



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ
ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ

ΜΑΖΑΡΑΚΟΥ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ

A.M. 7102

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΜΠΙΣΚΙΝΗΣ ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ

ΠΑΤΡΑ, 2021

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της εργασίας μου, τον κ. Διονύση Μπισκίνη, που με την πολύτιμη καθοδήγησή του συνέβαλε θετικά στην εκπόνησή της. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία LH Λογισμική για την παραχώρηση του λογισμικού Fespa, έκδοση 8.1.0.4 και των βοηθητικών εργαλείων που χρησιμοποίησα για τις ανάγκες της εργασίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, με την εφαρμογή Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover), συναρτήσεως των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 και του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Πρόκειται για κατασκευή που διαθέτει ισόγειο και ένα όροφο. Για την παρούσα μελέτη αποτίμησης ήταν διαθέσιμα τα σχέδια της αρχικής στατικής μελέτης η οποία τοποθετείται το 1983 και υλοποιήθηκε με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του '59.

Η μελέτη της κατασκευής έγινε για ένα κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια). Όμως λόγω της αδυναμίας οικοδόμησης νέων κατασκευών, αρκετοί πολίτες μετατρέπουν τα υφιστάμενα κτίρια σε εργασιακούς χώρους, όπως για παράδειγμα ένα φροντιστήριο. Σε αυτή την περίπτωση η κατασκευή θεωρείται κατηγορίας σπουδαιότητας III. Η εργασία, λοιπόν, εξετάζει το σενάριο όπου ο ιδιοκτήτης αποφασίζει να αλλάξει χρήση στο κτίριο και να το μετατρέψει σε ένα φροντιστήριο. Επομένως οι αναλύσεις γίνονται για μία κατασκευή κατηγορίας σπουδαιότητας III.

Αρχικά γίνεται παράθεση των βασικών αρχών του Κανονισμού Επεμβάσεων. Έπειτα αναλύεται η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), σύμφωνα με την οποία πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι και στην συνέχεια οι διάφορες μέθοδοι ενίσχυσης των στοιχείων μιας κατασκευής.

Ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή του κτιρίου και η αποτίμησή του για τη στάθμη επιτελεστικότητας B1 «Προστασία Ζωής» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη και με περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Δεδομένων των αποτελεσμάτων που προκύπτουν κατά την αποτίμηση της κατασκευής λαμβάνουμε τα αποτελέσματα για τη σεισμική συμπεριφορά του εν λόγω κτιρίου στη δράση του σεισμού και τα μέλη τα οποία παρουσίασαν αστοχίες

Τέλος η ενίσχυση των μελών αυτών έγινε με την εφαρμογή μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος και πραγματοποιήθηκε εν νέου αποτίμηση για τον έλεγχο αυτών των μελών, αλλά και της κατασκευής σαν σύνολο, η οποία κατέδειξε επάρκειά της.

Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iii
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	7
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7
1.1 Γενικά.....	7
1.2 Εισαγωγή για πρώτη φορά του αντισεισμικού κανονισμού.....	7
1.3 Υφιστάμενες κατασκευές την χρονική περίοδο 1959-1984.....	8
1.4 Υφιστάμενες κατασκευές την χρονική περίοδο 1984-1994.....	9
1.5 Υφιστάμενες κατασκευές από το 1994 μέχρι σήμερα	9
1.6 Συμπεράσματα	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	12
ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	12
2.1 Εισαγωγή στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	12
2.2 Σκοπός αποτίμησης υφιστάμενης κατασκευής	12
2.3 Αρχές αποτίμησης.....	13
2.4 Στόχοι αποτίμησης	13
2.5 Στάθμες επιτελεσματικότητας.....	15
2.6 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.....	16
2.7 Έλεγχοι και ανίσωση ασφαλείας.....	20
2.8 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.....	22
2.9 Μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων	25
2.10 Συμπεριφορά οπλισμένου σκυροδέματος	29
2.11 Παραμορφώσεις αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος.....	30
2.12 Μέθοδοι ανάλυσης.....	31
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	32
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)	32
3.1 Σκοπός και πλεονεκτήματα	32
3.2 Εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) σε νέα και παλαιά κτίρια.....	33
3.3 Φορτία και μέλη κατασκευής.....	33
3.4 Κατανομή σεισμικών φορτίων	34
3.5 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία	35
3.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης.....	36
3.7 Στοχευόμενη μετακίνηση	37
3.8 Τελικός έλεγχος επάρκειας	42

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	44
ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ	44
4.1 Γενικά.....	44
4.2 Επίσκευές και ενισχύσεις υποστρωμάτων	44
4.3 Επίσκευές και ενισχύσεις δοκών.....	53
4.4 Επίσκευές και ενισχύσεις τοιχωμάτων.....	58
4.5 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	61
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	61
5.1 Γενική περιγραφή.....	61
5.2 Υλικά της υφιστάμενης κατασκευής.....	66
5.3 Γεωμετρικά δεδομένα υφιστάμενης κατασκευής.....	66
5.3.1 Τοιχώματα – Υποστυλώματα	66
5.3.2 Δοκοί.....	68
5.3.3 Πλάκες	69
5.4 Φορτία	71
5.5 Κανονισμοί ανάλυσης.....	72
5.6 Έδαφος θεμελίωσης	72
5.7 Διαφραγματική λειτουργία πλακών	73
5.8 Σεισμός.....	73
5.9 Κατηγορία Σπουδαιότητας.....	74
5.10 Διερεύνηση και τεκμηρίωση του φέροντος οργανισμού	75
5.11 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	76
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	76
6.1 Περιληπτική αναφορά της διαδικασίας στο λογισμικό Fespa	76
6.2 Στάθμη επιτελεστικότητας	76
6.3 Καθορισμός κόμβου ελέγχου	77
6.4 Λόγοι επάρκειας μελών (απαίτηση/ικανότητα)	78
6.5 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υπό στατικά φορτία	80
6.6 Διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας (ADRS).....	83
6.7 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα	89
6.8 Σύγκριση αποτελεσμάτων αποτίμησης μεταξύ των κατηγοριών σπουδαιότητας II και III	90
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	91

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	91
7.1 Ενισχυμένα μέλη	91
7.2 Μέθοδος ενίσχυσης.....	91
7.3 Αποτίμηση ενισχυμένης κατασκευής.....	92
7.3.1 Λόγοι επάρκειας μελών (απαίτηση/ικανότητα).....	92
7.3.2 Διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας (ADRS)	95
7.3.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα	100
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8	102
ΣΥΝΟΨΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	102
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	103

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η Ελλάδα είναι μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες του πλανήτη και πιο συγκεκριμένα διαθέτει την έκτη θέση παγκοσμίως, ενώ στον ευρωπαϊκό χώρο την πρώτη. Αξίζει να αναφερθεί ότι στην Ελλάδα δεν υπάρχει μη σεισμική περιοχή.

Η πλειονότητα των κατασκευών στον ελληνικό χώρο έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τους παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς του 1959, του 1984 και του 1995, οπότε δεν πληρούν τις προδιαγραφές ασφαλείας των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Αυτό σημαίνει ότι ένα ποσοστό των κατασκευών αυτών είτε πλησιάζει τη θεωρούμενη διάρκεια ζωής των 50 ετών, είτε έχει εμφανίσει διάφορα είδη βλαβών λόγω της φυσικής φθοράς ή έχουν επηρεαστεί από τα σεισμικά γεγονότα που έχουν συμβεί στο παρελθόν. Επομένως ένα μεγάλο ποσοστό των οικοδομικών κατασκευών της χώρας μας χρειάζονται έλεγχο της φέρουσας ικανότητας τους έναντι σεισμικών δράσεων. (Ιγνατάκης, 2008)

1.2 Εισαγωγή για πρώτη φορά του αντισεισμικού κανονισμού

Ο αντισεισμικός κανονισμός εισάγεται για πρώτη φορά στην Ελλάδα το 1959. Τα προηγούμενα χρόνια οι αντισεισμική σχεδίαση των κατασκευών είχε εμπειρικό χαρακτήρα. Πρωταρχική απαίτηση του κανονισμού αποτέλεσε ο υπολογισμός και η διαστασιολόγηση των οριζοντίων δυνάμεων ανάλογες της μάζας της κατασκευής συνακόλουθα με τον καθορισμό του μεγέθους των δυνάμεων με βάση τη σεισμική ζώνη που ανήκει το εκάστοτε έδαφος και την κατηγορία του. Η ομάδα αυτών των εμπειρικά κατασκευασμένων δομημάτων έναντι του σεισμού και ειδικά η περίπτωση των πολώροφων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν μειωμένη αντοχή στο σεισμό. Η διαστασιολόγηση μέχρι τότε πραγματοποιούνταν σύμφωνα με τον Κανονισμό του 1954, ο οποίος αποτελούσε μετάφραση του Γερμανικού Κανονισμού του 1936 χωρίς να περιλαμβάνονται διατάξεις κατασκευαστικής διαμόρφωσης και όπλισης μελών που αποσκοπούν στην τοπική πλαστιμότητα. Η εξήγηση είναι ότι ο εν λόγω Κανονισμός προσανατολιζόταν αποκλειστικά σε κατασκευές που δέχονται οριζόντια φορτία. Το αποτέλεσμα ήταν οι κατασκευές που ήταν σχεδιασμένες με αυτόν τον Κανονισμό να έχουν μειωμένη ικανότητα παραλαβής οριζόντιων φορτίσεων στις δυο διευθύνσεις. Με βάση τον αντισεισμικός κανονισμός του 1959, η σεισμική

τέμνουσα ορόφου κατανέμεται στα κατακόρυφα μέλη του ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες του, με τη θεώρηση ότι τα μέλη αυτά είναι πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων. Η έλλειψη των μαθηματικών μοντέλων προσομοίωσης που να λαμβάνουν υπόψη τη δυσδιάστατη και τρισδιάστατη πλαισιακή λειτουργία έδωσε σαν αποτέλεσμα τη μειωμένη θωράκιση των κατασκευών. Τα κτίρια που κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 έχουν τοπική πλαστιμότητα ισοδύναμη με δείκτη συμπεριφοράς 1.5~2. (Κοσμόπουλος, 2005)

1.3 Υφιστάμενες κατασκευές την χρονική περίοδο 1959-1984

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί που οριοθετούν το διάστημα 1959 έως 1984 θεσπίστηκαν λίγο μετά τους σεισμούς της δεκαετίας του '50 στα Επτάνησα, του 1978 στη Θεσσαλονίκη και του 1981 στην Αθήνα. Οι δεκαετίες 60' και 70' θεωρούνται η «χρυσή» εποχή της αντιπαροχής όπου ανοικοδομήθηκαν τα μεγάλα και μεσαία αστικά κέντρα, με αποτέλεσμα την ισοπέδωση των πόλεων, χωρίς όμως να ευθύνεται γι' αυτό ο αντισεισμικός κανονισμός του '59.

Τα υλικά που επικρατούσαν στις κατασκευές ήταν το εργοταξιακό σκυρόδεμα κατηγορίας B160 και ο λείος χάλυβας StI. Σταδιακά αντικαταστάθηκαν από σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και νευροχάλυβα κατηγορίας StIII για τον διαμήκη οπλισμό ενώ για τους συνδετήρες εξακολούθησε η εφαρμογή της κατηγορίας StI.

Ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 επέβαλε την ψευδοστατική εφαρμογή και την ορθογωνική καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που προέκυπταν από το σεισμικό συντελεστή ε (0,04 έως 0,16), ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και την κατηγορία εδάφους θεμελίωσης.

Η αδυναμία της μη ακριβούς ανάλυσης των πολυώροφων πλαισιακών συστημάτων με τα μέσα της εποχής αντιμετωπίστηκε με την παραδοχή ότι η διαφραγματική λειτουργία των πλακών επιτρέπει την κατανομή της τέμνουσας κάθε ορόφου στα κατακόρυφα στοιχεία (τοιχώματα, στύλοι) ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Όμως ήταν δύσκολος ο προσδιορισμός του συντελεστή δυσκαμψίας τοιχωμάτων και στύλων. Αυτό οδήγησε σε άτυπες προσεγγίσεις, που υπερεκτιμούσαν τις τέμνουσες των τοιχωμάτων ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα, ενώ υποτιμούσαν την καμπτική καταπόνηση των τοιχωμάτων, εξεταζόμενα ανά όροφο. Ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 είχε στη διάθεση του λύση για το πρόβλημα των υπολογισμών με την προϋπόθεση σε κάθε όροφο ο φέρων οργανισμός να έχει κατάλληλα τοποθετημένα τοιχώματα με άθροισμα

εμβαδού διατομής ανά διεύθυνση τουλάχιστον ίσο προς το 1/800 του αθροίσματος των εμβαδών κατόψεων των υπερκείμενων ορόφων σε περιοχές σεισμικότητας I και II και ίσο προς το 1/500 σε περιοχές σεισμικότητας III.

1.4 Υφιστάμενες κατασκευές την χρονική περίοδο 1984-1994

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 διαφοροποιήθηκε εσπευσμένα λόγω των μεγάλων σεισμικών δονήσεων του 1978 και 1981 που έπληξαν τα μεγάλα αστικά κέντρα της χώρας. Η τροποποίηση του εφαρμόστηκε το 1984, ενώ δύο ήταν οι βασικές αλλαγές που ενσωματώθηκαν στο άρθρο 6 του Ε.Α.Κ. 1959:

- Η ανάλυση του φέροντος οργανισμού υπό τη ψευδοστατική σεισμική φόρτιση για κτίρια τριών ορόφων και άνω, επιβλήθηκε να γίνεται σε χωρικό πολυώροφο προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού.
- Θεσπίστηκε πληθώρα κατασκευαστικών διατάξεων για να εξασφαλιστεί επαρκής πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων.

Ακόμη, επιβλήθηκε έλεγχος των οριζόντιων μετακινήσεων. Σε περίπτωση υπέρβασης των σχετικών ορίων λόγω ανεπάρκειας τοιχωμάτων, ο κανονισμός προβάλλει ικανοτικό έλεγχο των κόμβων του εύκαμπτου φέροντα οργανισμού έτσι ώστε το άθροισμα των επιτρεπόμενων ροπών κεφαλής και πόδα κάθε στύλου να ξεπερνάει το άθροισμα των επιτρεπόμενων ροπών των εκατέρωθεν δοκών στις δύο κύριες διευθύνσεις. Αυτό συνεπάγεται την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού κατάρρευσης ορόφου εξαιτίας πρώιμης αστοχίας των υποστυλωμάτων σε περίπτωση σεισμού μεγαλύτερου του σεισμού σχεδιασμού.

Άλλη μία αλλαγή που υπέστη ο κανονισμός του 1959 ήταν η αύξηση της ροπής ανατροπής της κατασκευής κατά περίπου 30%, λόγω της υιοθέτησης της άνω τριγωνικής κατανομής των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος. Τέλος, θεσπίζεται και η έννοια της σπουδαιότητας της κατασκευής ανάλογα με τη χρήση της, οπότε στα κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας ο σεισμικός συντελεστής προσαυξάνεται κατά 50% για τις ζώνες σεισμικότητας I και II, ενώ για τη ζώνη III κατά 20%.

1.5 Υφιστάμενες κατασκευές από το 1994 μέχρι σήμερα

Το 1994 εφαρμόστηκε ο νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.) συνδυαζόμενος με το Νέο Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ν.Ε.Κ.Ω.Σ.), που είχε ήδη τεθεί σε εφαρμογή από το 1991, άλλαξαν τη γενικότερη

φιλοσοφία του σχεδιασμού των κατασκευών. Σήμερα είναι γνωστοί ως Ε.Α.Κ. 2000 και Ε.Κ.Ω.Σ 2000, μετά από μία σειρά τροποποιήσεων.

Οι βασικές τροποποιήσεις του Ε.Α.Κ. 2000 σε σχέση με τον Ε.Α.Κ. 1959-1984 είναι οι εξής:

- Κατάργηση του σταθερού σεισμικού συντελεστή και εισαγωγή του φάσματος σεισμικών επιταχύνσεων σχεδιασμού, όπου λαμβάνεται υπόψη η δυναμική απόκριση της κατασκευής. Συγχρόνως επανασχεδιάστηκε ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τα τελευταία σεισμολογικά δεδομένα.
- Σαν γενική μέθοδος ανάλυσης επιβάλλεται η δυναμική φασματική μέθοδος με επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων του φέροντος οργανισμού.
- Χρήση των εννοιών της πλαστιμότητας και της απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας στον υπολογισμό, έχοντας ως αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων σχεδιασμού.
- Επιδίωξη της αποφυγής κατάρρευσης μέσω δέσμης μέτρων ικανοτικού σχεδιασμού των δομικών στοιχείων και κατάταξης των βλαβών που δεν γίνεται να αποφευχθούν, για σειμούς μεγαλύτερους από το σεισμό σχεδιασμού. Ο ικανοτικός σχεδιασμός εξασφαλίζει την κινητοποίηση όλων των υπεραντοχών που παρέχουν στο φέροντα οργανισμό οι συντελεστές ασφαλείας και την δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας εξαντλώντας την πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων.

1.6 Συμπεράσματα

Το υπάρχον πλαίσιο των ελληνικών κανονισμών (Ε.Κ.Ω.Σ 2000, Ε.Α.Κ. 2000, Ευρωκώδικες) θεωρείται από τα πιο σύγχρονα παγκοσμίου επιπέδου. Οι κατασκευές που υλοποιήθηκαν μετά το 1984 είναι αντισεισμικά πιο ασφαλείς συγκρινόμενες με παλαιότερες. Τα τελευταία χρόνια οι σύγχρονοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί φέρουν ελπίδες ότι τα νέα κτίρια θα έχουν καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά από τα παλαιότερα στους μελλοντικούς σειμούς. (Ιγνατάκης, 2008) Επιπλέον η βασική τους απαίτηση είναι η αποφυγή διακινδύνευσης της ζωής και της σωματικής ακεραιότητας των ανθρώπων λόγω κατάρρευσης του συνόλου ή τμήματος του δομήματος υπό το σεισμό σχεδιασμού. (Φαρδής, 2005) Ακόμα η ανάγκη για ένα κανονισμό ενισχύσεων των παλαιών κατασκευών που έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες είτε λόγω σεισμικών

δονήσεων, είτε λόγω το πέρασ των χρόνων, οδήγησε στη δημιουργία του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε συμπλήρωση του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.1 Εισαγωγή στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σκοπός του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι, μέσα από θεσμοθετημένα κριτήρια, να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων δομημάτων, όπως επίσης να πραγματοποιηθεί επισύναψη των κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους αλλά και οι ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις που πρέπει να πραγματοποιηθούν στα δομικά στοιχεία τους.

Σαν Κανονισμός οφείλει να λειτουργεί με βάση κάποιες ορισμένες αρχές, σύμφωνα με τις οποίες ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας ενός δομήματος.

Οι υποχρεωτικές διατάξεις που πρέπει να εφαρμοστούν καθορίζουν:

- Τα κριτήρια με τα οποία αποτιμάται η φέρουσα ικανότητα μιας υφιστάμενης κατασκευής.
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας για τα ανασχεδιασμένα δομήματα ή μέλη.
- Τους τρόπους που μπορεί να γίνει η επέμβαση.
- Τη συσχέτιση του παρόντος Κανονισμού με τους υπόλοιπους (υλικών, φορτίσεων κλπ.).

2.2 Σκοπός αποτίμησης υφιστάμενης κατασκευής

Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Η διαδικασία της αποτίμησης εξαρτάται από την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο. Όταν δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα είναι η ανάγκη για ενίσχυση ή όχι του δομήματος. Όταν, όμως, υπάρχουν ήδη βλάβες αποτιμάται το δόμημα ως έχει δηλαδή συνυπολογίζοντας και τις βλάβες. Ενώ διαφορετικά, σύμφωνα με την απόφαση του μηχανικού ότι χρειάζονται επεμβάσεις, αποτιμάται το δόμημα στην αρχική του κατάσταση, δηλαδή πριν τις βλάβες και με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν.

Η διαδικασία της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η ακόλουθη:

- Συλλογή στοιχείων και έρευνα του ιστορικού του δομήματος
- Ανάλυση
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων

2.3 Αρχές αποτίμησης

Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνο των κατακόρυφων φορτίων τότε η αποτίμηση γίνεται με απλές μεθόδους. Όταν όμως ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη και των κατακόρυφων και των σεισμικών φορτίων τότε η αποτίμηση περιλαμβάνει τις εξής αρχές:

- Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους
- Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επιμέρους στοιχεία
- Η ακρίβεια των εφαρμοζόμενων μεθόδων πρέπει να είναι ανάλογη με την ακρίβεια των δεδομένων
- Η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή
- Στην περίπτωση που υπάρχουν ήδη βλάβες η εφαρμοζόμενη μέθοδος πρέπει να προσεγγίσει, όχι και τόσο λεπτομερώς, τη μορφή και τη θέση των βλαβών αυτών
- Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, τον έλεγχο των επιβαλλομένων μετακινήσεων και τους τοπικούς δείκτες, έχουν κατά αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις των Παραγράφων 2.4.3 έως 2.4.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να είναι χρήσιμη ή αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες

2.4 Στόχοι αποτίμησης

Οι στόχοι της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού περιλαμβάνουν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη ανεκτή

πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου. Επιπλέον οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι απαραίτητα ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού πιθανότατα είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπονται στόχοι επανελέγχου μόνο για τον φέροντα οργανισμό και τις τοιχοπληρώσεις.

Ο στόχος της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 50%, έχει σαν αποτελέσματα, πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες, σε αντίθεση με έναν αντίστοιχο στόχο πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών. Όλα αυτά σχετίζονται με τον παρακάτω πίνακα (πίνακας 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

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

Πίνακας 2.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων δομημάτων, ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητάς του, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (πίνακας παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Πίνακας 2.2 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$

Οι παραπάνω κατηγορίες σπουδαιότητας ορίζονται ως εξής (πίνακας παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κλπ.
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμνηστικής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.

Πίνακας 2.3 Ορισμοί κατηγορίας σπουδαιότητας.

2.5 Στάθμες επιτελεστικότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ανάλογα με τη σοβαρότητα της βλάβης σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εξής:

- **«Περιορισμένες βλάβες» (Α):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Στο φέροντα οργανισμό είναι πιθανό να εμφανιστούν τριχοειδής καμπτικές ρωγμές χωρίς εμφανείς μόνιμες

μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Επιπλέον ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων είναι αμελητέος.

- **«Σημαντικές βλάβες» (B):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας είναι πιθανό να εμφανιστούν καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί δια μήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα. Σε περίπτωση σεισμού είναι απαραίτητη η επισκευή των βλαβών για τη χρήση του κτιρίου.
- **«Οιονεί κατάρρευση» (Γ):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Στον φέροντα οργανισμό είναι πιθανό να εμφανιστούν εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών και άνοιγμα συνδετήρων. Επιπλέον ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων είναι μεγάλος.

2.6 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των συλλεγόμενων πληροφοριών για το υφιστάμενο κτίριο που λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.

Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- «Υψηλή»
- «Ικανοποιητική»
- «Ανεκτή»

Όσον αφορά τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία μπορούν να ληφθούν υπόψη ακόμα και αν τα δεδομένα δεν είναι επαρκή. Σε αυτή τη περίπτωση εφαρμόζονται τα ισχύοντα για «ανεκτή» Σ.Α.Δ.

Ανάλογα με τη Σ.Α.Δ. που θα οριστεί επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd} , όπως επίσης επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} .

Για το σκυρόδεμα:

Κύριος σκοπός της διερεύνησης του σκυροδέματος είναι ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής για όλες τις περιοχές του φέροντος οργανισμού. Αυτό θα πραγματοποιηθεί με συνδυασμό έμμεσων μεθόδων και πυρηνοληψίας για να υπάρχει η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Για μικρά κτίρια (έως δύο όροφοι), το απολύτως ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων είναι $n = 3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον κρίσιμο όροφο.

α) Για να θεωρηθεί «υψηλή» η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του σκυροδέματος, πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το 45% των κατακόρυφων στοιχείων
- Το 25% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες)

β) Για να θεωρηθεί «ικανοποιητική» η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του σκυροδέματος, πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο αλλά επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το 30% των κατακόρυφων στοιχείων
- Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες)

Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση $S \leq 0,20 X$), τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρηθεί «υψηλή».

γ) Για να θεωρηθεί «ανεκτή» η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του σκυροδέματος, πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν ακόμα ένα μικρότερο αλλά ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το 15% των κατακόρυφων στοιχείων
- Το 7,5% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες)

Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση $S \leq 0,20 X$), τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρηθεί «ικανοποιητική».

Σε ειδικές περιπτώσεις κτιρίων για τα οποία διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής τους, δηλαδή διατίθεται φάκελος μελέτης που έχει εφαρμοστεί στην πράξη, αποδείξεις περί συνεχούς επίβλεψης και αποτελέσματα δοκιμών σκυροδέματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής, οι δοκιμές για την επαλήθευση των διατιθέμενων πληροφοριών μπορούν να περιορίζονται στην ελάχιστη πυρηνοληψία από ομοειδή δομικά στοιχεία κάθε ορόφου. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι η επαρκής σύγκλιση των αποτελεσμάτων, δηλαδή η απόκλιση αντοχής κάθε πυρήνα να είναι μικρότερη από το 15% της μέσης τιμής. Στις περιπτώσεις αυτές η Σ.Α.Δ. θεωρείται «ικανοποιητική». Υπάρχει όμως πιθανότητα, αν εκτελεστούν οι δοκιμές της παραγράφου (β), η Σ.Α.Δ. να θεωρείται «υψηλή». Εάν η σύγκλιση των αποτελεσμάτων της πυρηνοληψίας δεν είναι ικανοποιητική, τότε επιβάλλεται η εφαρμογή των πιο πάνω παραγράφων (α), (β), (γ).

Για το χάλυβα:

Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού υφισταμένου κτιρίου αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η κατάταξη του χάλυβα μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων) και σε συνδυασμό με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική». Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα που θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, επιτρέπεται να λαμβάνονται από τα προβλεπόμενα στους αντίστοιχους κανονισμούς για την κατηγορία χάλυβα. Στην περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες για την αξιοπιστία της κατάταξης του χάλυβα με οπτική αναγνώριση, θα πρέπει να προβούν σε δοκιμή τουλάχιστον τρία δείγματα από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου και ίδιας περίπου γεωμετρίας. Αν από τα δείγματα αυτά παρθούν αποτελέσματα διαφορετικής κατηγορίας χάλυβα, τότε ο έλεγχος θα πρέπει να συνεχιστεί για να προσδιοριστούν τα

δομικά στοιχεία στα οποία έχει εφαρμοστεί κάθε κατηγορία. Μόνο τότε η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θα θεωρείται «υψηλή».

Η Σ.Α.Δ. δεν είναι απαραίτητα ενιαία για ολόκληρο το κτίριο αλλά προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.Δ.

Για τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (πίνακας 3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

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

Πίνακας 2.4 Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων.

Σε περίπτωση αντικειμενικής αδυναμίας εκτέλεσης του προγράμματος ελέγχων και διερευνήσεων για τα χαρακτηριστικά των υλικών, και αν δεν διαπιστωθούν προβλήματα κακοτεχνιών, φθορών, βλαβών κλπ., επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν για τον προσδιορισμό της αντοχής των υλικών, αξιόπιστα αποτελέσματα παλαιότερων ποιοτικών ελέγχων. Αν και αυτά δεν διατίθενται, κατ' εξαίρεση, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν "ερήμην" αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών (σύμφωνα με το Παράρτημα 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

α) για το σκυρόδεμα

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{cm} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{ck} (MPa)
...<1954	10	6
1954<...<1985	12	8
1985<...<1995	16	12
1995<...	20	16

Πίνακας 2.5 «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος

β) για το χάλυβα

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{ym} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{yk} (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Πίνακας 2.6 «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού.

2.7 Έλεγχοι και ανίσωση ασφαλείας

Ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο εντατικό ή παραμορφωσιακό μέγεθος είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα. Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες:

$S_d < R_d$, με $S_d = \gamma_{Sd} \cdot S$ ($S_k \cdot \gamma_f$) και $R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R$ (R_k/γ_m), όπου:

- S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

- R_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).
- S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.
- R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.
- γ_{sd} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω του οποίου εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων.
- γ_{Rd} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω του οποίου εκτιμώνται οι συνέπειες των κάθε είδους αντιστάσεων.
- γ_f : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις δράσεις των υλικών με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.
- γ_m : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

Όταν η ανάλυση γίνεται με γραμμικές μεθόδους, ο έλεγχος και η ανίσωση ασφαλείας εφαρμόζονται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον παρόντα Κανονισμό, ενώ γενικά οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών.

Αντίστοιχα όταν η ανάλυση γίνεται με μη-γραμμικές μεθόδους, γίνεται σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, με τις απαιτήσεις του φάσματος δυνάμεων / μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση επανελέγχου. Οι αντιπροσωπευτικές τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ιδιοτήτων υλικών ή αξιοπιστίας προσομοιωμάτων, επιλέγονται σύμφωνα με την προέλευση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους και τον τύπο της αστοχίας. Η κατηγορία μεθόδων ελέγχου επιλέγεται με βάση τον αναμενόμενο τύπο αστοχίας, δηλαδή αν η συμπεριφορά είναι οιονεί-πλάστιμη, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων, ενώ αν η συμπεριφορά είναι οιονεί-ψαθυρή, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων.

Γενικά οι μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, εφαρμόζονται για στάθμες επιτελεστικότητας Β ή Γ.

2.8 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς, όπως και για τους ελέγχους, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} και γ_{Rd} . Έτσι λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν. Όταν οι σεισμικές δράσεις σε ποσοστό τουλάχιστον 75% αναλαμβάνονται κυρίως από νέους, ικανούς και επαρκείς φορείς, ισχύει ότι ο συντελεστής ασφαλείας γ_{sd} γίνεται ίσος με τη μονάδα. Αντίθετα, όταν αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα χωρίς να γίνουν διερευνήσεις και έλεγχοι, οι τιμές γ_{sd} εξαρτώνται από τη σοβαρότητα και την έκταση των βλαβών ή / και των επεμβάσεων. Όταν δεν υπάρχουν ακριβή στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές γ_{sd} του πίνακα που ακολουθεί (πίνακας Σ 4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd} = 1,20$	$\gamma_{sd} = 1,10$	$\gamma_{sd} = 1,00$

Πίνακας 2.7 Τιμές του συντελεστή γ_{sd} .

Για τις μόνιμες δράσεις, οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας γ_g , ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων, λαμβάνεται ως εξής:

- Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως:
 - Υψηλή ΣΑΔ $\gamma_g = 1,20$
 - Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_g = 1,35$
 - Ανεκτή ΣΑΔ $\gamma_g = 1,50$
- Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως:
 - Υψηλή ΣΑΔ $\gamma_g = 1,00$
 - Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_g = 1,10$
 - Ανεκτή ΣΑΔ $\gamma_g = 1,20$

Για τα νέα στοιχεία ή τις νέες κατασκευές οι τιμές του γ_g είναι γενικώς καθιερωμένες.

Από την άλλη, για τις μεταβλητές δράσεις, οι τιμές των συντελεστών γ_f και ψ_i είναι καθιερωμένες από τους Κανονισμούς.

Για τα υφιστάμενα υλικά όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση μείον μία τυπική απόκλιση, οι τιμές του συντελεστή γ_m θα λαμβάνονται, και εδώ, σύμφωνα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ως εξής:

- Υψηλή ΣΑΔ $\gamma_c = 1,15$ και $\gamma_s = 1,05$
- Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_c = 1,30$ και $\gamma_s = 1,15$
- Ανεκτή ΣΑΔ $\gamma_c = 1,45$ και $\gamma_s = 1,25$

Όταν οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται υπόψη στην αποτίμηση ή στον ανασχεδιασμό, τότε οι τιμές γ_m θα διαμορφώνονται ως εξής:

- Υψηλή ΣΑΔ $\gamma_m = 1,30$
- Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_m = 1,50$
- Ανεκτή ΣΑΔ $\gamma_m = 1,70$

Όλα τα παραπάνω για τους συντελεστές ασφαλείας των υφιστάμενων υλικών είναι συγκεντρωμένα στον παρακάτω πίνακα (πίνακας Π 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ¹					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ²			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ³		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ ⁶	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές ⁵	$\bar{X} - s$	X_k	X_k	\bar{X}	\bar{X}	\bar{X}
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'_m ⁴	Αναλόγως ΣΑΔ	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας		Αναλόγως ΣΑΔ	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας	
	$\gamma'_c = 1,30 \pm 0,15$ $\gamma'_s = 1,15 \pm 0,10$	$\gamma_m \cdot (1,05 \text{ ή } 1,20)$	Αυξημένοι	$\gamma'_m = 1,10 \pm 0,10$	$\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$	$\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$

Πίνακας 2.8 Τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'_m .

Για τα προστιθέμενα υλικά όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την χαρακτηριστική ισχύουν τα εξής:

- Για τα νέα υλικά που καλύπτονται από τους ισχύοντες κανονισμούς για σκυρόδεμα και χάλυβα χρησιμοποιούνται συντελεστές γ'_m μεγαλύτεροι των καθιερωμένων, για να καλυφθούν πρόσθετες αβεβαιότητες, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (πίνακας Σ 4.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή / και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,05	1,20

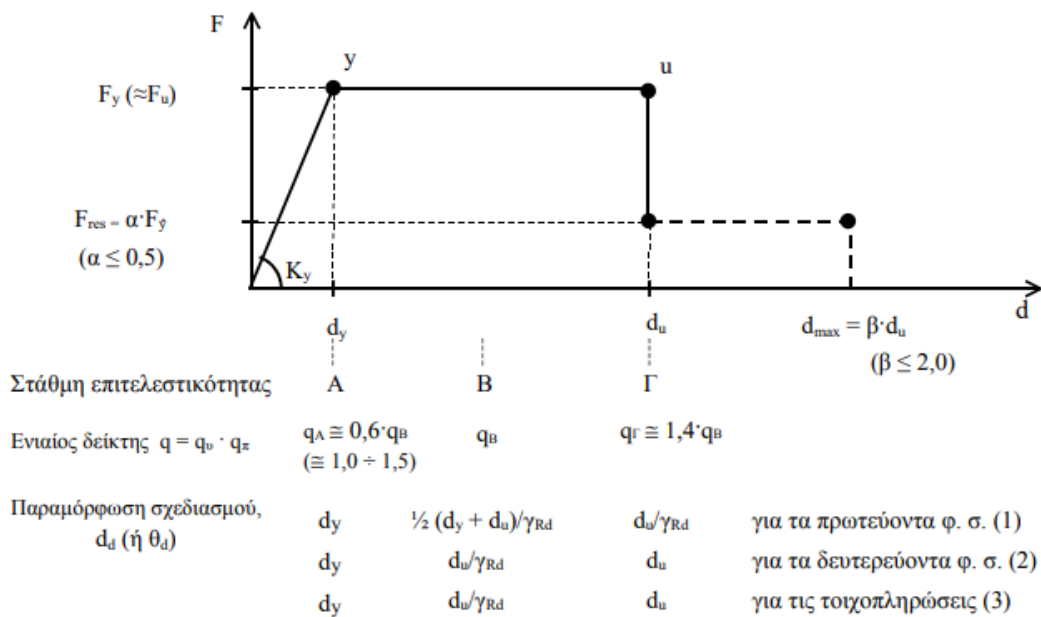
Πίνακας 2.9 Τιμές του λόγου γ'_m/γ_m για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά.

- Για τα νέα υλικά που δεν καλύπτονται από τους ισχύοντες κανονισμούς οι τιμές των συντελεστών θα λαμβάνονται εμπειρικά σύμφωνα με την κρίση του μηχανικού.

Για τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών, που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των αντιστάσεων, οι τιμές των συντελεστών γ_m είναι περίπου ίσες με τη μονάδα.

- Για τα υφιστάμενα υλικά:
 - Υψηλή ΣΑΔ $\gamma_m=1,00$
 - Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_m=1,10$
 - Ανεκτή ΣΑΔ $\gamma_m=1,20$
- Για τα προστιθέμενα υλικά:
 - για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα $\gamma_m=1,15$
 - για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα $\gamma_m=1,25$

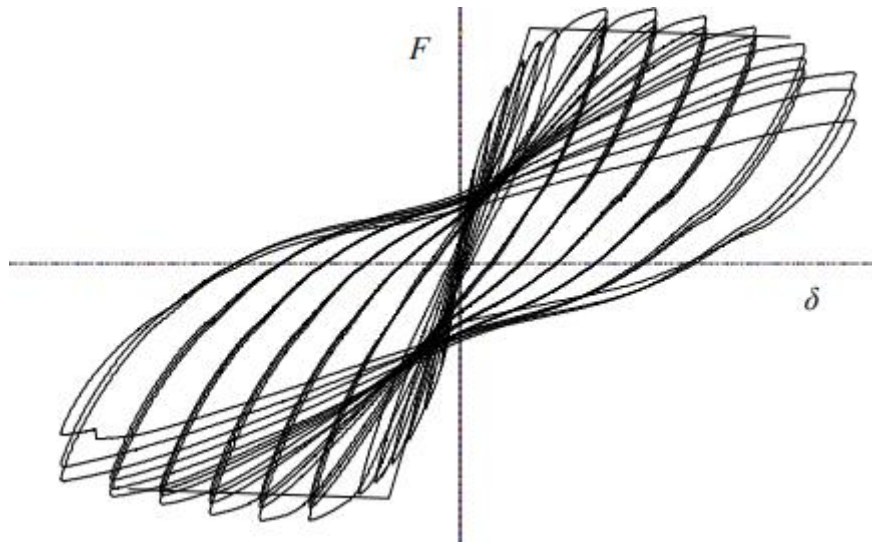
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι έλεγχοι ασφαλείας παρουσιάζονται εποπτικά στο παρακάτω σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας και του ελέγχου σε όρους δυνάμεων (μέσω του q ή των m) ή παραμορφώσεων (μέσω της παραμόρφωσης σχεδιασμού, $d_d=\theta_d$).



Εικόνα 2.1 Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς (διάγραμμα παραρτήματος 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

2.9 Μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου μιας κρίσιμης περιοχής ή ενός κόμβου περιγράφεται μέσα από το διάγραμμα εντατικού μεγέθους «F» συναρτήσεως της παραμόρφωσης ή της σχετικής μετακίνησης «δ». Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το διάγραμμα αυτό περιγράφει την περιβάλλουσα των αποκρίσεων κάτω από ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Το τελικό στάδιο αστοχίας είναι η απώλεια της φέρουσας ικανότητας ή αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων, όπου σε αυτή την περίπτωση οι παραμορφώσεις είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές που προκαλούν απώλεια έναντι των σεισμικών δράσεων. Συνήθως λαμβάνονται υπόψη τρεις κύκλοι φόρτισης – αποφόρτισης – επαναφόρτισης για κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση, που φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα.

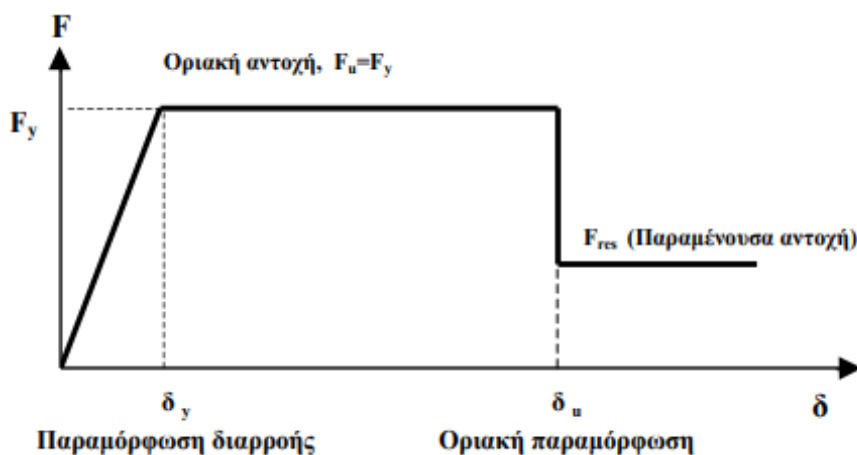


Εικόνα 2.2 Διάγραμμα μηχανικής συμπεριφοράς δομικού στοιχείου υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση (KAN,ΕΠΕ.)

Κατά την ανελαστική συμπεριφορά, όταν η αστοχία επέρχεται λόγω κάμψης, τότε τα πιο κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$ ή αλλιώς η γωνία στροφής θ . Όταν όμως η αστοχία επέρχεται λόγω διάτμησης, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή παραμόρφωση γ .

Τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος συνδυάζονται με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου. Γι' αυτό η πιο αξιόπιστη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ , αφού η γωνία στροφής χορδής περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται μία προσεγγιστική καμπύλη F - δ που αποτελείται από τέσσερα γραμμικά τμήματα και θεωρείται επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού.



Εικόνα 2.3 Πολυγραμμικό διάγραμμα της καμπύλης F-δ (KAN.ΕΠΕ.)

Για τα τμήματα-κλάδους της καμπύλης ισχύουν:

- Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή

Το πρώτο ευθύγραμμο τμήμα εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο διαρροής. Ο κλάδος αυτός θεωρείται ευθύγραμμος διότι αγνοείται η ρηγμάτωση, που πιθανότατα υπάρχει λόγω παλαιότερων σεισμικών ή μη φορτίσεων. Όμως αυτό δεν έχει ιδιαίτερη σημασία για τις ανάγκες του σχεδιασμού, αν δηλαδή το συγκεκριμένο τμήμα θεωρείται ευθύγραμμο ή τεθλασμένο.

Η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

Σε ένα μέλος που αστοχεί σε κάμψη με ροπή στο άκρο ίση με M_u θα έχουμε:

- $F_y=M_u$, εάν οι F_{ek} φράζονται σε όρους ροπών,
- $F_y=V_{Mu}$, εάν οι F_{ek} φράζονται σε όρους τεμνουσών, (όπου V_{Mu} η τέμνουσα τη στιγμή της καμπτικής αστοχίας).

Σε ένα μέλος που αστοχεί από τέμνουσα, δηλαδή $V_u < V_{Mu}$ θα έχουμε:

- $F_y=M_{Vu}$, εάν οι F_{ek} φράζονται σε όρους ροπών, (όπου M_{Vu} η ροπή τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας),
- $F_y=V_u$, εάν οι F_{ek} φράζονται σε όρους τεμνουσών.

Ισχύει: $V_{Mu}=M_u/(\alpha_s \cdot h)$, όπου $\alpha_s=M/(V \cdot h)$ ο «λόγος διάτμησης» της υπόψη περιοχής κατά την εξεταζόμενη εντατική κατάσταση.

Η ενεργός δυσκαμψία Κορίζεται ως το πηλίκο του εντατικού μεγέθους και της παραμόρφωσης διαρροής: $K = F_y / \delta_y$.

Για τον υπολογισμό των F_y και δ_y , άρα και της ενεργού δυσκαμψίας K , πρέπει να έχει ληφθεί γνώση του οπλισμού του εξεταζόμενου στοιχείου. Επιπλέον η δυσκαμψία K εκτιμάται από τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Εάν δεν είναι γνωστός ο οπλισμός μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι προσεγγιστικές σχέσεις που διατυπώνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην παράγραφο 7.1.2.2, σύμφωνα με τις οποίες η δυσκαμψία προσδιορίζεται συναρτήσει της ροπής αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής I_c , του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος E_c , της αξονικής δύναμης λόγω κατακόρυφων δράσεων N , της επιφάνειας διατομής A_c και του λόγου διάτμησης α_s . Από τις σχέσεις αυτές καταλήγουμε σε τιμές ενεργού δυσκαμψίας όχι μεγαλύτερες από το 25% της δυσκαμψίας του αρηγμάτωτου στοιχείου.

Βασική σχέση για τον προσδιορισμό της ενεργού δυσκαμψίας, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι: $K = M_y L_c / 3\theta_y$, όπου M_y η ροπή διαρροής, L_c το μήκος διάτμησης και θ_y η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή του στοιχείου. Από αυτή τη σχέση η δυσκαμψία λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των τιμών που υπολογίζονται στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου και σε περίπτωση μη συμμετρικής διατομής λαμβάνεται ο μέσος όρος των τιμών για αρνητική και για θετική φορά κάμψης.

- Μετελαστικός κλάδος

Το τμήμα αυτό εκφράζει την πλάστιμη συμπεριφορά του στοιχείου και καταλήγει στην παραμόρφωση αστοχίας δ_u . Για να ληφθεί υπόψη η τυχόν αναμενόμενη έντονη εξασθένηση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης, ή φαινόμενα 2ας τάξεως, ο μετελαστικός κλάδος θα πρέπει να έχει αρνητική κλίση, πράγμα το οποίο δημιουργεί προβλήματα στην ανελαστική ανάλυση. Γι' αυτό λοιπόν προτείνεται μια κατάλληλη μείωση της τιμής της αντίστασης F_y έτσι ώστε ο κλάδος να μετατραπεί σε οριζόντιος, για να συμπεριλαμβάνεται και η εξασθένηση απόκρισης για μεγαλύτερες παραμορφώσεις.

- Κλάδος παραμόρφωσης αστοχίας

Η πτώση του τμήματος αυτού, δηλαδή της αντίστασης F , εκφράζει την αστοχία του στοιχείου έναντι πλευρικών δράσεων. Αστοχία θεωρείται η μείωση της αντίστασης κατά το 20% της μέγιστης τιμής της, χωρίς βέβαια να συνοδεύεται απαραίτητα και από

τη μείωση της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας. Για την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , λαμβάνεται η τιμή που αντιστοιχεί σε αυτή τη μειωμένη τιμή της αντίστασης.

- Απομένουσα αντίσταση

Ο κλάδος αυτός λαμβάνεται γραμμικός με σταθερή την τιμή της απομένουσας αντίστασης F_{res} μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας. Εδώ μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου λόγω σεισμικών δράσεων υπό αυξανόμενη παραμόρφωση που συνήθως δεν μηδενίζεται. Από την άλλη, λόγω μεγάλων αβεβαιοτήτων, δεν είναι εύκολος ο υπολογισμός της απομένουσας αντίστασης F_{res} και κατά συνέπεια της τελικής παραμόρφωσης. Όμως για την προσομοίωση της απόκρισης μίας κατασκευής με ανελαστικές μεθόδους για πλάστιμα στοιχεία και κυρίως για στάθμη επιτελεστικότητας Γ , η απομένουσα αντοχή μπορεί να ληφθεί ίση με το 25% της οριακής αντοχής των στοιχείων.

2.10 Συμπεριφορά οπλισμένου σκυροδέματος

Η συμπεριφορά ενός στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος χαρακτηρίζεται ψαθυρή και πλάστιμη.

Ψαθυρή συμπεριφορά έχουν τα στοιχεία που διαρρέουν σε διάτμηση πριν από τη διαρροή σε κάμψη και ισχύει: $V_u < V_{Mu} = M_u / (\alpha_s * h)$.

Ενώ πλάστιμη έχουν εκείνα που διαρρέουν σε κάμψη πριν από τη διαρροή σε διάτμηση και ισχύει: $V_u > V_{Mu} = M_u / (\alpha_s * h)$.

Εξαιρούνται τα στοιχεία με χαμηλό λόγο διάτμησης (π.χ. μικρότερος του 2), των οποίων η συμπεριφορά τους μπορεί να ληφθεί ως ψαθυρή, χωρίς τον υπολογισμό και τον έλεγχο του δείκτη πλαστιμότητας.

Όπου: V_u : η αντοχή σε τέμνουσα

V_{Mu} : η τέμνουσα της καμπτικής αστοχίας

M_u : η ροπή της διατμητικής αστοχίας

α_s : ο λόγος διάτμησης

h : το ύψος της διατομής

Για στοιχεία με πλάστιμη συμπεριφορά είναι απαραίτητο να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων με το ενδεχόμενο της μετελαστικής αστοχίας σε διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων.

2.11 Παραμορφώσεις αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος

- Παραμόρφωση αστοχίας σε κάμψη

Η καμπυλότητα αστοχίας διατομής προσδιορίζεται μέσω του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής μέχρι το σημείο της αστοχίας, θεωρώντας ότι η διατομή μπορεί να αστοχήσει λόγω θραύσης του εφελκόμενου οπλισμού ή λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη, πριν ή μετά την αποφλοίωση του απερίσφιγκτου τμήματος της διατομής.

Όταν η αστοχία οφείλεται στη θραύση του εφελκόμενου οπλισμού, η καμπυλότητα αστοχίας είναι: $(1/r)_{su} = \epsilon_{su} / [(1 - \xi_{su})d]$

Ενώ όταν οφείλεται στην αστοχία του θλιβόμενου σκυροδέματος, η καμπυλότητα αστοχίας είναι: $(1/r)_{cu} = \epsilon_{cu} / \xi_{cu}d$

Όπου: ϵ_{su} : η επιμήκυνση αστοχίας του εφελκόμενου οπλισμού

ξ_{su} : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα

d : το στατικό ύψος

ϵ_{cu} : η παραμόρφωση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας του σκυροδέματος

ξ_{cu} : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του σκυροδέματος

- Παραμόρφωση αστοχίας υπό τέμνουσα

Όταν το στοιχείο αστοχίσει λόγω τέμνουσας πριν τη διαρροή σε κάμψη, δηλαδή όταν ισχύει η συνθήκη $V_R < V_{My}$, τότε μπορεί να ληφθεί πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής σε ποσοστό 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στη καμπτική διαρροή. Στις μετελαστικές ανακυκλήσεις, η μείωση της αντίστασης V_R σε τέμνουσα μπορεί να προκαλέσει αστοχία λόγω αυτής, ακόμα και όταν αρχικά ήταν $V_R > V_{My}$. Γι' αυτό γίνεται εκτίμηση της μείωσης της V_R σε συνάρτηση με τον απαιτούμενο για το σχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων.

2.12 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι:

- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m).
- Ελαστική στατική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m).
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)
- Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis)

Το επόμενο κεφάλαιο αναφέρεται στην ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) που εφαρμόστηκε στην παρούσα εργασία. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

3.1 Σκοπός και πλεονεκτήματα

Σκοπός της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι:

- Η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου, που είναι το θεμέλιο για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας, και εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής.
- Την επάρκεια της υπεραντοχής στο κτίριο, λόγος α_u/α_1 .
- Την παρακολούθηση της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής κατά σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Έτσι γίνεται η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων.

Η μη γραμμική ανάλυση πλεονεκτεί έναντι της ελαστικής, καθώς παρουσιάζει τα παρακάτω:

- Έχει μεγαλύτερης ακρίβειας αποτελέσματα διότι λαμβάνει υπόψη όχι μόνο τη δυσκαμψία των μελών αλλά και την αντοχή τους. Ακόμη μπορεί να γίνει ο έλεγχος της δυνατότητας παραμόρφωσης, όπως διαμορφώνεται.
- Είναι δυνατή η εποπτεία κατανομής των βλαβών στο φορέα.
- Απαλλάσσονται τα ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να γίνει ο έλεγχος της επάρκειας του φορέα για πολλές στάθμες επιτελεσματικότητας ταυτόχρονα.
- Πληροφορεί σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και συνεισφέρει στο σχεδιασμό της ενίσχυσης είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό και των δύο.

Για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κτιρίων η ανελαστική ανάλυση χαράσσει την καμπύλη αντίστασης, σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται το σημείο επιτελεσματικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση και με βάση αυτό γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Είναι δεδομένο ότι έχει ληφθεί γνώση της γεωμετρίας του φορέα, των υφιστάμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών που κυμαίνεται από πλήρης μέχρι περιορισμένη.

Ένα υφιστάμενο κτίριο παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του. (LH Λογισμική, 2013)

3.2 Εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) σε νέα και παλαιά κτίρια

Η ανάλυση Pushover είναι απαραίτητη τόσο στα νέα όσο και στα παλαιά κτίρια και η διαφοροποίησή της εξαρτάται από το σκοπό που επιδιώκεται να επιτευχθεί με την ανάλυση αυτή. Πιο συγκεκριμένα:

- Στα νέα κτίρια, με την ανάλυση Pushover, επιδιώκεται η χάραξη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και μέσω αυτής ο προσδιορισμός του λόγου α_u/α_1 , ο οποίος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής. Παρόλα αυτά οι απαιτούμενοι έλεγχοι της κατασκευής γίνονται σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα, της θεωρητικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των διάφορων κατασκευαστικών λεπτομερειών.
- Στις παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, με την ανάλυση Pushover, επιδιώκεται η χάραξη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και σύμφωνα με αυτή ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης έως περιορισμένη γνώση της γεωμετρίας του φορέα, της πραγματικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των διάφορων κατασκευαστικών λεπτομερειών.

3.3 Φορτία και μέλη κατασκευής

Παρακάτω παρουσιάζονται κάποιες βασικές απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη θέση των φορτίων στην κατασκευή και τη συμπεριφορά των μελών της.

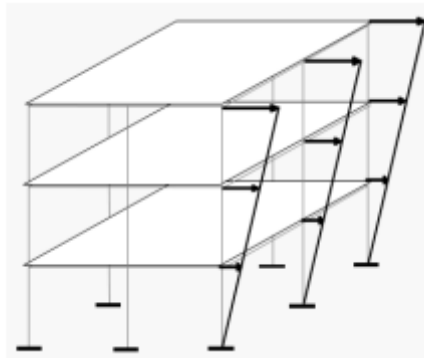
- Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, σε συνδυασμό με τα οριζόντια φορτία, σύμφωνα με τον EC8.
- Τα πλευρικά στατικά φορτία τοποθετούνται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών σεισμικών δυνάμεων.

- Με την εφαρμογή τους σε δύο αντίθετες διευθύνσεις, θα ληφθούν δύο αποτελέσματα για κάθε κρίσιμη διατομή, από τα οποία θα χρησιμοποιηθεί το δυσμενέστερο.
- Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται και τα κύρια και τα δευτερεύοντα στοιχεία, όπως επίσης και οι τοιχοπληρώσεις εφόσον λαμβάνεται υπόψη η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου. Διαφορετικά τα δευτερεύοντα στοιχεία θα αποκλύονται από την ανάλυση.

3.4 Κατανομή σεισμικών φορτίων

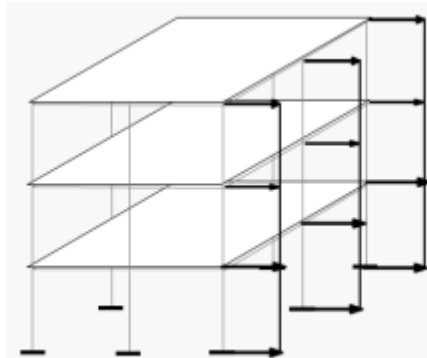
Η σεισμική ένταση κατανέμεται με οριζόντια φορτία, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, αυξανόμενη σταδιακά μέχρι το επίπεδο της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, που ταυτίζεται με την οροφή του κτιρίου.

- Οριζόντια κατανομή φορτίων
Σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η εφαρμογή τους γίνεται στη στάθμη του διαφράγματος (πλάκα ορόφου), και στις δύο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο. Στην κάθε περίπτωση που προκύπτει εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων, για να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα και της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.
- Καθ' ύψος κατανομή φορτίων
 - Τριγωνική κατανομή
Η επιλογή της πρώτης κατανομής οριζόντιων φορτίων είναι ανάλογη με τις πλευρικές δυνάμεις που είναι συμβατές με την κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση.



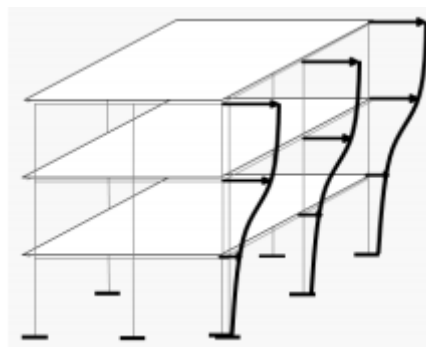
Εικόνα 3.1 Τριγωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος. (ΛΗΛογισμική, 2013)

- Ομοιόμορφη κατανομή
 Η επιλογή της δεύτερης κατανομής οριζόντιων φορτίων στηρίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις, ανάλογες της μάζας και ανεξαρτήτως στάθμης



Εικόνα 3.2 Ορθογωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος. (LH Λογισμική, 2013)

- Ιδιομορφική κατανομή
 Η επιλογή της τρίτης κατανομής οριζόντιων φορτίων βασίζεται στην ιδιομορφή της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας που προέκυψε από την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Εικόνα 3.3 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος. (LH Λογισμική, 2013)

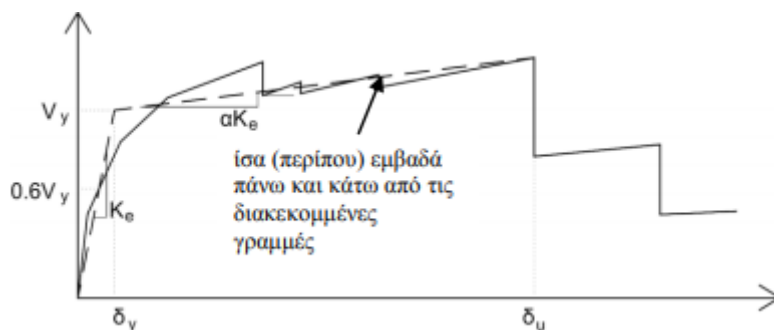
3.5 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία διακρίνονται σε κύρια και δευτερεύοντα. Η διάκριση αυτή γίνεται με βάση τη συνεισφορά τους στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων. Κύρια (ή πρωτεύοντα) μέλη χαρακτηρίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του δομήματος υπό σεισμικά φορτία, ενώ δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα υπόλοιπα, αυτά δηλαδή που δεν συμβάλλουν ιδιαίτερα στην αντοχή και στην ευστάθεια της κατασκευής. Όσον αφορά τα δευτερεύοντα στοιχεία η δυσκαμψία και η αντοχή τους

υπό σεισμικές δράσεις αγνοείται, ενώ διατηρούν την ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας. Γενικά ο διαχωρισμός των μελών σε κύρια και δευτερεύοντα επηρεάζει τους συντελεστές ασφαλείας των υλικών για έλεγχο σε όρους δυνάμεων. Πιο συγκεκριμένα στα δευτερεύοντα η αντοχή υπολογίζεται κατά περίπτωση από τις μέσες ή χαρακτηριστικές τιμές χωρίς διαίρεση με τους συντελεστές ασφαλείας γ_s και γ_c . Αυτό έχει ως αποτέλεσμα στα δευτερεύοντα μέλη να προκύπτει μεγαλύτερη τιμή των αντιστάσεων (τέμνουσα), απ' ό,τι στα κύρια. Για τον έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα μέλη αφορά μόνο τις στάθμες επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (SD) και Αποφυγή Κατάρρευσης (NC). Σε αυτές τις δύο στάθμες τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες από τα κύρια, διότι ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας. Για τη στάθμη Περιορισμένες Βλάβες (DL), τα κριτήρια επιτελεστικότητας για κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία ταυτίζονται. (LH Λογισμική, 2013)

3.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης

Η μη γραμμική σχέση της τέμνουσας βάσεως συναρτήσει της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον προσδιορισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η μορφή αυτής συνιστάται να είναι διγραμμική, με K_e την κλίση του πρώτου κλάδου και αK_e την κλίση του δεύτερου κλάδου. Οι δύο αυτές ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά, με οδηγό την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Εικόνα 3.4 Εξιδανίκευση μιας καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (σχήμα Σ5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e λαμβάνεται από την επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y που ορίζεται από την τιμή των ευθειών που αναφέρθηκαν πιο πάνω. Η ανηγμένη κλίση α του δεύτερου τμήματος υπολογίζεται από την ευθεία που διέρχεται από το σημείο της πραγματικής μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u . Εν συνεχεία παρατηρείται ότι η αντοχή του φορέα μειώνεται σημαντικά. Η τιμή που προκύπτει για την κλίση α πρέπει να είναι θετική ή οριακά ίση με το μηδέν, αλλά να μην ξεπερνά το 0,10, για να είναι συμβατή με τις υπόλοιπες παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_i , όπως ο συντελεστής C_1 . Το μειωμένο ποσοστό της τιμής της αντοχής συνιστάται στο 15%, εφόσον σε αυτή τη στάθμη δεν έχει αστοχήσει κάποιο κύριο κατακόρυφο στοιχείο. Συμπερασματικά, αν δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας της κατασκευής, η κλίση K_e λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης V_{max} και η δύναμη διαρροής V_y , για τον προσδιορισμό του δείκτη R , ως το 80% της V_{max} .

3.7 Στοχευόμενη μετακίνηση

- Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ. (μέθοδος των συντελεστών)

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i προσδιορίζεται λαμβάνοντας υπόψη όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετατόπιση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου και εφόσον δεν χρησιμοποιείται πιο ακριβή προσέγγιση υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$E(4.4.7.1): \delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_e(T)$$

όπου: $T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$, η ισοδύναμη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, με T : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_0 : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία.

C_0 : Ο συντελεστής που συνδέει την πραγματική μετακίνηση κορυφής δ_i με τη φασματική μετακίνηση S_d του ισοδύναμου ελαστικού φορέα. Οι τιμές του μπορούν να λαμβάνονται ίσες με 1.0, 1.2, 1.3, 1.4 και 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 αντίστοιχα.

C_1 : Ο συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού και υπολογίζεται από τα παρακάτω:

$$\text{Για } T_e \geq T_c, C_1=1$$

$$\text{Για } T_e < T_c, C_1=[1+(R-1)T_c/T_e]/R$$

με T_c : η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης, R : ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής του φορέα.

C_2 : Ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του λαμβάνονται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (πίνακας Σ5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Στάθμη επιτελεσματικότητας	$T_e \leq 0.1s$		$T_e \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Εικόνα 3.5 Τιμές του συντελεστή C_2

Παρατηρείται διαφοροποίηση ανάμεσα στις στάθμες διότι η υστερητική απόσβεση είναι σημαντικότερη σε μεγαλύτερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

C_3 : Ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως και παίρνει τιμές σύμφωνα με τη σχέση:

$$C_3=1+5(\theta-1)/T_e$$

με θ : ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας, που είναι ίσος με τη μέγιστη τιμή από τις προκύπτουσες για τον κάθε όροφο της κατασκευής.

Μετά την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης ελέγχεται, αν τα δομικά στοιχεία της κατασκευής ικανοποιούν τις απαιτήσεις για αντοχή και παραμόρφωση, για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεσματικότητας. Στην περίπτωση που όλα τα στοιχεία επαρκούν, τότε ο φορέας κρίνεται επαρκής.

- Μέθοδος EC8 (Μέθοδος N2)

Η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου θεωρείται απαραίτητη για τη σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού. Τα φορτία κατανέμονται στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων βάσει της κατανομής των αδρανειακών του χαρακτηριστικών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$E(4.4.7.2): F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_{j=0}^N m_j \varphi_j}$$

Όπου:

- Τα i, j οι στάθμες της κατασκευής
- Το V είναι η τέμνουσα βάσης
- Το φ_i είναι οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος i
- Το m_i είναι οι αντίστοιχες μάζες

Οι συντελεστές φ_i υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους. Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση οροφής για να γίνει η τιμή του φ στην οροφή ίση με τη μονάδα. Χρησιμοποιώντας την παραπάνω εξίσωση η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$E(4.4.7.3): Q = \Gamma Q^*$$

Όπου:

- Q^* οποιοδήποτε μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα
- Γ ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την ακόλουθη σχέση (EC8-1):

$$E(4.4.7.4): \Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2}$$

Όπου ο αριθμητής $\sum m_i \varphi_i$ ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος m^* .

Οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο μετασχηματισμό της σχέσης (4.4.7.3), επομένως η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος θα ισούται με τη δυσκαμψία του αντίστοιχου πολυβάθμιου. Δε συμβαίνει όμως το ίδιο με τις ιδιοπεριόδους των δύο συστημάτων.

Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου συστήματος μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Η μετατροπή γίνεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις:

$$E(4.4.7.5): S_a = \frac{V}{\alpha \cdot m_{tot}}$$

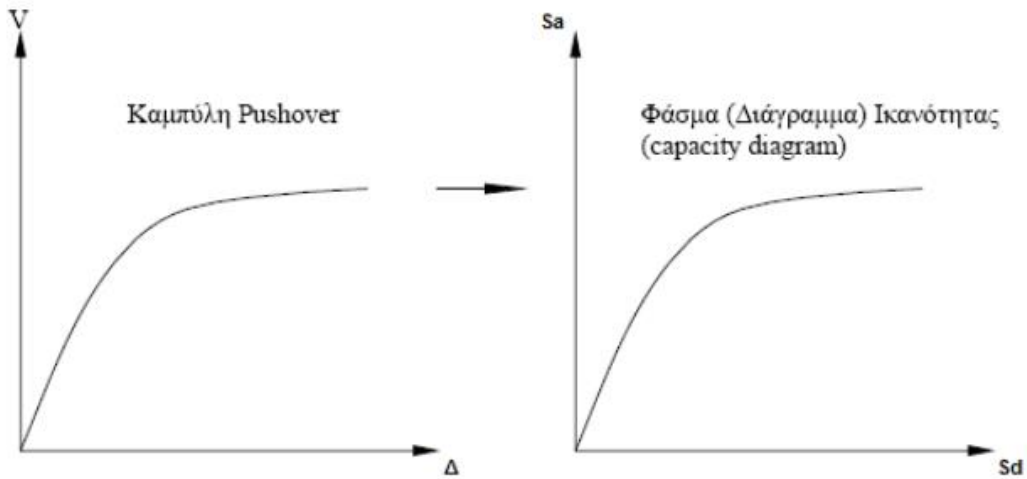
$$E(4.4.7.6): S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}}$$

Όπου:

- V η τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος.
- m_{tot} η συνολική μάζα του πολυβάθμιου συστήματος.
- α το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη ιδιομορφή της παραμόρφωσης, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση, όπου φαίνεται πως ο αριθμητής αντιπροσωπεύει τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

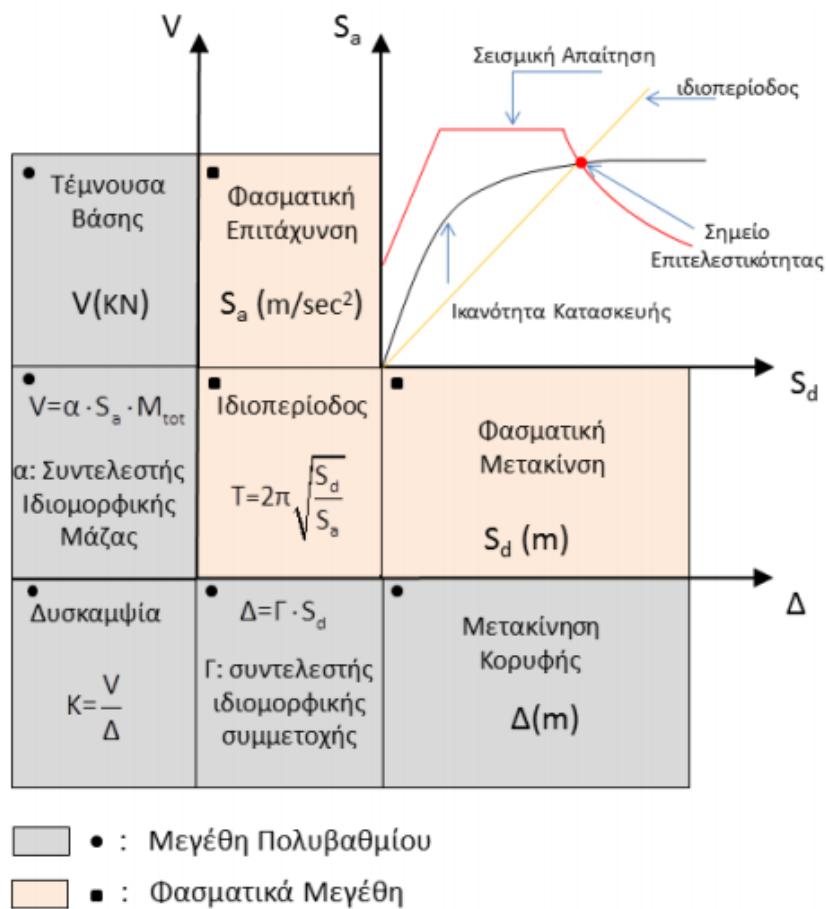
$$\alpha = \frac{\Gamma \sum m_i \varphi_i}{m_{tot}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}}$$

- Δ η μετακίνηση οροφής πολυβάθμιου συστήματος.
- φ_{top} η κανονικοποιημένη ιδιομορφική μετακίνηση κορυφής (συνήθως ισούται με τη μονάδα).
- Γ ο συντελεστής συμμετοχής.



Εικόνα 3.6 Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος. (LH Λογισμική, 2013)

Στο παρακάτω σχήμα συνοψίζεται η διαδικασία μετατροπής της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας.



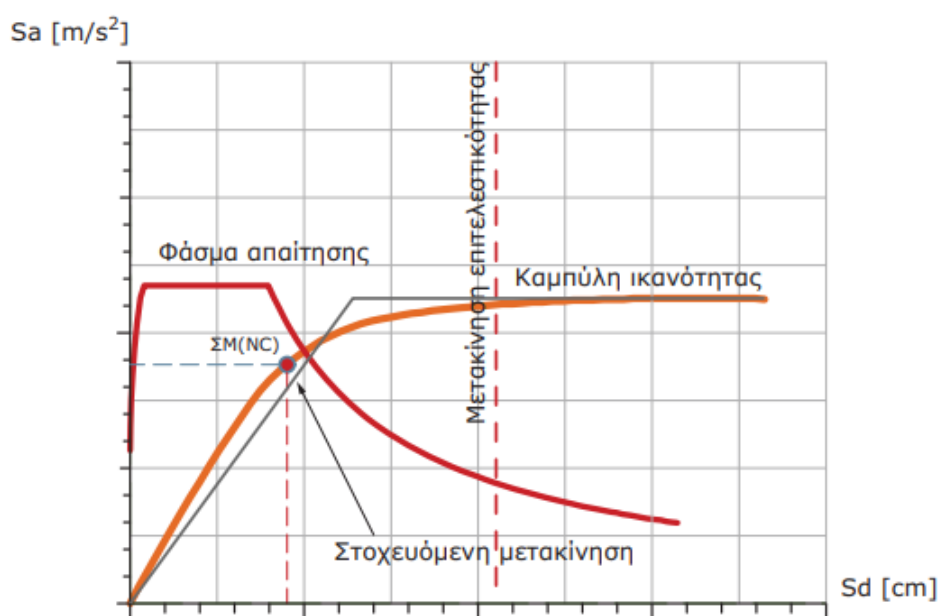
Εικόνα 3.7 Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιο σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος ADRS. (LH Λογισμική, 2013)

Από το διάγραμμα, λοιπόν, ADRS που προκύπτει, σημειώνεται η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας.

3.8 Τελικός έλεγχος επάρκειας

- Καθολικός έλεγχος κατασκευής

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και πιο συγκεκριμένα αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τον έλεγχο της θέσης της στοχευόμενης μετατόπισης, δηλαδή αν βρίσκεται αριστερά της διακεκομμένης γραμμής που συμβολίζει τη μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου μέλους της κατασκευής, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκειά της. Στο παρακάτω διάγραμμα η απαίτηση αυτή ικανοποιείται.



Εικόνα 3.8 Διάγραμμα τελικού ελέγχου επάρκειας κατασκευής. (LH Λογισμική, 2013)

- Έλεγχος σε επίπεδο μέλους

Αφού γίνει εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, υπολογίζονται ξεχωριστά για κάθε μέλος οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ο λόγος της ευρισκόμενης αυτής τιμής προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεστικότητας, εκφράζει το συντελεστή επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας. Αυτά ισχύουν για τον έλεγχο επάρκειας σε κάμψη. Από την άλλη ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους,

εκφράζει το λόγο επάρκειας σε διάτμηση και αφορά μόνο τη στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Κατάρρευσης (NC).

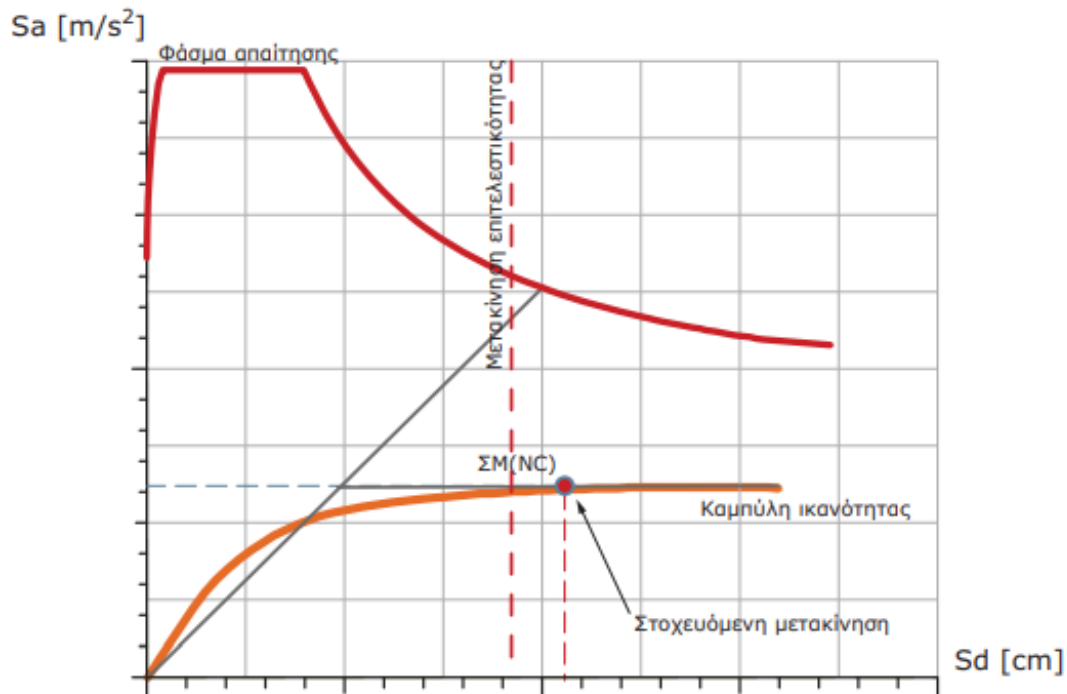
$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}}$$

$$\lambda = \frac{V}{V_R}$$

Όταν κάποιος έλεγχος επάρκειας υπερβούν τη μονάδα, τότε η κατασκευή δεν πληροί τον καθολικό έλεγχο επάρκειας. Αυτό σημαίνει ότι απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υπάρχοντος. Στόχος είναι η εκπλήρωση όλων των στόχων επιτελεστικότητας και επιτυγχάνεται με τα εξής:

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής μέσω αύξησης των διαστάσεων των διατομών και του σπλισμού.
- Αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

Στο παρακάτω διάγραμμα οι απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται.



Εικόνα 3.9 Διάγραμμα μη ικανοποίησης του ελέγχου επάρκειας. (LH Λογισμική, 2013)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

4.1 Γενικά

Αρχικά δεν υπάρχει τρόπος να αποφευχθούν οι βλάβες στις κατασκευές ακόμα και αν ο σχεδιασμός έχει γίνει με τους πιο σύγχρονους κανονισμούς με άρτια μελέτη και κατασκευή. Αυτό δεν οφείλεται μόνο στο βαθμό αξιοπιστίας των σεισμικών δεδομένων ή στις διάφορες παραδοχές και προσεγγίσεις, αλλά η φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών επιτρέπει τις βλάβες στο γενικό δομικό σύστημα. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού θεωρείται αποδεκτό ο φέρων οργανισμός να υποστεί βλάβες, όμως περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Εξάλλου η πιθανότητα κατάρρευσης σε αρκετά ισχυρό σεισμό προβλέπεται ότι θα πρέπει να είναι επαρκώς μικρή. Γενικά όμως για τα ελληνικά δεδομένα, ο ανθρώπινος παράγοντας είναι αυτός που παίζει ρόλο στο σύνολο των διαδικασιών για την ανέγερση των κατασκευών. (Δρίτσος, 2005)

4.2 Επισκευές και ενισχύσεις υποστυλωμάτων

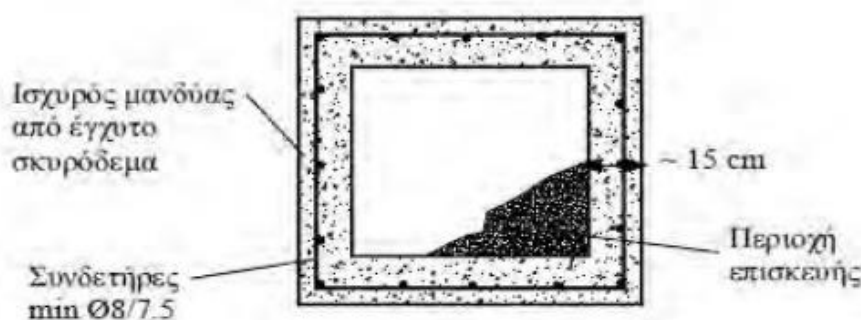
Για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα αποτελεί πλέον τη συχνή πρακτική. Όταν εμφανιστούν οι βλάβες ακολουθείται είτε η διαδικασία αποκατάστασης των αρχικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος (επισκευή) συναρτήσει του βαθμού της βλάβης που έχει υποστεί, είτε η διαδικασία βελτίωσής του (ενίσχυση). Είναι προφανές πως όταν υπάρχουν βλάβες η επισκευή σχεδόν πάντοτε προηγείται της ενίσχυσης, ενώ η εφαρμογή της ενίσχυσης γίνεται ανεξάρτητα από την ύπαρξή τους. (Δρίτσος, 2005)

Ο βαθμός μιας βλάβης για την στρατηγική επισκευής ενός υποστυλώματος κατατάσσεται σε:

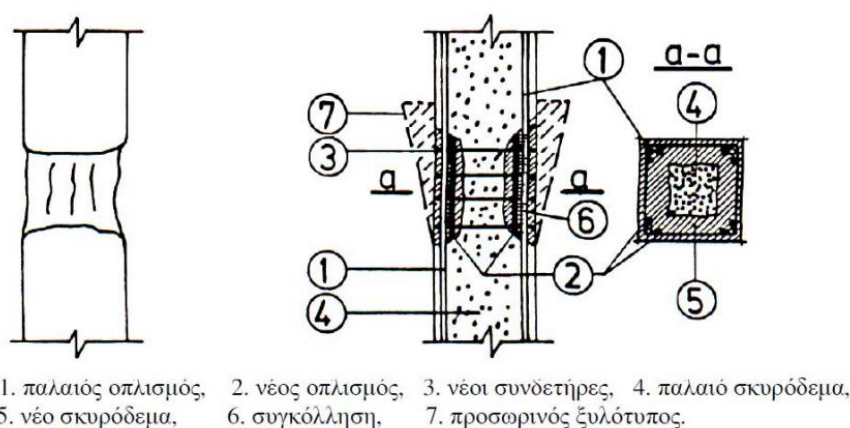
- **Απλή ρηγμάτωση:** Όταν η βλάβη περιορίζεται σε απλή ρηγμάτωση ή επιφανειακή αποφλοΐωση του σκυροδέματος, χωρίς να παρατηρείται αποδιοργάνωση του περισιφιγμένου πυρήνα της διατομής πυρήνα της διατομής και λυγισμός των κατακόρυφων ράβδων, η συγκόλληση των ρωγμών επιτυγχάνεται με τη βοήθεια εποξειδικής ρητίνης, ενώ για την αποκατάσταση του γλοιού χρησιμοποιείται συνήθων επισκευαστικό κονίαμα.
- **Τοπική βλάβη με μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος:** Όταν η βλάβη είναι μεν τοπική αλλά εκδηλώνεται με μερική αποδιοργάνωση του

σκυροδέματος του υποστυλώματος η διαδικασία επισκευής περιλαμβάνει τα εξής:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο βλαμμένο στοιχείο.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Αποκάλυψη οπλισμών.
- Συγκόλληση νέου οπλισμού και πυκνών κλειστών συνδετήρων.
- Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα. Αντί για σκυρόδεμα μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί ειδικό έτοιμο κονίαμα.
- Εναλλακτικά, η διατομή μπορεί να επισκευαστεί με μεταλλική κατασκευή από κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά κολάρα ή πλήρη χαλύβδινα φύλλα (μεταλλικός κλωβός).



Εικόνα 4.1 Επισκευή υποστυλώματος με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα. (Μπισκίνης, 2019)

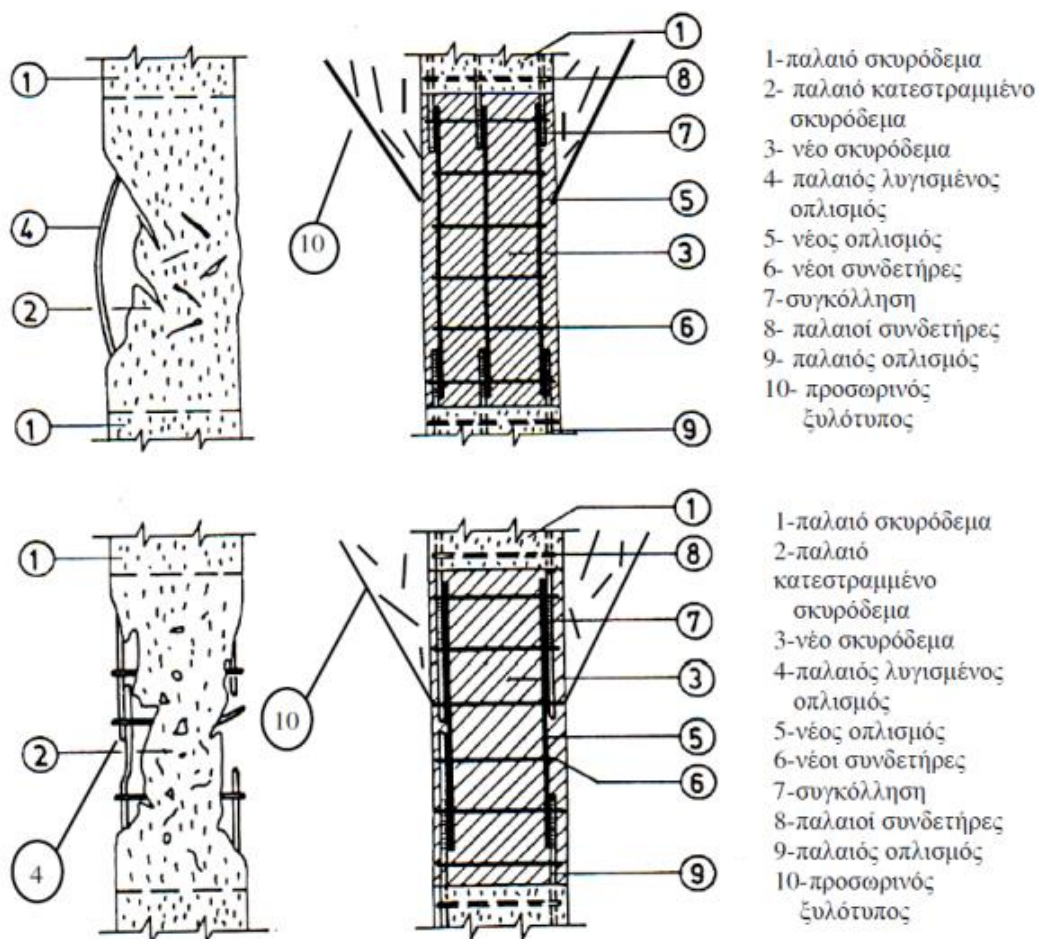


Εικόνα 4.2 Αποκατάσταση υποστυλώματος με μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στη βλαφθείσα περιοχή. (Δρίτσος, 2005)

- **Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος:** Όταν η βλάβη είναι σοβαρή, δηλαδή παρατηρείται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος

του υποστύλωματος που συνοδεύεται από διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των κατακόρυφων ράβδων, η διαδικασία επισκευής περιλαμβάνει τα εξής:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη υποστύλωμα.
- Πλήρης καθαίρεση του αποδιοργανωμένου τμήματος του υποστύλωματος σε ύψος τουλάχιστον 30 cm.
- Έλεγχος και ενίσχυση του διαμήκουσ οπλισμού όπου απαιτείται.
- Προσθήκη πυκνών συνδετήρων.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή έτοιμου κονιάματος. (Μπισκίνης, 2019)



Εικόνα 4.3 Αποκατάσταση υποστύλωματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στη βλαφθείσα περιοχή. (Δρίτσος, 2005)

Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται η συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος. Όταν ο μανδύας σκυροδέματος τοποθετηθεί γύρω από το υποστύλωμα η συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος περιορίζεται από το υπάρχον σκυρόδεμα. Αυτό συνεπάγεται τη δημιουργία εφελκυστικών τάσεων και πιθανόν τη ρηγμάτωση του μανδύα κάθετα στον άξονα του στοιχείου. Γι' αυτό χρησιμοποιούνται είτε ειδικά πρόσμικτα, είτε ειδικές συνθέσεις σκυροδέματος με μη συρρικνούμενες κονίες αντί του τσιμέντου.

Για τη διευκόλυνση τη σκυροδέτησης και την καλύτερη συμπίκνωση του νέου σκυροδέματος, ο ξυλότυπος καταλήγει προς τα πάνω σε μορφή χοάνης και το επιπλέον πρισματικό τμήμα σκυροδέματος αφαιρείται την επόμενη μέρα της σκυροδέτησης. Επιπλέον απαιτείται πλήρης αποφόρτιση της περιοχής των ορόφων που φορτίζουν το υποστύλωμα, ώστε όταν επιβληθούν φορτία στο επισκευασμένο στοιχείο να αποφευχθούν τυχόν παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης.

Όσον αφορά την ενίσχυση ενός υποστυλώματος, εφαρμόζονται δύο τεχνικές ανάλογα με την αύξηση ή όχι της διατομής του. Στην πρώτη μέθοδο δεν αυξάνεται η διατομή του υποστυλώματος και η ενίσχυση πραγματοποιείται με ενεργή περίσφιγξη του στοιχείου, ενώ στη δεύτερη αυξάνεται η διατομή του με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς δημιουργώντας ένα μανδύα γύρω από το αρχικό υποστύλωμα. (Δρίτσος, 2005). Πιο αναλυτικά:

- **Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη:** Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για εφαρμογή όταν θέλουμε να επιτευχθεί είτε αύξηση της πλαστιμότητας, είτε αύξηση της διατμητικής αντοχής, είτε αποφυγή αστοχίας λόγω συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών στην περιοχή υπερκάλυψής τους. Οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι επιβολής περίσφιγξης είναι:
 - **Χρήση μεταλλικού κλωβού:** Τοποθετούνται μεταλλικά γωνιακά ελάσματα σε κάθε γωνία του υποστυλώματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα ή ράβδοι οπλισμού συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά. Τα κενά που δημιουργούνται μεταξύ του υπάρχοντος σκυροδέματος και του κλωβού μπορούν να πληρωθούν με εποξειδική κόλλα ή με ένα μη συρρικνούμενο κονίαμα. Το υποστύλωμα πρέπει να είναι μικρών διαστάσεων (περίπου έως 40 cm) για να θεωρηθεί κατάλληλη η εφαρμογή της μεθόδου αυτής. Ακόμη αποτελεί πλεονέκτημα η ταχύτητα και η ευκολία εφαρμογής.



Εικόνα 4.4 Ενίσχυση υποστυλώματος με τη χρήση μεταλλικού κλωβού. (Μπισκίνης, 2019)

- **Χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRPs):** Τα φύλλα ινοπλισμένων πολυμερών τοποθετούνται γύρω από το υποστύλωμα με τις ίνες τους σε οριζόντια διεύθυνση. Έτσι επιτυγχάνεται η περίσφιγξη του υποστυλώματος και η αύξηση της διατμητικής του αντοχής. Η εφαρμογή της μεθόδου αυτής είναι απλούστερη και περισσότερο αποδοτική στα κυκλικά υποστυλώματα, ενώ στα ορθογωνικά απαιτείται προηγουμένως κατάλληλη εξομάλυνση των γωνιών τους ώστε να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα τουλάχιστον 30 mm.



Εικόνα 4.5 Ενίσχυση κυκλικού υποστυλώματος με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών. (Δρίτσος, 2015)



Εικόνα 4.6 Ενίσχυση ορθογωνικού υποστυλώματος με τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών. (Μπισκίνης, 2019)

- **Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος:** Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με εφαρμογή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την πλέον αποτελεσματική μέθοδο αύξησης της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια. Ο μανδύας που περιβάλλει το υποστύλωμα συμβάλει στην αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής, καθώς επίσης και στη μείωση της λυγηρότητας. Η τεχνική αυτή δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποστύλωμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν πριν την εφαρμογή του μανδύα γίνει αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί. Τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος είναι τα ακόλουθα:
 - **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα:** Χρησιμοποιούνται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλότυπου.
 - **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:** Είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδυών που το συνολικό τους πάχος δεν ξεπερνά τα 10 cm. Δεν απαιτείται ξυλότυπος αλλά χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα.

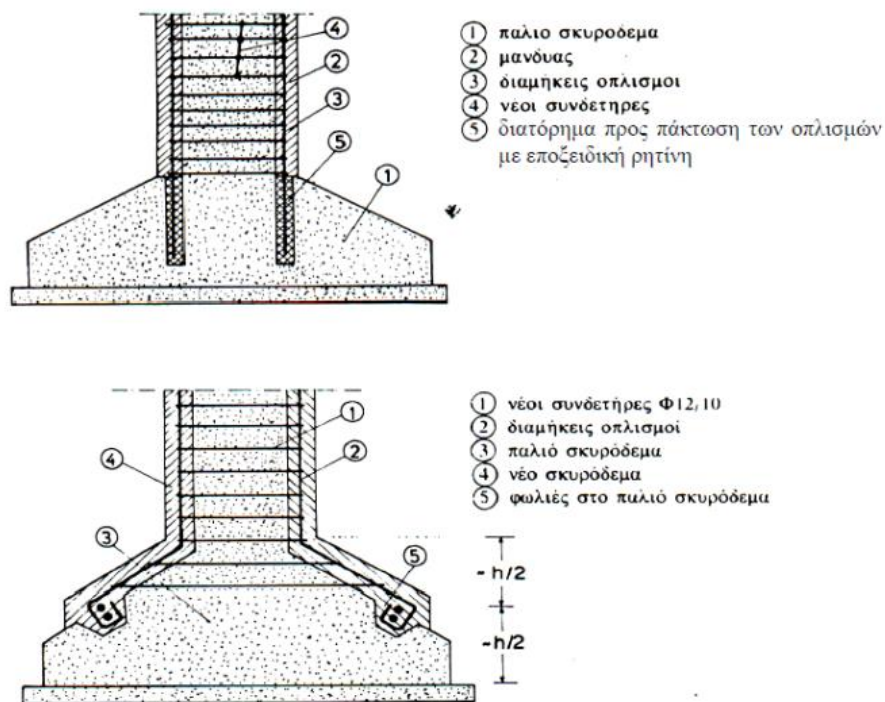
- **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπιγμα:** Το βασικό τους πλεονέκτημα είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και με την παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η εφαρμογή γίνεται με την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Θεωρητικά είναι πολύ κατάλληλη τεχνική όμως δεν είναι διαδεδομένη λόγω έλλειψης εμπειρίας και υψηλού σχετικά κόστους.
- **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα:** Με τη χρήση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Βασικό μειονέκτημα αποτελεί το αυξημένο κόστος κατασκευής τους γι' αυτό και χρησιμοποιούνται σε ειδικές περιπτώσεις όταν υπάρχει απαίτηση για μικρό πάχος μανδύα.

Όσον αφορά το πάχος του μανδύα, πρέπει να είναι τουλάχιστον 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, 8-12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μία σειρά οπλισμών και 12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών. (Δρίτσος, 2005)

Μία συνήθης διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή μανδύων είναι η παρακάτω:

- Αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα.
- Απομακρύνεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και επισκευάζεται το υποστύλωμα (συμπεριλαμβανομένων τυχόν λυγισμένων ράβδων).
- Αποκαλύπτονται οι οπλισμοί σε θέσεις που έχουν προεπιλεγεί για συγκόλληση με νέους οπλισμούς (εφόσον προβλέπεται).
- Διανοίγονται και προετοιμάζονται οι οπές στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα.
- Εκτραχύνεται η επιφάνεια του σκυροδέματος με επιμέλεια ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση και το εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση.

- Αγκυρώνονται στα άκρα τους οι διαμήκεις ράβδοι με εποξειδική ρητίνη (χημική πάκτωση).
- Αγκυρώνονται τα μηχανικά ή τα χημικά βλήτρα (εφόσον και όπου προβλέπονται). Για κατασκευαστική ευκολία οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού μπορούν να μην αγκυρωθούν απευθείας αλλά να προηγηθεί η ακύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα υπερκαλυφθούν οι νέες ράβδοι. Αυτή η διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την ακύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία της θεμελίωσης. Στην Εικόνα παρουσιάζεται μια τεχνική για την περίπτωση που η θεμελίωση είναι με πέδιλα. Προβλέπεται συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πεδίλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σε αυτή την περιοχή της τάξης Φ12/100 mm και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική “φωλιά” που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Αν ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι περισσότερος από τέσσερις ράβδοι ενδείκνυται η μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Όταν απαιτείται ταυτόχρονα και ενίσχυση της θεμελίωσης, η τεχνική προσαρμόζεται έτσι ώστε το θέμα να αντιμετωπιστεί συνολικά.
- Τοποθετούνται και ηλεκτροσυγκολλούνται τα χαλύβδινα παρεμβλήματα σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθετούνται νέοι συνδετήρες.
- Τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Διαβρέχεται η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος περίπου έξι ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου. Η διαβροχή πρέπει να γίνεται και στον ξυλότυπο (εφόσον υπάρχει) και στα αδρανή για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- Σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούν τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος. (Δρίτσος, 2005)



Εικόνα 4.7 Διαδικασίες απόληξης μανδύα στα στοιχεία της θεμελίωσης. (Δρίτσος, 2005)

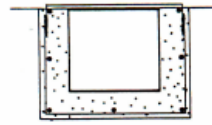
Στην περίπτωση που ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή (π.χ. σε υποστυλώμα που βρίσκονται στο όριο με άλλη ιδιοκτησία) ή δεν είναι δυνατή η θραύση της πλάκας, επιλέγεται η χρήση του ανοικτού μανδύα. Στην Εικόνα 4.9 παρουσιάζονται διατάξεις που έχουν προταθεί όταν ο μανδύας περιβάλλει τρεις πλευρές του υποστυλώματος. Απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην αγκύρωση των συνδετήρων και στη συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών. (Δρίτσος, 2005)



Εικόνα 4.8 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. (Μπισκίνης, 2019)

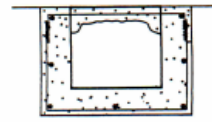
(α) Νέοι συνδετήρες με εξωτερική ράβδο ή λάμα και συγκόλληση

(α)

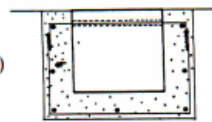


(β, γ) Νέοι συνδετήρες με διαμερές χάντρωμα ή τρύπα και συγκόλληση

(β)

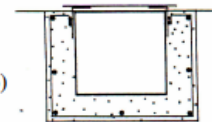


(γ)



(δ) Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά (π.χ. L 50.100.5) και εξωτερική λάμα

(δ)



(ε) Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά (π.χ. L 50.100.5) στερεωμένα στο υποστύλωμα με βλήτρα.

(ε)



Εικόνα 4.9 Περιπτώσεις ανοικτών μανδύων. (Δρίτσος, 2005)

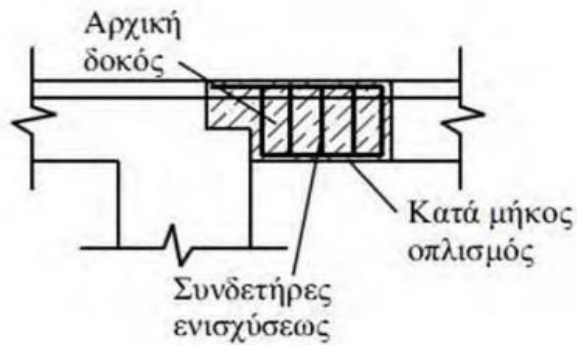
4.3 Επισκευές και ενισχύσεις δοκών

Οι δοκοί αποτελούν ένα σύννηθες στοιχείο επέμβασης λόγω των βλαβών που έχουν υποστεί ή λόγω των επιπλέον φορτίων που επρόκειτο να παραλάβουν. Η επέμβασή τους αποτελείται από την επισκευή των βλαβών, όπου έχουν δημιουργηθεί, ή ακόμα και την ενίσχυσή τους για την βελτίωση των ιδιοτήτων τους.

Η διαδικασία επισκευής μιας δοκού εξαρτάται από το βαθμό της βλάβης που έχει υποστεί και έγκειται στην αποκατάσταση των χαρακτηριστικών που είχε πριν υποστεί τις βλάβες όσον αφορά την αντοχή και τη δυσκαμψία της. Περιλαμβάνει:

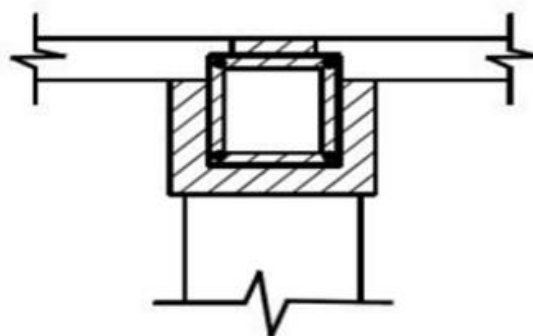
- **Απλή ρηγμάτωση:** Με παρόμοιο τρόπο όπως στα υποστυλώματα, δηλαδή συγκόλληση των ρωγμών με εποξειδική ρητίνη.
- **Τοπική βλάβη με μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος:** Όταν η βλάβη είναι αυτής της μορφής, η διαδικασία επισκευής είναι η εξής:
 - Υποστύλωση της δοκού.

- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Τοποθέτηση στην εξωτερική παρειά της δοκού ελαφρού δομικού πλέγματος.
- Διάστρωση εκτοξευόμενου ή έγχυτου σκυροδέματος.



Εικόνα 4.10 Επισκευή δοκού με ελαφρύ δομικό πλέγμα. (Μπισκίνης, 2019)

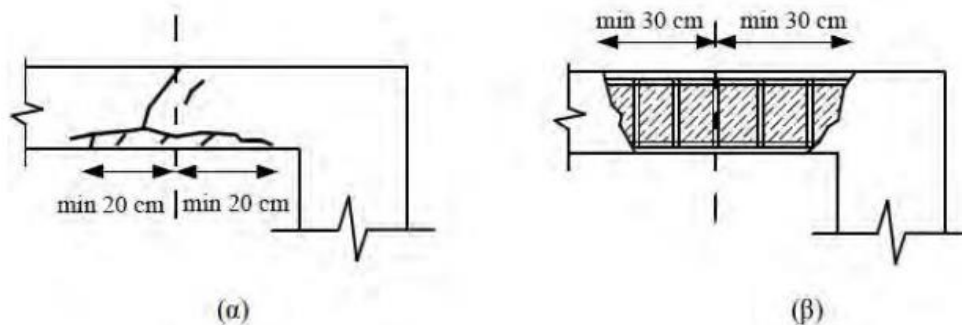
Εναλλακτικά επιλέγεται η ταυτόχρονη ενίσχυση της δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Πριν την εφαρμογή του μανδύα, γίνεται θραύση της πλάκας στην περιοχή που θα τοποθετηθεί και εκτράχυνση της εξωτερικής επιφάνειας της δοκού που θα συνδεθεί. Έπειτα τοποθετούνται κατά μήκος οπλισμοί και συνδετήρες. Αναφέρεται ότι για την κατασκευή του μανδύα χρησιμοποιείται έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



Εικόνα 4.11 Επισκευή δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. (Μπισκίνης, 2019)

- **Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος:** Όταν η βλάβη είναι αυτής της μορφής η επισκευή περιλαμβάνει:
 - Υποστύλωση της δοκού.

- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος σε ολόκληρο το τμήμα της δοκού που έχει υποστεί βλάβες και προσεκτικός καθαρισμός της εναπομένουσας διατομής.
- Έλεγχος του υφιστάμενου διαμήκους οπλισμού και αν απαιτείται ενίσχυσή του με ηλεκτροσυγκόλληση νέων ράβδων.
- Απομάκρυνση των διαρρηγμένων και τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Διαμόρφωση των παρειών του παλαιού σκυροδέματος.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Σκυροδέτηση. (Μπισκίνης, 2019)



Εικόνα 4.12 Επίσκεψη δοκού με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής. (α) Ρηγματωμένη διατομή, (β) Προσθήκη νέου οπλισμού. (Μπισκίνης, 2019)

Όσον αφορά την ενίσχυση των δοκών, η εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί την πλέον αποτελεσματική μέθοδο για την αύξηση της διατμητικής και της καμπτικής τους αντοχής. Η τεχνική αυτή πραγματοποιείται με την αύξηση της διατομής της δοκού με νέο σκυρόδεμα, νέους διαμήκεις οπλισμούς και νέους συνδετήρες περιμετρικά του αρχικού στοιχείου. Για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας προτιμάται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ακόμη εφαρμόζεται κυρίως όταν απαιτείται διατμητική ενίσχυση της δοκού, διότι όταν υπάρχει ανάγκη μόνο για αύξηση της καμπτικής αντοχής επιλέγεται η πιο απλή τεχνική της ενίσχυσης με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος. Ένα βασικό πρόβλημα είναι η δυσκολία θραύσης των πλακών στο άνω μέρος της δοκού, ώστε να κατασκευαστεί κλειστός μανδύας, γι' αυτό επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική εφαρμογή του ανοικτού μανδύα. Η κατασκευή του γίνεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή για την εξασφάλιση της επαρκούς αγκύρωσης των συνδετήρων. (Δρίτσος, 2005)



Εικόνα 4.13 Ενίσχυση δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. (Μπισκίνης, 2019)

Οι πιο διαδεδομένες μέθοδοι για την καμπτική ενίσχυση των δοκών είναι:

- **Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος:** Όπως περιγράφεται νωρίτερα.
- **Επικολητά ελάσματα χάλυβα:** Τα ελάσματα επικολλώνται στο εφελκόμενο πέλμα της δοκού με τη χρήση ρητίνης. Αναφέρεται ότι αυτή η τεχνική, εκτός από την αύξηση της καμπτικής αντοχής, συμβάλλει στην αύξηση της δυσκαμψίας, στον περιορισμό των παραμορφώσεων και της ρηγμάτωσης και στη μείωση της πλαστιμότητας. Βασικό μειονέκτημα αποτελεί η δυσκολία αγκύρωσης των άκρων των ελασμάτων καθώς και η ευαισθησία έναντι διάβρωσης, λόγω της υψηλής συγκέντρωσης τάσεων στην περιοχή.
- **Ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs):** Η τεχνική είναι παρόμοια με τη χρήση επικολλητών ελασμάτων χάλυβα. (Μπισκίνης, 2019)



Εικόνα 4.14 Καμπτική και διατμητική ενίσχυση δοκών με Ινοπλισμένα Πολυμερή (FRPs). (Μπισκίνης, 2019)

Από την άλλη, η διατμητική ανεπάρκεια των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος εκφράζει την περίπτωση που η τέμνουσα σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη από την τέμνουσα αντοχής. Αυτό αντιμετωπίζεται με τη χρήση:

- **Μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος:** Όπως έχει προαναφερθεί.
- **Εξωτερικά στοιχεία χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs):** Επικολλώνται στη δοκό αναλαμβάνοντας το ρόλο διάτμησης, όπως και ο αρχικός εγκάρσιος οπλισμός. Για τα εξωτερικά στοιχεία χάλυβα μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε επικολλητά φύλλα είτε κολάρα. Ο χάλυβας μπορεί να έχει μορφή ράβδων ή ελασμάτων, ενώ για τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών τα εξωτερικά στοιχεία μπορεί να είναι λωρίδες ή υφάσματα. (Μπισκίνης, 2019)



Εικόνα 4.15 Διατμητική ενίσχυση δοκού με ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs). (Μπισκίνης, 2019)

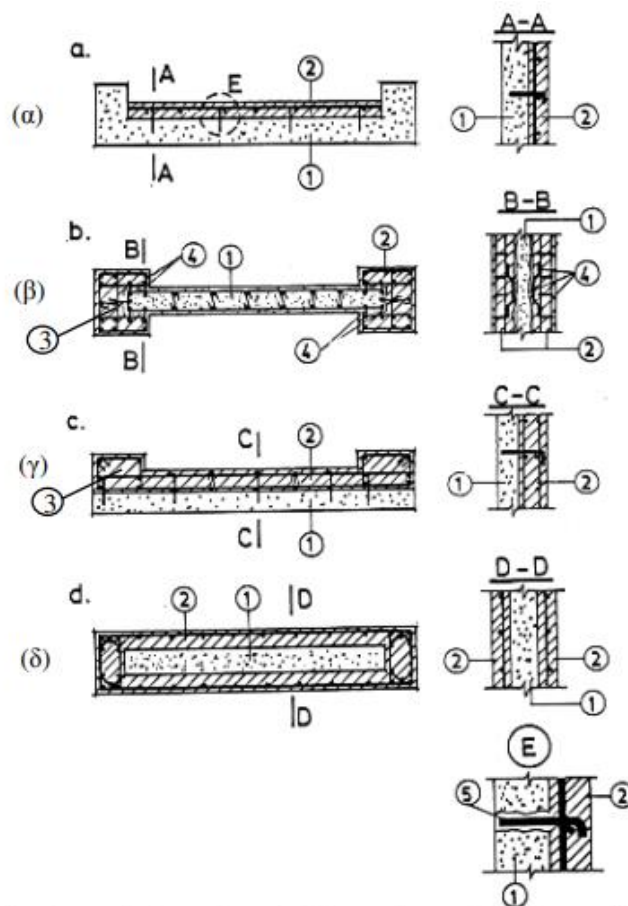
4.4 Επισκευές και ενισχύσεις τοιχωμάτων

Για τις επισκευές των τοιχωμάτων ισχύουν οι ίδιες τεχνικές που αναπτύχθηκαν για τα υποστυλώματα, χωρίς καμία διαφοροποίηση, σε όποια περίπτωση βλάβης κι αν αναφερόμαστε.

Ομοίως για την ενίσχυση των τοιχωμάτων ακολουθούνται οι ίδιες μέθοδοι για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων αλλά με κατάλληλες αναπροσαρμογές. Πιο συγκεκριμένα:

- **Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιγξη:** Μπορεί να εφαρμοστεί με τις ίδιες διαδικασίες που έχουν αναφερθεί για τα υποστυλώματα. Όμως ο μεγάλος λόγος των πλευρών των τοιχωμάτων δεν επιτρέπει την κατάλληλη απόδοση της περίσφιγξης και γι' αυτό το λόγο η τεχνική αυτή δεν συνίσταται. Από όλες τις εφικτές διαδικασίες ξεχωρίζει η τεχνική των μανδύων με ινοπλισμένα πολυμερή και η τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Η χρήση των μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή πλεονεκτεί λόγω της ευκολίας εφαρμογής και της δυνατότητας ανάληψης διατμητικής και καμπτικής έντασης. Αντίστοιχα η χρήση του μεταλλικού κλωβού είναι ιδιαίτερα επωφελής διότι η μικρή απόδοση της περίσφιγξης μπορεί να αυξηθεί με τη συμβολή διαμπερών μεταλλικών συνδέσμων. Ακόμη συμβάλει στην ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων αλλά και αποτελεί αποτελεσματική λύση προσωρινής άμεσης ανάληψης κατακόρυφων φορτίων σε τοιχώματα που λόγω σοβαρής βλάβης τους δυσκολεύονται να ανταπεξέλθουν στη μεταφορά των αξονικών τους φορτίων.

- Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος:** Η τεχνική αυτή αποτελεί την πλέον διαδεδομένη και αποτελεσματική μέθοδο ενίσχυσης των τοιχωμάτων. Όμως λόγω του μεγάλου μήκους του ο μανδύας δεν έχει κλειστή μορφή αλλά πρόκειται για μονόπλευρη ή δίπλευρη αύξηση του πάχους του τοιχώματος (κυρίως για διατμητική ενίσχυση) ή εναλλακτικά ενίσχυση των άκρων του (κυρίως για καμπτική ενίσχυση). Η προετοιμασία της επιφάνειας και η τοποθέτηση των νέων οπλισμών είναι ακριβώς ίδια με ότι αναφέρθηκε για τα υποστρώματα. Επίσης το νέο σκυρόδεμα μπορεί να είναι έγχυτο επί τόπου ή εκτοξευόμενο. (Δρίτσος, 2005)



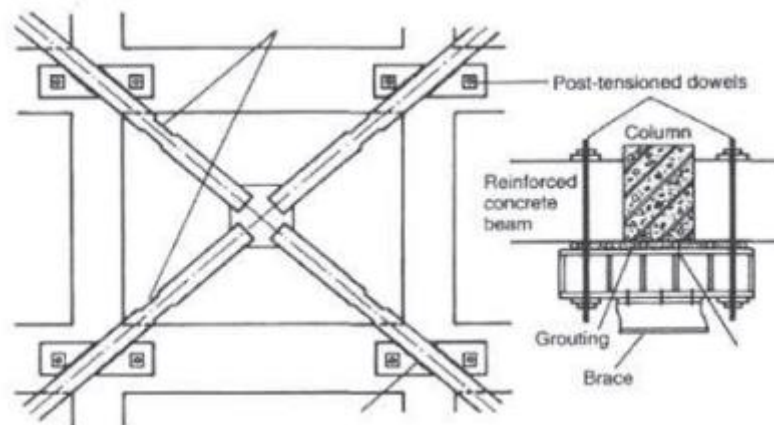
1. παλιό τοίχωμα, 2. νέα επένδυση Ο.Σ, 3. ακραίες ενισχύσεις, 4. συγκολλήσεις, 5. αγκυρώσεις με εποξειδικές ρητίνες.

Εικόνα 4.16 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες. (Δρίτσος, 2005)

4.5 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η χρήση των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας συμβάλλει στην αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας, με αποτέλεσμα τη μείωση των

πλευρικών μετακινήσεων και επομένως την υποβάθμιση των απαιτήσεων αντοχής και πλαστιμότητας. Με αυτόν τον τρόπο αποτρέπεται η εμφάνιση βλαβών όπως ο μηχανισμός ορόφου, φαινόμενα ευστρεψιάς. Επίσης αντιμετωπίζεται και το πρόβλημα των κοντών υποστυλωμάτων αφού πλέον οι σύνδεσμοι καλούνται να παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής οριζόντιας δράσης. Κατά τις σεισμικές διεγέρσεις η αυξημένη δυσκαμψία αποτρέπει τις βλάβες και την αυξημένη πλαστιμότητα για να αποφευχθούν ψαθυρές αστοχίες μέσω του περιθωρίου ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων. (Τσάμπρας, 2009)



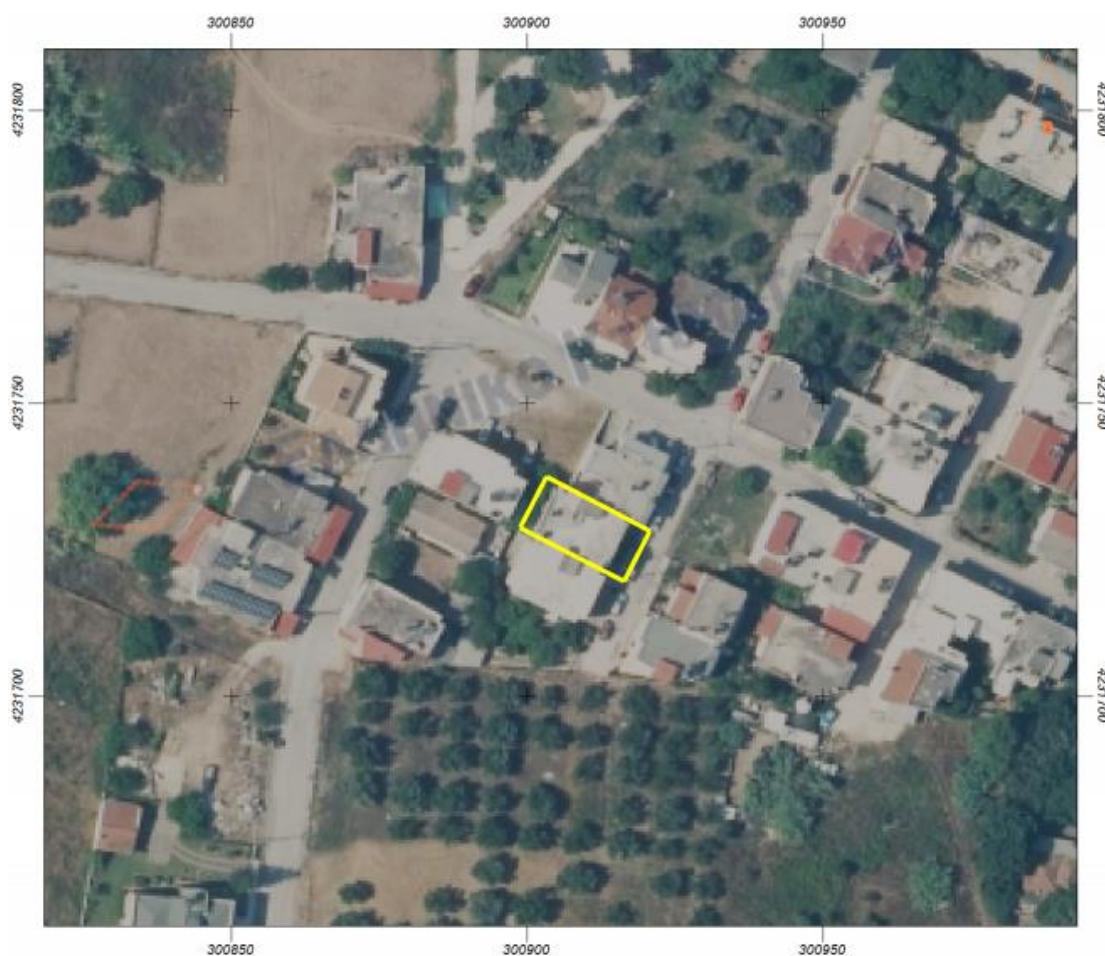
Εικόνα 4.17 Εξωτερικοί μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (αριστερά) και σύνδεση πλαισίου με τους συνδέσμους (δεξιά). (Τσάμπρας, 2009)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

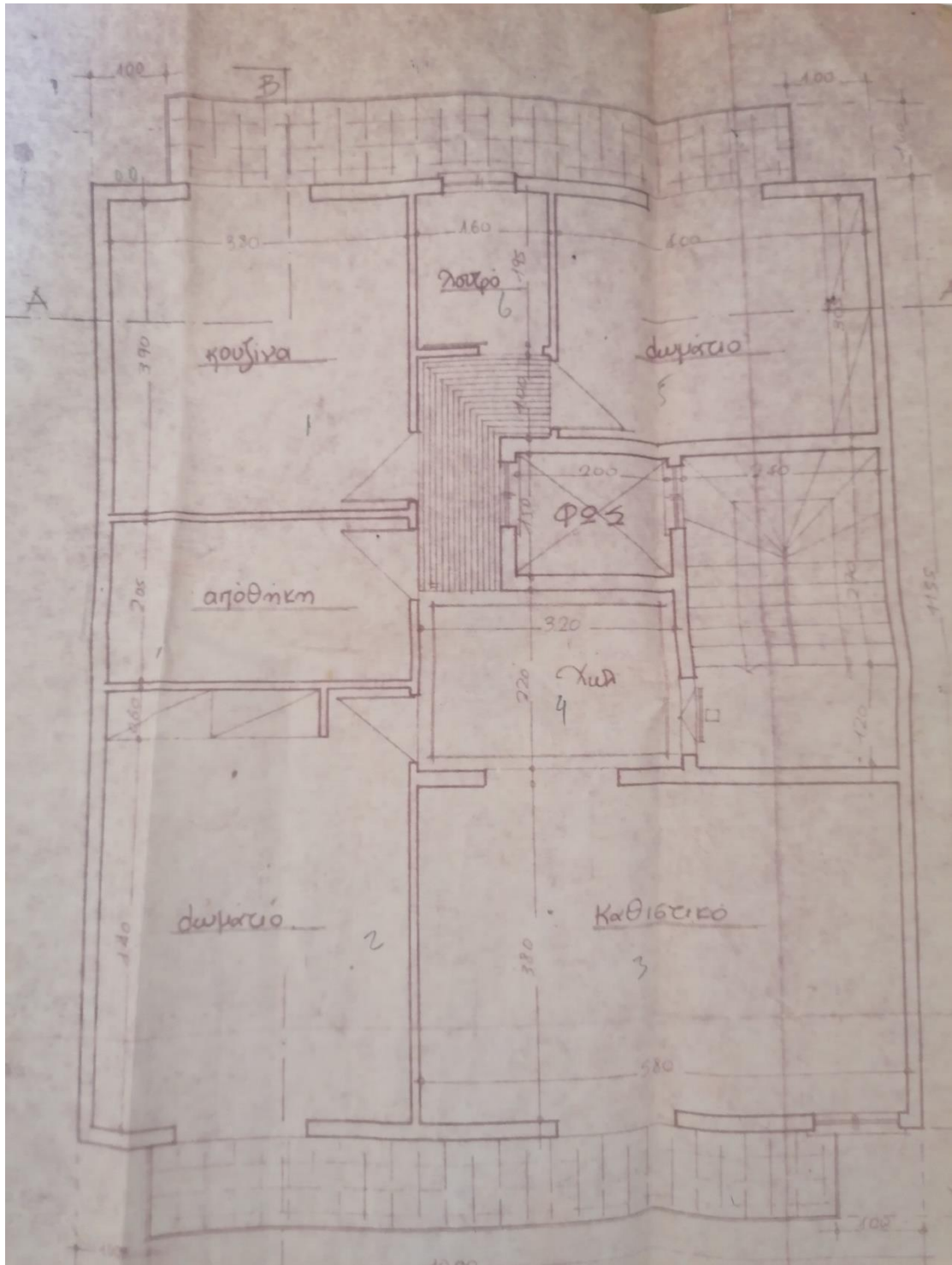
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 Γενική περιγραφή

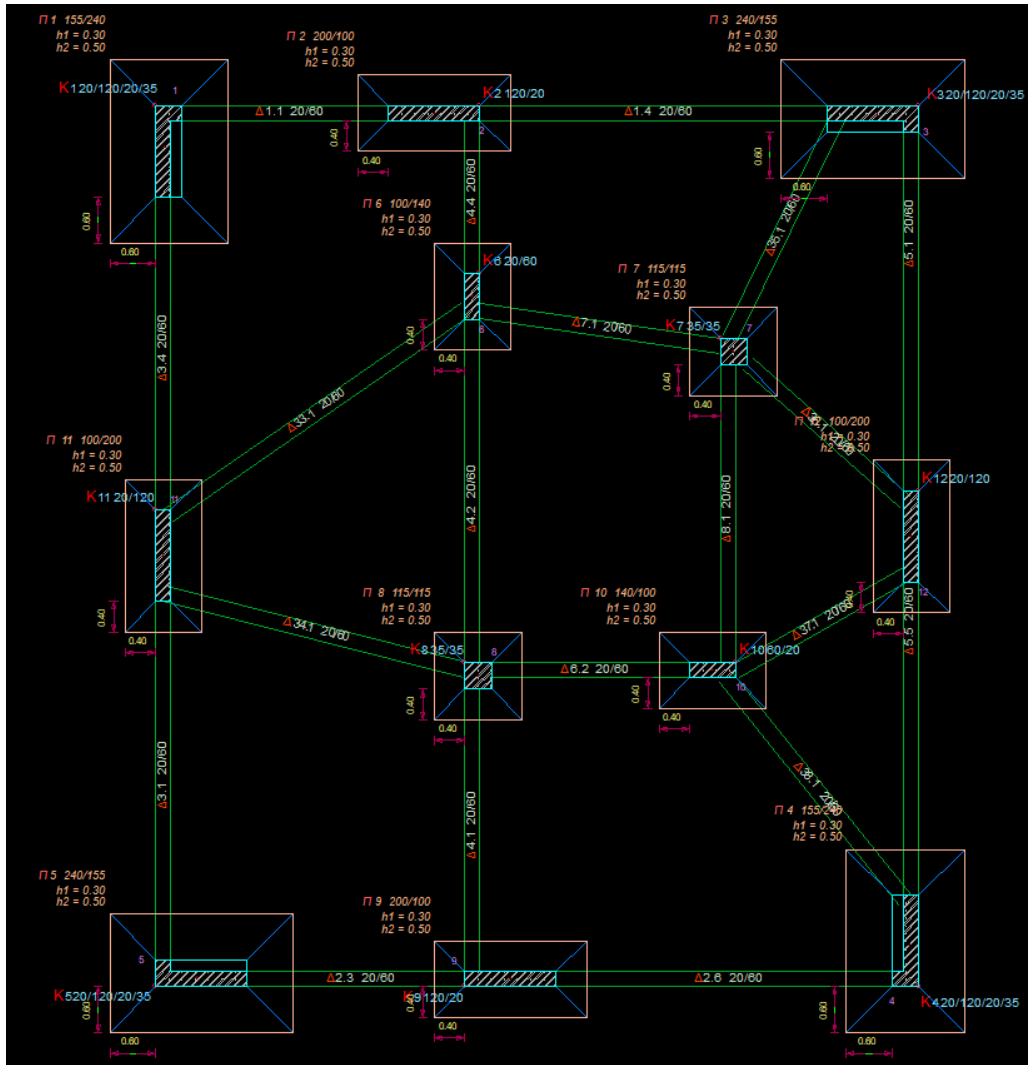
Το υπό μελέτη κτίριο αποτελεί μια υφιστάμενη κατασκευή που εντάσσεται στο πολεοδομικό συγκρότημα του Δήμου Πατρέων και βρίσκεται στη συνοικία Κρύα Ιτεών. Η στατική μελέτη τοποθετείται το 1983 σύμφωνα με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Αποτελείται από το ισόγειο και έναν όροφο. Ο φέρων οργανισμός του είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα διαμορφωμένος με πλαίσια δοκών – υποστυλωμάτων και με οκτώ τοιχεία στην περίμετρο. Επίσης για τη θεμελίωση έχουν χρησιμοποιηθεί πέδιλα με συνδετήριες δοκούς. Η κάτοψη εγγράφεται σε ορθογώνιο σχήμα διαστάσεων 10×11,55 μέτρα.



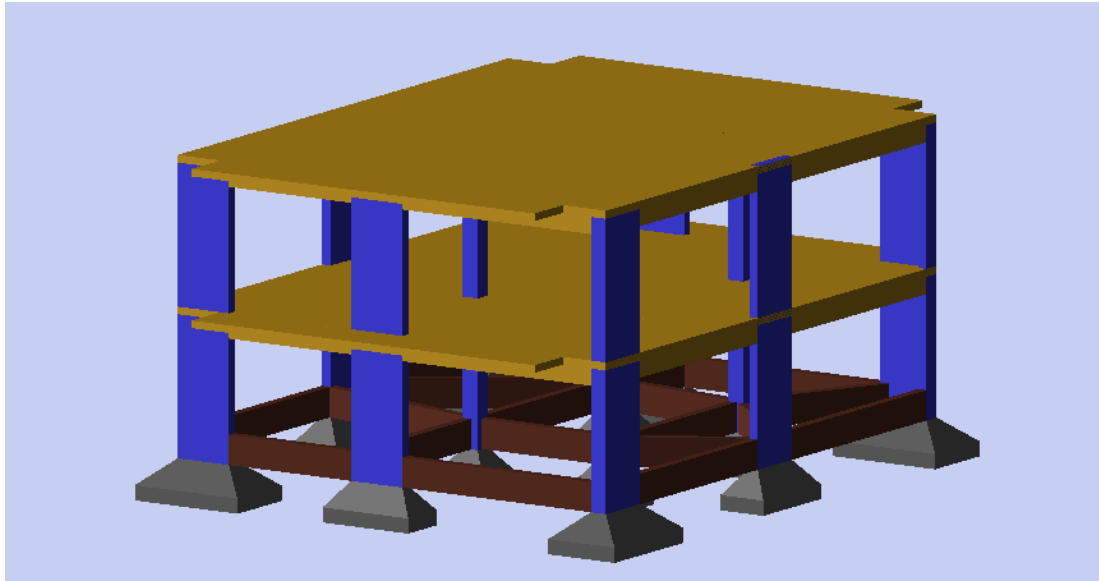
Εικόνα 5.1 Θέση του κτιρίου επί του ακινήτου (Ελληνικό Κτηματολόγιο Α.Ε.).



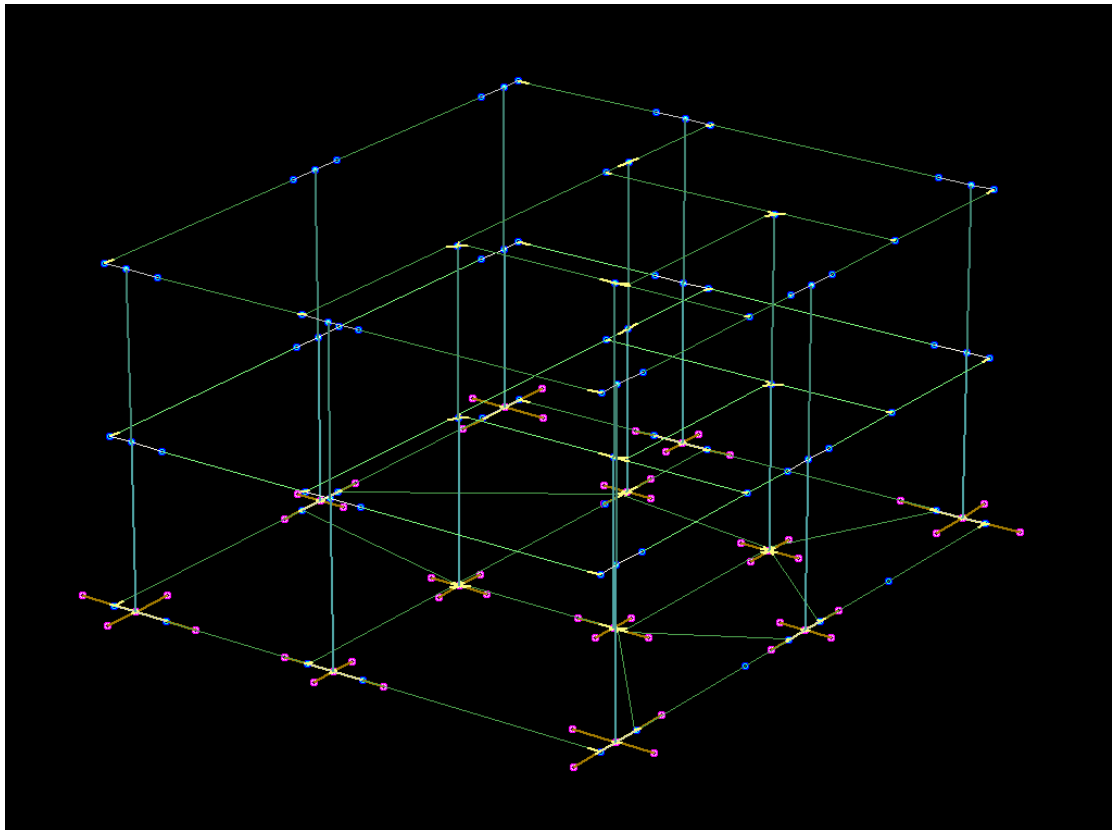
Εικόνα 5.3 Κάτοψη ορόφου.



Εικόνα 5.4 Στάθμη θεμελίωσης.



Εικόνα 5.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση κατασκευής.



Εικόνα 5.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση (3DV).

5.2 Υλικά της υφιστάμενης κατασκευής

Σύμφωνα με τη μελέτη, τα υλικά από τα οποία αποτελείται ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι σκυρόδεμα ποιότητας B160, που με τα σημερινά δεδομένα εκτιμάται κατηγορίας C12/15 και χάλυβας ποιότητας StI, που αντιστοιχεί σε κατηγορία S220. Τα παραπάνω υλικά αποτελούσαν ένα συνήθη συνδυασμό για τα κτιριακά έργα εκείνης της εποχής. Όσον αφορά τις αντοχές τους, δεν υπήρχε η δυνατότητα εργαστηριακού ελέγχου, γι' αυτό λήφθηκαν υπόψη κάποιες θεωρητικές μέσες τιμές με βάση τους κανονισμούς. Για το σκυρόδεμα, σύμφωνα με τον EC2-1-1 πίν. 3.1, $f_{cm} = f_{ck} + 8$, έχουμε 20 MPa, ενώ για το χάλυβα, σύμφωνα με τον πίνακα «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού (Παράρτημα 3.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.), έχουμε 280 MPa.

5.3 Γεωμετρικά δεδομένα υφιστάμενης κατασκευής

Με βάση τα σχέδια του ξυλότυπου και τη μελέτη της κατασκευής, και φυσικά κατόπιν επίσκεψης στο κτίριο διαπιστώθηκε ότι τα γεωμετρικά δεδομένα αντιπροσωπεύουν την πραγματική κατάσταση και μπορούν να θεωρηθούν «as built».

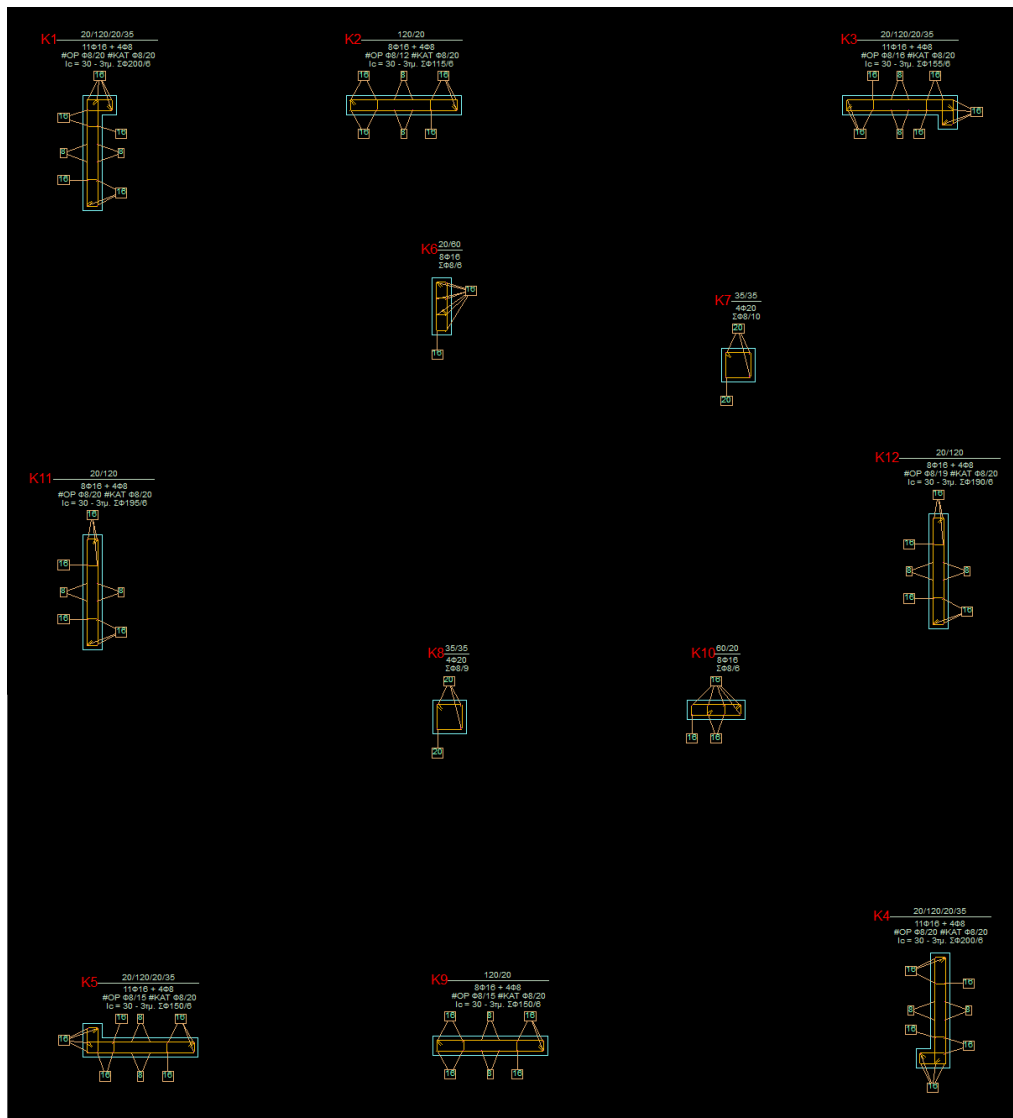
5.3.1 Τοιχώματα – Υποστυλώματα

Ο φορέας απαρτίζεται από τυπικές στάθμες με μεικτό φέρον σύστημα πλαισίων – τοιχωμάτων. Πιο συγκεκριμένα κάθε στάθμη αποτελείται από 4 υποστυλώματα, δύο διαστάσεων 60×20 και δύο διαστάσεων 35×35, και οκτώ τοιχεία, τέσσερα γωνιακά διαστάσεων 35×20×120×20 και τέσσερα διαστάσεων 120×20. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται αναλυτικές πληροφορίες για τις διαστάσεις και τον οπλισμό τους. (Ευθυμάκη, Μαζαράκου, 2020)

A/A	Διαστάσεις (cm)				Διαμήκεις οπλισμοί
	b	d	b1	d1	
K1	35	120	20	20	11Φ16 + 4Φ8
K2	120	20			8Φ16 + 4Φ8
K3	120	35	20	20	11Φ16 + 4Φ8
K4	35	120	20	20	11Φ16 + 4Φ8

K5	120	35	20	20	11Φ16 + 4Φ8
K6	20	60			8Φ16
K7	35	35			4Φ20
K8	35	35			4Φ20
K9	120	20			8Φ16 + 4Φ8
K10	60	20			8Φ16
K11	20	120			8Φ16 + 4Φ8
K12	20	120			8Φ16 + 4Φ8

Πίνακας 5.1 Διατομές και οπλισμός τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων τυπικού ορόφου.



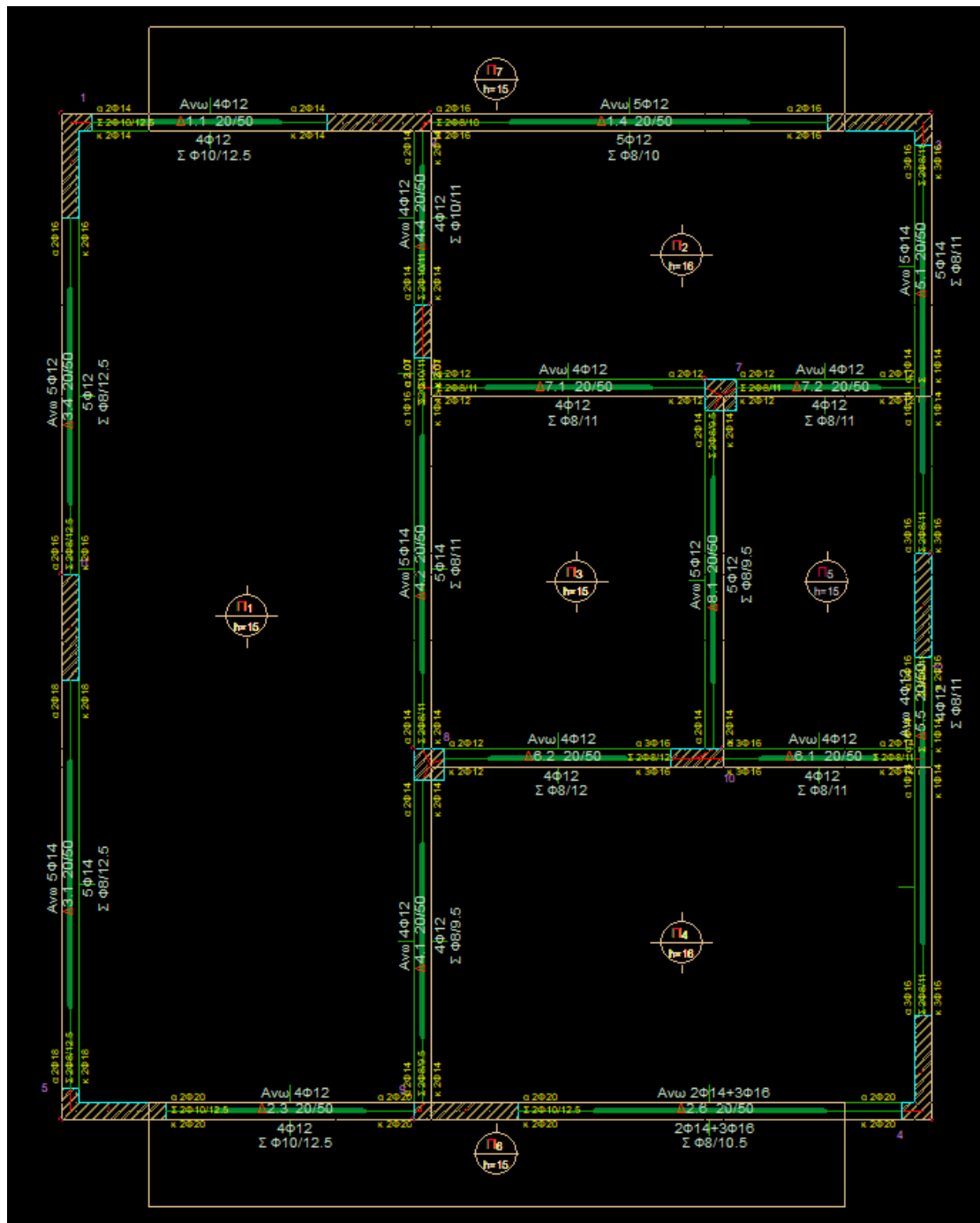
Εικόνα 5.7 Λεπτομέρειες τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων τυπικού ορόφου.

5.3.2 Δοκοί

Η κατασκευή αποτελείται από δοκούς ίδιων διαστάσεων 20/50 (b/h). Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά και ο οπλισμός τους. (η αρίθμηση είναι βάσει του προγράμματος)

Α/Α	ΑΡΧΗ		ΑΝΟΙΓΜΑ		ΤΕΛΟΣ	
	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ
Δ1.1	2Φ14	2Φ14	4Φ12	4Φ12	2Φ14	2Φ14
Δ1.4	2Φ16	2Φ16	5Φ12	5Φ12	2Φ16	2Φ16
Δ2.3	2Φ20	2Φ20	4Φ12	4Φ12	2Φ20	2Φ20
Δ2.6	2Φ20	2Φ20	2Φ14+3Φ16 16	2Φ14+3Φ16 16	2Φ20	2Φ20
Δ3.1	2Φ18	2Φ18	5Φ14	5Φ14	2Φ18	2Φ18
Δ3.4	2Φ16	2Φ16	5Φ12	5Φ12	2Φ16	2Φ16
Δ4.1	2Φ14	2Φ14	4Φ12	4Φ12	2Φ14	2Φ14
Δ4.2	2Φ14	2Φ14	5Φ14	5Φ14	2Φ16	2Φ16
Δ4.3	2Φ16	2Φ16	5Φ14	5Φ14	2Φ14	2Φ14
Δ4.4	2Φ14	2Φ14	4Φ12	4Φ12	2Φ14	2Φ14
Δ5.1	2Φ14	2Φ14	5Φ14	5Φ14	3Φ16	3Φ16
Δ5.2	3Φ16	3Φ16	5Φ14	5Φ14	2Φ14	2Φ14
Δ5.5	2Φ14	2Φ14	4Φ12	4Φ12	2Φ16	2Φ16
Δ5.6	3Φ16	3Φ16	4Φ12	4Φ12	2Φ14	2Φ14
Δ6.1	3Φ16	3Φ16	4Φ12	4Φ12	2Φ14	2Φ14
Δ6.2	2Φ12	2Φ12	4Φ12	4Φ12	3Φ16	3Φ16
Δ7.1	2Φ12	2Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ12	2Φ12
Δ7.2	2Φ12	2Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ12	2Φ12
Δ8.1	2Φ14	2Φ14	5Φ12	5Φ12	2Φ14	2Φ14

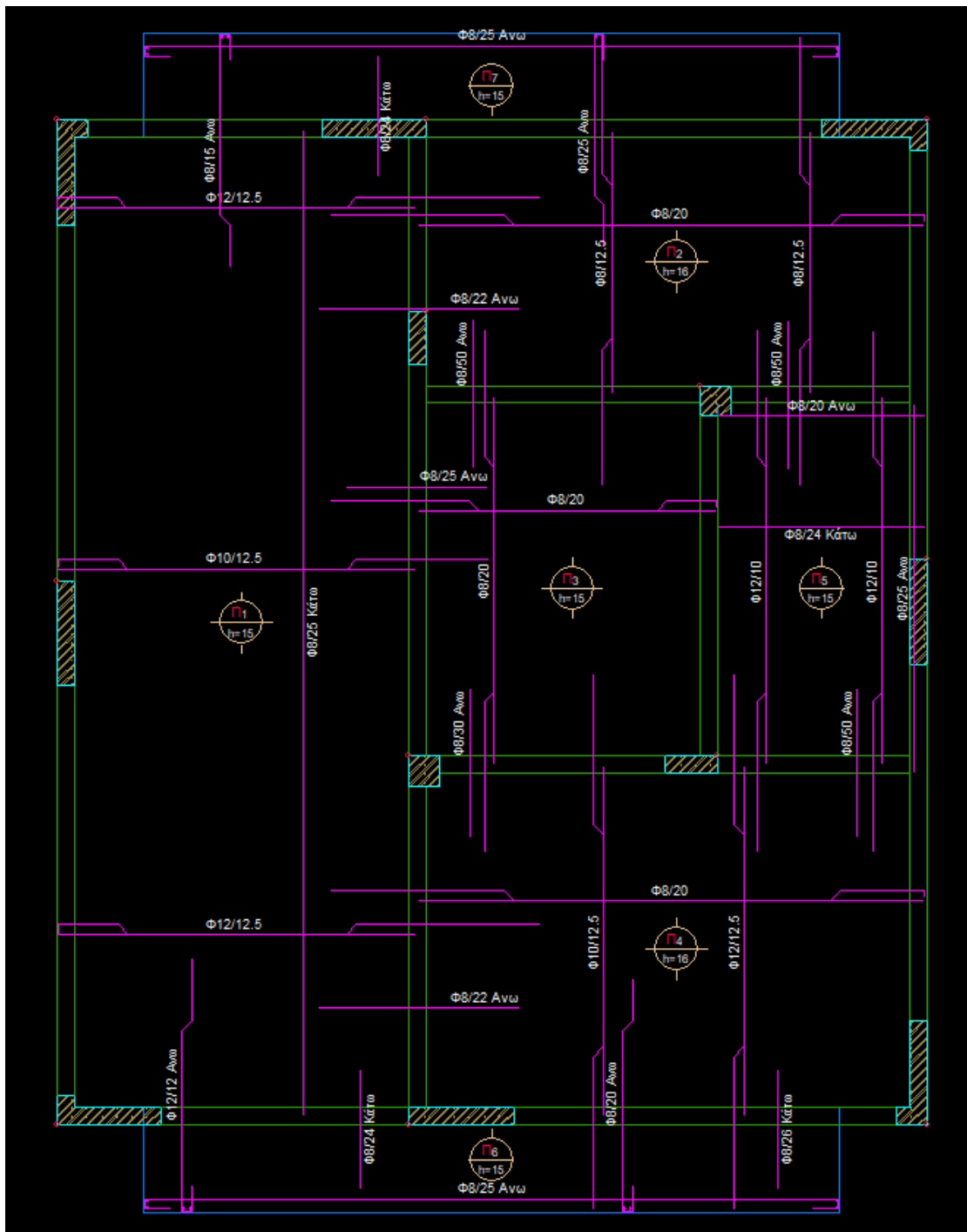
Πίνακας 5.2 Οπλισμός δοκών τυπικού ορόφου.



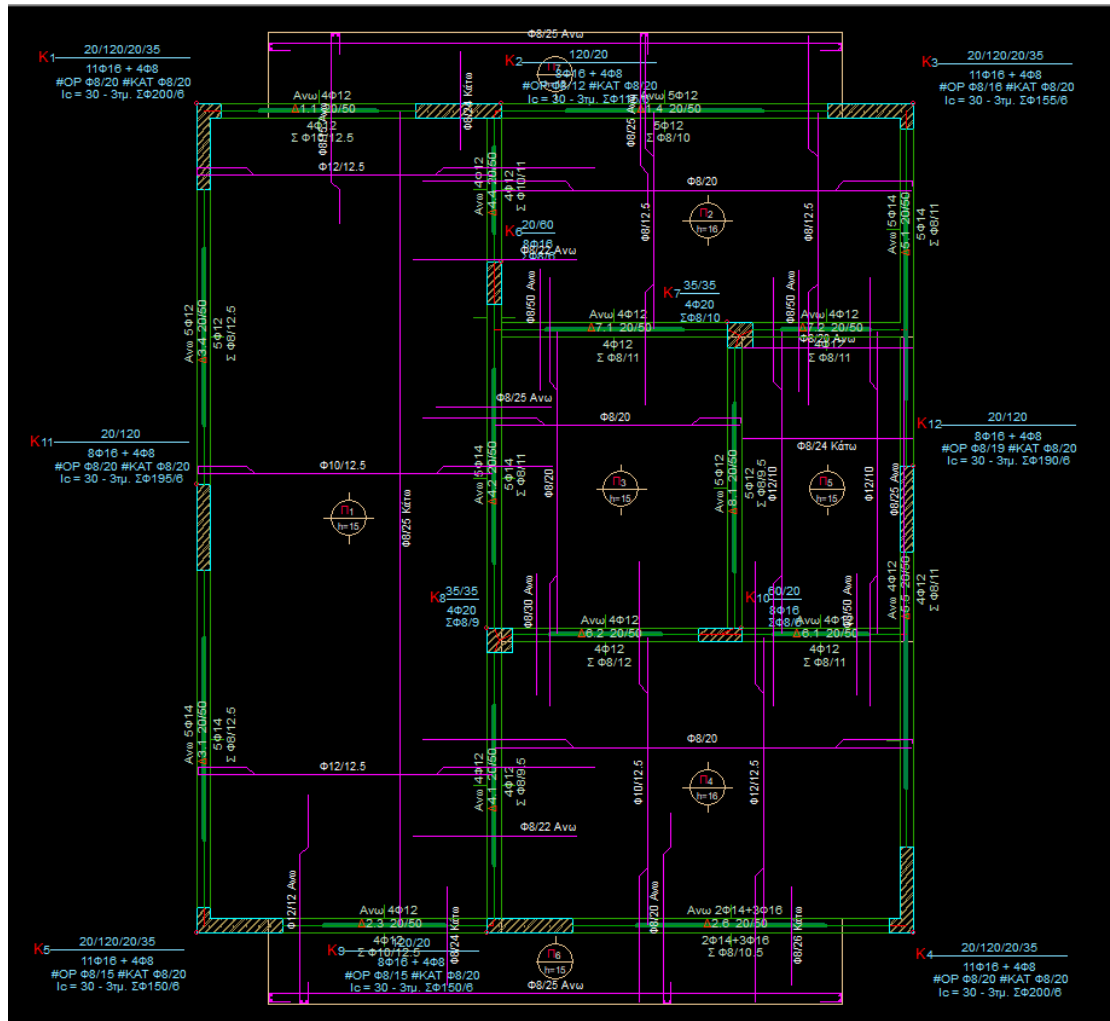
Εικόνα 5.8 Λεπτομέρειες δοκών τυπικού ορόφου.

5.3.3 Πλάκες

Όσον αφορά το πάχος των πλακών δεν είναι ενιαίο. Για τις πλάκες Π2 και Π4 το πάχος είναι ίσο με 16 cm, ενώ για τις υπόλοιπες είναι 15 cm. Παρακάτω φαίνονται τα σίδερα των πλακών αλλά και ο γενικός ξυλότυπος.



Εικόνα 5.9 Οπλισμός πλακών τυπικού ορόφου.



Εικόνα 5.10 Γενικός ξυλότυπος τυπικού ορόφου.

5.4 Φορτία

Τα φορτία της υφιστάμενης κατασκευής προέκυψαν από το φύλλο υπολογισμών της στατικής μελέτης. Πιο συγκεκριμένα:

Μόνιμα φορτία:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 2400 kg/m^3
- Επικάλυψη δαπέδων: 80 kg/m^2
- Επικάλυψη δωμάτων: 150 kg/m^2
- Επικάλυψη κλιμάκων: 120 kg/m^2

Κινητά φορτία:

- Δαπέδων: 200 kg/m^2

- Δώμα: 150 kg/m²
- Πρόβολος/Εξώστης: 500 kg/m²
- Κλιμάκων: 500 kg/m²

5.5 Κανονισμοί ανάλυσης

Αρχικά θα χρησιμοποιηθούν οι κανονισμοί σύμφωνα με τους οποίους έχει πραγματοποιηθεί η κατασκευή του κτιρίου, δηλαδή ο Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 και ο Αντισεισμικός Κανονισμός 1959, έτσι ώστε να διευκολυνθεί η εισαγωγή του υφιστάμενου οπλισμού. Εν συνεχεία, για της ανάγκες της αποτίμησης θα γίνει εισαγωγή του Ευρωκώδικα 2 «Κανονισμός Σκυροδέματος» και του Ευρωκώδικα 8 «Αντισεισμικός Κανονισμός». Η επιλογή των Ευρωκωδίκων ως κανονισμών γίνεται για να χρησιμοποιηθεί το φάσμα τους, όπως καθορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων (2^η Αναθεώρηση, ΦΕΚ 2984B/30-08-2017), αλλά και όλες οι διατάξεις του Ευρωκώδικα στις οποίες παραπέμπει αυτός ο κανονισμός. Ακόμη σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα γίνει και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. (Ευθυμάκη, Μαζαράκου, 2020)

5.6 Έδαφος θεμελίωσης

Η φύση της σύνδεσης μιας κατασκευής με το έδαφος καθορίζεται κυρίως από τη μορφή της θεμελίωσης. Οι δύσκαμπτες θεμελιώσεις (περιμετρικά τοιχεία, πεδιλοδοκοί) θεωρείται γενικά ότι εξασφαλίζουν συνθήκες πάκτωσης. Ωστόσο τέτοιου είδους θεμελιώσεις συναντώνται σπάνια σε παλαιότερες κατασκευές, ιδιαίτερα σε σχετικά μικρά κτίρια όπως το υπό μελέτη. Ωστόσο, για λόγους απλοποίησης της προσομοίωσης η στήριξη στο έδαφος θεωρήθηκε πάκτωση. Για το εν λόγω κτίριο επιλέχθηκε η κατηγορία εδάφους Β. Επιπλέον από αυτή την κατηγορία λαμβάνουμε το συντελεστή θεμελίωσης που είναι $\theta=1,00$. Ακόμη η επιτρεπόμενη τάση εδάφους λαμβάνεται ίση με 250 KN/m².

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσασθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιθείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Εικόνα 5.11 Κατηγορίες εδάφους (πίνακας 2.5 ΕΑΚ2000).

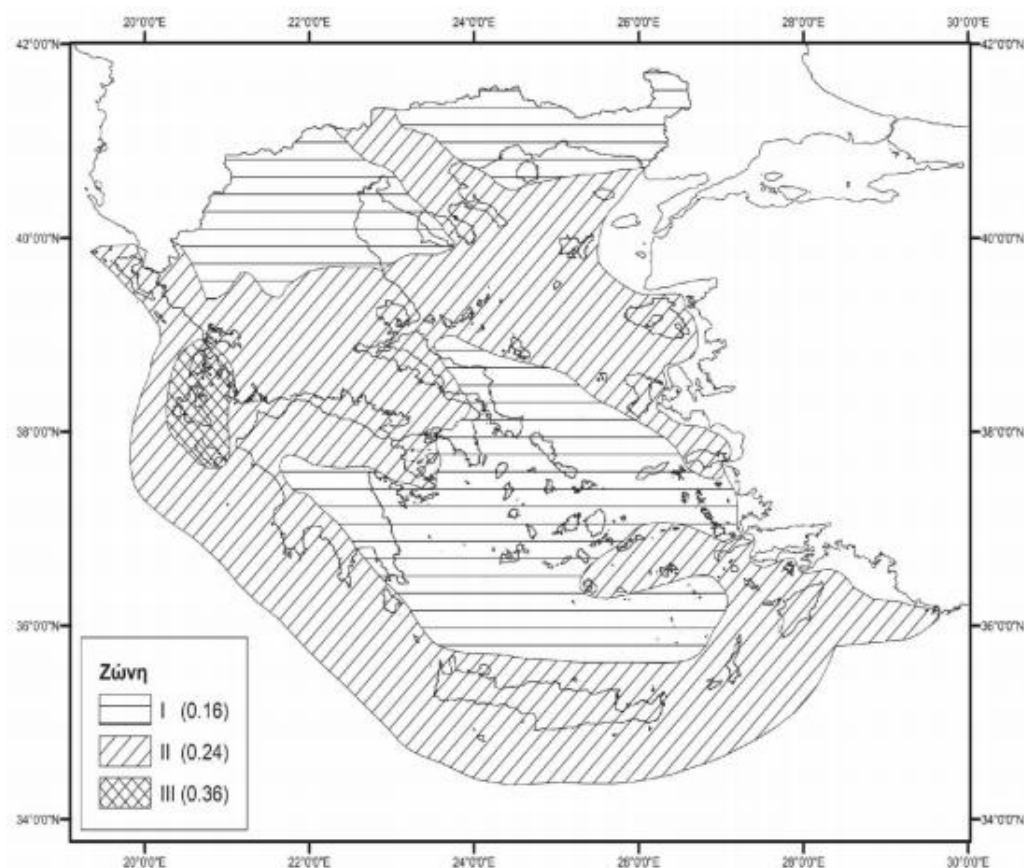
5.7 Διαφραγματική λειτουργία πλακών

Για να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών θα πρέπει όλα τα σημεία της ίδιας στάθμης να μετατοπίζονται το ίδιο. Θεωρητικώς, τα διαφράγματα παραμένουν απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους. Αυτό συμβαίνει όταν σε κάθε στάθμη ενός κτιρίου κατασκευάζονται πλάκες επαρκούς πάχους και χωρίς μεγάλα κενά. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται στο υπό μελέτη κτίριο. (Ευθυμάκη, Μαζαράκου, 2020)

5.8 Σεισμός

Η Ελλάδα θεωρείται μία έντονα σεισμογενής χώρα. Μεγάλο ποσοστό των κατασκευών, περίπου το 70%, δεν διαθέτουν την απαραίτητη ασφάλεια έναντι του σεισμού που απαιτούν οι σημερινοί κανονισμοί, πράγμα που χαρακτηρίζεται μεγάλο πρόβλημα. Η χώρα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων φαίνονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της

Ελλάδας, που αναθεωρήθηκε και οι τροποποιήσεις του αναγράφονται στο ΦΕΚ1154/Β΄ 12.8.2003. Σύμφωνα, λοιπόν, με αυτόν τον χάρτη η κατασκευή βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_gR ίση με 0,24g.



Εικόνα 5.12 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας (ΦΕΚ 1154B/12.8.2003).

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Εικόνα 5.13 Τιμές σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους (ΦΕΚ 1154B/12.8.2003).

5.9 Κατηγορία Σπουδαιότητας

Τα τελευταία χρόνια, λόγω της οικονομικής κατάστασης που επικρατεί στη χώρα μας, παρατηρείται αδυναμία στην οικοδόμηση νέων κατασκευών, γεγονός που έχει οδηγήσει αρκετούς πολίτες στη μετατροπή των υφιστάμενων κτιρίων σε εργασιακούς

χώρους, όπως για παράδειγμα ένα φροντιστήριο. Αυτό σημαίνει ότι με βάση την απόφαση του ιδιοκτήτη, μία κατασκευή κατηγορίας σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), θα αλλάξει χρήση σε κατηγορίας σπουδαιότητας III, που γενικώς περιλαμβάνει κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Συνεπώς οι αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν παρακάτω θα αναφέρονται σε υφιστάμενη κατασκευή κατηγορίας σπουδαιότητας III, με συντελεστή ίσο με 1,20.

5.10 Διερεύνηση και τεκμηρίωση του φέροντος οργανισμού

Στην υπό μελέτη κατασκευή διεξήχθη επιτόπιος έλεγχος κατά τον οποίο δεν διαπιστώθηκαν σημαντικές αποκλίσεις στην εφαρμογή των σχεδίων. Όσον αφορά τη θεμελίωση, η διάταξή της και οι διαστάσεις ελήφθησαν σύμφωνα με τα σχέδια καθώς ήταν αδύνατος ο επιτόπιος έλεγχος σε αυτά. Επιπλέον, παρά το πέρας των χρόνων και τις σεισμικές δονήσεις που δέχεται κατά καιρούς η πόλη, δεν εντοπίστηκαν θέσεις βλαβών που να υποδεικνύουν στατική ή δομική ανεπάρκεια.

5.11 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Με βάση τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ανεκτή, ικανοποιητική, υψηλή) λαμβάνεται υπόψη η αυξημένη αβεβαιότητα κυρίως στις αριθμητικές τιμές των δεδομένων καθώς οι περισσότερες πληροφορίες έχουν ληφθεί από το φύλλο υπολογισμών της στατικής μελέτης του κτιρίου και με οπτική αναγνώριση. Όμως για τις ανάγκες της εργασίας, αν και έχουν γίνει κάποιες παραδοχές των δεδομένων, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων λήφθηκε «Ικανοποιητική». (Ευθυμάκη, Μαζαράκου, 2020)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

6.1 Περιληπτική αναφορά της διαδικασίας στο λογισμικό Fespa

- Εισάγουμε στο Fespa το προσομοίωμα της κατασκευής. Γίνεται παρουσίαση της γεωμετρικής απεικόνισης σε όλα τα μέλη του κτιρίου.
- Πραγματοποιείται επίλυση και όπλιση του προσομοιώματος σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό κατά τον χρόνο κατασκευής. Με δεδομένα αυτά, λαμβάνουμε τους οπλισμούς που θα χρησιμοποιήσουμε ως βάση εργασίας για να επιταχύνουμε την εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο.
- Διεξάγονται όλες οι διορθώσεις των οπλισμών που είχαμε λάβει από το προηγούμενο βήμα με σκοπό αυτοί να είναι σύμφωνοι με τους υφιστάμενους οπλισμούς της κατασκευής.
- Ορίζουμε τα μέλη ως υφιστάμενα.
- Ορίζουμε ποια από τα μέλη αυτά είναι πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα στην κατασκευή.
- Εισάγουμε τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) και τις μέσες τιμές αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα.
- Καθορίζουμε τη στάθμη επιτελεστικότητας και την αντίστοιχη σεισμική απαίτηση σύμφωνα με τις οποίες θα γίνει ο έλεγχος.
- Προχωράμε σε επίλυση. Πραγματοποιείται η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας, του φάσματος απαίτησης, ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης και ο υπολογισμός των συντελεστών επάρκειας του κάθε μέλους συναρτήσει της εξεταζόμενης στάθμης επιτελεστικότητας.
- Στο τέλος λαμβάνουμε τα αποτελέσματα και πραγματοποιείται η αξιολόγηση για το κτίριο συνολικά και έπειτα για το κάθε μέλος. (LH Λογισμική, 2012)

6.2 Στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.2 του Κεφαλαίου 2 (πίνακας παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ο οποίος περιλαμβάνει τους ανεκτούς στόχους αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών, με βάση την κατηγορία σπουδαιότητας, που στη δική μας περίπτωση είναι κατηγορίας ΙΙΙ, επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» (SD ή B) με πιθανότητα υπέρβασης 10%. Επομένως γι' αυτό το στόχο έχουμε τις εξής παραμέτρους φάσματος:

- Συμβατικός χρόνος ζωής (TL): 50 έτη
- Πιθανότητα υπέρβασης (PRL): 10%
- Περίοδος επαναφοράς (TLR): 475 έτη

Χαρακτηριστικά φάσματος:

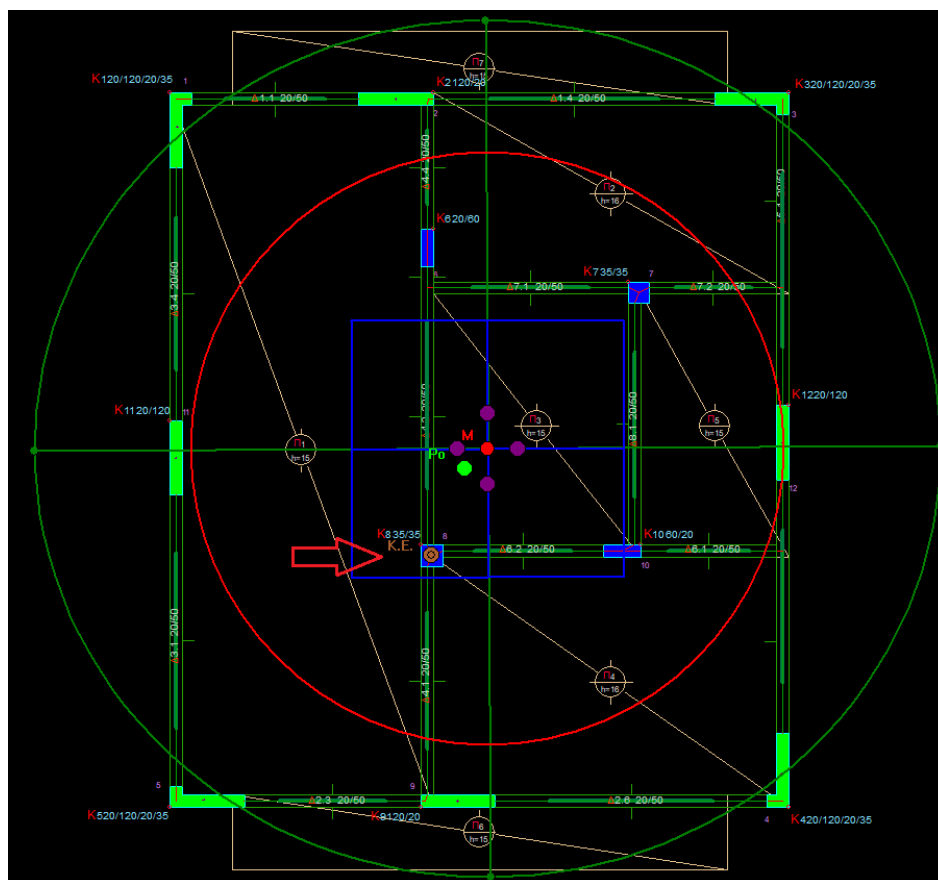
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση: 0,24g
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_I=1,20$

Παράμετροι για τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής για B1:

- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot a_g R$): 0,288g
- Πιθανότητα υπέρβασης (PRL): 10%
- Θεωρείται κρίσιμη η πρώτη υπέρβαση ορίου σε υποστύλωμα ή κύρια δοκό

6.3 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Πριν από το στάδιο της επίλυσης πρέπει να γίνει καθορισμός του κόμβου ελέγχου της κατασκευής, που λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα και εκφράζει τον πιο κοντινό κόμβο στο κέντρο μάζας της ανώτερης στάθμης.



Εικόνα 6.1 Κόμβος ελέγχου (1^{ος} όροφος).

6.4 Λόγοι επάρκειας μελών (απαίτηση/ικανότητα)

Παρακάτω παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας των δοκών και των κατακόρυφων στοιχείων σε έλεγχο ροπής και σε έλεγχο διάτμησης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β1.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	SD λNγ
Δ1.1(0) , Λ 16(0), κ	1.61!	0.47
Δ1.1(0) , Λ 17(0), κ	1.42!	0.43
Δ1.4(0) , Λ 18(0), κ	1.38!	0.68
Δ1.4(0) , Λ 19(0), κ	1.56!	0.76
Δ2.3(0) , Λ 27(0), κ	1.47!	0.60
Δ2.3(0) , Λ 31(0), κ	1.29!	0.55
Δ2.6(0) , Λ 32(0), κ	0.98	0.52
Δ2.6(0) , Λ 24(0), κ	0.98	0.53
Δ3.1(0) , Λ 28(0), κ	0.98	0.36
Δ3.1(0) , Λ 30(0), κ	0.93	0.34
Δ3.4(0) , Λ 29(0), κ	1.12!	0.34
Δ3.4(0) , Λ 15(0), κ	1.13!	0.34
Δ4.1(0) , Λ 31(0), κ	0.86	0.40
Δ4.1(0) , 8(0), κ	0.85	0.40
Δ4.2(0) , 8(0), κ	0.82	0.37
Δ4.3(0) , 6(0), κ	1.30!	0.61
Δ4.4(0) , 6(0), κ	1.25!	0.50
Δ4.4(0) , Λ 18(0), κ	1.13!	0.38
Δ5.1(0) , Λ 20(0), κ	0.98	0.36
Δ5.2(0) , Λ 21(0), κ	1.14!	0.45
Δ5.5(0) , Λ 22(0), κ	1.36!	0.60
Δ5.6(0) , Λ 23(0), κ	1.20!	0.38
Δ6.1(0) , Λ 38(0), κ	0.16	0.37
Δ6.1(0) , 10(0), κ	0.79	0.43
Δ6.2(0) , 10(0), κ	1.07!	0.43
Δ6.2(0) , 8(0), κ	1.29!	0.58
Δ7.1(0) , Λ 36(0), κ	0.86	0.28
Δ7.1(0) , 7(0), κ	1.29!	0.35
Δ7.2(0) , 7(0), κ	1.15!	0.39
Δ7.2(0) , Λ 37(0), κ	0.26	0.26
Δ8.1(0) , 7(0), κ	0.76	0.21
Δ8.1(0) , 10(0), κ	0.61	0.18
Δ1.1(1) , Λ 16(1), κ	1.28!	0.52
Δ1.1(1) , Λ 17(1), κ	1.37!	0.54
Δ1.4(1) , Λ 18(1), κ	1.32!	0.73
Δ1.4(1) , Λ 19(1), κ	1.60!	0.86
Δ2.3(1) , Λ 27(1), κ	1.39!	0.64
Δ2.3(1) , Λ 31(1), κ	1.21!	0.59
Δ2.6(1) , Λ 32(1), κ	0.93	0.54
Δ2.6(1) , Λ 24(1), κ	0.52	0.50
Δ3.1(1) , Λ 28(1), κ	0.59	0.31
Δ3.1(1) , Λ 30(1), κ	0.86	0.35
Δ3.4(1) , Λ 29(1), κ	1.09!	0.36
Δ3.4(1) , Λ 15(1), κ	1.11!	0.35
Δ4.1(1) , Λ 31(1), κ	0.35	0.28
Δ4.1(1) , 8(1), κ	0.24	0.37
Δ4.2(1) , 8(1), κ	0.16	0.35
Δ4.3(1) , 6(1), κ	0.67	0.42
Δ4.4(1) , 6(1), κ	0.62	0.42
Δ4.4(1) , Λ 18(1), κ	0.49	0.35
Δ5.1(1) , Λ 20(1), κ	0.59	0.28
Δ5.2(1) , Λ 21(1), κ	0.99	0.37
Δ5.5(1) , Λ 22(1), κ	1.25!	0.55
Δ5.6(1) , Λ 23(1), κ	1.20!	0.40
Δ6.1(1) , Λ 38(1), κ	0.10	0.28
Δ6.1(1) , 10(1), κ	0.33	0.31
Δ6.2(1) , 10(1), κ	0.54	0.33
Δ6.2(1) , 8(1), κ	0.76	0.35
Δ7.1(1) , Λ 36(1), κ	0.50	0.23
Δ7.1(1) , 7(1), κ	0.30	0.28
Δ7.2(1) , 7(1), κ	0.39	0.27
Δ7.2(1) , Λ 37(1), κ	0.24	0.18
Δ8.1(1) , 7(1), κ	0.34	0.14
Δ8.1(1) , 10(1), κ	0.08	0.14

Εικόνα 6.2 Λόγοι επάρκειας δοκών.

Παρατηρούμε ότι οι δοκοί Δ1.1, Δ1.4, Δ2.3, Δ3.4, Δ4.3, Δ4.4, Δ5.1, Δ5.2, Δ5.5, Δ5.6, Δ6.2, Δ7.1 και Δ7.2 του ισογείου και οι δοκοί Δ1.1, Δ1.4, Δ2.3, Δ3.4, Δ5.5 και Δ5.6 του ορόφου δεν εκπληρώνουν τους απαραίτητους στόχους σχεδιασμού καθώς είναι φανερό πως ο συντελεστής λ για το κάθε μέλος είναι μεγαλύτερος της μονάδας.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ		SD λV
<u>K1(0)</u> , κάτω, κ	1.34!	sls:	0.40
<u>K1(0)</u> , άνω, κ	0.27	z:	0.72
<u>K1(1)</u> , κάτω, κ	0.18	sls:	-
<u>K1(1)</u> , άνω, κ	0.42	z:	0.19
<u>K2(0)</u> , κάτω, κ	0.85	sls:	0.38
<u>K2(0)</u> , άνω, κ	0.22	z:	0.38
<u>K2(1)</u> , κάτω, κ	0.26	sls:	0.18
<u>K2(1)</u> , άνω, κ	0.43	z:	0.31
<u>K3(0)</u> , κάτω, κ	1.18!	sls:	0.37
<u>K3(0)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.55
<u>K3(1)</u> , κάτω, κ	0.31	sls:	-
<u>K3(1)</u> , άνω, κ	0.82	z:	0.40
<u>K4(0)</u> , κάτω, κ	1.62!	sls:	0.43
<u>K4(0)</u> , άνω, κ	0.27	z:	0.75
<u>K4(1)</u> , κάτω, κ	0.36	sls:	0.03
<u>K4(1)</u> , άνω, κ	0.99	z:	0.24
<u>K5(0)</u> , κάτω, κ	0.93	sls:	0.35
<u>K5(0)</u> , άνω, κ	0.19	z:	0.51
<u>K5(1)</u> , κάτω, κ	0.27	sls:	-
<u>K5(1)</u> , άνω, κ	0.61	z:	0.27
<u>K6(0)</u> , κάτω, κ	0.47	γ:	0.07
<u>K6(0)</u> , άνω, κ	0.14	z:	0.21
<u>K6(1)</u> , κάτω, κ	0.07	γ:	0.05
<u>K6(1)</u> , άνω, κ	0.38	z:	0.15
<u>K7(0)</u> , κάτω, κ	0.36	γ:	0.17
<u>K7(0)</u> , άνω, κ	0.09	z:	0.23
<u>K7(1)</u> , κάτω, κ	0.12	γ:	0.18
<u>K7(1)</u> , άνω, κ	0.42	z:	0.21
<u>K8(0)</u> , κάτω, κ	0.33	γ:	0.17
<u>K8(0)</u> , άνω, κ	0.10	z:	0.21
<u>K8(1)</u> , κάτω, κ	0.11	γ:	0.16
<u>K8(1)</u> , άνω, κ	0.40	z:	0.19
<u>K9(0)</u> , κάτω, κ	0.88	sls:	0.41
<u>K9(0)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.51
<u>K9(1)</u> , κάτω, κ	0.28	sls:	0.13
<u>K9(1)</u> , άνω, κ	0.65	z:	0.43
<u>K10(0)</u> , κάτω, κ	0.42	γ:	0.13
<u>K10(0)</u> , άνω, κ	0.18	z:	0.24
<u>K10(1)</u> , κάτω, κ	0.17	γ:	0.10
<u>K10(1)</u> , άνω, κ	0.47	z:	0.18
<u>K11(0)</u> , κάτω, κ	0.98	sls:	0.38
<u>K11(0)</u> , άνω, κ	0.14	z:	0.53
<u>K11(1)</u> , κάτω, κ	0.10	sls:	-
<u>K11(1)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.29
<u>K12(0)</u> , κάτω, κ	1.06!	sls:	0.41
<u>K12(0)</u> , άνω, κ	0.16	z:	0.58
<u>K12(1)</u> , κάτω, κ	0.13	sls:	-
<u>K12(1)</u> , άνω, κ	0.30	z:	0.33

Εικόνα 6.3 Λόγοι επάρκειας κατακόρυφων στοιχείων.

Παρατηρούμε ότι τα κατακόρυφα στοιχεία K1, K3, K4 και K12 του ισογείου δεν εκπληρώνουν τους απαραίτητους στόχους σχεδιασμού καθώς είναι φανερό πως ο συντελεστής λ για το κάθε μέλος είναι μεγαλύτερος της μονάδας.

6.5 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας υπό στατικά φορτία

Ο έλεγχος σε κάμψη υπό στατικά φορτία κατέδειξε ανεπάρκεια των δοκών Δ4.3, Δ7.1 και Δ7.2 του ισογείου και Δ4.1, Δ4.2, Δ4.3 και Δ7.2 του ορόφου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.35G+1.05Q	6	0,00	-51,23	-	-	-51,23	-27,03	1,90	!
1.35G+1.05QA	6	0,00	-50,86	-	-	-50,86	-27,03	1,88	!
1.35G+1.05QB	6	0,00	-39,35	-	-	-39,35	-27,03	1,46	!
1.35G+1.05QC	6	0,00	-53,83	-	-	-53,83	-27,03	1,99	!
1.35G+1.05QD	6	0,00	-46,56	-	-	-46,56	-27,03	1,72	!
1.35G+1.05QE	6	0,00	-41,10	-	-	-41,10	-27,03	1,52	!
1.15G+1.50Q	6	0,00	-50,63	-	-	-50,63	-27,03	1,87	!
1.15G+1.50QA	6	0,00	-50,11	-	-	-50,11	-27,03	1,85	!
1.15G+1.50QB	6	0,00	-33,66	-	-	-33,66	-27,03	1,25	!
1.15G+1.50QC	6	0,00	-54,35	-	-	-54,35	-27,03	2,01	!
1.15G+1.50QD	6	0,00	-43,95	-	-	-43,95	-27,03	1,63	!
1.15G+1.50QE	6	0,00	-36,16	-	-	-36,16	-27,03	1,34	!

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.15G+1.50QC	6	0,00	-54,35	-	-	-54,35	-27,03	2,01	!

Εικόνα 6.4 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ4.3 του ισογείου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.35G+1.05Q	36	0,00	8,38	-	-	8,38	22,29	0,38	
1.35G+1.05Q	0	0,00	15,02	-	-	15,02	43,75	0,34	
1.35G+1.05Q	7	0,00	-32,09	-	-	-32,09	-20,42	1,57	!
1.35G+1.05QA	36	0,00	6,26	-	-	6,26	22,29	0,28	
1.35G+1.05QA	0	0,00	11,14	-	-	11,14	43,75	0,25	
1.35G+1.05QA	7	0,00	-26,89	-	-	-26,89	-20,42	1,32	!
1.35G+1.05QB	36	0,00	8,58	-	-	8,58	22,29	0,38	
1.35G+1.05QB	0	0,00	15,97	-	-	15,97	43,75	0,37	
1.35G+1.05QB	7	0,00	-29,55	-	-	-29,55	-20,42	1,45	!
1.35G+1.05QC	36	0,00	8,13	-	-	8,13	22,29	0,36	
1.35G+1.05QC	0	0,00	15,58	-	-	15,58	43,75	0,36	
1.35G+1.05QC	7	0,00	-29,84	-	-	-29,84	-20,42	1,46	!
1.35G+1.05QD	36	0,00	6,78	-	-	6,78	22,29	0,30	
1.35G+1.05QD	0	0,00	10,04	-	-	10,04	43,75	0,23	
1.35G+1.05QD	7	0,00	-33,69	-	-	-33,69	-20,42	1,65	!
1.35G+1.05QE	36	0,00	8,32	-	-	8,32	22,29	0,37	
1.35G+1.05QE	0	0,00	17,18	-	-	17,18	43,75	0,39	
1.35G+1.05QE	7	0,00	-25,42	-	-	-25,42	-20,42	1,24	!
1.15G+1.50Q	36	0,00	8,24	-	-	8,24	22,29	0,37	
1.15G+1.50Q	0	0,00	14,60	-	-	14,60	43,75	0,33	
1.15G+1.50Q	7	0,00	-31,75	-	-	-31,75	-20,42	1,56	!
1.15G+1.50QA	36	0,00	5,21	-	-	5,21	22,29	0,23	
1.15G+1.50QA	0	0,00	9,05	-	-	9,05	43,75	0,21	
1.15G+1.50QA	7	0,00	-24,33	-	-	-24,33	-20,42	1,19	!
1.15G+1.50QB	36	0,00	8,52	-	-	8,52	22,29	0,38	
1.15G+1.50QB	0	0,00	15,91	-	-	15,91	43,75	0,36	
1.15G+1.50QB	7	0,00	-28,13	-	-	-28,13	-20,42	1,38	!
1.15G+1.50QC	36	0,00	7,88	-	-	7,88	22,29	0,35	
1.15G+1.50QC	0	0,00	15,35	-	-	15,35	43,75	0,35	
1.15G+1.50QC	7	0,00	-28,53	-	-	-28,53	-20,42	1,40	!
1.15G+1.50QD	36	0,00	5,96	-	-	5,96	22,29	0,27	
1.15G+1.50QD	0	0,00	7,48	-	-	7,48	43,75	0,17	
1.15G+1.50QD	7	0,00	-34,03	-	-	-34,03	-20,42	1,67	!
1.15G+1.50QE	36	0,00	8,15	-	-	8,15	22,29	0,37	
1.15G+1.50QE	0	0,00	17,64	-	-	17,64	43,75	0,40	
1.15G+1.50QE	7	0,00	-22,22	-	-	-22,22	-20,42	1,09	!

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.35G+1.05QB	36	0,00	8,58	-	-	8,58	22,29	0,38	
1.15G+1.50QE	0	0,00	17,64	-	-	17,64	43,75	0,40	
1.15G+1.50QD	7	0,00	-34,03	-	-	-34,03	-20,42	1,67	!

Εικόνα 6.5 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ7.1 του ισογείου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [kN]	Κόμβος [kN]	ΜΕδ [kN]	ΜΕδ [kNm]	δ [mm]	δlim [mm]	Μ'Εδ=δ*ΜΕδ [kNm]	ΜΡδ [kNm]	λ [mm]	
1.35G+1.05Q	7	0,00	-18,46	-	-	-18,46	-20,42	0,90	
1.35G+1.05Q	0	0,00	14,93	-	-	14,93	42,64	0,35	
1.35G+1.05Q	37	0,00	8,30	-	-	8,30	22,19	0,37	
1.35G+1.05QA	7	0,00	-16,78	-	-	-16,78	-20,42	0,82	
1.35G+1.05QA	0	0,00	15,70	-	-	15,70	42,64	0,37	
1.35G+1.05QA	37	0,00	8,61	-	-	8,61	22,19	0,39	
1.35G+1.05QB	7	0,00	-17,00	-	-	-17,00	-20,42	0,83	
1.35G+1.05QB	0	0,00	8,04	-	-	8,04	42,64	0,19	
1.35G+1.05QB	37	0,00	4,87	-	-	4,87	22,19	0,22	
1.35G+1.05QC	7	0,00	-18,13	-	-	-18,13	-20,42	0,89	
1.35G+1.05QC	0	0,00	15,09	-	-	15,09	42,64	0,35	
1.35G+1.05QC	37	0,00	8,36	-	-	8,36	22,19	0,38	
1.35G+1.05QD	7	0,00	-22,51	-	-	-22,51	-20,42	1,10	!
1.35G+1.05QD	0	0,00	13,34	-	-	13,34	42,64	0,31	
1.35G+1.05QD	37	0,00	7,93	-	-	7,93	22,19	0,36	
1.35G+1.05QE	7	0,00	-12,31	-	-	-12,31	-20,42	0,60	
1.35G+1.05QE	0	0,00	9,83	-	-	9,83	42,64	0,23	
1.35G+1.05QE	37	0,00	5,41	-	-	5,41	22,19	0,24	
1.15G+1.50Q	7	0,00	-17,52	-	-	-17,52	-20,42	0,86	
1.15G+1.50Q	0	0,00	16,32	-	-	16,32	42,64	0,38	
1.15G+1.50Q	37	0,00	8,87	-	-	8,87	22,19	0,40	
1.15G+1.50QA	7	0,00	-15,11	-	-	-15,11	-20,42	0,74	
1.15G+1.50QA	0	0,00	17,41	-	-	17,41	42,64	0,41	
1.15G+1.50QA	37	0,00	9,30	-	-	9,30	22,19	0,42	
1.15G+1.50QB	7	0,00	-15,42	-	-	-15,42	-20,42	0,76	
1.15G+1.50QB	0	0,00	6,48	-	-	6,48	42,64	0,15	
1.15G+1.50QB	37	0,00	3,96	-	-	3,96	22,19	0,18	
1.15G+1.50QC	7	0,00	-17,04	-	-	-17,04	-20,42	0,83	
1.15G+1.50QC	0	0,00	16,53	-	-	16,53	42,64	0,39	
1.15G+1.50QC	37	0,00	8,96	-	-	8,96	22,19	0,40	
1.15G+1.50QD	7	0,00	-23,30	-	-	-23,30	-20,42	1,14	!
1.15G+1.50QD	0	0,00	14,04	-	-	14,04	42,64	0,33	
1.15G+1.50QD	37	0,00	8,34	-	-	8,34	22,19	0,38	
1.15G+1.50QE	7	0,00	-8,73	-	-	-8,73	-20,42	0,43	
1.15G+1.50QE	0	0,00	9,03	-	-	9,03	42,64	0,21	
1.15G+1.50QE	37	0,00	4,73	-	-	4,73	22,19	0,21	

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [kN]	Κόμβος [kN]	ΜΕδ [kN]	ΜΕδ [kNm]	δ [mm]	δlim [mm]	Μ'Εδ=δ*ΜΕδ [kNm]	ΜΡδ [kNm]	λ [mm]	
1.15G+1.50QD	7	0,00	-23,30	-	-	-23,30	-20,42	1,14	!
1.15G+1.50QA	0	0,00	17,41	-	-	17,41	42,64	0,41	
1.15G+1.50QA	37	0,00	9,30	-	-	9,30	22,19	0,42	

Εικόνα 6.6 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ7.2 του ισόγειου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [kN]	Κόμβος [kN]	ΜΕδ [kN]	ΜΕδ [kNm]	δ [mm]	δlim [mm]	Μ'Εδ=δ*ΜΕδ [kNm]	ΜΡδ [kNm]	λ [mm]	
1.35G+1.05Q	31	0,00	-11,16	-	-	-11,16	-61,70	0,18	
1.35G+1.05Q	0	0,00	34,32	-	-	34,32	44,08	0,78	
1.35G+1.05Q	8	0,00	-55,74	-	-	-55,74	-61,70	0,90	
1.35G+1.05QA	31	0,00	-10,86	-	-	-10,86	-61,70	0,18	
1.35G+1.05QA	0	0,00	39,01	-	-	39,01	44,08	0,89	
1.35G+1.05QA	8	0,00	-44,46	-	-	-44,46	-61,70	0,72	
1.35G+1.05QB	31	0,00	-7,05	-	-	-7,05	-61,70	0,11	
1.35G+1.05QB	0	0,00	14,47	-	-	14,47	44,08	0,33	
1.35G+1.05QB	8	0,00	-45,16	-	-	-45,16	-61,70	0,73	
1.35G+1.05QC	31	0,00	-11,26	-	-	-11,26	-61,70	0,18	
1.35G+1.05QC	0	0,00	34,45	-	-	34,45	44,08	0,78	
1.35G+1.05QC	8	0,00	-55,26	-	-	-55,26	-61,70	0,90	
1.35G+1.05QD	31	0,00	-6,07	-	-	-6,07	-61,70	0,10	
1.35G+1.05QD	0	0,00	15,00	-	-	15,00	44,08	0,34	
1.35G+1.05QD	8	0,00	-45,29	-	-	-45,29	-61,70	0,73	
1.35G+1.05QE	31	0,00	-11,13	-	-	-11,13	-61,70	0,18	
1.35G+1.05QE	0	0,00	38,31	-	-	38,31	44,08	0,87	
1.35G+1.05QE	8	0,00	-45,81	-	-	-45,81	-61,70	0,74	
1.15G+1.50Q	31	0,00	-12,04	-	-	-12,04	-61,70	0,20	
1.15G+1.50Q	0	0,00	37,94	-	-	37,94	44,08	0,86	
1.15G+1.50Q	8	0,00	-60,02	-	-	-60,02	-61,70	0,97	
1.15G+1.50QA	31	0,00	-11,61	-	-	-11,61	-61,70	0,19	
1.15G+1.50QA	0	0,00	44,64	-	-	44,64	44,08	1,01	!
1.15G+1.50QA	8	0,00	-43,91	-	-	-43,91	-61,70	0,71	
1.15G+1.50QB	31	0,00	-6,16	-	-	-6,16	-61,70	0,10	
1.15G+1.50QB	0	0,00	9,58	-	-	9,58	44,08	0,22	
1.15G+1.50QB	8	0,00	-44,91	-	-	-44,91	-61,70	0,73	
1.15G+1.50QC	31	0,00	-12,19	-	-	-12,19	-61,70	0,20	
1.15G+1.50QC	0	0,00	38,13	-	-	38,13	44,08	0,87	
1.15G+1.50QC	8	0,00	-59,34	-	-	-59,34	-61,70	0,96	
1.15G+1.50QD	31	0,00	-4,77	-	-	-4,77	-61,70	0,08	
1.15G+1.50QD	0	0,00	10,47	-	-	10,47	44,08	0,24	
1.15G+1.50QD	8	0,00	-45,09	-	-	-45,09	-61,70	0,73	
1.15G+1.50QE	31	0,00	-11,99	-	-	-11,99	-61,70	0,19	
1.15G+1.50QE	0	0,00	43,64	-	-	43,64	44,08	0,99	
1.15G+1.50QE	8	0,00	-45,83	-	-	-45,83	-61,70	0,74	

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [kN]	Κόμβος [kN]	ΜΕδ [kN]	ΜΕδ [kNm]	δ [mm]	δlim [mm]	Μ'Εδ=δ*ΜΕδ [kNm]	ΜΡδ [kNm]	λ [mm]	
1.15G+1.50QC	31	0,00	-12,19	-	-	-12,19	-61,70	0,20	
1.15G+1.50QA	0	0,00	44,64	-	-	44,64	44,08	1,01	!
1.15G+1.50Q	8	0,00	-60,02	-	-	-60,02	-61,70	0,97	

Εικόνα 6.7 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ4.1 του ορόφου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.35G+1.05Q	8	0,00	-60,84	-	-	-60,84	-59,69	1,02	!
1.35G+1.05Q	0	0,00	39,84	-	-	39,84	73,11	0,54	
1.35G+1.05QA	8	0,00	-48,80	-	-	-48,80	-59,69	0,82	
1.35G+1.05QA	0	0,00	23,04	-	-	23,04	73,11	0,32	
1.35G+1.05QB	8	0,00	-49,13	-	-	-49,13	-59,69	0,82	
1.35G+1.05QB	0	0,00	42,28	-	-	42,28	73,11	0,58	
1.35G+1.05QC	8	0,00	-60,02	-	-	-60,02	-59,69	1,01	!
1.35G+1.05QC	0	0,00	40,54	-	-	40,54	73,11	0,55	
1.35G+1.05QD	8	0,00	-50,80	-	-	-50,80	-59,69	0,85	
1.35G+1.05QD	0	0,00	40,97	-	-	40,97	73,11	0,56	
1.35G+1.05QE	8	0,00	-48,51	-	-	-48,51	-59,69	0,81	
1.35G+1.05QE	0	0,00	23,09	-	-	23,09	73,11	0,32	
1.15G+1.50Q	8	0,00	-65,46	-	-	-65,46	-59,69	1,10	!
1.15G+1.50Q	0	0,00	42,20	-	-	42,20	73,11	0,58	
1.15G+1.50QA	8	0,00	-48,26	-	-	-48,26	-59,69	0,81	
1.15G+1.50QA	0	0,00	18,21	-	-	18,21	73,11	0,25	
1.15G+1.50QB	8	0,00	-48,73	-	-	-48,73	-59,69	0,82	
1.15G+1.50QB	0	0,00	46,14	-	-	46,14	73,11	0,63	
1.15G+1.50QC	8	0,00	-64,29	-	-	-64,29	-59,69	1,08	!
1.15G+1.50QC	0	0,00	43,20	-	-	43,20	73,11	0,59	
1.15G+1.50QD	8	0,00	-51,11	-	-	-51,11	-59,69	0,86	
1.15G+1.50QD	0	0,00	44,24	-	-	44,24	73,11	0,61	
1.15G+1.50QE	8	0,00	-47,84	-	-	-47,84	-59,69	0,80	
1.15G+1.50QE	0	0,00	18,27	-	-	18,27	73,11	0,25	

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.15G+1.50Q	8	0,00	-65,46	-	-	-65,46	-59,69	1,10	!
1.15G+1.50QB	0	0,00	46,14	-	-	46,14	73,11	0,63	

Εικόνα 6.8 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ4.2 του ορόφου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.35G+1.05Q	6	0,00	-50,21	-	-	-50,21	-27,03	1,86	!
1.35G+1.05QA	6	0,00	-32,65	-	-	-32,65	-27,03	1,21	!
1.35G+1.05QB	6	0,00	-50,29	-	-	-50,29	-27,03	1,86	!
1.35G+1.05QC	6	0,00	-49,75	-	-	-49,75	-27,03	1,84	!
1.35G+1.05QD	6	0,00	-51,17	-	-	-51,17	-27,03	1,89	!
1.35G+1.05QE	6	0,00	-32,69	-	-	-32,69	-27,03	1,21	!
1.15G+1.50Q	6	0,00	-52,80	-	-	-52,80	-27,03	1,95	!
1.15G+1.50QA	6	0,00	-27,71	-	-	-27,71	-27,03	1,03	!
1.15G+1.50QB	6	0,00	-52,91	-	-	-52,91	-27,03	1,96	!
1.15G+1.50QC	6	0,00	-52,13	-	-	-52,13	-27,03	1,93	!
1.15G+1.50QD	6	0,00	-54,16	-	-	-54,16	-27,03	2,00	!
1.15G+1.50QE	6	0,00	-27,77	-	-	-27,77	-27,03	1,03	!

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.15G+1.50QD	6	0,00	-54,16	-	-	-54,16	-27,03	2,00	!

Εικόνα 6.9 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ4.3 του ορόφου.

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας σε κάμψη

Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.35G+1.05Q	7	0,00	-30,12	-	-	-30,12	-20,42	1,48	!
1.35G+1.05Q	0	0,00	12,90	-	-	12,90	42,64	0,30	
1.35G+1.05Q	37	0,00	8,14	-	-	8,14	22,19	0,37	
1.35G+1.05QA	7	0,00	-20,83	-	-	-20,83	-20,42	1,02	!
1.35G+1.05QA	0	0,00	6,86	-	-	6,86	42,64	0,16	
1.35G+1.05QA	37	0,00	4,44	-	-	4,44	22,19	0,20	
1.35G+1.05QB	7	0,00	-28,84	-	-	-28,84	-20,42	1,41	!
1.35G+1.05QB	0	0,00	13,44	-	-	13,44	42,64	0,32	
1.35G+1.05QB	37	0,00	8,46	-	-	8,46	22,19	0,38	
1.35G+1.05QC	7	0,00	-29,42	-	-	-29,42	-20,42	1,44	!
1.35G+1.05QC	0	0,00	13,14	-	-	13,14	42,64	0,31	
1.35G+1.05QC	37	0,00	8,25	-	-	8,25	22,19	0,37	
1.35G+1.05QD	7	0,00	-29,54	-	-	-29,54	-20,42	1,45	!
1.35G+1.05QD	0	0,00	13,18	-	-	13,18	42,64	0,31	
1.35G+1.05QD	37	0,00	8,33	-	-	8,33	22,19	0,38	
1.35G+1.05QE	7	0,00	-21,37	-	-	-21,37	-20,42	1,05	!
1.35G+1.05QE	0	0,00	6,72	-	-	6,72	42,64	0,16	
1.35G+1.05QE	37	0,00	4,42	-	-	4,42	22,19	0,20	
1.15G+1.50Q	7	0,00	-31,71	-	-	-31,71	-20,42	1,55	!
1.15G+1.50Q	0	0,00	14,16	-	-	14,16	42,64	0,33	
1.15G+1.50Q	37	0,00	8,87	-	-	8,87	22,19	0,40	
1.15G+1.50QA	7	0,00	-18,45	-	-	-18,45	-20,42	0,90	
1.15G+1.50QA	0	0,00	5,52	-	-	5,52	42,64	0,13	
1.15G+1.50QA	37	0,00	3,58	-	-	3,58	22,19	0,16	
1.15G+1.50QB	7	0,00	-29,88	-	-	-29,88	-20,42	1,46	!
1.15G+1.50QB	0	0,00	14,93	-	-	14,93	42,64	0,35	
1.15G+1.50QB	37	0,00	9,34	-	-	9,34	22,19	0,42	
1.15G+1.50QC	7	0,00	-30,71	-	-	-30,71	-20,42	1,50	!
1.15G+1.50QC	0	0,00	14,50	-	-	14,50	42,64	0,34	
1.15G+1.50QC	37	0,00	9,02	-	-	9,02	22,19	0,41	
1.15G+1.50QD	7	0,00	-30,89	-	-	-30,89	-20,42	1,51	!
1.15G+1.50QD	0	0,00	14,55	-	-	14,55	42,64	0,34	
1.15G+1.50QD	37	0,00	9,14	-	-	9,14	22,19	0,41	
1.15G+1.50QE	7	0,00	-19,22	-	-	-19,22	-20,42	0,94	
1.15G+1.50QE	0	0,00	5,32	-	-	5,32	42,64	0,12	
1.15G+1.50QE	37	0,00	3,55	-	-	3,55	22,19	0,16	

Μέγιστα αποτίμησης φέρουσας ικανότητας σε κάμψη

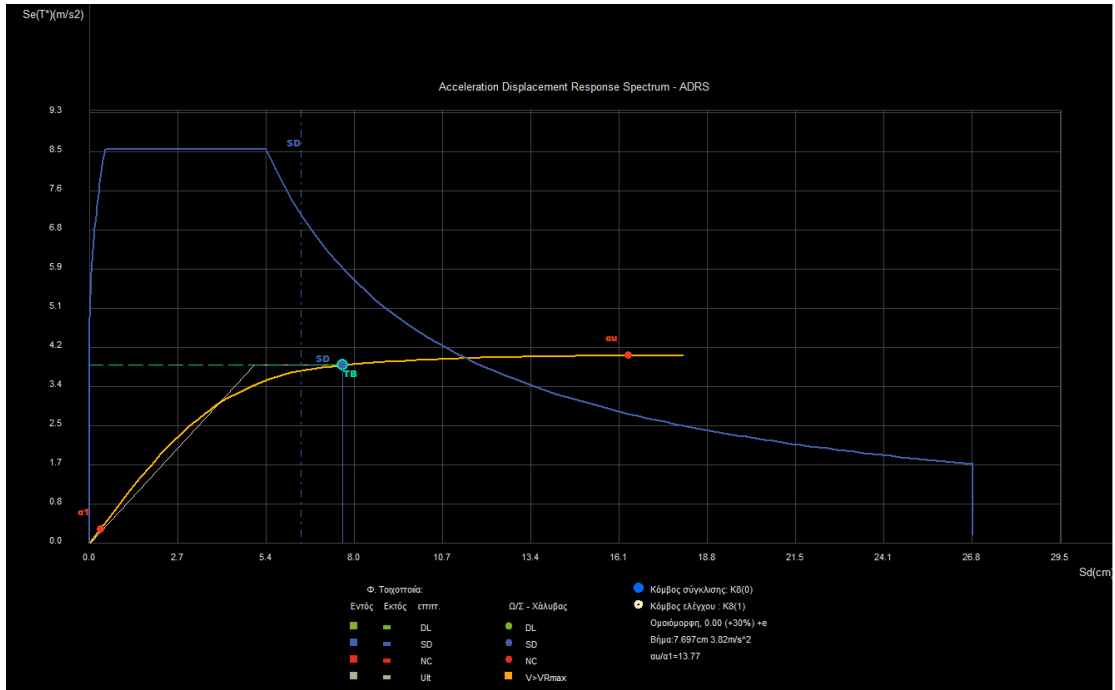
Φόρτιση [/]	Κόμβος [/]	NEd [kN]	MEd [kNm]	δ [/]	δlim [/]	M'Ed=δ*MEd [kNm]	MRd [kNm]	λ [/]	
1.15G+1.50Q	7	0,00	-31,71	-	-	-31,71	-20,42	1,55	!
1.15G+1.50QB	0	0,00	14,93	-	-	14,93	42,64	0,35	
1.15G+1.50QB	37	0,00	9,34	-	-	9,34	22,19	0,42	

Εικόνα 6.10 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της δοκού Δ7.2 του ορόφου.

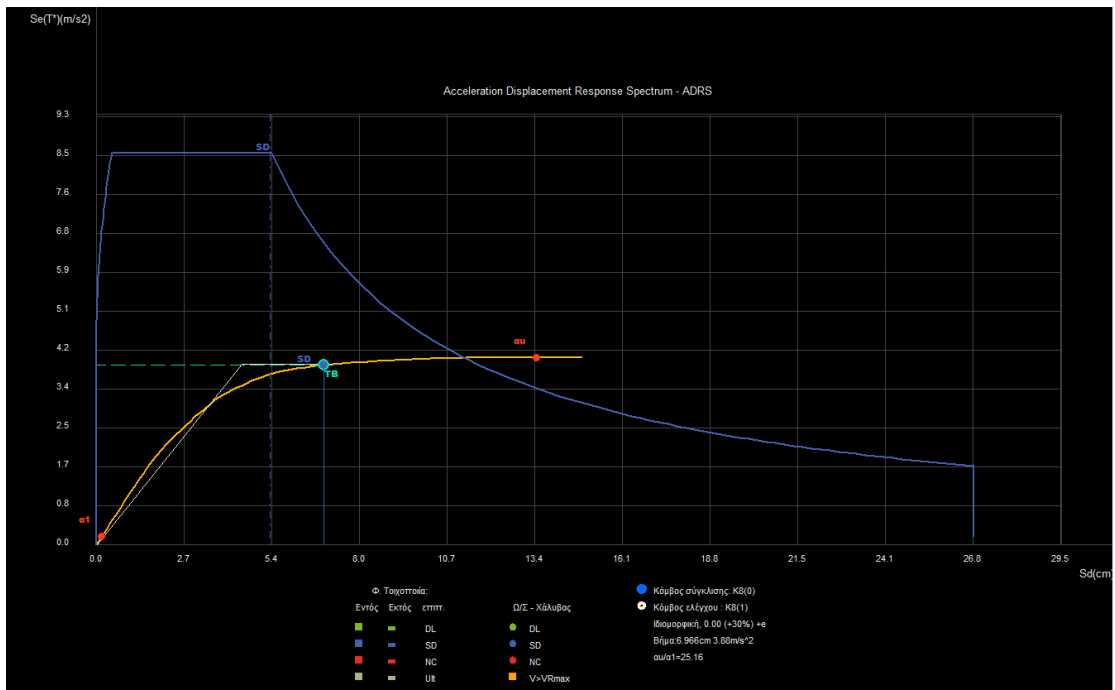
6.6 Διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας (ADRS)

Ακολουθούν τα διαγράμματα Φασματικής επιτάχυνσης (Sa) – Φασματικής μετακίνησης (Sd) (ADRS), για όλες τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και για τις δύο καθ' ύψος κατανομές φόρτισης, την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική.

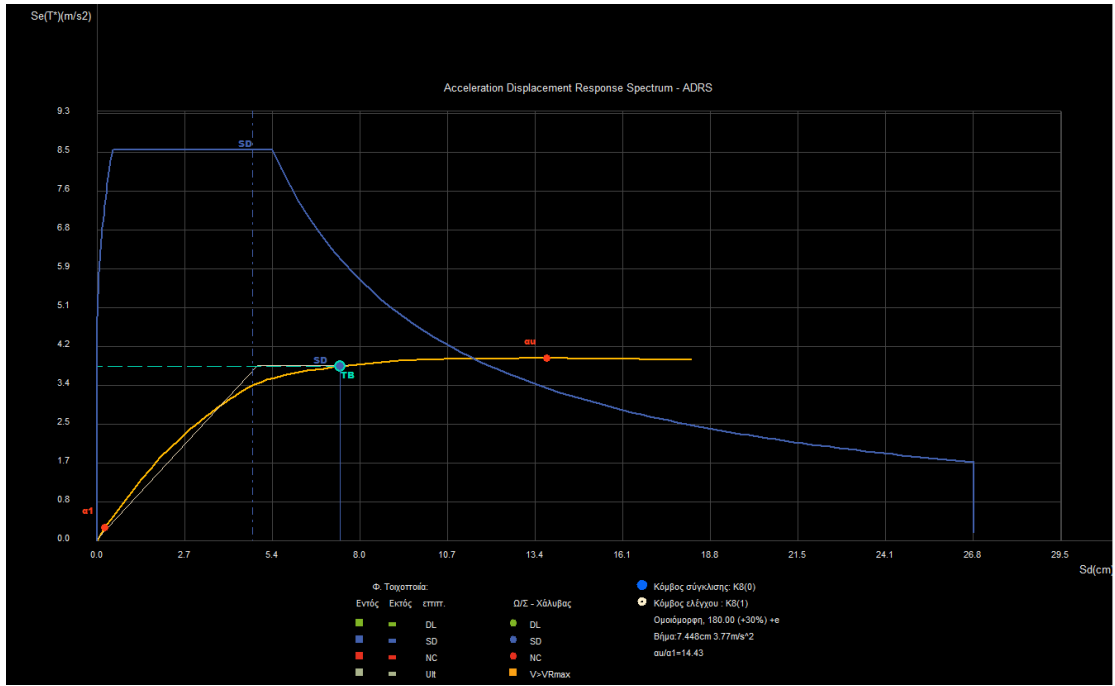
Στα διαγράμματα ADRS, το σημείο SD (μπλε κουκίδα) είναι η στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (SD), ενώ η διακεκομμένη κάθετη μπλε γραμμή εκφράζει την εξάντληση ικανότητας για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, δηλαδή την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την οποία ισχύει $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$. Άρα στην περίπτωση που η στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε κουκίδα) βρίσκεται δεξιά της διακεκομμένης κάθετης μπλε γραμμής, τότε το κτίριο δεν επαρκεί για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας (SD).



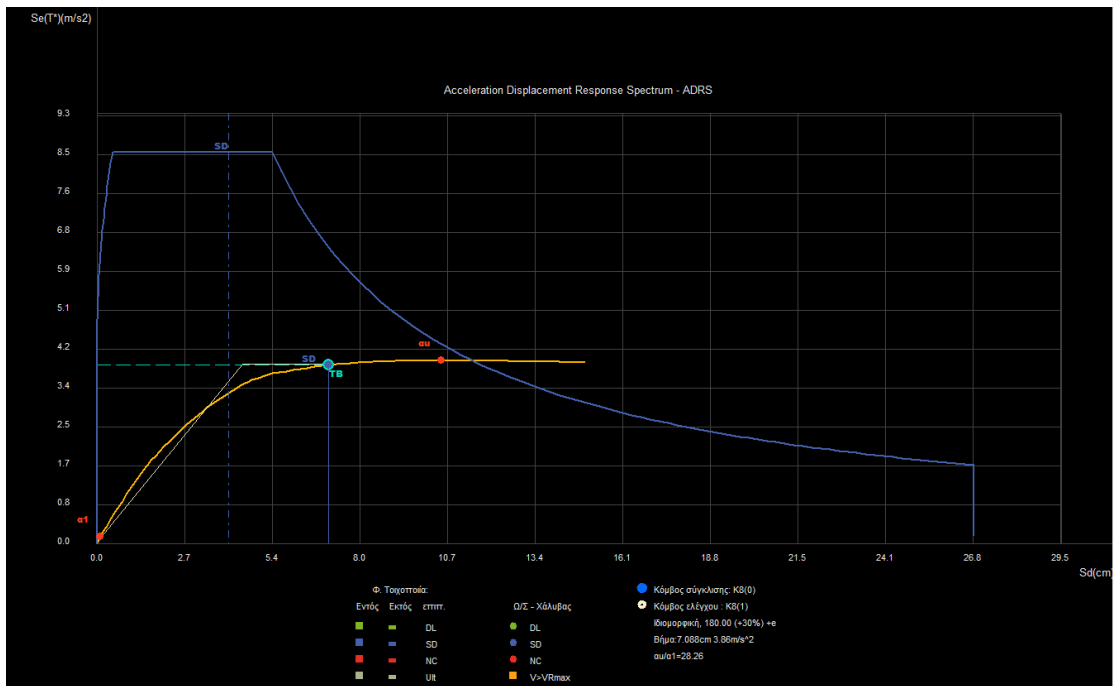
Εικόνα 6.11 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +X για ομοιόμορφη κατανομή.



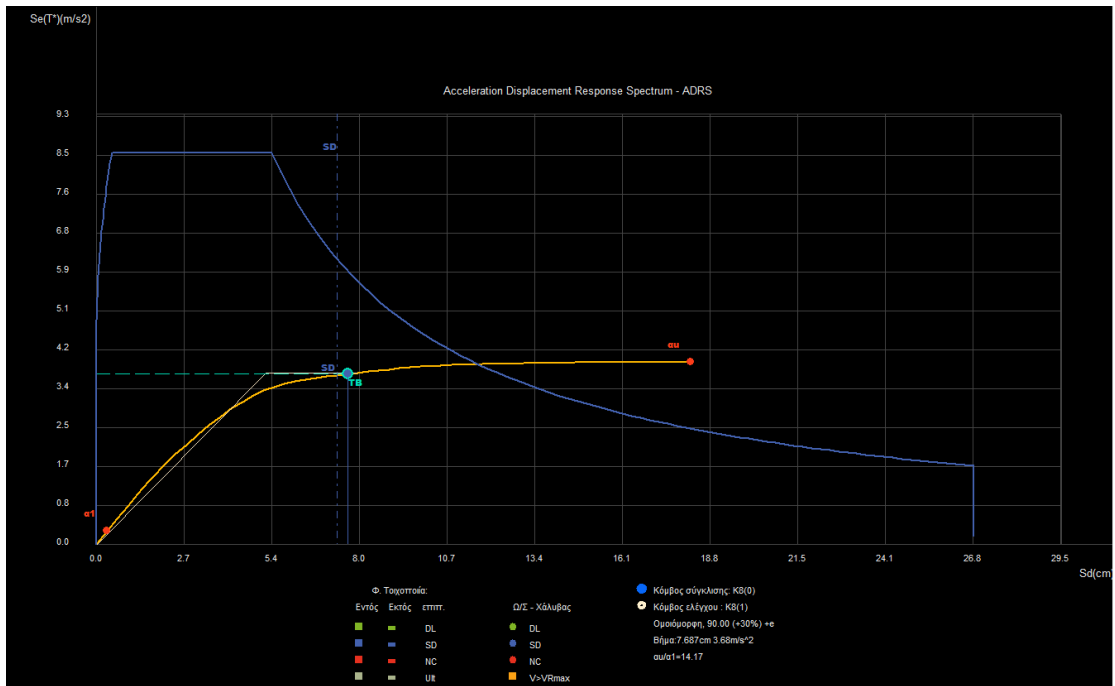
Εικόνα 6.12 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +X για ιδιομορφική κατανομή.



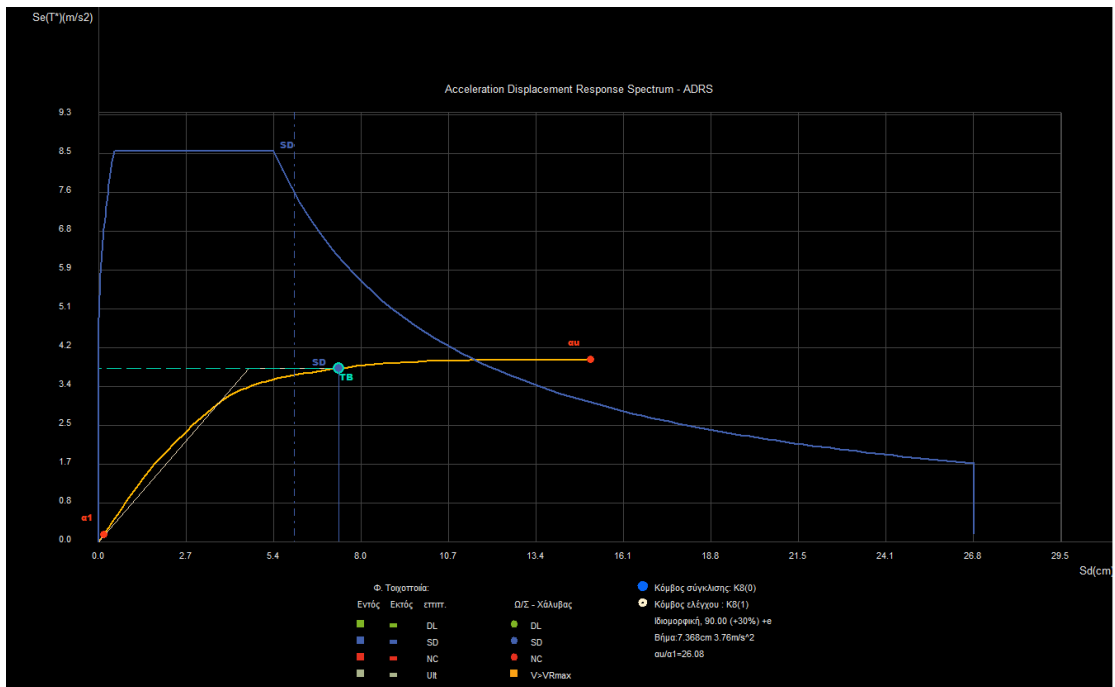
Εικόνα 6.13 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -X για ομοιόμορφη κατανομή.



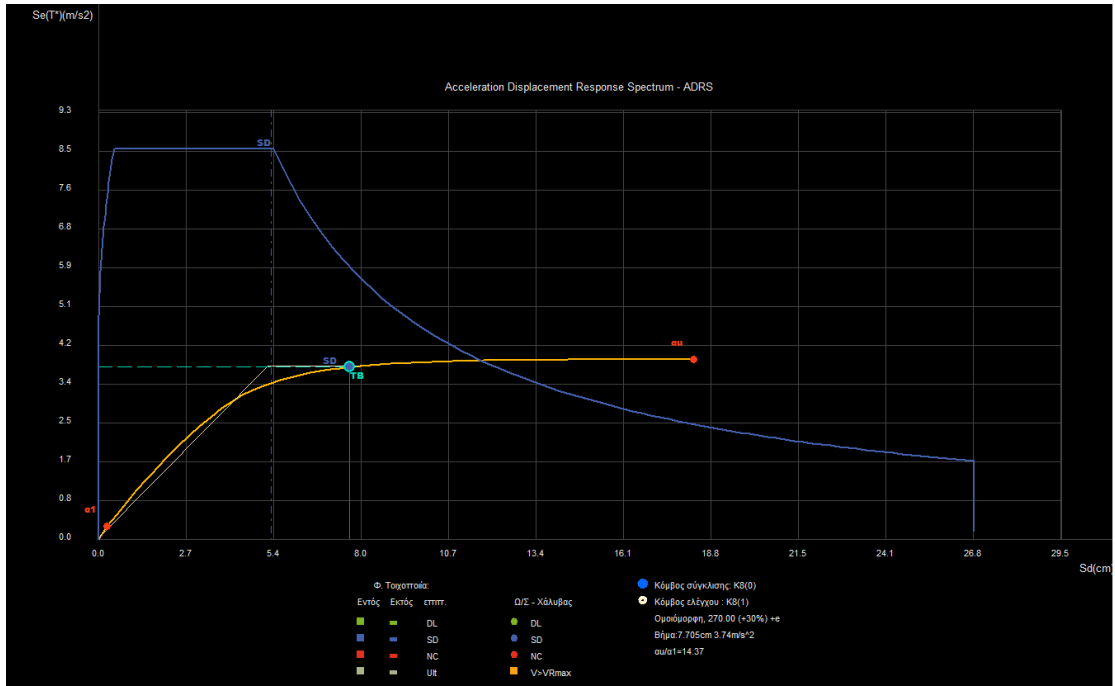
Εικόνα 6.14 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -X για ιδιομορφική κατανομή.



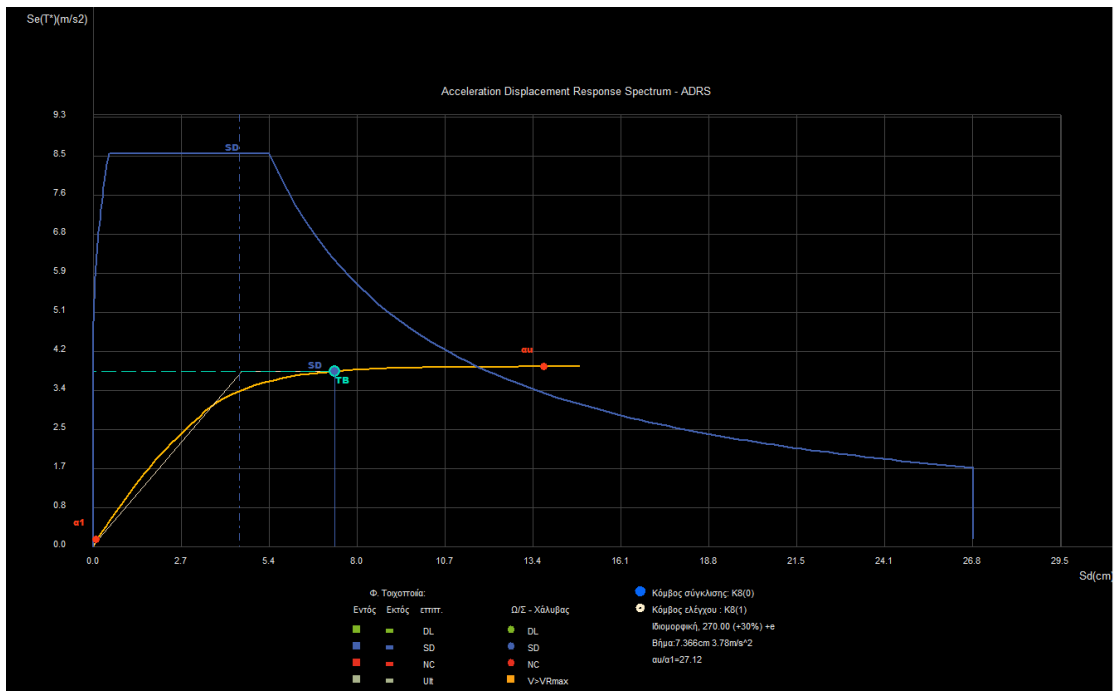
Εικόνα 6.15 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +Z για ομοιόμορφη κατανομή.



Εικόνα 6.16 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +Z για ιδιομορφική κατανομή.



Εικόνα 6.17 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -Z για ομοιόμορφη κατανομή.



Εικόνα 6.18 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -Z για ιδιομορφική κατανομή.

Επίσης ακολουθούν πίνακες με συγκεντρωμένες τις αριθμητικές τιμές των μετακινήσεων για κάθε διεύθυνση και κατανομή, σύμφωνα με τα πιο πάνω διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας ADRS.

Διεύθυνση	+X		-X	
Κατανομή	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Στοχευόμενη μετακίνηση B1 (cm)	7,697	6,966	7,448	7,088
Οριακή μετακίνηση B1 (cm)	6,432	5,326	4,756	4,038

Πίνακας 6.1 Μετακινήσεις για τις διευθύνσεις +X και -X για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

Διεύθυνση	+Z		-Z	
Κατανομή	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Στοχευόμενη μετακίνηση B1 (cm)	7,687	7,368	7,705	7,366
Οριακή μετακίνηση B1 (cm)	7,370	6,015	5,285	4,460

Πίνακας 6.2 Μετακινήσεις για τις διευθύνσεις +Z και -Z για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

Στα παραπάνω διαγράμματα παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα (στοχευόμενη μετακίνηση) είναι δεξιά της μπλε γραμμής (οριακή μετακίνηση). Αυτό σημαίνει ότι ο φορέας απέχει αρκετά από το να πληροί τα κριτήρια για τη στάθμη επιτελεστικότητας B1. Επομένως η κατασκευή παρουσιάζει βλάβες επιπέδου B1 για την επιβαλλόμενη μετακίνηση και χρήζει ενίσχυσης.

6.7 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης – ικανότητας των 32 αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (Προστασία Ζωής) με στόχο τον B1.

Στάθμη επιτελεστικότητας SD

1. Στοχευόμενη μετακίνηση d_t			
X:	+8.8cm	$0^\circ-30\% \cdot 270^\circ + eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>	Z:
	-9.0cm	$180^\circ+30\% \cdot 90^\circ - eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>	+9.1cm
			-9.1cm
			$90^\circ-30\% \cdot 180^\circ + eX$, <i>Ιδιομορφική</i>
			$270^\circ+30\% \cdot 0^\circ - eX$, <i>Ιδιομορφική</i>
2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)			
Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s)$	=	0.70
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_u (=q_n)$	=	1.65
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	$\max \mu_d$	=	1.65
			$90^\circ-30\% \cdot 180^\circ + eX$, <i>Ιδιομορφική</i>
3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)			
Πλαστιμότητας $q_u (=q_n)$ και υπεραντοχής $q_s (=q_u)$	q_u	=	1.18
		q_s	= 9.90
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	$\min q$	=	$q_u \cdot q_s$
			= 11.71
			$180^\circ+30\% \cdot 90^\circ + eZ$, <i>Ομοίμορφη</i>
4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]			
Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	$\max C_1$	=	μ_d / q_u
	= 1.54 / 1.54	=	1.00
			$270^\circ-30\% \cdot 180^\circ - eX$, <i>Ιδιομορφική</i>
5. Ικανότητα επιτάχυνσης για $\lambda_{\max} = 1$			
	$\max a_g (SD)$	=	0.170
	$\max a_g (VR)$	>	0.555
			$180^\circ+30\% \cdot 90^\circ + eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>
			$90^\circ+30\% \cdot 0^\circ - eX$, <i>Ιδιομορφική</i>
6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]			
	$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k}$	$\therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$	[EC8-2 (A.3)]
Περίοδος επαναφοράς SD	$\max T_R (SD) = (0.170/0.240)^{3.0} \cdot 475$	=	169 έτη < 475 !
Περίοδος επαναφοράς VR	$\max T_R (VR) > (0.555/0.240)^{3.0} \cdot 475$	=	5889 έτη > 475 (ok)
	$P = 1 - e^{-T_i / \max T_R}$		[EC8-1§2.1(1)]
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	$P(SD) = 1 - e^{-50/169}$	=	25.66% > 10% !
Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη	$P(VR) < 1 - e^{-50/5889}$	=	0.85% < 10% (ok)
Στόχος που ικανοποιείται:	B2 : $P(SD), P(VR) < 50\%$		[ΚΑΝΕΠΕ Πίν. 2.1]

Πίνακας 6.3 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων.

Οι πίνακες περιλαμβάνουν:

- Τις στοχευόμενες μετακινήσεις d_t και για τις τέσσερις διευθύνσεις σε επίπεδο κάτοψης της κατασκευής.
- Τη στοχευόμενη πλαστιμότητα $\max \mu_d$, για την περίπτωση του ανασχεδιασμού, που προκύπτει από την περίοδο του μονοβάθμιου συστήματος $T^*(s)$ και το συντελεστή συμπεριφοράς της πλαστιμότητας q_u .
- Το διαθέσιμο συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $\min q$ που προκύπτει βάσει της πλαστιμότητας q_u και της υπεραντοχής q_s .
- Τον λόγο των ελαστικών μετατοπίσεων $\max C_1$.
- Τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $\max a_g$ που αντέχει η κατασκευή.
- Την περίοδο επαναφοράς του σεισμού $\max T_R$ καθώς και την πιθανότητα υπέρβασης του φαινομένου.

Παρατηρούμε λοιπόν ότι ικανοποιείται μόνο ο στόχος B2 (με πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια και περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια) που για το κτίριο αυτό δεν είναι αρκετό. Όσον αφορά το στόχο B1 έχει πιθανότητα υπέρβασης στα 50 έτη 25,66% > 10% και περίοδο επαναφοράς 169 έτη < 475 έτη που προφανώς δεν ικανοποιούνται. Άρα, και σύμφωνα με αυτόν τον πίνακα, συμπεραίνουμε τελικά ότι ο υφιστάμενος φορέας και ειδικότερα τα μέλη που εμφάνισαν αστοχίες χρειάζονται ενίσχυση.

6.8 Σύγκριση αποτελεσμάτων αποτίμησης μεταξύ των κατηγοριών σπουδαιότητας II και III

Στην πτυχιακή εργασία με τίτλο «Αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.», που εκπονήθηκε στα πλαίσια του παλιού προγράμματος σπουδών του πρώην ΤΕΙ Δυτικής Ελλάδας με τη συμφοιτήριά μου και φίλη μου Παναγιώτα Ευθυμάκη, πραγματοποιήθηκε αποτίμηση του ίδιο κτιρίου για κατηγορία σπουδαιότητας II, δηλαδή με συντελεστή $\gamma=1$. Σε αυτή την περίπτωση τα μέλη που εμφάνισαν αστοχίες ήταν πολύ λιγότερα (7 δοκοί και 1 υποστύλωμα). Είναι φανερό το πόσο σημαντικό ρόλο παίζει η κατηγορία σπουδαιότητας καθώς δεν διαφοροποιείται μόνο ο στόχος αποτίμησης αλλά και ο συντελεστής γ , ο οποίος με τη σειρά του επηρεάζει άμεσα τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR και επομένως τα μέλη που θα εμφανίσουν αστοχίες και γενικά τα αποτελέσματα της αποτίμησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

7.1 Ενισχυμένα μέλη

Σύμφωνα με την προηγούμενη ενότητα τα μέλη που κατέδειξαν ανεπάρκεια και που συνεπώς χρειάζονται ενίσχυση είναι:

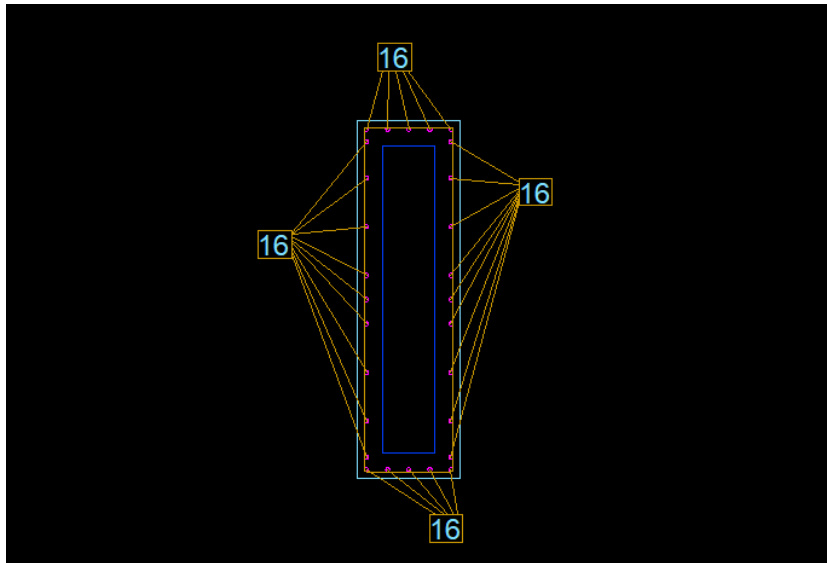
- Κατακόρυφα στοιχεία: K1, K3, K4 και K12 του ισογείου.
- Δοκοί: Δ1.1, Δ1.4, Δ2.3, Δ3.4, Δ4.3, Δ4.4, Δ5.1, Δ5.2, Δ5.5, Δ5.6, Δ6.2, Δ7.1, Δ7.2 του ισογείου και Δ1.1, Δ1.4, Δ2.3, Δ3.4, Δ4.1, Δ4.2, Δ4.3, Δ5.5, Δ5.6, Δ7.1, Δ7.2 του ορόφου.

7.2 Μέθοδος ενίσχυσης

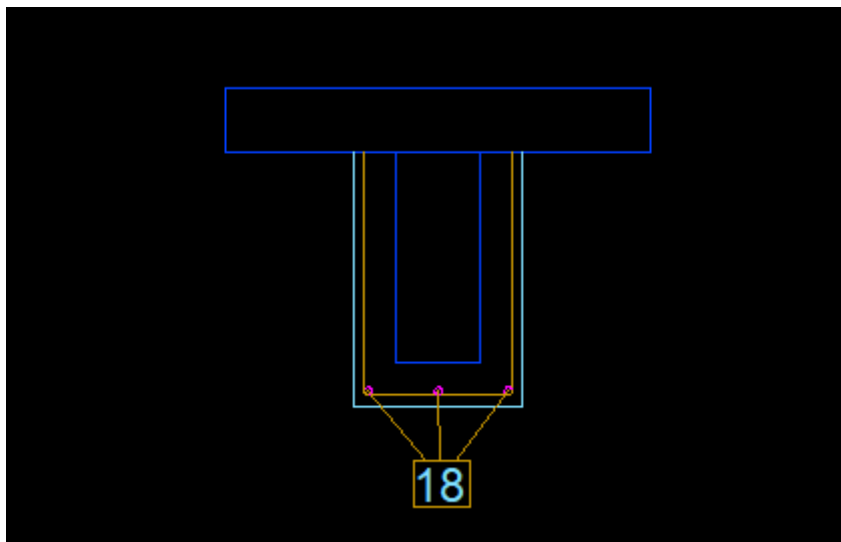
Η τεχνική ενίσχυσης που επιλέχθηκε είναι η εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και συγκεκριμένα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η μέθοδος του μανδύα είναι αρκετά αποτελεσματική καθώς αυξάνεται η καμπτική/διατμητική αντοχή, η δυσκαμψία και η πλαστιμότητα. Από την άλλη, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει και αυτό τα πλεονεκτήματά του όπως είναι η υψηλή θλιπτική αντοχή, η καλή του πρόσφυση με το υλικό βάσης, δεν απαιτείται ξυλότυπος καθώς αυτοστηρίζεται και η δυνατότητα σκυροδέτησης σε δυσπρόσιτες θέσεις. (Δρίτσος, 2020)

Στα κατακόρυφα στοιχεία επιλέχθηκε μανδύας κλειστού τύπου ενώ στις δοκούς ανοιχτού τύπου και όχι κλειστού γιατί είναι δύσκολη η εφαρμογή του λόγω της υπερκείμενης πλάκας. Τα χαρακτηριστικά του μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του νέου οπλισμού είναι:

- Ποιότητα νέου σκυροδέματος: C25/30
- Πάχος μανδύα: 10 cm (αυξάνει κατά 20 cm η κάθε διάσταση της διατομής)
- Ποιότητα νέου χάλυβα: B500C
- Πάχος επικάλυψης: 3,50 cm
- Νέος οπλισμός δοκών: 3Φ18
- Νέος οπλισμός κατακόρυφων στοιχείων K1, K3, K4: 14Φ20 + 12Φ14
- Νέος οπλισμός κατακόρυφου στοιχείου K12: 28Φ16



Εικόνα 7.1 Διαμόρφωση νέου οπλισμού στο υποστόλωμα K12.



Εικόνα 7.2 Διαμόρφωση νέου οπλισμού στις δοκούς.

7.3 Αποτίμηση ενισχυμένης κατασκευής

Μετά την εφαρμογή των ενισχύσεων στα μέλη, πραγματοποιείται ξανά η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) για να ελεγχθεί η επάρκεια των ενισχύσεων στο σύνολο της κατασκευής.

7.3.1 Λόγοι επάρκειας μελών (απαίτηση/ικανότητα)

Παρακάτω παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας των δοκών και των κατακόρυφων στοιχείων μετά τις ενισχύσεις σε έλεγχο ροπής και σε έλεγχο διάτμησης για τη στάθμη επιτελεστικότητας B1.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	SD λ _{γγ}
Δ1.1(0) , λ 16(0), κ	0.65	0.45
Δ1.1(0) , λ 17(0), κ	0.54	0.41
Δ1.4(0) , λ 18(0), κ	0.45	0.39
Δ1.4(0) , λ 19(0), κ	0.62	0.41
Δ2.3(0) , λ 27(0), κ	0.77	0.60
Δ2.3(0) , λ 31(0), κ	0.79	0.59
Δ2.6(0) , λ 32(0), κ	0.73	0.46
Δ2.6(0) , λ 24(0), κ	1.00	0.51
Δ3.1(0) , λ 28(0), κ	0.74	0.31
Δ3.1(0) , λ 30(0), κ	0.66	0.30
Δ3.4(0) , λ 29(0), κ	0.66	0.32
Δ3.4(0) , λ 15(0), κ	0.68	0.31
Δ4.1(0) , λ 31(0), κ	0.82	0.41
Δ4.1(0) , 8(0), κ	0.71	0.37
Δ4.2(0) , 8(0), κ	0.68	0.42
Δ4.3(0) , 6(0), κ	0.02	0.19
Δ4.4(0) , 6(0), κ	0.34	0.33
Δ4.4(0) , λ 18(0), κ	0.11	0.30
Δ5.1(0) , λ 20(0), κ	0.53	0.28
Δ5.2(0) , λ 21(0), κ	0.56	0.35
Δ5.5(0) , λ 22(0), κ	0.67	0.39
Δ5.6(0) , λ 23(0), κ	0.71	0.32
Δ6.1(0) , λ 38(0), κ	0.62	0.44
Δ6.1(0) , 10(0), κ	0.44	0.39
Δ6.2(0) , 10(0), κ	0.37	0.32
Δ6.2(0) , 8(0), κ	0.24	0.28
Δ7.1(0) , λ 36(0), κ	0.10	0.14
Δ7.1(0) , 7(0), κ	0.14	0.15
Δ7.2(0) , 7(0), κ	0.12	0.16
Δ7.2(0) , λ 37(0), κ	0.08	0.14
Δ8.1(0) , 7(0), κ	0.48	0.19
Δ8.1(0) , 10(0), κ	0.42	0.18
Δ1.1(1) , λ 16(1), κ	0.15	0.29
Δ1.1(1) , λ 17(1), κ	0.25	0.31
Δ1.4(1) , λ 18(1), κ	0.27	0.43
Δ1.4(1) , λ 19(1), κ	0.52	0.46
Δ2.3(1) , λ 27(1), κ	0.63	0.75
Δ2.3(1) , λ 31(1), κ	0.71	0.60
Δ2.6(1) , λ 32(1), κ	0.54	0.43
Δ2.6(1) , λ 24(1), κ	0.20	0.41
Δ3.1(1) , λ 28(1), κ	0.36	0.26
Δ3.1(1) , λ 30(1), κ	0.30	0.25
Δ3.4(1) , λ 29(1), κ	0.37	0.40
Δ3.4(1) , λ 15(1), κ	0.56	0.37
Δ4.1(1) , λ 31(1), κ	0.28	0.24
Δ4.1(1) , 8(1), κ	0.09	0.27
Δ4.2(1) , 8(1), κ	0.07	0.23
Δ4.3(1) , 6(1), κ	0.05	0.27
Δ4.4(1) , 6(1), κ	0.34	0.31
Δ4.4(1) , λ 18(1), κ	0.36	0.26
Δ5.1(1) , λ 20(1), κ	0.31	0.23
Δ5.2(1) , λ 21(1), κ	0.29	0.27
Δ5.5(1) , λ 22(1), κ	0.26	0.43
Δ5.6(1) , λ 23(1), κ	0.55	0.39
Δ6.1(1) , λ 38(1), κ	0.05	0.24
Δ6.1(1) , 10(1), κ	0.23	0.30
Δ6.2(1) , 10(1), κ	0.30	0.31
Δ6.2(1) , 8(1), κ	0.51	0.27
Δ7.1(1) , λ 36(1), κ	0.06	0.11
Δ7.1(1) , 7(1), κ	0.10	0.18
Δ7.2(1) , 7(1), κ	0.06	0.16
Δ7.2(1) , λ 37(1), κ	0.01	0.07
Δ8.1(1) , 7(1), κ	0.22	0.12
Δ8.1(1) , 10(1), κ	0.04	0.11

Εικόνα 7.3 Λόγοι επάρκειας δοκών μετά τις ενισχύσεις.

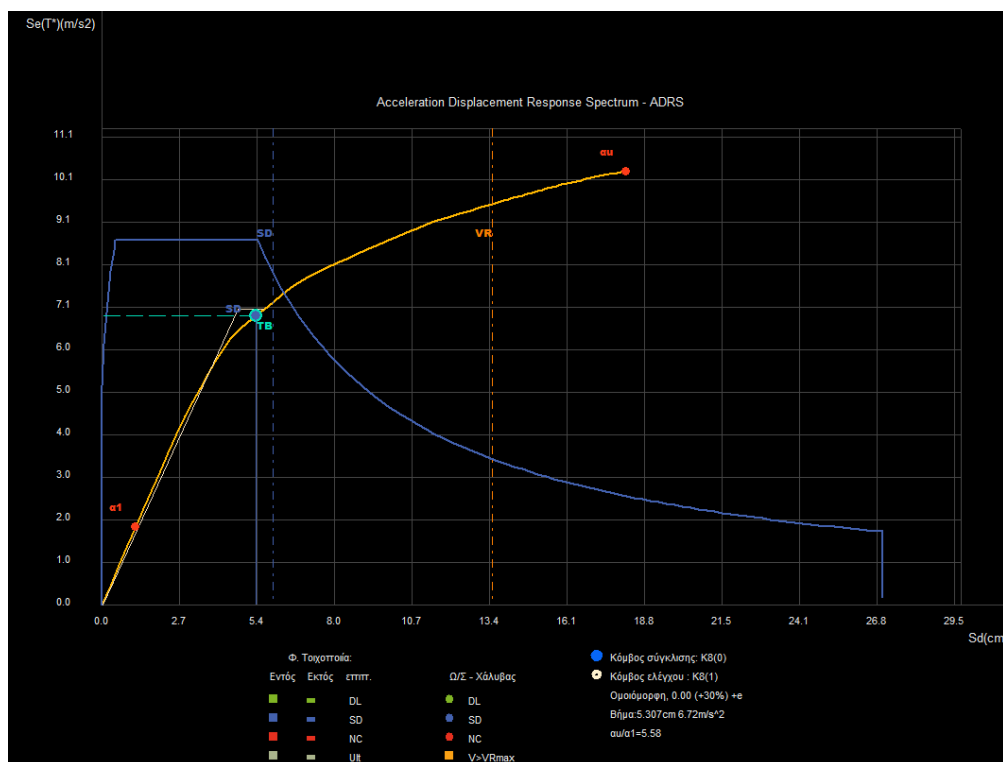
Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ		SD λν
<u>K1(0)</u> , κάτω, κ	0.26	γ:	0.08
<u>K1(0)</u> , άνω, κ	0.10	z:	0.16
<u>K1(1)</u> , κάτω, κ	0.37	sls:	-
<u>K1(1)</u> , άνω, κ	0.75	z:	0.59
<u>K2(0)</u> , κάτω, κ	0.58	sls:	0.57
<u>K2(0)</u> , άνω, κ	0.30	z:	0.56
<u>K2(1)</u> , κάτω, κ	0.43	sls:	0.59
<u>K2(1)</u> , άνω, κ	0.80	z:	0.63
<u>K3(0)</u> , κάτω, κ	0.26	γ:	0.06
<u>K3(0)</u> , άνω, κ	0.09	z:	0.12
<u>K3(1)</u> , κάτω, κ	0.39	sls:	0.14
<u>K3(1)</u> , άνω, κ	0.97	z:	0.57
<u>K4(0)</u> , κάτω, κ	0.26	γ:	0.08
<u>K4(0)</u> , άνω, κ	0.09	z:	0.16
<u>K4(1)</u> , κάτω, κ	0.32	sls:	0.32
<u>K4(1)</u> , άνω, κ	0.75	z:	0.59
<u>K5(0)</u> , κάτω, κ	0.77	sls:	0.48
<u>K5(0)</u> , άνω, κ	0.30	z:	0.73
<u>K5(1)</u> , κάτω, κ	0.33	sls:	0.39
<u>K5(1)</u> , άνω, κ	0.96	z:	0.71
<u>K6(0)</u> , κάτω, κ	0.47	γ:	0.13
<u>K6(0)</u> , άνω, κ	0.36	z:	0.37
<u>K6(1)</u> , κάτω, κ	0.34	γ:	0.06
<u>K6(1)</u> , άνω, κ	0.42	z:	0.26
<u>K7(0)</u> , κάτω, κ	0.34	γ:	0.30
<u>K7(0)</u> , άνω, κ	0.26	z:	0.27
<u>K7(1)</u> , κάτω, κ	0.25	γ:	0.24
<u>K7(1)</u> , άνω, κ	0.29	z:	0.22
<u>K8(0)</u> , κάτω, κ	0.35	γ:	0.30
<u>K8(0)</u> , άνω, κ	0.31	z:	0.24
<u>K8(1)</u> , κάτω, κ	0.21	γ:	0.16
<u>K8(1)</u> , άνω, κ	0.34	z:	0.19
<u>K9(0)</u> , κάτω, κ	0.20	γ:	0.07
<u>K9(0)</u> , άνω, κ	0.09	z:	0.24
<u>K9(1)</u> , κάτω, κ	0.04	γ:	0.08
<u>K9(1)</u> , άνω, κ	0.16	z:	0.16
<u>K10(0)</u> , κάτω, κ	0.45	γ:	0.12
<u>K10(0)</u> , άνω, κ	0.27	z:	0.40
<u>K10(1)</u> , κάτω, κ	0.20	γ:	0.07
<u>K10(1)</u> , άνω, κ	0.28	z:	0.18
<u>K11(0)</u> , κάτω, κ	0.82	sls:	0.47
<u>K11(0)</u> , άνω, κ	0.17	z:	0.70
<u>K11(1)</u> , κάτω, κ	0.16	sls:	0.48
<u>K11(1)</u> , άνω, κ	0.82	z:	0.68
<u>K12(0)</u> , κάτω, κ	0.23	γ:	0.08
<u>K12(0)</u> , άνω, κ	0.05	z:	0.22
<u>K12(1)</u> , κάτω, κ	0.24	sls:	0.51
<u>K12(1)</u> , άνω, κ	0.88	z:	0.71

Εικόνα 7.4 Λόγοι επάρκειας κατακόρυφων στοιχείων μετά τις ενισχύσεις.

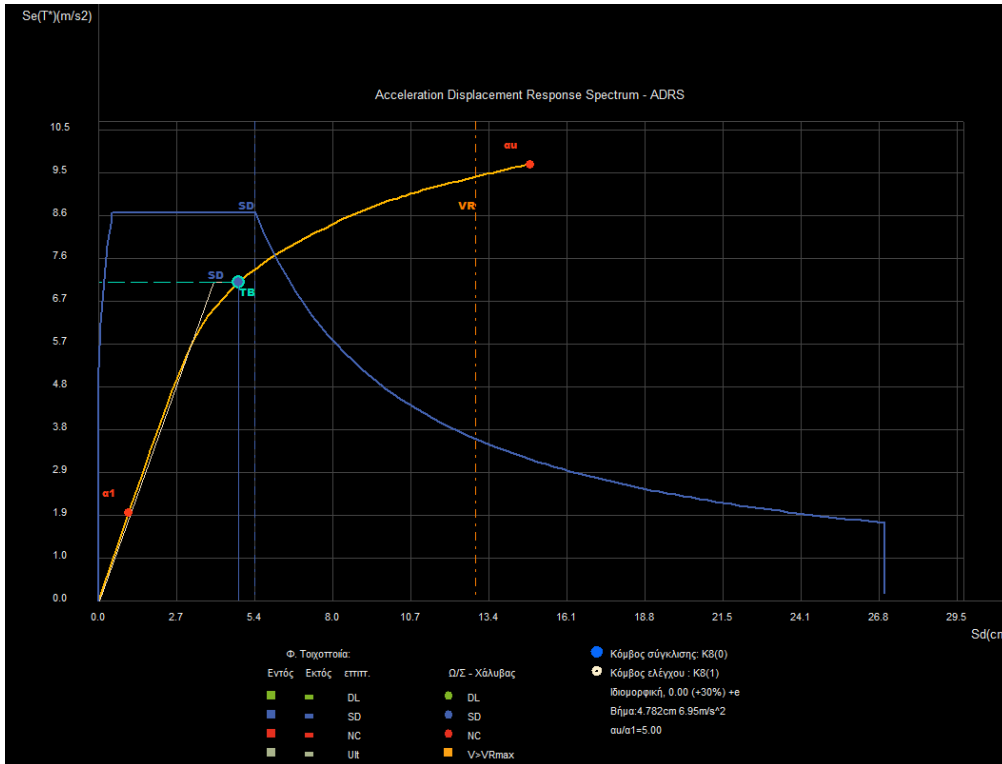
Παρατηρούμε ότι μετά την ενίσχυση κανένα μέλος δεν εμφανίζει συντελεστή λ μεγαλύτερο από τη μονάδα.

7.3.2 Διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας (ADRS)

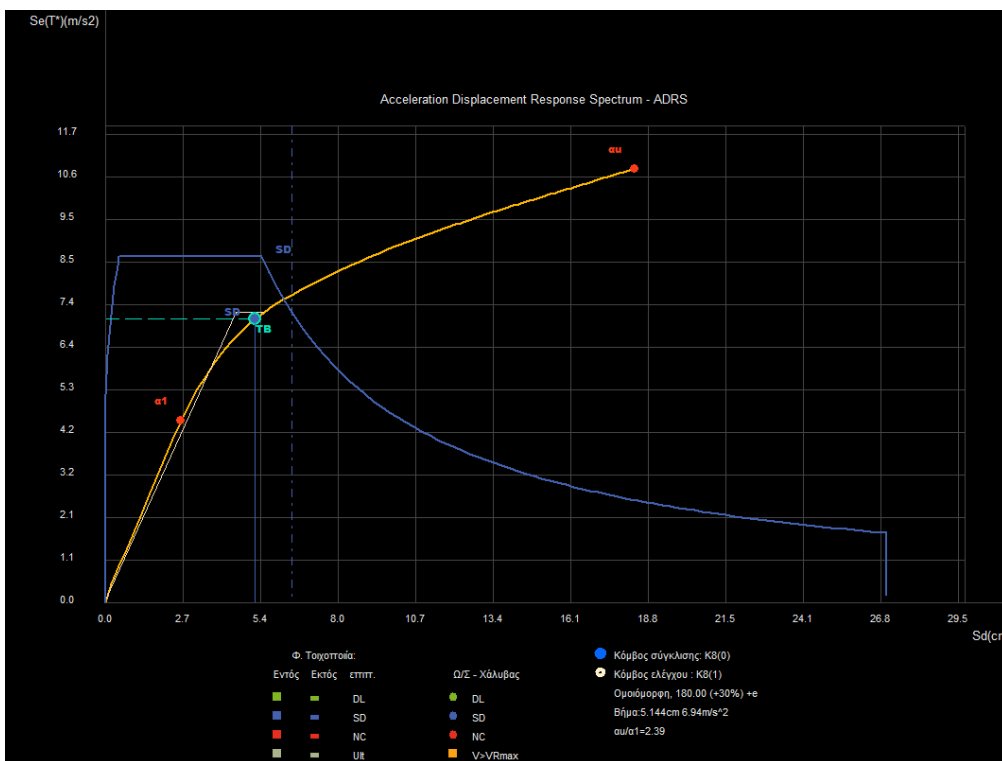
Ακολουθούν τα διαγράμματα Φασματικής επιτάχυνσης (S_a) – Φασματικής μετακίνησης (S_d) (ADRS), για όλες τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και για τις δύο καθ' ύψος κατανομές φόρτισης, την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική, για την κατασκευή μετά την ενίσχυση.



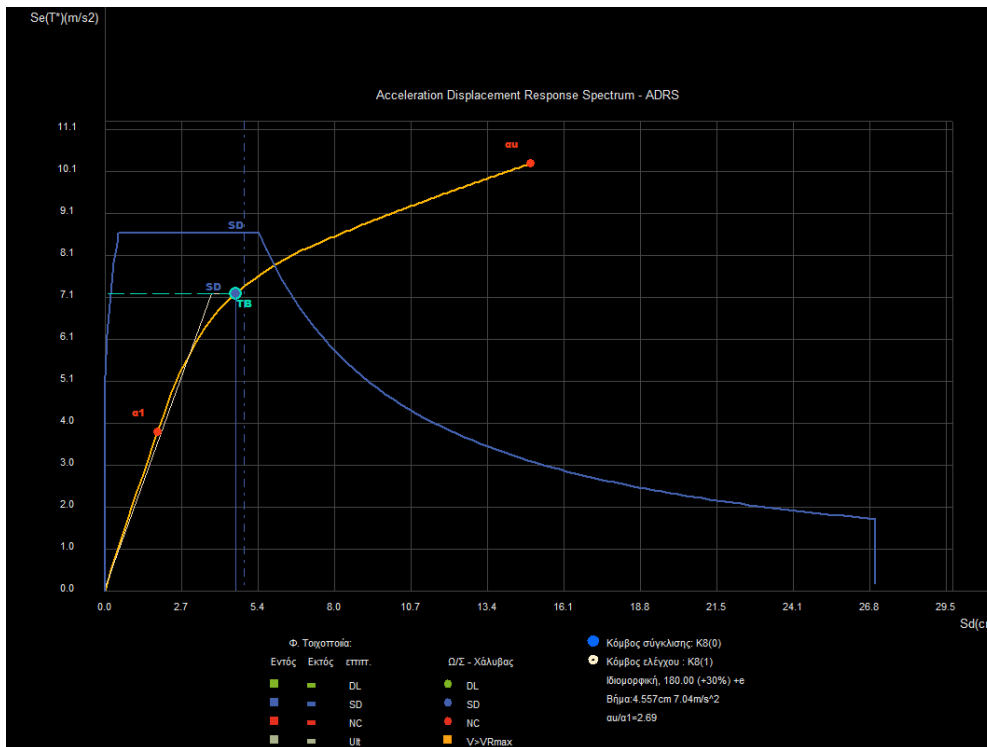
Εικόνα 7.5 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +X για ομοιόμορφη κατανομή.



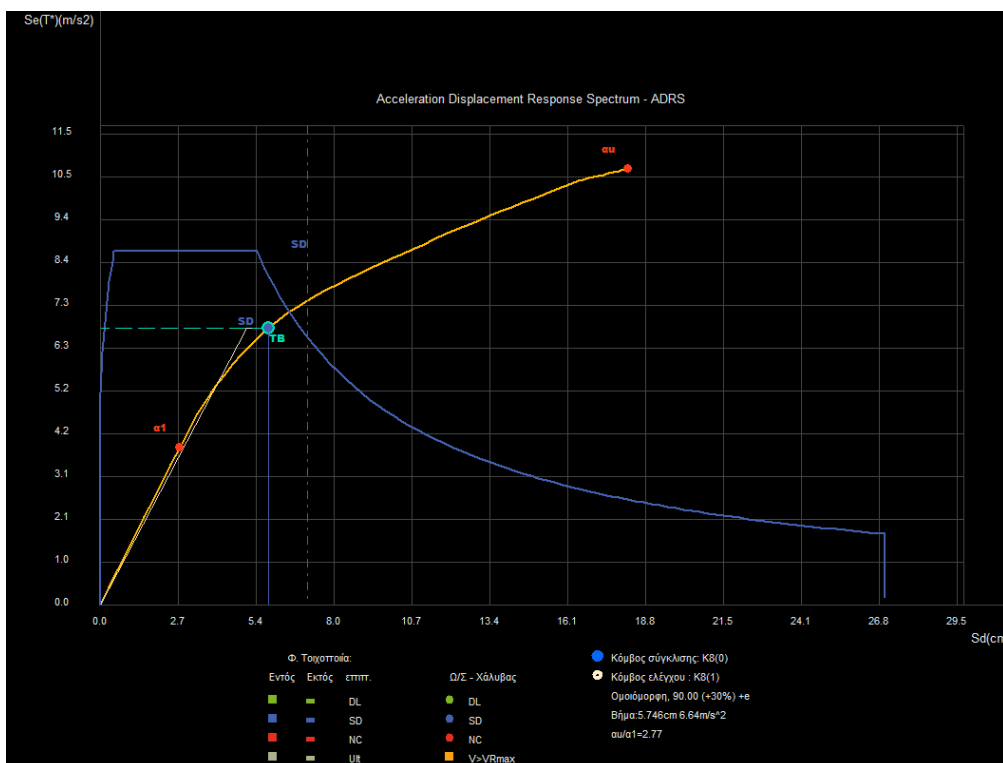
Εικόνα 7.6 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +X για ιδιομορφική κατανομή



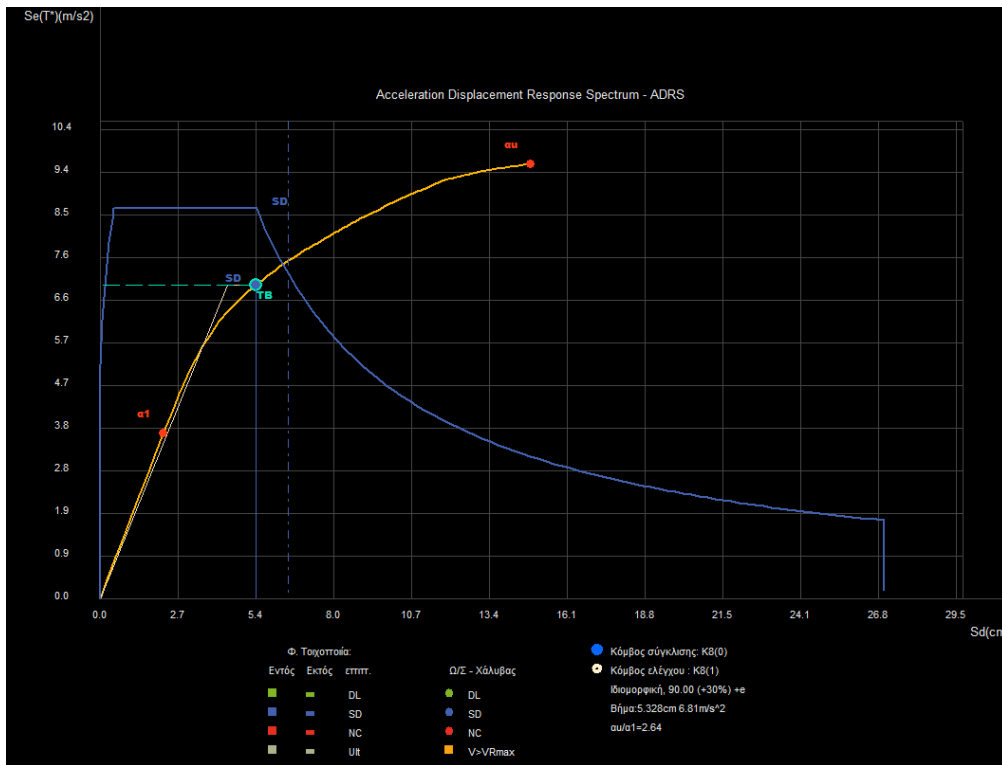
Εικόνα 7.7 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -X για ομοιόμορφη κατανομή.



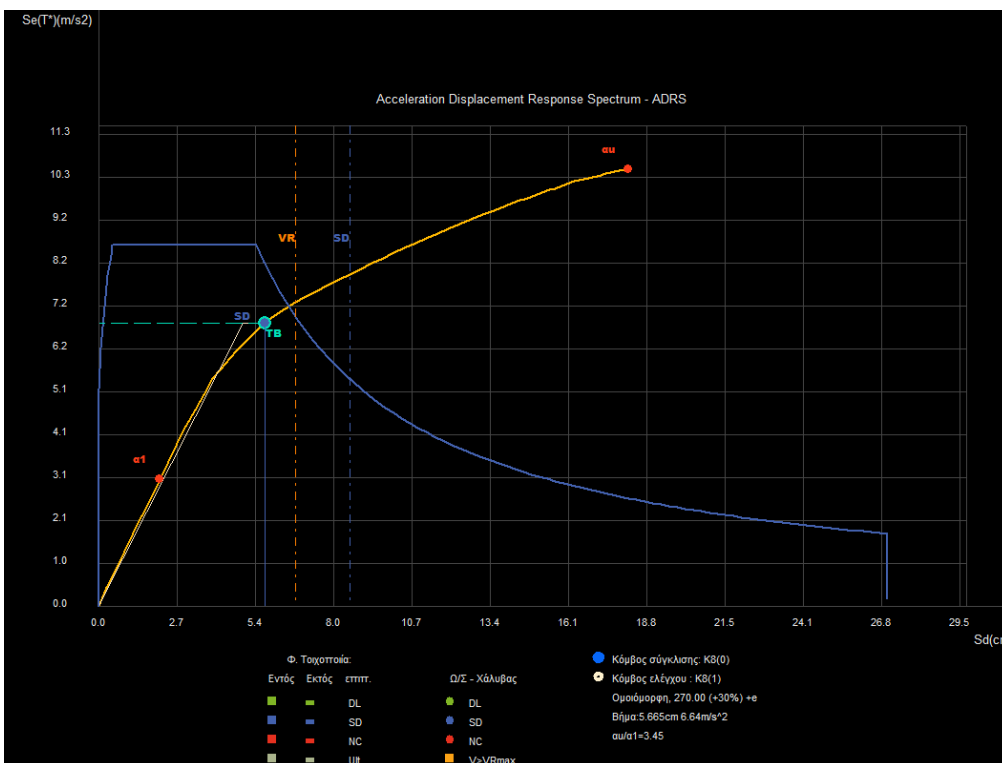
Εικόνα 7.8 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -X για ιδιομορφική κατανομή.



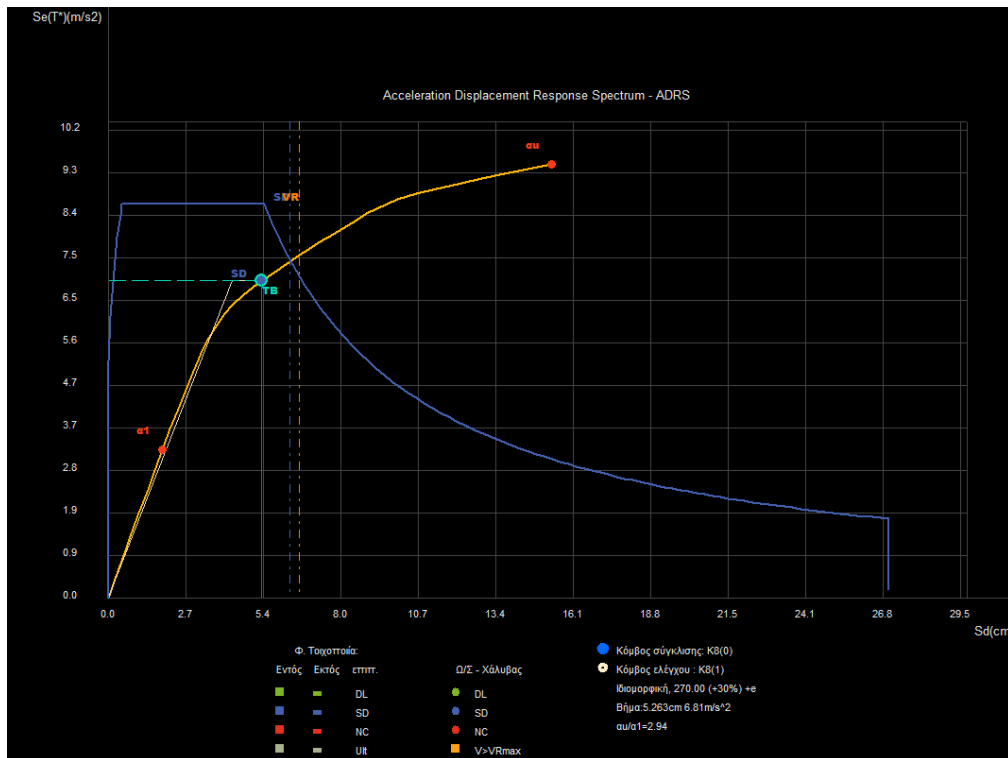
Εικόνα 7.9 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +Z για ομοιόμορφη κατανομή.



Εικόνα 7.10 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση +Z για ιδιομορφική κατανομή.



Εικόνα 7.11 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -Z για ομοίμορφη κατανομή.



Εικόνα 7.12 Διάγραμμα ADRS για τη διεύθυνση -Z για ιδιομορφική κατανομή.

Επίσης ακολουθούν πίνακες με συγκεντρωμένες τις αριθμητικές τιμές των μετακινήσεων για κάθε διεύθυνση και κατανομή, σύμφωνα με τα πιο πάνω διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας ADRS.

Διεύθυνση	+X		-X	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Στοχευόμενη μετακίνηση B1 (cm)	5,307	4,782	5,144	4,557
Οριακή μετακίνηση B1 (cm)	5,887	5,341	6,415	4,852

Πίνακας 7.1 Μετακινήσεις για τις διευθύνσεις +X και -X για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

Διεύθυνση	+Z		-Z	
Κατανομή	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Στοχευόμενη μετακίνηση B1 (cm)	5,746	5,328	5,665	5,263
Οριακή μετακίνηση B1 (cm)	7,086	6,444	8,565	6,252

Πίνακας 7.2 Μετακινήσεις για τις διευθύνσεις +Z και -Z για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

Στα παραπάνω διαγράμματα παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα (στοχευόμενη μετακίνηση) είναι αριστερά της μπλε γραμμής (οριακή μετακίνηση). Αυτό σημαίνει ότι ο ενισχυμένος φορέας πληροί τα κριτήρια για τη στάθμη επιτελεστικότητας B1. Επομένως οι ενισχύσεις που επιβάλλαμε στην κατασκευή είχαν το επιθυμητό αποτέλεσμα.

7.3.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης – ικανότητας των 32 αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (Προστασία Ζωής) με στόχο τον B1, της ενισχυμένης κατασκευής.

Στάθμη επιτελεστικότητας SD

1. Στοχευόμενη μετακίνηση dt			
X:	+6.0cm	<i>0°-30°-270° +eZ, Ιδιομορφική</i>	Z:
	-5.9cm	<i>180°+30°-90° -eZ, Ιδιομορφική</i>	+6.6cm
			-6.6cm
			<i>90°+30°-0° +eX, Ιδιομορφική</i>
			<i>270°+30°-0° -eX, Ιδιομορφική</i>
2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)			
Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s) =$	0.50	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_U (=q_n) =$	1.27	
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	max μ_d	1.27	<i>270°-30°-180° +eX, Ιδιομορφική</i>
3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)			
Πλαστιμότητας $q_U (=q_n)$ και υπεραντοχής $q_S (=q_U)$	$q_U =$	1.23	$q_S =$ 1.77
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	min q	$q_U \cdot q_S =$	2.18
			<i>90°-30°-180° +eX, Ομοιόμορφη</i>
4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]			
Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	max C_1	$= 1.22 / 1.20 =$	μ_d / q_U
			1.02
			<i>180°-30°-270° +eZ, Ιδιομορφική</i>
5. Ικανότητα επάχυνσης για $\lambda_{max} = 1$			
	max $a_g(SD)$	= 0.297	<i>0°-30°-270° +eZ, Ιδιομορφική</i>
	max $a_g(VR)$	= 0.320	<i>270°+30°-0° -eX, Ιδιομορφική</i>
6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]			
	$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k} \therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$		[EC8-2 (A.3)]
Περίοδος επαναφοράς SD	max $T_R(SD) = (0.297/0.240)^{3.0} \cdot 475 =$	896 έτη	> 475 (ok)
Περίοδος επαναφοράς VR	max $T_R(VR) = (0.320/0.240)^{3.0} \cdot 475 =$	1128 έτη	> 475 (ok)
	$P = 1 - e^{-T_U / \max T_R}$		[EC8-1§2.1(1)]
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	P(SD) = $1 - e^{-50/896} =$	5.43%	< 10% (ok)
Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη	P(VR) = $1 - e^{-50/1128} =$	4.34%	< 10% (ok)
Στόχοι που ικανοποιούνται:	B1 : P(SD), P(VR) < 10%	και	B2 : P(SD), P(VR) < 50%
			[ΚΑΝΕΠΕ Πίν. 2.1]

Πίνακας 7.3 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων μετά τις ενισχύσεις.

Παρατηρούμε λοιπόν ότι τώρα ικανοποιείται ο στόχος B1, έχοντας πιθανότητα υπέρβασης στα 50 έτη $5,43\% < 10\%$ και περίοδο επαναφοράς 896 έτη > 475 έτη. Αυτό σημαίνει ότι ο φορέας, μετά τις ενισχύσεις με την εφαρμογή μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, είναι επαρκής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΝΟΨΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2^η αναθεώρηση 2017). Η αποτίμηση και ενίσχυση αφορούσε ένα κτίριο αποτελούμενο από ισόγειο και έναν όροφο, με το σενάριο ότι επρόκειτο να αλλάξει κατηγορία σπουδαιότητας, δηλαδή από κατηγορίας σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) να μετατραπεί σε κατηγορίας σπουδαιότητας III (φροντιστήριο). Αυτή η εκδοχή είναι μία συνήθης λύση στις μέρες μας, για λόγους οικονομικούς. Η αλλαγή της κατηγορίας σπουδαιότητας επηρεάζει άμεσα τον ελάχιστο στόχο αποτίμησης. Επομένως οι έλεγχοι έγιναν για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (Προστασία Ζωής) με στόχο B1.

Αρχικά έγινε συλλογή των πληροφοριών του φορέα όπως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του, τα υφιστάμενα υλικά, η χρονολογία κατασκευής κλπ, όπου κατόπιν συνεννόησης με τους ιδιοκτήτες, μας έγινε παραχώρηση των ανωτέρω στοιχείων. Εν συνεχεία πραγματοποιήθηκε εισαγωγή της γεωμετρίας και των οπλισμών της κατασκευής στο λογισμικό Fespa έκδοση 8.1.0.4. Η ανάλυση με την οποία πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι είναι η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης που ελήφθησαν η κατασκευή παρουσίασε βλάβες επιπέδου B1, αφού αρκετά μέλη (δοκοί και υποστυλώματα) είχαν λόγο επάρκειας $\lambda > 1$. Επιπλέον σε όλα τα διαγράμματα ADRS η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την οριακή καθώς και στο συγκεντρωτικό πίνακα των αποτελεσμάτων ο στόχος B1 έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη 25,66% > 10% και περίοδο επαναφοράς 169 έτη < 475 έτη.

Τα μέλη που εμφάνισαν αστοχίες επιλέχθηκε να ενισχυθούν με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Έπειτα πραγματοποιήθηκε εκ νέου αποτίμηση για την ενισχυόμενη κατασκευή προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια των μελών αλλά και της κατασκευής συνολικά. Ο έλεγχος κατέδειξε επάρκεια της κατασκευής. Όλα τα μέλη είχαν λόγο επάρκειας $\lambda < 1$ και σε όλα τα διαγράμματα ADRS η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μικρότερη από την οριακή. Ακόμη, στο συγκεντρωτικό πίνακα των αποτελεσμάτων ο στόχος B1 έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη 5,43% < 10% και περίοδο επαναφοράς 896 έτη > 475 έτη.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ❖ ΟΑΣΠ, *Κανονισμός Επεμβάσεων 2^η Αναθεώρηση*, Αθήνα, 2017.
- ❖ Κοσμόπουλος Αντώνης, *Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυση μη κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2005.
- ❖ Χρήστος Ιγνατάκης, *Αντισεισμικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Ελλάδα. Στο 30 χρόνια μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης – Μνήμες και προοπτική*, Πολυτεχνική σχολή Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 2008.
- ❖ Στέφανος Δρίτσος, *Επισκευές και ενισχύσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα, γ' έκδοση αναθεωρημένη*, Πάτρα, 2005.
- ❖ Στέφανος Δρίτσος, *Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Σημειώσεις μαθήματος *Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2015.
- ❖ Στέφανος Δρίτσος, *Ενισχύσεις – Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Σημειώσεις μαθήματος *Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2020.
- ❖ Μιχαήλ Φαρδής, *Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα*, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος *Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2005.
- ❖ ΟΑΣΠ, *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*, Αθήνα, 2001.
- ❖ ΦΕΚ 1154 Β', *Τροποποίηση διατάξεων του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000" λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας*, 2003.
- ❖ Γεώργιος Τσάμπρας, *Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας*, Εργασία στο «15^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2009.
- ❖ ΛΗ Λογισμική, *Pushover – Θεωρητικά στοιχεία*, Αθήνα, 2013.
- ❖ ΛΗ Λογισμική, *Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012*, Αθήνα, 2012.

- ❖ LH Λογισμική, *Ευρωκώδικες ΚΑΝ. ΕΠΕ. το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς*, Αθήνα, 2018.
- ❖ Διονύσης Μπισκίνης, *Σεισμική αποτίμηση και στρατηγικές επέμβασης. Σημειώσεις μαθήματος Επισκευές και ενισχύσεις δομικών κατασκευών ακαδημαϊκού έτους 2019-2020*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου.
- ❖ Ευθυμάκη Παναγιώτα, Μαζαράκου Παρασκευή, *Αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.*, Πτυχιακή εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου, Πάτρα, 2020.