

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



Πτυχιακή εργασία

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αυγή Χαραλάμπους

Λεμεσός 2016

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

Πτυχιακή εργασία

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αυγή Χαραλάμπους

Σύμβουλος καθηγητής
Δρ. Κρίστης Χρυσοστόμου

Λεμεσός 2016

Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © Αυγή Χαραλάμπους, 2016

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέπον καθηγητή της εργασίας μου Δρ. Κρίστη Χρυσοστόμου, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε αναθέτοντας μου την παρούσα διπλωματική εργασία, για την καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της, καθώς και για τις συμβουλές και παρατηρήσεις οι οποίες αποτέλεσαν καταλυτικό παράγοντα για την πραγματοποίηση της εργασίας. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την κυρία Μαρία Χρυσοστόμου για την προθυμία και πολύτιμη βοήθεια που μου πρόσφερε.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της συμπεριφοράς και επάρκειας πολυώροφου κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμικών δράσεων. Η υφιστάμενη κατασκευή είναι ένα τετραώροφο κτήριο κατασκευής του 1982. Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητάς του πραγματοποιείται με τη χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (μέθοδος pushover) βάσει των αντίστοιχων διατάξεων του Ευρωκώδικα 8-μέρος 3. Η έκβαση της αποτίμησης υποδεικνύει την επάρκεια της κατασκευής έναντι στις αναμενόμενες σεισμικές δράσεις καθορίζοντας κατά πόσο ο υφιστάμενος φορέας είναι επαρκής ή χρήζει επέμβασης/επισκευής ή ενίσχυσης του.

Στο Κεφάλαιο 1 αρχικά γίνεται αναφορά στις γενικές αρχές αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών καθώς και στη σπουδαιότητα της αποτίμησης μιας κατασκευής με επακόλουθο την ενίσχυση της εφόσον παρουσιάσει ανεπάρκειες, μέσω στρατηγικών και συστημάτων επεμβάσεων. Παράλληλα παρουσιάζονται βασικές στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ώστε να ικανοποιείται η απαιτούμενη σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζεται η παθολογία των κατασκευών έναντι σεισμού καθώς και οι βλάβες που παρουσιάζονται σε ένα δομικό σύστημα. Επίσης παρουσιάζονται πιο συγκεκριμένα οι τυπικοί βαθμοί βλαβών σε δομικά στοιχεία, ενώ επιπλέον γίνεται αναφορά στη χρησιμότητα διάγνωσης των βλαβών.

Στο Κεφάλαιο 3 δίνεται συνοπτική περιγραφή του υφιστάμενου φορέα, καθώς παρουσιάζεται η μορφολογία της κατασκευής, λεπτομέρειες των δομικών στοιχείων της κατασκευής, τα υλικά κατασκευής, τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή και η προσομοίωση της.

Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται αναφορά στην αποτίμηση με βάση τον Ευρωκώδικα 8, μέρος 3 καθώς παρουσιάζονται οι προτεινόμενες διατάξεις που αφορούν την εφαρμογή του κώδικα. Αναλύεται η φιλοσοφία του καθορισμού των σταθμών επιτελεστικότητας, οι οποίες αποτελούν θεμελιώδης απαίτηση και εργαλείο της αποτίμησης της ανελαστικής συμπεριφοράς των φορέων, η σημασία των κριτηρίων συμμόρφωσης καθώς και των επιπέδων γνώσης. Παράλληλα παρουσιάζεται η ανελαστική στατική ανάλυση (μέθοδος pushover), καθώς γίνεται ανάπτυξη του θεωρητικού υποβάθρου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Στο Κεφάλαιο 5 πραγματοποιείται η αποτίμηση της συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης καθώς και η βέλτιστη επιλογή ενίσχυσης της. Αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης καθώς και οι δείκτες ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων και εν συνεχεία παρουσιάζεται η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και τα αποτελέσματά της. Τέλος παρουσιάζονται οι αποφάσεις ενίσχυσης του φορέα.

Στο Κεφάλαιο 6 δίνονται τα κυριότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από την όλη διαδικασία αποτίμησης και ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής .

ABSTRACT

The present dissertation discusses the assessment of the performance and the adequacy of an existing multi-storey reinforced concrete building subjected to earthquake actions. The existing structure is a multi-storey building that consists of four floors and it was built in 1982. The assessment of the capacity of this structure is carried out by using the pushover method as described in EC8-part 3. The outcome of the assessment indicates the adequacy of the construction against the expected earthquake actions, and determines whether the current structure is adequate or needs retrofitting.

Chapter 1 refers firstly to the general assessment principles of existing structures. It also refers to the importance of the assessment of structures, which will have as a consequence their retrofitting, if they show inadequacies, through strategies and intervention systems. Consequently, the basic strategies of seismic retrofitting will be presented in order to achieve the required seismic performance of a structure.

Chapter 2 discusses the pathology of structures against earthquakes as well as the types of damage of structural systems. More precisely, the specific damage levels in structural systems are presented and in addition, reference is made to the usefulness of damage diagnosis.

Chapter 3 briefly describes the existing structure giving details about the morphology of the construction, the structural details of its members, the material properties, the loads which are exerted on the structure and its modeling.

Chapter 4 refers to the assessment based on Eurocode 8 part 3, presenting the relevant provisions for the application of the code. The philosophy of the performance levels, which constitute a fundamental requirement and a tool for the assessment of the inelastic behaviour of structures, the importance of the compliance criteria as well as that of the knowledge levels are presented. In addition, the pushover method is presented, by giving its theoretical background according to Eurocode 8.

Chapter 5 discusses the assessment of the performance of the existing structure using the inelastic static analysis as well as the selection of the optimal strengthening method. Firstly, this paper presents the results of the preliminary analysis and the deficiency indices of

structural elements. Subsequently, it presents the application of the inelastic static analysis and its results. Finally, the decisions of the reinforcement of the structure are presented.

Chapter 6 gives with the main conclusions that arise from the whole assessment process and strengthening of the existing structure.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ABSTRACT	vi
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	viii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	xi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ	xiii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	xiv
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	xvii
1 Βασικές Αρχές Αποτίμησης και Ενίσχυσης Υφιστάμενων Κατασκευών	1
1.1 Αποτίμηση Υφιστάμενης κατάστασης	1
1.1.1 Γενικές Αρχές.....	1
1.1.2 Στόχος.....	2
1.1.3 Συλλογή Στοιχείων	3
1.2 Στρατηγικές επεμβάσεων	5
1.2.1 Η ανίσωση ασφαλείας	6
1.2.2 Συστήματα Επεμβάσεων	6
1.3 Βασικές στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης	8
1.3.1 Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα	9
1.3.2 Αύξηση της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής.....	9
1.3.3 Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.....	14
1.3.4 Μείωση της απαιτούμενης σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.....	15
1.4 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων	16
2 Παθολογία κατασκευών και διάγνωση βλαβών.....	18
2.1 Γενικά.....	18
2.2 Χρησιμότητα ελέγχων διάγνωσης βλαβών	19

2.2.1	Μέθοδοι διάγνωσης βλαβών	20
2.3	Τυπικοί βαθμοί βλάβης δομικών στοιχείων	21
2.3.1	Βλάβες σε υποστυλώματα	22
2.3.2	Βλάβες σε δοκούς.....	25
2.3.3	Βλάβες σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων	27
2.3.4	Βλάβες σε τοιχώματα	28
2.3.5	Βλάβες σε πλάκες.....	29
3	Περιγραφή και προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής	31
3.1	Μορφολογία κτιρίου.....	31
3.2	Λεπτομέρειες δομικών στοιχείων της κατασκευής	34
3.2.1	Υποστυλώματα	34
3.2.2	Δοκοί	35
3.2.3	Πλάκες.....	37
3.3	Υλικά κατασκευής.....	37
3.4	Φορτία κατασκευής	38
3.5	Προσομοίωση κατασκευής.....	39
4	Αποτίμηση με βάση τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3.....	41
4.1	Σκοπός	41
4.2	Στάθμες επιτελεστικότητας	42
4.3	Κριτήρια Συμμόρφωσης.....	43
4.3.1	Πλαστιμότητα της κατασκευής	43
4.3.2	Πρωτεύοντα και Δευτερεύοντα δομικά στοιχεία	45
4.4	Επίπεδα γνώσης.....	46
4.4.1	Συντελεστές αξιοπιστίας (CF).....	49
4.5	Μέθοδοι Ανάλυσης	51
4.6	Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Μέθοδος Push-Over).....	53

4.6.1	Στόχος της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.....	53
4.6.2	Βασικές έννοιες της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	54
4.6.3	Ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων βάσει των σταθμών επιτελεστικότητας	55
4.7	Περιγραφή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Μέθοδος Push-over)	63
4.7.1	Καμπύλη ικανότητας	64
4.7.2	Μετακίνηση-στόχος για μη γραμμική στατική ανάλυση (Push-over)	66
5	Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής με την εφαρμογή Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης και ενίσχυση της.	70
5.1	Εισαγωγή στις μεθόδους ανάλυσης υφιστάμενων κατασκευών	70
5.2	Προκαταρκτική ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής.....	70
5.3	Δείκτης ανεπάρκειας	70
5.4	Εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου	78
5.5	Στρατηγική ενίσχυσης κατασκευής.....	85
5.5.1	Ενίσχυση με μανδύες στα υποστυλώματα.....	85
5.5.2	Ενίσχυση δοκών	91
5.5.3	Ενίσχυση με συνυπολογισμό τοιχοπληρώσεων	92
5.5.4	Αξιολόγηση ενισχυμένου φορέα	95
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	97
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	102

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 3.1: Διαστάσεις υποστυλωμάτων.....	34
Πίνακας 3.2: Υφιστάμενοι οπλισμοί στα υποστυλώματα για κάθε στάθμη αντίστοιχα.	34
Πίνακας 3.3: Διαστάσεις και υφιστάμενοι οπλισμοί για τα φυτευτά υποστυλώματα.....	34
Πίνακας 3.4: Υφιστάμενοι οπλισμοί δοκών στάθμης 2.	35
Πίνακας 3.5: Υφιστάμενος οπλισμός δοκών των σταθμών 3,4 και 5 αντίστοιχα.....	36
Πίνακας 3.6: Υφιστάμενοι οπλισμοί δοκών στάθμης 6.....	37
Πίνακας 3.7: Κατακόρυφα φορτία που καταπονούν την κατασκευή.....	39
Πίνακας 3.8: Παράμετροι για τους οποίους γίνεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής.....	39
Πίνακας 4.1: Προτεινόμενες ελάχιστες απαιτήσεις για τα διάφορα επίπεδα ελέγχων και δοκιμών.....	47
Πίνακας 4.2: Επίπεδα γνώσης και αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης, όπου LF είναι η Πλευρική Φόρτιση, MRS είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και CF οι συντελεστές αξιοπιστίας.....	50
Πίνακας 4.3: Οι τιμές των ιδιοτήτων των υλικών για κάθε τύπο ανάλυσης.	52
Πίνακας 4.4: Σύνοψη κριτηρίων ελέγχου των σταθμών επιτελεστικότητας.....	63
Πίνακας 5.1: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 2.	71
Πίνακας 5.2: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 3.	72
Πίνακας 5.3: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 4.	72
Πίνακας 5.4: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 5.	73
Πίνακας 5.5: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 6.	73
Πίνακας 5.6: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 2.	74
Πίνακας 5.7: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 3.	74
Πίνακας 5.8: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 4.	75
Πίνακας 5.9: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 5.	76

Πίνακας 5.10: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 6.	77
Πίνακας 5.11: Κατανομή φορτίσεων στην ανελαστική στατική ανάλυση.	78
Πίνακας 5.12: Κατάσταση δομικών στοιχείων του φορέα για την +Υ τριγωνική κατανομή φόρτισης στο τελευταίο βήμα. (δεν συμπεριλαμβάνονται τα προηγούμενα βήματα)	82
Πίνακας 5.13: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. (Παράδειγμα δοκών)	83
Πίνακας 5.14: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. (Παράδειγμα, υποστώμα K7, στάθμης 2). 84	
Πίνακας 5.15: Οι συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων, όπως προέκυψαν μετά από την προσθήκη μανδύων στα υποστυλώματα του φορέα.....	87
Πίνακας 5.16: Ανεπάρκειες ορισμένων υποστυλωμάτων της στάθμης 2, όπως προέκυψαν μετά από την ενίσχυση με μανδύες.	90
Πίνακας 5.17: Ιδιότητες ινοπλισμένων πολυμερών που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση των δοκών.....	91
Πίνακας 5.18: Καθορισμός παραμέτρων για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, δεδομένα τοιχοπληρώσεων όπως προσομοιώθηκαν στο λογισμικό.	94
Πίνακας 5.19: Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων, όσον αφορά την γωνία στροφής θ	95
Πίνακας 0.1: Σύγκριση τέμνουσας βάσης και μετακίνησης για τις αντίστοιχες κατανομές φορτίσεων.....	97

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Διάγραμμα 1.1: Στάδια ανασχεδιασμού και ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής.	3
Διάγραμμα 1.2: Στρατηγικές Επέμβασης.	7
Διάγραμμα 1.3: Αποτελεσματικότητα διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης.(Sugano 1996).....	17
Διάγραμμα 4.1: Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους υπό μονοτονική φόρτιση.....	44
Διάγραμμα 4.2: Ιδεατή καμπύλη F-δ των δομικών στοιχείων.	45
Διάγραμμα 5.1: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για +Y Τριγωνική κατανομή φόρτισης.	79
Διάγραμμα 5.2: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για -Y Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.	79
Διάγραμμα 5.3: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για -X Τριγωνική κατανομή φόρτισης.	80
Διάγραμμα 5.4: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για -X Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.	80
Διάγραμμα 5.5: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων υποστυλώματος 12 στάθμης 2.	83
Διάγραμμα 5.6: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων δοκού 16 στάθμης 3.	83
Διάγραμμα 5.7: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης υποστυλώματος K12 στάθμης 5, πριν από την ενίσχυση για την πρώτη περίπτωση κατανομής φόρτισης +Y τριγωνική.	89
Διάγραμμα 5.8: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης υποστυλώματος K12 στάθμης 5, μετά από την ενίσχυση με μανδύες για την πρώτη περίπτωση κατανομής φόρτισης +Y τριγωνική.	89
Διάγραμμα 0.1: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για +X ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.	98
Διάγραμμα 0.2: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για -X τριγωνική κατανομή φόρτισης....	98
Διάγραμμα 0.3: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για +Y τριγωνική κατανομή φόρτισης..	99
Διάγραμμα 0.4: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για -Y τριγωνική κατανομή φόρτισης....	99

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: (α) Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού.	10
Σχήμα 1.2: Τοίχωμα εντός πλαισίου με έγχυτο σκυρόδεμα και περιμετρική σύνδεση.	11
Σχήμα 1.3: Κατασκευαστική λεπτομέρεια σύνδεσης της υφιστάμενης θεμελίωσης από μια εφαρμογή μεθόδου. (UNIDO/UNDP 1983).....	11
Σχήμα 1.4: Τοίχωμα εντός του πλαισίου από προκατασκευασμένο τοίχωμα χωρίς πλευρική σύνδεση.	12
Σχήμα 1.5: Μεταλλικά δικτυώματα εντός πλαισίων.	13
Σχήμα 1.6: Προσθήκη τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.	14
Σχήμα 1.7: (α) Περίσφιξη υποστυλώματος από μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. (β) Περίσφιξη υποστυλώματος από μεταλλικό μανδύα. (γ) Περίσφιξη υποστυλώματος από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών.....	14
Σχήμα 2.1: Έντονη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος.....	18
Σχήμα 2.2: Ακανόνιστη κατανομή δυσκαμψιών κατακόρυφων μελών.	19
Σχήμα 2.3: Ταξινόμηση βλαβών σε βαθμούς στα δομικά στοιχεία.	22
Σχήμα 2.4: Βλάβες σε υποστυλώματα. (α) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και εναλλασσόμενη καμπτική ροπή. (β) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και τέμνουσα.	24
Σχήμα 2.5: Αστοχία υποστυλωμάτων στη συνέχεια μονόπλευρων τοιχοπληρώσεων.....	24
Σχήμα 2.6: Καμπτικές βλάβες στις δοκούς. (α) Καμπτικές ρωγμές στο εφελκόμενο πέλμα. (β) Καμπτική αστοχία στο άνω πέλμα και ολίσθηση οπλισμών στο κάτω.	26
Σχήμα 2.7: Διατμητική αστοχία δοκού.	26
Σχήμα 2.8: Βλάβες σε ακραίους κόμβους πλαισίων.	27
Σχήμα 2.9: Βλάβες σε μεσαίους κόμβους πλαισίων.	27
Σχήμα 2.10: Διατμητική βλάβη τοιχώματος.	28

Σχήμα 2.11: Καμπτική βλάβη σε τοίχωμα.	29
Σχήμα 2.12: Βλάβη πλάκας λόγω διάτρησης.	30
Σχήμα 3.1: Κάτοψη ισογείου της κατασκευής (στάθμη 2).	31
Σχήμα 3.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου. (στάθμη 3,4,5).	31
Σχήμα 3.3: Κάτοψη πλάκας τελευταίου ορόφου (στάθμη 6).	32
Σχήμα 3.4: Κάτοψη θεμελίωσης από μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς (στάθμη 1).	32
Σχήμα 3.5: Τυπική τομή Α-Α της κατασκευής.	33
Σχήμα 3.6: Παρουσίαση των όψεων της κατασκευής, βόρεια, ανατολική, νότια και δυτική αντίστοιχα.	33
Σχήμα 3.7: (α) Διατομή υποστυλώματος K1,2,3,7,18,19,20,22 στη στάθμη 2. (β) Διατομή υποστυλώματος K4,5,8,9,11,12,14,15,17,21 στη στάθμη 2 (γ) Διατομή υποστυλώματος K6,10 στη στάθμη 2. (δ) Διατομή υποστυλώματος K13 στη στάθμη 2.	35
Σχήμα 3.8: Καθορισμός υλικών της κατασκευής στο λογισμικό 3DR.STRAD.	38
Σχήμα 3.9: Προσομοίωση της κατασκευής σε 3D, από την επιλογή Virtual Model του λογισμικού 3DR.STRAD	40
Σχήμα 3.10: Ροπές στα υποστυλώματα της κατασκευής.	40
Σχήμα 4.1: Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά τον Ευρωκώδικα 8, μέρος 3, με βάση την περίοδο επαναφοράς για κάθε οριακή κατάσταση έναντι συγκεκριμένης σεισμικής δράσης.	43
Σχήμα 4.2: Ορισμός στροφής χορδής θ σε κάθε κόμβο μέλους.	53
Σχήμα 4.3: (α) Καθ' ύψος κατανομή του πλευρικού φορτίου.	54
Σχήμα 4.4: Κατανομή φορτίσεων.	63
Σχήμα 4.5: Καμπύλη ικανότητας.	64
Σχήμα 4.6: Διαφορετικές φάσεις φόρτισης της κατασκευής σε ανελαστική στατική ανάλυση και οι αντίστοιχες παραμορφωμένες καταστάσεις της κατασκευής.	65
Σχήμα 4.7: Διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας, προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης.	67

Σχήμα 4.8: Προσδιορισμός της στοχευμένης μετακίνησης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.....	68
Σχήμα 5.1: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα για την +Y τριγωνική κατανομή φόρτισης στο τελευταίο βήμα.....	81
Σχήμα 5.2: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα για την -Y Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στο τελευταίο βήμα.....	81
Σχήμα 5.3: Παρουσίαση ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.	86
Σχήμα 5.4: Παρουσίαση ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.	87
Σχήμα 5.5: Καθ' ύψος λεπτομέρεια υποστυλώματος 1, στάθμης 2.....	88
Σχήμα 5.6: Ενίσχυση δοκών με ινοπλισμένα πολυμερή.	91
Σχήμα 5.7: Παρουσίαση συμβολής τοιχοπληρώσεων στη κατασκευή.	92
Σχήμα 5.8: Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδο.	93
Σχήμα 5.9: Αρχική φορά των διαγώνιων στοιχείων τοιχοποιίας για τη φορά των σεισμικών δράσεων που φαίνεται στο σχήμα (+X και -Y).	93
Σχήμα 5.10: Χωρικό προσομοίωμα του φορέα όπως σχηματίστηκε στο 3DR.STRAD.....	94
Σχήμα 5.11: Τυπική παρουσίαση συνυπολογισμού των τοιχοπληρώσεων.....	95
Σχήμα 5.12: Ανεπάρκεια δοκών Δ1,4,24,25,26 μετά από την ενίσχυση.	96

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κύριο μέλημα του μηχανικού είναι να μελετήσει και να κατασκευάσει κατασκευές, οι οποίες διασφαλίζουν ότι θα παραμείνουν ασφαλείς και λειτουργικές έναντι των δράσεων και φορτίσεων που τις καταπονούν, καθ' όλη τη διάρκεια ζωής τους. Οι σεισμικές δράσεις αποτελούν τις κυριότερες φορτίσεις και καταπονήσεις σε μια κατασκευή, ειδικότερα για μια χώρα όπως η Κύπρος η οποία βρίσκεται κατεξοχήν σε σεισμογενή περιοχή. Η σεισμική επικινδυνότητα σε μια περιοχή που πλήττεται από σεισμό συγκεκριμένης έντασης φέρει τη σεισμική διακινδύνευση της περιοχής η οποία υποδηλώνει το σύνολο των πιθανών απωλειών όσον αφορά την απώλεια ενός κοινωνικού συνόλου όσο και τη δημιουργία οικονομικών και κοινωνικών προβλημάτων.

Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν την πλειονότητα στη Κύπρο, από προηγούμενες δεκαετίες, δεδομένου ότι είναι κατασκευασμένα χωρίς αντισεισμικούς κανονισμούς ή βασίζονται σε παλαιότερους κώδικες. Το γεγονός αυτό επηρεάζει τη συμπεριφορά των κατασκευών έναντι στις σεισμικές δράσεις, έχοντας ως αποτέλεσμα τη δημιουργία προβλημάτων αξιοπιστίας και βλαβών στην κατασκευή, είτε μικρής έκτασης είτε μεγαλύτερης έκτασης βλαβών, καθορίζοντας την απομένουσα φέρουσα ικανότητα της κατασκευής όσο και τα διαθέσιμα περιθώρια ασφάλειας.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω αξίζει να σημειωθεί το δεδομένο, ότι η χώρα μας αποτελείται από μεγάλο ποσοστό υφιστάμενων κατασκευών οι οποίες αποτελούν πηγή κινδύνου έναντι στο σεισμό. Οι υφιστάμενες αυτές κατασκευές έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί σε εποχή όπου δεν εφαρμόζονταν αυστηρά κριτήρια σε θέματα αντισεισμικών κατασκευών, και ταυτοχρόνως η χρήση της τεχνολογία και η γνώση των μηχανικών ήταν περιορισμένη. Το γεγονός αυτό μας οδήγησε στην ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές οι οποίες φανερώνουν ανεπάρκεια στην ευστάθεια τους ως προς τα οριζόντια φορτία, δηλαδή στις σεισμικές καταπονήσεις, ή ακόμη και σε πιο δυσμενέστερη περίπτωση, όπου κτήρια είναι σχεδιασμένα να παραλάβουν πολύ μικρότερες δράσεις από αυτές που καλείται να αναλάβουν, με αποτέλεσμα η σεισμική τους συμπεριφορά να είναι ακόμη πιο δυσμενής. Παράλληλα σημαντικός παράγοντας στην αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτίων είναι η φυσική φθορά που υφίσταται μία κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυση

της. Η ανάγκη αυτή, εκτός από τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, οδήγησε στην αποτελεσματικότερη μελέτη και των νέων κατασκευών.

Οι παραπάνω παράμετροι και ανάγκες είχαν ως αποτέλεσμα τους την αναθεώρηση των παλιών κανονισμών αλλά και στη θεσμοθέτηση νέων κανονισμών και κριτηρίων για τον αντισεισμικό κανονισμό νέων κατασκευών αλλά και τη σεισμική αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών. Η φιλοσοφία των νέων κανονισμών αποδέχεται ότι οι βλάβες δεν είναι δυνατόν να αποφευχθούν στα μη φέροντα στοιχεία αλλά και στο δομικό σύστημα, εφόσον οι βλάβες που θα υποστεί μια κατασκευή κατά τη δράση του σεισμού σχεδιασμού είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, και η πιθανότητα κατάρρευσης είναι επαρκώς μικρή. Πλέον στους νέους κανονισμούς λαμβάνεται υπόψη η πλαστιμότητα και η μετελαστική συμπεριφορά της κατασκευής ως προς τα δομικά της στοιχεία. Συνεπώς η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων καθίσταται πλάστιμη και μπορούν να αναλάβουν μεγαλύτερα φορτία και να απορροφούν πολύ περισσότερη σεισμική ενέργεια.

Οι νέοι αυτοί κανονισμοί βασίζονται στα δεδομένα της εποχής και της τεχνολογίας, όπως και σε πιο ακριβείς μεθόδους ανάλυσης, πράγμα που τους καθιστά πιο αποτελεσματικούς και αξιόπιστους. Στη Κύπρο πριν από την εισαγωγή των Ευρωκώδικων, ο αντισεισμικός σχεδιασμός εφαρμόζονταν με βάση τον Κυπριακό Σεισμικό Κώδικα. Τα τελευταία χρόνια έγινε η εισαγωγή του Ευρωκώδικα, ο οποίος τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή από το 2012. Ωστόσο το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3, όπου αξιολογείται η σεισμική συμπεριφορά υφιστάμενων κατασκευών αφενός, και αφετέρου καθορίζεται σχεδιασμός των μέτρων επέμβασης και ενίσχυσης. Στόχος της εφαρμογής του κώδικα είναι η αποκατάσταση, η αύξηση αντοχής, της δυσκαμψίας και της ικανότητας απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μιας κατασκευής, δηλαδή η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής η οποία μεταφράζεται σε μεγαλύτερη ασφάλεια για τους χρήστες.

1 Βασικές Αρχές Αποτίμησης και Ενίσχυσης Υφιστάμενων Κατασκευών

1.1 Αποτίμηση Υφιστάμενης κατάστασης

1.1.1 Γενικές Αρχές

Με τον όρο αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής νοείται η ποσοτική εκτίμηση και ο έλεγχος επάρκειας της κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. (Κοσμόπουλου 2005)

Η αποτίμηση αφορά στα υφιστάμενα κτήρια, καθώς όπως προαναφέρθηκε αποτελούν μεγάλο ποσοστό κατασκευών στην Κύπρο, όπως εκτιμάται το ποσοστό του 70% των κατασκευών, οι οποίες κατασκευάστηκαν με χαμηλό επίπεδο σεισμικής ασφάλειας ως προς τις σημερινές απαιτήσεις του Ευρωκώδικα.

Η ανεπάρκεια των υφιστάμενων κατασκευών προκύπτει λόγω του χαμηλού επιπέδου ασφαλείας ως προς τις σημερινές απαιτήσεις, πιο συγκεκριμένα όμως με βάση τα σημερινά δεδομένα και απαιτήσεις οι υφιστάμενες κατασκευές παρουσιάζουν:

1. Ανεπάρκεια στο ποσοστό του κύριου οπλισμού, μικροί διάμετροι και οι μικρές διατομές των φορέων του δομικού συστήματος.
2. Έλλειψη ικανοποιητικής τοπικής πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών λόγω κατασκευαστικών διατάξεων του οπλισμού, όπως η έλλειψη συνδετήρων στους κόμβους και η αραιή διάταξή τους, μικρό μήκος αγκύρωσης οπλισμού και ελλιπής αγκύρωση συνδετήρων.
3. Μεγάλη αντοχή των δοκών σε σχέση με τα υποστυλώματα, ως αποτέλεσμα η διαρροή και η αστοχία των υποστυλωμάτων.
4. Έλλειψη ορθολογικού σχεδιασμού του δομικού συστήματος και η ελλιπής γνώση των μηχανισμών κατάρρευσης. Συγκεκριμένα η δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου ιδιαίτερα σε κτήρια τύπου πιλοτής, κοντά υποστυλώματα, λειτουργία τοιχοπληρώσεων και η ασυμμετρία σε κάτοψη η/και καθ' ύψος.

5. Εγγενή προβλήματα μείωσης της φέρουσας ικανότητας, όπως η αντοχή του σκυροδέματος, η διάβρωση του οπλισμού και η αλληλεπίδραση του εδάφους με την κατασκευή.

Η ανάγκη για αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής μπορεί να αφορά τόσο σε προσεισμικό όσο και σε μετασεισμικό έλεγχο. Το αποτέλεσμα που προκύπτει από την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής δεν καθορίζει μόνο την ανάγκη ενίσχυσής της, αλλά αποτελεί το πρώτο στάδιο ενός καλού ανασχεδιασμού ακόμη και αν η κατασκευή υποδηλώνει ανεπάρκεια. Μέσα από την αποτίμηση ως πρώτο στάδιο καθορίζονται τα τρωτά σημεία της κατασκευής, τα οποία θα καθοδηγήσουν το μελετητή στη βέλτιστη στρατηγική επέμβασης. (Κοσμόπουλου 2005)

1.1.2 Στόχος

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών στοχεύει στην εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας των κατασκευών, ενώ παράλληλα ελέγχει εάν η κατασκευή ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

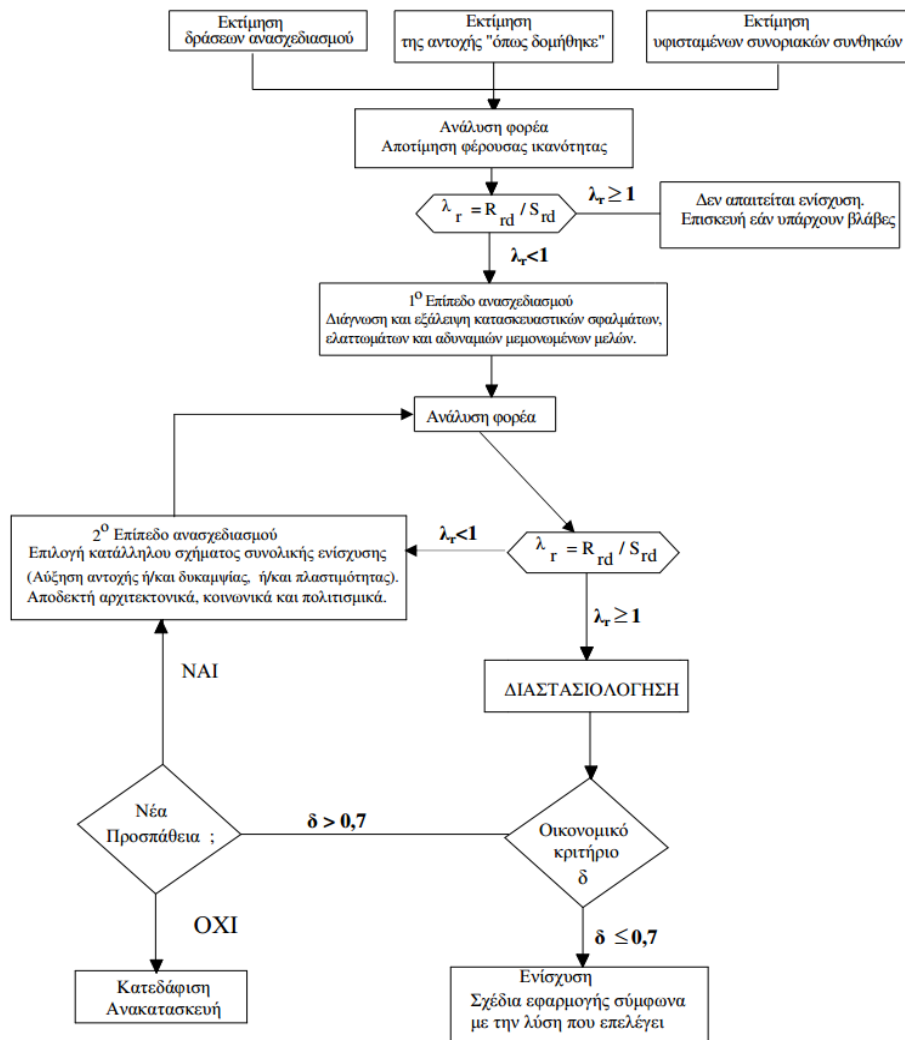
Η διαδικασία αποτίμησης μιας υφιστάμενης κατασκευής καθορίζει μια επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής σε δεδομένο σεισμό σχεδιασμού. Η διαδικασία αυτή πηγάζει από τη συλλογή στοιχείων με βάση το ιστορικό της κατασκευής, την ως έχει ανάλυση της και τη συμπεριφορά της κατασκευής σε ελέγχους οριακών καταστάσεων. (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012)

Τα στάδια της διαδικασίας αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής, ώστε να επιλεγεί η βέλτιστη στρατηγική για τον ανασχεδιασμό παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα. Η όλη διαδικασία διακρίνεται σε τέσσερα στάδια, για την επίτευξη της διαδικασίας ανασχεδιασμού μιας κατασκευής.

Το αρχικό στάδιο είναι η εκτίμηση και η εξέταση της υφιστάμενης κατάστασης καθώς και η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Ο καθορισμός της υφιστάμενης κατάστασης προσδιορίζεται από τις αντοχές των υλικών, τη δυσκαμψία και τη πλαστιμότητα των στοιχείων, τις δράσεις ανασχεδιασμού, τις οριακές συνθήκες και τη διαπίστωση της παθολογικής εικόνας της κατασκευής. Στο πρώτο αυτό στάδιο καθορίζεται η απόφαση για την ανάγκη ενίσχυσης μιας κατασκευής.

Το επόμενο στάδιο καθορίζει τα πιθανά σχήματα επέμβασης και η επιλογή της βέλτιστης λύσης ώστε να επιτευχθεί το στάδιο του ανασχεδιασμού και της αναδιαστασιολόγησης του φορέα.

Στο τελευταίο στάδιο, προσδιορίζεται η κοστολόγηση της λύσης που επιλέχθηκε για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής. Η διαδικασία αυτή είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό του οικονομικού οφέλους που θα επιφέρει το σχήμα επέμβασης. (Δρίτσος 2003)



Διάγραμμα 1.1: Στάδια ανασχεδιασμού και ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

1.1.3 Συλλογή Στοιχείων

Για την πραγματοποίηση της διαδικασίας της αποτίμησης μιας υφιστάμενης κατασκευής ή πριν από οποιαδήποτε μελέτη απαιτείται η εμπειρισταωμένη αξιολόγηση της επάρκειας της κατασκευής έναντι στα σεισμικά φορτία, η οποία εξαρτάται άμεσα από τις διατιθέμενες

πληροφορίες για την κατάσταση της κατασκευής. Η διερεύνηση και η τεκμηρίωση της κατασκευής μέσω της συλλογής στοιχείων, εις βάθος και σε κάθε έκταση καθιστά την αξιοπιστία της μελέτης αποτίμησης της κατασκευής.

Ωστόσο, οι διατιθέμενες πληροφορίες όσον αφορά την κατασκευή πρέπει να περιλαμβάνουν την αποτύπωση της κατασκευής, δηλαδή έγγραφα σχετικά με την αρχική μελέτη, σχέδια ξυλότυπων, τεχνικές εκθέσεις, επιτόπου μετρήσεις και παρατηρήσεις. Σημαντική πληροφορία επίσης αποτελεί η αναφορά και η καταγραφή των βλαβών που έχει υποστεί η κατασκευή.

Οι πληροφορίες για κάθε περίπτωση αποτίμησης κατασκευών μπορεί να πάρουν διαφορετικές διαστάσεις ανάλογα της διαθεσιμότητας σχεδίων αλλά και την έκταση της μελέτης που θα ακολουθήσει για τον ανασχεδιασμό (KAN.ΕΠΕ 2012). Παρόλα αυτά σε κάθε περίπτωση οι απαιτούμενες πληροφορίες της κατάστασης μιας κατασκευής είναι οι ακόλουθες:

1. Προσδιορισμός των συνθηκών του υπεδάφους και η κατάταξη σε κατηγορίες εδάφους.
2. Προσδιορισμός τύπου θεμελίωσης της κατασκευής.
3. Προσδιορισμός στατικής λειτουργίας του δομικού συστήματος. Συγκεκριμένα, η διαμόρφωση του δομικού συστήματος ως προς την ανάληψη σεισμικών δράσεων, δηλαδή πλαισιακών φορέων, διατμητικών τοιχωμάτων και διαφραγμάτων, καθώς και η σύνδεση των φορέων μεταξύ τους.
4. Η γεωμετρία της κατασκευής και η κατανομή της συνολικής μάζας. Καθώς και ο έλεγχος κανονικότητας του φορέα.
5. Πληροφορίες σχετικά με δομικές διατάξεις της εποχής κατασκευής, οι οποίες συμβάλουν στη δομοστατική συμπεριφορά της κατασκευής.
6. Πληροφορίες όσον αφορά τη διαμόρφωση των φορέων και την κατάσταση των υλικών οι οποίοι είναι κατασκευασμένοι. Συγκεκριμένα, οι διαστάσεις των φορέων και των διατομών τους, την θέση τους, καθώς και οι διάμετροι οπλισμών, οι αποστάσεις μεταξύ των συνδετήρων και η ονομαστική επικάλυψη του σκυροδέματος.
7. Ιδιότητες των υλικών, συγκεκριμένα του σκυροδέματος και του χάλυβα των οπλισμών.
8. Καθορισμός της πραγματικής χρήσης της κατασκευής, καθώς και ο προσδιορισμός της κατηγορίας της σπουδαιότητας της.

Πέραν από τη συλλογή στοιχείων και τις βασικές πληροφορίες οι οποίες είναι απαραίτητες για την αποτίμηση της κατάστασης μιας υφιστάμενης κατασκευής, είναι απαραίτητη η αποτύπωση του δομικού συστήματος και των φερόντων στοιχείων, ώστε να γίνει έλεγχος για πιθανές αλλαγές του συστήματος οι οποίες δεν αναγράφονται στα κατασκευαστικά σχέδια, αποφυγή ελλিপών στοιχείων. Επίσης απαραίτητο είναι να πραγματοποιηθεί οπτικός έλεγχος και εκτίμηση της κατάστασης, όπως και η λήψη πυρήνων και έλεγχος των αδρανών σκυροδέματος ώστε να γίνει προσδιορισμός των αντοχών των υλικών της κατασκευής. (Σπυράκος 2004)

1.2 Στρατηγικές επεμβάσεων

Οι πλείστες περιπτώσεις ανασχεδιασμού υφιστάμενης κατασκευής μπορούν να εφαρμόσουν εναλλακτικές στρατηγικές επεμβάσεων αναλόγως των σκοπών του ανασχεδιασμού. Οι εναλλακτικές αυτές στρατηγικές οδηγούν σε εναλλακτικές αλλά αποδεκτές λύσεις επεμβάσεων, ώστε να βρεθεί η βέλτιστη λύση επέμβασης σε κάθε περίπτωση υφιστάμενης κατάστασης. Η επιλογή της βέλτιστης στρατηγικής επέμβασης είναι συνάρτηση της στάθμης επιτελεσματικότητας όπου καθορίζει την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής έναντι στο σεισμό σχεδιασμού. Συνεπώς είναι σημαντικό να καθοριστεί η στάθμη επιτελεσματικότητας της κατασκευής, ώστε μέσα από την επιλογή της στρατηγικής επέμβασης να αξιολογηθεί η κατάσταση της κατασκευής, δηλαδή αν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της προκαθορισμένης στάθμης επιτελεσματικότητας ώστε να προσδιοριστεί ο βαθμός ανεπάρκειας της κατασκευής.

Η επιλογή στρατηγικής επέμβασης παρουσιάζει ένα προσεγγιστικό τρόπο μείωσης της σεισμικής διακινδύνευσης και βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Κριτήριο της επιλογής στρατηγικής επέμβασης είναι ο περιορισμός των βλαβών που υπόκεινται τα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής για τη δεδομένη στάθμη επιτελεσματικότητας.

Οι στρατηγικές επέμβασης μπορούν να χαρακτηρισθούν είτε καθαρά τεχνικής είτε διαχειριστικής φύσης, με το πλεονέκτημα ότι το εύρος εφαρμογής τους καλύπτει πληθώρα αναγκών επεμβάσεων για μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης.

Η τεχνική κατηγορία επεμβάσεων αποτελεί προσέγγιση με σκοπό στη μεταβολή των παραμέτρων έναντι στις σεισμικές απαιτήσεις και στη συμπεριφορά της κατασκευής έναντι στο σεισμό σχεδιασμού. Οι επεμβάσεις σε αυτή τη κατηγορία στοχεύουν στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του δομικού συστήματος, στην αύξηση της ικανότητας

ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Αντίστοιχα η διαχειριστική κατηγορία στρατηγικών στοχεύει στην αλλαγή της πιθανής χρήσης της κατασκευής, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης. (Σπυράκος 2004)

1.2.1 Η ανίσωση ασφαλείας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3, τα κριτήρια ελέγχου και αποδοχής μιας λύσης επέμβασης σε συνάρτηση της στάθμης επιτελεστικότητας πρέπει να ικανοποιούν την ανίσωση ασφάλειας:

$$S_{rd} \leq R_{rd} \quad (1.1)$$

Όπου,

S_{rd} , μέγεθος έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο δομικό σύστημα, περιγράφεται ως ένα είδος «ζήτησης».

R_{rd} , αντίστοιχο μέγεθος αντοχής ή αντίστασης που διαθέτει το δομικό σύστημα έναντι συγκεκριμένης «ζήτησης», περιγράφεται ως «ικανότητα».

Η ανίσωση ασφαλείας υποδηλώνει ότι τα μεγέθη έντασης επανασχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής στα ενισχυμένα μέλη της κατασκευής.

Αν η σεισμική ένταση S_{rd} , υπερβεί την αντίσταση R_{rd} της κατασκευής τότε υποδηλώνεται η ανεπάρκεια των επιμέρους δομικών στοιχείων. Η αντίσταση της κατασκευής, καθώς και η σεισμική ένταση αντίστοιχα εκφράζονται σε όρους δυνάμεων είτε σε όρους παραμορφώσεων. (Κοσμοπούλου 2005)

Συνεπώς, η κατασκευή ανασχεδιάζεται μέσω μιας στρατηγικής, η οποία θα προσφέρει μεγαλύτερη διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα από την απαιτούμενη, με βάση τους κανονισμούς.

1.2.2 Συστήματα Επεμβάσεων

Η στρατηγική επέμβασης καθορίζεται μέσω ενός συστήματος επέμβασης, το οποίο στοχεύει στον αποτελεσματικό και βέλτιστο ανασχεδιασμό της κατασκευής.

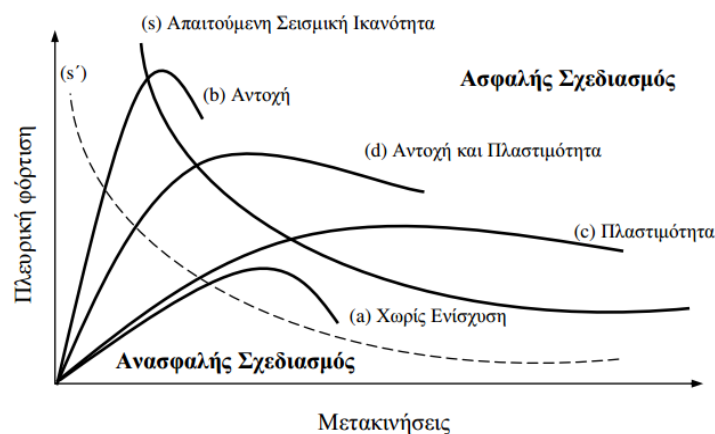
Ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών δράσεων προσδιορίζει την αξιοπιστία μιας κατασκευής ως προς τη σεισμική συμπεριφορά της. Η αξιοπιστία αυτή εκφράζεται μέσα από

την ικανότητα της κατασκευής να περιορίζεται σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας, η οποία περιγράφει την κατασκευή.

Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι το σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων που αντιπροσωπεύει μια κατασκευή επηρεάζεται από τους παράγοντες της μάζας, της δυσκαμψίας, της απόσβεσης και της διαμόρφωσης των φερόντων και μη φερόντων δομικών στοιχείων. Επιπλέον επηρεάζεται από την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων και την ενέργεια της σεισμικής δράσης η οποία εφαρμόζεται στη κατασκευή. Οι πιο πάνω παράγοντες καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης των σεισμικών φορτίων για ένα σύστημα επέμβασης, εξασφαλίζοντας έτσι την επαρκή συμπεριφορά έναντι στις σεισμικές δράσεις συνάρτησε με αυτούς.

Η σεισμική συμπεριφορά και αντίσταση της κατασκευής μπορεί να εκφραστεί ως η απαιτούμενη ικανότητα της κατασκευής να αντιστέκεται στην ενέργεια παραμόρφωσης λόγω σεισμού. Η δράση του σεισμού επιβάλλει στην κατασκευή δυναμική μετακίνηση η οποία αντιστοιχεί σε ποσοστό κινητικής ενέργειας. Κατά τη διάρκεια του σεισμού και της ταλάντωσης μιας κατασκευής, η ενέργεια που διοχετεύεται στην κατασκευή μετατρέπεται από κινητική σε ενέργεια παραμόρφωσης και αντίστροφα. Συνεπώς η μέγιστη αναπτυσσόμενη ενέργεια παραμόρφωσης χαρακτηρίζει το μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής.

Η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα της κατασκευής με δεδομένο τα παραπάνω, μπορεί να εκφραστεί μέσω της χάραξης καμπύλης υπερβολικής μορφής, όπως φαίνεται στο διάγραμμα πιο κάτω.



Διάγραμμα 1.2: Στρατηγικές Επέμβασης.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Μέσω της καμπύλης (s) εκφράζεται το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής συστήματος και λύσης ενίσχυσης. Συγκεκριμένα η περιοχή άνω της καμπύλης παρουσιάζει το όριο της ασφάλειας σχεδιασμού μιας κατασκευής ως προς τη σεισμική της συμπεριφορά, ενώ αντίστοιχα η περιοχή κάτω της καμπύλης παρουσιάζει το όριο της ανασφάλειας σχεδιασμού ως προς τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Ωστόσο, η περιοχή κάτω από τη καμπύλη εκφράζει την ανάγκη της ενίσχυσης της κατασκευής.

Στο Διάγραμμα 1.2, παρουσιάζονται επιπλέον οι βασικές στρατηγικές για την ενίσχυση μιας κατασκευής. Συγκεκριμένα η καμπύλη (a) παρουσιάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής χωρίς ενίσχυση, όπου είναι φανερό ότι η κατασκευή είναι ανασφαλής έναντι στις σεισμικές δράσεις. Η καμπύλη (b) παρουσιάζει την αυξημένη πλευρική αντίσταση και δυσκαμψία στη συμπεριφορά του συστήματος μετά την ενίσχυση. Στη καμπύλη (c) παρουσιάζεται η επίδραση της αύξησης της πλαστιμότητας στη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση. Ακολούθως, στη καμπύλη (d) παρουσιάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση, με την αύξηση ταυτοχρόνως της πλευρικής αντίστασης, δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του δομικού φορέα. Τέλος η καμπύλη (s') παρουσιάζει την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα της κατασκευής μετά την ενίσχυση, όπου πραγματοποιείται η μείωση της διοχετευόμενης σεισμικής ενέργειας στο φορέα. (Δρίτσος 2005)

Συνεπώς, με βάση τα δεδομένα που παρουσιάζουν οι καμπύλες στο Διάγραμμα 1.2 ως ενίσχυση μπορεί να χαρακτηριστεί η διαδικασία η οποία μειώνει την ενέργεια στη κατασκευή λόγω σεισμού, και παράλληλα την μείωση της απαιτούμενης σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.

1.3 Βασικές στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης

Ωστόσο, συνοψίζοντας τα λεγόμενα στο πιο πάνω υποκεφάλαιο 1.2.2, διακρίνονται οι βασικές στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων σε συνάρτηση με τη ζητούμενη σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Οι βασικές αυτές στρατηγικές διακρίνονται σε:

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- Μείωση της απαιτούμενης σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.

1.3.1 Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα

Όταν μια κατασκευή διαθέτει τα χαρακτηριστικά ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης των σεισμικών δράσεων, αλλά υπάρχει η ανεπάρκεια απαραίτητων κατασκευαστικών λεπτομερειών, προκαλώντας τη δυσλειτουργία του συστήματος, τότε η εφαρμογή της στρατηγικής βελτίωσης του φορέα με τοπικές επεμβάσεις είναι η βέλτιστη λύση. Στην περίπτωση αυτής της κατασκευής, αναμένεται να παρατηρηθούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής παρά το γεγονός της επαρκής ικανότητας μετακίνησης σε σχέση με την απαιτούμενη σεισμική συμπεριφορά.

Οι τοπικές αστοχίες σε αυτή την περίπτωση συμβαίνουν λόγω του ανεπαρκές μήκους έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκές αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού όσο μεταξύ τους, όσο και με στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού.

Ωστόσο μέσω της στρατηγικής των τοπικών επεμβάσεων, αλλά και σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές, οι αστοχίες αυτές αλλά και οι ατέλειες που δημιουργούν οι πιο πάνω παράγοντες μπορούν να επιδιορθωθούν επιτρέποντας την επιθυμητή και επαρκή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. (Σπυράκος 2004)

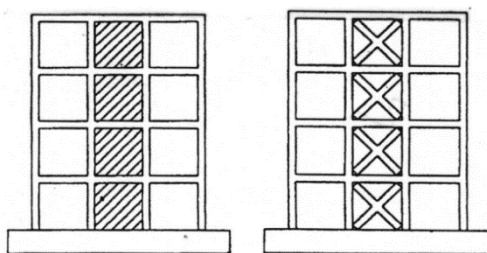
1.3.2 Αύξηση της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής

Σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων η πιο διαδεδομένη στρατηγική ενίσχυσης είναι η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Η στρατηγική αυτή στοχεύει, μέσα από την αύξηση της αντοχής την αύξηση της ικανότητας έναντι των σεισμικών δράσεων, ενώ μέσα από την αύξηση της δυσκαμψίας τη μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση. (Σπυράκος 2004)

Συγκεκριμένα, σε μια κατασκευή αν επιτευχθεί μόνο η αύξηση της αντοχής τότε η ενίσχυση της κατασκευής θα έχει ως αποτέλεσμα η κατασκευή να μπορεί για μεγαλύτερες σεισμικές δράσεις να μην υποστεί βλάβες. Στην άλλη περίπτωση, εάν επιτευχθεί μόνο η αύξηση της δυσκαμψίας και κατά συνέπεια η μείωση της απαίτησης σε μετακινήσεις, μεταβάλλεται σημαντικά η συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής τα οποία δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη σεισμικών δράσεων αλλά είναι ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις.

Η στρατηγική όμως αυτή εφαρμόζει την ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα, αφού με την αύξηση της αντοχής της κατασκευής, που επιτυγχάνεται

με την προσθήκη τοιχωματικών πλαισίων, αυξάνεται ταυτοχρόνως και η δυσκαμψία της κατασκευής.



Σχήμα 1.1: (α) Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού.

(β) Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

1.3.2.1 Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων.

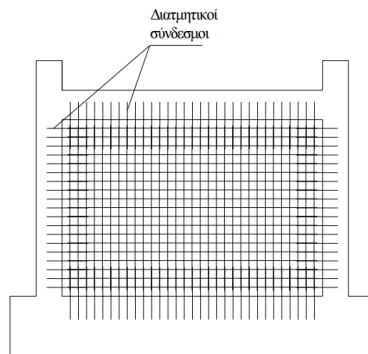
Η πλέον πιο διαδεδομένη και αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του δομικού συστήματος μιας κατασκευής αποτελεί η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των υφιστάμενων πλαισίων της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή στοχεύει στην διόρθωση της μορφολογίας του φορέα σε περίπτωση που παρατηρείται ασυμμετρία της κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρότητες δυσκαμψίας σε κάτοψη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1 και 2.2. Η μόρφωση του φορέα αποτελεί κρίσιμη ως προς την αποτελεσματικότητα της εφαρμογής της μεθόδους, ωστόσο για τον λόγο αυτό είναι απαραίτητος ο καθορισμός του πλήθους και της σωστής θέσης τοποθέτησης των τοιχωμάτων. Η όλη διαδικασία είναι απαραίτητο να ικανοποιεί τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς για την αποφυγή της έντονης μεταβολής της δυσκαμψίας καθ' ύψος. (Δρίτσος 2005)

Οι τεχνικές προσθήκης τοιχωμάτων διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες αναλόγως του τύπου τοιχώματος που χρησιμοποιείται.

1. Τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Συγκεκριμένα είναι τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα οποία συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου τους με τα υπάρχοντα υποστυλώματα και δοκούς. Σημαντικό είναι σε αυτή την περίπτωση να ενισχυθούν και τα υποστυλώματα με μανδύα, για το λόγο ότι πλέον αποτελούν τα άκρα του τοιχώματος όπου αναμένεται να αναπτυχθεί αυξημένη ένταση. Όταν απαιτείται η πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής σε μεγαλύτερο βαθμό η σύνδεση

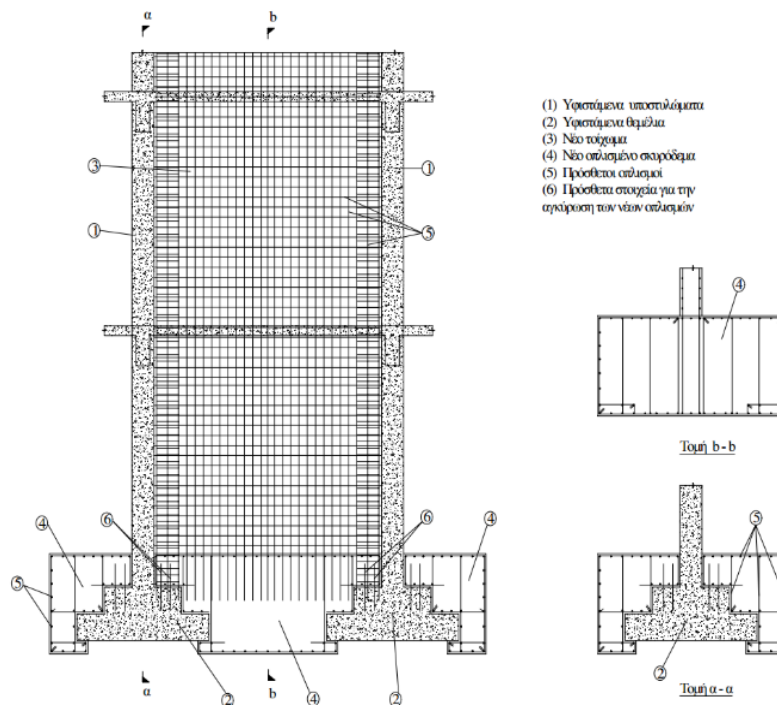
του νέου τοιχώματος γίνεται μόνο με τις δοκούς, ενώ με τα υποστυλώματα δεν γίνεται σύνδεση καθώς αφήνεται ένα μικρό κενό.



Σχήμα 1.2: Τοίχωμα εντός πλαισίου με έγχυτο σκυρόδεμα και περιμετρική σύνδεση.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Όσον αφορά τη θεμελίωση του νέου τοιχώματος είναι σημαντικό να συνδέεται με την υφιστάμενη θεμελίωση.



Σχήμα 1.3: Κατασκευαστική λεπτομέρεια σύνδεσης της υφιστάμενης θεμελίωσης από μια εφαρμογή μεθόδου. (UNIDO/UNDP 1983)

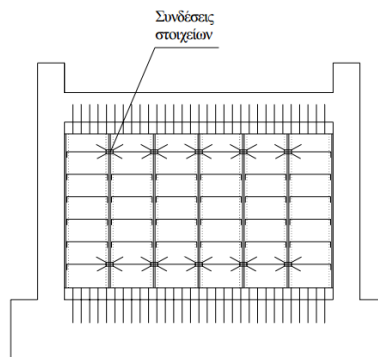
Πηγή: Δρίτσος 2005.

Κρίσιμο σημείο της εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζόντιων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Συγκεκριμένα απαιτείται ο έλεγχος επάρκειας του

διαμήκους οπλισμού των δοκών στις στάθμες των ορόφων που συντρέχουν στο τοίχωμα για τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων. Αν ο οπλισμός αυτός κριθεί ανεπαρκής η ενίσχυση περιλαμβάνει την προσθήκη νέων οριζόντιων στοιχείων σύνδεσης.

2. Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels).

Η προσθήκη προκατασκευασμένων τοιχωμάτων παρ' όλα τα κατασκευαστικά πλεονεκτήματα, η προσφορά τους ως προς την αντοχή και δυσκαμψία είναι μικρότερη, όπως παρατηρείται στο Διάγραμμα 1.3. Τα προκατασκευασμένα στοιχεία χρησιμοποιούνται για την κάλυψη του ανοίγματος του πλαισίου ή τμήμα του και συνδέονται μεταξύ τους και με τα υποστύλωμα του πλαισίου. Όπως και με την προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένων σκυρόδεμα, όταν απαιτείται η πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα σε μεγαλύτερο βαθμό γίνεται σύνδεση μόνο με τις δοκούς που συντρέχουν στο τοίχωμα. Η αποτελεσματικότητα της τεχνικής επηρεάζεται θετικά από τις ειδικές τεχνικές αγκύρωσης για σύνδεση με το πλαίσιο.



Σχήμα 1.4: Τοίχωμα εντός του πλαισίου από προκατασκευασμένο τοίχωμα χωρίς πλευρική σύνδεση.

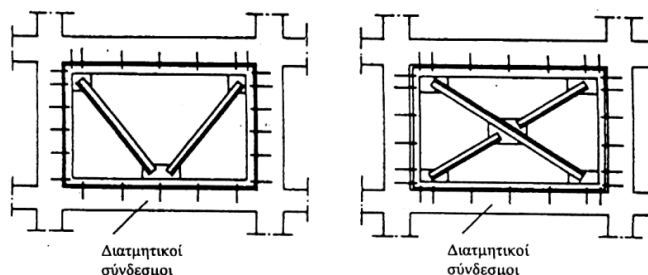
Πηγή: Δρίτσος 2005.

3. Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία.

Η πρακτική τοιχοπλήρωσης των φατνωμάτων του πλαισίου είναι μια δημοφιλής πρακτική, είναι λιγότερο αποτελεσματική αλλά συμβάλει σημαντικά στη κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας που εισάγεται στη κατασκευή. Ως εκ τούτου, η πρακτική σημασία της εφαρμογής της τεχνικής γίνεται με εμπειρικό τρόπο για την εξισορρόπηση των υφιστάμενων ασυμμετριών κατανομής των τοιχοπληρώσεων ή και άλλων δύσκαμπτων στοιχείων, σε κάτοψη ή καθ' ύψος της κατασκευής.

1.3.2.2 Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων.

Η μέθοδος αυτή προσφέρει ιδιαίτερα σημαντική αύξηση στην αντοχή και στη δυσκαμψία της κατασκευής ενώ ταυτοχρόνως συμβάλει στη πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, όπως φαίνεται και στο Διάγραμμα 1.3. Τα δικτυωτά συστήματα στις πλείστες των περιπτώσεων είναι μεταλλικά και παρέχουν την δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης, όπου είναι ένας σημαντικός παράγοντας απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. (Δρίτσος 2005)



Σχήμα 1.5: Μεταλλικά δικτυώματα εντός πλαισίων.

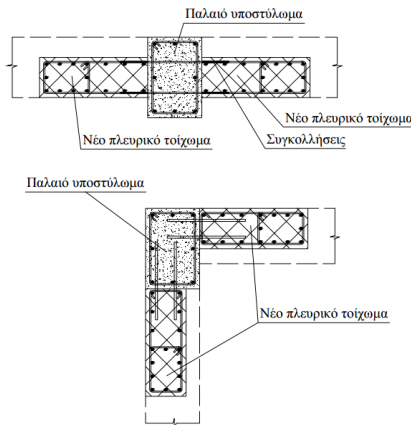
Πηγή: Δρίτσος 2005.

Κρίσιμα σημεία της μεθόδου, τα οποία χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής είναι:

1. Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με το φέροντα οργανισμό, στο Σχήμα 1.5 παρουσιάζονται σχετικές διατάξεις.
2. Ο λυγισμός των μεταλλικών ράβδων των δικτυωμάτων.
3. Η ανακατανομή της έντασης στο φορέα, διότι εισάγονται νέα εντατικά μεγέθη το οποία απαιτούν επαρκή αντοχή των κόμβων επειδή αποτελούν περιοχές αλληλεπίδρασης του υφιστάμενου φορέα με τα νέα στοιχεία.

1.3.2.3 Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.

Η μέθοδος αυτή είναι περισσότερο αποτελεσματική ως προς την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής και λιγότερο ως προς την αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας της κατασκευής, όπως παρουσιάζεται και στο Διάγραμμα 1.3. Εφαρμόζεται συνήθως για την ενίσχυση υποστυλωμάτων τα οποία παρουσιάζουν ανεπάρκεια ως προς την αντοχή και την πλαστιμότητα τους. Η προσθήκη των τοιχωμάτων γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση που απαιτείται η αύξηση της αντίστασης της κατασκευής.



Σχήμα 1.6: Προσθήκη τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Κρίσιμα σημεία της εφαρμογής της μεθόδου είναι η σύνδεση των υφιστάμενων στοιχείων με τα νέα στοιχεία και η ανακατανομή της έντασης στην περιοχή ενίσχυσης. (Δρίτσος 2005)

1.3.3 Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.

Η στρατηγική αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης των στοιχείων μιας κατασκευής είναι σχετικά νέα μέθοδος, η οποία στοχεύει τα δομικά στοιχεία να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις λόγω της δράσης του σεισμού.

Η στρατηγική αυτή επιτυγχάνεται κυρίως με τις παρακάτω μεθόδους:

1. Επιβολή εξωτερικής περίσφιξης σε υφιστάμενα στοιχεία.

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα και στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας τους. Η εξωτερική περίσφιξη των υποστυλωμάτων επιτυγχάνεται με τη χρήση μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών.



Σχήμα 1.7: (α) Περίσφιξη υποστυλώματος από μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

(β) Περίσφιξη υποστυλώματος από μεταλλικό μανδύα.

(γ) Περίσφιξη υποστυλώματος από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών.

2. Τοπική απομείωση της δυσκαμψίας.

Η μέθοδος αυτή είναι ένας αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής αστοχιών και περιορισμού βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

3. Τροποποίηση κυρίως κατακόρυφων δομικών στοιχείων ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας.

Δηλαδή η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού, με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου. Συγκεκριμένα, ο μηχανισμός ορόφου ορίζεται από τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με μειωμένη δυσκαμψία, όπως για παράδειγμα οι κατασκευές με *pilotis*.

4. Παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων.

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων και όχι πλευρικών, τα οποία ενδέχεται να απωλέσουν την έδραση τους σε περίπτωση μεγάλων μετακινήσεων του φορέα.

Συνοψίζοντας, η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι κυρίως συμφέρουσα όταν το πλήθος των δομικών στοιχείων που απαιτούν ενίσχυση είναι μικρό. (Σπυράκος 2004)

1.3.4 Μείωση της απαιτούμενης σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.

Μέσω της στρατηγικής της μείωσης της σεισμικής απαίτησης στοχεύετε η μείωση των αναπτυσσόμενων δυνάμεων και παραμορφώσεων που προκύπτουν λόγω της δράσης του σεισμού. Η στρατηγική αυτή επιτυγχάνεται με τις πιο κάτω μεθόδους:

1. Μείωση της μάζας της κατασκευής.

Η μείωση της μάζας της κατασκευής συμβάλει στη μείωση των αδρανειακών δυνάμεων και της συνολικής απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής, συμβάλλοντας σημαντικά στη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Η μείωση της μάζας μιας κατασκευής επιτυγχάνεται απομακρύνοντας μη φέροντα στοιχεία μεγάλου βάρους ή και ακόμα στη δυσμενέστερη περίπτωση απομακρύνοντας έναν ή περισσότερους ορόφους.

2. Ενσωμάτωση στη κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας ή/και σεισμικής μόνωσης.

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται συχνότερα σε κατασκευές με μεγάλη σπουδαιότητα, διότι τα συστήματα αυτά παρέχουν το πλεονέκτημα της προστασίας όχι μόνο του φέροντα οργανισμού αλλά και το περιεχόμενο της κατασκευής. Σημαντικό μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι αποτελεί μια πολύ δαπανηρή μέθοδος.

Η μέθοδος αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή εύκαμπτων εφένδρανων κατά κανόνα στη στάθμη της θεμελίωσης. Τα εφένδρανα αυτά προσδιορίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης και η εγκατάστασή τους φέρει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και κατά συνέπεια αύξηση στο ποσοστό απόσβεσης της κατασκευής. Σημαντικό για την βέλτιστη απόδοση των εφένδρανων είναι ότι απαιτείται παράλληλα και η αύξηση της δυσκαμψίας του δομικού συστήματος.

Ωστόσο, τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας αυξάνουν άμεσα την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια και κατά συνέπεια μειώνουν την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής. (Σπυράκος 2004)

1.4 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων

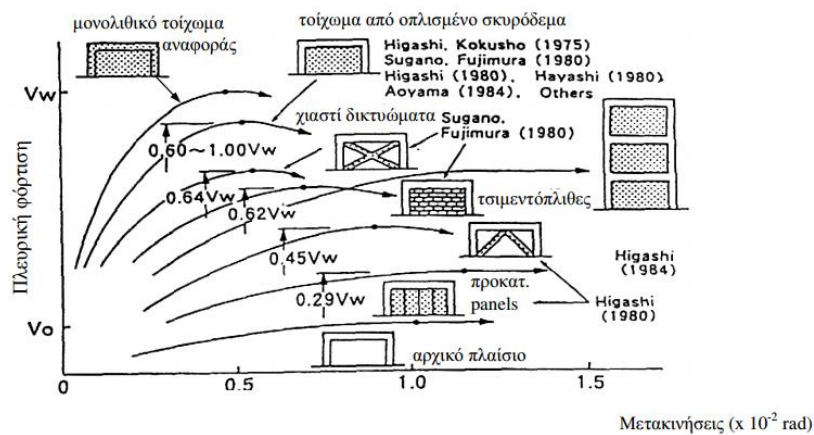
Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, οι βασικές αυτές στρατηγικές μπορούν να αλλάξουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα μιας κατασκευής. Ωστόσο απαιτείται εκ νέου ο σχεδιασμός της κατασκευής ο οποίος θα προσδιορίσει τις απαιτούμενες εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης μπορούν να ταξινομηθούν αναλόγως του επιδιωκόμενου στόχου ως προς στη συμπεριφορά της κατασκευής. (Σπυράκος 2004)

1. Η πιο αποτελεσματική μέθοδος, αν ο στόχος είναι η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. (Σχ.1.6) Όπως επιπρόσθετα, και η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων, προσθήκη τοιχωμάτων μεταξύ υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
2. Όταν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η αποτελεσματικότερη μέθοδος είναι η κατασκευή μανδύων σε υφιστάμενα υποστυλώματα (Σχ.1.7) που δηλώνουν ανεπάρκεια, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών.

3. Όταν απαιτείται η ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας του δομικού συστήματος, χρησιμοποιείται οποιαδήποτε μέθοδος ενίσχυσης αναλόγως του μεγέθους λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του κάθε χαρακτηριστικού. Όταν ο βαθμός αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας είναι ιδιαίτερα ψηλός, απαιτείται η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Το παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζει την αποτελεσματικότητα ενίσχυσης δίστηλων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας διάφορες μεθόδους και τεχνικές επέμβασης.



Διάγραμμα 1.3: Αποτελεσματικότητα διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης.(Sugano 1996)

Πηγή: Δρίτσος 2005.

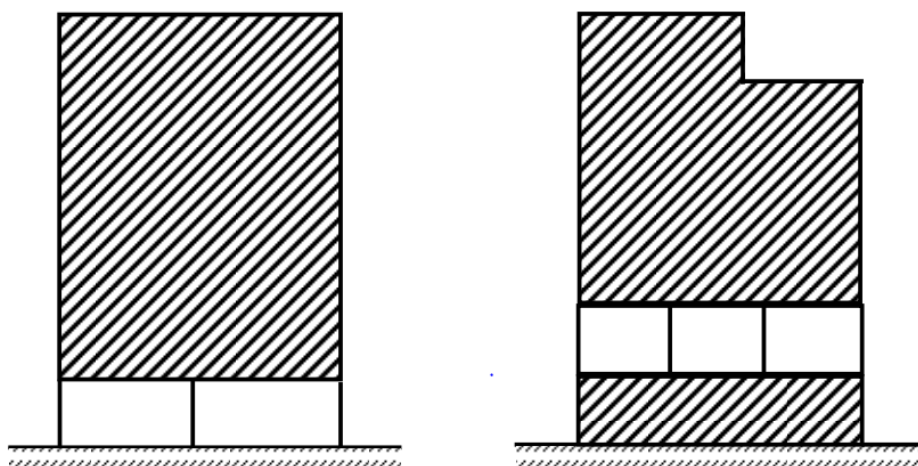
Συνοψίζοντας, είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι το σχήμα επέμβασης που θα επιλεγεί, στις πλείστες περιπτώσεις είναι αποδοτικότερο να καθορίζεται μέσα από συνδυασμούς στρατηγικών, ώστε να προκύπτει η βέλτιστη τεχνοοικονομική λύση.

2 Παθολογία κατασκευών και διάγνωση βλαβών

2.1 Γενικά

Οι βλάβες σε μια κατασκευή είναι ένα αναπόφευκτο γεγονός για οποιαδήποτε περίπτωση κατασκευής. Η παραδοχή αυτή αποδεικνύεται στο ότι η φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών επιτρέπει τις βλάβες όχι μόνο στα μη-φέροντα στοιχεία αλλά και στο ίδιο το δομικό σύστημα. Ωστόσο μια κατασκευή έναντι στο σεισμό σχεδιασμού της είναι γεγονός ότι θα υποστεί βλάβες, οι βλάβες όμως αυτές πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. (Δρίτσος 2005)

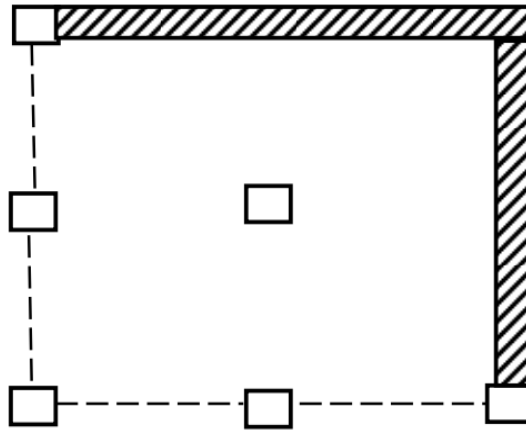
Όπως προαναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, η ανεπάρκεια των υφιστάμενων κατασκευών προκύπτει λόγω χαμηλού επιπέδου ασφάλειας ως προς τις σημερινές απαιτήσεις, έχοντας ως αποτέλεσμα την ανεπάρκεια αυτή να κατατάσσεται όσον αφορά τα δομικά στοιχεία σε διάφορους βαθμούς βλαβών. Οι περισσότερες περιπτώσεις βλαβών στα δομικά στοιχεία προκύπτουν από την έλλειψη ορθολογικού σχεδιασμού του δομικού συστήματος και την ελλιπή γνώση όσον αφορά τους μηχανισμούς κατάρρευσης.



Σχήμα 2.1: Έντονη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Το ίδιο πρόκειται και για τις εκκεντρότητες από ακανόνιστη κατανομή των δυσκαμψιών των κατακόρυφων μελών του δομήματος, οι οποίες συμβάλουν στην αύξηση των στρεπτικών δυνάμεων δημιουργώντας ανομοιόμορφη κατανομή της σεισμικής δράσης.



Σχήμα 2.2: Ακανόνιστη κατανομή δυσκαμψιών κατακόρυφων μελών.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Βλάβες επίσης μπορεί να προκύψουν λόγω της δυσμενούς επίδρασης των τοιχοπληρώσεων ως προς τα υποστυλώματα και τις δοκούς, στις περιοχές σύνδεσης ισχυρών και αδύνατων στοιχείων του φορέα, λόγω πρόσκρουσης γειτονικών κτιρίων κατά το σεισμό, είτε λόγω προβλημάτων στη θεμελίωση.

Γενικά, η ευαισθησία μιας κατασκευής έναντι στους σεισμούς λόγω των παραπάνω, καθιστούν την κατασκευή ευάλωτη, με αποτέλεσμα τη δημιουργία βλαβών διαφόρων βαθμών στα επιμέρους δομικά στοιχεία της.

2.2 Χρησιμότητα ελέγχων διάγνωσης βλαβών

Το σημαντικό σε περίπτωση όπου μια υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα υποστεί βλάβες στα επιμέρους δομικά της στοιχεία είναι να καθοριστούν και να αντιμετωπιστούν οι αβεβαιότητες ως προς τη φέρουσα ικανότητά της. Η φέρουσα ικανότητα μιας κατασκευής σε τέτοια περίπτωση καθορίζεται από την απομένουσα φέρουσα ικανότητα της στάθμης της κατασκευής που εμφανίζει τις περισσότερες βλάβες.

Η διάγνωση των βλαβών και της κατάστασης μια υφιστάμενης κατασκευής δύσκολα προσδιορίζεται μόνο από οπτικό έλεγχο, είναι συνήθως απαραίτητοι οι πειραματικοί έλεγχοι διάγνωσης βλαβών. Οι πειραματικοί αυτοί έλεγχοι παρέχουν μια πλήρη εικόνα της συνολικής κατάστασης και της έκτασης των βλαβών. Η χρησιμότητα των ελέγχων αυτών και οι πληροφορίες που προκύπτουν όσον αφορά την κατασκευή, κατά κανόνα έχουν σημαντική επίδραση στην επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου ενίσχυσης.

Συνοψίζοντας τα παραπάνω είναι σημαντικό να γίνεται η διάγνωση όλων των βλαβών που προκύπτουν σε μια κατασκευή, ώστε να γίνεται η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και η επίδραση των βλαβών σε αυτή. (Σπυράκος 2004)

2.2.1 Μέθοδοι διάγνωσης βλαβών

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται αναφορικά οι μέθοδοι διάγνωσης των βλαβών, οι οποίες συμπεριλαμβάνουν τον συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους διάγνωσης των βλαβών.

Το στάδιο αυτό είναι σημαντικό για την εξαγωγή επαρκών πληροφοριών ώστε να παρθεί η βέλτιστη στρατηγική επέμβασης της κατασκευής. Ωστόσο υπάρχουν πλείστοι μέθοδοι ελέγχων βλαβών, οι οποίοι αποσκοπούν στην εκτίμηση της αντοχής μιας υφιστάμενης κατασκευής και στο προσδιορισμό των περιοχών που απαιτείται ενίσχυση. Οι μέθοδοι αυτές διακρίνονται στις πιο κάτω κατηγορίες. (Σπυράκος 2004)

1. Μη καταστροφικοί έλεγχοι.

Οι μη καταστροφικοί έλεγχοι συμπεριλαμβάνουν πληθώρα ελέγχων εκ των οποίων, τον οπτικό έλεγχο για άμεση εκτίμηση της επιφανειακής κατάστασης, την κρουσιομέτρηση η οποία βασίζεται στη σχέση της σκληρότητας του σκυροδέματος ως προς τη θλιπτική αντοχή, την χρήση υπερήχων και τις μαγνητικές μεθόδους.

2. Ημικαταστροφικοί.

Οι ημικαταστροφικοί έλεγχοι, νοείται ότι έχουν περιορισμό στις βλάβες που επιτρέπεται να προκαλέσει στην κατασκευή. Στους ημικαταστροφικούς ελέγχους συμπεριλαμβάνεται η λήψη πύρινων, η χρήση εξολκέα και ο έλεγχος των ράβδων οπλισμού σε εφελκυσμό.

3. Επι τόπου χημικοί έλεγχοι.

Οι οποίοι συσχετίζονται κυρίως με τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος.

4. Έλεγχοι καθολικής φόρτισης.

Ο έλεγχος αυτός γίνεται στη δυσμενέστερη περίπτωση, όπου δεν είναι διαθέσιμα τα κατασκευαστικά σχέδια και η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής είναι ασαφής.

2.3 Τυπικοί βαθμοί βλάβης δομικών στοιχείων

Ο βαθμός βλάβης που έχει υποστεί ένα δομικό στοιχείο κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής δράσης, επηρεάζει άμεσα την επιλογή στρατηγικής επέμβασης. Η σχέση μεταξύ τους καθορίζεται από την απομένουσα φέρουσα ικανότητα του δομικού στοιχείου, όσο και από τα διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας (Σπυράκος 2004). Ωστόσο, οι βλάβες στα δομικά στοιχεία διακρίνονται σε τέσσερις τυπικούς βαθμούς.

1. Βαθμός βλάβης Α,Β.

Απλή ρηγμάτωση, το δομικό στοιχείο παρουσιάζει μεμονωμένες οριζόντιες ρωγμές εύρους 1-2 mm, λόγω δευτερευόντων αιτιών και τοπικών αδυναμιών, είτε πολλές ρωγμές λόγω κάμψης ή μεμονωμένες λοξές ρωγμές λόγω διάτμησης εύρους 0,5 mm. Οι πιο πάνω βλάβες χαρακτηρίζονται ελαφρές εφόσον δεν παρατηρούνται μεγάλες μετακινήσεις στην κατασκευή.

2. Βαθμός βλάβης Γ.

Μερική αποδιοργάνωση, παρατηρούνται χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές ή έντονη τοπική σύνθλιψη καθώς και τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι μικρές, παρ' όλα αυτά οι βλάβες αυτού του βαθμού θεωρούνται σοβαρές.

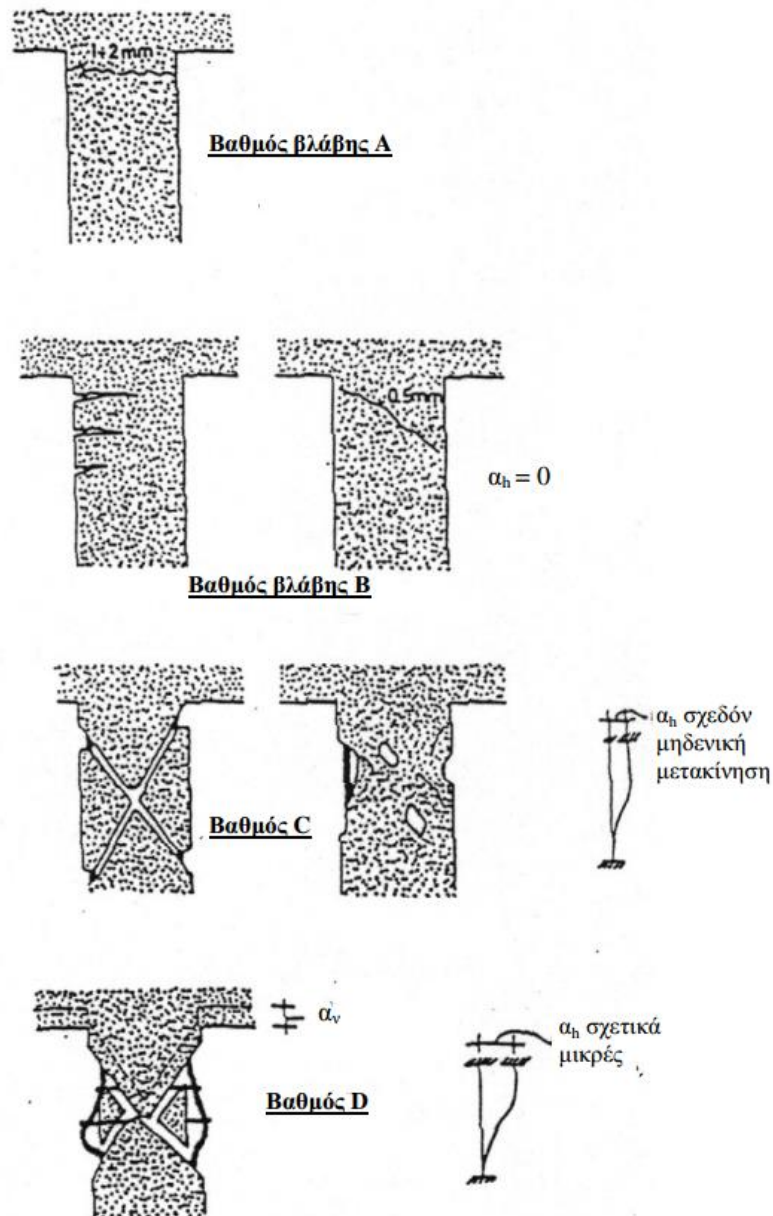
3. Βαθμός βλάβης Δ.

Διακοπή συνέχειας από πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος ή βλάβη οπλισμών. Συγκεκριμένα, παρατηρείται στην περιοχή βλάβης η πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, ο λυγισμός των διαμηκών οπλισμών και η διαρροή ή θραύση των συνδετήρων. Ωστόσο δημιουργείται ασυνέχεια στην περιοχή, χωρίς όμως να προκληθεί κατάρρευση. Οι βλάβες αυτές χαρακτηρίζονται βαριές και είναι η δυσμενέστερη κατηγορία πριν την κατάρρευση του δομικού στοιχείου. Παρ' όλα αυτά οι εναπομένουσες μετακινήσεις και παραμορφώσεις, ιδιαίτερα οι κατακόρυφες, είναι σχετικά μικρές.

4. Βαθμός βλάβης Ε.

Οι βλάβες σε αυτό το βαθμό, περιγράφουν την κατάρρευση του δομικού στοιχείου.

Ωστόσο, η αποτίμηση μιας κατασκευής με βάση τους βαθμούς βλάβης εκτελείται σε συντηρητικά επίπεδα. Συγκεκριμένα, για ένα στοιχείο το οποίο πλήρη τα χαρακτηριστικά μιας κατηγορίας βλαβών, λαμβάνεται ο βαθμός βλάβης αυξημένος κατά μια κατηγορία.



Σχήμα 2.3: Ταξινόμηση βλαβών σε βαθμούς στα δομικά στοιχεία.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Στις επόμενες, παραγράφους παρουσιάζεται η ταξινόμηση των συνηθέστερων βλαβών ανα δομικό στοιχείο, με στόχο στην ανάκτηση επιμέρους πληροφοριών όσον αφορά την εκτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης μιας κατασκευής.

2.3.1 Βλάβες σε υποστυλώματα

Η ασφάλεια της κατασκευής εξαρτάται άμεσα από τις βλάβες που θα προκληθούν στα υποστυλώματα μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Τα υποστυλώματα σε περίπτωση σεισμού

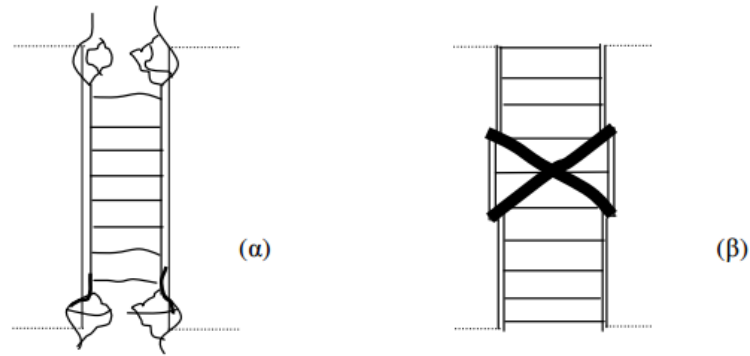
υφίστανται τις πλείστες και ταυτοχρόνως τις πιο σοβαρές βλάβες, το γεγονός αυτό τα θέτει στοιχία προτεραιότητας γιατί στην δυσμενέστερη περίπτωση βλαβών που θα υποστούν η κατασκευή μπορεί να οδηγηθεί σε τμηματική ή συνολική κατάρρευση. Σημαντικό είναι να επισημανθεί ότι βάση του Ευρωκώδικα και των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εφαρμόζεται ο ικανοτικός σχεδιασμός, όπου απαιτεί πρώτα αστοχία στους δοκούς, γεγονός όπου μια υφιστάμενη κατασκευή πρόκειται να μην ικανοποιεί.

Οι βλάβες που παρατηρούνται σε υποστυλώματα μπορεί να είναι καμπτικού ή διατμητικού χαρακτήρα, ενώ ο τύπος της βλάβης εξαρτάται από τη συσχέτιση της καμπτικής και διατμητικής καταπόνησης του υποστυλώματος.

Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα παρουσιάζονται λόγω μεγάλης καμπτικής έντασης η οποία εφαρμόζεται συνήθως στη κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος. Όταν η αξονική φόρτιση στο υποστυλώμα είναι μικρή, η βλάβη που παρουσιάζεται είναι λόγω της υπέρβασης του ορίου διαρροής του διάμηκες οπλισμού σε εφελκυσμό, όπου το γεγονός αυτό οφείλεται στην ανεπάρκεια του διάμηκες οπλισμού. Το εύρος της ρωγμής συνήθως εκφράζει το βαθμό βλάβης του υποστυλώματος και είναι της μορφής οριζόντιας καμπτικής ρωγμής. Παράλληλα οι καμπτικές βλάβες μπορούν να εμφανιστούν με αποφλοίωση του σκυροδέματος λόγω υπέρβασης της θλιπτικής αντοχής. Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα συνήθως χαρακτηρίζονται ελαφράς μορφής.

Όσον αφορά τις βλάβες διατμητικού χαρακτήρα, παρουσιάζονται σε υποστυλώματα με μικρό λόγο διάτμησης στις περιοχές με μεγαλύτερη διατμητική αδυναμία. Οι βλάβες αυτές δεν εμφανίζονται κατ' ανάγκη στα άκρα του υποστυλώματος, όμως στη περίπτωση καμπτικών βλαβών, τα άκρα ενός υποστυλώματος είναι επιρρεπείς και σε διατμητικές βλάβες. Επίσης οι βλάβες αυτού του τύπου είναι συνηθέστερες στην περίπτωση κοντών υποστυλωμάτων όπου ο λόγος της διάτμησης είναι μικρότερος από 2,5 καθώς και σε κανονικά υποστυλώματα όπου εμποδίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις από δύσκαμπτα στοιχεία σε ένα τμήμα του ύψους τους.

Οι βλάβες διατμητικού χαρακτήρα παρουσιάζονται με λοξές ρωγμές, όπου λόγω της αντιστροφής της σεισμικής δράσης πολλές φορές παρουσιάζουν χιαστί μορφή, η εμφάνιση αυτών των βλαβών εκδηλώνει τη χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος αλλά και την έλλειψη επαρκούς διατμητικού οπλισμού.



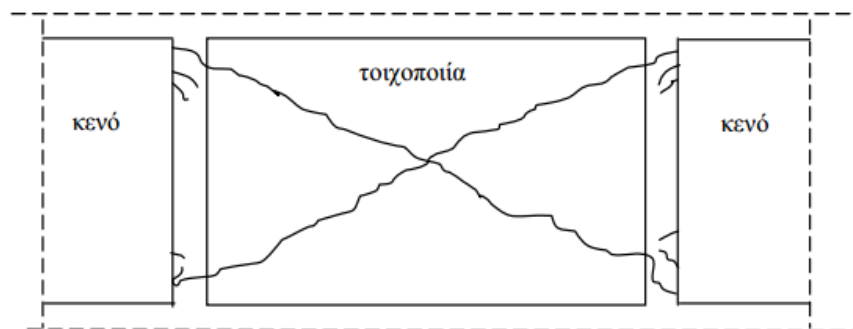
Σχήμα 2.4: Βλάβες σε υποστυλώματα.

(α) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και εναλλασσόμενη καμπτική ροπή.

(β) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και τέμνουσα.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Ως τύπος διατμητικής αστοχίας επίσης μπορεί να θεωρηθεί η αστοχία τοιχοπλήρωσης ενός πλαισίου, η οποία επεκτείνεται στα υποστυλώματα. Το γεγονός αυτό συμβαίνει όταν τα υποστυλώματα που απαρτίζουν το πλαίσιο είναι ασθενή και η τοιχοπλήρωση είναι μονόπλευρη.



Σχήμα 2.5: Αστοχία υποστυλωμάτων στη συνέχεια μονόπλευρων τοιχοπληρώσεων.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Η δυσμενέστερη περίπτωση η οποία προκαλεί σοβαρές βλάβες ψαθυρού χαρακτήρα στα υποστυλώματα είναι η ταυτόχρονη ύπαρξη διάτμησης και κάμψης. Οι βλάβες τέτοιου χαρακτήρα εμφανίζονται σε υποστυλώματα με ανεπάρκεια της διατομής τους, τα οποία βρίσκονται σε κόμβους όπου συντρέχουν ισχυρές δοκοί και δεν ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός. Οι βλάβες αυτές λόγω αντιστροφής της σεισμικής δράσης μπορεί να εμφανιστούν και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος εκδηλώνοντας σύνθλιψη και αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Ωστόσο συχνά παρατηρείται εγκάρσια διόγκωση του

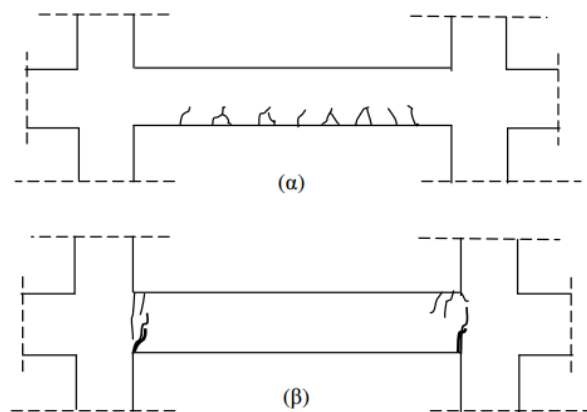
σκυροδέματος και η διαρροή ή θραύση των συνδετήρων στη περιοχή θραύσης, έχοντας ως αποτέλεσμα στις πλείστες περιπτώσεις τη βράχυνση του υποστυλώματος και σε λυγισμό του διάμηκες οπλισμού. Η εμφάνιση τέτοιων βλαβών σε υποστυλώματα υποδηλώνει την χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος, την έλλειψη περίσφιξης και την ανεπάρκεια διατμητικού οπλισμού.

Οι βλάβες αυτές είναι πολύ σοβαρές για τις κατασκευές γιατί εκτός από ψαθυρή αστοχία υποδηλώνεται η σημαντική μείωση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων, συνεπώς και η αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίσεων. Η κατάσταση αυτή δημιουργεί υπερφόρτωση των γειτονικών υποστυλωμάτων λόγω ανακατανομής των φορτίσεων, δημιουργώντας μεγάλη πιθανότητα να οδηγηθεί η κατασκευή σε κατάρρευση. (Δρίτσος 2005)

2.3.2 Βλάβες σε δοκούς

Οι βλάβες που παρατηρούνται στις δοκούς μιας κατασκευής είναι εξ' ίσου συχνές και προέρχονται είτε από σεισμό είτε από κατακόρυφα φορτία. Η μορφή των βλαβών στις δοκούς είναι λιγότερο επικίνδυνες όσον αφορά την ευστάθεια μιας κατασκευής και συνηθώς διακρίνονται σε καμπτικές και διατμητικές βλάβες.

Μετά από ένα σεισμό ο συχνότερος τύπος βλαβών που εμφανίζονται στις δοκούς είναι οι εγκάρσιες καμπτικές ρωγμές στο κάτω πέλμα όπως φαίνονται στο Σχήμα 2.6. Η εμφάνιση των ρωγμών αυτών οφείλεται από υπάρχουσες τριχοειδής ρωγμές οι οποίες γίνονται ορατές μετά από την επίδραση ενός σεισμού. Σε περίπτωση όμως όπου η πιο πάνω εικόνα μιας δοκού είναι εμφανής μόνο υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίσεων, υποδηλώνεται η καμπτική ανεπάρκεια της. Η δοκός σε μια τέτοια περίπτωση παρουσιάζει συγκεκριμένες ρωγμές μεγάλου πλάτους, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ανάπτυξη της μέγιστης ροπής και συνεπώς η διαρροή του εφελκόμενου χάλυβα. Επιπρόσθετα οι καμπτικές βλάβες παρουσιάζονται πολύ συχνά λόγω σεισμικών δράσεων στο πάνω πέλμα των δοκών κοντά στις στηρίξεις, όπως παρομοίως και στο κάτω πέλμα. Οι ρωγμές στο άνω πέλμα της δοκού εμφανίζονται λόγω καμπτικής αστοχίας όταν ο εφελκόμενος οπλισμός διαρρεύσει, όπου αυτό συνηθίζεται λόγω ισχυρού σεισμού, ή λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης και ολίσθησης του οπλισμού στο κάτω πέλμα.



Σχήμα 2.6: Καμπτικές βλάβες στις δοκούς.

(α) Καμπτικές ρωγμές στο εφελκόμενο πέλμα.

(β) Καμπτική αστοχία στο άνω πέλμα και ολίσθηση οπλισμών στο κάτω.

Πηγή: Δρίτσος 2005.

Όσον αφορά τις διατμητικές βλάβες παρουσιάζονται μετά από έναν ισχυρό σεισμό και κρίνονται σοβαρής μορφής. Παρουσιάζονται συνήθως στις περιοχές στήριξης των δοκών και είναι ανεπιθύμητες βλάβες λόγω της ψαθυρής αστοχίας που προκαλούν.



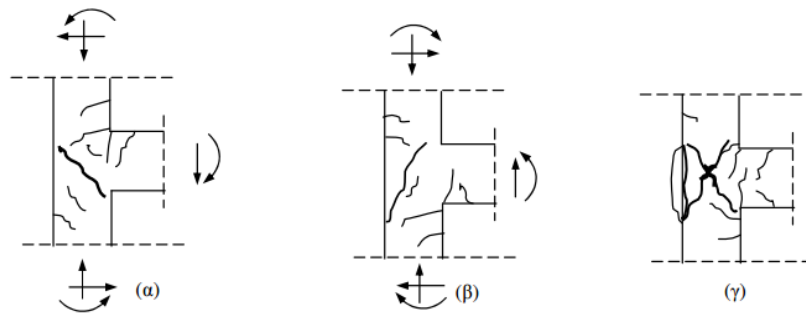
Σχήμα 2.7: Διατμητική αστοχία δοκού.

Πηγή: Δρίτσος, 2005.

Οι βλάβες αυτές πλέον προβλέπονται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό ο οποίος βασίζεται στις μέγιστες ροπές που μπορούν να αναπτυχθούν στα άκρα της δοκού. Επίσης ένας άλλος σημαντικός παράγοντας δημιουργίας διατμητικών βλαβών οφείλεται από την εφαρμογή συγκεντρωμένων φορτίων, όπως για παράδειγμα τα φυτευτά υποστυλώματα ή οι δευτερεύουσες δοκοί σε μια κατασκευή. Οι βλάβες σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν λόγω ανεπαρκούς οπλισμού διάτμησης και ανάρτησης.

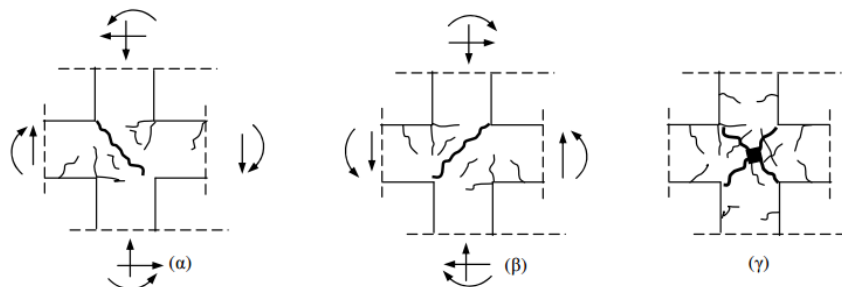
2.3.3 Βλάβες σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων

Μετά από έναν ισχυρό σεισμό είναι αποδεδειγμένο και αναμενόμενο να παρουσιαστούν σοβαρές βλάβες στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, ιδιαίτερα στους εξωτερικούς κόμβους. Τα σημεία κόμβων σε μία κατασκευή είναι τα πιο ευπαθή σε μια υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι βλάβες στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων θεωρούνται πολύ σοβαρές και καθιστούν ανησυχητικές, όσον αφορά την ευστάθεια μιας κατασκευής. Ο λόγος της σοβαρότητας αυτών των βλαβών πηγάζει στο γεγονός ότι υποβαθμίζουν την ακαμψία των φερόντων στοιχείων και οδηγεί σε μεγάλες ανακατανομές των φορτίσεων. Από το πρωταρχικό στάδιο εμφάνισης των βλαβών τέτοιου τύπου, δηλαδή από την εμφάνιση των πρώτων ρωγμών πρέπει να λαμβάνονται μέτρα αποκατάστασης τους. Έστω και στην περίπτωση όπου παρατηρούνται ρωγμές πολύ μικρού εύρους η κατάσταση κρίνεται επικίνδυνη σε σύγκριση με τα επιμέρους δομικά στοιχεία τα οποία παρουσιάζουν την ίδια κατάσταση βλαβών. (Αρμπιρος 2001)



Σχήμα 2.8: Βλάβες σε ακραίους κόμβους πλαισίων.

Πηγή: Δρίτσος, 2005.



Σχήμα 2.9: Βλάβες σε μεσαίους κόμβους πλαισίων.

Πηγή: Δρίτσος, 2005.

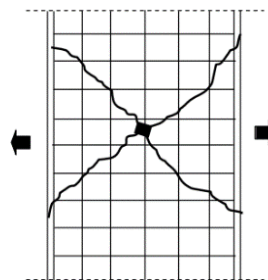
Τα πιο πάνω σχήματα, παρουσιάζουν τις βλάβες σε ακραίους και μεσαίους κόμβους πλαισίων. Το σημείο (α) παρουσιάζει την σύνθλιψη της κάτω παρειάς της δοκού ενώ το σημείο (β) της άνω παρειάς, αντίστοιχα το σημείο (γ) στα σχήματα παρουσιάζει την αποδιοργάνωση τη κόμβου από ανακυλιζόμενη φόρτιση. Οι ρηγματώσεις των σημείων (α) και (β) κατατάσσονται βαθμού βλάβης Γ, ενώ αντίστοιχα το σημείο (γ) βαθμός βλάβης Δ.

Η ευπάθεια των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων έναντι σε έναν ισχυρό σεισμό οφείλονται κυρίως στην αυξημένη διατμητική ένταση που αναπτύσσεται σ' αυτούς, καθώς και στο ότι πρακτικά η περιοχή των κόμβων σε μια κατασκευή είναι συχνά περιοχές κακής σκυροδέτησης λόγω της ύπαρξης πυκνού οπλισμού. Σημαντικό είναι επίσης να τονισθεί ότι ο σχεδιασμός κόμβων όσον αφορά τις υφιστάμενες κατασκευές δεν αποτελούσε αντικείμενο μελέτης για τις τοπικές εντάσεις που αναπτύσσονται. (Δρίτσος 2005)

2.3.4 Βλάβες σε τοιχώματα

Τα τοιχώματα σε μια κατασκευή έχουν έντονη λειτουργία έναντι σ' ένα σεισμό, αφού μεγάλο ποσοστό της σεισμικής έντασης παραλαμβάνεται από αυτά. Μετά από έναν ισχυρό σεισμό, η συχνότητα εμφάνισης βλαβών σε ένα τοίχωμα είναι ίδια όπως και για την εμφάνιση βλαβών σε ένα υποστύλωμα. Οι βλάβες που εμφανίζονται συνήθως σε τοιχώματα διακρίνονται σε διατμητικής ή καμπτικής μορφής.

Οι διατμητικές βλάβες είναι συχνότερες μετά από έναν ισχυρό σεισμό και κρίνονται ως οι πιο σοβαρές βλάβες που μπορεί να υποστεί ένα τοίχωμα. Η σοβαρότητα των διατμητικών βλαβών οφείλεται στο ότι αποτελούν ψαθυρή αστοχία, ως εκ τούτου οφείλεται και στο γεγονός ότι μπορεί να προκληθούν επιμέρους μετακινήσεις των τριγωνικών τμημάτων του τοιχώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10. Το γεγονός αυτό προκαλεί βράχυνση του τοιχώματος και αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων, συνεπώς και ολική κατάρρευση της κατασκευής.

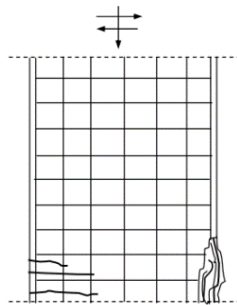


Σχήμα 2.10: Διατμητική βλάβη τοιχώματος.

Πηγή: Δρίτσος, 2005.

Τα αίτια της διατμητικής αστοχίας των τοιχωμάτων καθορίζονται από το σχεδιασμό, και συνήθως συνδυάζονται με τον ανεπαρκή διατμητικό οπλισμό και τη χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος.

Όσον αφορά τις καμπτικές βλάβες η εμφάνισή τους είναι λιγότερο συχνή. Παρουσιάζονται στη βάση του τοιχώματος κοντά στη θεμελίωση και είναι εμφανείς στο ισόγειο μιας κατασκευής όταν αυτά στηρίζονται σε ισχυρή θεμελίωση ή σε περιμετρικά τοιχώματα υπογείου, όπου δημιουργούνται συνθήκες πάκτωσης του τοιχώματος.



Σχήμα 2.11: Καμπτική βλάβη σε τοίχωμα.

Πηγή: Δρίτσος, 2005.

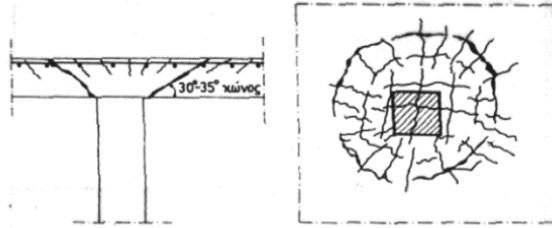
Στην περίπτωση θεμελίωσης των τοιχωμάτων σε μεμονωμένα πέδιλα, αναπτύσσονται μικρότερες ροπές λόγω της επιτρεπόμενης στροφής του πέδιλου, ενώ δεν υπάρχει σημαντική διαφορά στην αναπτυσσόμενη τέμνουσα. Συνεπώς οι αναπτυσσόμενες βλάβες θα είναι διατμητικής μορφής με πιθανές αστοχίες στις συνδετήριες δοκούς της θεμελίωσης. (Δρίτσος 2005)

2.3.5 Βλάβες σε πλάκες

Οι βλάβες σε πλάκες, και γενικά οριζόντιων επιφανειακών στοιχείων μιας κατασκευής είναι δευτερεύουσας σημασίας, αφού δεν επηρεάζει την ευστάθεια της κατασκευής. Ωστόσο οι πλάκες είναι στοιχεία τα οποία ουσιαστικά δεν επηρεάζονται από τις σεισμικές δράσεις. Οι βλάβες που παρουσιάζονται στις πλάκες είναι συνήθως κατ' επέκταση των βλαβών στα επιμέρους δομικά στοιχεία.

Μετά από έναν ισχυρό σεισμό λόγω της συνεργασίας δοκών-πλακών μπορεί να παρουσιασθούν εγκάρσιες ρωγμές στη πλάκα λόγω των καμπτικών ρηγματώσεων στις στηρίξεις των δοκών. Ωστόσο μπορεί να παρουσιαστούν σοβαρότερες μορφές βλαβών από καθιζήσεις υποστρωμάτων, βλάβες γειτονικών δοκών και ρηγματώσεις τοιχοπληρώσεων. Επιπλέον μια σοβαρή μορφή βλάβης σε πλάκες είναι η αστοχία της πλάκας από διάτρηση,

όταν αυτή εδράζεται απευθείας σε υποστυλώματα χωρίς την συμβολή των δοκών. Συνήθως η διάταξη αυτή των δομικών στοιχείων αποφεύγεται στις νέες αντισεισμικές κατασκευές. (Δρίτσος 2005)



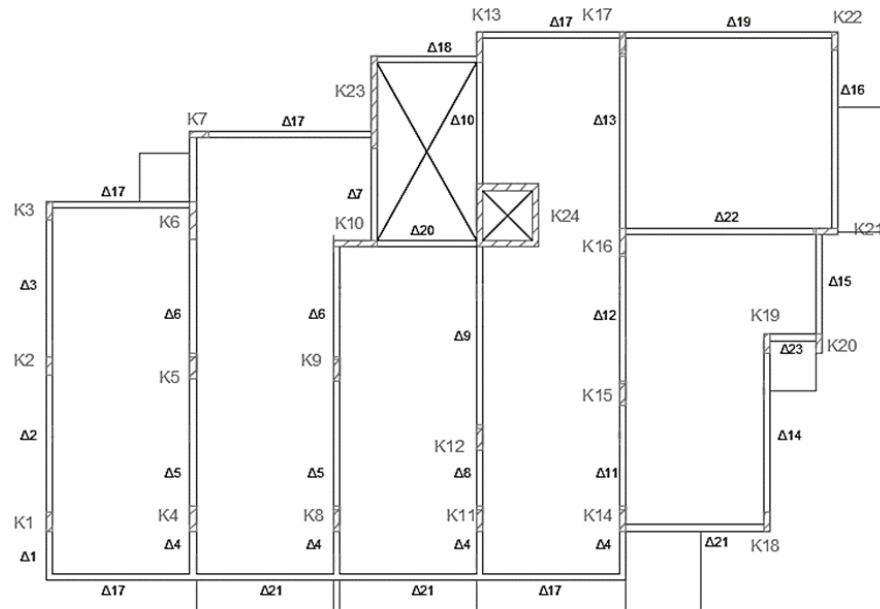
Σχήμα 2.12: Βλάβη πλάκας λόγω διάτρησης.

Πηγή: Δρίτσος, 2005.

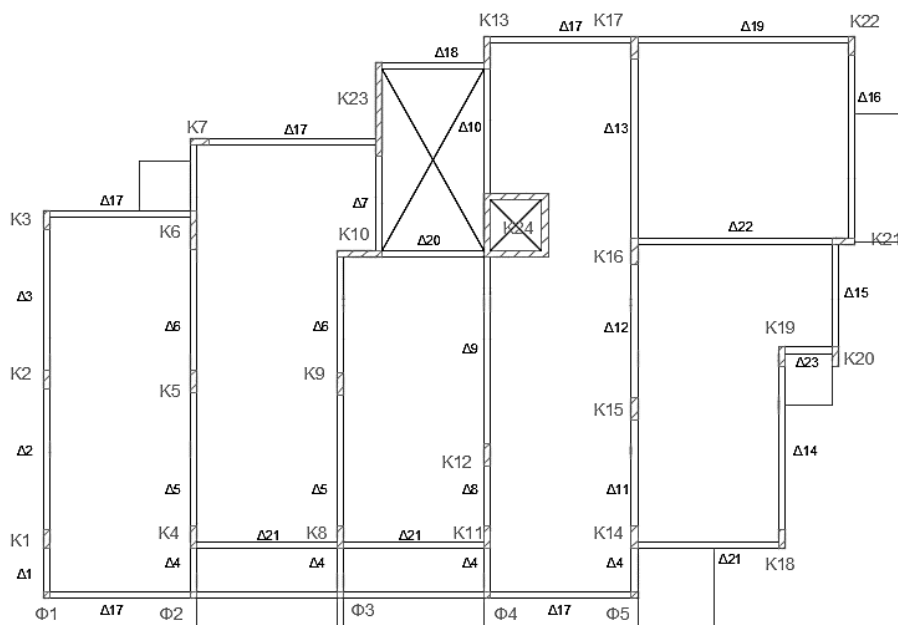
3 Περιγραφή και προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής

3.1 Μορφολογία κτιρίου

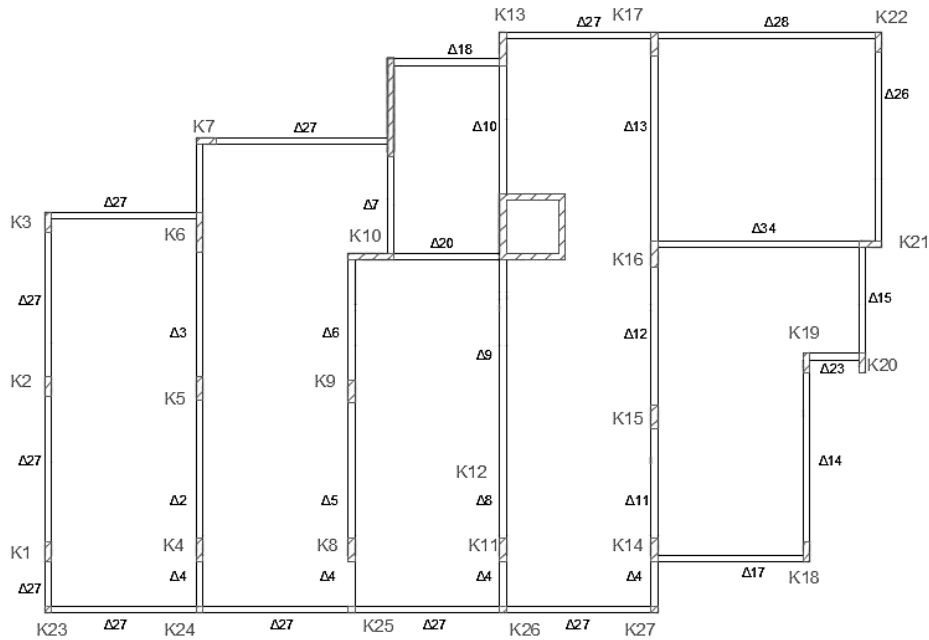
Το υπό εξέταση υφιστάμενο κτίριο είναι μια τετραώροφη οικοδομή κατασκευασμένη το 1982, η μορφολογία του περιγράφεται στα παρακάτω σχήματα.



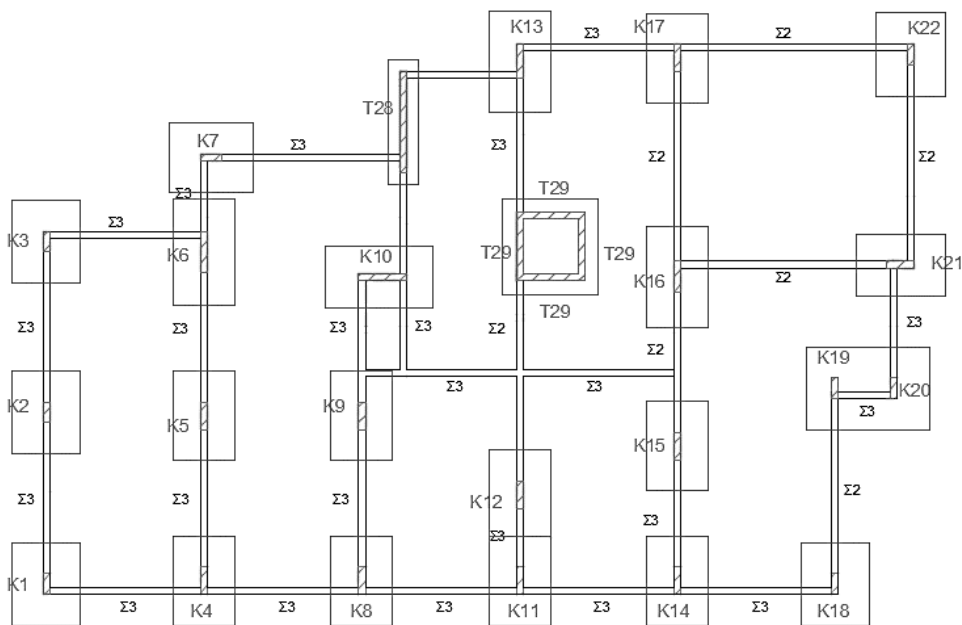
Σχήμα 3.1: Κάτοψη ισογείου της κατασκευής (στάθμη 2).



Σχήμα 3.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου. (στάθμη 3,4,5).

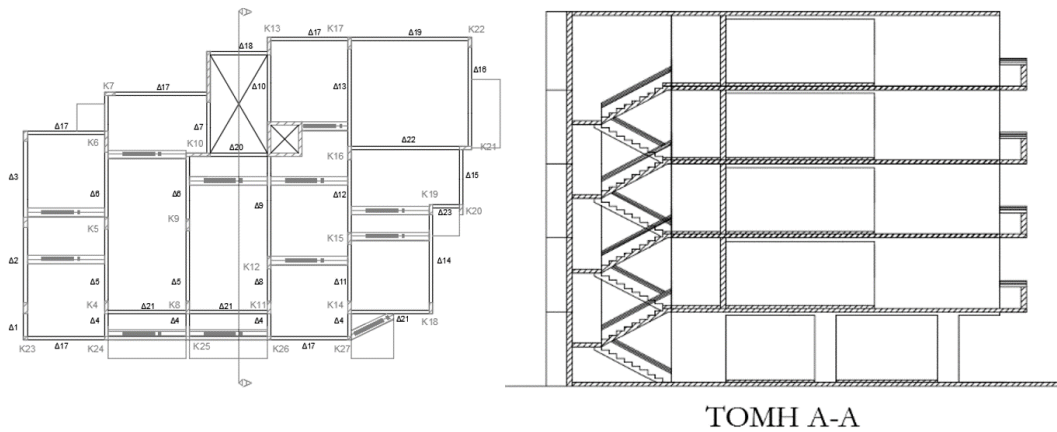


Σχήμα 3.3: Κάτοψη πλάκας τελευταίου ορόφου (στάθμη 6).



Σχήμα 3.4: Κάτοψη θεμελίωσης από μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς (στάθμη 1).

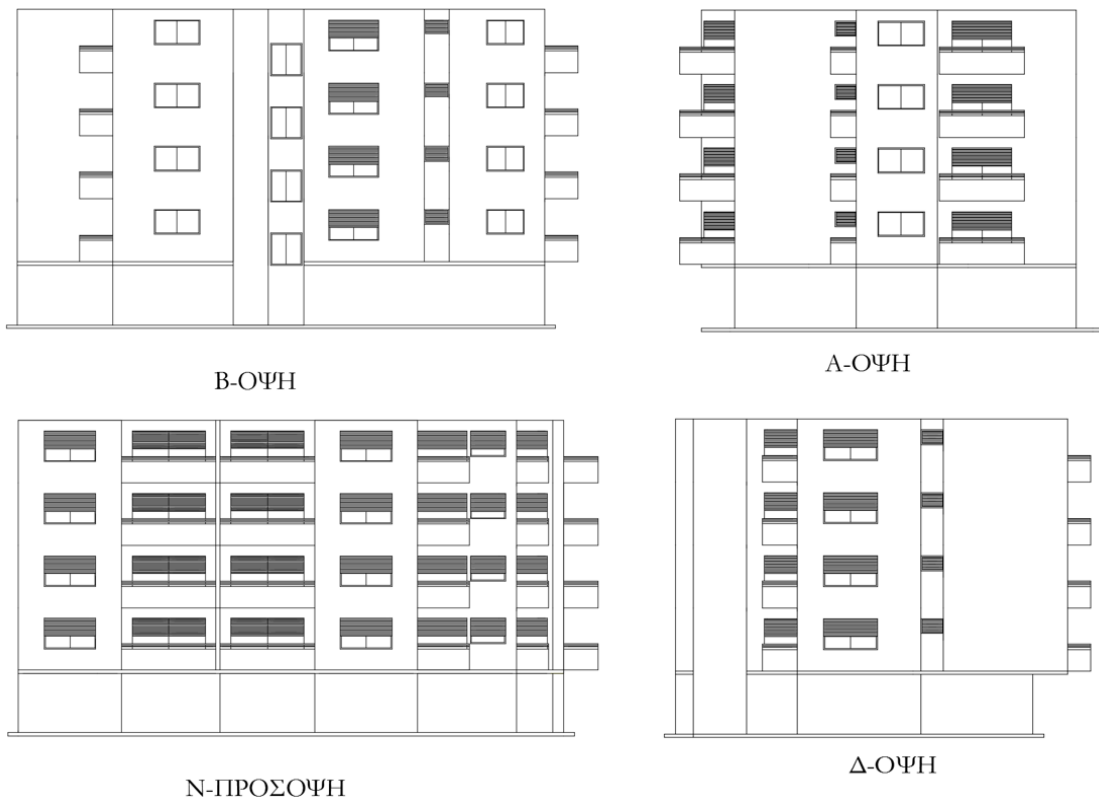
Η κατασκευή αποτελείται από 6 στάθμες, όπου η στάθμη 1 παρουσιάζει τη θεμελίωση του κτηρίου, η στάθμη 2 το ισόγειο και οι στάθμες 3,4,5 και 6 τους ορόφους αντίστοιχα. Πρόκειται για κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με ύψος του κάθε ορόφου 2,95 m. Το εμβαδόν κάτοψης ισόγειου είναι 345 m², ενώ αντίστοιχα το εμβαδόν κάτοψης των τυπικών ορόφων είναι 400 m².



ΤΟΜΗ Α-Α

Σχήμα 3.5: Τοπική τομή Α-Α της κατασκευής.

Το δομικό σύστημα συντελείται από υποστυλώματα, δοκούς, πλάκες και τοιχία. Τα υποστυλώματα είναι ορθογωνικής διατομής, ενώ στη στάθμη 3,4,5 και 6 υπάρχουν φυτεντά υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής. Οι δοκοί έχουν ορθογωνική διατομή, και πρέπει να σημειωθεί ότι στο λογισμικό προσομοιώνονται σε μορφή πλακοδοκού όσο αφορά τις εσωτερικές, ενώ αντίστοιχα οι εξωτερικές δοκοί μορφή γωνιακού. Οι διατομές με τους αντίστοιχους οπλισμούς παρουσιάζονται στις επόμενες σελίδες. Σημαντικό είναι να σημειωθεί η ύπαρξη ενισχυμένων ζωνών στις πλάκες, οι οποίες προσομοιώνονται ως δοκοί.



Σχήμα 3.6: Παρουσίαση των όψεων της κατασκευής, βόρεια, ανατολική, νότια και δυτική αντίστοιχα.

3.2 Λεπτομέρειες δομικών στοιχείων της κατασκευής

Οι παρακάτω πίνακες παρουσιάζουν αναλυτικά τις διατομές καθώς και τους οπλισμούς των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

3.2.1 Υποστυλώματα

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1, ενώ οι υφιστάμενοι οπλισμοί στα υποστυλώματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2, για κάθε στάθμη αντίστοιχα. Ο οπλισμός διάτμησης είναι ο ίδιος σε όλα τα υποστυλώματα, συγκεκριμένα τοποθετούνται συνδετήρες Φ6/15 καθ' ύψος του υποστυλώματος. Επιπρόσθετα τα τοιχία προσομοιώθηκαν ως υποστυλώματα βάση του λογισμικού.

Πίνακας 3.1: Διαστάσεις υποστυλωμάτων.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	ΣΤΑΘΜΗ 2	ΣΤΑΘΜΗ 3,4,5,6
	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ
K1,2,3,7,18,19,20,22	20X60	20X60
K4,5,8,9,11,12,14,15,17,21	20X80	20X70
K16	20X90	20X80
K13	20X100	20X100
K6	20X120	20X120
K10	20X140	20X140

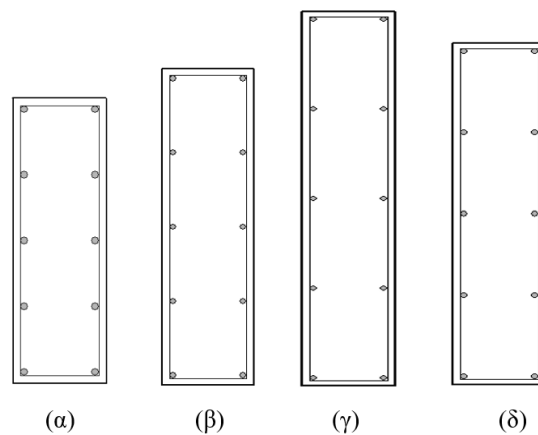
Πίνακας 3.2: Υφιστάμενοι οπλισμοί στα υποστυλώματα για κάθε στάθμη αντίστοιχα.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	ΣΤΑΘΜΗ 2	ΣΤΑΘΜΗ 3,4	ΣΤΑΘΜΗ 5	ΣΤΑΘΜΗ 6	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	
K1,2,3,7,18,19,20,22	10Φ16	10Φ14	8Φ14	6Φ14	Φ6/15
K4,5,8,9,11,12,14,15,17,21	10Φ16	10Φ14	8Φ14	6Φ14	Φ6/15
K16	12Φ16	10Φ16	8Φ14	4Φ14	Φ6/15
K13	10Φ16	10Φ14	8Φ14	4Φ14	Φ6/15
K6,10	10Φ16	10Φ14	8Φ14	4Φ14	Φ6/15

Πίνακας 3.3: Διαστάσεις και υφιστάμενοι οπλισμοί για τα φυτευτά υποστυλώματα.

ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
Φ1	20X20	4Φ12
Φ2	20X20	4Φ12
Φ3	20X20	4Φ12
Φ4	20X20	4Φ12
Φ5	20X20	4Φ12

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι διατομές και ο οπλισμός των υποστυλωμάτων, όπως γίνεται η προσομοίωση τους στο λογισμικό 3DR.STRAD.



Σχήμα 3.7: (α) Διατομή υποστυλώματος K1,2,3,7,18,19,20,22 στη στάθμη 2.

(β) Διατομή υποστυλώματος K4,5,8,9,11,12,14,15,17,21 στη στάθμη 2

(γ) Διατομή υποστυλώματος K6,10 στη στάθμη 2.

(δ) Διατομή υποστυλώματος K13 στη στάθμη 2.

3.2.2 Δοκοί

Τα δοκάρια όλα είναι ορθογωνικής διατομής με διαστάσεις 20X50 εκατοστά. Κατά μήκος των δοκαριών σε όλο το μήκος τους, χωρίς να γίνεται αναφορά στο κρίσιμο και μη κρίσιμο μήκος, τοποθετείται ο ίδιος οπλισμός διάτμησης. Συγκεκριμένα τοποθετούνται συνδετήρες Φ6/15 σε όλο το μήκος των δοκαριών. Στον Πίνακα 3.4,5,6 παρουσιάζονται οι οπλισμοί των δοκών σε κάθε στάθμη.

Πίνακας 3.4: Υφιστάμενοι οπλισμοί δοκών στάθμης 2.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΣΤΑΘΜΗ 2				
	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΑΝΩ ΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΑΤΩ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΕΚ ΤΩΝ ΚΑΤΩ ΝΑ ΚΑΜΦΘΟΥΝ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1	20X50	4Y16	2Y16	-	Φ6/15
Δ2	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ3	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ4,24,25,26	20X50	6Y16	2Y16	-	Φ6/15
Δ5,27	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ6,28	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ7	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ8	20X50	6Y16	3Y16	-	Φ6/15
Δ9	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ10	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15

Δ11	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ12	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ13	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ14	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ15	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ16	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ17,29,30,31,32,33	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ18	20X50	2Y12	3Y12	1Y12	Φ6/15
Δ19	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ20	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ21,34,35	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ22	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ23	20X50	2Y12	2Y12	-	Φ6/15

Πίνακας 3.5: Υφιστάμενος οπλισμός δοκών των σταθμών 3,4 και 5 αντίστοιχα.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΣΤΑΘΜΗ 3,4,5				
	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΑΝΩ ΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΑΤΩ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΕΚ ΤΩΝ ΚΑΤΩ ΝΑ ΚΑΜΦΘΟΥΝ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1	20X50	4Y16	2Y16	-	Φ6/15
Δ2	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ3	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ4,24,25,26	20X50	6Y16	2Y16	-	Φ6/15
Δ5,27	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ6,28	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ7	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ8	20X50	6Y16	3Y16	-	Φ6/15
Δ9	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ10	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ11	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ12	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ13	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ14	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ15	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ16	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ17,29-35	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ18	20X50	2Y12	3Y12	1Y12	Φ6/15
Δ19	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ20	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ21,36,37	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ22	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ23	20X50	2Y12	2Y12	-	Φ6/15

Πίνακας 3.6: Υφιστάμενοι οπλισμός δοκών στάθμης 6.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΣΤΑΘΜΗ 6				
	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΑΝΩ ΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΑΤΩ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΕΚ ΤΩΝ ΚΑΤΩ ΝΑ ΚΑΜΦΘΟΥΝ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1,2,3,4	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ5,6,7,8,9,10	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ11,12,13,14	20X50	6Y16	2Y16	-	Φ6/15
Δ15,16,18,23,34	20X50	2Y12	4Y16	2Y16	Φ6/15
Δ17	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ19,22,27,28,30,32,35	20X50	2Y12	4Y12	2Y12	Φ6/15
Δ20	20X50	6Y16	3Y16	-	Φ6/15
Δ21	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ24	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ25	20X50	2Y12	6Y16	4Y16	Φ6/15
Δ26	20X50	2Y12	5Y16	3Y16	Φ6/15
Δ29	20X50	2Y12	3Y12	1Y12	Φ6/15
Δ31	20X50	2Y12	2Y12	-	Φ6/15
Δ33	20X50	6Y16	2Y16	-	Φ6/15

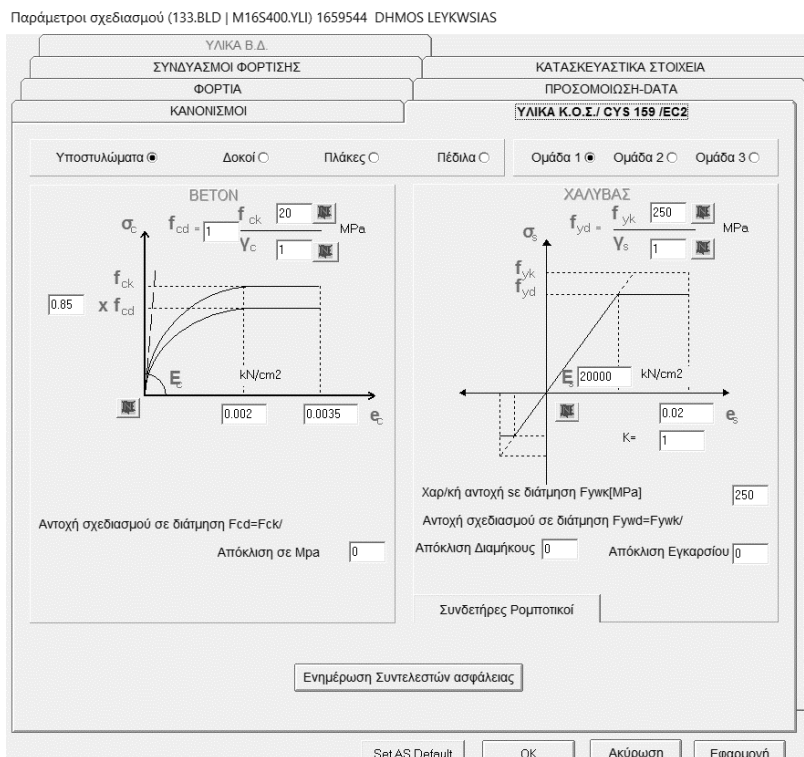
3.2.3 Πλάκες

Όσον αφορά την προσομοίωση των πλακών του φορέα με βάση τα αρχικά κατασκευαστικά σχέδια, όλες οι πλάκες σε κάθε στάθμη έχουν πάχος 15 εκατοστών. Ο υπάρχων οπλισμός είναι Φ10/30 στη κατεύθυνση X και Φ10/35 στη κατεύθυνση Y. Επί των πλακών εφαρμόζεται μόνιμο φορτίο G_k ίσο με 2,44 kN και μεταβλητό Q_k ίσο με 2,0 kN.

3.3 Υλικά κατασκευής

Πρόκειται για κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η ποιότητα του σκυροδέματος όσον αφορά τα δομικά στοιχεία είναι γνωστή για τα υποστυλώματα, τις πλάκες, τους δοκούς και τα πέδιλα αντίστοιχα. Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα πέδιλα η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C20/25 και μέτρο ελαστικότητας $E_c= 29\text{GPa}$. Αντίστοιχα, όσον αφορά τις πλάκες και τους δοκούς η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C16/20 και μέτρο ελαστικότητας $E_c= 29\text{GPa}$. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3 . Όμως κατά τη διάρκεια της ανάλυσης της υφιστάμενης κατασκευής ως θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος χρησιμοποιείται η μέση τιμή έναντι της χαρακτηριστικής που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 8. Συνεπώς η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως,

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 (\text{MPa}) \quad (3.1)$$



Σχήμα 3.8: Καθορισμός υλικών της κατασκευής στο λογισμικό 3DR.STRAD.

Επομένως, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα πέδιλα είναι ίση με 24MPa, ενώ αντίστοιχα για τις πλάκες και τις δοκού είναι ίση με 28MPa.

Η ποιότητα του χάλυβα είναι επίσης γνωστή, καθώς καθορίζεται και από τα κατασκευαστικά σχέδια, συγκεκριμένα προσδιορίζεται ότι, οπου Φ είναι μαλακός οπλισμός (mild steel) και όπου Υ είναι στριφτός οπλισμός (high tensile steel). Ωστόσο για τους συνδετήρες και τα υποστυλώματα χρησιμοποιείται χάλυβας S250 με όριο διαρροής $f_y=250\text{MPa}$. Αντίστοιχα, για τις πλάκες, τους δοκούς, τα τοιχεία και τα πέδιλα χρησιμοποιείται χάλυβας S410 με όριο διαρροής $f_y=410\text{MPa}$.

3.4 Φορτία κατασκευής

Όσον αφορά τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, το ίδιο βάρος των πλακών υπολογίζεται από το λογισμικό και είναι ίσο με $3,75 \text{ kN/m}^2$, ωστόσο επί των πλακών υπάρχει φορτίο από τις επιστρώσεις ίσο με $2,44 \text{ kN/m}^2$. Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με φορτίο $9,00 \text{ kN/m}$, ενώ αντίστοιχα εσωτερικά κάτω από κάθε εσωτερική δοκό υπάρχει δρομική τοιχοποιία με φορτίο $5,00 \text{ kN/m}$. Το μεταβλητό φορτίο που εφαρμόζεται στη κατασκευή είναι ίση με $2,00 \text{ kN/m}^2$. Όσον αφορά τους προβόλους, ως μόνιμο φορτίο υπολογίστηκε $2,44 \text{ kN/m}^2$, ενώ αντίστοιχα το μεταβλητό φορτίο υπολογίστηκε $5,00 \text{ kN/m}^2$.

Επίσης το μεταβλητό φορτίο κλιμάκων λαμβάνεται ίσο με $3,50 \text{ kN/m}^2$. Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει συνοπτικά τα φορτία τα οποία εφαρμόζονται στη κατασκευή.

Πίνακας 3.7: Κατακόρυφα φορτία που καταπονούν την κατασκευή.

Μόνιμο φορτίο πλακών (G_k)	2,44 kN/m^2
Μεταβλητό φορτίο πλακών (Q_k)	2,00 kN/m^2
Μπατική τοιχοποιία	9,00 kN/m
Δρομική τοιχοποιία	5,00 kN/m
Μόνιμο φορτίο προβόλων	2,44 kN/m^2
Μεταβλητό φορτίο προβόλων	5,00 kN/m^2
Μεταβλητό φορτίο κλιμάκων	3,50 kN/m^2

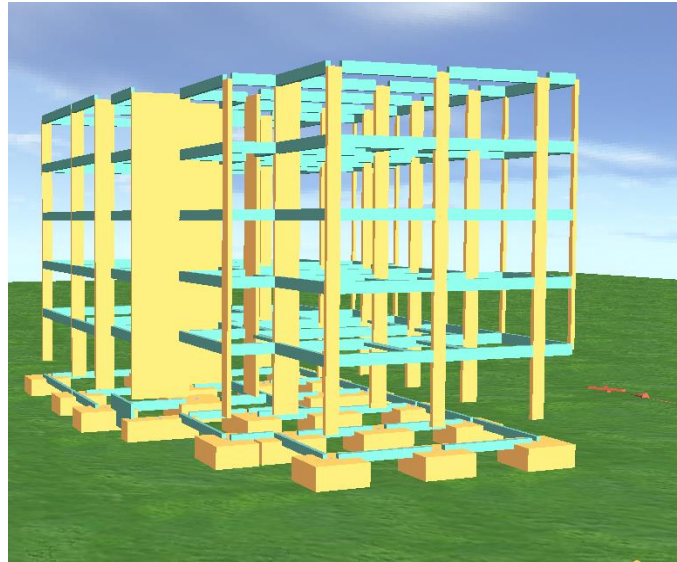
3.5 Προσομοίωση κατασκευής

Το μοντέλο της κατασκευής προσομοιώθηκε και αναλύθηκε στο λογισμικό 3DR.STRAD, με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3. Στο πρώτο στάδιο έγινε η περιγραφή των δομικών στοιχείων του συστήματος, συγκεκριμένα ο καθορισμός των διατομών των πλακών, των υποστυλωμάτων, των δοκών και των τοιχίων αντίστοιχα. Τοιχοπληρώσεις τοποθετήθηκαν στο ισόγειο και στις στάθμες των ορόφων. Επόμενο στάδιο της προσομοίωσης, είναι ο καθορισμός των υφιστάμενων οπλισμών στις πλάκες, στα υποστυλώματα, στις δοκούς και στα τοιχία, όπως φαίνονται στους πίνακες οπλισμών του προηγούμενου κεφαλαίου. Παράλληλα έγινε καθορισμός των φορτίσεων, από τα φορτία των πλακών και τα επιπρόσθετα φορτία στις δοκούς λόγω της ύπαρξης τοιχοποιίας.

Πίνακας 3.8: Παράμετροι για τους οποίους γίνεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής.

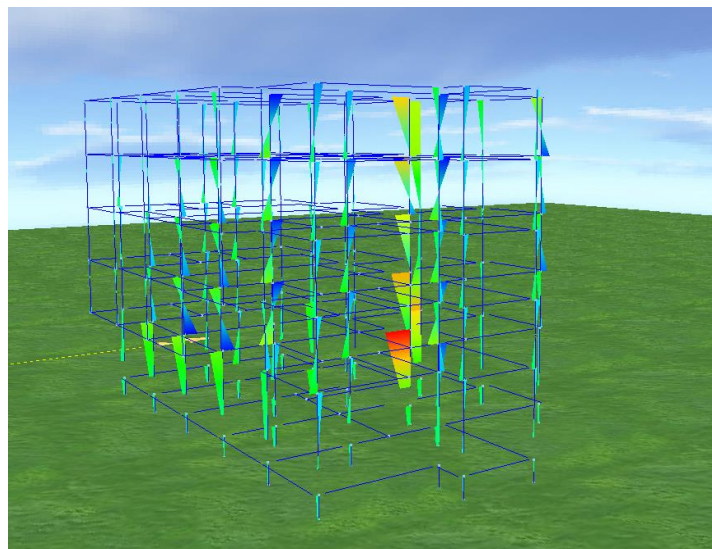
ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	Οιονεί Κατάρρευση (NC).
ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	II
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΖΩΝΗ I	$a_{gR}=0.15g$

Η υπό μελέτη κατασκευή κατατάσσεται σε σπουδαιότητας II, και η αποτίμηση της συμπεριφοράς της πραγματοποιείται για σεισμό σχεδιασμού 0.15g, με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1 για κατηγορία εδάφους B.



Σχήμα 3.9: Προσομοίωση της κατασκευής σε 3D, από την επιλογή Virtual Model του λογισμικού 3DR.STRAD

Η επιλεγείσα στάθμη επιτελεσματικότητας για την οποία θα συγκριθούν τα διάφορα μεγέθη είναι η στάθμη Οιονεί Κατάρρευση (NC), στοχεύοντας στην πλαστιμότητα του φορέα ως σύνολο.



Σχήμα 3.10: Ροπές στα υποστυλώματα της κατασκευής.

4 Αποτίμηση με βάση τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3

4.1 Σκοπός

Ως γνωστό οι υφιστάμενες κατασκευές έχουν σχεδιαστεί με γνώσεις που ανταποκρίνονται στην περίοδο κατασκευής τους και συνεπώς είναι πιθανό να κρύβουν σοβαρά σφάλματα που προκύπτουν από τη διάρκεια κατασκευής της είτε κατά τη διάρκεια λειτουργίας. Επίσης μπορεί να έχουν υποστεί ζημιές από προηγούμενους σεισμούς, οι οποίες να μην είναι εμφανείς. Ωστόσο η αποτίμηση της αντοχής υφιστάμενων κατασκευών περιέχει σε μεγάλο βαθμό την αβεβαιότητα.

Ο Ευρωκώδικας 8, μέρος 3 είναι ο μόνος από τους ευρωκώδικες ο οποίος αφορά τις υφιστάμενες κατασκευές και η εφαρμογή του ορίζεται από τους εμπλεκόμενους του έργου. Το αντικείμενο αυτού του ευρωκώδικα είναι να παρέχει κριτήρια για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών και να περιγράφει την προσέγγιση της επιλογής των απαραίτητων μέτρων επέμβασης. Καθορίζοντας έτσι τα κριτήρια για το σχεδιασμό της λύσης επέμβασης, συμπεριλαμβανομένου της σύλληψης της μεθόδου επέμβασης, ανάλυσης και διαστασιολόγησης των στοιχείων και του τρόπου σύνδεσης τους με την υφιστάμενη κατασκευή. Παρ' όλα αυτά ο ευρωκώδικας 8, μέρος 3 για την διαδικασία της αποτίμησης εισάγει γενικούς κανόνες όσον αφορά τις απαιτήσεις και τα κριτήρια επιτελεστικότητας, την εφαρμοσιμότητα των μεθόδων ανάλυσης που προκαθορίζει, τους ελέγχους πλάστιμων και ψαθυρών μορφών αστοχίας και συμπεριφοράς και τη τεκμηρίωση και συλλογή πληροφοριών όσον αφορά την αποτίμηση.

Η αποτίμηση κατά των ευρωκώδικα 8, μέρος 3 γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και παραμορφώσεις του φορέα τα οποία στηρίζονται στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα προδιαγράφονται οι έλεγχοι των πλάστιμων τροπών σε όρους παραμορφώσεων με βάση του ότι η σεισμική δράση προκαλεί και επιβάλλει μετακινήσεις και παραμορφώσεις που προδιαγράφονται από την στάθμη επιτελεστικότητας, οι οποίες εκφράζουν τις οριακές καταστάσεις για την αντίστοιχη σεισμική δράση.

Δεδομένου των πιο πάνω, η σεισμική ικανότητα μιας κατασκευής εξαρτάται από τον συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας και της αντίστοιχης σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της

κατασκευής. Συνεπώς η σεισμική ικανότητα καθορίζει μια ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για την αντίστοιχη σεισμική δράση.

4.2 Στάθμες επιτελεστικότητας

Οι θεμελιώδεις απαιτήσεις που προδιαγράφουν την κατάσταση βλαβών της κατασκευής διακρίνονται σε τρεις οριακές καταστάσεις έναντι της σεισμικής δράσης, Περιορισμός βλαβών (DL), Σημαντικές βλάβες (SD) και Οιονεί Κατάρρευση (NC) (EN1998-3, §2.1), όπως παρουσιάζονται πιο κάτω.

Η οριακή κατάσταση Περιορισμού βλαβών (DL) προσδιορίζει μηδαμινές βλάβες για την κατασκευή, όσον αφορά τα δομικά στοιχεία δεν έχουν ξεπεράσει το όριο διαρροής τους, διατηρώντας την δυσκαμψία και την αντοχή τους. Τα μη-φέροντα δομικά στοιχεία μπορεί να παρουσιάζουν ρωγμές πολύ μικρού εύρους, όπου οι ζημιές είναι αμελητέες. Οι παραμορφώσεις επίσης που παρουσιάζονται είναι αμελητέες, και συνεπώς η κατασκευή δεν χρειάζεται μέτρα ενίσχυσης.

Η οριακή κατάσταση Σημαντικών βλαβών (SD) προσδιορίζει σημαντικές αλλά αποδεκτές βλάβες για την κατασκευή, όσον αφορά τα δομικά στοιχεία παρουσιάζουν μερική παραμένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, ενώ τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν την ικανότητα να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία. Στο δόμημα παρουσιάζονται μέτριες μόνιμες παραμορφώσεις. Τα μη-φέροντα δομικά στοιχεία έχουν καταστραφεί, ενώ η κατασκευή αντέχει σε περίπτωση μέτριας έντασης σεισμού. Η κατασκευή σε κάποιες περιπτώσεις είναι ασύμφορη ώστε να ληφθούν μέτρα ενίσχυσης.

Η οριακή κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC) προσδιορίζει εκτεταμένες ζημιές για την κατασκευή, όσον αφορά τα δομικά στοιχεία παρουσιάζουν χαμηλή παραμένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία. Παρ' όλα αυτά τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία έχουν την ικανότητα να μεταφέρουν κατακόρυφα φορτία. Παρουσιάζονται μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις. Τα πλείστα μη-φέροντα δομικά στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Η κατασκευή είναι στα όρια κατάρρευσης και πιθανόν να μην αντέξει σε περίπτωση σεισμού, ακόμη και μέτριας έντασης.

Ωστόσο οι στόχοι σχεδιασμού όσον αφορά τη σεισμική ικανότητα της κατασκευής, σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και την περίοδο επαναφοράς παρουσιάζονται στο πιο κάτω Σχήμα 4.1. Συνεπώς ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη

σπουδαιότητα της κατασκευής (Ψυχάρης 2015). Κατασκευές πέραν από τη σύνηθες σπουδαιότητα, η σεισμική δράση πολλαπλασιάζεται επί τον συντελεστή σπουδαιότητας.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβρασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Σχήμα 4.1: Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά τον Ευρωκώδικα 8, μέρος 3, με βάση την περίοδο επαναφοράς για κάθε οριακή κατάσταση έναντι συγκεκριμένης σεισμικής δράσης.

Πηγή: Ψυχάρης 2015.

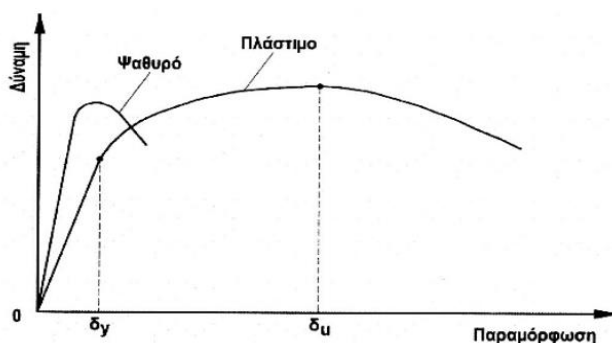
4.3 Κριτήρια Συμμόρφωσης

Τα κριτήρια συμμόρφωσης βάση των σταθμών επιτελεστικότητας, όπως προσδιορίστηκαν πιο πάνω, επιτυγχάνονται με τον προσδιορισμό της σεισμικής δράσης, της μεθόδου ανάλυσης και των διαδικασιών ελέγχου και διαμόρφωσης λεπτομερειών όπως προδιαγράφονται από τον ευρωκώδικα 8, μέρος 3 (EN1998-3, §2.2). Ο έλεγχος συμμόρφωσης γίνεται με τη χρήση της πλήρους σεισμικής δράσης, για την κατάλληλη περίοδο επαναφοράς, εκτός από τις περιπτώσεις στις οποίες χρησιμοποιείται η προσέγγιση του συντελεστή συμπεριφοράς (q).

4.3.1 Πλαστιμότητα της κατασκευής

Στο σημείο αυτό ο ευρωκώδικας διαχωρίζει τα δομικά στοιχεία σε ψαθυρά και πλάστιμα. Τα ψαθυρά δομικά στοιχεία, υποστυλώματα, δοκοί, τοιχώματα και κόμβοι σε διάτμηση ελέγχονται σε όρους δυνάμεων, ενώ αντίστοιχα τα πλάστιμα δομικά στοιχεία, υποστυλώματα, δοκοί και τοιχώματα σε κάμψη ελέγχονται σε όρους παραμορφώσεων. Τα πιο πάνω πρέπει να ικανοποιούν την ανίσωση ασφαλείας $S_{rd} \leq R_{rd}$, Σχέση (1.1). Ο διαχωρισμός των δομικών στοιχείων σε πλάστιμα και ψαθυρά καθορίζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής η οποία εκφράζει την ικανότητα των δομικών στοιχείων να υποστούν σε πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς την μείωση της φέρουσας ικανότητας τους. Η πλαστιμότητα είναι ένα βασικό χαρακτηριστικό της κατασκευής καθώς καθορίζει την ικανότητα απορρόφησης της ενέργειας λόγω της σεισμικής διέγερσης. Ωστόσο η πλάστιμη

συμπεριφορά των δομικών στοιχείων επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς απομείωση της αντοχής. Σε αυτή την περίπτωση ο φορέας ακόμα και αν κάποιος αριθμός δομικών στοιχείων έχουν διαρρεύσει βρίσκεται σε θέση να αναλάβει επιπλέον σεισμικά φορτία λόγω των ανελαστικών παραμορφώσεων που επιτρέπει η πλάστιμη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων μέχρι αυτά να αστοχήσουν. Αντίθετα η ψαθυρή συμπεριφορά των δομικών στοιχείων χαρακτηρίζεται γρήγορη απομείωση της αντοχής του στοιχείου σε σχέση με την παραμόρφωση, όπως παρουσιάζεται στο πιο κάτω διάγραμμα.

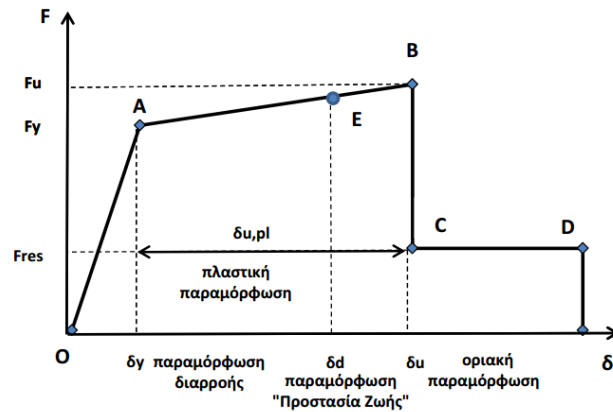


Διάγραμμα 4.1: Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους υπό μονοτονική φόρτιση.

Όσον αφορά την αντοχή των υλικών των πλάστιμων και ψαθυρών δομικών στοιχείων, πρέπει να ικανοποιούν την ανίσωση ασφάλειας. Για το λόγο αυτό, για τα υφιστάμενα υλικά η αντοχή τους καθορίζεται από τις μέσες τιμές πολλαπλασιασμένες με των συντελεστή της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων. Ενώ για νέα υλικά η αντοχή τους καθορίζεται από τις χαρακτηριστικές τιμές των υλικών.

Ως εκ τούτου η πλαστιμότητα της κατασκευής είναι καθοριστικός παράγοντας όσον αφορά την αποτίμηση μιας κατασκευής. Με βάση τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις και κανονισμούς η πλαστιμότητα της κατασκευής των μελών εκφράζεται είτε σε όρους δυνάμεων-μετακινήσεων (F-δ) είτε ροπών-παραμορφώσεων (M-φ).

Ωστόσο η πλάστιμη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων μετά την διαρροή και πριν την αστοχία χαρακτηρίζεται σε πρώτη φάση υπό διαρροή σε κάμψη, δηλαδή την πλάστιμη συμπεριφορά και κατόπιν υπό τέμνουσα, δηλαδή ψαθυρή συμπεριφορά. Όταν η ανελαστική συμπεριφορά των στοιχείων καθορίζεται υπό κάμψη τότε τα κατάλληλα μεγέθη για τον καθορισμό της συμπεριφορά τους είναι τα μεγέθη M-φ, αντίστοιχα όταν η συμπεριφορά καθορίζεται υπό τέμνουσα τα κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη (V) και η γωνιακή παραμόρφωση (γ).



Διάγραμμα 4.2: Ιδεατή καμπύλη F-δ των δομικών στοιχείων.

Πηγή: Ζηκίδη 2012.

Το πιο πάνω, παρουσιάζεται η ιδεατή καμπύλη F-δ της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, η οποία εκφράζει την κρίσιμη μηχανική συμπεριφορά τους. Περιγράφοντας την ιδεατή καμπύλη, το τμήμα OA παρουσιάζει την ελαστική-γραμμική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι την διαρροή. Το τμήμα AB αντιπροσωπεύει την μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου καθώς και τις ανελαστικές παραμορφώσεις μέχρι το σημείο αστοχίας B. Το τμήμα CD παρουσιάζει την απομένουσα αντίσταση έναντι στα φορτία βαρύτητας μέχρι να επέλθει η απώλεια αυτή της αντίστασης. (Ζηκίδη 2012)

4.3.2 Πρωτεύοντα και Δευτερεύοντα δομικά στοιχεία

Παρ' όλα αυτά τα δομικά στοιχεία, επιπρόσθετα διαχωρίζονται σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, με στόχο την διαφοροποίηση των ελέγχων για την κάθε κατηγορία στοιχείου ώστε να μην προκύψει η ανεπάρκεια του κτηρίου λόγω αστοχίας στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά ως προς την ευστάθεια του έναντι στις σεισμικές δράσεις.

Ως πρωτεύοντα στοιχεία χαρακτηρίζονται αυτά που συμβάλουν ουσιαστικά στην αντοχή και δυσκαμψία της κατασκευής έναντι κατάρρευσης υπό την σεισμική διέγερση, όπως για παράδειγμα τα υποστυλώματα και τα τοιχεία. Ενώ αντίθετα τα δευτερεύοντα στοιχεία χαρακτηρίζονται τα επιμέρους δομικά στοιχεία, τα οποία οπωσδήποτε συμβάλουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, όμως παρουσιάζουν αδυναμία ανάληψης των σεισμικών φορτίων και η συνεισφορά τους είναι μηδαμινή. Η αδυναμία αυτή των στοιχείων αυτών προκύπτει λόγω χαμηλής αντοχής, δυσκαμψίας ή και πλαστιμότητας. (Βεργίνη ; Τσιουμπής 2013)

Συνεπώς για μια καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας, οι απαιτήσεις και περιορισμοί για τα μεγέθη πλαστικής στροφής και απομένουσας αντοχής όσον αφορά τα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία είναι σαφώς πιο αυστηροί σε σύγκριση με τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία. Όπου στα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και βλάβες σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο για τα δευτερεύοντα στοιχεία δεν παύει να είναι απαραίτητη η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίσεων υπό μέγιστη πλευρική παραμόρφωση για τον σεισμό σχεδιασμού.

4.4 Επίπεδα γνώσης

Με βάση τις διατιθέμενες πληροφορίες όσον αφορά την κατάσταση της κατασκευής ο ευρωκώδικας 8, μέρος 3 εισάγει την έννοια των επιπέδων γνώσης. Οι διατιθέμενες πληροφορίες για την κατασκευή καθορίστηκαν στο υποκεφάλαιο 1.1.3, όπου γίνεται αναφορά των απαιτούμενων πληροφοριών για κάθε περίπτωση αποτίμησης. Όπου η διερεύνηση και η τεκμηρίωση της κατασκευής μέσω της συλλογής στοιχείων εις βάθος και σε κάθε έκταση καθιστά την αξιοπιστία της μελέτης αποτίμησης της κατασκευής.

Τα επίπεδα γνώσης προσδιορίζουν το συντελεστή αξιοπιστίας σε κάθε περίπτωση δεδομένων, ώστε να παρθεί μια αποδεκτή ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής. Τα επίπεδα γνώσης διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες, Περιορισμένης Γνώσης (KL1), Σύνηθες Γνώσης (KL2) και Πλήρης γνώσης (KL3).

Τα επίπεδα γνώσεις καθορίζονται από τους παράγοντες της γεωμετρίας, τις λεπτομέρειες και στα υλικά της υφιστάμενης κατασκευής. Όσον αφορά τη γεωμετρία της κατασκευής καθορίζεται από τη γεωμετρία του δομικού συστήματος αλλά και των μη-φερόντων στοιχείων. Η συλλογή πληροφοριών σε αυτή την περίπτωση γίνεται από τα γενικά κατασκευαστικά σχέδια, σχέδια λεπτομερειών και από την οπτική ή πλήρη έρευνα. Ενώ οι λεπτομέρειες αφορούν την διαμόρφωση των λεπτομερειών του οπλισμού στο οπλισμένο σκυρόδεμα καθώς και την διαμόρφωση του δομικού συστήματος ως προς την ανάληψη σεισμικών δράσεων, δηλαδή πλαισιακών φορέων, διατμητικών τοιχωμάτων και διαφραγμάτων, καθώς και η σύνδεση των φορέων μεταξύ τους. Σε αυτή την περίπτωση η συλλογή πληροφοριών γίνεται από την προσομοίωση του φορέα με βάση τον ισχύοντα κανονισμό κατά το χρόνο κατασκευής και επί τόπου επιθεώρηση ποικίλης έκτασης. Τέλος τα υλικά προσδιορίζονται ως προς τις μηχανικές τους ιδιότητες μέσω καταστρεπτικών ή μη-καταστρεπτικών επί τόπου δοκιμών.

Ανάλογα με το ποσοστό των δομικών στοιχείων τα οποία πρέπει να ελεγχθούν καθώς και τον αριθμό των δειγμάτων υλικών ανά όροφο τα οποία πρέπει να ληφθούν υπόψη για τη διεξαγωγή δοκιμών, γίνεται κατηγοριοποίηση με βάση τον ευρωκώδικα. Η κατηγοριοποίηση αυτή αφορά τα επίπεδα επιθεώρησης και δοκιμών σύμφωνα με το πιο κάτω πίνακα (EN1998-3, §3.4.4).

Πίνακας 4.1: Προτεινόμενες ελάχιστες απαιτήσεις για τα διάφορα επίπεδα ελέγχων και δοκιμών.

Πηγή: EN1998-3 2005.

	Επιθεώρηση (λεπτομερειών)	Δοκιμή (υλικών)
	Για κάθε τύπο πρωτεύοντων στοιχείων (δοκό, υποστυλώμα, τοίχο)	
Επίπεδο επιθεώρησης και ελέγχου	Ποσοστό στοιχείων τα οποία ελέγχονται για λεπτομέρειες	Δείγματα υλικών ανά όροφο
Περιορισμένο	20	1
Εκτεταμένο	50	2
Διεξοδικό	80	3

Πιο κάτω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα επίπεδα γνώσης και οι αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης.

1. Επίπεδο Περιορισμένης γνώσης (KL1)

Όσον αφορά τη γεωμετρία σε αυτό το επίπεδο γνώσης, η γεωμετρία της όλης κατασκευής αλλά και τα μεγέθη των δομικών στοιχείων καθορίζονται είτε από έρευνα, είτε από τα αρχικά κατασκευαστικά σχέδια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για τις οποιοσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στη δεύτερη περίπτωση απαιτείται επί τόπου έλεγχος των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Στην περίπτωση που παρατηρηθούν μεγάλες αποκλίσεις σε σύγκριση με τα κατασκευαστικά σχέδια είναι αναγκαία μια πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.

Σχετικά με τις λεπτομέρειες, οι δομικές λεπτομέρειες δεν είναι γνωστές από τα κατασκευαστικά σχέδια, ωστόσο γίνεται υπόθεση μέσω ενός προσομοιώματος της κατασκευής βάση του χρόνου κατασκευής της. Στην περίπτωση αυτή, πραγματοποιούνται περιορισμένες επιθεωρήσεις στα πιο κρίσιμα στοιχεία, ώστε να γίνει έλεγχος αν ανταποκρίνονται οι υποθέσεις του προσομοιώματος στην πραγματική κατάσταση. Διαφορετικά απαιτείται πιο εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση.

Σε αυτό το επίπεδο γνώσης, όσον αφορά τα υλικά των δομικών στοιχείων δεν υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές τους ιδιότητες. Για τον λόγο αυτό πρέπει να υιοθετούνται οι προκαθορισμένες τιμές σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά τον χρόνο

της κατασκευής, συνοδευόμενες από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές στα πιο κρίσιμα στοιχεία.

Παρ' όλα αυτά οι πληροφορίες που έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ανάλυση. Η ανάλυση του δομικού φορέα βάσει του επίπεδου περιορισμένης γνώσης (KL1), θα πρέπει να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων γραμμικής ανάλυσης, είτε στατικών είτε δυναμικών (EN1998-3, §3.3.2).

2. Επίπεδο Σύνηθης Γνώσης (KL2)

Όσον αφορά τη γεωμετρία σε αυτό το επίπεδο γνώσης, η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη μελών είναι γνωστά είτε από εκτεταμένη έρευνα, είτε από αρχικά κατασκευαστικά σχέδια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για τις οποιεσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Στην περίπτωση που παρατηρηθούν μεγάλες αποκλίσεις σε σύγκριση με τα κατασκευαστικά σχέδια είναι αναγκαία μια πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.

Σχετικά με τις λεπτομέρειες, οι δομικές λεπτομέρειες είναι γνωστές είτε από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση, είτε από τα μη πλήρη κατασκευαστικά σχέδια. Στη δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου επιθεωρήσεις στα κρίσιμα σημεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι διαθέσιμες πληροφορίες ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση.

Σε αυτό το επίπεδο γνώσης, όσον αφορά τα υλικά των δομικών στοιχείων υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές τους ιδιότητες, είτε από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές ή από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού. Στην δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.

Παρ' όλα αυτά οι πληροφορίες που έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση. Η ανάλυση του δομικού φορέα βάσει του επίπεδου σύνηθης γνώσης (KL2), θα πρέπει να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων είτε γραμμικής είτε μη γραμμικής ανάλυσης, στατικών ή δυναμικών (EN1998-3, §3.3.3).

3. Επίπεδο Πλήρης Γνώσης (KL3)

Στο συγκεκριμένο επίπεδο γνώσης, η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε από διεξοδική έρευνα, είτε από το σύνολο των κατασκευαστικών σχεδίων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για οποιαδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Στην περίπτωση που παρατηρηθούν μεγάλες αποκλίσεις σε σύγκριση με τα κατασκευαστικά σχέδια είναι αναγκαία μια πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.

Όσον αφορά τις λεπτομέρειες, οι δομικές λεπτομέρειες είναι γνωστές είτε από συνολική επί τόπου επιθεώρηση, είτε από το ολοκληρωμένο σύνολο των κατασκευαστικών σχεδίων της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή πραγματοποιούνται περιορισμένες επιθεωρήσεις επί τόπου στα κρίσιμα στοιχεία, ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι διαθέσιμες πληροφορίες ανταποκρίνονται στη πραγματική κατάσταση.

Τα υλικά στο συγκεκριμένο επίπεδο γνώσης, υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών είτε από συνολικές επί τόπου δοκιμές, είτε από τις αρχικές αναφορές δοκιμών. Στη δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.

Παρ' όλα αυτά οι πληροφορίες που έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση. Η ανάλυση του δομικού φορέα βάσει του επίπεδου πλήρους γνώσης (KL3), θα πρέπει να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων είτε γραμμικής είτε μη γραμμικής ανάλυσης, στατικών ή δυναμικών (EN1998-3, §3.3.4).

4.4.1 Συντελεστές αξιοπιστίας (CF)

Με βάση την ποσότητα και την ποιότητα των πληροφοριών που έχουν συλλεχθεί τα οποία προκύπτουν από τα καθορισμένα επίπεδα γνώσης, ο ευρωκώδικας 8, μέρος 3 καθορίζει τον τύπο ανάλυσης και τις τιμές των συντελεστών αξιοπιστίας. Οι συντελεστές αξιοπιστίας χρησιμοποιούνται για το προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υπάρχοντων υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της ικανότητας και έχουν ως στόχο να καλύψουν τις αβεβαιότητες που προκύπτουν κατά τη συλλογή πληροφοριών.

Στις περιπτώσεις στις οποίες η ικανότητα θα συγκρίνεται με την απαίτηση για ελέγχους ασφάλειας, οι μέσες τιμές οι οποίες προκύπτουν από τις επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες

πηγές πληροφοριών θα διαιρούνται με τον κατάλληλο συντελεστή αξιοπιστίας (CF). Στις αντίθετες περιπτώσεις ο προσδιορισμός των ιδιοτήτων που θα χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της ικανότητας ανάπτυξης δυνάμεων, δηλαδή την αντοχή, σε ψαθυρά στοιχεία και μηχανισμούς, οι μέσες ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών που θα λαμβάνονται από επί τόπου ελέγχους και από πρόσθετες πηγές πληροφοριών, θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή αξιοπιστίας (CF). Ωστόσο οι τιμές των συντελεστών αξιοπιστίας σε συνάρτηση με το επίπεδο γνώσης παρουσιάζονται πιο κάτω.(EN1998-3,§3.5)

Πίνακας 4.2: Επίπεδα γνώσης και αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης, όπου LF είναι η Πλευρική Φόρτιση, MRS είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και CF οι συντελεστές αξιοπιστίας.

Πηγή: EN1998-3 2005.

Επίπεδο Γνώσης	Γεωμετρία	Λεπτομέρειες	Υλικά	Ανάλυση	CF
KL1	Από τα αρχικά σχέδια κατασκευής και δειγματοληπτική οπτική έρευνα ή από πλήρη έρευνα.	Προσομοίωση σχεδιασμού με βάση την πρακτική κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση.	Προκαθορισμένες τιμές σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά το χρόνο κατασκευής και από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.	LF-MRS	1,35
KL2		Από μη-πλήρη αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση.	Από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές, ή από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές.	Όλες	1,20
KL3		Από τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από διεξοδική επί τόπου επιθεώρηση.	Από τις αρχικές αναφορές δοκιμών και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές ή από διεξοδικές επί τόπου δοκιμές.	Όλες	1,00

4.5 Μέθοδοι Ανάλυσης

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, βάσει τις επιδράσεις από τον συνδυασμό των σεισμικών δράσεων σε συνδυασμό με τις μόνιμες και μεταβλητές δράσεις όπως καθορίζονται από τον ευρωκώδικα 8, μέρος 1 (EN1998-1, §3.2.2, 3.2.3) μπορούν να αξιολογηθούν από τις πιο κάτω μεθόδους ανάλυσης. (EN1998-3, §4.4.1)

1. Ισοδύναμη στατική (ελαστική)
2. Φασματική (ελαστική)
3. Ανελαστική στατική (Μέθοδος Push-over)
4. Ανελαστική χρονοϊστορίας (Δυναμική)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης στηρίζονται στη σχέση έντασης-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τη πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής έναντι στο σεισμό σχεδιασμού. Ωστόσο, οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να παρουσιάσουν την ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, ενώ κατά την διάρκεια περεταίρω διαρροής των δομικών στοιχείων δεν μπορεί να υπολογισθεί η ανακατανομή των εντάσεων. Με βάση τον ευρωκώδικα οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να εφαρμόσουν την προσεγγιστική μέθοδο του συντελεστή συμπεριφορά (q) για την μείωση της σεισμικής δράσης. Σε αυτή την περίπτωση η τιμή του συντελεστή συμπεριφορά για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται ίση με 1,5. (EN1998-3, §4.2(3)P).

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης παρουσιάζουν και βοηθούν στη κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι στο σεισμό σχεδιασμού, παρουσιάζοντας τους μηχανισμούς αστοχίας αλλά και το ενδεχόμενο κατάρρευσης. Ωστόσο δεδομένου ότι η κατασκευή θα συμπεριφερθεί ανελαστικά, η χρήση των ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό επιτρέπουν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Έτσι αντιμετωπίζονται οι αβεβαιότητες οι οποίες προκύπτουν από τις ελαστικές αναλύσεις. Για τις ανελαστικές αναλύσεις προτείνεται να χρησιμοποιηθούν σχετικά απλά προσομοιώματα, με έμφαση στην αντιπροσωπευτικότητα ιδιοπεριόδων για την ρεαλιστική εκτίμηση των σεισμικών παραμορφώσεων. (Αγαπητού 2012)

Καθώς ο σχεδιασμός με σεισμικά φορτία και η δυναμική μη γραμμική ανάλυση της κατασκευής είναι πολύπλοκη, έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Οι μέθοδοι αυτοί μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό, μέσω των οποίων υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι της απόκρισης της κατασκευής. Οι χαρακτηριστικές τιμές αυτές των παραμέτρων αντιστοιχούν στις διατιθέμενες τιμές της κατασκευής οι οποίες συγκρίνονται με τις απαιτούμενες τιμές. Με την μετατροπή της ανάλυσης σε ανελαστική στατική είναι εφικτή η εύρεση του μηχανισμού καταρρεύσεως της κατασκευής όπως προαναφέρθηκε για μονότονη στατική φόρτιση με ταυτόχρονη δράση των κατακόρυφων φορτίων και των σταδιακά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων τα οποία προσομοιάζουν τα σεισμικά φορτία, και η εκτίμηση του δείκτη πλαστιμότητας των μετατοπίσεων του φορέα.

Όσον αφορά τις στάθμες επιτελεστικότητας, η ελαστικές αναλύσεις με την προσεγγιστική τιμή του συντελεστή συμπεριφορά (q) επιτρέπονται για τις οριακές καταστάσεις σοβαρών βλαβών (SD) ελέγχοντας τις αντοχές των δομικών στοιχείων και περιορισμό βλαβών (DL) ελέγχοντας τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων.

Πίνακας 4.3: Οι τιμές των ιδιοτήτων των υλικών για κάθε τύπο ανάλυσης.

Πηγή: EN1998-3 2005.

		Γραμμικό Προσομοίωμα (LM)		Μη γραμμικό προσομοίωμα		Προσέγγιση βάσει του συντελεστή q	
		Απαίτηση	Ικανότητα	Απαίτηση	Ικανότητα	Απαίτηση	Ικανότητα
Τύπος στοιχείου ή μηχανισμού.	Πλάστιμο	Αποδοχή του γραμμικού προσομοιώματος (για τον έλεγχο των τιμών $\rho=D/C$)		Από την ανάλυση. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων στο προσομοίωμα.	Σε όρους παραμόρφωσης. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων διαιρεμένων δια του CF.	Από την ανάλυση.	Σε όρους αντοχής. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων διαιρεμένων δια του CF και του επιμέρους συντελεστή
		Από την ανάλυση. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων στο προσομοίωμα.	Σε όρους αντοχής. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων στο προσομοίωμα.				
		Έλεγχοι (εάν το LM είναι αποδεκτό)					
	Από την ανάλυση.	Σε όρους παραμόρφωσης. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων διαιρεμένων δια του CF.					
	Ψαθυρό	Έλεγχοι (εάν το LM είναι αποδεκτό)					
		Εάν $\rho \leq 1$: από την ανάλυση	Σε όρους αντοχής. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων στο προσομοίωμα διαιρεμένου δια του CF και του επιμέρους συντελεστή.	Σε όρους αντοχής. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων διαιρεμένων δια του CF και του επιμέρους συντελεστή	Σύμφωνα με το σχετικό Τμήμα του EN1998:2004, Μέρος 1, §3.2.2.5		
	Εάν $\rho \geq 1$: από την ισορροπία με την αντοχή του πλάστιμου στοιχείου ή μηχανισμού. Χρήση των μέσων τιμών των ιδιοτήτων πολλαπλασιασμένες με το CF.						

Ο πιο πάνω παρουσιάζει συνοπτικά τις τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που πρέπει να ληφθούν ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση και οι ικανότητα των δομικών στοιχείων για τον κάθε τύπο ανάλυσης. Τα πιο πάνω κριτήρια πρέπει να ικανοποιούνται ώστε να εξασφαλίζεται

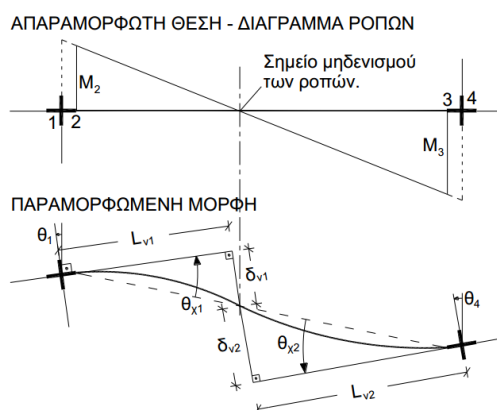
η ασφάλεια για τα πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία της κατασκευής για τον κάθε τύπο ανάλυσης.

4.6 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Μέθοδος Push-Over)

4.6.1 Στόχος της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Η ανελαστική στατική ανάλυση ορίζεται μέσω ενός προσομοιώματος το οποίο συνδέει τη μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών, μέχρι κάποια στοχευμένη μετακίνηση, ενώ υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη και οι εσωτερικές παραμορφώσεις. Στόχος της εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής έναντι του σεισμού σχεδιασμού για τον οποίο γίνεται η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός της κατασκευής. Η μέθοδος αυτής της ανάλυσης επιτρέπει την εκμετάλλευση της πλαστικής περιοχής των υλικών των δομικών στοιχείων της κατασκευής, καθιστώντας την προσομοίωση της κατασκευής πιο ρεαλιστική έναντι στη δράση του σεισμού. Τα μεγέθη των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση την στάθμη επιτελεστικότητας και την ικανότητα των μελών.

Το προσομοίωμα του φορέα που χρησιμοποιείται στην ανελαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τους ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής, όπως προαναφέρθηκαν στα προηγούμενα υποκεφάλαια. Στη περίπτωση όμως όπου τα στοιχεία είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν και ως εκ τούτου χρησιμοποιείται ο ανελαστικός νόμος ροπής κάμψης-γωνία στροφής χορδής ($M-\theta$), μεγέθη που υπεισέρχονται και στη διαδικασία αποτίμησης βάσει του ευρωκώδικα 8, μέρος 3.



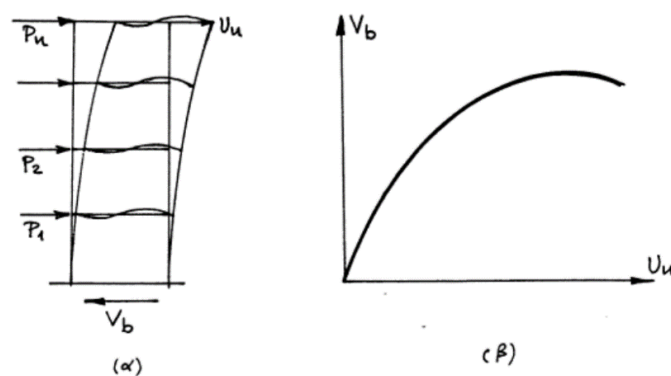
Σχήμα 4.2: Ορισμός στροφής χορδής θ σε κάθε κόμβο μέλους.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2 ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτόμενης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενικών ροπών. (Παυλίδου; Αδαμίδης 2015)

4.6.2 Βασικές έννοιες της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

Η απαίτηση και η ικανότητα είναι οι δύο βασικές έννοιες οι οποίες στηρίζεται η ανελαστική στατική ανάλυση. Η συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται από την ικανότητα της να αντιστέκεται στην απαίτηση που επιβάλλεται από τη σεισμική δράση, ώστε να παρουσιάζεται μια συμβατή συμπεριφορά ως προς τους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Η ανάλυση αυτή ως μια πιο απλοποιημένη ανελαστική μέθοδος η οποία στηρίζεται στον έλεγχο παραμορφώσεων, απαιτεί τον προσδιορισμό της ικανότητας της κατασκευής και την απαίτηση σε μετακίνηση ώστε να καθοριστεί η συμπεριφορά της κατασκευής.

Η ικανότητα της κατασκευής προκύπτει από την ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων που την απαρτίζουν. Όπως προαναφέρθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση επιτρέπει την εκμετάλλευση της πλαστικής περιοχής των υλικών των δομικών στοιχείων, δηλαδή τη συμπεριφορά τους πέραν από το όριο διαρροής, προσδιορίζοντας την ικανότητα της κατασκευής υπό αυτές τις συνθήκες, η οποία παρουσιάζεται μέσα από την καμπύλη ικανότητας. Η καμπύλη ικανότητας παρουσιάζει τη σχέση της τέμνουσας βάσης της κατασκευής με την μετακίνηση σ' ένα προκαθορισμένο σημείο, κατά κανόνα στη κορυφή της για σταδιακή αύξηση πλευρικού κατανεμημένου φορτίου καθ' ύψος.



Σχήμα 4.3: (α) Καθ' ύψος κατανομή του πλευρικού φορτίου.

(β) Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.

Πηγή: Σπυράκος 2004.

Η πιο πάνω καμπύλη ικανότητας στο Σχήμα 4.3.(β), παρ' όλα αυτά εκφράζει την σύγκριση της διατιθέμενης αντοχής της κατασκευής σε σχέση με την απαιτούμενη αντοχή.

Η απαίτηση σε μετακίνηση προσδιορίζεται κατά τη σεισμική διέγερση όπου η κίνηση του εδάφους προκαλεί σύνθετες μετακινήσεις στη κατασκευή, οι οποίες μεταβάλλονται στο χρόνο. Στην ανελαστική στατική ανάλυση η προσομοίωση της μεταβολής αυτών των μετακινήσεων που επιβάλλονται από την σεισμική διέγερση, αντιπροσωπεύεται από ένα σύνολο πλευρικών μετακινήσεων. Ωστόσο για μια δεδομένη κατασκευή αλλά και για μια δεδομένη η σεισμική διέγερση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.

Η συμπεριφορά της κατασκευής καθορίζεται από την καμπύλη ικανότητας και την απαίτηση σε μετακίνηση. Με τον έλεγχο συμπεριφοράς της κατασκευής εξασφαλίζεται ότι τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής δεν έχουν υποστεί βλάβες πέραν από τα επιτρεπόμενα όρια για την καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας όταν υποβάλλονται στις εντάσεις και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απαίτηση σε μετακίνηση. (Σπυράκος 2004)

4.6.3 Ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων βάσει των σταθμών επιτελεστικότητας

Η ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων ορίζεται σε όρους στροφής, όπως παρουσιάζεται στο πιο πάνω Σχήμα 4.2. Στο σημείο αυτό ο ευρωκώδικας 8, μέρος 3 κατηγοριοποιεί ως πλαστικά στοιχεία τους δοκούς, υποστυλώματα και τοιχία υπό κάμψη και χωρίς αξονική δύναμη, ενώ τα ψαθυρά στοιχεία χαρακτηρίζονται οι μηχανισμοί των δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχίων και κόμβων υπό διάτμηση.

Ωστόσο η ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων ελέγχονται βάση της στάθμης επιτελεστικότητας όπως καθορίζονται στο κώδικα, σε όρους της γωνίας στροφής (θ).

4.6.3.1 Δοκοί, υποστυλώματα και τοιχία υπό κάμψη και χωρίς αξονική δύναμη

4.6.3.1.1 Στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC)

Η οριακή τιμή της συνολικής ικανότητας στροφής της χορδής (ελαστικό συν ανελαστικό μέρος) εκφράζεται από την πιο κάτω σχέση, (EN1998-3, §A.3.2.2)

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{ex}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (4.1)$$

Όπου,

γ_{el} ισούται με 1,5 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία,

$L_v = M/V$, μήκος διάτμησης,

ω = μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου σπλισμού (περιλαμβάνει τον τυχόν διαμήκη σπλισμό κορμού μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος),

ω' = μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου σπλισμού,

$\nu = N/bhf_c$, ανηγμένο στη διατομή αξονικό φορτίο (b =πλάτος θλιβόμενης ζώνης),

$\rho_s = A_{sx}/b_w s_h$, γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου σπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

α , συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right)$$

Όπου,

s_h , η απόσταση των συνδετήρων,

b_c και h_c , οι διαστάσεις του περισφυγμένου πυρήνα

b_i , οι αποστάσεις μεταξύ των διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρα στη περίμετρο της διατομής.

Για τοιχώματα πολλαπλασιάζουμε επί 0.58, ενώ για εν ψυχρώ κατεργασμένο χάλυβα διαιρούμε δια 1.6.

Η οριακή τιμή του πλαστικού μέρους της ικανότητας στροφής της χορδής εκφράζεται από την πιο κάτω σχέση,

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^\nu) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right) \right)^{0,35} 25^{\left(\frac{\rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (4.2)$$

Όπου,

θ_y , είναι η ικανότητα στροφής της χορδής κατά τη διαρροή και υπολογίζεται βάσει της παραγράφου A.3.2.4, ευρωκώδικας 8, μέρος 3,

γ_{el} ισούται με 1,8 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία,

οι υπόλοιπες μεταβλητές καθορίζονται στην εξίσωση (4.1)

Για τοιχώματα πολλαπλασιάζουμε επί 0.6, ενώ για εν ψυχρώ κατεργασμένο χάλυβα διαιρούμε δια 2.0.

Όσον αφορά τις εξισώσεις (4.2) και (4.1), για δομικά στοιχεία τα οποία δεν διαμορφώνονται για αντοχή σε σεισμό, διαιρούνται δια 1.2.

Σε αυτό το σημείο σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8, μέρος 3 οι εξισώσεις (4.2) και (4.1) εφαρμόζονται σε δομικά στοιχεία για διαμήκες ράβδους υψηλής συνάφειας χωρίς υπερκάλυψη στην διατομή βάσης του μέλους όπου αναμένεται η διαρροή. Στην περίπτωση όμως όπου στη διατομή βάσης κάποιου μέλους, όπως συμβαίνει συχνά σε υποστυλώματα ή τοιχώματα, υπάρχει υπερκάλυψη (μάτιση) των διαμήκων ράβδων υψηλής συνάφειας τότε στο μήκος της ένωσης το ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού (ω') λαμβάνεται διπλάσιο από αυτό που ισχύει εκτός της περιοχής ένωσης.

Επιπρόσθετα στην περίπτωση όπου υπάρχει υπερκάλυψη σε ράβδους υψηλής συνάφειας, και το μήκος υπερκάλυψης $l_o < l_{ou,min}$ το πλαστικό μέρος στροφής της χορδής όπως δίνεται από τη σχέση (4.2) πολλαπλασιάζεται επί $l_o/l_{ou,min}$ και θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η υπερκάλυψη στον υποόρισμό στροφής της χορδής διαρροής θ_y . Η τιμή $l_{ou,min}$ δίδεται από τη πιο κάτω σχέση,

$$l_{ou,min} = d_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha_1 \rho_{sx} f_{yw} / f_c) \sqrt{f_c}] \quad (4.3)$$

Όπου,

d_{bL} , είναι η διάμετρος του εφελκυόμενου οπλισμού,

f_{yL} , είναι η μέση τιμή του ορίου διαρροής για τις εφελκυόμενες ράβδους (MPa) από τους επί τόπου ελέγχους και από τις επιπρόσθετες πηγές πληροφοριών, πολλαπλασιασμένου επί τον συντελεστή αξιοπιστίας όπως δίδεται στο Πίνακα 4.2 σε συνάρτηση με το επίπεδο γνώσης,

f_c και f_{yw} , είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa) και αντίστοιχα το όριο διαρροή των συνδετήρων σε (MPa), από τους επί τόπου ελέγχους και από τις επιπρόσθετες πηγές πληροφοριών, διαιρεμένου δια τον συντελεστή αξιοπιστίας όπως δίδεται στο Πίνακα 4.2 σε συνάρτηση με το επίπεδο γνώσης,

$$\alpha_1 = (1 - s_h / (2b_o))(1 - s_h / (2h_o)) n_{rest} / n_{tot}$$

Σε μέλη με λείες διαμήκειες ράβδους χωρίς υπερκάλυψη στην διατομή βάσης του μέλους όπου αναμένεται η διαρροή, η συνολική ικανότητα στροφή της χορδής παίρνει την τιμή που προκύπτει από την εξίσωση (4.1) πολλαπλασιασμένη επί 0,8 και διαιρούμενη δια 1,2. Το πλαστικό μέρος της ικανότητας στροφής της χορδής παίρνει την τιμή που προκύπτει από την εξίσωση (4.2) πολλαπλασιασμένη επί 0,75 και διαιρούμενη δια 1,2.

Σε μέλη με λείες ράβδους αλλά με υπερκάλυψη στην διατομή βάσης του μέλους, όταν $l_o > 15d_{bL}$, στις σχέσεις (4.2) και (4.1) το L_v μειώνεται κατά l_o . Επιπρόσθετα η εξίσωση (4.1), διαιρεμένη δια 1,2 πολλαπλασιάζεται με,

$$0,019 \cdot (10 + \min(40, l_o/d_{bL}))$$

Και η εξίσωση (4.2) διαιρεμένη δια 1,2 πολλαπλασιάζεται με,

$0,019 \min(40, l_o/d_{bL})$ Ωστόσο για τον υπολογισμό της συνολικής ικανότητας στροφής της χορδής, ο ευρωκώδικας ορίζει εναλλακτικό τρόπο, ο οποίος δίδεται από την πιο κάτω σχέση,

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (4.4)$$

Όπου,

θ_y , είναι η ικανότητα στροφής της χορδής κατά τη διαρροή και υπολογίζεται βάσει της παραγράφου A.3.2.4, ευρωκώδικας 8, μέρος 3,

φ_u είναι η συνολική καμπυλότητα της ακραίας διατομής,

φ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής της ακραίας διατομής.

Η τιμή του μήκους L_{pl} εξαρτάται από τον τρόπο υπολογισμού της περίσφυξης και υπολογίζεται από τις δύο πιο κάτω εξισώσεις σε κάθε περίπτωση,

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c (\text{MPa})}} \quad (4.5)$$

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c (\text{MPa})}} \quad (4.6)$$

Όπου,

γ_{ei} στη περίπτωση της εξίσωσης (4.5) ισούται με 2,0 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία, ενώ στη περίπτωση της εξίσωσης (4.6) ισούται με 1,7 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία.

4.6.3.1.2 Στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών (SD)

Η ικανότητα στροφής της χορδής η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών θ_{SD} θεωρείται ότι ισούται με τα $\frac{3}{4}$ της οριακής στροφής χορδής θ_u .

4.6.3.1.3 Στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμού των βλαβών (DL)

Η ικανότητα σε αυτή την οριακή κατάσταση περιλαμβάνει όλες τις παραμορφώσεις κατά τη καμπτική διαρροή του στοιχείου υπό αξονική φόρτιση. Ωστόσο η γωνία στροφής της χορδής στη διαρροή δίδεται από τις πιο κάτω εξισώσεις για το κάθε δομικό στοιχείο.

Για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (4.7a)$$

1. Τοιχία ορθογωνικής διατομής, T και I- Διατομής:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (4.8a)$$

Η από εναλλακτικές εξισώσεις, όσον αφορά τους δοκούς και τα υποστυλώματα:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (4.7b)$$

Και για τοιχία ορθογωνικής διατομής, T και I- Διατομής:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (4.8b)$$

Όπου,

$a_V z$, είναι το μήκος μετατοπίσης του διαγράμματος των ροπών κάμψης (EN1992-1-1:2004, 9.2.1.3(2)), με

z , μήκος του εσωτερικού μοχλοβαχίονα, που λαμβάνεται ίσο με $d-d'$ σε δοκούς, υποστυλώματα ή τσιχώματα διατομής T_a και με $0,8h$ σε τοιχώματα με ορθγωνική διατομή, $a_v=1$, εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή (δηλαδή όταν η ροπή διαρροής στην ακραία διατομή M_y υπερβαίνει το L_v επί την διατμητική αντοχή του υπο εξέταση μέλους χωρίς οπλισμό διάτμησης, το $V_{R,c}$ λαμβάνεται σύμφωνα με το EN 1992-2-2:2004, 6.2.2(1). Διαφορετικά (δηλαδή εάν $M_y < L_v V_{R,c}$) $a_v=0$,

f_c και f_y , είναι η τάση διαροής του σκυροδέματος και του χάλυβα αντίστοιχα σε MPa,

ϵ_y , ισούται με f_y / E_s

Στις πιο πάνω εξισώσεις (4.7) και (4.8) ο πρώτος όρος εκφράζει την καμπτική συμπεριφορά, ο δεύτερος όρος τις διατμητικές παραμορφώσεις ενώ ο τρίτος όρος εκφράζει την επιροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Οι πιο πάνω εξισώσεις (4.7) και (4.8) εφαρμόζονται σε δομικά στοιχεία για διαμήκεις ράβδους χωρίς υπερκάλυψη στην διατομή βάσης του μέλους όπου αναμένεται η διαρροή.

Σε περίπτωση υπερκάλυψης και όταν για το μήκος υπερκάλυψης ισχυεί,

$$l_o < l_{oy,min} = 0,3d_{bL} \cdot f_{yL} / \sqrt{f_c}$$

τότε,

M_y και ϕ_y θα υπολογίζονται με το f_y πολλαπλασιασμένο επί $l_o / l_{oy,min}$,

Ο όρος ϵ_y στις εξισώσεις (α) θα πρέπει να πολλαπλασιάζεται επί $l_o / l_{oy,min}$,

Ο δεύτερος όρος των εξισώσεων (α) και (β) θα πρέπει να πολλαπλασιάζεται με τον λόγο του M_y εντός υπερκάλυψης, δηλαδή διπλάσιος οπλισμός δια του M_y εκτός υπερκάλυψης.

Ο όρος $L_v V_{R,c}$ συγκρίνεται με την τιμή M_y εντός υπερκάλυψης ώστε να υπολογιστεί η συμβολή του όρου $a_v z$.

4.6.3.2 Δοκοί, υποστυλώματα και τοιχία υπό διάτμηση

4.6.3.2.1 Στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC)

Η διατμητική αντοχή V_R ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μειώνεται αναλόγως με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της απαιτούμενης γωνίας στροφής της χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας

στροφής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Ωστόσο η διατμητική αντοχή των δομικών στοιχείων υποστρωμάτων και δοκών, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων δίδεται από την πιο κάτω σχέση (μονάδες MN και m).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (4.9)$$

Όπου,

γ_{el} ισούται με 1,15 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία,

h είναι το ύψος της διατομής

x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N είναι η θλιπτική αξονική δύναμη (θετική, λαμβάνεται μηδενική για εφελκυσμό)

A_c είναι η επιφάνεια της διατομής, η οποία λαμβάνεται ίση με $b_w \cdot d$ για μια διατομή με ορθογωνικό κορμό πλάτους b_w και στατικού ύψους d .

f_c είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, για τα πρωτεύοντα στοιχεία θα πρέπει να διαιρείται με τον επιμέρους συντελεστή για το σκυρόδεμα σύμφωνα με το EN1998-1:2004, 5.2.4,

ρ_{tot} είναι το συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού,

V_w είναι η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στην διατμητική αντοχή, η οποία λαμβάνεται ίση για ορθογωνικές διατομές με κορμό πλάτους b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (4.10)$$

Όπου, ρ_w είναι το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού.

Η διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων V_R , δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$, η οποία δίδεται από την πιο κάτω σχέση. (μονάδες MN και m)

$$V_{R,max} = \frac{0,85(1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c}) \right) \left(1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot}) \right) \left(1 - 0,2 \min(2; \frac{L_V}{h}) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (4.11)$$

Όπου,

γ_{el} ισούται με 1,15 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία.

Όταν ο λόγος διάτμησης $L_v/h \leq 2$ στην ακραία διατομή όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές είναι ίση ή μικρότερη από 2, δημιουργείται κοντό υποστύλωμα και η διατμητική αντοχή V_R δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από

$$V_{Rmax} = \frac{4/7(1-0,02\min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}\right) (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad (4.12)$$

Όπου,

δ είναι η γωνία μεταξύ της διαγωνίου και του άξονα του υποστυλώματος ($\tan\delta = h/2 L_v$)

4.6.3.2.2 Στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών (SD) και Περιορισμού των βλαβών (DL)

Ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής σε αυτές τις δύο οριακές καταστάσεις δεν απαιτείται, εκτός της περίπτωσης όπου είναι οι μόνες οριακές καταστάσεις που θα ελεγχθούν, ωστόσο εφαρμόζονται οι διατάξεις που αφορούν την στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC).

4.6.3.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

4.6.3.3.1 Στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC)

Όσον αφορά την διατμητική αντοχή και απαίτηση σε αυτή την περίπτωση, εφαρμόζεται ο έλεγχος βάσει τη διαδικασία του Ευρωκώδικα 8, μέρος 1.(EN1998-1:2004)

4.6.3.3.2 Στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών βλαβών (SD) και Περιορισμού των βλαβών (DL)

Ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής σε αυτές τις δύο οριακές καταστάσεις δεν απαιτείται, εκτός της περίπτωσης όπου είναι οι μόνες οριακές καταστάσεις που θα ελεγχθούν, ωστόσο εφαρμόζονται οι διατάξεις που αφορούν την στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC), βάσει τη διαδικασία του Ευρωκώδικα 8, μέρος 1.(EN1998-1:2004)

Πίνακας 4.4: Σύνοψη κριτηρίων ελέγχου των σταθμών επιτελεστικότητας.

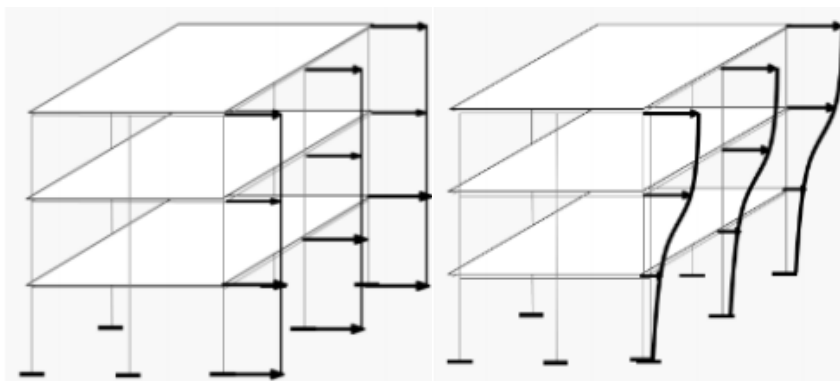
Πηγή: Σπόρου 2011.

Στοιχεία	Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
πλάστιμα πρωτεύοντα	$\theta_{sd} \leq \theta_{\gamma}$	$\theta_{sd} \leq 0.75\theta_{u,m-\sigma}$	$\theta_{sd} \leq \theta_{u,m-\sigma}$
πλάστιμα δευτερεύοντα		$\theta_{sd} \leq 0.75\theta_{u,m}$	$\theta_{sd} \leq \theta_{u,m}$
ψαθυρά πρωτεύοντα	$V_{sd} \leq V_{Rd,EC8} / 1.15$		
ψαθυρά δευτερεύοντα	$V_{sd} \leq V_{Rm,EC8}$		

4.7 Περιγραφή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Μέθοδος Push-over)

Γενικά, στην ανελαστική στατική ανάλυση το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες φορτίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι να επιτευχθεί η κατάρρευση της κατασκευής.

Κατά την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push-over), αρχικά απαιτείται για το προσομοίωμα της κατασκευής να κατηγοριοποιηθούν τα φέροντα στοιχεία σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα με βάση την στάθμη επιτελεστικότητας. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία διαφορετικών κατανομών καθ' ύψος, τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εφαρμόζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Σύμφωνα με τον EC8-1,3 (EN1998-1, §4.3.3.4.2.2) είναι δυνατό να εφαρμοστούν ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή. Η φόρτιση αυτή συμβαίνει μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα.



Σχήμα 4.4: Κατανομή φορτίσεων.

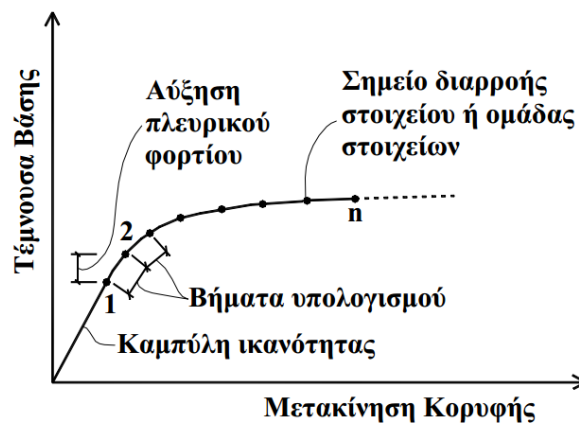
Πηγή: Παυλίδου; Αδαμίδης 2015

Το σχήμα στα αριστερά παρουσιάζει την ομοιόμορφη φόρτιση η οποία είναι ανάλογη προς τη μάζα κάθε ορόφου, ενώ αντίστοιχα το σχήμα στα δεξιά παρουσιάζει την ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση

Σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των δομικών στοιχείων, καθώς ο σχηματισμός τους οφείλεται στην σταδιακή απομείωση της αντοχής των κόμβων. Σημαντικό είναι σε κάθε περιοχή που αναμένεται ανελαστική συμπεριφορά να λαμβάνεται υπόψη η σχέση φορτίου-παραμόρφωσης μέσω καμπυλών μονοτονικής φόρτισης μέχρι την αστοχία του στοιχείου. Στις καμπύλες αυτές απαιτείται να παρουσιάζεται τόσο η φάση απομείωσης της αντοχής καθώς και η ανάπτυξη παραμένουσας αντοχής, εφόσον υπάρχει. (Διάγραμμα 4.2)

4.7.1 Καμπύλη ικανότητας

Όπως προαναφέρθηκε, η καμπύλη ικανότητας προσδιορίζει την ικανότητα της κατασκευής έναντι στο σεισμό σχεδιασμού. Παρουσιάζει τη σχέση της τέμνουσας βάσης της κατασκευής, συγκεκριμένα τη μεταβολή της καθώς μεταβάλλεται η μετακίνηση στη κορυφή του κτιρίου για σταδιακή αύξηση πλευρικού κατανεμημένου φορτίου καθ' ύψος. Ο προσδιορισμός της επιτυγχάνεται αφού ακολουθήσουν διαδοχικές αναλύσεις του φορέα για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων, οι αναλύσεις αυτές προϋποθέτουν την σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και τον υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη την απομείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



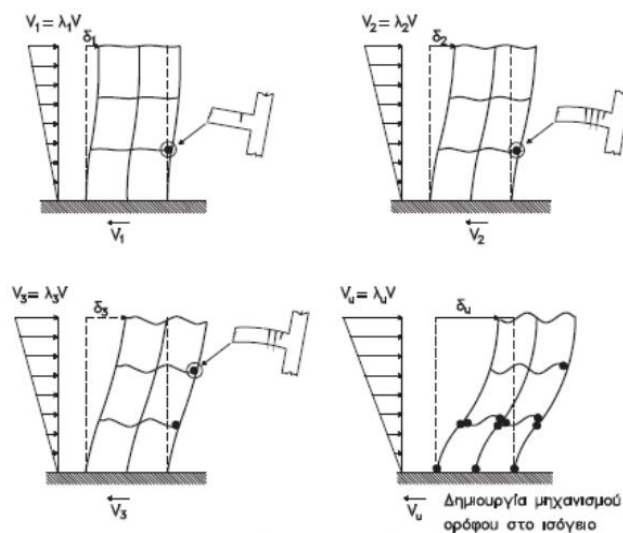
Σχήμα 4.5: Καμπύλη ικανότητας.

Πηγή: Σπυράκος 2004.

Συγκεκριμένα, κατά τη φάση της αρχικής ανάλυσης τα πλευρικά φορτία εφαρμόζονται στοχεύοντας να εντείνουν οποιοδήποτε δομικό στοιχείο στο πλήρες της αντοχής του, φτάνοντας στα όρια διαρροής του, όπως απεικονίζεται στο σημείο 1 της καμπύλης στο Σχήμα 4.5. Στο επόμενο βήμα της ανάλυσης το προσομοίωμα αναθεωρείται ώστε τα στοιχεία

που διέρρευσαν στο προηγούμενο υπολογιστικό βήμα να θεωρούνται αμελητέας και μηδενικής δυσκαμψίας, καθώς εφαρμόζεται μια προσαυξημένη κατανομή πλευρικών φορτίων στοχεύοντας στη διαρροή νέων δομικών στοιχείων, όπως φαίνεται στο σημείο 2 της καμπύλης στο Σχήμα 4.5. Σημαντικό στην όλη διαδικασία είναι ότι για κάθε νέα κατανομή προσαυξημένων πλευρικών φορτίων πραγματοποιείται εκ νέου ανάλυση με μηδενικές αρχικές συνθήκες, όμως ο προσδιορισμός του σημείου διαρροής των νέων δομικών στοιχείων γίνεται προσθέτοντας τα εντατικά μεγέθη και τις στροφές τους από το προηγούμενο υπολογιστικό βήμα.

Η όλη διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι η κατασκευή να φτάσει σε οριακή κατάσταση αστοχίας, όπως φαίνεται στο n της καμπύλης στο Σχήμα 4.5, είτε λόγω παρουσίας φαινομένων δευτέρας τάξεως, είτε στο ότι προκύψει σημαντική υπέρβαση των στόχων της στάθμης επιτελεστικότητας, ή είτε απώλειας της φέρουσας ικανότητας των στοιχείων λόγω μεγάλης πλευρικής μετακίνησης. (Σπυράκος 2004)



Σχήμα 4.6: Διαφορετικές φάσεις φόρτισης της κατασκευής σε ανελαστική στατική ανάλυση και οι αντίστοιχες παραμορφωμένες καταστάσεις της κατασκευής.

Πηγή: Αγαπητού 2012.

Η πιο πάνω διαδικασία έχει ως αποτέλεσμα στη μόρφωση της καμπύλης ικανότητας του φορέα, αφού στο τέλος κάθε υπολογιστικού βήματος καταγράφεται η τέμνουσα βάση και η αντίστοιχη μετακίνηση στη κορυφή του κτιρίου.

4.7.2 Μετακίνηση-στόχος για μη γραμμική στατική ανάλυση (Push-over)

Ως εκ τούτου, η μόρφωση της καμπύλης ικανότητας για μια υφιστάμενη κατασκευή είναι απαραίτητη γιατί παρέχει σημαντικές πληροφορίες όσον αφορά τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς της κατασκευής αλλά και όσον αφορά την επιλογή μεθόδου ενίσχυσης της. Ωστόσο για να προσδιοριστεί το γεγονός ότι η κατασκευή πληροί τους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού πρέπει να εκτιμηθεί η απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής έναντι στη σεισμική διέγερση, στην οποία η κατασκευή πρέπει να είναι σε θέση να ανταπεξέλθει με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει οριστεί.

Στην ανελαστική στατική ανάλυση ο προσδιορισμός της απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής λόγω του σεισμού σχεδιασμού, εκφράζεται μέσω της στοχευμένης μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού πρέπει να προσδιοριστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής, δηλαδή η στοχευμένη μετακίνηση, η οποία αντιπροσωπεύει την μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται να υποστεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. (Σπύρου 2011)

Με βάση τον ευρωκώδικα 8, μέρος 1 (EN1998-1) προτείνεται συγκεκριμένη μεθοδολογία για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης, την οποία εφαρμόζει και ο ευρωκώδικας 8, μέρος 3 (EN1998-3). Η μεθοδολογία αυτή βασίζεται στην μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος της κατασκευής σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, στο οποίο προσδιορίζεται η ιδεατή πλήρως ελαστοπλαστική σχέση δύναμης-μετακίνησης. Με βάση τη μεθοδολογία που προτείνει ο ευρωκώδικας 8, πιο κάτω περιγράφεται η διαδικασία για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης.

Αρχικά, η μεθοδολογία προτείνει την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης του κτηρίου από την οποία προκύπτει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_0 , η τέμνουσα βάσης V_0 και το αντίστοιχο διάλυμα των ιδιομορφικών μετακινήσεων των ορόφων $[\Phi]$. Οι ιδιομορφές που προκύπτουν πρέπει να κανονικοποιηθούν ώστε για τον ανώτατο όροφο (n) όπου βρίσκεται ο κόμβος ελέγχου να ισχύει $\Phi_n=1$.

Ακολούθως γίνεται η παραδοχή ότι οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις που κατανέμονται στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων, έχουν τριγωνική κατανομή (EN1998-1). Ωστόσο υπολογίζονται οι κανονικοποιημένες οριζόντιες δυνάμεις από τη σχέση,

$$[\bar{F}] = [m] \cdot [\Phi] \quad (4.13)$$

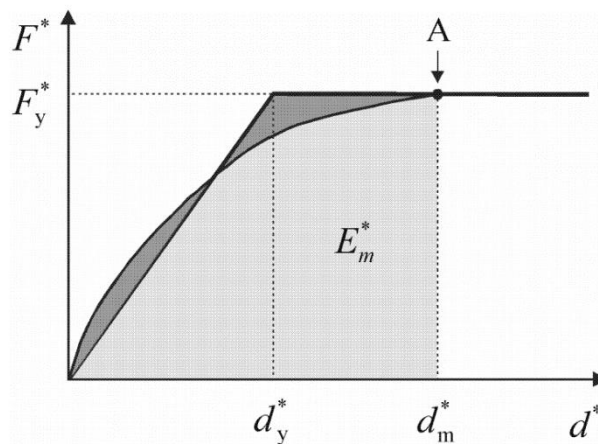
Ωστόσο το κτίριο μετασχηματίζεται σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Η μάζα m^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δίνεται από τη σχέση,

$$m^* = \sum [m_i] \cdot [\Phi_i] = \sum [\bar{F}] \quad (4.14)$$

Και ο συντελεστής μετασχηματισμού Γ από τη σχέση,

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum [m_i] \cdot [\Phi_i^2]} = \frac{\sum [\bar{F}]}{\sum \left(\frac{[\bar{F}]^2}{[m_i]} \right)} \quad (4.15)$$

Επόμενο βήμα, εκτελείται η ανελαστική στατική ανάλυση και γίνεται η μόρφωση της καμπύλης ικανότητας. Η καμπύλη ικανότητας διγραμμοποιείται με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών μεταξύ της πραγματικής καμπύλης και της διγραμμοποιημένης καμπύλης, παρουσιάζοντας ένα ιδανικό ελαστοπλαστικό διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης.



Σχήμα 4.7: Διγραμμοποίηση της καμπύλης ικανότητας, προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης.

Πηγή: EN1998-1 ANNEX B 2004.

Η δύναμη F_y^* παρουσιάζει την δύναμη διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου ελαστοπλαστικού συστήματος και λαμβάνεται ίση με την τιμή της τέμνουσας βάσης κατά το σχηματισμό του πλαστικού μηχανισμού. Η αντίστοιχη μετακίνηση διαρροής του μονοβάθμιου συστήματος d_y^* δίδεται από τη σχέση,

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.16)$$

Όπου d_m^* είναι η μετακίνηση κατά το σχηματισμό του πλαστικού μηχανισμού και E_m^* είναι η πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης ως το σχηματισμό πλαστικού μηχανισμού, δηλαδή το εμβαδόν κάτω από τη πραγματική καμπύλη ικανότητας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8.

Ακολουθώς υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος από τη σχέση (4.17), ώστε να υπολογιστεί η στοχευμένη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με ελαστική συμπεριφορά, όπως περιγράφεται από τη σχέση (4.18).

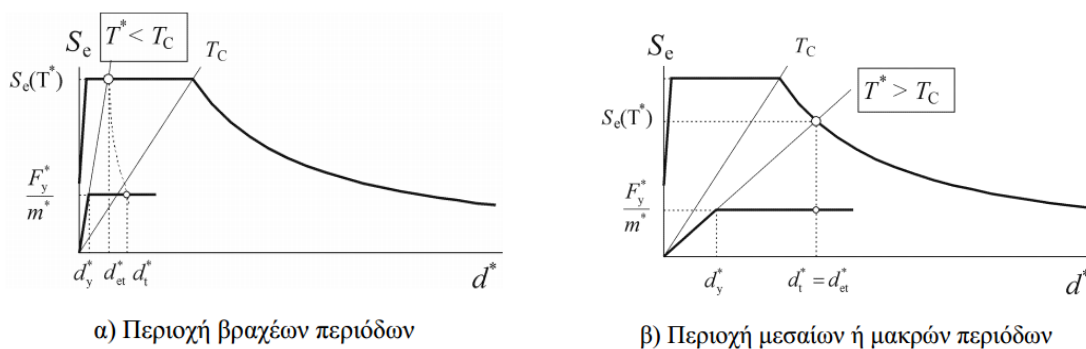
$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.17)$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2 \quad (4.18)$$

Όπου $S_e(T^*)$ είναι η τιμή του ελαστικού φάσματος επιτάχυνσης για την ιδιοπερίοδο του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος. (T^*).

Η στοχευμένη μετακίνηση d_t^* του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος εξαρτάται από την ιδιοπερίοδο του συστήματος, όπως φαίνεται πιο κάτω,

1. Όταν $T^* < T_c$,



Σχήμα 4.8: Προσδιορισμός της στοχευμένης μετακίνησης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

Πηγή: EN1998-1 ANNEX B 2004.

Αν $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και η στοχευμένη μετακίνηση $d_t^* = d_{et}^*$.

Αν $F_y^*/m^* \leq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη γραμμική και η στοχευμένη μετακίνηση περιγράφεται από τη σχέση,

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left[1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_2}{T^*} \right] \geq d_{et}^* \quad (4.19)$$

Όπου $a_u = \frac{S_e(\Gamma^*) \cdot m^*}{F_y^*}$, είναι ο λόγος της επιτάχυνσης του συστήματος για ελαστική συμπεριφορά $S_e(\Gamma^*)$ προς την επιτάχυνση του συστήματος με περιορισμένη αντοχή F_y^*/m^* .

2. Όταν $T^* \geq T_c$,

Η στοχευμένη μετακίνηση του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος $d_t^* = d_{et}^*$, και η τιμή d_t^* δε πρέπει να ξεπερνά τη τιμή $3 \cdot d_{et}^*$.

Τέλος υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος από τη σχέση $d_t = \Gamma \cdot d_t^*$, η οποία αντιστοιχεί στο κόμβο ελέγχου.

5 Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής με την εφαρμογή Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης και ενίσχυση της.

5.1 Εισαγωγή στις μεθόδους ανάλυσης υφιστάμενων κατασκευών

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς και φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής για έναν δεδομένο σεισμό σχεδιασμού, είναι απαραίτητο να προηγηθεί μια προκαταρκτική ανάλυση της κατασκευής ώστε να προσδιοριστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Μέσω της προκαταρκτικής ανάλυσης γίνεται ο καθορισμός της ανταπόκρισης της κατασκευής έναντι στους στόχους αποτίμησης της. Οι στόχοι αυτοί καθορίζονται με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Επιπλέον καθορίζεται η ανάλυση του φορέα που ικανοποιεί τη συμπεριφορά της κατασκευής, καθώς και τις παραδοχές που έγιναν κατά τον σχεδιασμό της.

5.2 Προκαταρκτική ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής

Η προκαταρκτική ανάλυση της κατασκευής στοχεύει στην εξαγωγή πρώιμων συμπερασμάτων όσον αφορά την αναμενόμενη απόκριση της κατασκευής, προσδιορίζοντας τα μεγέθη και την κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Η προκαταρκτική μελέτη ορίζει τους δείκτες ανεπάρκειας(λ) για κάθε στοιχείο. Ωστόσο, βάση των πρώιμων συμπερασμάτων που εξάγονται για την αναμενόμενη απόκριση της κατασκευής, καθορίζεται η ανάλυση του φορέα, η οποία είναι αποδεκτή.

5.3 Δείκτης ανεπάρκειας

Όπως προαναφέρθηκε πιο πάνω, μέσω της προκαταρκτικής ανάλυσης υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας των δομικών μελών, η τιμή των οποίων παρέχει μια πρώιμη εικόνα της διαθέσιμης αντίστασης της κατασκευής.

Ο δείκτης ανεπάρκειας προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση,

$$\lambda = S_i / R_i \quad (5.1)$$

όπου, S_i είναι η δρώσα καμπτική ροπή ή ικανοτική τέμνουσα λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού και R_i αντίστοιχα είναι η αντίστοιχη αντίσταση, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Ο υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας καθορίζει με βάση τις κρίσιμες περιοχές των δομικών μελών, την ανεπάρκεια της κάθε διατομής και εκφράζει την σειρά εισόδου των διατομών σε κατάσταση πλαστιμότητας. Ωστόσο με τον προσδιορισμό της κατανομής ανεπάρκειας στα δομικά μέλη συνυπολογίζεται ο βαθμός κανονικότητας που παρουσιάζει η μορφολογία του κτηρίου.

Οι πιο κάτω πίνακες παρουσιάζουν τους δείκτες ανεπάρκειας (λ) όσον αφορά δοκούς και υποστυλώματα όπως προέκυψαν από την προκαταρκτική ανάλυση της κατασκευής με βάση των Ευρωκώδικα 8, μέρος 3, παρουσιάζοντας την επάρκεια του κάθε πρωτεύοντος δομικού στοιχείου, αντίστοιχα.

Πίνακας 5.1: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 2.

Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου, στάθμη 2							
A/A	M/M _{0p}	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	4.35	1.16	1	4.35	149.46	223.95	ΌΧΙ
2	20	1.54	1	20	123.9	297.28	ΌΧΙ
3	9.09	1.21	1	9.09	228.83	237	ΌΧΙ
4	3.57	0.89	1	3.57	169.48	344.22	ΌΧΙ
5	3.33	1.26	1	3.33	137.79	496.41	ΌΧΙ
6	5.56	1.23	1	5.56	342.13	758.95	ΌΧΙ
7	5	0.85	1	5	739.05	91.89	ΌΧΙ
8	3.33	0.63	1	3.33	168.86	371.64	ΌΧΙ
9	3.45	0.78	1	3.45	137.7	504.05	ΌΧΙ
10	10	0.82	1	10	1998.02	241.22	ΌΧΙ
11	11.11	0.62	1	11.11	173.03	476.48	ΌΧΙ
12	2	0.78	1	2	141.84	627.86	ΝΑΙ
13	5.56	0.62	1	5.56	345.18	671.07	ΌΧΙ
14	3.03	0.71	1	3.03	307.48	469.99	ΌΧΙ
15	2.56	1.01	1	2.56	153.24	646.13	ΌΧΙ
16	0	0	0	0	330.71	733.64	ΝΑΙ
17	3.45	0.66	1	3.45	272.11	443.46	ΌΧΙ
18	3.85	0.9	1	3.85	257.91	337.78	ΌΧΙ
19	6.67	0.81	1	6.67	213.15	310.94	ΌΧΙ
20	6.25	0.94	1	6.25	209.99	319.25	ΌΧΙ
21	6.67	0.71	1	6.67	982.14	161.37	ΌΧΙ
22	4.17	0.9	1	4.17	189.44	307.85	ΌΧΙ
23	2.7	0.79	1	2.7	490.13	583.52	ΌΧΙ
24	1.33	0.66	1	1.33	2177.56	793.08	ΝΑΙ

Πίνακας 5.2: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλομάτων στάθμης 3.

Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλομάτων 1 ^{ου} ορόφου, στάθμη 3							
A/A	M/Mθρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	4.35	0.78	1	4.35	6.41	118.67	ΌΧΙ
2	20	1.48	1	20	-12.82	260.11	ΌΧΙ
3	3.33	0.87	1	3.33	180.47	151.11	ΌΧΙ
4	2.86	0.72	1	2.86	79.14	180.8	ΌΧΙ
5	3.7	1.27	1	3.7	-19.79	395.62	ΌΧΙ
6	3.33	1.16	1	3.33	226.81	594.2	ΌΧΙ
7	3.23	0.49	1	3.23	335.04	78.42	ΌΧΙ
8	8.33	0.54	1	8.33	100.43	189.35	ΌΧΙ
9	4.17	0.68	1	4.17	-25.15	342.84	ΌΧΙ
10	2.78	0.7	1	2.78	1590.23	231.88	ΌΧΙ
11	8.33	0.51	1	8.33	74.98	243.7	ΌΧΙ
12	2.44	0.73	1	2.44	-28.05	443.02	ΝΑΙ
13	3.33	0.44	1	3.33	266.15	416.21	ΌΧΙ
14	3.23	0.58	1	3.23	221.27	290.07	ΌΧΙ
15	5	1.03	1	5	-5.16	533.41	ΌΧΙ
16	3.85	1	1	3.85	253.77	552.53	ΌΧΙ
17	4.35	0.53	1	4.35	209.3	251.56	ΌΧΙ
18	7.69	0.72	1	7.69	211.42	229.62	ΌΧΙ
19	6.67	0.74	1	6.67	157.61	241.63	ΌΧΙ
20	3.45	0.72	1	3.45	153.81	213.92	ΌΧΙ
21	4.17	0.46	1	4.17	387.88	152.88	ΌΧΙ
22	3.33	0.6	1	3.33	125.17	160.38	ΌΧΙ
23	10	1.91	1	10	558.93	1187.35	ΌΧΙ
24	0.87	1.03	1	1.03	4108.41	2121.49	ΝΑΙ

Πίνακας 5.3: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλομάτων στάθμης 4.

Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλομάτων 2 ^{ου} ορόφου, στάθμη 4							
A/A	M/Mθρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	3.57	0.63	1	3.57	30.29	105.21	ΌΧΙ
2	4.55	1.22	1	4.55	17.69	224.26	ΌΧΙ
3	2.94	0.74	1	2.94	161.71	137.69	ΌΧΙ
4	4.76	0.63	1	4.76	205.14	187.99	ΌΧΙ
5	12.5	1.16	1	12.5	23.8	384.27	ΌΧΙ
6	6.25	0.85	1	6.25	212.35	467.65	ΌΧΙ
7	2.94	0.52	1	2.94	378.42	66.84	ΌΧΙ
8	2.94	0.49	1	2.94	266.89	213.98	ΌΧΙ
9	7.69	0.68	1	7.69	29.84	368.42	ΌΧΙ
10	4.55	0.59	1	4.55	1323.09	215.15	ΌΧΙ
11	3.7	0.43	1	3.7	203.02	210.75	ΌΧΙ
12	6.25	0.64	1	6.25	25.87	392.05	ΌΧΙ
13	10	0.41	1	10	260.5	415.03	ΌΧΙ
14	5	0.45	1	5	200.49	251.54	ΌΧΙ
15	20	0.87	1	20	26.58	451.65	ΌΧΙ
16	2.94	0.84	1	2.94	226.58	487.53	ΌΧΙ
17	4.76	0.5	1	4.76	199.28	246.22	ΌΧΙ
18	3.03	0.61	1	3.03	185.2	203.02	ΌΧΙ
19	7.14	0.61	1	7.14	121.97	205.37	ΌΧΙ
20	6.25	0.62	1	6.25	118.68	184.27	ΌΧΙ
21	4	0.46	1	4	397.15	135.45	ΌΧΙ
22	2.63	0.54	1	2.63	122.06	152.72	ΌΧΙ
23	16.67	1.23	1	16.67	505	835.72	ΌΧΙ

24	1.56	0.66	1	1.56	2499.6	1567.9	ΝΑΙ
----	------	------	---	------	--------	--------	-----

Πίνακας 5.4: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 5.

Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων 3 ^{ου} ορόφου, στάθμη 5							
A/A	M/M0ρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	5.56	0.46	1	5.56	22.34	93.24	ΌΧΙ
2	4.35	0.98	1	4.35	10.59	199.94	ΌΧΙ
3	20	0.58	1	20	148.21	122.92	ΌΧΙ
4	4.76	0.46	1	4.76	181.03	167.84	ΌΧΙ
5	14.29	0.93	1	14.29	15.13	339.44	ΌΧΙ
6	2.56	0.68	1	2.56	192.51	423.23	ΌΧΙ
7	2.63	0.46	1	2.63	344.16	53.48	ΌΧΙ
8	2.94	0.38	1	2.94	237.85	182.38	ΌΧΙ
9	9.09	0.57	1	9.09	19.18	323.55	ΌΧΙ
10	2.78	0.53	1	2.78	1158.65	190.58	ΌΧΙ
11	4	0.34	1	4	178.41	159.82	ΌΧΙ
12	2	0.54	1	2	14.68	320.07	ΝΑΙ
13	4.17	0.33	1	4.17	242.39	331.91	ΌΧΙ
14	2.33	0.37	1	2.33	177.4	215.5	ΝΑΙ
15	20	0.75	1	20	17.94	397.94	ΌΧΙ
16	3.33	0.75	1	3.33	205.57	442.95	ΌΧΙ
17	2.94	0.44	1	2.94	187.74	217.04	ΌΧΙ
18	3.45	0.52	1	3.45	164.03	179.53	ΌΧΙ
19	2.7	0.52	1	2.7	98.14	185.67	ΌΧΙ
20	3.33	0.53	1	3.33	95.19	165.63	ΌΧΙ
21	4.55	0.42	1	4.55	365.79	118.1	ΌΧΙ
22	3.23	0.48	1	3.23	114.28	144.18	ΌΧΙ
23	2.86	0.63	1	2.86	465.67	407.82	ΌΧΙ
24	1.69	0.43	1	1.69	1022.92	630.86	ΝΑΙ

Πίνακας 5.5: Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων στάθμης 6.

Συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων 4 ^{ου} ορόφου, στάθμη 6							
A/A	M/M0ρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	3.13	0.19	1	3.13	26.83	56.99	ΌΧΙ
2	6.25	0.81	1	6.25	13.37	187.66	ΌΧΙ
3	3.57	0.41	1	3.57	135.11	106.89	ΌΧΙ
4	3.33	0.17	1	3.33	84.51	99.72	ΌΧΙ
5	8.33	0.78	1	8.33	9.79	324.13	ΌΧΙ
6	16.67	0.41	1	16.67	185.61	337.05	ΌΧΙ
7	4.76	0.53	1	4.76	387.35	40.53	ΌΧΙ
8	2.63	0.2	1	2.63	101.13	98.73	ΌΧΙ
9	2.27	0.51	1	2.27	5.2	302.7	ΝΑΙ
10	4.17	0.51	1	4.17	1057.3	179.24	ΌΧΙ
11	3.33	0.23	1	3.33	83.8	52.75	ΌΧΙ
12	5.88	0.55	1	5.88	3.42	298.41	ΌΧΙ
13	7.14	0.39	1	7.14	231.97	363.88	ΌΧΙ
14	2.94	0.19	1	2.94	156.13	111.46	ΌΧΙ
15	4.76	0.65	1	4.76	21.95	345.6	ΌΧΙ
16	20	0.69	1	20	190.55	403.13	ΌΧΙ
17	9.09	0.43	1	9.09	178.7	201.58	ΌΧΙ
18	5.26	0.42	1	5.26	141.19	145.36	ΌΧΙ
19	3.7	0.43	1	3.7	71.25	149.99	ΌΧΙ
20	7.69	0.43	1	7.69	68.43	123.15	ΌΧΙ
21	20	0.48	1	20	337.66	92.44	ΌΧΙ
22	14.29	0.4	1	14.29	112.27	119.36	ΌΧΙ

23	3.13	0.61	1	3.13	482.74	-250.65	OXI
24	1.75	0.42	1	1.75	-1091.34	-589.48	NAI

Πίνακας 5.6: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 2.

Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών ισογείου, στάθμη 2							
A/A	M/M0ρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	2.07	0.06	2.07	149.16	-34.04	NAI
2	1.11	1.13	0.11	1.13	-106.51	139.76	NAI
3	1.11	1.47	0.09	1.47	-143.94	195.89	NAI
4	1.11	2.11	0.06	2.11	35.65	-66.88	NAI
5	1.11	1.26	0.1	1.26	-104.2	200.75	NAI
6	1.11	1.87	0.07	1.87	-189.76	363.54	NAI
7	1.11	1.26	0.1	1.26	-166.6	434.45	NAI
8	1.11	2.2	0.06	2.2	-13.8	669.18	NAI
9	1.11	0.96	0.14	1.11	19.84	223.37	NAI
10	1.11	1.27	0.1	1.27	143.33	-544.92	NAI
11	1.11	1.45	0.09	1.45	40.69	459.38	NAI
12	1.11	1.29	0.1	1.29	58.86	357.38	NAI
13	1.11	1.08	0.12	1.11	14.2	273.97	NAI
14	1.11	1.05	0.12	1.11	97.58	254.3	NAI
15	1.11	1.13	0.11	1.13	142.48	262.39	NAI
16	1.11	0.75	0.18	1.11	54.6	126.32	NAI
17	1.11	0.4	0.33	1.11	90.49	3.65	NAI
18	1.11	0.72	0.17	1.11	-365.77	-76.22	NAI
19	1.11	0.64	0.2	1.11	122.43	-10.37	NAI
20	1.11	2.49	0.05	2.49	1964.05	30.57	NAI
21	1.11	0.5	0.26	1.11	66.92	-0.47	NAI
22	1.11	0.8	0.16	1.11	365.27	-14.62	NAI
23	1.11	1.04	0.12	1.11	651.21	55.05	NAI
24	0.62	2.03	0.06	2.03	14.23	-59.83	NAI
25	0.56	2.1	0.06	2.1	-3.86	-26.19	NAI
26	1.11	2	0.06	2	-99.08	-28.5	NAI
27	1.11	1.09	0.12	1.11	-54.45	225.43	NAI
28	1.11	0.92	0.14	1.11	156.32	216.17	NAI
29	1.11	0.52	0.25	1.11	332.85	-16.81	NAI
30	1.11	1.84	0.07	1.84	-29.21	387.37	NAI
31	1.11	0.69	0.18	1.11	405.38	-19.5	NAI
32	1.11	0.56	0.23	1.11	169.34	-28.32	NAI
33	1.11	0.44	0.3	1.11	76.46	-1.35	NAI
34	1.11	0.5	0.26	1.11	66.01	6.59	NAI
35	1.11	0.71	0.18	1.11	316.04	-3.19	NAI

Πίνακας 5.7: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών 1ου ορόφου, στάθμη 3.

Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών 1ου ορόφου, στάθμη 3							
A/A	M/M0ρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	0.83	1.84	0.07	1.84	137.96	-15.03	NAI
2	1.11	1	0.13	1.11	-96.93	124.98	NAI
3	1.11	1.32	0.1	1.32	-114.08	170.69	NAI
4	1.11	1.96	0.06	1.96	-10.07	-13.4	NAI
5	1.11	1.3	0.1	1.3	-119.64	222.5	NAI
6	1.11	1.63	0.08	1.63	-161.69	304.88	NAI
7	1.11	1.22	0.1	1.22	-215.36	422.5	NAI
8	1.11	2.09	0.06	2.09	-1.39	474.99	NAI
9	1.11	0.96	0.14	1.11	11.43	209.81	NAI

10	1.11	1.19	0.11	1.19	142.11	-504.88	NAI
11	1.11	1.24	0.11	1.24	13.43	369.08	NAI
12	1.11	1.16	0.11	1.16	49.48	299.24	NAI
13	1.11	1	0.13	1.11	2.39	233.77	NAI
14	1.11	0.96	0.13	1.11	96.32	224.65	NAI
15	1.11	1.04	0.12	1.11	113.94	229.88	NAI
16	1.11	0.75	0.18	1.11	47.67	112.75	NAI
17	1.11	0.41	0.32	1.11	101.12	4.74	NAI
18	1.11	0.68	0.19	1.11	-347.81	-60.55	NAI
19	1.11	0.64	0.2	1.11	101.07	-10.36	NAI
20	1.11	2.28	0.05	2.28	1807.41	17.35	NAI
21	1.11	0.42	0.31	1.11	185.33	-0.25	NAI
22	1.11	0.72	0.19	1.11	287.66	-13.64	NAI
23	1.11	0.87	0.15	1.11	486.78	76.15	NAI
24	0.33	1.98	0.06	1.98	4.36	10.4	NAI
25	1.11	2.07	0.06	2.07	27.9	-26.44	NAI
26	1.11	1.91	0.07	1.91	-103.99	-32.44	NAI
27	1.11	1.11	0.12	1.11	-65.78	271.03	NAI
28	1.11	0.93	0.14	1.11	172.47	170.06	NAI
29	1.11	0.45	0.29	1.11	268.98	-14.1	NAI
30	1.11	1.66	0.08	1.66	3.19	334.2	NAI
31	1.11	0.64	0.2	1.11	356.78	-11.76	NAI
32	1.11	0.56	0.23	1.11	143.98	-21.31	NAI
33	1.11	0.57	0.23	1.11	53.84	-0.71	NAI
34	1.11	0.57	0.24	1.11	49.74	7.68	NAI
35	1.11	0.45	0.29	1.11	99.53	-1.62	NAI
36	1.11	0.64	0.2	1.11	268.03	-4.88	NAI
37	1.11	0.45	0.29	1.11	186.89	8.15	NAI

Πίνακας 5.8: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 4.

Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών 2 ^{ου} ορόφου, στάθμη 4							
A/A	M/M0ρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΙΠΡΟΚΕΙΜΕΝΟ
1	1.11	1.75	0.07	1.75	83.41	-4.83	NAI
2	1.11	0.87	0.15	1.11	-75.27	112.02	NAI
3	1.11	1.12	0.11	1.12	-70.77	149.66	NAI
4	1	1.8	0.07	1.8	-47.22	-9.69	NAI
5	1.11	1.15	0.11	1.15	-97.75	202.12	NAI
6	1.11	1.42	0.09	1.42	-128.27	275.88	NAI
7	1.11	1.07	0.12	1.11	-245.11	368.65	NAI
8	1.11	2.09	0.06	2.09	-0.93	355.47	NAI
9	1.11	0.94	0.14	1.11	1.3	198.29	NAI
10	1.11	1.06	0.12	1.11	132.79	-447.76	NAI
11	1.11	1.24	0.11	1.24	-14.89	312.4	NAI
12	1.11	1.1	0.12	1.11	33.86	269.1	NAI
13	1.11	0.97	0.14	1.11	-14.57	210.14	NAI
14	1.11	0.84	0.15	1.11	74.98	195.43	NAI
15	1.11	0.9	0.14	1.11	77.44	197.89	NAI
16	1.11	0.75	0.18	1.11	34.52	102.94	NAI
17	1.11	0.41	0.32	1.11	90.59	4.16	NAI
18	1.11	0.6	0.21	1.11	-320.99	-42.72	NAI
19	1.11	0.64	0.2	1.11	95.09	-9.9	NAI
20	1.11	2.01	0.06	2.01	1586.59	-1.18	NAI
21	1.11	0.45	0.29	1.11	206.41	-0.15	NAI
22	1.11	0.72	0.19	1.11	260.96	-14.58	NAI
23	1.11	0.73	0.18	1.11	379.83	83.86	NAI
24	0.2	1.98	0.06	1.98	-4.16	5.42	NAI

25	1.11	2.07	0.06	2.07	47.17	-29.3	NAI
26	1.11	1.91	0.07	1.91	-83.71	-23.05	NAI
27	1.11	1.11	0.12	1.11	-46.29	241.37	NAI
28	1.11	0.93	0.14	1.11	185.44	169.48	NAI
29	1.11	0.43	0.31	1.11	245.51	-12.35	NAI
30	1.11	1.31	0.1	1.31	64.95	273.16	NAI
31	1.11	0.6	0.21	1.11	333.37	-9.38	NAI
32	1.11	0.56	0.23	1.11	138.91	-15.36	NAI
33	1.11	0.57	0.23	1.11	48.69	-1.08	NAI
34	1.11	0.57	0.24	1.11	44.88	7.83	NAI
35	1.11	0.45	0.29	1.11	89.35	-2.73	NAI
36	1.11	0.58	0.23	1.11	236.97	-7.86	NAI
37	1.11	0.48	0.27	1.11	208.73	7.86	NAI

Πίνακας 5.9: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 5.

Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών 3 ^{ου} ορόφου, στάθμη 5							
A/A	M/M0p	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΙΠΡΟΣΟΧΗ
1	0.5	1.69	0.07	1.69	41.24	18.65	NAI
2	1.11	0.8	0.16	1.11	-58.32	98.63	NAI
3	1.11	0.89	0.14	1.11	-38.88	127.94	NAI
4	0.5	1.8	0.07	1.8	-75.25	21.89	NAI
5	1.11	1.05	0.13	1.11	-78.19	177.27	NAI
6	1.11	1.18	0.11	1.18	-99.32	241.14	NAI
7	1.11	0.91	0.14	1.11	-264.15	311.15	NAI
8	1.11	2.09	0.06	2.09	-6.46	244.2	NAI
9	1.11	0.94	0.14	1.11	-7.41	182.5	NAI
10	1.11	0.92	0.14	1.11	121.66	-382.66	NAI
11	1.11	1.24	0.11	1.24	-37.91	249.78	NAI
12	1.11	1.1	0.12	1.11	20.36	233.96	NAI
13	1.11	0.97	0.14	1.11	-28.08	180.58	NAI
14	1.11	0.7	0.19	1.11	59.4	159.82	NAI
15	1.11	0.74	0.18	1.11	46.97	158.27	NAI
16	1.11	0.75	0.18	1.11	24.67	88.37	NAI
17	1.11	0.41	0.32	1.11	79.5	3.3	NAI
18	1.11	0.54	0.23	1.11	-301	-27.09	NAI
19	1.11	0.64	0.2	1.11	89.04	-8.96	NAI
20	1.11	1.77	0.07	1.77	1368.11	-18.5	NAI
21	1.11	0.42	0.31	1.11	158.15	-1.36	NAI
22	1.11	0.72	0.19	1.11	234.03	-15.39	NAI
23	1.11	0.61	0.22	1.11	287.97	86.41	NAI
24	0.5	1.98	0.06	1.98	-11.9	37.85	NAI
25	1.11	2.07	0.06	2.07	52.86	7.86	NAI
26	1.11	1.91	0.07	1.91	-60.68	21.02	NAI
27	1.11	1.11	0.12	1.11	-28.04	203.27	NAI
28	1.11	0.93	0.14	1.11	192.55	163.49	NAI
29	1.11	0.4	0.32	1.11	222.28	-11.16	NAI
30	1.11	0.94	0.14	1.11	113.31	210.35	NAI
31	1.11	0.57	0.22	1.11	312.98	-7.76	NAI
32	1.11	0.56	0.23	1.11	131.04	-9.3	NAI
33	1.11	0.57	0.23	1.11	42.14	-1.5	NAI
34	1.11	0.57	0.24	1.11	37.96	7.66	NAI
35	1.11	0.45	0.29	1.11	79.64	-4.22	NAI
36	1.11	0.51	0.26	1.11	206.85	-11.77	NAI
37	1.11	0.43	0.3	1.11	160.25	5.34	NAI

Πίνακας 5.10: Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών στάθμης 6.

Συντελεστές ανεπάρκειας δοκών 4 ^{ου} ορόφου, στάθμη 6							
A/A	M/M0ρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y	ΕΠΙΠΡΟΒΛΕΨΗ
1	1.11	1.97	0.06	1.97	-2.19	52.99	NAI
2	1.11	0.85	0.15	1.11	-39.92	69.28	NAI
3	1.11	0.83	0.15	1.11	-11.96	69.99	NAI
4	1.11	0.65	0.2	1.11	121.05	-6.04	NAI
5	1.11	0.59	0.22	1.11	202.83	-6.08	NAI
6	1.11	0.74	0.17	1.11	74.76	-3.34	NAI
7	1.11	0.77	0.17	1.11	47.87	1.89	NAI
8	1.11	0.82	0.16	1.11	40.54	-1.84	NAI
9	1.11	0.77	0.16	1.11	36.27	6.61	NAI
10	1.11	0.77	0.17	1.11	47.47	-3.98	NAI
11	0.62	1.96	0.07	1.96	-60.54	44.74	NAI
12	0.71	2.03	0.06	2.03	-19.8	48.14	NAI
13	1.11	2.02	0.06	2.02	33.53	23.81	NAI
14	1.11	1.91	0.07	1.91	-45	76.85	NAI
15	1.11	1.04	0.13	1.11	-40.42	90.27	NAI
16	1.11	0.95	0.14	1.11	-68.86	166.15	NAI
17	1.11	1.07	0.12	1.11	-24.77	92.38	NAI
18	1.11	0.93	0.14	1.11	171.87	101.39	NAI
19	1.11	0.77	0.12	1.11	-261.86	219.48	NAI
20	1.11	2.01	0.06	2.01	3.11	60.66	NAI
21	1.11	0.93	0.14	1.11	-10.92	156.17	NAI
22	1.11	0.85	0.1	1.11	101.02	-305.74	NAI
23	1.11	1.24	0.1	1.24	-42.8	145.29	NAI
24	1.11	1.12	0.12	1.12	18.3	139.72	NAI
25	1.11	0.94	0.14	1.11	-26.76	114.24	NAI
26	1.11	0.64	0.2	1.11	36.04	93.32	NAI
27	1.11	0.48	0.18	1.11	15.9	76.67	NAI
28	1.11	0.34	0.25	1.11	101.23	-8.79	NAI
29	1.11	0.41	0.2	1.11	-148.11	-14	NAI
30	1.11	1.31	0.06	1.31	988.78	-24.88	NAI
31	1.11	0.43	0.3	1.11	118.82	48.74	NAI
32	1.11	0.88	0.1	1.11	96.73	113.1	NAI
33	1.11	0.58	0.22	1.11	14.32	54.86	NAI
34	0.83	0.62	0.21	0.83	46.45	-5.09	NAI
35	1.11	0.71	0.15	1.11	135.13	-10.91	NAI

Συνεπώς, ένα δομικό στοιχείο χαρακτηρίζεται ανεπαρκές εφόσον ο δείκτης ανεπάρκειας λ είναι μεγαλύτερος ή ίσος του 2,5 ($\lambda \geq 2,5$). Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο θεωρείται ο κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο. Ωστόσο οι λόγοι λ υπολογίζονται τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό, σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο.

Όπως ήταν αναμενόμενο τα υποστυλώματα φανερώνουν ανεπάρκεια έναντι της σεισμικής δράσης. Επίσης μέσω της προκαταρκτικής ανάλυσης προέκυψε ότι η μορφολογία του κτηρίου δεν ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας βάση του Ευρωκώδικα 8, μέρος 1 (§4.2.3). Το σημαντικότερο όμως που προέκυψε μέσω της προκαταρκτικής ανάλυσης ήταν

το γεγονός ότι πρέπει να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Μέθοδος Push-Over).

5.4 Εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου

Κατά την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι στις σεισμικές δράσεις εφαρμόζοντας την ανελαστική στατική ανάλυση, ελέγχονται τα μεγέθη της γωνίας στροφής χορδής θ και της αντοχής σε τέμνουσα δύναμη. Όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής θ ελέγχεται συγκρίνοντας την δρώσα τιμή με την επιτρεπόμενη τιμή βάσει της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Η υπέρβαση του μέγιστου επιτρεπόμενου ορίου οδηγεί κατά κανόνα σε πλάστιμους τρόπους αστοχίας. Όσον αφορά την τέμνουσα δύναμη, η υπέρβαση του μέγιστου επιτρεπόμενου ορίου οδηγεί σε ψαθυρούς τρόπους αστοχίας.

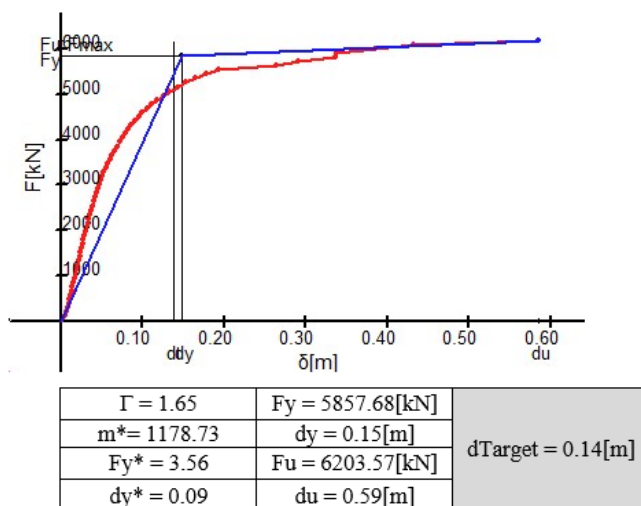
Όπως προαναφέρθηκε βάσει του ευρωκώδικα EC8-1,3(EN1998-1, §4.3.3.4.2.2), κατά την ανάλυση της κατασκευής εφαρμόζονται δύο κατανομές φορτίσεων. Σε αυτή περίπτωση με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης εφαρμόζονται η ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή των φορτίσεων, κατά τις διευθύνσεις x , $-x$, y και $-y$ του σεισμού, συμπεριλαμβανόμενου επιπρόσθετα το 30% της συνεισφοράς της άλλης διεύθυνση. Συνεπώς προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί όπως κατανομής των σεισμικών φορτίσεων.

Πίνακας 5.11: Κατανομή φορτίσεων στην ανελαστική στατική ανάλυση.

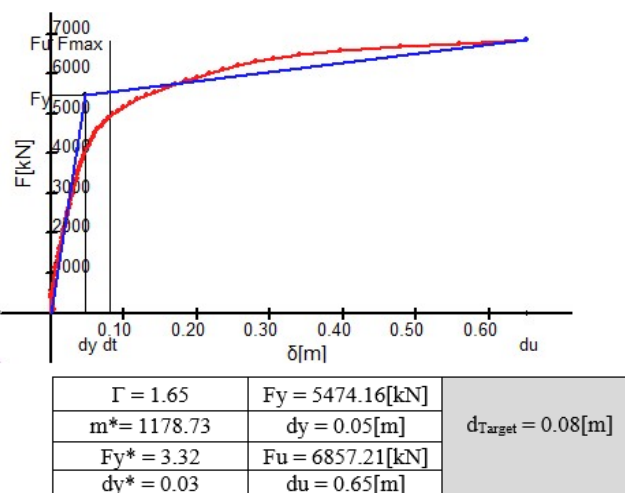
Συνδυασμοί Φορτίσεων	Κατανομή Φορτίσεων	
Y	+Y Ομοιόμορφη	+Y Τριγωνική
	-Y Ομοιόμορφη	-Y Τριγωνική
X	+X Ομοιόμορφη	+X Τριγωνική
	-X Ομοιόμορφη	-X Τριγωνική
Y±0,3X	Y _{τρ} + 0,3X _{τρι}	Y _{τρ} - 0,3X _{τρι}
-Y±0,3X	-Y _{τρ} + 0,3X _{τρι}	-Y _{τρ} - 0,3X _{τρι}
X±0,3Y	X _{τρ} + 0,3Y _{τρι}	X _{τρ} - 0,3Y _{τρι}
-X±0,3Y	-X _{τρ} + 0,3Y _{τρι}	-X _{τρ} - 0,3Y _{τρι}

Η ανάλυση της κατασκευής με την μέθοδο Pushover στο λογισμικό 3DR.STRAD όσο αφορά το επιβαλλόμενο οριζόντιο φορτίο που εφαρμόζεται στο φορέα, εκτελείται σε 100 προσαυξητικά βήματα. Ωστόσο δημιουργούνται οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής για κάθε συνδυασμό φόρτισης.

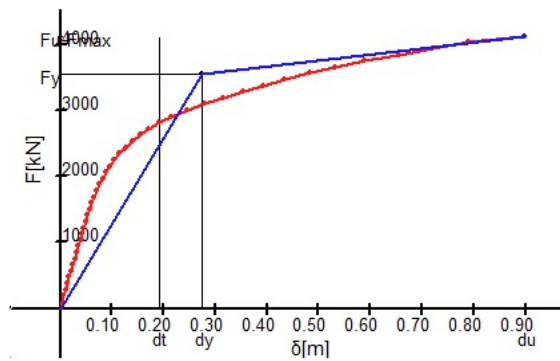
Πιο κάτω παρουσιάζονται κάποιες από τις καμπύλες ικανότητας της κατασκευής με βάση τους συνδυασμούς για την αντίστοιχη κατανομή των φορτίσεων, παρουσιάζοντας τη στοχευμένη μετατόπιση σε κάθε περίπτωση. Οι καμπύλες παρουσιάζονται σε όρους Τέμνουσας βάσης-Μετακίνησης κόμβου ελέγχου.



Διάγραμμα 5.1: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για +Y Τριγωνική κατανομή φόρτισης.

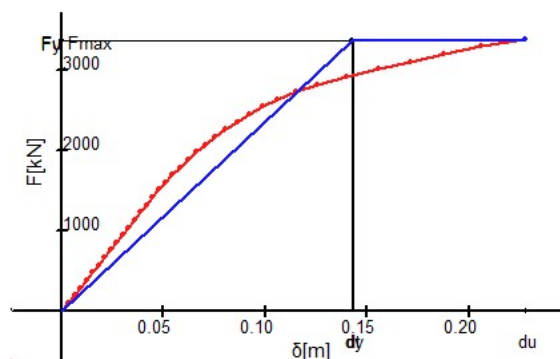


Διάγραμμα 5.2: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για -Y Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.



$\Gamma = 1.42$	$F_y = 3567.95[\text{kN}]$	$d_{\text{Target}} = 0.19[\text{m}]$
$m^* = 1419.88$	$d_y = 0.27[\text{m}]$	
$F_y^* = 2.52$	$F_u = 4135.71[\text{kN}]$	
$d_y^* = 0.19$	$d_u = 0.90[\text{m}]$	

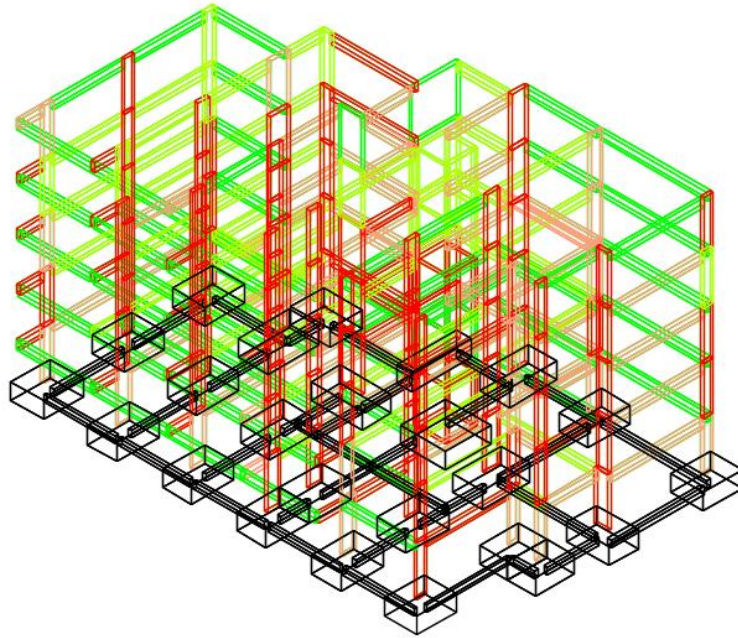
Διάγραμμα 5.3: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για -X Τριγωνική κατανομή φόρτισης.



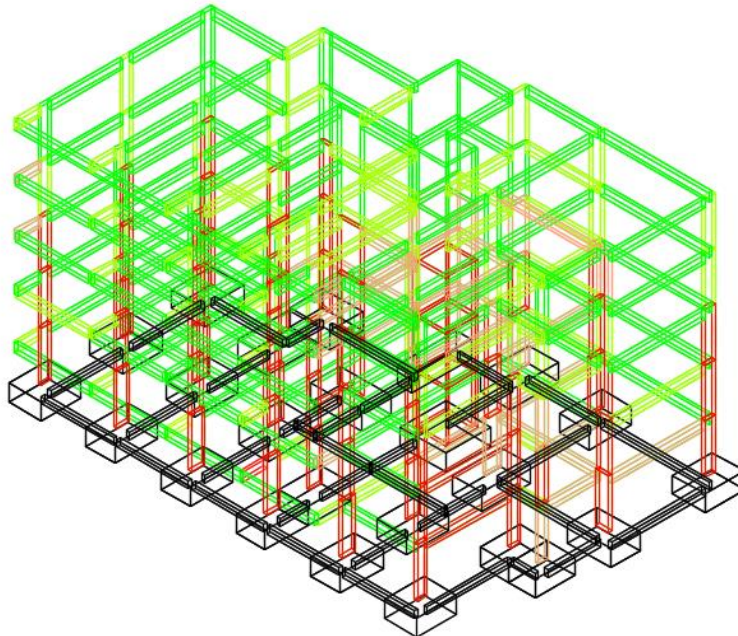
$\Gamma = 1.42$	$F_y = 3361.66[\text{kN}]$	$d_{\text{Target}} = 0.14[\text{m}]$
$m^* = 1419.88$	$d_y = 0.14[\text{m}]$	
$F_y^* = 2.37$	$F_u = 3381.4[\text{kN}]$	
$d_y^* = 0.10$	$d_u = 0.23[\text{m}]$	

Διάγραμμα 5.4: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για -X Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.

Με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης παρουσιάζεται η πορεία σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά στοιχεία της κατασκευής κατά την εξέλιξη των βημάτων της ανάλυσης. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η πορεία σχηματισμών πλαστικών αρθρώσεων για το τελευταίο βήμα της αντίστοιχης κατανομής φόρτισης. Το πράσινο χρώμα παρουσιάζει ότι στον φορέα δεν υπάρχει καμία επίπτωση από την ασκούμενη δύναμη, το κίτρινο ότι στον φορέα έχουν αρχίσει να εμφανίζονται ρωγμές, πλαστικές αρθρώσεις και το κόκκινο χρώμα υποδηλώνει ότι το αντίστοιχο δομικό στοιχείο του φορέα έχει καταρρεύσει.



Σχήμα 5.1: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα για την +Y τριγωνική κατανομή φόρτισης στο τελευταίο βήμα.



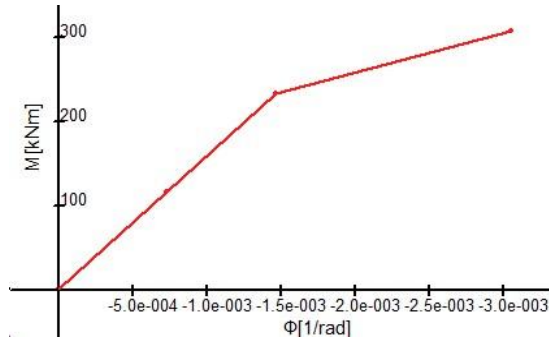
Σχήμα 5.2: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα για την -Y Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στο τελευταίο βήμα.

Πίνακας 5.12: Κατάσταση δομικών στοιχείων του φορέα για την +Y τριγωνική κατανομή φόρτισης στο τελευταίο βήμα. (δεν συμπεριλαμβάνονται τα προηγούμενα βήματα)

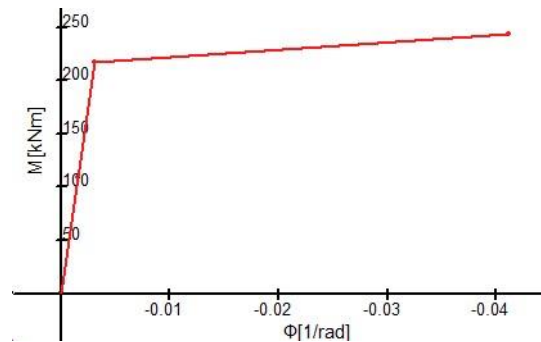
Στάθμη 2		
	Πλαστική άρθρωση	Αστοχία στοιχείου
ΔΟΚΟΙ	Beam 29. Plastic Hinge Formed (start)	Beam 1. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Beam 3. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 4. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Beam 9. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 11. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Beam 12. Plastic Hinge Crack (end)
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	Column 24. Plastic Hinge Formed (start)	Column 3. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Column 16. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Column 24. Plastic Hinge Crack (both start and end)
Στάθμη 3		
	Πλαστική άρθρωση	Αστοχία στοιχείου
ΔΟΚΟΙ	Beam 32. Plastic Hinge Formed (end)	Beam 3. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 7. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Beam 9. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 31. Plastic Hinge Crack (end)
Στάθμη 4		
	Πλαστική άρθρωση	Αστοχία στοιχείου
ΔΟΚΟΙ		Beam 13. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 16. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 31. Plastic Hinge Crack (start)
		Beam 32. Plastic Hinge Crack (start)
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	Column 17. Plastic Hinge Formed (end)	Column 3. Plastic Hinge Crack (both start and end)
Στάθμη 5		
	Πλαστική άρθρωση	Αστοχία στοιχείου
ΔΟΚΟΙ	Beam 3. Plastic Hinge Formed (start)	Beam 9. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 14. Plastic Hinge Crack (end)
		Beam 20. Plastic Hinge Crack (start)
		Beam 26. Plastic Hinge Crack (start)
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	Column 10. Plastic Hinge Formed (start)	
Στάθμη 6		
	Πλαστική άρθρωση	Αστοχία στοιχείου
ΔΟΚΟΙ	Beam 15. Plastic Hinge Formed (end)	Beam 5. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Beam 11. Plastic Hinge Crack (both start and end)
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	Column 7. Plastic Hinge Formed (start)	Column 1. Plastic Hinge Crack (end)
		Column 5. Plastic Hinge Crack (both start and end)
		Column 6. Plastic Hinge Crack (start)
		Column 8. Plastic Hinge Crack (both start and end)

Όπως φαίνεται στα πιο πάνω σχήματα κατά το τελευταίο βήμα κάθε κατανομής φόρτισης, πλήθος δομικών στοιχείων, υποστυλώματα και δοκοί, έχουν φτάσει σε κατάσταση αστοχίας, κυρίως τα υποστυλώματα.

Για κάθε διατομή του φορέα προσδιορίζεται το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων, όπου μέσω αυτού καθορίζονται οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχία φ_y και φ_u αντίστοιχα καθώς και οι ροπές διαρροής και αστοχίας M_y και M_u . Στα πιο κάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων τυχαίων διατομών.



Διάγραμμα 5.5: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων υποστυλώματος 12 στάθμης 2.



Διάγραμμα 5.6: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων δοκού 16 στάθμης 3.

Εν συνέχεια βάση του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας θ_y και θ_u αντίστοιχα για όλα τα στοιχεία της κατασκευής. Πιο κάτω παρουσιάζονται τυχαία κάποια από τα αποτελέσματα για τα δομικά στοιχεία

Πίνακας 5.13: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. (Παράδειγμα δοκών)

ΣΤΑΘΜΗ 2					
Δ2	Ανεπάρκεια Οπλισμού		Δ20	Ανεπάρκεια Οπλισμού	
	Αρνητικές ροπές άνοιγμα	4.89cm ²		Αρνητικές ροπές άνοιγμα	2.27cm ²
				Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη	1.9cm ²
	Διάτμηση			Διάτμηση	
	Asmissing/Asreq=0.07			Asmissing/Asreq=0.03	
	Γωνία στροφής χορδής θ			Γωνία στροφής χορδής θ	
Θsd_Start=-.4486668>Θrd_Start= 1 x -.2272698		Θsd_Start= 1.037144>Θrd_Start= 1 x -.46854			
		Θsd_end= 1.001667>Θrd_end= 1 x -.2208606			
ΣΤΑΘΜΗ 3					
Δ3	Ανεπάρκεια Οπλισμού		Δ14	Ανεπάρκεια Οπλισμού	
	Αρνητικές ροπές άνοιγμα	2.36cm ²		Αρνητικές ροπές άνοιγμα	0.09cm ²
	Διάτμηση			Διάτμηση	
	Asmissing/Asreq=0.07			Asmissing/Asreq=0.1	
	Γωνία στροφής χορδής θ			Γωνία στροφής χορδής θ	
Θsd_end=-.2297301>Θrd_end= 1 x -.2265794		Θsd_Start= .8528759>Θrd_Start= 1 x -.2447675			
		Θsd_end= .63206>Θrd_end= 1 x -.5917115			

Βάσει των αποτελεσμάτων της ανάλυσης για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάζονται πολλές ανεπάρκειες όσον αφορά διάτμηση, κάμψη και την γωνία στροφής χορδής για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας στα δομικά στοιχεία.

Πίνακας 5.14: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. (Παράδειγμα, υποστόλωμα Κ7, στάθμης 2)

ΣΤΑΘΜΗ2					ΔΘ	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Κ7						
ΑΝΑΛΥΣΗ	Θ_s		Θ_R			
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Θετική	0.275821	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.0906057		
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Θετική	0.30436	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.1191451	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Θετική	0.320472	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.1352575	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Θετική	0.337129	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.1519146	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Θετική	0.252873	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.0676585		
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Θετική	0.284763	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.0995486		
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Θετική	0.318206	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.1329911	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Θετική	0.376317	Επιτρεπόμενη	0.1852148	0.1911023	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Αρνητική	-0.59127	Επιτρεπόμενη	0.580289	0.0109798		
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Αρνητική	-0.76845	Επιτρεπόμενη	0.580289	0.1881589	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Αρνητική	-0.7928	Επιτρεπόμενη	0.580289	0.2125095	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική	0.779804	Επιτρεπόμενη	0.5614813	0.2183222	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική	0.781373	Επιτρεπόμενη	0.5614813	0.219892	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική	0.886483	Επιτρεπόμενη	0.5614813	0.3250012	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική	1.335501	Επιτρεπόμενη	0.5614813	0.7740197	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Αρνητική	-0.24948	Επιτρεπόμενη+	0.1855605	0.0639201		
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Αρνητική	-0.28052	Επιτρεπόμενη+	0.1855605	0.0949639		
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Αρνητική	-0.43738	Επιτρεπόμενη+	0.1855605	0.251824	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ κεφαλή Αρνητική	-0.5036	Επιτρεπόμενη+	0.1855605	0.3180405	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Αρνητική	-0.43175	Επιτρεπόμενη	0.1855605	0.2461903	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Αρνητική	-0.57738	Επιτρεπόμενη	0.1855605	0.3918211	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Αρνητική	-0.64893	Επιτρεπόμενη	0.1855605	0.4633667	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
Κ7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Ζ πόδα Αρνητική	-0.7343	Επιτρεπόμενη	0.1855605	0.5487357	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση όσον αφορά τις δοκούς οι ανεπάρκειες οπλισμού, τόσο στο άνοιγμα όσο και σε οπλισμό διάτμησης, είναι πολύ μικρές επομένως καθίστανται αμελητέες. Παρόλα αυτά όσον αφορά στα αποτελέσματα για την γωνία στροφής χορδής τόσο των δοκών αλλά κυριότερα των υποστυλωμάτων, μεγάλος αριθμός των στοιχείων δεν ικανοποιεί την επιτρεπόμενη τιμή γωνίας στροφής χορδής, βάσει της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας.

5.5 Στρατηγική ενίσχυσης κατασκευής.

Πρωταρχικός στόχος της μελέτης της συγκεκριμένης υφιστάμενης κατασκευής είναι η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της. Το σημείο επιλογής της βέλτιστης στρατηγικής ενίσχυσης αναμφίβολα αποτελεί ένα δύσκολο και πολύπλοκο πρόβλημα τόσο από τεχνικής όσο και από οικονομοπολιτικής απόψεως. Στόχος της ενίσχυσης μιας κατασκευής είναι η αναβάθμιση της συμπεριφοράς και αντοχής της κατασκευής σε σύγκριση με τον αρχικό σχεδιασμό της, αφού αρχικά προηγήθηκε η αποτίμηση της συμπεριφοράς της έναντι στις σεισμικές δράσεις. Η αποτίμηση της συμπεριφοράς καθορίζει την στρατηγική ενίσχυσης, η οποία θα συμβάλει στην αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής μετά την ενίσχυση ώστε να καθοριστεί η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης στρατηγικής ενίσχυσης.

Οι ανεπάρκειες που παρατηρήθηκαν στην κατασκευή, οφείλονται ειδικότερα στην αδυναμία ανάληψης της τέμνουσας δύναμης λόγω της ανεπάρκειας σε διατμητική αντοχή σε μεγάλο αριθμό υποστυλωμάτων και δοκών, καθώς και η ανεπάρκεια καμπτικής παραμόρφωσης και πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων. Με βάση τα πιο πάνω η ενίσχυση της κατασκευής εκτελέστηκε μέσω δύο σεναρίων ενίσχυσης. Αρχικά η προσθήκη μανδύων σε όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής ώστε να εκτιμηθεί η αλλαγή στη συμπεριφορά της κατασκευής και μετέπειτα ο συνυπολογισμός της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή.

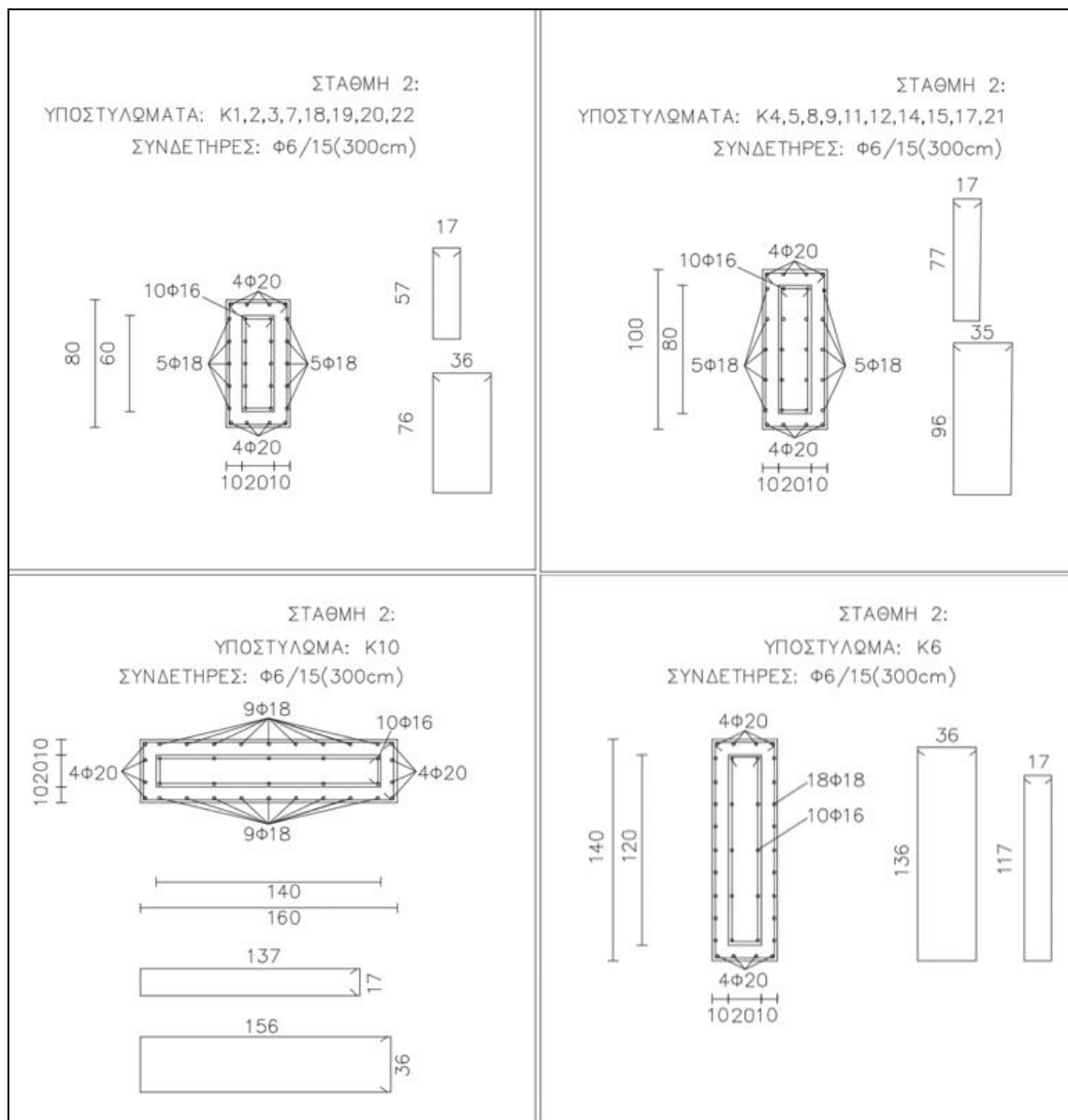
5.5.1 Ενίσχυση με μανδύες στα υποστυλώματα

Πλέον οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ακολουθούν τη φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού όπου προβλέπει πρωταρχική αστοχία των δοκών σε σχέση με τα υποστυλώματα. Ωστόσο, όπως παρατηρήθηκε στην παρούσα κατασκευή διακρίνονται μεγάλες ανεπάρκειες και αστοχίες όσον αφορά τα υποστυλώματα. Οι βλάβες σε υποστυλώματα μπορούν να οδηγήσουν την κατασκευή σε τμηματική ή ολική κατάρρευση. Συνεπώς ως πρώτο σενάριο ενίσχυσης της παρούσας κατασκευής ορίζεται η εφαρμογή της ενίσχυσης με μανδύες στα υποστυλώματα, όπου εφαρμόζεται με αύξηση της διατομή των υποστυλωμάτων στοχεύοντας στην αύξηση της πλαστιμότητας του αντίστοιχου μέλους.

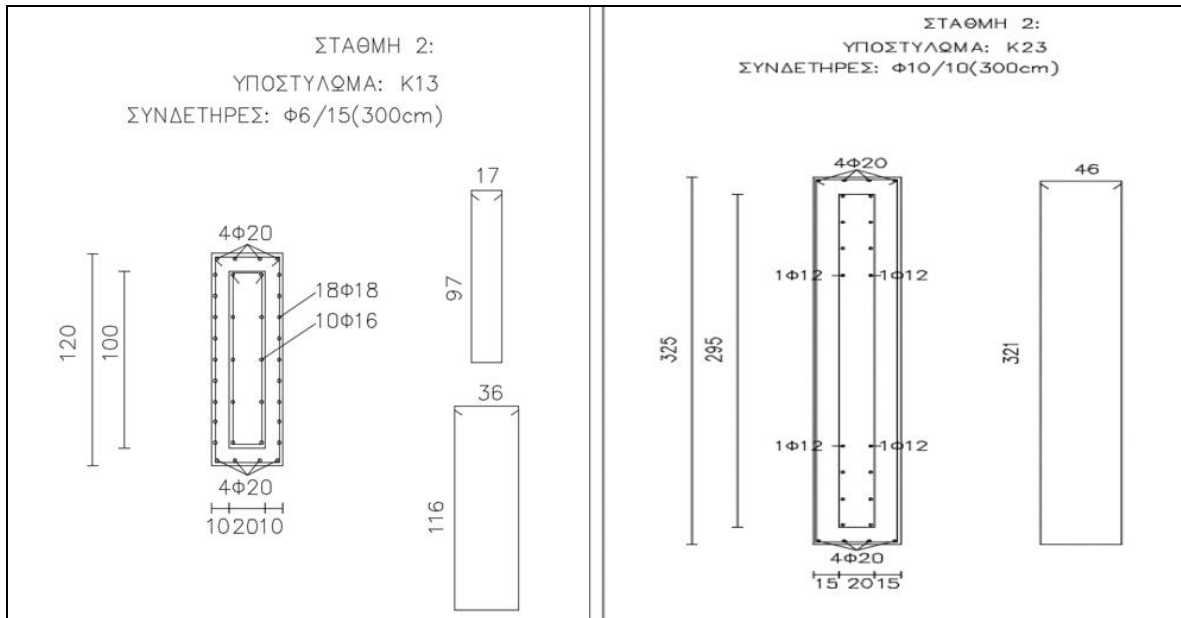
Η επιρροή της εφαρμογής μανδύων σε όλα τα υποστυλώματα στοχεύει στην παραλαβή ποσοστού της απαίτησης σε τέμνουσα δύναμη που αδυνατεί να παραλάβει το υφιστάμενο στοιχείο. Ωστόσο μέσω της περίσφιξης των υποστυλωμάτων με μανδύες επιτυγχάνεται η

αύξηση της πλαστιμότητας του στοιχείου, αυξάνοντας τη διαθέσιμη παραμορφωσιακή ικανότητα των κατακόρυφων στοιχείων.

Στο πρώτο σενάριο ενίσχυσης της παρούσας κατασκευής τοποθετήθηκαν τετράπλευροι μανδύες περιμετρικά από όλα τα υποστυλώματα, στοχεύοντας στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας τους και στη βελτίωση της συμπεριφοράς τους. Οι πλείστοι μανδύες έχουν πάχος 10 εκατοστών και συνδετήρες 10/10 εκτός από μερικές περιπτώσεις όπου τοποθετήθηκε 12/10, στα πιο κάτω σχήματα παρουσιάζονται κάποια από τα σχέδια ενίσχυσης των υποστυλωμάτων, συμπεριλαμβανομένου των οπλισμών, υφιστάμενων και νέων, συνδετήρες και διαστάσεων.



Σχήμα 5.3: Παρουσίαση ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

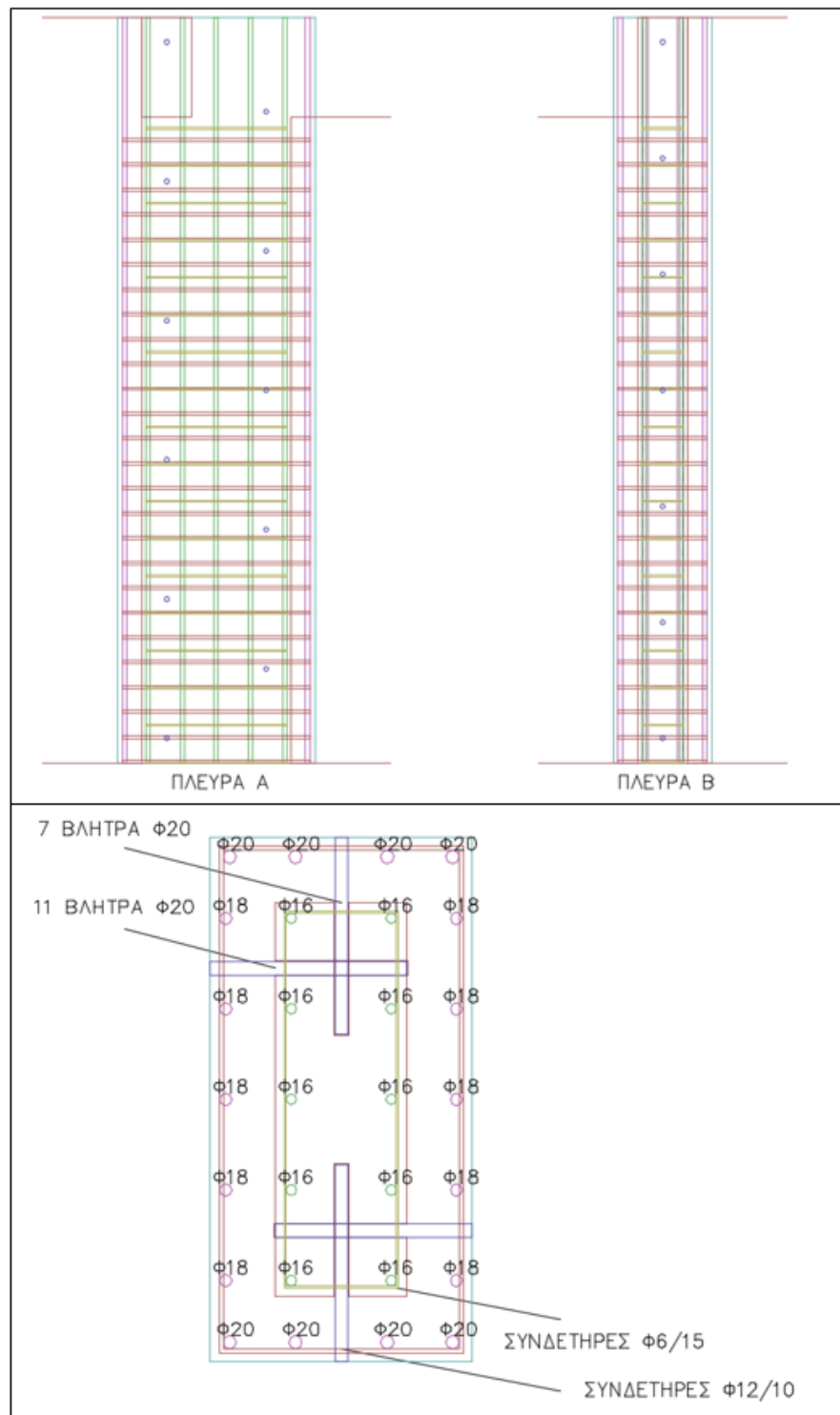


Σχήμα 5.4: Παρουσίαση ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

Πίνακας 5.15: Οι συντελεστές ανεπάρκειας υποστυλωμάτων, όπως προέκυψαν μετά από την προσθήκη μανδύων στα υποστυλώματα του φορέα.

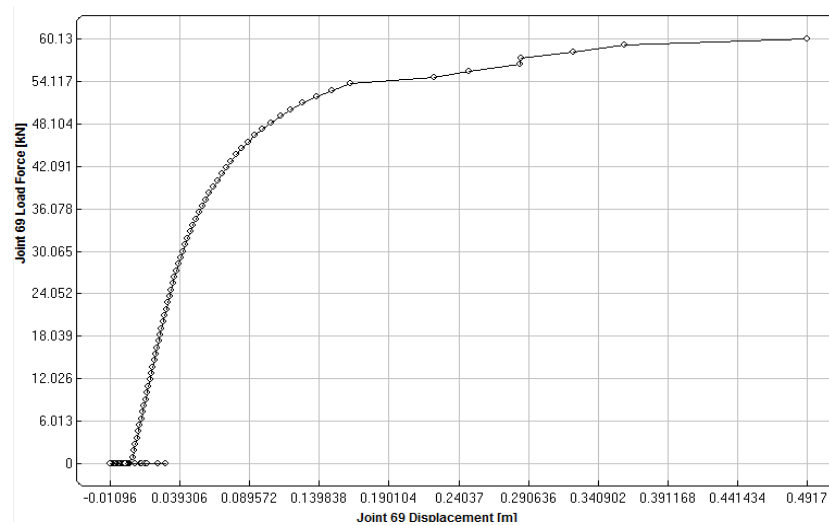
Συντελεστές Ανεπάρκειας (λ) υποστυλωμάτων					
A/A	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4	Στάθμη 5	Στάθμη 6
1	3.03	1.06	1	1	1
2	2.63	1.43	1.23	1.16	1.37
3	2.86	1.92	1.54	1.37	1.59
4	2.63	1.82	2	1.85	1
5	1.96	1.23	1.23	1.11	1.39
6	1.89	1.37	1.27	1.15	1.11
7	2.22	1.49	1.45	1.19	1.45
8	2.44	2.44	3.45	3.03	1.82
9	1.92	1	1	1	1.01
10	1.72	1.61	1.49	1.39	1.72
11	2.7	1.69	2.13	2	1.06
12	1.89	1.12	1	1	1.03
13	2.13	2	2	2.04	2.7
14	3.13	2.44	2.13	1.64	2.17
15	1.82	1.25	1.23	1.11	1.41
16	1.43	1.39	1.33	1.12	1.75
17	2.04	2.17	2.17	1.89	3.13
18	3.03	2.38	2.13	2.08	2.13
19	2.56	2.22	1.69	1.39	1.08
20	2.7	2.17	1.69	1.41	1.01
21	2.5	2.94	2.56	2	2.63
22	2.13	1.05	1.09	1.18	1.56
23	2.22	2.78	2.7	3.13	11.11
24	1	1.91	1.37	2.33	1.69

Το αποτέλεσμα της ενίσχυσης αυτής όσον αφορά τα υποστυλώματα, ναι μεν παρουσίασαν βελτίωση ως προς τη συμπεριφορά έναντι στις σεισμικές δράσεις, αλλά εξακολουθούν να παρουσιάζονται σημαντικές ανεπάρκειες σε πληθώρα υποστυλωμάτων, όσο αφορά την επιτρεπόμενη γωνία στροφής με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας.

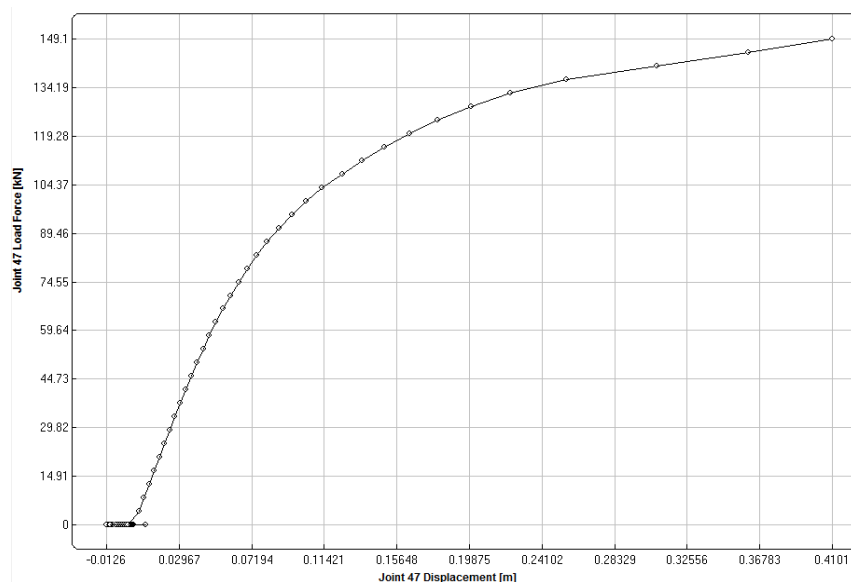


Σχήμα 5.5: Καθ' ύψος λεπτομέρεια υποστυλώματος 1, στάθμης 2.

Στα διαγράμματα παρουσιάζεται η αλλαγή στην συμπεριφορά των υποστυλωμάτων με την τοποθέτηση τετράπλευρων μανδύων περιμετρικά. Παρατηρείται η μειωμένη όσον αφορά την μετατόπιση των στοιχείων έναντι της δύναμης, καθώς η ικανότητα σε δύναμη αυξάνεται από τα 60kN στην τιμή των 149kN.



Διάγραμμα 5.7: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης υποστυλώματος K12 στάθμης 5, πριν από την ενίσχυση για την πρώτη περίπτωση κατανομής φόρτισης +Y τριγωνική.



Διάγραμμα 5.8: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης υποστυλώματος K12 στάθμης 5, μετά από την ενίσχυση με μανδύες για την πρώτη περίπτωση κατανομής φόρτισης +Y τριγωνική.

Οι συντελεστές ανεπάρκειας, όπως φαίνονται στο Πίνακα 5.15 παρουσιάζουν σημαντική βελτίωση σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Τα πλείστα υποστυλώματα παρουσιάζουν $\lambda \leq 2.5$ υποδηλώνοντας ότι η απαίτηση των υποστυλωμάτων ικανοποιούν την αντίστοιχη αντίσταση.

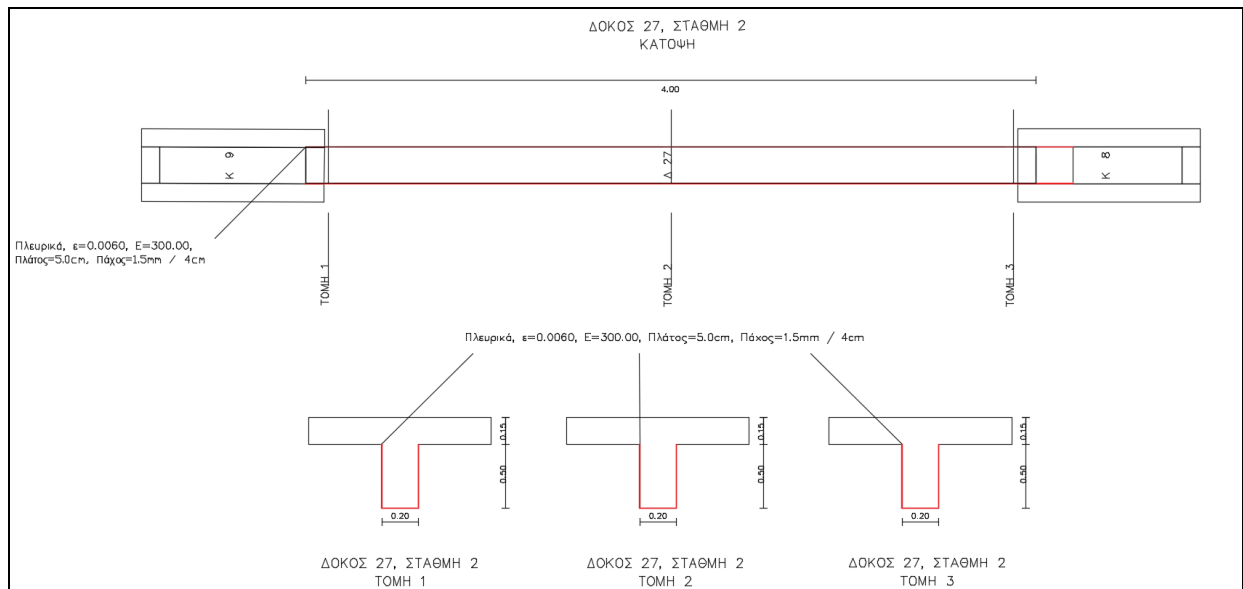
Πιο κάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα επάρκειας ορισμένων υποστυλωμάτων από τη στάθμη 2 της κατασκευής. Όπως προαναφέρθηκε μεγάλος αριθμός υποστυλωμάτων παρουσιάζουν ανεπάρκεια ως προς τη γωνία στροφής θ , κάμψη και διάτμηση.

Πίνακας 5.16: Ανεπάρκειες ορισμένων υποστυλωμάτων της στάθμης 2, όπως προέκυψαν μετά από την ενίσχυση με μανδύες.

ΣΤΑΘΜΗ2				ΔΘ	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	
K6						
K6 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.301706	Επιτρεπόμενη	0.2196877	1.37334	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K6 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K6 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K7						
K7 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Αρνητική	-0.18402	Επιτρεπόμενη+	0.162686	1.131145	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Αρνητική	-0.17507	Επιτρεπόμενη+	0.162686	1.076119	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Αρνητική	-0.16947	Επιτρεπόμενη+	0.162686	1.041692	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K7 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K8						
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.22721	Επιτρεπόμενη	0.1192043	1.906068	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.26785	Επιτρεπόμενη	0.1192043	2.246949	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.30305	Επιτρεπόμενη	0.1192043	2.542297	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.141958	Επιτρεπόμενη	0.1193063	1.189863	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.160572	Επιτρεπόμενη	0.1193063	1.34588	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.310387	Επιτρεπόμενη	0.1193063	2.601601	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.370457	Επιτρεπόμενη	0.1193063	3.105093	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K8 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K9						
K9 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.1691	Επιτρεπόμενη	0.1511058	1.119056	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K9 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.18919	Επιτρεπόμενη	0.1511058	1.252058	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K9 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.171307	Επιτρεπόμενη	0.1511058	1.133689	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K9 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.197257	Επιτρεπόμενη	0.1511058	1.305422	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K9 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K9 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K10						
K10 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Θετική	0.103363	Επιτρεπόμενη	0.1002642	1.030905	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K10 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Θετική	0.135642	Επιτρεπόμενη	0.1002642	1.352849	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K10 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Αρνητική	-0.11362	Επιτρεπόμενη+	0.1003332	1.132472	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K10 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Αρνητική	-0.12505	Επιτρεπόμενη+	0.1003332	1.246353	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K10 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Z κεφαλή Αρνητική	-0.1305	Επιτρεπόμενη+	0.1003332	1.300647	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K10 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K10 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K11						
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.23432	Επιτρεπόμενη	0.1329083	1.763033	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.2942	Επιτρεπόμενη	0.1329083	2.213572	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.30903	Επιτρεπόμενη	0.1329083	2.325119	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.137073	Επιτρεπόμενη	0.1331714	1.029299	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.209855	Επιτρεπόμενη	0.1331714	1.575825	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.378622	Επιτρεπόμενη	0.1331714	2.843115	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.430384	Επιτρεπόμενη	0.1331714	3.231801	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K11 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K11 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K12						
K12 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.16517	Επιτρεπόμενη	0.1385137	1.192424	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K12 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.18403	Επιτρεπόμενη	0.1385137	1.328591	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K12 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.166395	Επιτρεπόμενη	0.1385137	1.201291	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K12 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.252679	Επιτρεπόμενη	0.1385137	1.824213	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K12 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K12 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					
K13						
K13 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.29091	Επιτρεπόμενη	0.1089469	2.670179	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K13 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική	-0.33471	Επιτρεπόμενη	0.1089469	3.072272	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K13 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.113186	Επιτρεπόμενη	0.1084081	1.044075	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K13 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.267189	Επιτρεπόμενη	0.1084081	2.46466	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K13 σταθμη2	Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική	0.383993	Επιτρεπόμενη	0.1084081	3.542103	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K13 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων μανδουα					
K13 σταθμη2	ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Sum(VEd/VRdmax+Tsd/Trd1)>1 OR Sum(VEd/VRds)>1					

5.5.2 Ενίσχυση δοκών

Λόγω του ότι μεγάλος αριθμός δοκών παρουσίαζε διαγνωστικά διάτμησης καθώς και πρόβλημα καμπτικών παραμορφώσεων, απαιτήθηκε η αύξηση της διατμητικής και καμπτικής αντοχής των δοκών με την χρήση ινοπλισμένων πολυμερών.



Σχήμα 5.6: Ενίσχυση δοκών με ινοπλισμένα πολυμερή.

Ινοπλισμένα πολυμερή τοποθετήθηκαν σε όλους τους δοκούς καθώς και σε κρίσιμα σημεία των πλακών όπου προέκυψαν μικρές ανεπάρκειες.

Η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την εξωτερική επικόλληση του υλικού στο εφελκόμενο πέλμα, όσον αφορά την ενίσχυση λόγω κάμψης το υλικό τοποθετείται με διεύθυνση των ινών τέτοια ώστε να παραλαμβάνουν τις εφελκυστικές δυνάμεις λόγω κάμψης, συνήθως διεύθυνση ίδια με τον οπλισμό του στοιχείου. Όσον αφορά την ενίσχυση σε τέμνουσα εξασφαλίζεται με επικόλληση του υλικού σε διεύθυνση κάθετη προς αυτή των δοκών. Οι λωρίδες τοποθετήθηκαν σε σχήμα U στις πλευρές και στην κάτω παρειά της δοκού.

Πίνακας 5.17: Ιδιότητες ινοπλισμένων πολυμερών που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση των δοκών.

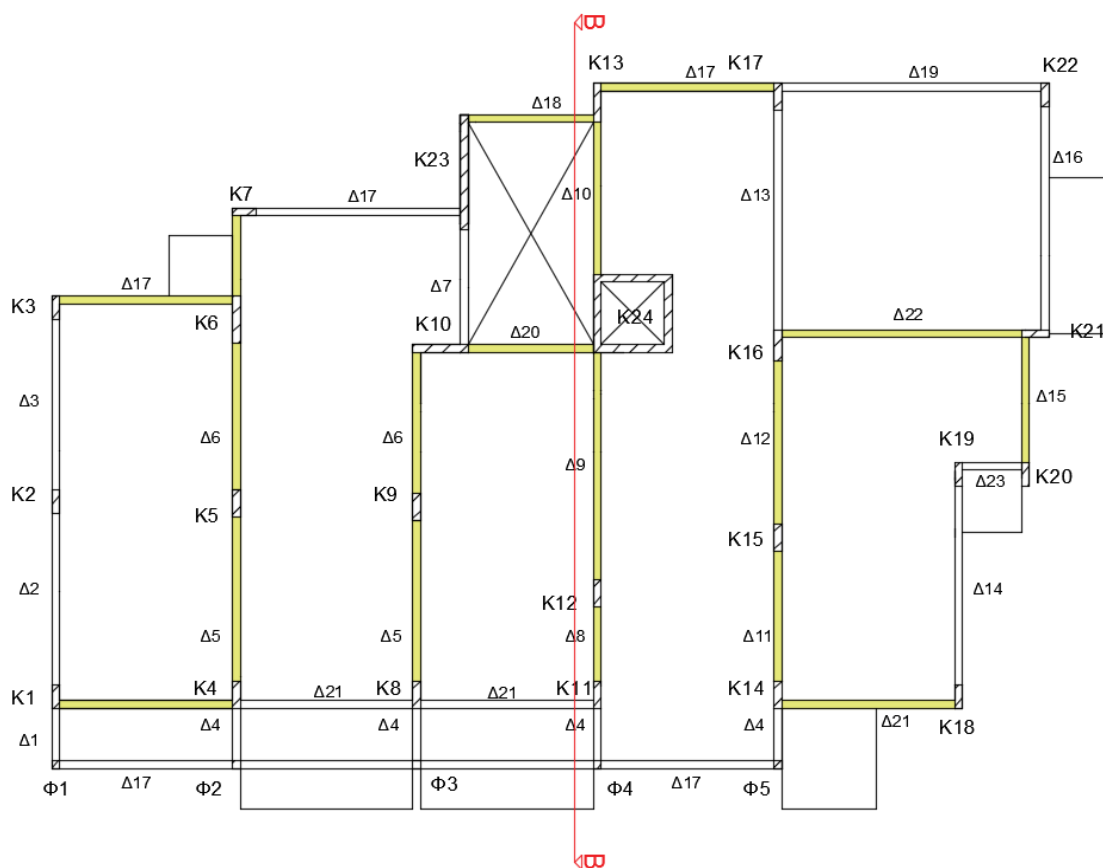
Μέτρο Ελαστικότητας E (Gpa)	300
Πλάτος λωρίδας (cm)	5
Πάχος λωρίδας (mm)	1.5
Επιτρ. Παραμόρφωση σε κάμψη (e)	0.006
Επιτρ. Παραμόρφωση σε διάτμηση (e)	0.006

Η ενίσχυση των δοκών με την εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών συνείσφερε στην σημαντική βελτίωση της συμπεριφοράς των δοκών μειώνοντας τη πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας, καθώς και την αύξηση της πλαστιμότητας των στοιχείων.

5.5.3 Ενίσχυση με συνυπολογισμό τοιχοπληρώσεων

Βάσει των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την ενίσχυση με μανδύες στα υποστυλώματα η διαφοροποίηση στην συμπεριφορά της κατασκευής δεν κρίνεται ικανοποιητική λόγω των ανεπαρκειών που συνεχίζουν να υφίστανται ορισμένα υποστυλώματα. Σε υφιστάμενες κατασκευές όπου απαιτείται ενίσχυση τους βάση την ακριβής αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής, υπάρχει το ενδεχόμενο να κριθεί απαραίτητος ο συνυπολογισμός της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη συμπεριφορά της κατασκευής, αφού μπορούν να φέρουν φορτία κυρίως πλευρικά.

Ωστόσο ως δεύτερο σενάριο ενίσχυσης της κατασκευής, αφού τοποθετήθηκαν οι μανδύες, καθορίστηκε ο συνυπολογισμός των τοιχοπληρώσεων έναντι της βελτίωσης της συμπεριφοράς της κατασκευής.

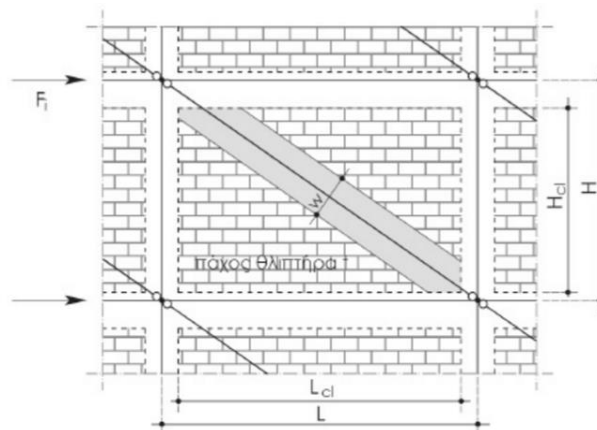


Σχήμα 5.7: Παρουσίαση συμβολής τοιχοπληρώσεων στη κατασκευή.

Στο πιο πάνω σχήμα, παρουσιάζονται σε κάτοψη οι τοιχοπληρώσεις που λήφθηκαν υπόψη όσον αφορά συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι της σεισμικής δράσης. Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων εφαρμόζεται καθ' ύψος χωρίς την παρουσία ασυνεχειών, ωστόσο δεν προκύπτουν δυσμενής επιρροές στη συμπεριφορά της κατασκευής.

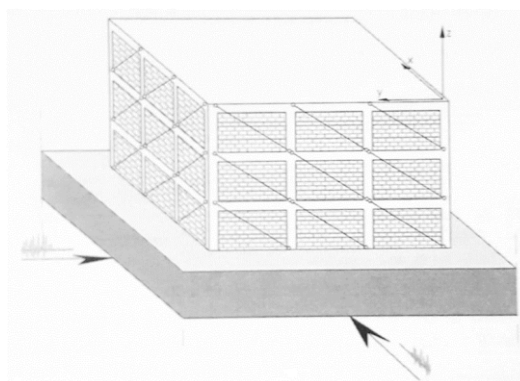
Πλέον είναι σαφές το γεγονός της ευμενούς αλληλεπίδρασης των τοιχοπληρώσεων με τα πλαίσια ως προς την αντισεισμική συμπεριφορά των πλαίσιακών κατασκευών. Οι θετικές επιδράσεις οι οποίες προκύπτουν από τον συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων αφορούν στην αύξηση της υπεραντοχής και της πλευρικής δυσκαμψίας των κατασκευών, καθώς επίσης και στην αύξηση της απορροφώμενης ενέργειας λόγω σεισμικών δράσεων. (Σταματάκος 2008)

Στην παρούσα κατασκευή ο συνυπολογισμός της επιρροής των τοιχοπληρώσεων είναι ευμενής έναντι της συμπεριφοράς της κατασκευής, καθώς παρουσιάστηκε βελτίωση σε μεγάλο βαθμό. Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων εφαρμόστηκε με ισοδύναμους διαγώνιους θλιπτήρες, με φορά τέτοια ώστε έναντι του σεισμού να λειτουργούν ως θλιπτήρες και όχι ως ελκυστήρες. (Αντωνιάδης 2011)



Σχήμα 5.8: Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδο.

Πηγή: Αντωνιάδης 2011.



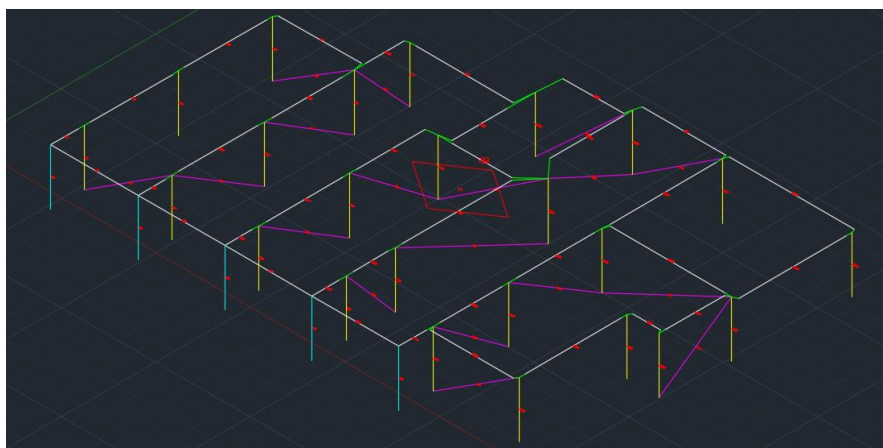
Σχήμα 5.9: Αρχική φορά των διαγώνιων στοιχείων τοιχοποιίας για τη φορά των σεισμικών δράσεων που φαίνεται στο σχήμα (+X και -Y).

Πηγή: Αντωνιάδης 2011

Ωστόσο η προσομοίωση εξιδανικεύεται βάση ενός γραμμικού στοιχείου που δουλεύει μόνο σε θλίψη καθορίζοντας το ισοδύναμο πλάτος της διαγωνίου, το ισοδύναμο ύψος και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Στον πιο κάτω πίνακα παρουσιάζονται οι παράμετροι προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων.

Πίνακας 5.18: Καθορισμός παραμέτρων για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, δεδομένα τοιχοπληρώσεων όπως προσομοιώθηκαν στο λογισμικό.

Ισοδύναμο πλάτος			0.11 m		
Ισοδύναμο ύψος			0.80 m		
Μέτρο ελαστικότητας (E)			11331000 kN/m ²		
A/A	κόμβος αρχής	κόμβος τέλους	B [cm]	D [cm]	E [kN/m ²]
1	1	4	11	80	1.13e+007
2	14	18	11	80	1.13e+007
3	3	6	11	80	1.13e+007
4	10	24	11	80	1.13e+007
5	16	21	11	80	1.13e+007
6	5	4	11	80	1.13e+007
7	6	5	11	80	1.13e+007
8	9	8	11	80	1.13e+007
9	10	9	11	80	1.13e+007
10	12	11	11	80	1.13e+007
11	24	12	11	80	1.13e+007
12	15	14	11	80	1.13e+007
13	16	15	11	80	1.13e+007
14	7	6	11	80	1.13e+007
15	13	17	11	80	1.13e+007
16	23	13	11	80	1.13e+007
17	20	21	11	80	1.13e+007
18	13	24	11	80	1.13e+007

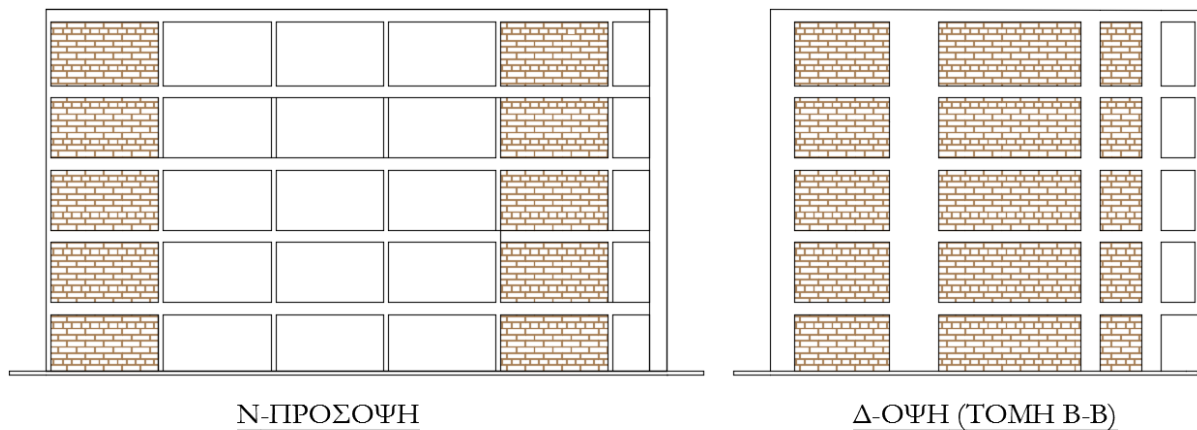


Σχήμα 5.10: Χωρικό προσομοίωμα του φορέα όπως σχηματίστηκε στο 3DR.STRAD.

Λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, όπως προαναφέρθηκε εφαρμόζοντας την ανελαστική στατική μέθοδο παρουσιάστηκε μεγάλη βελτίωση στη συμπεριφορά της κατασκευής καθώς παρατηρήθηκε αύξηση στη διαθέσιμη παραμορφωσιακή ικανότητα των κατακόρυφων στοιχείων. Ένας μικρός αριθμός υποστλωμάτων παρουσιάζει μικρή ανεπάρκεια ως προς την επιτρεπόμενη γωνία χορδής θ , γεγονός το οποίο καθιστά αμελητέο, όπως φαίνεται στο πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 5.19: Ανεπάρκειες υποστλωμάτων, όσον αφορά την γωνία στροφής θ .

ΣΤΑΘΜΗ 2					Δθ
ΣΤΑΘΜΗ 3					
K17					
K17 σταθμη3 Γωνία από ανάλυση Υ κεφαλή Θετική	0.398133	Επιτρεπόμενη	0.299204		1.330639
ΣΤΑΘΜΗ 4					
K17					
K17 σταθμη3 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική	0.342718	Επιτρεπόμενη	0.287349		1.19269
K17 σταθμη3 Γωνία από ανάλυση Υ κεφαλή Θετική	0.387313	Επιτρεπόμενη	0.287349		1.347886
ΣΤΑΘΜΗ 5					
K8					
K8 σταθμη5 Γωνία από ανάλυση Υ κεφαλή Αρνητική	-0.34425	Επιτρεπόμενη	0.287349		1.198034
K8 σταθμη5 Γωνία από ανάλυση Υ κεφαλή Θετική	0.320827	Επιτρεπόμενη	0.287349		1.116506
K8 σταθμη5 Γωνία από ανάλυση Υ κεφαλή Αρνητική	-0.33912	Επιτρεπόμενη	0.287349		1.180156
K17					
K17 σταθμη3 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική	0.287785	Επιτρεπόμενη	0.281421		1.022612
ΣΤΑΘΜΗ 6					



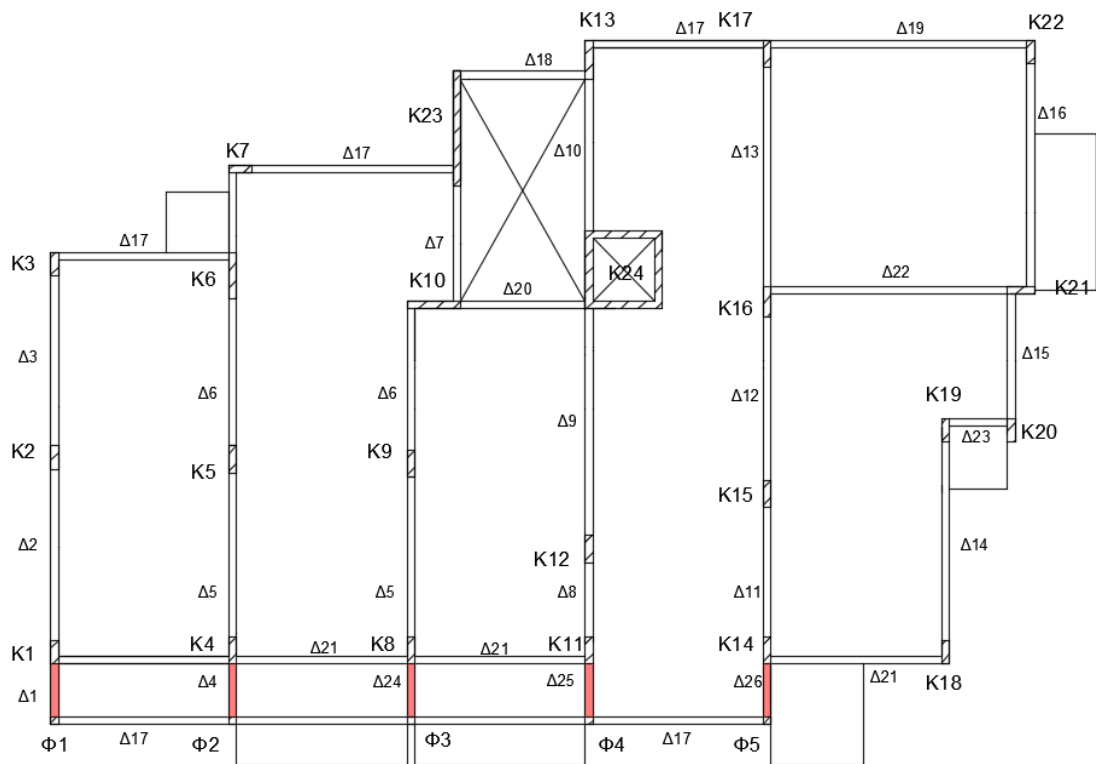
Σχήμα 5.11: Τυπική παρουσίαση συνυπολογισμού των τοιχοπληρώσεων.

5.5.4 Αξιολόγηση ενισχυμένου φορέα

Εν τέλει η τελική εικόνα για την βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι του σεισμού σχεδιασμού, καθορίστηκε εφαρμόζοντας δυναμική φασματική ανάλυση.

Κρίνοντας ότι η παρουσία ανεπαρκειών ήταν μικρού βαθμού εφαρμόστηκε η δυναμικό φασματική ανάλυση του φορέα με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.5$ θεωρώντας υπόψη ότι η σεισμική απόκριση του προσομοιώματος είναι γραμμική ελαστική. Λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση 18 ιδιομορφές, από όπου προέκυψαν οι ιδιοπεριόδους T_x και T_y της κατασκευής, 0.9842822 και 0.6034134 αντίστοιχα.

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την δυναμική φασματική μέθοδο, όσον αφορά τα υποστυλώματα δηλώνουν την επάρκεια τους μετά τα μέτρα ενίσχυσης έναντι στο σεισμό σχεδιασμού. Τα υποστυλώματα πλέον υφίστανται ικανοτική συμπεριφορά έναντι κάμψης και διάτμησης χωρίς να υποδηλώνουν ανεπάρκεια. Όσον αφορά τις δοκούς, η συμπεριφορά τους στον γενικό φορέα είναι ικανοποιητική έναντι διάτμησης και κάμψης, με εξαίρεση πέντε συγκεκριμένες δοκούς ανά στάθμη, οι οποίες δεν προσδίδουν ικανοποιητική συμπεριφορά, μετά τις ενισχύσεις που υφίστανται. Συγκεκριμένα παρουσιάζουν ανεπάρκεια ως προς την επιτρεπόμενη στροφή χορδής βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Οι δοκοί αυτοί, συγκεκριμένα είναι οι Δ1,4,24,25,26 για τις στάθμες 2,3,4 και 5 και Δ1,11,12,13,14 για την στάθμη 6, όπως παρουσιάζονται στο πιο κάτω σχήμα.



Σχήμα 5.12: Ανεπάρκεια δοκών Δ1,4,24,25,26 μετά από την ενίσχυση.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο σημείο αυτό, ακολουθεί μια γενική ανασκόπηση των αποτελεσμάτων όσον αφορά τη συμπεριφορά της κατασκευής πριν και μετά την ενίσχυση της. Σκοπός αυτής είναι η παρουσίαση μιας αντιπροσωπευτικής εικόνας ως προς την βελτίωση της συμπεριφορά της κατασκευής.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της τέμνουσας βάσης και των αντίστοιχων μετατοπίσεων στη κορυφή της κατασκευής, παρατηρείται η σημαντική βελτίωση του φορέα. Στο πιο κάτω πίνακα φέρονται συγκριτικά τα αποτελέσματα τέμνουσας βάσης διαρροής και μετακινήσεων για την αντίστοιχη κατανομή φόρτισης.

Πίνακας 0.1: Σύγκριση τέμνουσας βάσης και μετακίνησης για τις αντίστοιχες κατανομές φορτίσεων.

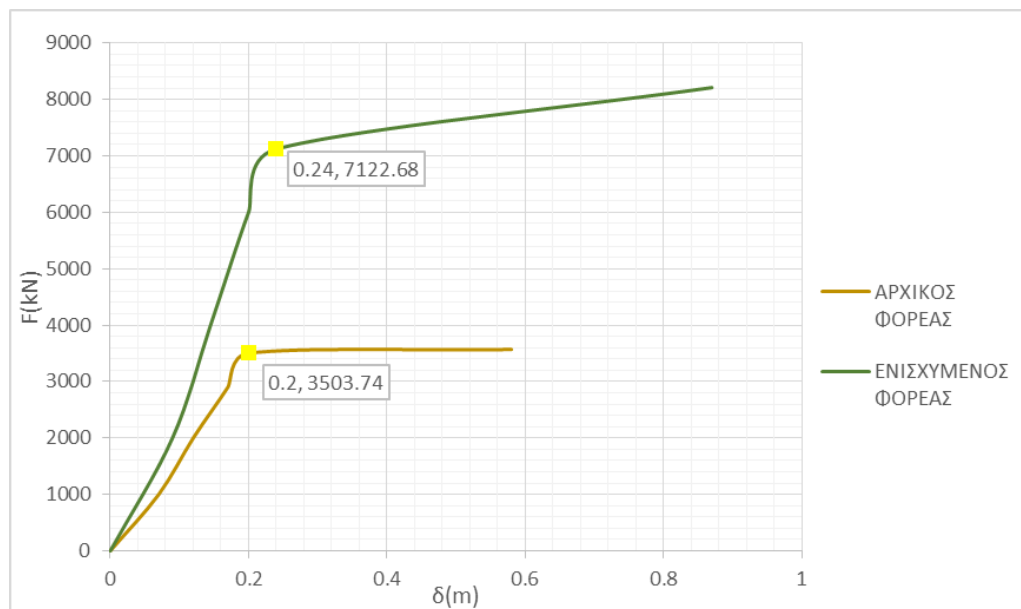
	ΑΡΧΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ		ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ		ΣΥΓΚΡΙΣΗ			
	Τέμνουσα διαρροής (F _y)	Μετακίνηση (d _y)	Τέμνουσα διαρροής (F _y)	Μετακίνηση (d _y)	ΔF _y	%	Δd _y	%
+Y Τριγωνική	5857.68	0.15	12045.71	0.2	6188.03	105.64	0.05	33.33333
-Y Τριγωνική	5278.85	0.1	10405.22	0.12	5126.37	97.111	0.02	20
+Y Ομοιόμορφη	7131.4	0.24	13574.44	0.17	6443.04	90.347	0.07	29.16667
-Y Ομοιόμορφη	5474.16	0.05	12608.75	0.13	7134.59	130.33	0.08	160
Υ _{τρ} + 0,3Χ _{τρι}	6045.49	0.44	11979.18	0.19	5933.69	98.151	0.25	56.81818
Υ _{τρ} - 0,3Χ _{τρι}	5541.08	0.13	8599.41	0.09	3058.33	55.194	0.04	30.76923
-Υ _{τρ} + 0,3Χ _{τρι}	6227.2	0.19	9572.48	0.1	3345.28	53.72	0.09	47.36842
-Υ _{τρ} - 0,3Χ _{τρι}	6360.24	0.19	12374.01	0.18	6013.77	94.553	0.01	5.263158
+X Τριγωνική	3571.75	0.37	4580.53	0.1	1008.78	28.243	0.27	72.97297
-X Τριγωνική	3567.95	0.27	5937.44	0.24	2369.49	66.41	0.03	11.11111
+X Ομοιόμορφη	3503.74	0.2	7122.68	0.24	3618.94	103.29	0.04	20
-X Ομοιόμορφη	3361.66	0.14	6789.18	0.22	3427.52	101.96	0.08	57.14286
Χ _{τρ} + 0,3Υ _{τρι}	3297.08	0.24	7643.96	0.46	4346.88	131.84	0.22	91.66667
Χ _{τρ} - 0,3Υ _{τρι}	3081.95	0.2	4531.72	0.1	1449.77	47.041	0.1	50
-Χ _{τρ} + 0,3Υ _{τρι}	3436.03	0.26	4531.72	0.1	1095.69	31.888	0.16	61.53846
-Χ _{τρ} - 0,3Υ _{τρι}	3144.54	0.16	6451.13	0.3	3306.59	105.15	0.14	87.5

Παρατηρείται η σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης της κατασκευής σε όλες τις περιπτώσεις κατανομής της φόρτισης, καθώς και η αντίστοιχη μείωση της μετατόπιση της κορυφής της κατασκευής. Συγκεκριμένα παρατηρείται η αύξηση της τέμνουσας βάσης σε

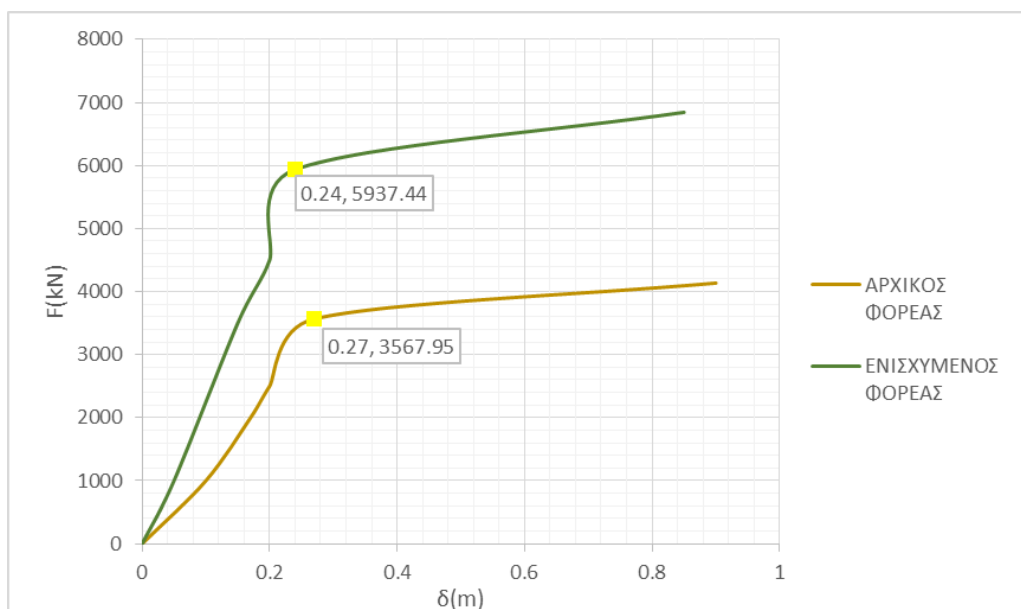
ποσοστό 83.804% κατά μέσο όρο, ενώ συγκριτικά παρατηρείτε η μείωση της μετακίνησης κατά 27.44577%.

Παρακάτω παρατίθενται σε αντιπαραβολή οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής όσον αφορά πριν και μετά την ενίσχυση της.

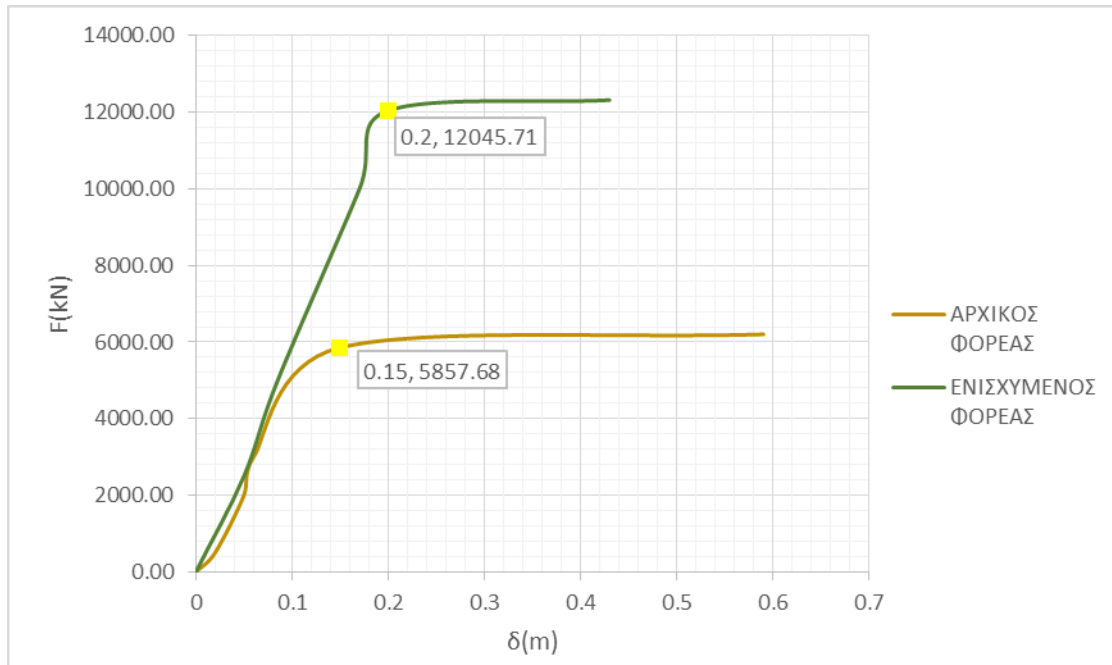
Συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι καμπύλες για κατανομή φόρτιση +X ομοιόμορφη, -X ομοιόμορφη, +Y τριγωνική και -Y τριγωνική αντίστοιχα.



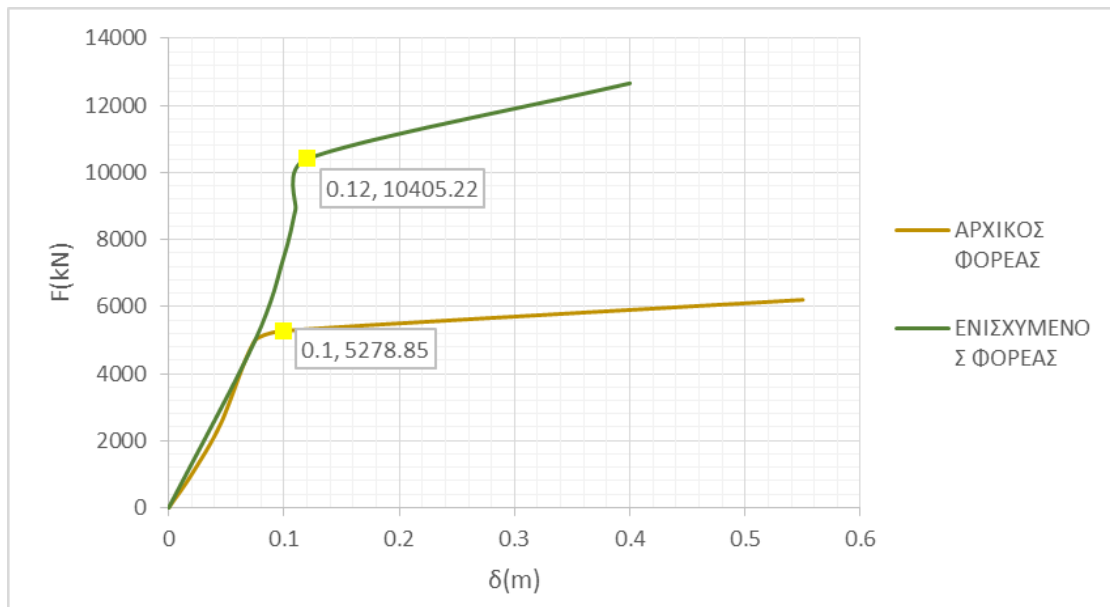
Διάγραμμα 0.1: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για +X ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης.



Διάγραμμα 0.2: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για -X τριγωνική κατανομή φόρτισης.



Διάγραμμα 0.3: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για +Y τριγωνική κατανομή φόρτισης.



Διάγραμμα 0.4: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για -Y τριγωνική κατανομή φόρτισης.

Όπως διακρίνεται από τα πιο πάνω διαγράμματα η απόκριση του φορέα μετά την ενίσχυση, έναντι στο σεισμό σχεδιασμού βελτιώθηκε σε σημαντικό βαθμό, καθώς είναι εμφανής και η αύξηση της φέρουσας ικανότητας του.

Συνοψίζοντας, η υπο μελέτη κατασκευή είναι ένα αντιπροσωπευτικό δείγμα κατασκευών όσον αφορά την κατηγορία κατασκευών όπου παρουσιάζουν αδυναμία ανάληψης των

σεισμικών φορτίων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, αφού προηγήθηκε η αποτίμηση της συμπεριφοράς τετραόροφου φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευής του 1982, εφαρμόστηκαν μέτρα ενίσχυσης του. Σκοπός τους η βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα έναντι στο σεισμό σχεδιασμού, 0.15g καθώς και την ικανοποίηση των παραμέτρων της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας Οιόνεις Κατάρρευσης (NC), βάση των κανονιστικών διατάξεων του Ευρωκώδικα 8, μέρος 3.

Η αρχική κατάσταση του φορέα κρίθηκε ανεπαρκής έναντι στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας καθώς μεγάλο ποσοστό των δομικών στοιχείων, υποστυλωμάτων και δοκών παρουσίασαν ανεπάρκεια έναντι κάμψης, μειωμένης πλαστιμότητας και έλλειψη παραμορφωσιακής ικανότητας, όπως και διάτμησης. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην απουσία των αντισεισμικών κανονισμών, καθώς και στην έλλειψη κατασκευαστικών διατάξεων όπως για παράδειγμα η έλλειψη ικανοποιητικής τοπικής πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών λόγω έλλειψης συνδετήρων στους κόμβους, η αραιή διάταξή τους και οι ανεπάρκειες στους κύριους οπλισμούς των διατομών. Μειονέκτημα επίσης για την υπό μελέτη κατασκευή καθίσταται το γεγονός των μικρών διαστάσεων κατακόρυφων μελών σχετικά με τα ανοίγματα των πλαισίων. Οι κατασκευές οι οποίες είναι σχεδιασμένες με την απουσία των αντισεισμικών κανονισμών, καθίστανται από τη φύση τους προβληματικές, διότι ο σχεδιασμός του φορέα είναι μεγάλης σημασίας για την απόκριση τους. Κατασκευές οι οποίες χαρακτηρίζονται μη κανονικές, όπως στην περίπτωση της υπό μελέτης κατασκευής, αποδεικνύονται ευάλωτες σε σεισμικές καταπονήσεις και η συμπεριφορά τους είναι πολύπλοκη.

Η αρχική πρόταση ενίσχυσης της κατασκευής, με την προσθήκη περιμετρικών μανδύων σε όλα τα υποστυλώματα του φορέα, να μεν βελτίωσε την συμπεριφορά του φορέα, αλλά εξακολούθησαν να παρουσιάζονται σημαντικές ανεπάρκειες όσο αφορά την επιτρεπόμενη γωνία στροφής με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Όσον αφορά τις δοκούς η ενίσχυση τους πραγματοποιήθηκε με την χρήση ινοπλισμένων πολυμερών.

Λόγω του γεγονότος αυτού, προέκυψε απαραίτητος ο συνυπολογισμός της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη κατασκευή. Η παρουσία τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή συνείσφερε στη ευμενή συμπεριφορά της κατασκευής, καθώς οι ανεπάρκειες των δομικών στοιχείων βελτιώθηκαν σε μεγάλο αλλά και ικανοποιητικό ποσοστό. Συγκεκριμένα αυξήθηκε η φέρουσα ικανότητα των στοιχείων όσον αφορά την επάρκεια σε κάμψη, διάτμηση καθώς και αύξηση της πλαστιμότητας και η ανάπτυξη της παραμορφωσιακής ικανότητας.

Επομένως, η ενίσχυση της κατασκευής με προσθήκη μανδύων σε συνδυασμό με τον συνυπολογισμό της επιρροής των τοιχοπληρώσεων, βελτίωσε τη συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο καθώς τα αποτελέσματα των αναλύσεων προσδιόρισαν 83% αύξηση στην ανάληψη τέμνουσας βάσης και αντίστοιχα μείωση κατά 27% των μετακινήσεων. Παράλληλα όσον αφορά τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής παρατηρήθηκε μείωση των τιμών μετά την ενίσχυση. Συγκεκριμένα οι ιδιοπεριόδοι T_x και T_y πριν την ενίσχυση της κατασκευής ήταν 1.262011s και 0.7223061s αντίστοιχα, ενώ μετά την ενίσχυση 0.9842822s και 0.6034134s. Γεγονός το οποίο φανερώνει την αύξηση της δυσκαμψίας του δομικού φορέα.

Βάσει των πιο πάνω προκύπτει η σημαντική βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι στο σεισμό σχεδιασμού. Η συγκεκριμένη κατασκευή έναντι του σεισμού σχεδιασμού παρουσιάζει ικανοποιητική συμπεριφορά όσον αφορά την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, ικανοποιώντας την απαίτηση ικανοτικού σχεδιασμού.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Σπυράκος Κ. (2004). “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
2. Δρίτσος Σ. Η. (2005). “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 3^η Έκδοση Αναθεωρημένη”, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
3. Δρίτσος Σ. Η. (2015). “Ενισχύσεις και Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
4. Δρίτσος Σ. Η. (2003). “Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων”, Τ.Ε.Ε, Αθήνα
5. Παυλίδου Κ. & Αδαμίδης Α. (2015). “Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής με Ανελαστική Γραμμική Ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Προσθήκη Ορόφου και Έλεγχος Επάρκειας για Διάφορες Σεισμικές Φορτίσεις.”, 21^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2015, Πάτρα, Ελλάδα
6. Ψυχάρης Γ. Ν. (2015). “Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας” [Σημειώσεις Μαθήματος], Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
7. CYS (Cyprus Standard). (2004). “Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1.” Eurocode 8, Cyprus.
8. CYS (Cyprus Standard). (2005). “Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3.” Eurocode 8, Cyprus.
9. Βεργίνη Δ. & Τσιουμπής Κ. (2013). “Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.” Πτυχιακή διατριβή, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Αθήνα
10. 3DR Engineering Software Ltd. (2012). *3DR.STREN-KANEΠΕ – Εγχειρίδιο Χρήσης*, Αθήνα
11. Κοσμοπούλου Α. Ι. (2005). “Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μηκανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος.” Διδακτορική διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
12. Ζηκίδη Β. Μ. (2012). “Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.” Μεταπτυχιακή διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
13. Αγαπητού Κ. Σ. (2012). “Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Ενίσχυση με Σύνθετα Υλικά.” Πτυχιακή διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
14. Σταματάκος Π. (2008). “Ο Ρόλος των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Συμπεριφορά Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.”, 14^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών 2008, Πάτρα, Ελλάδα
15. Αντωνιάδης Π. Σ. (2011). “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιριακών Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με τον EC8 Τόμος Α’.” 3DR Engineering Software, Αθήνα
16. ΟΑΣΠ (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας). (2011). *ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012 Κανονισμός Επεμβάσεων*, Ελλάδα

17. Αρμπιρος Β. (2001). “Βλάβες σε Κόμβους Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέθοδοι Αποκατάστασης και Ενίσχυσης τους.”, *7^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών*, Ελλάδα
18. Σπύρου Δ. (2011). “Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος και Ενισχύσεις. ” Πτυχιακή Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα