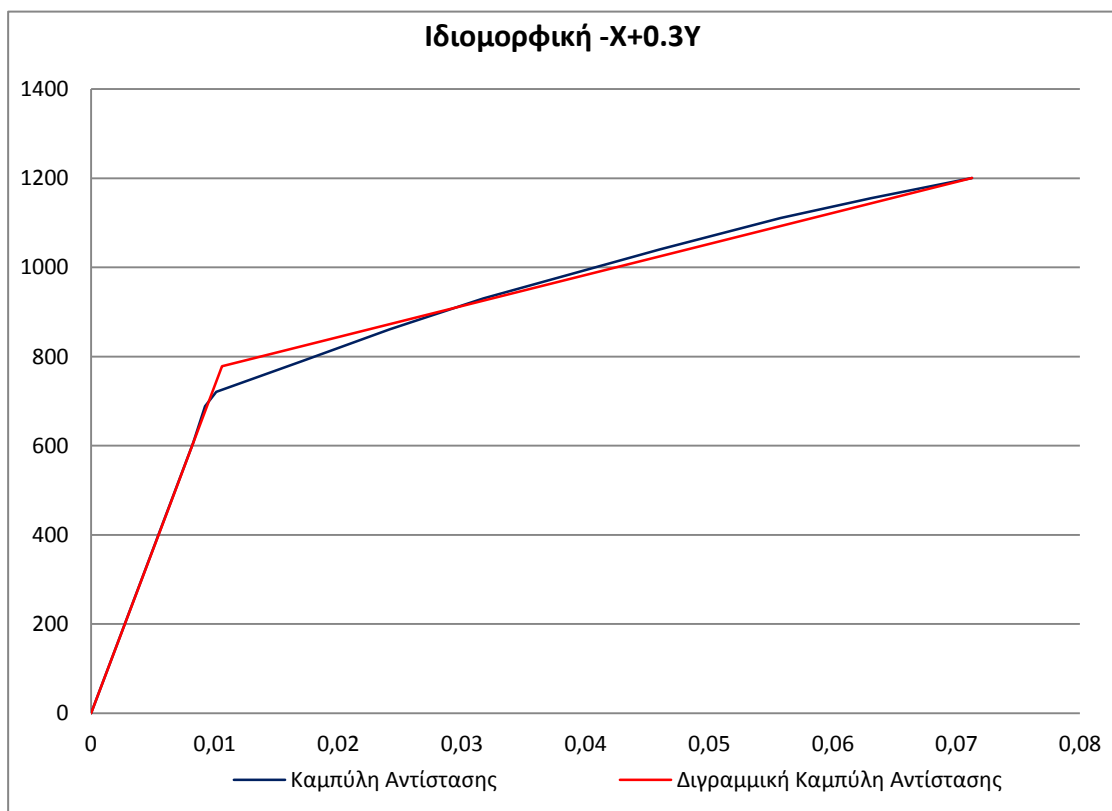
- Ομοιόμορφη κατά Χ



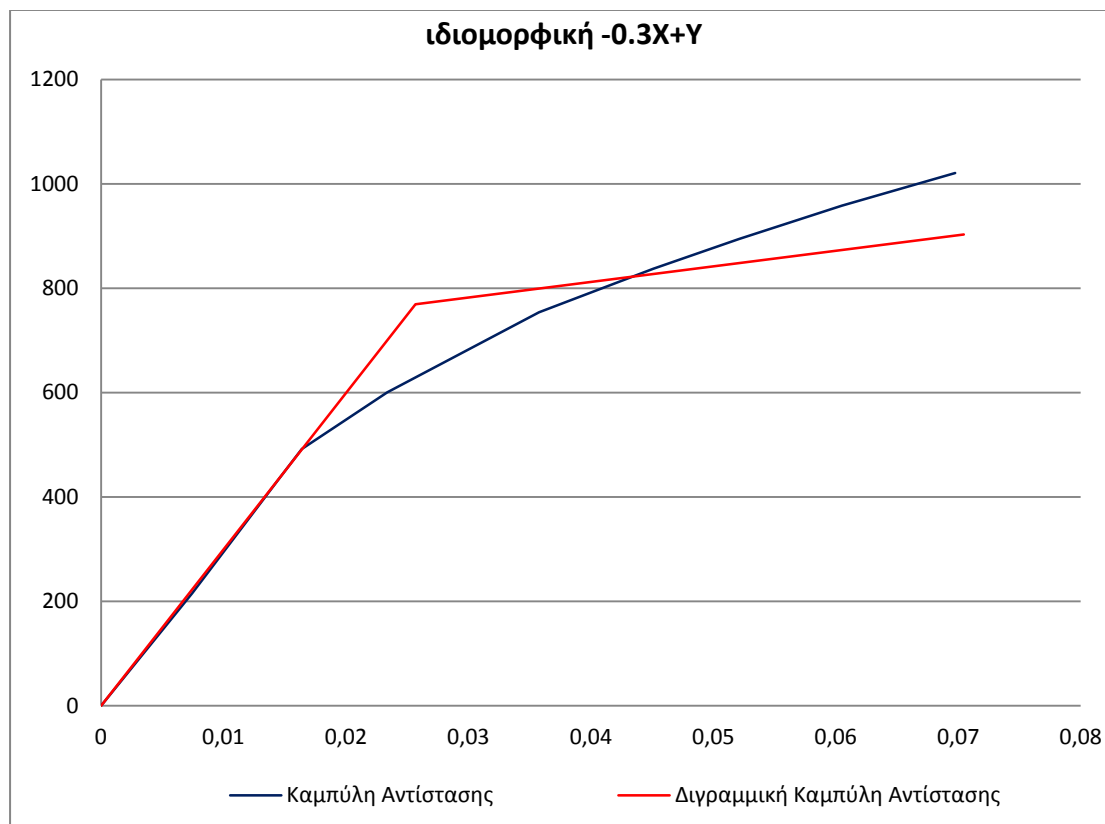
- Ομοιόμορφη κατά Y



- Ιδιομορφική κατά X



- **Ιδιομορφική κατά Υ**



Αντίστοιχα υπολογίζονται και οι στοχευόμενες μετακινήσεις των συνδυασμών αυτών, η οποία εξαρτάται και από τον σεισμό σχεδιασμού για τον οποίο επιδιώκουμε η στάθμη επιτελεστικότητας της διατομής να είναι η αποδεκτή (Προστασία Ζωής «B»).

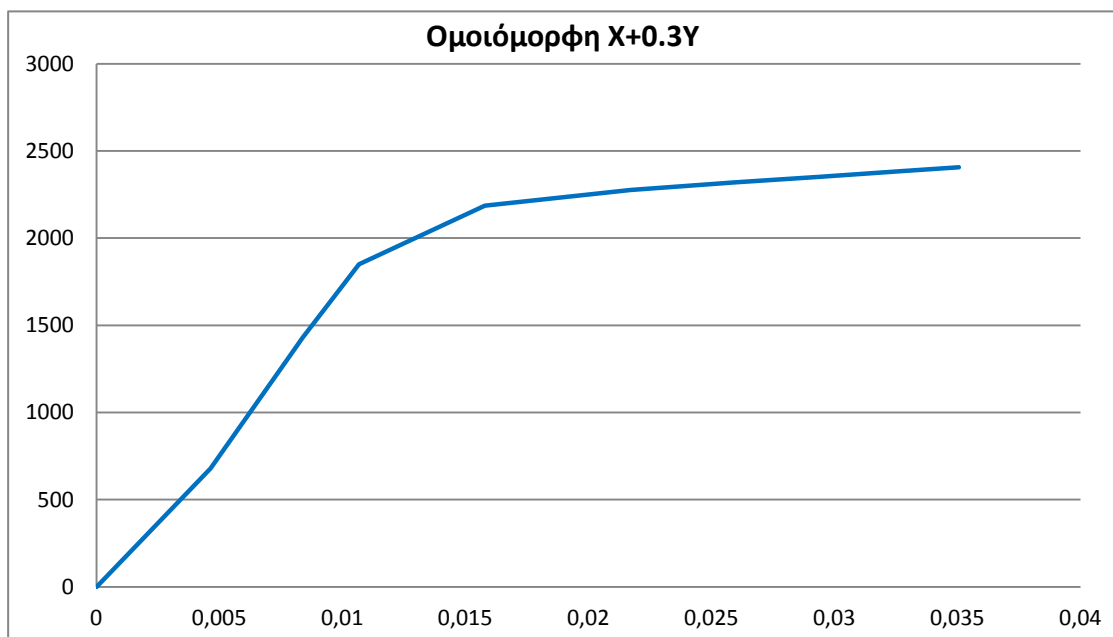
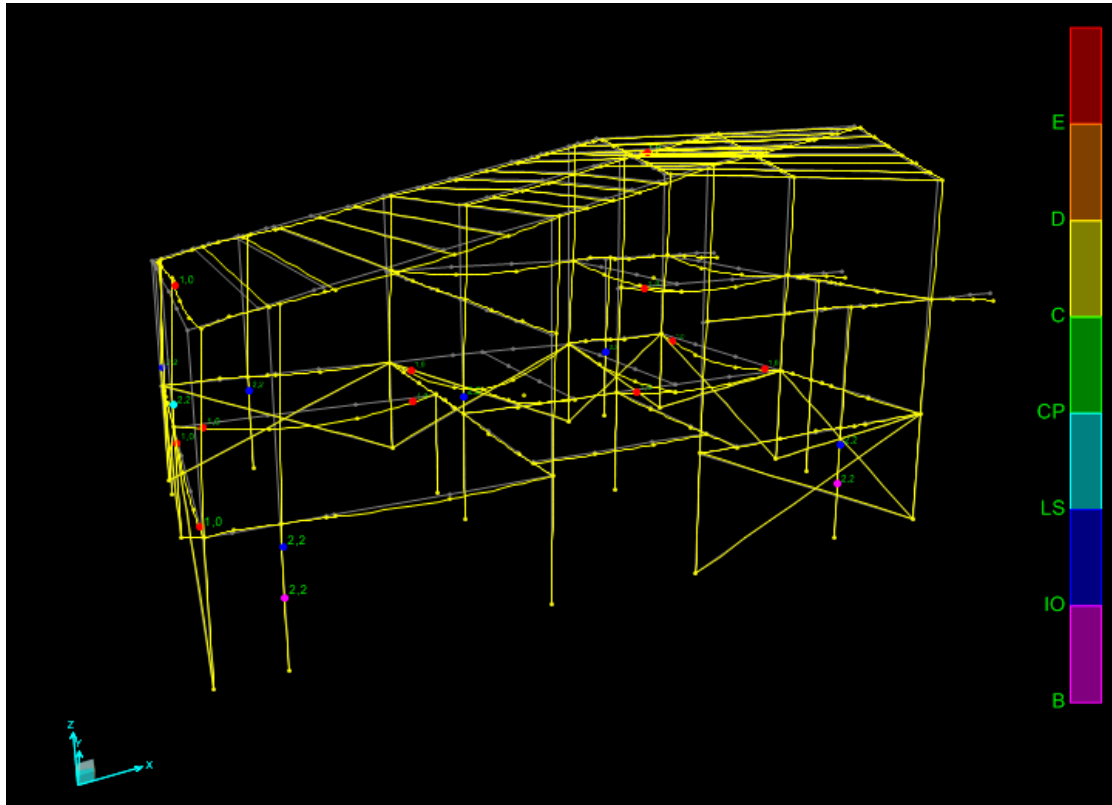
Συνδυασμός Φόρτισης	Στοχευόμενη Μετατόπιση (m)	
	Σεισμός σχεδιασμού 1959	Σεισμός Σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8
Ομοιόμορφη $X+0.3Y$	0,038	0,06491
Ομοιόμορφη $0.3X-Y$	0,03507	0,09872
Ιδιομορφική $-X+0.3Y$	0,0331	0,0639
Ιδιομορφική $-0.3X+Y$	0,03891	0,07097

Πίνακας 5.16 Στοχευόμενη μετατόπιση κόμβου ελέγχου

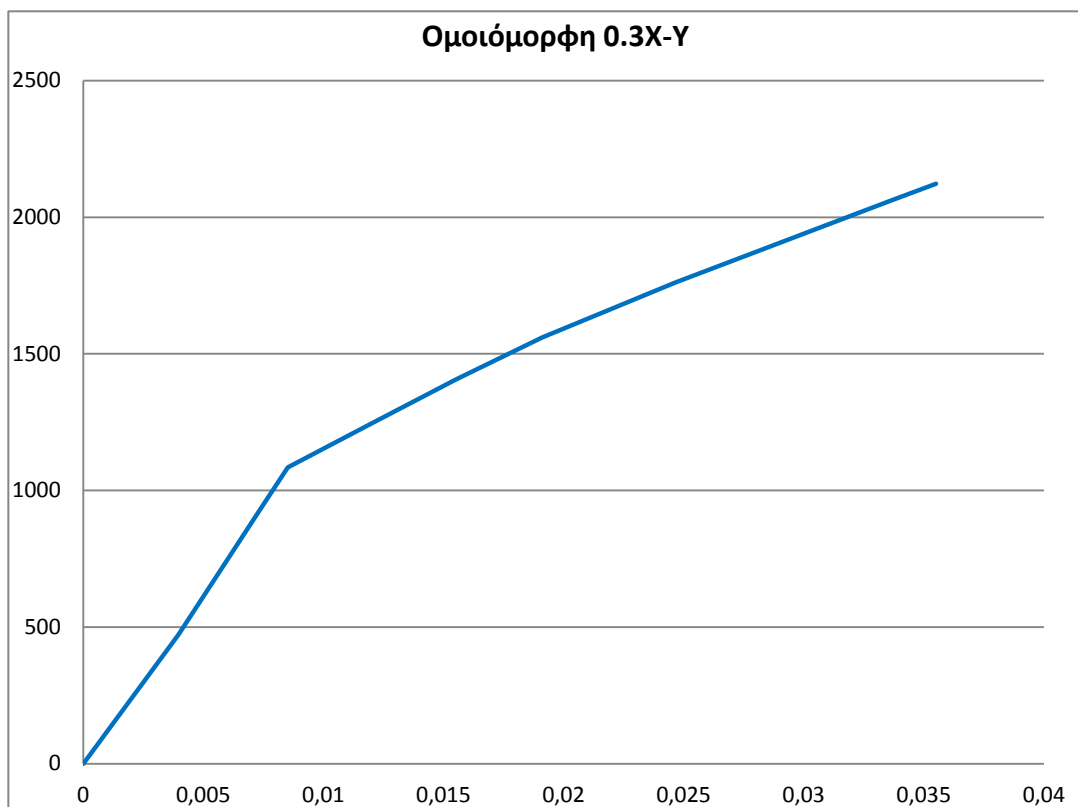
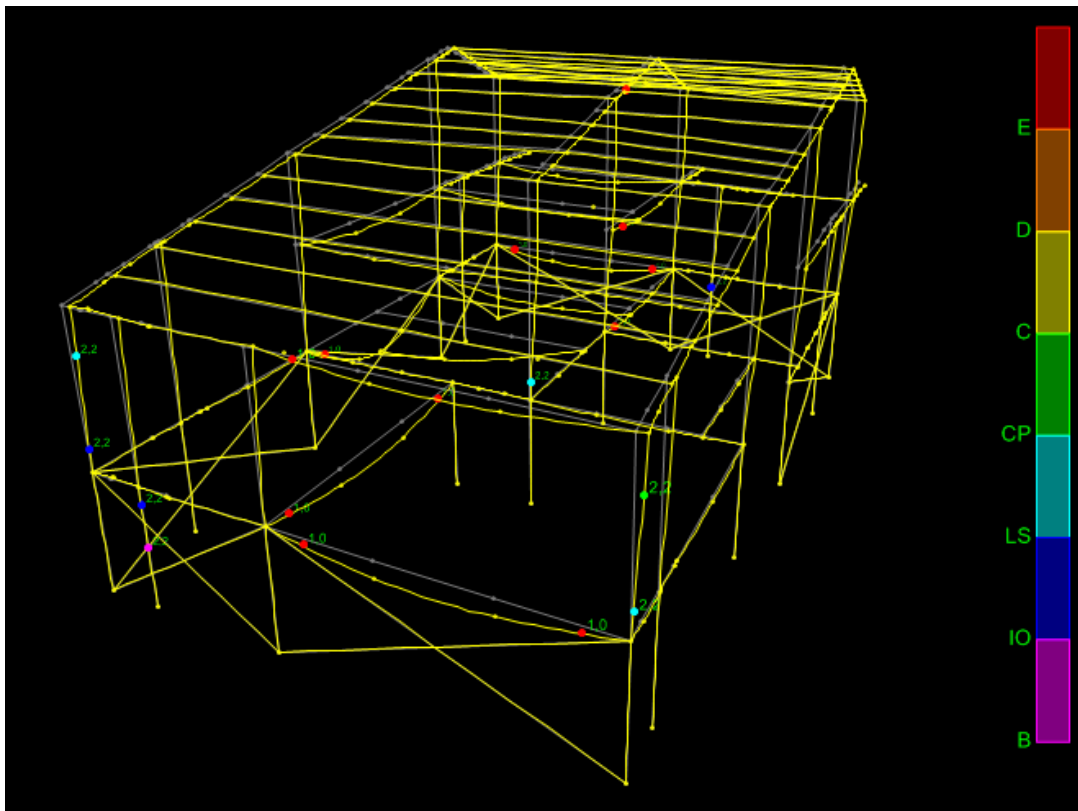
5.3.5 Ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου

5.3.5.1 Σεισμός σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

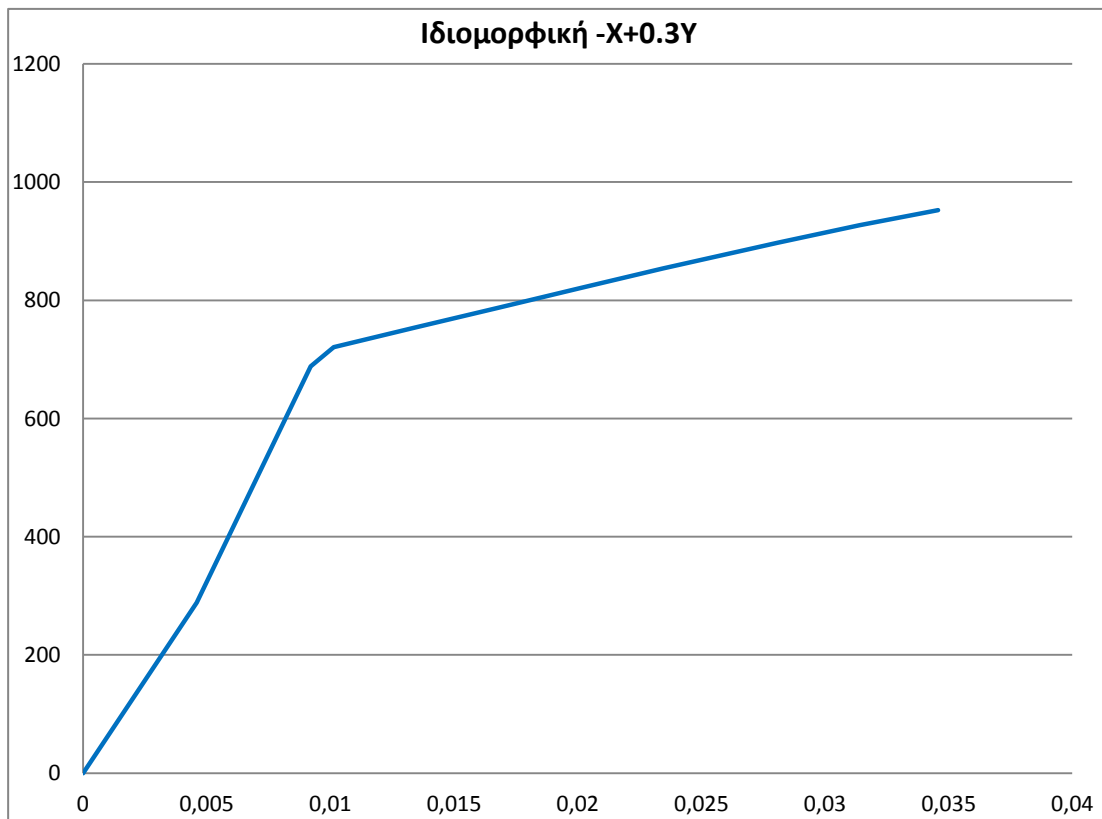
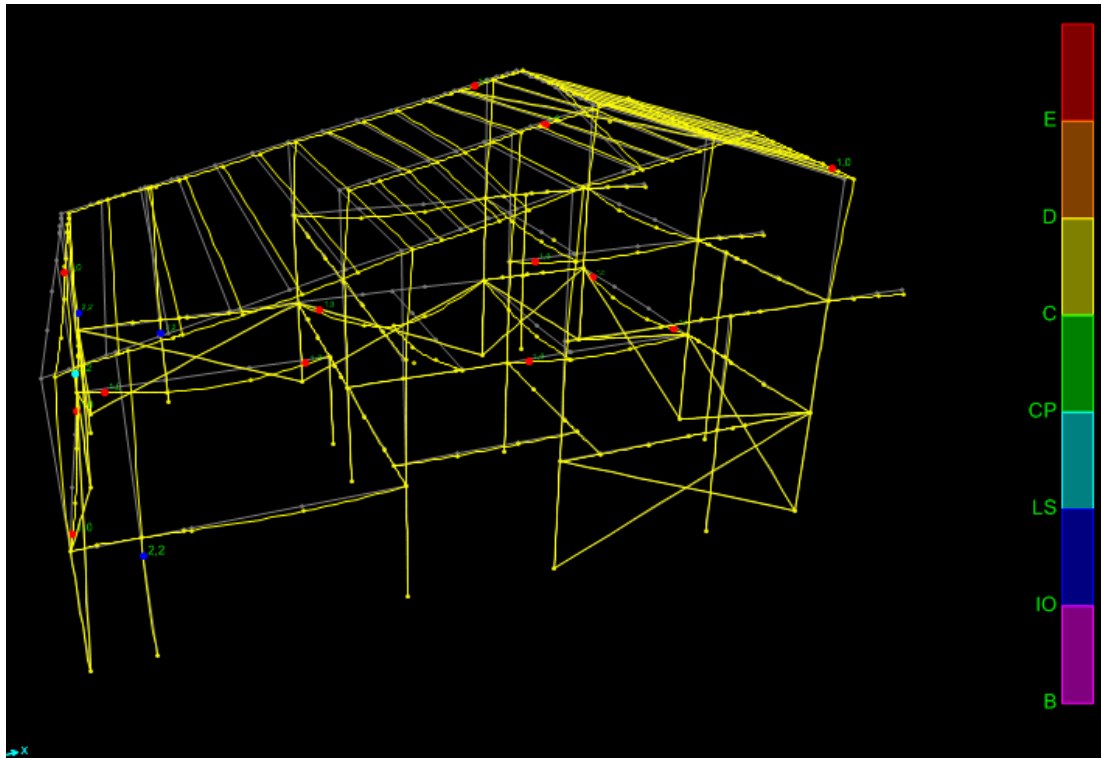
- Ομοιόμορφη $\chi+0.3\Upsilon$



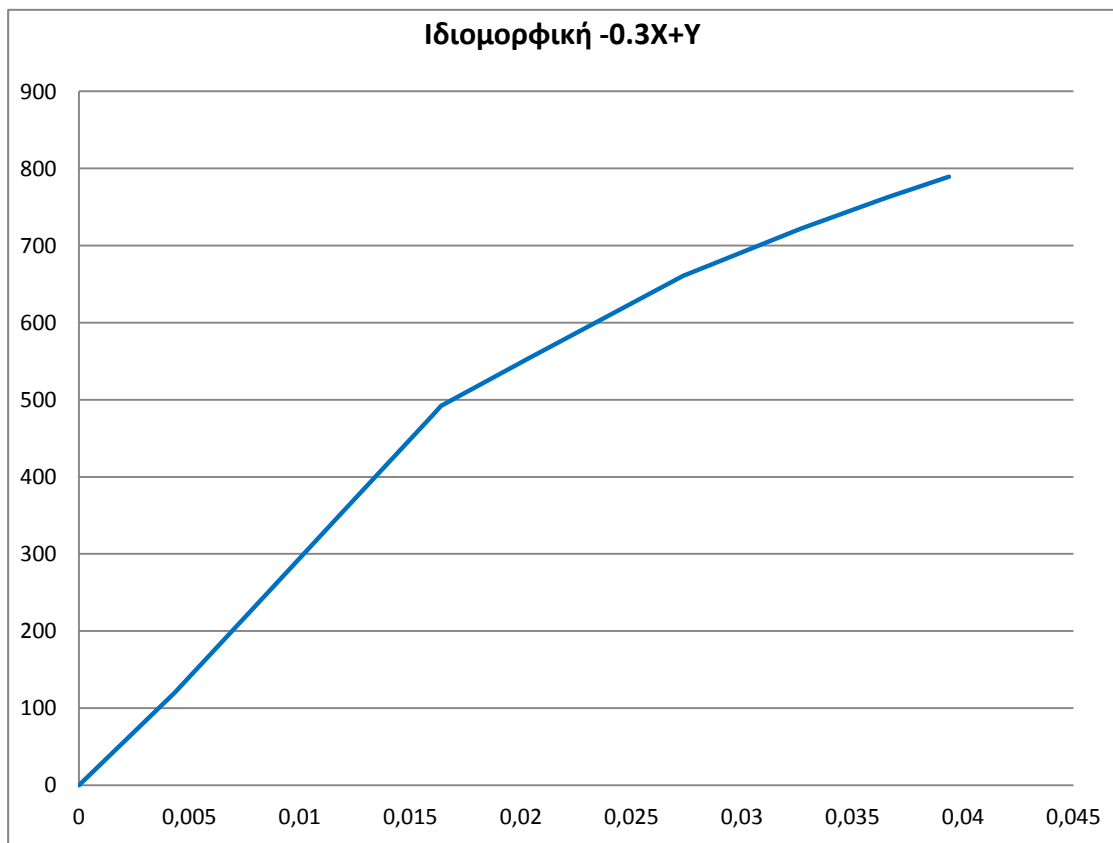
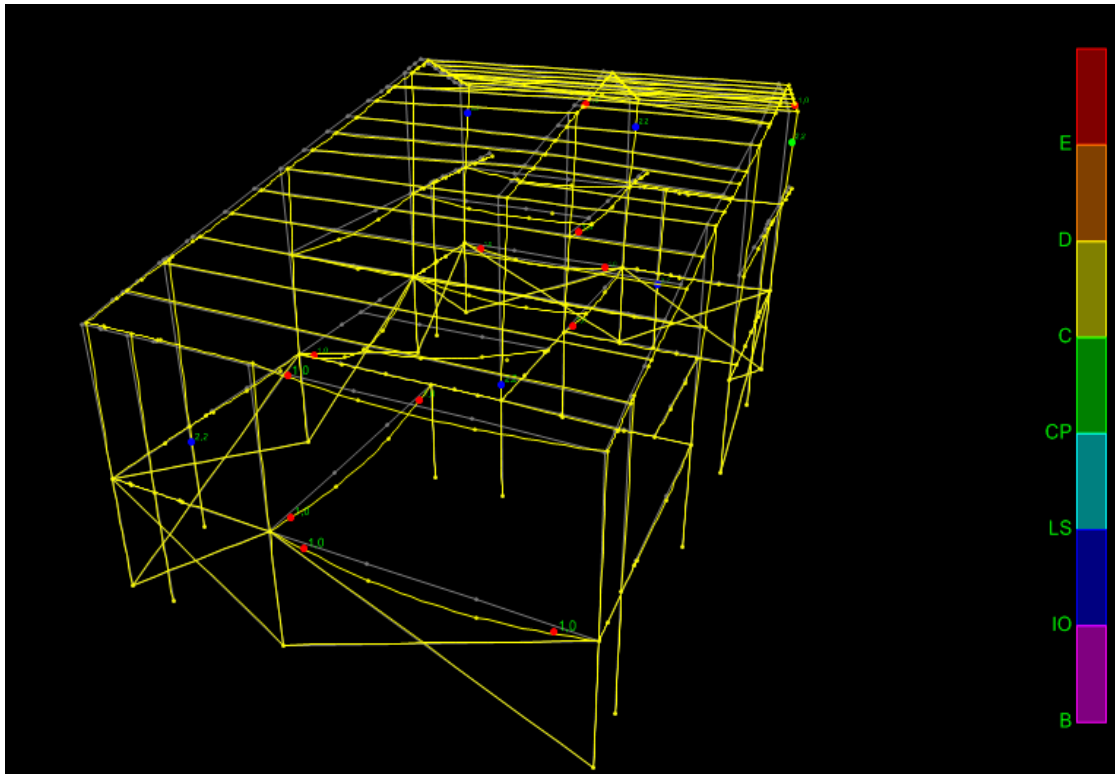
- Ομοιόμορφη 0.3X-Y



- Ιδιομορφική -X+0.3Y



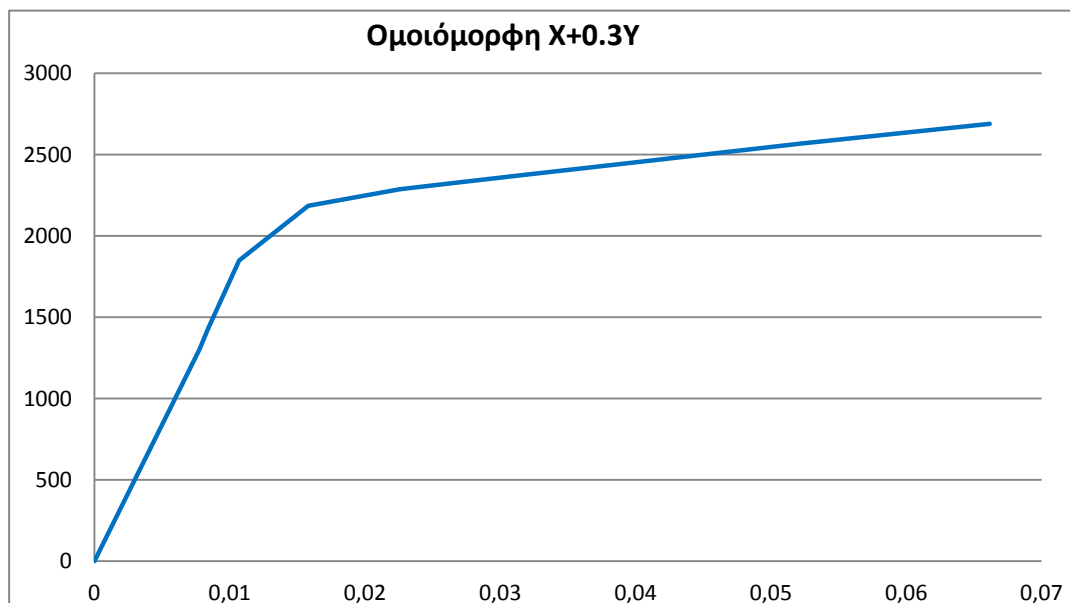
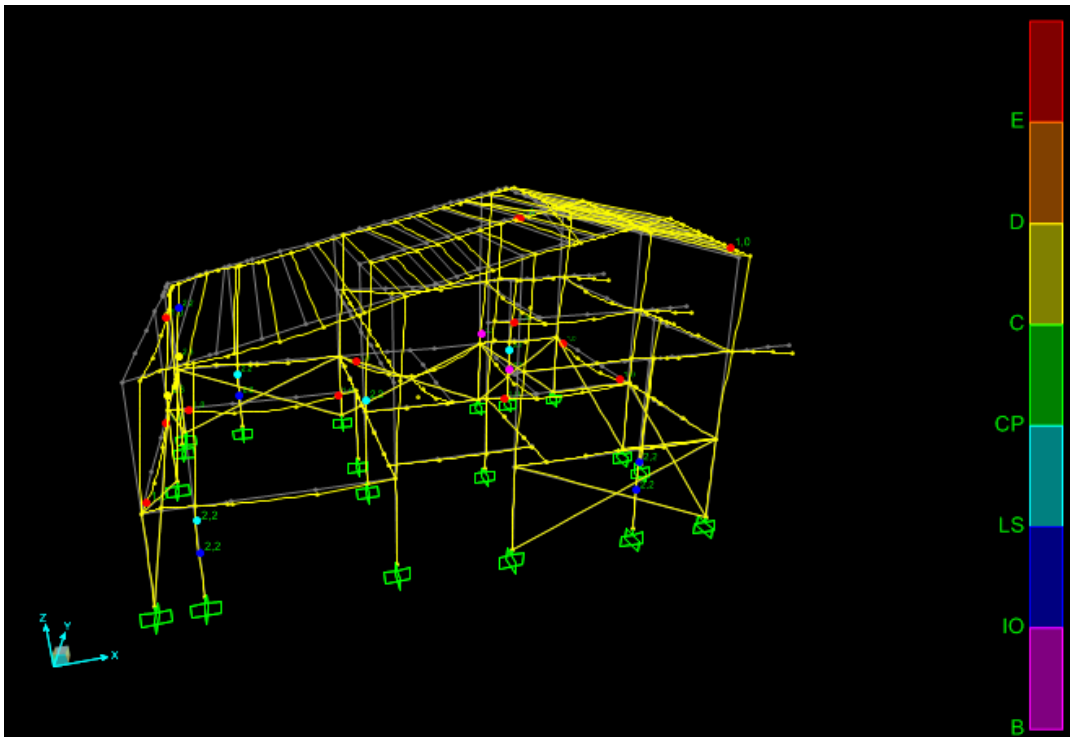
- Ιδιομορφική $-0.3X+Y$



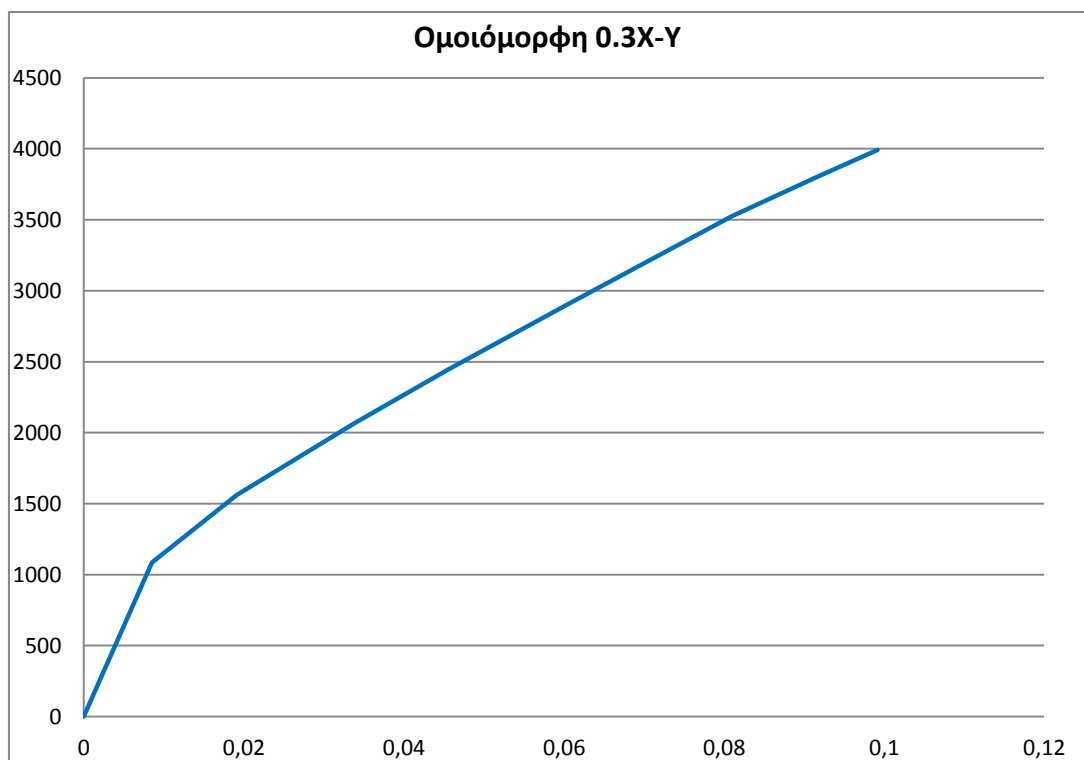
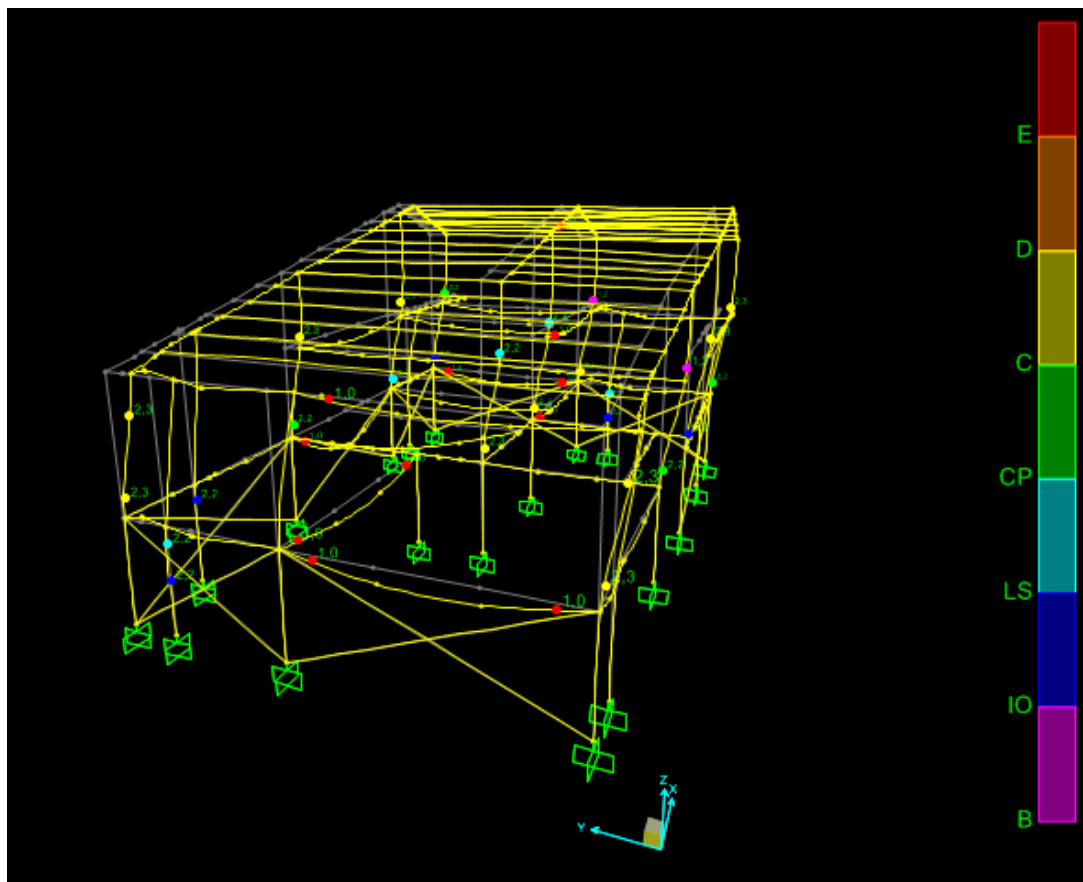
Αδυναμίες που προκύπτουν για τον τότε σεισμό στα στοιχεία του φορέα εντοπίζονται στα υποστυλώματα K1, K5, K8, K10 στη στάθμη του Α' ορόφου, φτάνουν μέχρι την Στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί κατάρρευση. Χρειάζεται να ενισχυθούν περαιτέρω με μανδύες σπλισμένου σκυροδέματος ή/και μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών σε όλο το ύψος του ορόφου αυτού.

5.3.5.2 Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8

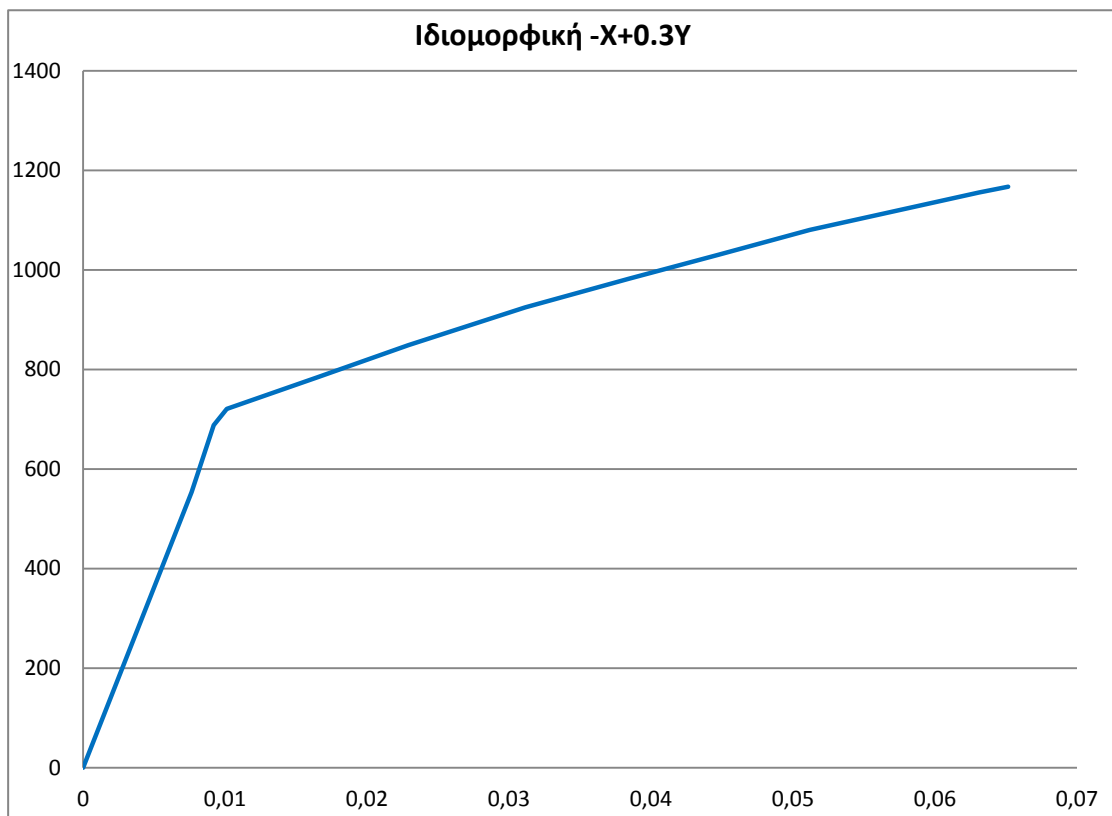
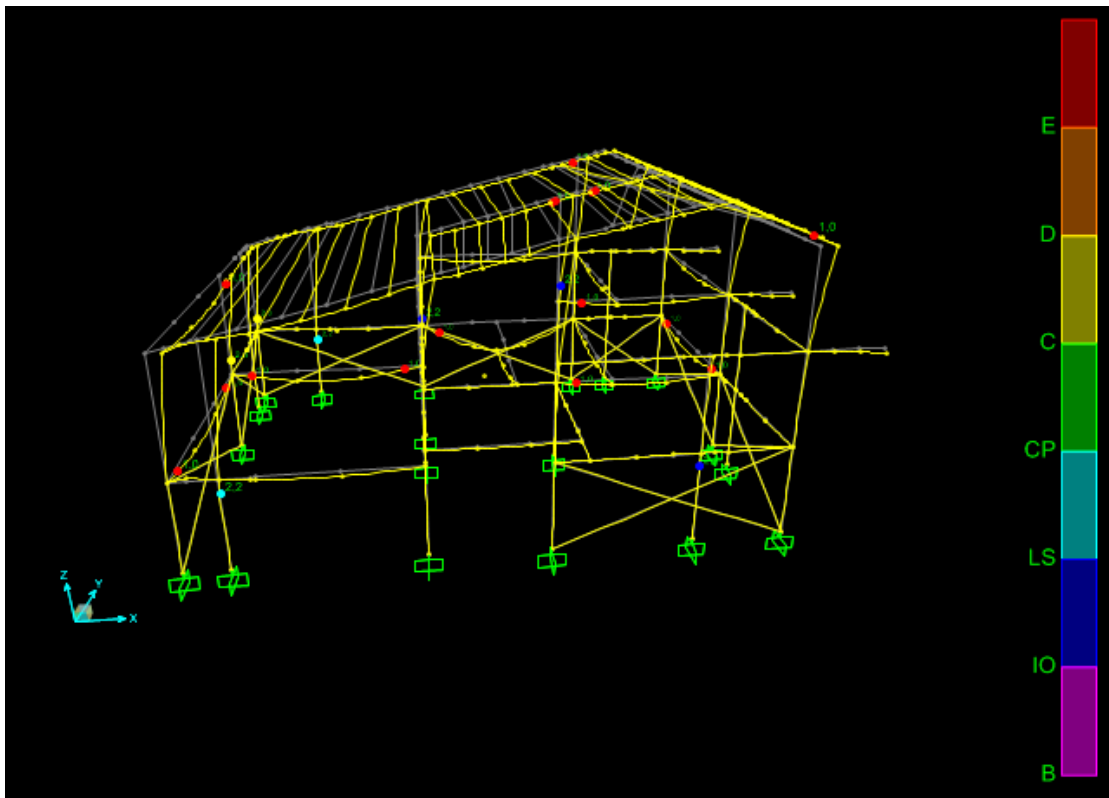
- Ομοιόμορφη Χ+0.3Υ



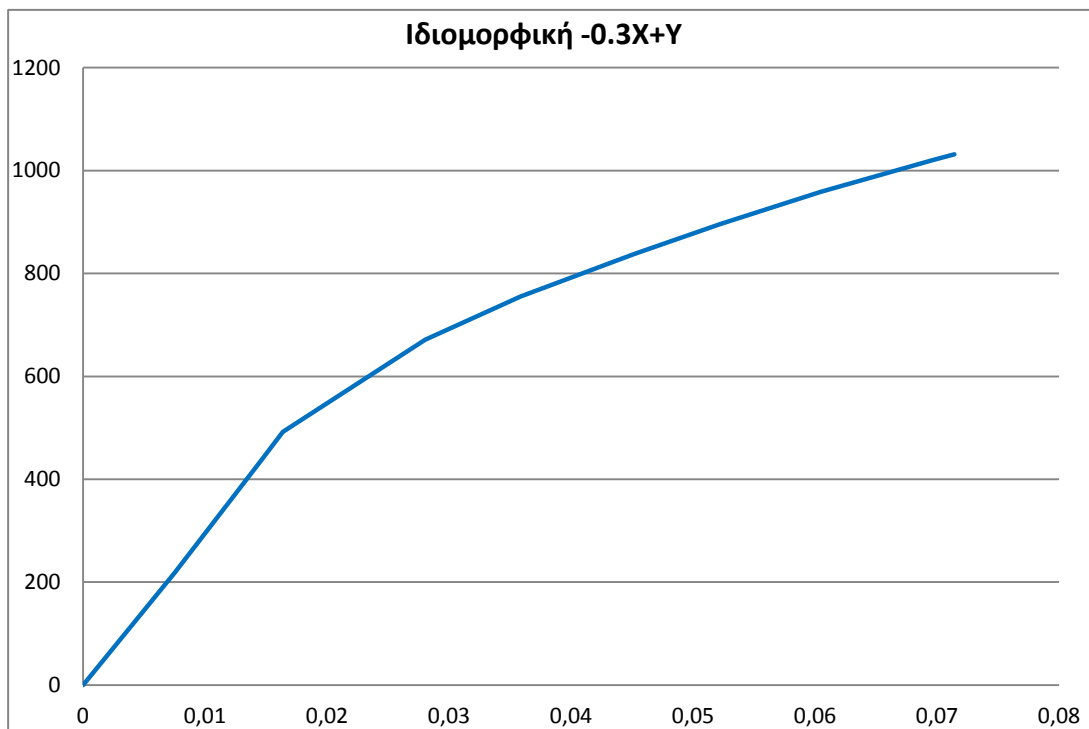
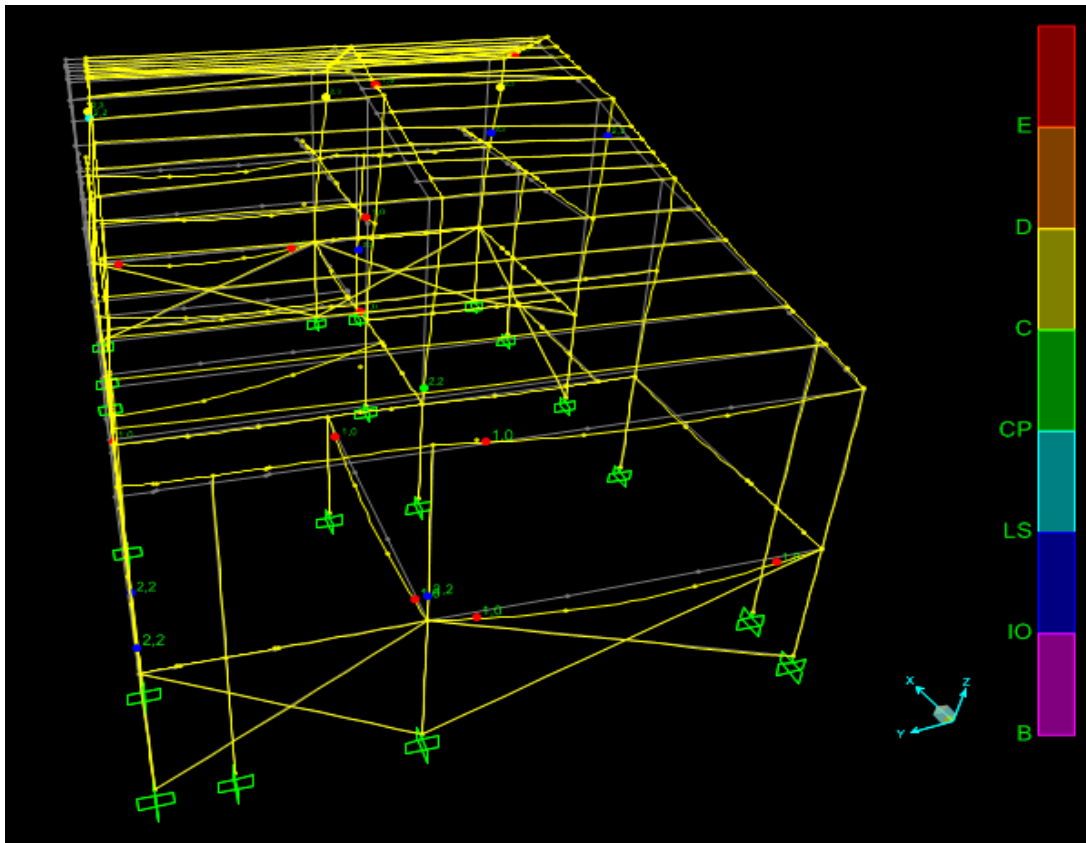
- Ομοιόμορφη 0.3X-Y



- Ιδιομορφική -Χ+0.3Υ



- Ιδιομορφική $-0.3X+Y$



Η ανάλυση καταδεικνύει ότι για το σημερινό σεισμό σχεδιασμού, αρκετά στοιχεία αστοχούν στη στάθμη του A και B ορόφου. Οι αδυναμίες εντοπίζονται κυρίως στην

διεύθυνση Υ, καθώς στη διεύθυνση αυτή έχουν προστεθεί λιγότερα τοιχώματα από ότι στη διεύθυνση Χ.

Τα προβλήματα αυτά, αντιμετωπίζονται με προσθήκη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ή/και μανδύων σύνθετων υλικών. Συγκεκριμένα, προτείνεται στα υποστυλώματα Κ10 και Κ13, ο μανδύας να επεκταθεί σε όλους τους ορόφους και στα υποστυλώματα Κ4, Κ5, Κ6, Κ7, Κ8, Κ12 να εφαρμοστεί μανδύας σύνθετων υλικών σε όλο τους το ύψος.

6.1 Γενικά

Η Υπηρεσία Αποκατάσταση Σεισμοπλήκτων (Υ.Α.Σ), έχει εκδώσει οδηγία σύμφωνα με την οποία καθορίζει τις ελάχιστες υποχρεωτικές ενέργειες επέμβασης σε κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία έχουν υποστεί βλάβες από σεισμούς. Η εν λόγω οδηγία έχει ως στόχο της, τη βελτιστοποίηση του τρόπου επιλογής των επεμβάσεων. Ο Μηχανικός, χρειάζεται να λαμβάνει υπόψη τέτοιου είδους οδηγίες έτσι ώστε να μπορεί να εξασφαλίσει τη μέγιστη δυνατή χρηματοδότηση και αποζημίωση για τις εργασίες που πρόκειται να πραγματοποιηθούν.

Το ΦΕΚ, κατατάσσει αρχικά τα κτήρια σε δύο κατηγορίες αναλόγως της έκτασης των βλαβών που παρατηρούνται (Άρθρο 1), προτείνει τρόπους αποτίμησης της απομένουσας φέρουσας ικανότητας του φορέα (Άρθρο 2), καθορίζει τις απαιτούμενες επεμβάσεις (Άρθρο 3) και τους τρόπους ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα (Άρθρο 4).

6.2 Χαρακτηρισμός κτηρίων ανάλογα με την έκταση των βλαβών

Λαμβάνοντας υπόψη τις βλάβες που έχουν προκληθεί από το σεισμό και την επιρροή τους στην γενική ευστάθεια του κτηρίου, τα κτήρια με βλάβες κατατάσσονται όπως παρακάτω (Άρθρο 1):

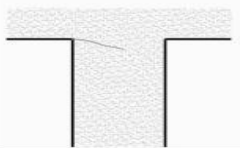
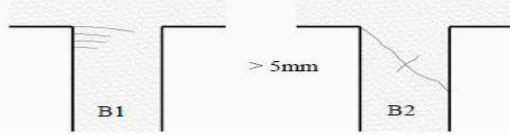

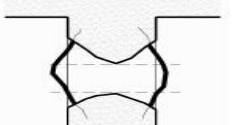
- ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΒΛΑΒΕΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΕΝΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ (ΤΟΠΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ)

Ο χαρακτήρας και η έκταση των βλαβών στα κατακόρυφα στοιχεία, δε θεωρείται ότι επηρεάζουν τη γενική ευστάθεια του κτηρίου. Στα κτήρια αυτά είναι δυνατόν να συνυπάρχουν και ελαφρές, σοβαρές ή βαριές βλάβες τους τοίχους πλήρωσης καθώς και ελαφρές ή σοβαρές βλάβες σε δοκούς και πλάκες.

- ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΒΛΑΒΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΕΝ ΓΕΝΕΙ ΤΗΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (ΓΕΝΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ)

Ο χαρακτήρας και η έκταση των βλαβών στα κατακόρυφα στοιχεία επηρεάζουν τη γενική ευστάθεια του κτηρίου. Στα κτήρια αυτά είναι δυνατόν να συνυπάρχουν και ελαφρές, σοβαρές ή βαριές βλάβες στους τοίχους πλήρωσης καθώς και ελαφρές ή σοβαρές βλάβες σε δοκούς και πλάκες.

Ο χαρακτηρισμός των βλαβών που είναι δυνατό να παρουσιαστούν σε κάθε δομικό στοιχείο πραγματοποιείται με τη βοήθεια του Σχ. 6.1.

Περιορισμένης σπουδαιότητας	Ελαφρές βλάβες	A	 < 2mm	d=0
		B	 > 5mm < 3mm	d<<
Επιρρεΐστων την ασφάλεια του συνόλου	Σοβαρές	Γ	 Γ1 Γ2	d<1%
	Βαρύς Δ ή Δ/Ε		 Δυσγισμός ή και θραύση ράβδων, άνοτηγμα ή και θραύση συνδετήρων	d>2%

Σχήμα 6.1 Τυπικοί βαθμοί βλαβών δομικών στοιχείων

6.3 Εκτίμηση απώλειας φέρουσας ικανότητας

Η κατάταξη των κτηρίων στις πιο πάνω κατηγορίες ανάλογα με την έκταση των βλαβών (Τοπικού ή Γενικού χαρακτήρα), γίνεται με την εκτίμηση της απώλειας φέρουσας ικανότητας του κτηρίου στην στάθμη όπου παρουσιάζονται οι μεγαλύτερες βλάβες.

Για την εκτίμηση της απώλειας φέρουσας ικανότητας μιας στάθμης χρησιμοποιούνται απλουστευμένα κριτήρια, που λαμβάνουν υπόψη:

- το βαθμό της βλάβης σε κάθε κατακόρυφο στοιχείο της στάθμης
- την ηλικία κατασκευής του κτηρίου
- το πλήθος των στοιχείων που έχουν υποστεί βλάβες (έκταση της βλάβης)

Μια απλουστευμένη εκτίμηση της απώλειας φέρουσας ικανότητας μπορεί να γίνει με βάση τη σχέση:

$$A_{\phi} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}$$

όπου, A_{ϕ} = απώλεια φέρουσας ικανότητας

n = πλήθος κατακόρυφων στοιχείων της εξεταζόμενης στάθμης

R = συντελεστής μείωσης φέρουσας ικανότητας στοιχείου σύμφωνα με τον

Πίνακα 6.2 ($R = 1,00$ για τα κατακόρυφα στοιχεία χωρίς βλάβες από σεισμό).

ΣΚΑΡΙΦΗΜ Α ΒΛΑΒΗΣ (βλέπε σχήμα 1)	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΒΛΑΒΗΣ	R					
		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ		ΚΟΜΒΟΙ	
		ΚΤΙΡΙΑ ΜΕΤΑ ΤΟ 1995	ΚΤΙΡΙΑ ΠΡΙΝ ΑΠΟ 1985	ΚΤΙΡΙΑ ΜΕΤΑ ΤΟ 1995	ΚΤΙΡΙΑ ΠΡΙΝ ΑΠΟ 1985	ΚΤΙΡΙΑ ΜΕΤΑ ΤΟ 1995	ΚΤΙΡΙΑ ΠΡΙΝ ΑΠΟ 1985
A	απλές καμπτικές ρωγμές $\leq 2\text{mm}$	1,00 (0,70*)	0,90 (0,60*)	0,90 (0,70*)	0,80 (0,60*)	ΔΕΝ ΟΡΙΖΕΤΑΙ	
B1 (α)	πολλαπλές καμπτικές ρωγμές $\leq 2\text{mm}$	1,00 (0,70*)	0,90 (0,60*)	0,80 (0,70*)	0,70 (0,60*)		
B1 (β)	πολλαπλές καμπτικές ρωγμές μεταξύ $2\text{mm} < \dots \leq 5\text{mm}$	0,90 (0,70*)	0,80 (0,60*)	0,70	0,60		
B1 (γ)	πολλαπλές καμπτικές ρωγμές $> 5\text{mm}$	0,80 (0,70*)	0,70 (0,60*)	0,60	0,50		
B2 (α)	λοξές ρωγμές $\leq 1\text{mm}$	0,90 (0,70*)	0,80 (0,60*)	0,70	0,60	0,30	0,20
B2 (β)	λοξές ρωγμή μεταξύ $1\text{mm} < \dots \leq 2\text{mm}$	0,80 (0,70*)	0,70 (0,60*)	0,55	0,45		
B2 (γ)	λοξές ρωγμές μεταξύ $2\text{mm} < \dots \leq 3\text{mm}$	0,60	0,50	0,40	0,30		
Γ1 (α)	καμπτικές ρωγμές, λυγισμός ράβδων οπλισμού, μετακίνη- ση άκρων $\leq 2\%$	0,50	0,40	0,30	0,20	0,20	0,10
Γ1 (β)	λοξές διαδιαγώνιες ρωγμές $\leq 3\text{mm}$	0,40	0,30	0,20	0,10		
Γ2	λοξές ρωγμές $> 3\text{mm}$	0,30	0,20	0,15	0,05		
Δ	απώλεια υλικού, κα- μπτικές ρωγμές, λυ- γισμός ράβδων οπλι- σμού, μετακίνηση άκρων $> 2\%$	0,15	0	0	0	0	0
E1	οριζόντια ολίσθηση στη βάση/θέση πάκτωσης τοιχώματος με ρωγμή $\leq 4\text{mm}$ και μετακίνηση άκρων $\leq 10\text{mm}$			0,60	0,50	ΔΕΝ ΟΡΙΖΕΤΑΙ	
E2	οριζόντια ολίσθηση στη βάση/θέση πάκτωσης τοιχώματος με ρωγμή $> 4\text{mm}$ και μετακίνηση άκρων $> 10\text{mm}$			0,40	0,30		
<p>* Οι τιμές εντός παρένθεσης εφαρμόζονται όταν οι βλάβες εμφανίζονται σε περιοχές ματίσματος οπλισμών με υπερκάλυψη άκρων, και συνοδεύονται εκτός από τις περιγραφόμενες βλάβες και από ρηγματώση κατά μήκος των ράβδων και ελαφρά αποφλοιώση (δηλ. απόσπαση τμήματος επικάλυψης σκυροδέματος).</p> <p>1. Η τυχόν βλάβη κόμβου χαρακτηρίζει τα κατακόρυφα στοιχεία που συντρέχουν σε αυτό.</p> <p>2. Ως βλάβες στους κόμβους νοούνται μόνο οι εντός του σώματος του κόμβου.</p> <p>3. Τοίχωμα θεωρείται κατακόρυφο στοιχείο με λόγο πλευρών διατομής (μεγαλύτερη προς μικρότερη) μεγαλύτερο ή ίσο του τέσσερα (4).</p> <p>4. Για κτίρια ενδιάμεσου έτους κατασκευής γίνεται γραμμική παρεμβολή επί των τιμών του Πίνακα 1.</p> <p>5. Η χρήση των τιμών του πίνακα 1 γίνεται αποκλειστικά και μόνο προς εφαρμογή της σχέσης:</p> $A_{\phi} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}$ <p>που αφορά για την εκτίμηση της συνολικής απώλειας φέρουσας ικανότητας του κτιρίου (Άρθρο 2, παρ.1).</p>							

Πίνακας 6.2 Συντελεστής απώλειας φέρουσας ικανότητας

Είναι προφανές ότι η κρίσιμη στάθμη ελέγχου της εξεταζόμενης οικίας είναι το ισόγειο, όπου και θα γίνει ο έλεγχος (Πίνακας 6.3).

ΙΣΟΓΕΙΟ				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΒΛΑΒΗ (τύπος)	Συντελεστής R
K1	x		Δ	0
K2	x			1
K3	x			1
K4	x		Δ	0
K5	x			1
K6	x			1
K7	x		Δ	0
K8	x		B2(α)	0,8
K9	x			1
K10	x		Δ	0
K11	x		Γ1(β)	0,3
K12	x		B2(γ)	0,5
K13	x		Δ	0
ΣR _i =				6,6
A _φ =				0,492 > 0,12

Πίνακας 6.3 Απώλεια φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου φορέα

Σύμφωνα με το άρθρο 2.2, αν $A_{\phi} \leq 0,12$ τότε οι βλάβες χαρακτηρίζονται τοπικού χαρακτήρα και αν $A_{\phi} > 0,12$ χαρακτηρίζονται γενικού χαρακτήρα και επηρεάζουν την ευστάθεια του φορέα. Σε κάθε περίπτωση, πριν από κάθε ενέργεια επέμβασης ή ενίσχυσης του κτηρίου, πρέπει να αποκαθιστώνται όλες οι βλάβες με ρητινενέσεις και αποκατάσταση ίσης διατομής με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

6.4 Μεθοδολογία υπολογισμού επεμβάσεων για αποκατάσταση βλαβών γενικού χαρακτήρα

6.4.1 Γενικά

Αρχικά, διακρίνονται δύο κατηγορίες σεισμόπληκτων κτηρίων οπλισμένου σκυροδέματος ανάλογα με τον αντισεισμικό κανονισμό που υιοθετήθηκε κατά την μελέτη και κατασκευή του φορέα (Άρθρο 4.2):

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΙ

Στην κατηγορία αυτή κατατάσσονται τα σεισμόπληκτα κτήρια τα οποία δεν μελετήθηκαν με χρήση φάσματος απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης και τα οποία:

- Μελετήθηκαν ή/και κατασκευάστηκαν πριν την εφαρμογή του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 (ΦΕΚ 36/Α, 26/02/1959).
- Μελετήθηκαν σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (ΦΕΚ 36/Α, 26/02/1959).
- Μελετήθηκαν σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (ΦΕΚ 36/Α, 26/02/1959) και τα πρόσθετα άρθρα του 1984–85 (ΦΕΚ 239/Β, 16/04/1984).
- Μελετήθηκαν/ελέγχθηκαν με διαφορετικούς αντισεισμικούς κανονισμούς και ένα τμήμα τους ελέγχθηκε με χρήση συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως ϵ (π.χ. σε περίπτωση προσθηκών) ή/και απαλλάχτηκε από αντισεισμικό έλεγχο.
- Έχουν κατασκευαστεί χωρίς οικοδομική άδεια.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΙΙ

Στη κατηγορία αυτή κατατάσσονται τα σεισμόπληκτα κτήρια τα οποία μελετήθηκαν ή ελέγχθηκαν με χρήση φάσματος απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης και την εφαρμογή μιας εκ των επομένων μεθόδων αντισεισμικού υπολογισμού:

α) Δυναμική Φασματική Μέθοδος (γενική) ή, β) Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος/Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος (υπό προϋποθέσεις).

Δηλαδή κτήρια τα οποία:

- Μελετήθηκαν σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό ΝΕΑΚ1992–95 (ΦΕΚ 613/Β, 12/10/1992).
- Μελετήθηκαν σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό ΕΑΚ2000–2003 (ΦΕΚ 2184/Β, 20/12/1999)

Επίσης, είναι αναγκαία και η κατάταξη των δομημάτων βάσει της σπουδαιότητάς τους, σύμφωνα με τον Πίνακα 6.4:

Κατηγορία Σπουδαιότητας	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
ΣΙ	Κτήρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κ.λπ..
ΣΙΙ	Συνήθη κτήρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά – βιοτεχνικά κτήρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κ.λπ.), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργο-στάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτήρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν

	στην κατηγορία ΣΙΥ, κ.λπ.
ΣΙΙΙ	Κτήρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτήρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτήρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτήρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτήρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λπ.
ΣΙΥ	Κτήρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτήρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτήρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Επίσης, κτήρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κ.λπ.

Πίνακας 6.4 Κατηγορίες Σπουδαιότητας Κτηρίων

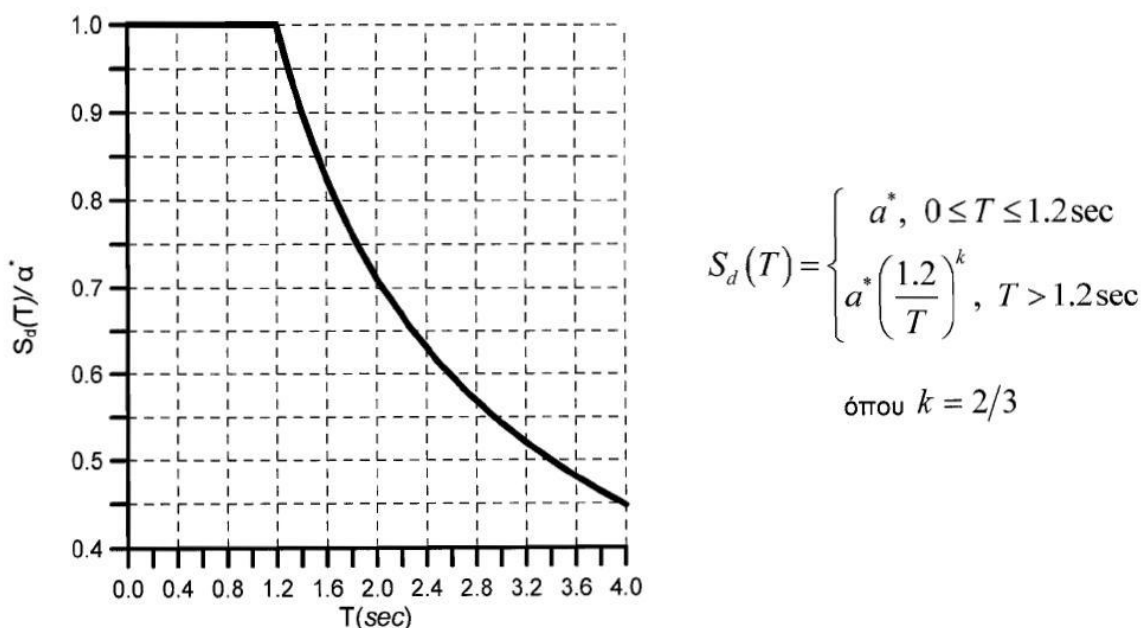
Σύμφωνα με τα παραπάνω, το κτήριο που μελετάται, εμπίπτει στην κατηγορία ΚΙ και κατηγορία σπουδαιότητας ΣΙΙ.

Όπως αναφέρθηκε στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού του φέροντα οργανισμού κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί συνδυασμό αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας (στοχευόμενη συμπεριφορά) και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου (σεισμός σχεδιασμού). Η οδηγία, ορίζει για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών αναγκών ως στάθμη επιτελεστικότητας για όλες τις περιπτώσεις τη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» (Β), ενώ για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης δεν υιοθετείται το φάσμα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης του ΕΚ8-1 που χρησιμοποιείται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., αλλά το φάσμα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, το οποίο προσδιορίζεται κατά περίπτωση στη συνέχεια.

Σημειώνεται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (Β) σημαίνει ότι, για τη θεωρούμενη σεισμική δράση ο φέρων οργανισμός του κτηρίου θα υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία του θα διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και θα είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για το φέροντα οργανισμό: καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων ακρίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα και μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Οι τοιχοπληρώσεις θα έχουν επίσης υποστεί βλάβες, όπως ενδεικτικώς πυκνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς ωστόσο σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες.

6.4.2 Φάσμα σχεδιασμού

Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, όπως αυτές προβλέπονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ως οριζόντιο φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού $S_d(T)$ θα χρησιμοποιείται το φάσμα που παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 6.5 συναρτήσει της επιτάχυνσης σχεδιασμού a^* και της ιδιοπεριόδου $T(\text{sec})$ του κτηρίου.



Σχήμα 6.5 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης

Οι τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης σχεδιασμού a^*/g (ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας $g = 9.81 \text{ m/sec}^2$) δίδονται στον ακόλουθο Πίνακα 6.6 συναρτήσει:

- της Ζώνης Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III που υπάγεται σήμερα το εξεταζόμενο σεισμόπληκτο κτήριο σύμφωνα με τον ΕΑΚ
- της κατηγορίας σπουδαιότητας (ΣI, ΣII, ΣIII, ΣIV) που υπάγεται σήμερα το εξεταζόμενο σεισμόπληκτο κτήριο σύμφωνα με τον Πίνακα 6.4 και
- του συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως ϵ ο οποίος θα λαμβάνεται σήμερα υπόψη όπως αυτός είχε ληφθεί υπόψη κατά τη φάση μελέτης του υφισταμένου κτηρίου.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: I (ΕΑΚ2003)						
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		0.04	0.06	0.08	0.12	0.16
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣI & ΣII	0.09	0.11	0.14	0.21	0.28
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣIII & ΣIV	0.12	0.16	0.21	0.32	0.34
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II (ΕΑΚ2003)						
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		≤ 0.06	0.08	0.12	0.16	
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣI & ΣII	0.14	0.14	0.21	0.28	
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣIII & ΣIV	0.18	0.21	0.32	0.34	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: III (ΕΑΚ2003)						
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		≤ 0.08		0.12	0.16	
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣI & ΣII	0.21		0.21	0.28	
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣIII & ΣIV	0.28		0.32	0.34	

Σχήμα 6.6 Συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης a^*

6.4.3 Διαδικασία επίλυσης

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν επεμβάσεις σε κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα με βλάβες που επηρεάζουν τη γενική ευστάθεια του κτηρίου, απαιτείται αποτίμηση και ανασχεδιασμός του φέροντα οργανισμού του σεισμοπλήκτου κτηρίου. Έτσι, η μελέτη επισκευής περιλαμβάνει επεμβάσεις σε βλαβέντα στοιχεία του φέροντος οργανισμού του κτηρίου, τις απολύτως αναγκαίες επεμβάσεις σε μη βλαβέντα στοιχεία του φέροντος οργανισμού, ή/και την προσθήκη των απολύτως αναγκαίων νέων δομικών στοιχείων που απαιτούνται από την αναπτυσσόμενη εντατική ή/και παραμορφωσιακή κατάσταση που δημιουργείται μετά την επέμβαση. Όλες οι επιλύσεις του φορέα πραγματοποιούνται στο χώρο και χωρίς να συνεκτιμάται η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων. Επίσης σημειώνεται ότι, προκειμένου να προσδιορισθούν οι «δείκτες ανεπάρκειας» $\lambda = SE / Rm$ (§5.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.), η γνώση των οποίων είναι απαραίτητη για τον καθορισμό της μεθόδου ανάλυσης.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα βήματα επίλυσης που απαιτείται να εφαρμοστούν:

- Βήμα 1ο: Επιλύεται ο φορέας ως είχε πριν τις βλάβες. Ο έλεγχος επάρκειας (έναντι εντατικών ή/και παραμορφωσιακών μεγεθών) από την επίλυση αυτή θα χρησιμοποιηθεί για την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων για τη σεισμική απόκριση της κατασκευής και για την επιλογή των απολύτως αναγκαίων επεμβάσεων, που θα ληφθούν υπόψη στην επόμενη επίλυση. (π.χ. ένα υποστύλωμα με ελαφριές βλάβες, που δεν εμφανίζει ανεπάρκεια δεν απαιτείται να ενισχυθεί με μανδύα)

- Βήμα 2ο: Επιλύεται ο φορέας με τις απολύτως αναγκαίες επεμβάσεις στα βλαβέντα στοιχεία (π.χ. υποστυλώματα με βλάβες Γ ή Δ καθώς και υποστυλώματα με ελαφριές βλάβες, που εμφανίζουν ανεπάρκεια). Ο έλεγχος επάρκειας (έναντι εντατικών ή/και παραμορφωσιακών μεγεθών) από την επίλυση αυτή θα οδηγήσει (ενδεχομένως) σε επεμβάσεις και σε μη βλαβέντα στοιχεία, που εμφανίζουν ανεπάρκεια. Σε περίπτωση που εμφανίζονται εκτεταμένες ανεπάρκειες είναι δυνατή η προσθήκη νέων δομικών στοιχείων εφόσον αυτά αίρουν την ανάγκη εκτεταμένων επεμβάσεων. Στην περίπτωση που εμφανίζονται εκτεταμένες ανεπάρκειες απαιτείται η διενέργεια παραμετρικών επιλύσεων προκειμένου να προσδιοριστεί η όσο το δυνατόν καλύτερη λύση αναφορικά με την επιλογή των απαιτούμενων επεμβάσεων σε μη βλαβέντα στοιχεία ή/και την προσθήκη νέων δομικών στοιχείων. Η επίλυση αυτή (καθώς και κάθε επόμενη πλην της τελικής) δεν απαιτείται να συνοδεύεται από σχέδια, αλλά από αντίστοιχα προσομοιώματα στα οποία θα επισημαίνονται τα ενισχυμένα στοιχεία.
- Βήμα 3ο: Επιλύεται ο φορέας με τις επεμβάσεις που θα υλοποιηθούν. Ακολουθεί ο τελικός έλεγχος επάρκειας (έναντι εντατικών ή/και παραμορφωσιακών μεγεθών) για τα στοιχεία χωρίς επεμβάσεις και η διαστασιολόγηση των νέων δομικών στοιχείων και των στοιχείων με επεμβάσεις. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίδεται στη σύνδεση των νέων στοιχείων με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό.

6.5 Βήμα 1^ο: Ανάλυση υφιστάμενου κτηρίου σύμφωνα με το ΦΕΚ455/Β/25.02.2014

6.5.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση στο υφιστάμενο κτήριο είναι η ίδια όπως περιγράφηκε στην ενότητα §4.5.1.

6.5.2 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση υφιστάμενου κτηρίου

Σύμφωνα με τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας που ορίζει ο ΕΑΚ 2003, το κτήριο ανήκει στην Ζώνη II. Για έδαφος κατηγορίας Β και για σπουδαιότητα κτηρίου ΣII, με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης προκύπτει 0.08 (βλ. Πίνακα 4.25). Επομένως από τον Πίνακα 6.6 επιλέγεται η οριζόντια επιτάχυνση σχεδιασμού $\alpha=0.14g$. Η κατακόρυφη συνιστώσα παραλείπεται, καθώς το κτήριο δεν εμφανίζει τις προϋποθέσεις για τις οποίες επιβάλλεται να την λάβουμε υπόψη.

Σύμφωνα με το φάσμα του Σχ. 6.5:

Για τη σεισμική διεύθυνση κατά x , η βασική ιδιοπερίοδος είναι η $T_x=T_4= 0,229sec$ τιμή η οποία βρίσκεται στο οριζόντιο τμήμα του φάσματος. Επομένως προκύπτει φασματική επιτάχυνση $S_{dx}(T_x)=\alpha=0,14g \times 1.5=0.21g$.

Για τη σεισμική διεύθυνση κατά γ , η βασική ιδιοπερίοδος είναι η $T_{\gamma}=T_2= 0,289\text{sec}$, τιμή η οποία βρίσκεται στο οριζόντιο τμήμα του φάσματος. Επομένως προκύπτει φασματική επιτάχυνση $S_{d\gamma}(T_{\gamma})=\alpha=0,14g \times 1.5=0.21g$.

Στον παρακάτω πίνακα 6.7 αναγράφεται ο συντελεστής ανεπάρκειας κάθε κατακόρυφου στοιχείου της κατασκευής για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, όπως προέκυψαν από την ανάλυση.

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	1.807	2.461	-	K8	2.534	2.567	-
K2	2.385	2.129	2.463	K9	4.050	-	-
K3	2.581	3.198	2.150	K10	1.324	2.046	-
K4	1.904	2.458	1.895	K11	2.355	2.686	3.619
K5	7.887	5.624	2.482	K12	3.010	4.516	1.159
K6	6.196	7.060	3.360	K13	1.714	2.113	1.623
K7	2.887	4.571	2.667				

Πίνακας 6.7 Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενου κτηρίου

Οι τιμές των συντελεστών ανεπάρκειας προέκυψαν πολύ μεγάλες ενώ αρκετές από τις τιμές προέκυψαν μεγαλύτερες του 4 γεγονός που καθιστά την περαιτέρω αποτίμηση του κτηρίου ανώφελη. Ωστόσο πραγματοποιείται δυναμική ελαστική ανάλυση στο κτήριο για την απόκτηση μιας γενικής ιδέας συμπεριφοράς του κτηρίου στο φάσμα του σεισμού.

6.5.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Για τον έλεγχο επάρκειας του κτηρίου πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιώντας το φάσμα του σχήματος 6.5 και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται παρακάτω:

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	1.444	1.845	-	K8	1.709	1.655	-
K2	1.669	1.523	1	K9	2.31	-	-
K3	1.830	2.20	1.458	K10	1.054	1.466	-
K4	1.347	1.830	1.359	K11	1.494	1.841	1.515
K5	3.47	2.542	1.492	K12	1.689	2.582	0.903
K6	3	3.571	2.013	K13	1.251	1.694	1
K7	1.453	2.697	1.867				

Πίνακας 6.8 Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ελαστικής δυναμικής ανάλυσης υφιστάμενου κτηρίου

6.6 Ανάλυση ενισχυμένου κτηρίου σύμφωνα με το ΦΕΚ455/Β/25.02.2014

6.6.1.1 Βήμα 2^ο: Επίλυση φορέα με τις αναγκαίες επεμβάσεις στα βλαβέντα στοιχεία

Ακολουθώντας τα βήματα επίλυσης της οδηγίας, αρχικά (Βήμα 2^ο) θα επισκευαστούν και θα ενισχυθούν τα στοιχεία τα οποία έχουν παρουσιάσει σημαντικές βλάβες (Γ ή Δ) από το σεισμό και ανεπάρκεια κατά την προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του φορέα. Τα υποστυλώματα αυτά παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα 6.9.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΒΛΑΒΗ (τύπος)
ΙΣΟΓΕΙΟ			
K1	x		Δ
K2	x		
K3	x		
K4	x		Δ
K5	x		
K6	x		
K7	x		Δ
K8	x		B2(α)
K9	x		
K10	x		Δ
K11	x		Γ1(β)
K12	x		B2(γ)
K13	x		Δ
Α' ΟΡΟΦΟΣ			
K1	x		
K2	x		
K3	x		
K4	x		
K5	x		
K6	x		
K7	x		
K8	x		
K10	x		
K11	x		
K12	x		
K13	x		
Β' ΟΡΟΦΟΣ			
K2	x		
K3	x		
K4	x		
K6	x		
K7	x		
K10	x		
K11	x		
K12			
K13	x		

Πίνακας 6.9 Συντελεστές ανεπάρκειας και βλάβες στοιχείων

Σε όλα τα υποστυλώματα που εμφάνισαν βλάβες βαθμού Γ ή Δ απαιτείται να πραγματοποιηθεί αποκατάσταση ίσης διατομής στο ύψος της βλαβείσας περιοχής και ενίσχυση σε όλο το ύψος με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η διαδικασία που θα πρέπει να ακολουθηθεί είναι η εξής:

- Να αποκαλυφθούν οι διαμήκεις οπλισμοί στο μήκος στο οποίο έχουν λυγίσει συν 25cm πάνω και κάτω.
- Να κοπούν και να αφαιρεθούν τα λυγισμένα τμήματα και οι συνδετήρες.
- Να τοποθετηθούν νέοι διαμήκεις οπλισμοί ποιότητας B500C στις θέσεις των παλαιών, οι οποίοι να είναι μίας διαμέτρου μεγαλύτεροι και να συγκολληθούν με τους υφιστάμενους κατά παράθεση.
- Να τοποθετηθούν νέοι συνδετήρες Φ10/10 ποιότητας B500C.
- Να αποκατασταθεί η διατομή με την εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ποιότητας C20/25.
- Να κατασκευαστεί επιπλέον περιμετρικός μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 πάχους 7cm με οπλισμό Φ20 και με συνδετήρες Φ10/10, ηλεκτροσυγκολλημένους.

Σε όσα από τα παραπάνω υποστυλώματα εμφανίζονται βλάβες και στους κόμβους θα πρέπει να αποκατασταθούν. Διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Ελαφριά βλάβη κόμβου (βαθμού Γ). Σε αυτή την περίπτωση εμφανίζονται ρωγμές μικρού ανοίγματος στον κόμβο. Η αποκατάσταση του κόμβου θα πραγματοποιηθεί με ρητινενέσεις.
- Βαριά βλάβη κόμβου (βαθμού Δ). Σε αυτή την περίπτωση θα πραγματοποιηθεί διαδικασία ανάλογη αυτής που περιγράφεται παραπάνω για τα υποστυλώματα.

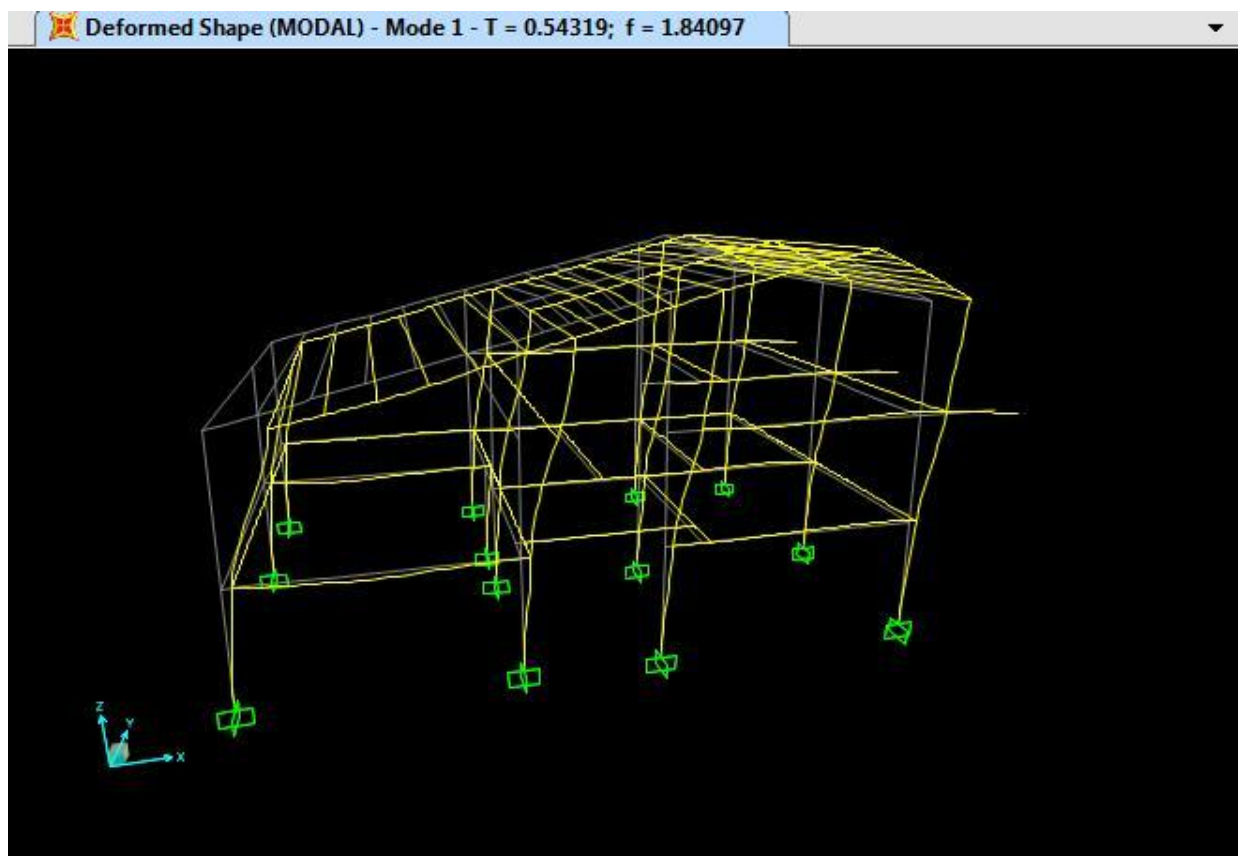
Για τα υποστυλώματα τα οποία εμφάνισαν βλάβες τύπου Β, προτείνεται η αποκατάσταση τους με χρήση ρητινενέσεων.

6.6.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση

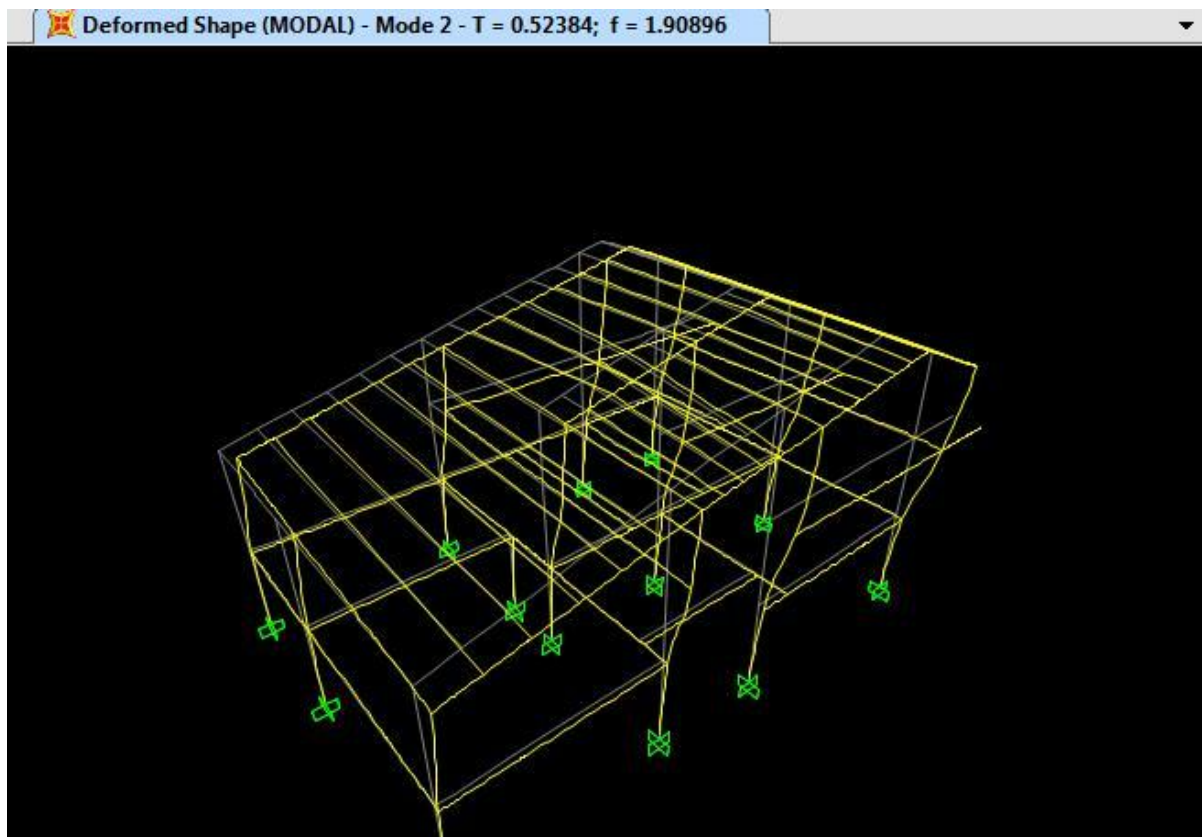
Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει ότι η πρώτη ιδιομορφή του κτηρίου είναι μεταφορική κατά x με $T_1=T_x=0,543\text{sec}$ με ποσοστό συμμετοχής 69,45%. Η δεύτερη ιδιομορφή του κτηρίου, είναι συνδυασμός μεταφορικής κατά y και στροφικής περί κατακόρυφο άξονα με ποσοστά συμμετοχής 70,9% και 53,4% αντίστοιχα με ιδιοπερίοδο $T_2=0,523\text{sec}$. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις 12 πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.543191	0.69449	0.00155	0.69449	0.00155	0.08932	0.08932
MODAL	2	0.523845	0.00365	0.70893	0.69814	0.71048	0.53393	0.62325
MODAL	3	0.473596	0.0184	0.0189	0.71654	0.72938	0.11611	0.73936
MODAL	4	0.212488	0.00111	0.00214	0.71765	0.73152	0.00675	0.74611
MODAL	5	0.183187	0.14365	0.00036	0.8613	0.73187	0.02295	0.76906
MODAL	6	0.172361	0.00006837	0.09433	0.86137	0.8262	0.08596	0.85502
MODAL	7	0.151642	0.00201	0.09891	0.86338	0.92511	0.00968	0.8647
MODAL	8	0.138724	0.01236	0.00061	0.87574	0.92573	0.0022	0.8669
MODAL	9	0.135975	0.09973	0.00162	0.97547	0.92735	0.01934	0.88624
MODAL	10	0.126528	0.00307	0.00279	0.97854	0.93014	0.0008	0.88704
MODAL	11	0.121342	0.000006014	0.00061	0.97855	0.93075	0.00082	0.88786
MODAL	12	0.120125	0.00003122	0.00255	0.97858	0.9333	0.00003256	0.8879

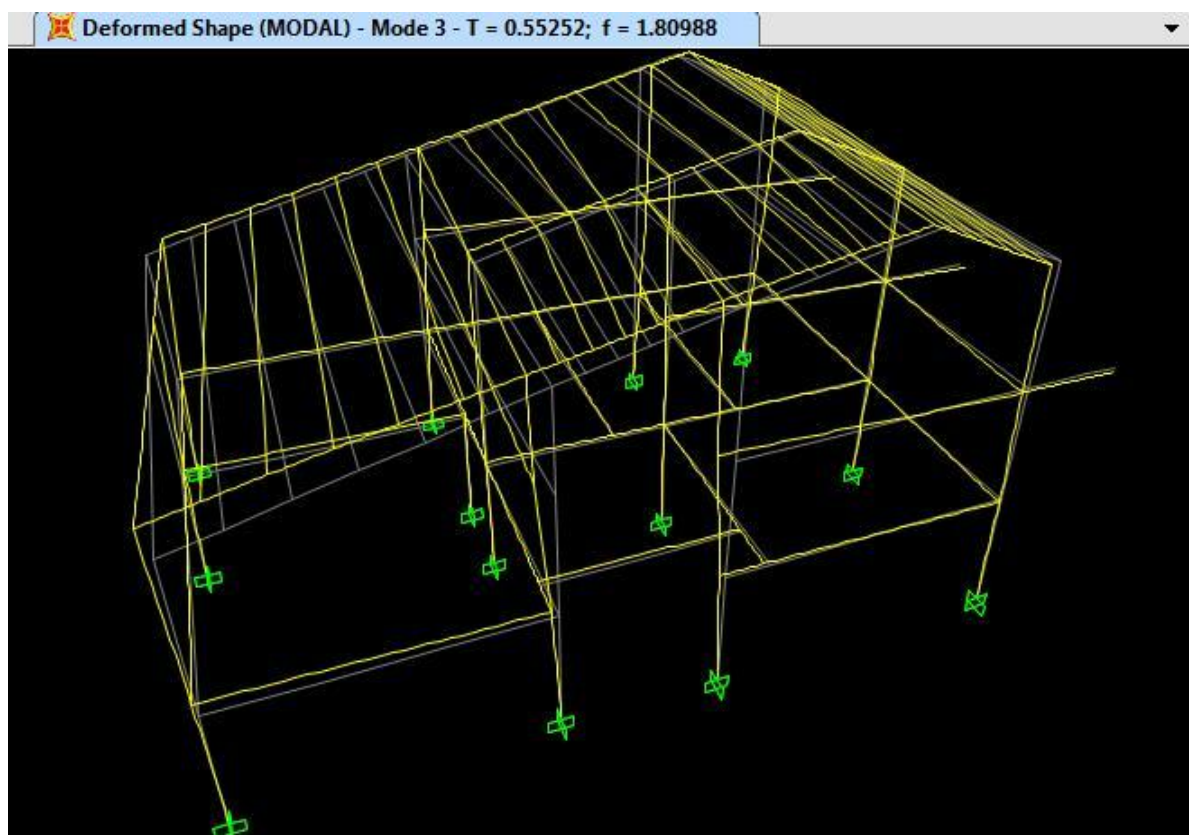
Πίνακας 6.10 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης βήματος 2



Σχήμα 6.11 Πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής κατά x με ιδιοπερίοδο $T_1=0,543\text{sec}$ και ποσοστό συμμετοχής 69.4%



Σχήμα 6.12 Δεύτερη ιδιομορφή της κατασκευής στροφική και κατά γ με ιδιοπερίοδο $T_2=0,523\text{sec}$ και ποσοστό συμμετοχής 53.3% και 70.8% αντίστοιχα.



Σχήμα 6.13 Τρίτη ιδιομορφή της κατασκευής κατά γ με ιδιοπερίοδο $T_3=0,552\text{sec}$ και ποσοστό συμμετοχής 28.9%

6.6.1.3 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση

Τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης συνοψίζονται παρακάτω:

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.783	2.318	-	K8	1.991	2.159	-
K2	1.563	1.854	1.984	K9	2.236	-	-
K3	2.056	2.856	1.785	K10	0.469	1.923	-
K4	0.685	2.253	1.896	K11	0.546	2.369	2.056
K5	2.123	3.937	2.236	K12	1.756	3.564	1.178
K6	2.385	4.941	2.687	K13	0.645	1.823	1.564
K7	0.856	3.847	2.654				

Πίνακας 6.14 Συντελεστές ανεπάρκειας προκαταρκτικής ανάλυσης βήματος 2

Συγκριτικά με τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης στο υφιστάμενο κτήριο, οι συντελεστές ανεπάρκειας έχουν μειωθεί σημαντικά. Εντούτοις, παρατηρούνται ανεπάρκειες σε αρκετά στοιχεία του φέροντος οργανισμού γεγονός που οδηγεί σε ανάγκη λήψης κι άλλων μέτρων επέμβασης.

6.6.1.4 Δυναμική Φασματική ανάλυση

Συμπληρωματικά με την προηγούμενη ανάλυση, πραγματοποιείται και δυναμική φασματική ανάλυση για την καλύτερη εκτίμηση της απόκρισης του κτηρίου, με φάσμα αυτό που προβλέπει η οδηγία και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$.

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.477	1.929	-	K8	1.327	1.439	-
K2	0.846	1.227	1.101	K9	1.291	-	-
K3	0.935	1.904	1.066	K10	0.307	1.282	-
K4	0.414	1.502	1.260	K11	0.351	1.579	1.32
K5	1.415	2.625	1.491	K12	1.16	2.37	0.785
K6	1.266	3.294	1.561	K13	0.326	1.301	1.023
K7	0.416	2.565	1.776				

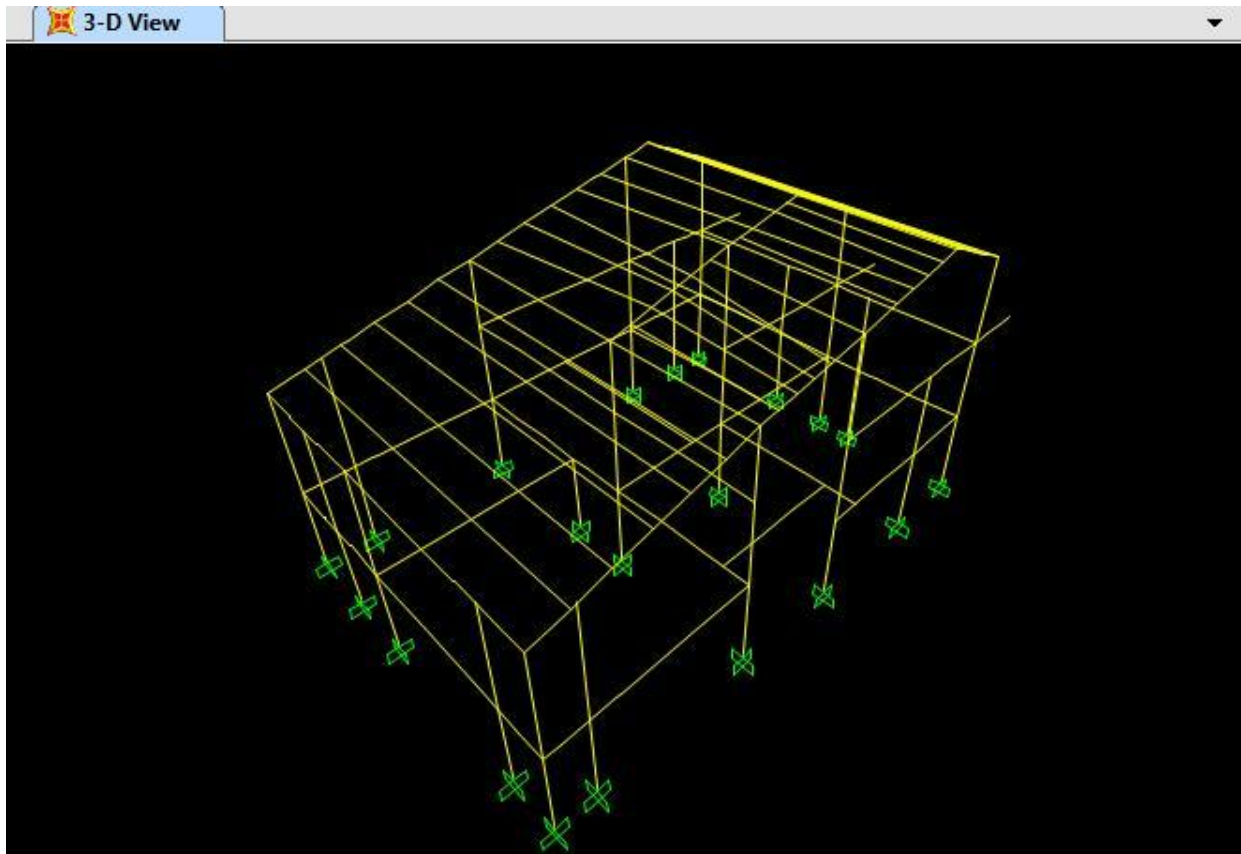
Πίνακας 6.15 Συντελεστές ανεπάρκειας σε κάμψη βήματος 2 (ελαστική δυναμική ανάλυση)

6.6.2.1 Βήμα 3^ο: Επίλυση φορέα με τις τελικές επεμβάσεις που θα υλοποιηθούν

Η εμφάνιση πολλών σοβαρών βλαβών τύπου Γ και Δ στο κτηρίο είχαν ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Ακόμα και μετά τις επεμβάσεις του βήματος 2, παρατηρούνται σημαντικές ανεπάρκειες σε πολλά δομικά στοιχεία. Για τον λόγο αυτό προτείνεται κατασκευή νέων δομικών στοιχείων και ενίσχυση των ήδη υπαρχόντων. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται παρακάτω οι συνολικές επεμβάσεις/ενισχύσεις που προτείνονται:

- Κατασκευή οκτώ τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος διατομής 1,50 x 0,25m στις θέσεις που παρουσιάζονται στο Σχέδιο Σ4 και Σ5. Τα τοιχώματα T1, T2, T5 και T7 εκτείνονται σε όλο το ύψος του κτηρίου, ενώ τα T3, T4, T6 και T8 εκτείνονται μέχρι και την πλάκα οροφής του ισογείου. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C25/30, και του χάλυβα οπλισμού B500C, λεπτομέρειες για τις θέσεις, τις διαστάσεις, τους οπλισμούς, τη θεμελίωση και τα υλικά των νέων τοιχωμάτων παρουσιάζονται αναλυτικά στα σχέδια λεπτομερειών.
- Ενίσχυση των πλακών Π1, Π2, Π6 και Π7 της οροφής ισογείου με αύξηση του πάχους τους κατά 7cm με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα .
- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων Κ8 και Κ12 με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος (επιπλέον των Κ1, Κ4, Κ7, Κ10, Κ11, Κ13 που ενισχύθηκαν στο Βήμα 2ο).
- Ενίσχυση των δοκών Δ1, Δ3, Δ7, Δ9, Δ10, Δ11, Δ18 και Δ19 με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων Κ2, Κ3, Κ5, Κ6, Κ9, του ισογείου με δύο στρώσεις σύνθετου υλικού μέτρου ελαστικότητας 240GPa, παραμόρφωσης αστοχίας 1.5% και συνολικού πάχους 0.34mm.
- Ενίσχυση των δοκών Δ4, Δ5, Δ6, Δ8, Δ12, Δ13, Δ14, Δ15, Δ16 και Δ17 του ισογείου με τρεις στρώσεις σύνθετου υλικού μέτρου ελαστικότητας 240GPa, παραμόρφωσης αστοχίας 1.5% και συνολικού πάχους 0.51mm. Στο παράρτημα II παρουσιάζεται ένα παράδειγμα ενίσχυσης δοκού σε διάτμηση με σύνθετα υλικά.
- Ο σχεδιασμός της θεμελίωσης του κτηρίου με τις προτεινόμενες επεμβάσεις προέκυψε μετά την αποκάλυψη τμήματος της θεμελίωσης του υφιστάμενου σεισμόπληκτου κτηρίου. Η θεμελίωση ενδέχεται να τροποποιηθεί μετά τη αποκάλυψη του συνόλου της θεμελίωσης, η οποία θα πραγματοποιηθεί σταδιακά, λαμβάνοντας υπόψη την ασφάλεια του πληγέντος φορέα.

Η τελική μορφή του προσομοιώματος του κτηρίου ύστερα από τις επεμβάσεις παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



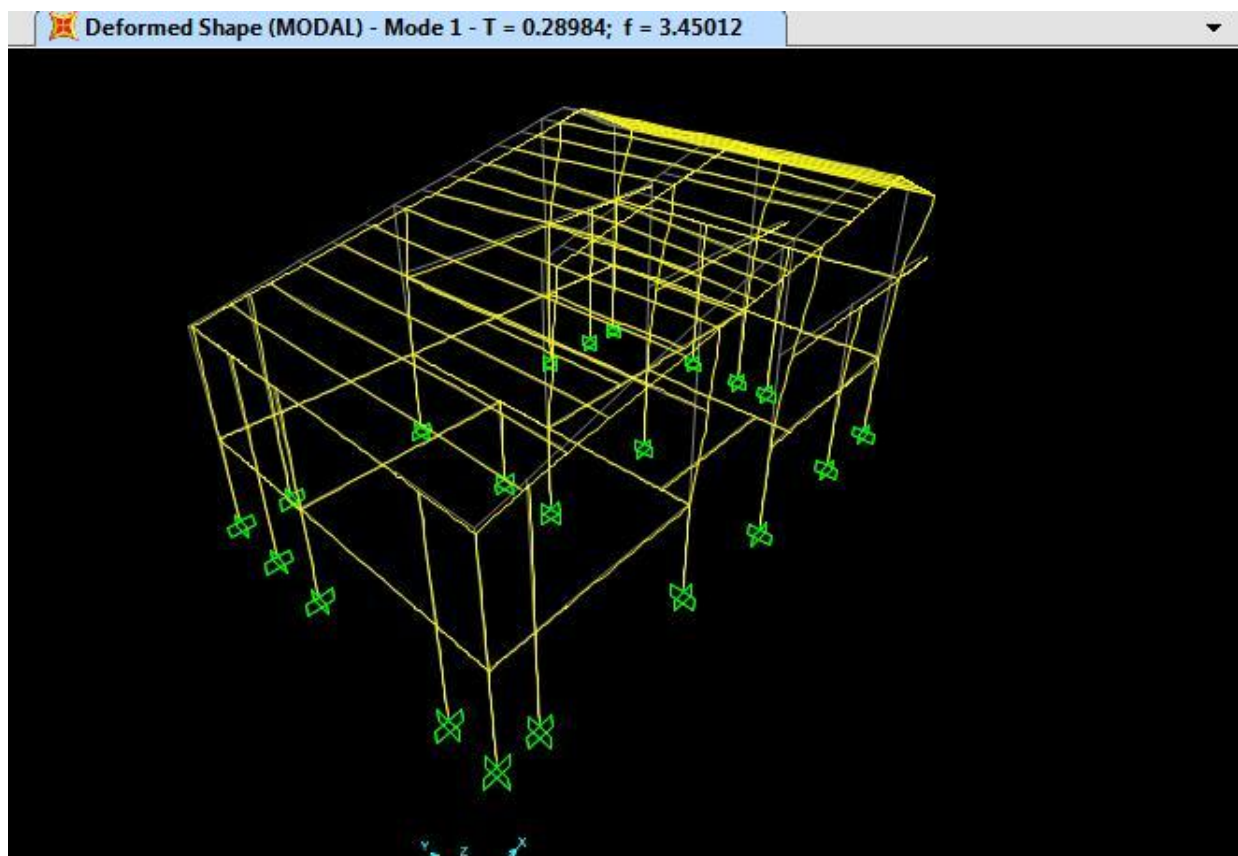
Εικόνα 6.16 Ενισχυμένος φορέας βήματος 3

6.6.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση

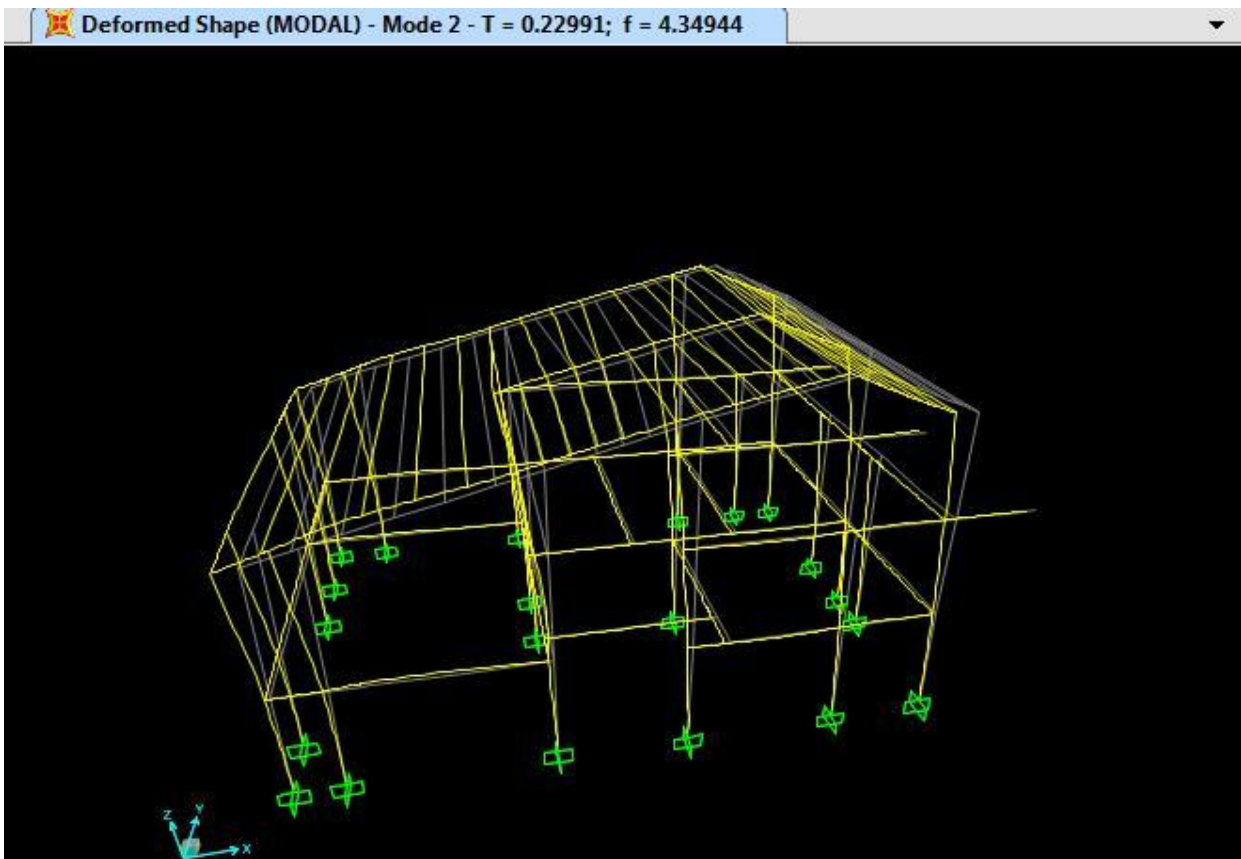
Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει ότι οι σημαντικότερες ιδιομορφές του κτηρίου είναι η πρώτη και η δεύτερη. Η πρώτη, έχει ιδιοπερίοδο $T_1=0,289\text{sec}$ και είναι μεταφορική κατά y . Η δεύτερη έχει ιδιοπερίοδο $T_2=0,229\text{sec}$ και είναι μεταφορική κατά x . Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις 20 πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου. Στις αναλύσεις η επιλογή επαρκούς αριθμού ιδιομορφών έγινε με βάση τις διατάξεις του EC8.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.289845	0.00024	0.49254	0.00024	0.49254	0.36248	0.36248
MODAL	2	0.229915	0.67533	0.00008482	0.67557	0.49262	0.14236	0.50483
MODAL	3	0.163863	0.00364	0.04881	0.67921	0.54143	0.04134	0.54617
MODAL	4	0.13165	0.01406	0.2274	0.69327	0.76883	0.20045	0.74662
MODAL	5	0.128139	0.00003727	0.00684	0.69331	0.77567	0.00529	0.75191
MODAL	6	0.123202	0.07738	0.02846	0.77069	0.80414	0.00342	0.75533
MODAL	7	0.113374	0.00031	0.00009993	0.771	0.80424	0.00184	0.75717
MODAL	8	0.112853	0.0102	0.00079	0.7812	0.80502	0.02842	0.78559
MODAL	9	0.112143	0.000008389	0.00054	0.78121	0.80556	0.02504	0.81064
MODAL	10	0.110599	0.03469	0.00068	0.81591	0.80624	0.00997	0.8206
MODAL	11	0.097206	0.00067	0.00792	0.81658	0.81417	0.01236	0.83297
MODAL	12	0.095375	0.00007263	0.02154	0.81665	0.83571	0.02642	0.85939
MODAL	13	0.092336	0.00021	0.00264	0.81686	0.83835	0.00264	0.86202
MODAL	14	0.082885	0.00238	0.00003326	0.81923	0.83838	0.00017	0.86219
MODAL	15	0.075061	0.00000745	0.01294	0.81924	0.85132	0.00026	0.86245
MODAL	16	0.07225	0.0009	0.0000622	0.82014	0.85138	0.00055	0.863
MODAL	17	0.070026	0.0003	0.00006708	0.82044	0.85145	0.00024	0.86325
MODAL	18	0.06879	0.00209	0.00049	0.82253	0.85194	0.00212	0.86537
MODAL	19	0.064192	0.00003449	0.000005397	0.82256	0.85194	0.00027	0.86564
MODAL	20	0.06329	0.00005298	0.01507	0.82261	0.86701	0.00131	0.86694

Πίνακας 6.17 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης βήματος 3 (Ενισχυμένος φορέας)



Σχήμα 6.18 Πρώτη ιδιομορφή ενισχυμένου φορέα $T_y=0,2898\text{sec}$



Σχήμα 6.19 Δεύτερη ιδιομορφή ενισχυμένου κτηρίου $T_x=0,2299\text{sec}$

6.6.2.3 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση

Ισχύουν οι ίδιες παραδοχές και κατανομή δυνάμεων όπως αναφέρθηκαν και στην αντίστοιχη ενότητα του βήματος 1 και 2.

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.477	1.929	-	K8	1.327	1.439	-
K2	0.846	1.227	1.101	K9	1.291	-	-
K3	0.935	1.904	1.066	K10	0.307	1.282	-
K4	0.414	1.502	1.260	K11	0.351	1.579	1.32
K5	1.415	2.625	1.491	K12	1.16	2.37	0.785
K6	1.266	3.294	1.561	K13	0.326	1.301	1.023
K7	0.416	2.565	1.776				

Πίνακας 6.20 Συντελεστές ανεπάρκειας σε κάμψη υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση)

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ
K1	0.346	0.789	-	K8	0.261	0.371	-
K2	0.561	0.596	1.478	K9	0.930	-	-
K3	0.501	0.501	0.807	K10	0.347	0.871	-
K4	0.203	0.470	1.728	K11	0.194	0.840	1.860
K5	0.573	0.922	1.508	K12	0.241	1.320	0.845
K6	0.678	0.905	1.645	K13	0.229	0.485	1.625
K7	0.302	0.809	2.201				

Πίνακας 6.21 Συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση)

6.6.2.4 Δυναμική φασματική ανάλυση

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ
K1	0,175	0,487	-	K8	0,187	0,232	-
K2	0,438	0,4	0,715	K9	0,842	-	-
K3	0,371	0,393	0,558	K10	0,164	0,474	-
K4	0,157	0,460	0,9	K11	0,165	0,831	0,94
K5	0,460	0,55	0,92	K12	0,232	0,837	0,701
K6	0,680	0,757	0,92	K13	0,131	0,329	0,91
K7	0,160	0,433	1				

Πίνακας 6.22 Συντελεστές ανεπάρκειας σε κάμψη υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Ελαστική δυναμική ανάλυση)

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ		ΙΣΟΓΕΙΟ	Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	Β΄ ΟΡΟΦΟΣ
K1	0,036	0,629	-	K8	0,045	0,123	-
K2	0,206	0,054	0,935	K9	0,698	-	-
K3	0,173	0,239	0,321	K10	0,087	0,892	-
K4	0,084	0,313	0,846	K11	0,096	0,419	0,976
K5	0,296	0,313	0,98	K12	0,101	0,421	0,376
K6	0,11	0,473	0,481	K13	0,115	0,247	0,972
K7	0,104	0,363	0,973				

Πίνακας 6.23 Συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Ελαστική δυναμική ανάλυση)

Παρακάτω (Πιν. 6.24) παρουσιάζονται οι τιμές της τέμνουσας που αναπτύσσεται στις δοκούς του ισογείου και οι συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση, των μη ενισχυμένων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δοκών του ισογείου, οι οποίες κρίνονται κρίσιμες, όπως αυτοί έχουν προκύψει για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης:

ΔΟΚΟΣ	$V_{sd}(kN)$	λ	ΔΟΚΟΣ	$V_{sd}(kN)$	λ
Δ2	14,5	1,385	Δ13	19,87	1,25
Δ4	106,027	5,06	Δ14	92,102	4,32
Δ5	103,810	5,85	Δ15	76,606	3,245
Δ6	111,562	5,32	Δ16	72,322	3,185
Δ8	94,031	4,28	Δ17	84,033	4,05
Δ12	47,518	2,15			

Πίνακας 6.24 Συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση μη ενισχυμένων δοκών

Οι δοκοί που παρουσιάζουν ανεπάρκειες θα ενισχυθούν κατάλληλα με μανδύα σύνθετων υλικών, ώστε να αποφευχθεί πιθανή ψαθυρή αστοχία.

6.7 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

6.7.1 Παράδειγμα ελέγχου δοκού σε διάτμηση-ενίσχυση με σύνθετα υλικά

Ελέγχεται η πλακοδοκός Δ5 διατομής 30x55. Το πάχος της πλάκας είναι 18cm επομένως το ύψος της κρέμασης της δοκού είναι 37cm. Από την ανάλυση προέκυψε ότι η δυσμενέστερη τέμνουσα που καταπονεί την δοκό είναι για σεισμική φόρτιση και ίση με $V_{sd}=103.81\text{kN}$

Η αντοχή της δοκού σε διάτμηση είναι το άθροισμα της τέμνουσας που παραλαμβάνει το σκυρόδεμα και της τέμνουσας που παραλαμβάνουν οι υπάρχοντες συνδετήρες.

Για σκυρόδεμα ποιότητας C16, με χάλυβα χαρακτηριστικής αντοχής 400MPa, και για μηδενική αξονική δύναμη όπως προκύπτει στις δοκούς, η τέμνουσα που παραλαμβάνει το σκυρόδεμα για σεισμική φόρτιση είναι $V_{cd}=20.95\text{kN}$.

Οι υπάρχοντες συνδετήρες παρατηρήθηκαν «ανοικτοί» επομένως αμελείται πλήρως η συνεισφορά τους. Επομένως $V_{wd}=0\text{kN}$

Η συνολική αντοχή της δοκού σε τέμνουσα προκύπτει $V_{Rd3}=20.95+0=20.95\text{kN}$

Η αντοχή σε τέμνουσα προκύπτει μικρότερη από την τέμνουσα που προέκυψε κατά την ανάλυση. Επομένως απαιτείται ενίσχυση της δοκού και για τον λόγο αυτό προτείνεται ενίσχυση με σύνθετα υλικά. Ο μανδύας του Σ.Υ. πρέπει να παραλάβει τέμνουσα $V_{jd}=103.81-20.95=82.86\text{kN}$

Οι λωρίδες υπό γωνία 45° στις κρίσιμες περιοχές, με μηδενική αξονική απόσταση μεταξύ τους, παραλαμβάνουν τέμνουσα $V_{jd}=162.37\text{kN}$ επομένως επαρκούν για την ενίσχυση της δοκού. Στη μη κρίσιμη περιοχή, οι μανδύες Σ.Υ. παραλαμβάνουν τέμνουσα $V_{jd}=64.6\text{kN}$ η οποία είναι αρκετά μεγαλύτερη από τη μικρή τέμνουσα που καταπονεί τη δοκό στη θέση αυτή.

6.7.2 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοιχωμάτων

6.7.2.1 Σύνδεση τοιχώματος με δοκό

Η προσδοκώμενη συμπεριφορά των διατμητικών τοιχωμάτων επιτυγχάνεται με την εξασφάλιση της μονολιθικής τους με τις παράπλευρες δοκούς. Για το λόγο αυτό, είναι απαραίτητη η τοποθέτηση βλήτρων που να εξασφαλίζουν την ασφαλή και επαρκή μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των παλαιών και νέων στοιχείων.

Θα παρουσιαστεί αναλυτικά η πορεία υπολογισμού για τον απαιτούμενο αριθμό βλήτρων του τοιχώματος T1. Η δύναμη για την οποία γίνεται η διαστασιολόγηση, προκύπτει από ελαστική δυναμική ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.0$, καθώς επιδιώκουμε οι μηχανικοί σύνδεσμοι να συμπεριφέρονται ελαστικά μέχρι την αστοχία. Η σεισμική δράση σχεδιασμού είναι η αυτή που προβλέπεται από τον EC-8.

Χαρακτηριστικά τοιχίου T1

Τέμνουσα σχεδιασμού στη στάθμη της οροφής ισογείου: $V_{rd,ισογ} = 454,092 \text{ KN}$

Τέμνουσα σχεδιασμού στη στάθμη της οροφής του Α' ορόφου: $V_{rd,ισογ} = 114,07 \text{ KN}$

Διάμετρος βλήτρου (συμβατικός σπλισμός): $d_b = 14 \text{ mm}$

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος τοιχώματος: $f_{cd} = 16/1,5 = 10,667 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού διαρροής χάλυβα: $f_{yd} = 500/1,15 = 434,783 \text{ N/mm}^2$

Από την εξίσωση 3.2, προκύπτει η αντοχή ενός βλήτρου σε διάτμηση σε τέμνουσα δύναμη χωρίς εκκεντρότητα:

$$F_{ud} = \frac{1,30 * 14 \text{ mm}^2}{1,30} * \sqrt{10,667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 434,783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 13,347 \text{ KN} \leq \frac{153,938 \text{ mm}^2 * 434,783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\sqrt{3}} = 38,642 \text{ KN}$$

Ο απαιτούμενος αριθμός βλήτρων είναι:

$$n_{ισογ} = \frac{454,092}{13,347} = 34,02 \rightarrow 35 \text{ βλήτρα}$$

$$n_{οροφ} = \frac{114,70}{13,347} = 8,95 \rightarrow 9 \text{ βλήτρα}$$

Ελάχιστες επικαλύψεις:

Κατά την διεύθυνση φορτίσεως:

Ελάχιστη εμπρός επικάλυψη = $6 * 14 \text{ mm} = 84 \text{ mm}$

Ελάχιστη πίσω επικάλυψη = $5 * 14 = 70 \text{ mm}$

Κάθετα στην δ/νση φορτίσεως:

Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη = $3 * 14 \text{ mm} = 42 \text{ mm}$

Μήκος εμπήξεως:

Το μήκος εμπήξεως του μεταλλικού στοιχείου στο παλαιό σκυρόδεμα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από $l_{b,min} > 8 * 14 \text{ mm} = 112 \text{ mm}$.

Αποστάσεις μεταξύ διαδοχικών βλήτρων

Η καθαρή απόσταση μεταξύ διαδοχικών βλήτρων πρέπει να είναι κατ' ελάχιστον ίση με το πενταπλάσιο της διαμέτρου του βλήτρου, $s_{min} > 5 * 14 = 70 \text{ mm}$.

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τη σύνδεση των υπόλοιπων τοιχωμάτων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πιν. 6.25).

Τοιχίο		Δρώσα Τέμνουσα (KN)	Αριθμός βλήτρων
T1	Ισόγειο	454,092	35
	Όροφος	114,7	9
T2	Ισόγειο	431,771	33
	Όροφος	655,042	50
T3	Ισόγειο	683,92	52
	Όροφος	655,077	50
T4	Ισόγειο	530,863	40
	Όροφος	873,82	66
T5	Ισόγειο	386,108	29
	Όροφος	771,837	58
T6	Ισόγειο	708,134	54
	Όροφος	619,05	47
T7	Ισόγειο	420,63	32
	Όροφος	182,71	14
T8	Ισόγειο	442,981	34
	Όροφος	784,766	59

Πίνακας 6.25 Απαιτούμενος αριθμός βλήτρων σύνδεσης δοκού με τοιχώματος

Είναι σημαντικό να αναφερθεί, ότι σε κάποιες περιπτώσεις ενδεχομένως να απαιτείται και τοπική αύξηση της διατομής της δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, ώστε να εξασφαλίσουμε ότι αυτή δεν θα αστοχήσει πρόωρα.

6.7.2.2 Ενίσχυση πλακών

Εκτός από την ενίσχυση των δοκών, κρίνεται σκόπιμο να ενισχυθούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και οι πλάκες στις οποίες εφάπτονται τα τοιχώματα. Οι πλάκες ενισχύονται με μανδύα πάχους 7cm στην κάτω παρειά τους, σε απόσταση τουλάχιστον ίση με 1,0m από τις περιμετρικές δοκούς. Όπου υπάρχει δυνατότητα, η ενίσχυση γίνεται σε όλη την επιφάνεια της πλάκας.

Για την επιτυχία της ενίσχυσης, είναι απαραίτητη η σύνδεση του μανδύα με την υπάρχουσα πλάκα μέσω μεταλλικών συνδέσμων, που καταπονούνται κυρίως σε αξονική δύναμη (αγκύρια).

Θεωρείται ότι με την τοποθέτηση του ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού, εξασφαλίζεται επαρκής σύνδεση μεταξύ του νέου και παλαιού σκυροδέματος.

Ακολουθούν οι υπολογισμοί για την πλάκα Π2 στη στάθμη της οροφής του ισόγειου.

Για στοιχεία χωρίς οπλισμό διάτμησης το ποσοστό οπλισμού ορίζεται ως:

$$\rho_{\delta} = \frac{A_{s\delta}}{A_{c\delta}} > 0,12\%$$

Η απόσταση ανάμεσα σε διαδοχικά αγκύρια, ώστε να ικανοποιείται το κριτήριο του ελάχιστου οπλισμού είναι:

$$S \leq \min \left\{ S_{\max}; \frac{A_y * n}{\rho_{\delta, \min}} \right\}$$

Μέγιστη απόσταση μεταξύ διαδοχικών αγκυρίων ορίζεται ως:

$$S_{\max} \leq \min \{6h_{\min}; 800mm\}$$

$$\text{για } h_{\min}=75mm \text{ (πάχος ενίσχυσης)} \quad S \leq \min \{6*75; 800mm\} = 450mm$$

Το πρώτο και τελευταίο αγκύριο, τοποθετούνται σε απόσταση c από τα άκρα της πλάκας.

$$c = \min \{7d_b; 100mm\} = \min \{7*14; 100mm\} = 98mm$$

Η πλάκα Π2, έχει ορθογωνικές διαστάσεις $5,90m^2(x)*3,80m^2(y)$. Οι μηχανικοί σύνδεσμοι έχουν διατομή $\varnothing 14$ και θα τοποθετούνται διπλοί.

Διεύθυνση x:

$$S_{x, \max} \leq \min \left\{ 42cm; \frac{1,54cm^2 * 2}{0,12\%} \right\} = 25,67cm$$

$$n = \frac{590cm - 2*9,8cm}{25,67cm} = 38,03 \rightarrow 39 \text{ αγκύρια}$$

$$S_x = \frac{590cm - 2*9,8cm}{39} = 14cm$$

Τοποθετούνται $40*(2\varnothing 14/14cm)$

Διεύθυνση y:

$$S_{y, \max} \leq \min \left\{ 42cm; \frac{1,54cm^2 * 2}{0,12\%} \right\} = 25,67cm$$

$$n = \frac{380cm - 2*9,8cm}{25,67cm} = 14,03 \rightarrow 15 \text{ αγκύρια}$$

$$S_y = \frac{380\text{cm} - 2 \cdot 9,8\text{cm}}{15} = 24\text{cm}$$

Τοποθετούνται 15*(2Ø14/24cm)

6.7.3 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Θα παρουσιαστεί ο υπολογισμός των νέων διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμού του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος K1 στη στάθμη του ισογείου.

Για τους υπολογισμούς των εντατικών μεγεθών θα χρησιμοποιηθούν οι συνδυασμοί 1,35G+1,50Q (1^{ος}), $G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$ (2^{ος}), $G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y$ (3^{ος}) και λαμβάνονται οι μέγιστες τιμές στον πόδα και στην κορυφή κάθε στοιχείου. Από την ανάλυση προκύπτουν τα εξής:

	1 ^{ος} Συνδυασμός	2 ^{ος} Συνδυασμός	3 ^{ος} Συνδυασμός
M_{sd} (KNm)	234.26	132.97	145.11
N_{sd} (KN)	-331.840	416.535	541.29
V_{sd} (KN)	-126.131	-77.90	78.152

Θεωρώντας ότι οι νέοι διαμήκεις οπλισμοί θα είναι Ø_L20, οι εγκάρσιοι Ø_w10 και η επικάλυψη τους c_{nom}=3cm, η απόσταση του κέντρου βάρους των νέων οπλισμών από την ακραία ίνα της διατομής είναι d'=c_{nom}+Ø_L/2+Ø_w=5cm.

Ο μανδύας θα έχει πάχος 10cm και κατά συνέπεια η νέα διατομή του υποστυλώματος K1 είναι 50x50cm.

- **Υπολογισμών διαμήκων οπλισμών**

Για τον υπολογισμό των οπλισμών χρησιμοποιούνται διαγράμματα αλληλεπίδρασης M-N που δίνουν συμμετρικό οπλισμό, για σκυρόδεμα C20/25, χάλυβα B500C και d₁/h=5/50=1/10.

Η ανηγμένη αξονική δίνεται ως $\nu_{sd} = \frac{N_{sd}}{bh f_{cd}}$ και η ανηγμένη δρώσα ροπή ως

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{bh^2 f_{cd}}$$

Χρησιμοποιώντας τα πιο πάνω προκύπτουν τα ακόλουθα:

1^{ος} Συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} V_{sd} &= \frac{331.840}{50 * 50 * 0.85 * 2 / 1.5} = 0.117 \\ \mu_{sd} &= \frac{234.26}{50 * 50^2 * 0.85 * 2 / 1.5} = 0.00165 \end{aligned} \right\} \omega_{tot} = 0$$

2^{ος} Συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} V_{sd} &= \frac{416.535}{50 * 50 * 0.85 * 2 / 1.5} = 0.147 \\ \mu_{sd} &= \frac{132.97}{50 * 50^2 * 0.85 * 2 / 1.5} = 0.001 \end{aligned} \right\} \omega_{tot} = 0$$

3^{ος} Συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} V_{sd} &= \frac{541.29}{50 * 50 * 0.85 * 2 / 1.5} = 0.190 \\ \mu_{sd} &= \frac{145.11}{50 * 50^2 * 0.85 * 2 / 1.5} = 0.001 \end{aligned} \right\} \omega_{tot} = 0$$

Το ελάχιστο ποσοστό όμως που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 8 για υποστυλώματα είναι $0.01A_c = 0.01 * 50 * 50 = 25 \text{ cm}^2$. Επιλέγεται να τοποθετηθούν 8 \varnothing 20 ($A_s = 25.13 \text{ cm}^2$). Οι υφιστάμενοι οπλισμοί του στοιχείου δε λαμβάνονται υπόψη καθώς έχουν παρουσιάσει φαινόμενα λυγισμού.

- **Υπολογισμός Εγκάρσιων Οπλισμών**

Η συνολική αντοχή σε τέμνουσα δύναμη (V_{rd}) δίνεται ως το άθροισμα των επιμέρους αντοχών του σκυροδέματος (V_{cd}) και του χάλυβα των εγκάρσιων οπλισμών (V_{wd}):

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Από τη εξ. 6.2a,b του EC2, §6,2,2(1):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[(C_{Rd,c} * k * (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right]; (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}) * b_w d \right\}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp}^{(1)} = \frac{N_{sd}^{(1)}}{b_w d}, N_{sd} = -331,840 \text{ KN} \rightarrow \sigma_{cp}^{(1)} = 1,475 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp}^{(2)} = \frac{N_{sd}^{(2)}}{b_w d}, N_{sd} = -416,535 \text{ KN} \rightarrow \sigma_{cp}^{(2)} = 1,851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp}^{(3)} = \frac{N_{sd}^{(3)}}{b_w d}, N_{sd} = -541,29 \text{ KN} \rightarrow \sigma_{cp}^{(3)} = 2,406 \text{ MPa}$$

$$\rho_l^{(1),(2),(3)} = \frac{0,00157}{0,5 * 0,45} = 0,00698$$

$$V_{Rd,c}^{(1)} = \max \left\{ \left[(0,12 * 1,667 * (100 * 0,00698 * 20)^{1/3} + 0,15 * 1,475) \right]; (0,035 * 1,667^{3/2} * 20^{1/2}) \right\} * 500 * 450$$

$$V_{Rd,c}^{(1)} = \max \{0,703; 0,3369\} * 500 * 450 = 158,175 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c}^{(2)} = \max \left\{ \left[(0,12 * 1,667 * (100 * 0,00698 * 20)^{1/3} + 0,15 * 1,851) \right]; (0,035 * 1,667^{3/2} * 20^{1/2}) \right\} * 500 * 450$$

$$V_{Rd,c}^{(2)} = \max \{0,759; 0,3369\} * 500 * 450 = 170,845 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c}^{(3)} = \max \left\{ \left[(0,12 * 1,667 * (100 * 0,00698 * 20)^{1/3} + 0,15 * 2,406) \right]; (0,035 * 1,667^{3/2} * 20^{1/2}) \right\} * 500 * 450$$

$$V_{Rd,c}^{(3)} = \max \{0,843; 0,3369\} * 500 * 450 = 189,577 \text{ KN}$$

Από τα παραπάνω συνεπάγεται ότι πρέπει να χρησιμοποιηθεί ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός που ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 (§5.4.3.2.1). Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται με τοποθέτηση εγκάρσιων οπλισμών $\emptyset 10/10$.

6.7.4 Διαμόρφωση Θεμελίωσης

Για την ενίσχυση της θεμελίωσης πραγματοποιήθηκαν οι παρακάτω ενέργειες:

- Οι νέοι οπλισμοί των μανδυνών που έχουν κατασκευαστεί αγκυρώνονται κατάλληλα στα υφιστάμενα μεμονωμένα πέδιλα. Στην περίπτωση αυτή είναι απαραίτητη η διαπλάτυνση των πεδίων έτσι ώστε η μεταφορά των επιπρόσθετων δυνάμεων να γίνεται με ασφάλεια. Η αύξηση των διαστάσεων των πεδίων αυτών γίνεται προς το εσωτερικό του κτηρίου.

- Κατασκευάζεται ενιαία περιμετρική πεδιλοδοκός εξωτερικά των ορίων της κατοικίας στην οποία θεμελιώνονται και τα νέα τοιχώματα. Η πεδιλοδοκός έχει ύψος τέτοιο ώστε να υπερκαλύπτει τα υφιστάμενα μεμονωμένα πέδιλα, δημιουργώντας έτσι μια όσο το δυνατό ισχυρότερη θεμελίωση.
- Οι οπλισμοί που τοποθετούνται στα ενισχυμένα πέδιλα και την πεδιλοδοκό είναι οι ελάχιστοι απαιτούμενοι των κανονισμών.
- Για την ενίσχυση της θεμελίωσης χρησιμοποιείται σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και χάλυβες οπλισμού B500c.
- Οι τελικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες και οι απαιτούμενες ενέργειες ενίσχυσης θα προκύψουν με την σταδιακή αποκάλυψη της θεμελίωσης δίνοντας έμφαση στην ασφάλεια του πληγέντος φορέα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα πλαίσια της διπλωματικής αυτής εργασίας, έγινε αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου στην περιοχή Ρεγγίνι του δήμου Μώλου – Αγ. Κωνσταντίνου του νομού Φθιώτιδας και προτάθηκαν τρόποι ενίσχυσής του στα πλαίσια του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων, του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 8 και της οδηγίας ΦΕΚ455/Β/25.02.2014.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων του υφιστάμενου και ενισχυμένου κτιρίου, προκύπτουν συνοπτικά τα παρακάτω συμπεράσματα:

- i. Κατά τον έλεγχο επάρκειας του δομήματος προέκυψε ότι πρόκειται για ένα κτίριο το οποίο εμφανίζει σοβαρές ανεπάρκειες, ακόμα και στον έλεγχο με βάση τα σεισμικά φορτία για τα οποία σχεδιάζονταν τα κτίρια εκείνης της εποχής. Κρίνεται αναγκαία η λήψη μέτρων ενίσχυσης. Έχοντας υπόψη το εν λόγω παράδειγμα, εύκολα αναδεικνύεται το γενικότερο πρόβλημα ελλιπούς φέρουσας ικανότητας των κτιρίων της ίδιας περιόδου στην Ελλάδα.
- ii. Οι συντελεστές ανεπάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου ήταν σημαντικά μεγάλοι ($\lambda > 4$). Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, το κτίριο παρουσιάζει σαφή ανεπάρκεια και δεν κρίνεται αναγκαία η περαιτέρω ανάλυση της συμπεριφοράς του (Ανελαστική Στατική Ανάλυση).
- iii. Μετά την ενίσχυση, επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς του συνολικά. Επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής του, ώστε να φέρει με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ασφάλεια τόσο τα στατικά όσο και τα σεισμικά φορτία, του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού (Ευρωκώδικας 8).
- iv. Παράλληλα αυξάνεται και η δυσκαμψία του κτιρίου, που φαίνεται από τη σημαντική μείωση των ιδιοπεριόδων των ιδιομορφών του ($T_0=0,622s$ / $T'=0,289s$). Πλέον το κτίριο εμφανίζει αναμενόμενες συνήθεις ιδιοπεριόδους κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε αντίθεση με αυτές που εμφάνιζε πριν που αντιστοιχούσαν σε πολύ εύκαμπτο κτίριο. Λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας μειώνονται και οι αναμενόμενες μετακινήσεις του κτιρίου και η απαιτούμενη πλαστιμότητα, ενώ παράλληλα σημαντική αύξηση επιτυγχάνεται στη διαθέσιμη πλαστιμότητα, λόγω της κατασκευής των μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος και της προσθήκης νέων τοιχωμάτων.
- v. Μέσω των ανελαστικών στατικών αναλύσεων για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο διαπιστώθηκε η επάρκεια της ενίσχυσης του κτιρίου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα, και σύνθετα υλικά στις δοκούς, έτσι ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού. Παρά το γεγονός ότι υπάρχουν ακόμα ορισμένες διατομές που περνούν στη μετελαστική περιοχή στο κτίριο, αυτό το γεγονός δεν μας προβληματίζει

καθώς οι στροφές που αναπτύσσονται σε αυτές τις διατομές είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τις στροφές αστοχίας.

- vi. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων για το ενισχυμένο κτίριο, φαίνεται η ιδιαίτερα σημαντική συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας, ιδιαίτερα σε κτίρια τύπου “pilotis”. Από πειραματικά αλλά και πραγματικά σεισμικά γεγονότα (βλ. Σεισμός Κεφαλονιάς 2014), έχει αποδειχθεί η σωτήρια δράση τους στην δημιουργία σημαντικών βλαβών και την αποφυγή της κατάρρευσης.
- vii. Για την επίτευξη σωστής και ασφαλούς συμπεριφορά των πρόσθετων εξωτερικών τοιχωμάτων είναι απαραίτητη η αγκύρωση τους μέσω βλήτρων και αγκυρίων στα υφιστάμενα στοιχεία της κατασκευής. Συμπληρωματικά, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην ενίσχυση των παράπλευρων δοκών και πλακών καθώς και τη διαμόρφωση της νέας θεμελίωσης.
- viii. Η ανάλυση που έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΦΕΚ455/Β (Κεφ. 6), οδήγησε σε μεγαλύτερο πλήθος ενισχύσεων, τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστρώματα, για τον λόγο ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η οποιαδήποτε συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι η επιλογή των επεμβάσεων όπως παρουσιάστηκαν στο Κεφ. 5 αποτελούν τις ελάχιστες δυνατές, ώστε να προσφέρουν συγχρόνως την απαραίτητη στατική επάρκεια για τον «τότε» σεισμό σχεδιασμού και να ικανοποιούν τις αισθητικές, οικονομικοτεχνικές και αρχιτεκτονικές απαιτήσεις του ιδιοκτήτη. Αν δε συνέτρεχαν οι παραπάνω λόγοι, το μέγεθος και η έκταση των επεμβάσεων θα ήταν σαφώς πιο εκτεταμένη, ώστε να ικανοποιούνται οι διατάξεις του σεισμού σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8.
- ix. Η διαδικασία της ενίσχυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου χαρακτηρίζεται από σημαντικές αβεβαιότητες, ως προς την ποιότητα των υλικών, την παρουσία διαμηκών και εγκάρσιων οπλισμών, τον τύπο της θεμελίωσης κ.α. Παρότι οι διάφοροι καταστροφικοί και μη έλεγχοι δίνουν στοιχεία προς αυτή την κατεύθυνση ο Μηχανικός πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεχτικός σε ότι αφορά τις παραδοχές της μελέτης και της προσομοίωσης.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι: ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ – ΠΙΝΑΚΩΝ

Σχήμα 2.1 Στρατηγικές Ενίσχυσης	54
Σχήμα 2.2 Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών Συνδέσμων	55
Σχήμα 2.3 Ενίσχυση υποστυλώματος - θεμελίου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος .	55
Σχήμα 2.4 Λεπτομέρεια ενισχυμένης διατομής υποστυλώματος	58
Σχήμα 2.5 Λεπτομέρεια απόληξης μανδύα σε στοιχεία θεμελίωσης	61
Σχήμα 2.6 Είδη ανοικτών μανδύων	62
Σχήμα 2.7 Μονόπλευρη ή Δίπλευρη επέκταση υποστυλώματος	63
Σχήμα 2.8 Λεπτομέρειες μονόπλευρης επέκτασης υποστυλώματος.....	63
Σχήμα 2.9 Τρόποι μεταφοράς δυνάμεων	65
Σχήμα 2.10 Λειτουργία ράβδου οπλισμού κατά τη σύνδεση Παλαιού με Νέο Σκυρόδεμα .	66
Σχήμα 2.11 α) Μηχανισμός δράσης βλήτρου β) Τυπική μορφή Αναρτήρα	66
Σχήμα 2.12 Ορισμός επικαλύψεων βλήτρου.....	68
Σχήμα 2.13 Τύποι αστοχίας λόγω δράσης βλήτρου	69
Σχήμα 2.14 Είδη μηχανικών αγκυρίων και διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίου διογκούμενης κεφαλής.....	69
Σχήμα 2.15 Τύποι αστοχίας λόγω δράσης αγκυρίου.....	71
α) Διαρροή χάλυβα αγκυρίου, β) Αποχωρισμός κώνου σκυροδέματος, γ) Διάρρηξη σκυροδέματος, δ) Εξόλκευση αγκυρίου	71
Σχήμα 2.16 Εσωτερικό τοιχίο.....	75
Σχήμα 2.17 Αποδεκτή και Μη αποδεκτή διάταξη εσωτερικών τοιχίων	76
Σχήμα 2.18 Ελάχιστος οπλισμός σύνδεσης	77
Σχήμα 2.19 α) Ενδεικτική διάταξη μονόπλευρου – ανοικτού – μανδύα ενίσχυσης υποστυλώματος	78
β) Ενδεικτική διάταξη ολόπλευρου – κλειστού – μανδύα ενίσχυσης υποστυλώματος.....	78
Εικόνα 2.20 Εξωτερικά τοιχώματα κάθετα στην όψη τοιχώματα Perpendicular exterior shear wall)	79
Εικόνα 2.21 Εξωτερικά τοιχώματα παράλληλα στην όψη (In parallel exterior shear walls)80	
Σχήμα 2.22 Δυσμενείς διατάξεις τοιχοπληρώσεων.....	82
α) Κτήρια τύπου Pilotis β) Δημιουργία μαλακού ορόφου γ) Δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων	82
Σχήμα 2.24 Προσομοίωμα Διατμητικού Φατνώματος	83
Σχήμα 2.23 Προσομοίωμα Θλιβόμενης Διαγωνίου.....	83
Σχήμα 2.25 Διάγραμμα υπολογισμού απομοιωμένων αντοχών τοιχοπληρώσεων.....	85
Σχήμα 2.26 Ενδεικτική εφαρμογή ενίσχυσης υφιστάμενης πλινθοπλήρωσης.....	86
Σχήμα 2.27 Ενδεικτική απεικόνιση αγκύρωσης οριζόντιων οπλισμών	87
Σχήμα 2.28 Εφαρμογή CFRP στην τοιχοποιία πλήρωσης	88
Σχήμα 2.29 Παραδείγματα εφαρμογής σύνθετων υλικών σε έργα ενισχύσεων α) Αύξηση φέρουσας ικανότητας στοιχείων β) Ενίσχυση γεφυρών έναντι σεισμικών φορτίων.....	89
Σχήμα 2.30 Ενίσχυση στοιχείων έναντι διάτμησης με α) Κλειστό μανδύα β) Κολάρα αγκυρωμένα στη θλιβόμενη ζώνη γ) Ολόσωμους μανδύες	91
Σχήμα 2.31 Παράδειγμα εφαρμογής ΙΩΠ για καμπτική ενίσχυση δοκού	95
Σχήμα 2.32 Ροπή που αναλαμβάνεται από τον πρόσθετο εξωτερικό οπλισμό	96

Σχήμα 2.33 Μηχανική συμπεριφορά περισφιγμένου σκυροδέματος	98
Πίνακας 3.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού.....	101
Σχήμα 3.2 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος	112
Σχ. 3.3 Καμπύλη αντίστασης κατασκευής.....	113
Σχήμα 3.4 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη	114
Πίνακας 3.5 Τιμές συντελεστή C_2	116
Σχήμα 3.6 Γενικό διάγραμμα δύναμης - παραμόρφωσης.....	117
Σχήμα 3.7 Σχηματική απεικόνιση πλαστικοποίησης διατομής στοιχείου.....	120
Σχήμα 3.8 Γωνία στροφής χορδής μέλους.....	121
Εικόνα 4.1 Διατμητική αστοχία υποστυλώματος	128
Εικόνα 4.5 α) Μη προσεγγισμένη κατασκευή τοιχοπληρώσεων β) Εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοπληρώσεων.....	129
Εικόνα 4.4 Δημιουργία μαλακού ορόφου – Συγκέντρωση βλαβών στη στάθμη του ισογείου	129
Εικόνα 4.2 Ανεπαρκείς λεπτομέρειες όπλισης κρίσιμων περιοχών.....	129
Εικόνα 4.3 Δημιουργία κοντού υποστυλώματος.....	129
Πίνακας 4.6 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Γεωμετρικών χαρακτηριστικών.....	130
Πίνακας 4.7 Αποτελέσματα Πυρηνοληψίας.....	131
Πίνακας 4.8α Αποτελέσματα κρουσιμέτρησης σε υποστυλώματα	132
Πίνακας 4.8β Αποτελέσματα κρουσιμετρήσεων σε δοκούς	133
Πίνακας 4.9 Αποτελέσματα υπερηχοσκόπησης.....	134
Πίνακας 4.10 Αποκαλύψεις οπλισμών	135
Πίνακας 4.11α Αποτελέσματα μαγνητικού ελέγχου σε υποστυλώματα	135
Πίνακας 4.11β Αποτελέσματα μαγνητικού ελέγχου σε δοκούς.....	136
Εικόνα 4.12 Μαγνητική απεικόνιση οπλισμού α) Υποστυλώματος K8 υπογείου β) Δοκού Δ3 υπογείου	136
Πίνακας 4.13 Ενόργανοι έλεγχοι φέροντος οργανισμού	137
Σχήμα 4.14 Προσομοίωση υφιστάμενου φορέα.....	138
Πίνακας 4.15 Διατομές και όπλιση υποστυλωμάτων υφιστάμενου κτηρίου	140
Εικόνα 4.16 Εισαγωγή διατομής υποστυλώματος και χαρακτηριστικά οπλισμού α) ως ορθογωνικό στοιχείο (Rectangular Section) β) μέσω εντολής Section Designer.....	142
Εικόνα 4.17 Εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας ορόφων.....	143
Εικόνα 4.18 Τρισδιάστατο προσομοίωμα υφιστάμενου κτηρίου στο SAP 2000	144
Εικόνα 4.19 Εισαγωγή μηχανικών χαρακτηριστικών υλικών α) Σκυρόδεμα β) Χάλυβας .	145
Πίνακας 4.20 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης	146
Εικόνα 4.22 Απεικόνιση 2 ^{ης} ιδιομορφής υφιστάμενης κατασκευής ($T_2=0,605s$ και ποσοστό συμμετοχής κατά y 50,8% και κατά z 78%).....	147
Εικόνα 4.23 Απεικόνιση 3 ^{ης} ιδιομορφής υφιστάμενης κατασκευής ($T_3=0,552s$, και ποσοστό συμμετοχής κατά y 28,9%).....	148
Πίνακας 4.24 Συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης.....	149
Πίνακας 4.25 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενου κτηρίου (Σεισμός σχεδιασμού 1959)	151
Πίνακας 4.26 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενου κτηρίου (Σεισμική δράση EC8)	152

Πίνακας 4.27 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενης κατασκευής (Σεισμική δράση κανονισμού 1959)	153
Πίνακας 4.28 Συντελεστές ανεπάρκειας υφιστάμενης κατασκευής (Σεισμική δράση EC8).....	154
Εικόνα 5.1 Εισαγωγή χαρακτηριστικών πλαστικής άρθρωσης δοκού Δ10	166
Σχήμα 5.2 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υποστυλώματος K1 (My BiAxial)	172
Εικόνα 5.3 Πλαστική άρθρωση διάτμησης υποστυλώματος K1	172
Εικόνα 5.4 Προσδιορισμός πλαστικής άρθρωσης ροπής υποστυλώματος K1	173
Εικόνα 5.5 Ανελαστικά χαρακτηριστικά τοιχωμάτων (Caltrans)	176
Εικόνα 5.5 Ανελαστικά χαρακτηριστικά τοιχώματος (Caltrans).....	176
Πίνακας 5.6 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα	177
Εικόνα 5.7 Πρώτη ιδιομορφή ενισχυμένου φορέα, μεταφορική κατά γ με ποσοστό συμμετοχής 43,63% και ιδιοπερίοδο $T_y=0,299\text{sec}$	178
Εικόνα 5.8 Δεύτερη ιδιομορφή ενισχυμένου φορέα, μεταφορική κατά x με ποσοστό συμμετοχής 49,13% και ιδιοπερίοδο $T_x=0,205\text{sec}$	178
Πίνακας 5.9 Αποτελέσματα προκαταρκτικής ανάλυση για σεισμική δράση κανονισμού 1959	179
Πίνακας 5.10 Αποτελέσματα προκαταρκτικής ανάλυση για σεισμική δράση EC8.....	180
Πίνακας 5.11 Συντελεστές καμπτικής ανεπάρκειας υποστυλωμάτων (Κανονισμός 1959)	181
Πίνακας 5.12 Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων (Ευρωκώδικας 8).....	181
Εικόνα 5.13 Εισαγωγή ομοιόμορφης κατανομής φορτίων (Συνδυασμός X+0.3Y).....	183
Εικόνα 5.14 Εισαγωγή ιδιομορφικής κατανομής φορτίων (Συνδυασμός X+0.3Y).....	184
Πίνακας 5.16 Στοχευόμενη μετατόπιση κόμβου ελέγχου.....	205
Σχήμα 6.1 Τυπικοί βαθμοί βλαβών δομικών στοιχείων	216
Πίνακας 6.2 Περιγραφή βλαβών και συντελεστές μείωσης (R) φέρουσας ικανότητας στοιχείων	216
Πίνακας 6.2 Συντελεστής απώλειας φέρουσας ικανότητας.....	217
Πίνακας 6.3 Απώλεια φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου φορέα.....	218
Πίνακας 6.4 Κατηγορίες Σπουδαιότητας Κτηρίων.....	220
Σχήμα 6.5 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης	221
Σχήμα 6.6 Συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης α^*	222
Πίνακας 6.7 Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενου κτηρίου.....	224
Πίνακας 6.8 Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ελαστικής δυναμικής ανάλυσης υφιστάμενου κτηρίου	224
Πίνακας 6.9 Συντελεστές ανεπάρκειας και βλάβες στοιχείων.....	225
Πίνακας 6.10 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης βήματος 2	227
Σχήμα 6.11 Πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής κατά x με ιδιοπερίοδο $T_1= 0,543\text{sec}$ και ποσοστό συμμετοχής 69.4%	227
Σχήμα 6.12 Δεύτερη ιδιομορφή της κατασκευής στροφική και κατά γ με ιδιοπερίοδο $T_2=0,523\text{sec}$ και ποσοστό συμμετοχής 53.3% και 70.8% αντίστοιχα.....	228
Σχήμα 6.13 Τρίτη ιδιομορφή της κατασκευής κατά γ με ιδιοπερίοδο $T_3=0,552\text{sec}$ και ποσοστό συμμετοχής 28.9%	228
Πίνακας 6.14 Συντελεστές ανεπάρκειας προκαταρκτικής ανάλυσης βήματος 2	229
Πίνακας 6.15 Συντελεστές ανεπάρκειας σε κάμψη βήματος 2 (ελαστική δυναμική ανάλυση)	229
Σχήμα 6.16 Τρισδιάστατη απεικόνιση ενισχυμένου φορέα.....	230

Εικόνα 6.16 Ενισχυμένος φορέας βήματος 3	231
Πίνακας 6.17 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης βήματος 3 (Ενισχυμένος φορέας) ..	232
Σχήμα 6.18 Πρώτη ιδιομορφή ενισχυμένου φορέα $T_y=0,2898\text{sec}$	232
Πίνακας 6.20 Συντελεστές ανεπάρκειας σε κάμψη υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση)	233
Σχήμα 6.19 Δεύτερη ιδιομορφή ενισχυμένου κτηρίου $T_x=0,2299\text{sec}$	233
Πίνακας 6.21 Συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση).....	234
Πίνακας 6.22 Συντελεστές ανεπάρκειας σε κάμψη υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Ελαστική δυναμική ανάλυση).....	234
Πίνακας 6.23 Συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτηρίου (Ελαστική δυναμική ανάλυση)	235
Πίνακας 6.24 Συντελεστές ανεπάρκειας σε διάτμηση μη ενισχυμένων δοκών.....	235
Πίνακας 6.25 Απαιτούμενος αριθμός βλήτρων σύνδεσης δοκού με τοιχώματος.....	238

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Σπυράκος (2004) "Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία", Έκδοση Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
2. ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ, ΤΕΥΧΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ, Αρ. Φύλλου 455,25/02/2014
3. Ο.Α.Σ.Π. (2012), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) Τελικό εναρμονισμένο κείμενο», Αθήνα
4. Ψυχάρης Ν. Γ.(2010), «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου *Αντισεισμική Τεχνολογία 2*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π.
5. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004)
6. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, (EN 1998 – 1: 2004)
7. Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954), Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αρ. Φύλλου 160
8. Ο.Α.Σ.Π. (2005), «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)», Αθήνα
9. Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)», Αθήνα
10. Προσωρινές Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές, ΠΕΤΕΠ 14-01-41-00
11. Effect of Geometric Parameters on Exterior Wall-Floor Connection, S.Greeshma. & K.P. Jaya, Anna University, Chennai
12. Seismic Behaviour of shear wall-slab joint under lateral cyclic loading, S. Greeshma, C. Rajesh and K.P. Jaya ASIAN JOURNAL OF CIVILENGINEERING (BUILDING ANDHOUSING) VOL. 13, NO. 4 (2012),PAGES 455-464
13. An experimental investigation for external RC shear wall applications, M. Y. Kaltakci, M. Ozturk, and M. H. Arslan, Civil Engineering Department, Selcuk University, Konya, Turkey, Natural Hazards and Earth System Science
14. Experimental study on 'non-anchor' reinforced concrete shear wall for seismic retrofit, S Takatani, M Maruta, T Kanda, K Yanagita, Kajima Corporation, Japan, 27th Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 29 - 30 August 2002, Singapore, Article Online Id: 100027072
The online version of this article can be found at:
<http://cipremier.com/100027072>
15. An Overall Evaluation of External Shear Wall Application on Strengthening RC Frames, M.Y Kaltakci, M. H. Arslan, U.S.Yilmaz, H.D.Arslan, Selcuk University,Department of Civil Engineering, Campus, Konya,Turkey, IV European Conference on Computational Mechanics Palais des Congrès, Paris, France, May 16-21, 2010
16. Effect of Internal and External Shear Wall Location on Strengthening Weak RC Frames M.Y. Kaltakci, M.H. Arslan, and G. Yavuz, Faculty of Engineering and Architecture, Department of Civil Engineering, Selcuk University, Konya, Turkey, Transaction A: Civil Engineering Vol. 17, No. 4, pp. 312-323 Sharif University of Technology, August 2010

17. Seismic strengthening of RC structures with exterior shear walls, HASAN KAPLAN, SALIH YILMAZ, NIHAT CETINKAYA and ERGIN ATIMTAY, *Sadhana* Vol. 36, Part 1, February 2011, pp. 17–34. Indian Academy of Sciences
18. SEISMIC RESISTANCE OF BRICK MASONRY WALLS M. J. N. Priestley and D O. Bridgeman, BULLETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, VOL.7,NO.4. DECEMBER 1974
19. Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών, Μεταπτυχιακή εργασία, Κωνσταντίνα Ζαφ. Γκιβίση, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΔΠΜΣ, Αθήνα 2012
20. Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα, σε κατασκευές Ο.Σ, Παναγιώτης ΤΣΙΚΑΣ, Στέφανος ΔΡΙΤΣΟΣ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστημίου Πατρών, 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος
21. Seismic assessment of masonry structures – Multi-scale numerical modeling, Y. Le Pape, A. Anthoine, P. Pegon, *ELSA, IPSC, Joint Research Centre, European Commission, I-21020 Ispra (VA) Italy*
22. Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls P. Medeiros, G. Vasconcelos, P.B. Lourenco, J. Gouveia, ISISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, *Construction and Building Materials* 41 (2013) 968–976
23. An Exploration of Wall Retrofit Best Practices, Therese Stovall PE, Thomas Petrie PhD, Jan Kosny PhD, Phillip Childs Jerry Atchley Kimberly Sissom, 2007 ASHRAE
24. Μέθοδος προσεισμικού ελέγχου στύλων pilotis, ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΣ, Α.Π. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ, Dr. sc. techn. ETH. Zuerich, cubus Hellas Ltd, 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσσαλονίκη 28-30 Νοεμβρίου 2001
25. Improving the seismic Performance of Existing Old Pilotis Type Buildings By Strengthening only the Ground Story, Themistocles A. Antonopoulos, Stavros A. Anagnostopoulos, Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece. COMPDYN 2013 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12–14 June 2013
26. Επιρροή των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Απόκριση Πλαισίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Παναγιώτης Γ. Αστερής, Δρ. Πολ. Μηχανικός Ε.Μ.Π., Εργαστήριο Στατικής & Αντισεισμικών Ερευνών Ε.Μ.Π., 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5–7 Νοεμβρίου, 2008, Άρθρο 2022
27. Case Study On The Soft-First-Story Buildings Strengthened By Confined Concrete Columns, Hiroshi KOMOTO, Tatsuo KOJIMA, Yoshinori MASE, Kazuo SUZUKI, Xuefeng WEN, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 654
28. Πρόβλεψη της Φέρουσας Ικανότητας Υποστυλωμάτων Ενισχυμένων μέσω ΙΩΠ, Ελισάβετ BINTZΗΛΑΙΟΥ, Χριστίνα ΚΑΓΚΑΔΗ, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος

29. Έλεγχος Επάρκειας και Ενίσχυση Σχολικού Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Κοκκινάκος Χ. Δημήτριος, Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΔΠΜΣ, Αθήνα 2011
30. Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος και Ενισχύσεις, Σπύρου Δανάη, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα 2011
31. Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής και Ανασχεδιασμός Σχολικού Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στη Ν. Σμύρνη, Μπροκαλάκη Σ. Ελένη, Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΔΠΜΣ, Αθήνα 2011
32. Διερεύνηση της Επιρροής των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Απόκριση Πλαισιακών Κατασκευών Οπλισμένου, Λάμπρος Γ. Πασπάτης, Μεταπτυχιακή Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών Εφαρμοσμένων Επιστημών και Τεχνολογίας, , Χανιά 2009
33. Πειραματική και Αναλυτική Διερεύνηση Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων και Προτάσεις Ενίσχυσης με Ινοπλισμένα Πολυμερή, Ελένη Πάνου – Παπαθεοδώρου, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Σχολή Θετικών Επιστημών και Τεχνολογίας Σεισμικής Μηχανικής και Αντισεισμικών Κατασκευών, , Αθήνα 2013
34. Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή, ΧΙΩΤΗΣ Δ. ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ, Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΔΠΜΣ, Αθήνα 2012
35. Αποτίμηση εξάρωφου κτηρίου Ω/Σ με βάση την ανελαστική στατική μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ και προτάσεις ενίσχυσης (με έμφαση στη σταδιακή δόμηση των νέων τοιχωμάτων), Δήμητρα Γ. Μουστακάτου, Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΔΠΜΣ, Αθήνα 2011
36. Αναλυτική Διερεύνηση της Ενίσχυσης Υφιστάμενου Πλαισίου Ω/Σ με Εμφατινόμενα Τοιχώματα, Λίτσος Θεόδωρος, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα 2012