



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ**  
**ΜΕΛΕΤΗΜΕΝΟΥ ΤΗ ΔΕΚΑΕΤΙΑ ΤΟΥ 1970**



**ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ: ΜΗΤΣΑ ΕΥΤΥΧΙΑ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ε.ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ, ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ**

**ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2021**

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Βουγιούκα, επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, για το άψογο κλίμα συνεργασίας, το ειλικρινές ενδιαφέρον, την αρωγή και τις γνώσεις που μου μετέδωσε κατά την πορεία εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, καθώς και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε.

Επιπρόσθετα θα ήθελα να ευχαριστήσω την τεχνική υπηρεσία του Δήμου Ερμιονίδας και συγκεκριμένα την κυρία Σάνα Καρανικόλα για την παροχή των σχεδίων και της στατικής μελέτης καθώς και για την προθυμία της να με βοηθήσει σε οτιδήποτε άλλο χρειαζόμουν, και την Άννα Φυλακτού σε θέματα προσομοίωσης του φορέα.

Επίσης ευχαριστώ θερμά όλους τους φίλους και συμφοιτητές μου, για την ψυχολογική και όχι μόνο υποστήριξη που μου παρείχαν όλα αυτά τα χρόνια κάνοντας το φοιτητικό μου ταξίδι πιο εύκολο και ομορφότερο.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένεια μου για την αμέριστη συμπαράσταση και υποστήριξη κατά την διάρκεια της ακαδημαϊκής μου πορείας και της ζωής μου γενικότερα.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία ασχολείται με τον έλεγχο της σεισμικής επάρκειας ενός υφιστάμενου κτηρίου δημοσίου συμφέροντος με πρόβλεψη προσθήκης ορόφου και φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και την ενίσχυσή του με παραδοσιακές μεθόδους ενίσχυσης, ή/και με πιο σύγχρονες τεχνικές, ανάλογα με οικονομοτεχνικά κριτήρια επίτευξης του στόχου ανασχεδιασμού. Το υπό μελέτη κτήριο αφορά διώροφη σχολική μονάδα του Κρασιδίου Αργολίδας και έχει ανεγερθεί τη δεκαετία του 1970 με τις αρχές του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Πιο συγκεκριμένα: Στο Κεφάλαιο 1 παρατίθενται δεδομένα περί της αναγκαιότητας προσεισμικού ελέγχου γενικά, αλλά και ειδικότερα στα ελληνικά σχολικά κτήρια, καθώς και ιστορική αναδρομή των Αντισεισμικών Κανονισμών, μέσα από την οποία καθίσταται σαφής η σημασία του ζητήματος. Τέλος, γίνεται αναφορά σε στατιστικά δεδομένα και αλλαγές των Κανονισμών, οι οποίες καθιστούν σημαντικό τον προσεισμικό έλεγχο του κτηρίου το οποίο μελετάται.

Στο Κεφάλαιο 2 αναφέρονται οι κανονιστικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., σύμφωνα με τις οποίες έγινε η εισαγωγή του φορέα στο λογισμικό, όπως και οι αρχές που τηρήθηκαν για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και την ενίσχυσή της.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται αναλυτικά η μορφολογία του κτηρίου καθώς και η προσομοίωσή του με το λογισμικό FESPA-TEKTON. Συγκεκριμένα, περιγράφεται λεπτομερώς ο τρόπος εισαγωγής των δεδομένων, όπως ποιότητες υλικών, διαστάσεις διατομών, εισαγωγή των φορτίων και των οπλισμών, τηρώντας τα δεδομένα των υφιστάμενων σχεδίων και τους ισχύοντες κανονισμούς.

Στο Κεφάλαιο 4 περιγράφεται η εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης (Pushover) στο υπό μελέτη κτήριο, σύμφωνα με την οποία προκύπτουν τα αποτελέσματα της αποτίμησης για δεδομένη σεισμική απαίτηση και στόχο επιτελεσματικότητας και παρουσιάζονται τα αποτελέσματά της, τα οποία θα καθορίσουν τις απαιτούμενες ενισχύσεις.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι παραδοσιακές στρατηγικές ενίσχυσης και επισκευής ενός ανεπαρκούς μέλους -σε μικροσκοπικό επίπεδο-και ολόκληρης της κατασκευής -σε μακροσκοπικό- αλλά και πιο σύγχρονες μέθοδοι, γνωστοποιώντας έτσι τις διαθέσιμες επιλογές για την εν συνεχεία επιλεγθείσα στρατηγική.

Στο Κεφάλαιο 6 επιλέγεται η πιο προσοδοφόρα και εφικτή μέθοδος ενίσχυσης του σχολικού κτηρίου και η αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα.

## **ABSTRACT**

This diploma thesis deals with the assessment of the seismic adequacy of a public building constructed with provision of additional floor and reinforced concrete as well as with the traditional reinforcement techniques and/or new techniques in accordance with the applicable regulations for structural interventions. The model building is a two-storey school unit in Kranidion, Argolis and it was erected in the 1970's conforming to the Greek Anti-seismic Regulations of 1959. More specifically:

Chapter 1 introduces us to the necessity of pre-seismic assessment in general and especially in Greek school buildings. Moreover, a historical review of the Anti-seismic Regulations will be presented and finally some statistic data and modifications in Regulations which further highlight the significance of the pre-seismic study of the building.

In Chapter 2 the most important regulations of KAN.EPE are presented and also the legislative framework for the evaluation and reinforcement of the structure.

In Chapter 3 the morphology of the building is cited thoroughly along with its simulation to FESPA-TEKTON software. More specifically the methods will be described in detail as well as the material characteristics, the dimensions and of course the application as stipulated by the existing design and regulations.

Chapter 4 introduces the application of the inelastic analysis (Pushover) in the model building which leads to the results of the seismic behavior of the structure and the required reinforcements.

In Chapter 5 the traditional reinforcement and structure methods are cited in detail in parallel with more contemporary methods setting the frame of the options for an appropriate strategy.

In Chapter 6 the most profitable and effective reinforcement method for the school building is selected and the results of the reconstruction study are also presented in detail.

## Περιεχόμενα

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	1
1.1 Ιστορική αναδρομή στους Ελληνικούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς.....	1
1.2 Η στάση της Ελλάδας στον προσεισμικό έλεγχο δημοσίων Κτιρίων .....	3
1.3 Ο προσεισμικός έλεγχος στα ελληνικά σχολεία .....	4
1.4 Ισχύοντες κανονισμοί και τρόποι υπολογισμού έως το 1984 .....	5
1.5 Χαρακτηριστικά των Κτιρίων και βασικές αδυναμίες.....	6
1.6 Συμπεράσματα .....	8
2.ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ Ω.Σ. ....	8
2.1 Σκοπός και αρχές αποτίμησης.....	8
2.1.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	9
2.1.2 Συλλογή στοιχείων – Διερευνητικές ενέργειες – Ιστορικό Κατασκευής – Καταγραφή βλαβών .....	11
2.1.3 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού .....	14
2.1.4 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων .....	16
2.1.5 Κύρια και Δευτερεύοντα στοιχεία .....	17
2.1.6 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων .....	18
2.2 Έλεγχος Ασφάλειας .....	20
2.2.1 Κριτήρια Ελέγχου Στάθμης Επιτελεστικότητας " Άμεση Χρήση μετά το σεισμό (Α.Χ)" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	23
2.2.2 Κριτήρια Ελέγχου Στάθμης Επιτελεστικότητας " Προστασία Ζωής και Περιουσία Ενοίκων (Π.Ζ.)" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	23
2.2.3 Κριτήρια Ελέγχου Στάθμης Επιτελεστικότητας " Οιονεί Κατάρρευση (Ο.Κ.)" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	24
2.2.4 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q» .....	24
2.3 Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση.....	27
2.3.1 Προκαταρκτική ανάλυση και δείκτης ανεπάρκειας «λ».....	27
2.3.2 Μέθοδοι Ανάλυσης .....	28
2.3.3 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου .....	35
2.3.4 Καμπύλη αντίστασης κτηρίου ( $F_b - \Delta$ ).....	35
2.3.5 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover .....	36
2.4 Υπολογισμός Στοχευόμενης μετατόπισης με τη μέθοδο N2 (EC-8).....	37
2.4.1 Μετατροπή του πολυβαθμίου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο.....	37
2.4.2 Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα .....	39
2.4.3 Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος .....	40

2.4.4	Επαναληπτική Διαδικασία.....	41
2.4.5	Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος.	41
5	Κρούση Γειτονικών Κτιρίων.....	41
2.6	Κοντά υποστυλώματα .....	42
3.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ & ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	42
3.1	Γενικά.....	42
3.1.1	Περιγραφή κτηρίου .....	43
3.1.2	Είδος κατασκευής.....	44
3.1.3	Είδος φορέα .....	44
3.1.4	Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευής.....	44
3.1.5	Φορτία υφιστάμενης κατασκευής .....	44
3.1.6	Παραδοχές σεισμού και εδάφους .....	45
3.2.1	Γενικά.....	45
3.2.2	Μόρφωση φορέα .....	46
3.2.3	Γεωμετρία κτηρίου .....	47
3.2.3	Προσομοίωση τοιχωμάτων .....	48
3.2.6	Προσομοίωση δοκών .....	49
3.2.7	Πλάκες .....	50
3.3	Εισαγωγή φορτίων .....	51
3.3.1	Εισαγωγή φορτίων στις πλάκες .....	51
3.3.2	Εισαγωγή φορτίων στις δοκούς .....	51
3.3.3	Σεισμικοί συντελεστές $\psi_1$ και $\psi_2$ .....	52
3.4	Εισαγωγή υφιστάμενων οπλισμών .....	52
3.4.1	Τροποποίηση υφιστάμενων οπλισμών.....	53
3.5	Κατόψεις, όψεις και προοπτικές απεικονίσεις προσομοιώματος.....	55
4.	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΕΠΕΙΤΑ ΑΠΟ ΠΡΟΣΘΗΚΗ.....	58
4.1	Γενικά.....	58
4.2	Εισαγωγή υπερκείμενου ορόφου .....	58
4.2.1	Τροποποίηση του ορόφου 1 .....	59
4.3	Εισαγωγή δεδομένων αποτίμησης .....	60
4.4	Παράμετροι υλικών.....	61
4.5	Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.....	62
4.6	Στόχος Αποτίμησης.....	63
4.8	Παράμετροι Pushover .....	63
4.9	Κόμβος Ελέγχου .....	64
4.10	Έλεγχοι προϋποθέσεων και τήρησης τους στην εφαρμογή αναλύσεων .....	65

4.10.1 Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης .....	65
4.10.2 Έλεγχος τήρησης προϋποθέσεων εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης Pushover [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2]. .....	66
4.11 Αποτελέσματα ανάλυσης και ερμηνεία τους .....	67
4.11.1 Διαγράμματα αντοχής μελών .....	67
4.11.2 Διαγράμματα Απαιτήσης-Ικανότητας (ADRS) .....	69
4.11.3 Αποτελέσματα ανεπαρκών μελών .....	70
5.ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....	71
5.1 Ενίσχυση υφιστάμενων δομημάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος & σύνθετα υλικά (FRP).....	73
5.1.1 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	73
5.2 Επισκευή και ενίσχυση με σύνθετα υλικά (FRP).....	88
5.2.1 Στάδια εφαρμογής σύνθετων .....	92
5.2.2 Επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης με μανδύα σύνθετων υλικών.....	93
5.2.3 Αύξηση αντοχής σε τέμνουσα.....	94
5.2.5 Αύξηση αντοχής σε κάμψη.....	95
6.ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΗΡΙΟ .....	96
6.1 Γενικά.....	96
6.2 Ενισχυμένη τοιχοποιία .....	97
6.3 Τοιχωματοποίηση πλαισίου.....	98
6.4 Αποτελέσματα Τοιχοπληρώσεων.....	99
6.4.1 Αποτελέσματα ενισχυμένων τοιχοπληρώσεων .....	99
6.4.2 Αποτελέσματα τοιχωματοποίησης .....	100
6.5 Διαστασιολόγηση τοιχοπληρώσεων .....	101
6.5.1 Διαστασιολόγηση ενισχυμένης Τοιχοποιίας.....	101
6.5.2 Διαστασιολόγηση τοιχωματοπλήρωσης.....	102
6.6 Επιλογή καταλληλότερου τρόπου ενίσχυσης .....	103
6.7 Συμπεράσματα .....	103
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	105



# 1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Ιστορική αναδρομή στους Ελληνικούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς.

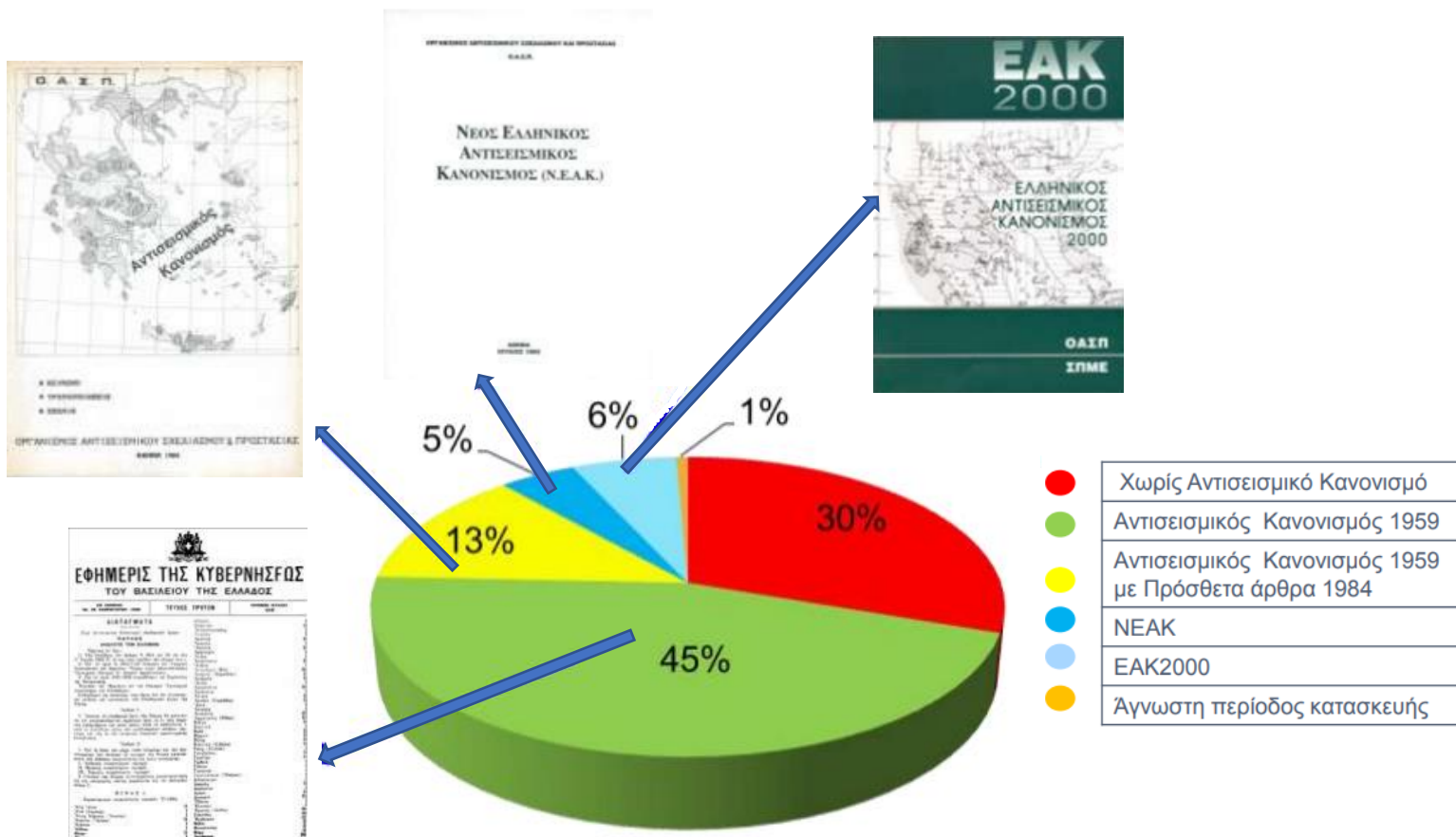
Η Ελλάδα, είναι η χώρα όπου απελευθερώνεται το 50% της συνολικής σεισμικής ενέργειας της Ευρώπης. Εξαιτίας αυτού του σεισμικού δεδομένου είναι απολύτως φυσικό ότι υπήρξαν, υπάρχουν και θα συνεχίζουν να υπάρχουν, σεισμοί ορόσημα για την Ελλάδα. Σεισμοί, οι οποίοι υπογράμμισαν την αναγκαιότητα να θωρακιστούμε και να προετοιμάσουμε τα κτήρια μας όσο το δυνατόν καλύτερα γίνεται. Ενδεικτικά, αναφέρεται ο μεγάλος σεισμός μεγέθους 6,3 Ρίχτερ που σημειώθηκε στην Κόρινθο, τον Απρίλιο του 1928. Σκοτώθηκαν 20 άνθρωποι, καταστράφηκαν σχεδόν 2.000 κτήρια. Η κακή ποιότητα των οικοδομικών υλικών που χρησιμοποιούνταν εκείνη την εποχή ήταν η κύρια αιτία των εκτεταμένων ζημιών. Αυτός ήταν και ο σεισμός ορόσημο, ο οποίος οδήγησε την επιστημονική κοινότητα στη συνειδητοποίηση ότι όχι μόνον η ανοικοδόμηση της περιοχής θα έπρεπε να στηριχτεί σε άλλες βάσεις, αλλά και ότι πλέον οι κατασκευές θα πρέπει να μελετιούνται υπό το πρίσμα ενός θεσμοθετημένου, κανονιστικού πλαισίου που αποσκοπεί στην αντισεισμική προστασία. Έπειτα από αρκετά χρόνια, το 1959, θεσμοθετήθηκε ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959. Από το 1928 έως το 1959 μεσολάβησαν αρκετοί σημαντικοί σεισμοί, οι οποίοι όχι μόνο συντέλεσαν στην συνειδητοποίηση ότι ο Εγκέλαδος είναι εδώ και χτυπά χωρίς προειδοποίηση, αλλά βοήθησαν την επιστημονική κοινότητα να αντιληφθεί πώς αντιδρά η κατασκευή σε έναν μεγάλο σεισμό, πού νοσεί, ποια είναι τα σημεία που πρέπει ο Κανονισμός να συμπεριλάβει ως γενική και υποχρεωτική διάταξη, ώστε τα κτήρια να αντισταθούν σε επόμενους καταστροφικούς σεισμούς και να είναι ασφαλή για τους ενοίκους. Με την πάροδο των χρόνων, την συμβολή της εξέλιξης της τεχνολογίας και των νέων σεισμών (λ.χ. στις 24-2-1981 εκδηλώνεται καταστροφικός σεισμός 6,7R με επίκεντρο στα νησιά Αλκυονίδες του Κορινθιακού κόλπου, με 20 θύματα), που έδιναν στους μηχανικούς νέα στοιχεία για τη συμπεριφορά των κτηρίων, τέθηκε σε ισχύ ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1985. Με τις τροποποιήσεις του 1985 στον ΕΑΚ 1959 έγινε ένα σημαντικό πρώτο βήμα στην βελτίωση της ποιότητας και της αξιοπιστίας του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών. Το επόμενο βήμα αποτελεί η σύνταξη του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ) το 1992 (ΦΕΚ 613B/12-10-1992), λαμβάνοντας υπ' όψη και τις μέχρι τότε διεθνείς εξελίξεις. Ο ΝΕΑΚ τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή το 1995 και σε συνδυασμό με τον ΝΕΚΟΣ που είχε



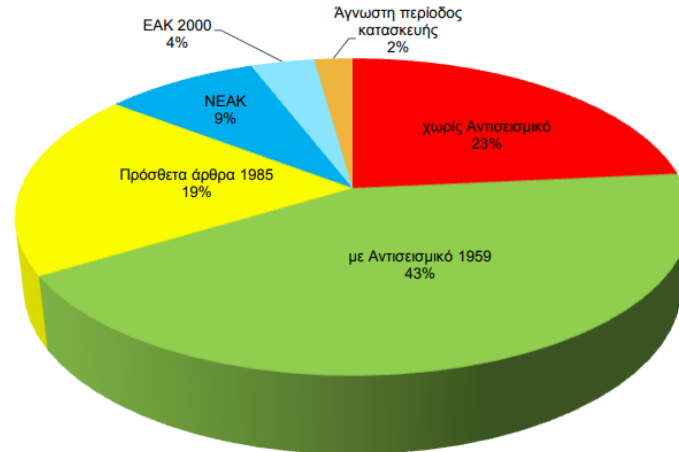


ήδη τεθεί σε εφαρμογή το 1991, βελτίωσαν καθοριστικά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Ο σεισμός της Πάρνηθας, στις 7-9-1999, επίσπευσε την αναθεώρηση του ΝΕΑΚ, ο οποίος εφαρμόστηκε αυτούσιος επί σχεδόν 5 χρόνια. Το 1999 ο ΝΕΑΚ αναθεωρήθηκε (χωρίς αλλαγή της φιλοσοφίας του), ώστε να γίνει πλήρως συμβατός με τους Ευρωκώδικες EC7 και EC8 . Η αναθεωρημένη μορφή του ΝΕΑΚ είναι γνωστή ως ΕΑΚ2000 (ΦΕΚ 2184 Β'/20-12-1999), τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή το 2001 και ισχύει μέχρι σήμερα (με τις εν τω μεταξύ ενημερώσεις του). Η παραπάνω πορεία οδήγησε στο ισχύον πλαίσιο Ελληνικών Κανονισμών για τον σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών (ΕΚΟΣ 2000, ΕΑΚ 2000, Ευρωκώδικες), το οποίο είναι από τα πλέον σύγχρονα παγκοσμίως. Τα κτήρια που σχεδιάστηκαν με τους μετά το 1985 και 1995 αντισεισμικούς κανονισμούς, κατά κανόνα υπερτερούν σημαντικά ως προς την αντισεισμική τους ασφάλεια, σε σχέση με τα παλαιότερα κτήρια. Την τελευταία 20ετία, αυτή η αντιμετώπιση άλλαξε ριζικά.

Τι γίνεται όμως με τα κτήρια τα οποία πληρούσαν τα κανονιστικά πλαίσια της εποχής τους και σήμερα πρέπει να αξιολογούνται με άλλα δεδομένα, ώστε να ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις της εποχής;



Εικόνα 1.1: Στατιστικά δεδομένα Κατασκευής-Χρονολογίας Κατασκευής



Εικόνα 1.2:Γράφημα εκτίμησης ποσοστού των υφισταμένων κτηρίων στην Ελλάδα, ανά αντισεισμικό κανονισμό εφαρμογής (χρόνος αναφοράς: Ιούνιος 2004).

## 1.2 Η στάση της Ελλάδας στον προσεισμικό έλεγχο δημοσίων

### Κτιρίων

Στην Ελλάδα, το θέμα του προσεισμικού ελέγχου των Δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης Κτηρίων ετέθη το 1997 (λίγο μετά την εφαρμογή του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού) με την Εγκύκλιο 53 του ΥΠΕΧΩΔΕ με θέμα «Σχεδιασμός Έκτακτης Ανάγκης για κοινωφελή κτήρια σε επίπεδο Νομού». Παράλληλα, τον ίδιο χρόνο, το ΥΠΕΧΩΔΕ ανέθεσε στον ΟΑΣΠ την επεξεργασία σχετικού κανονιστικού πλαισίου. Η εργασία της διαμόρφωσης μιας εφικτής, προσαρμοσμένης στις Ελληνικές συνθήκες και επιστημονικά τεκμηριωμένης πρότασης για τον Προσεισμικό Έλεγχο των Δημοσίων Κτηρίων ανατέθηκε από τον ΟΑΣΠ σε επιστημονική ομάδα, στην οποία συμμετείχαν επιστήμονες από τα μεγαλύτερα πανεπιστημιακά ιδρύματα της χώρας. Η επιστημονική ομάδα που συγκροτήθηκε από τον ΟΑΣΠ, αξιοποιώντας την εμπειρία από την εφαρμογή μεθόδων προσεισμικού ελέγχου σε άλλες χώρες, κυρίως στις ΗΠΑ και λαμβάνοντας υπ' όψη τις συνθήκες δόμησης κτηρίων στη χώρα μας, επεξεργάστηκε και διαμόρφωσε ένα κανονιστικό πλαίσιο αναφοράς για τον προσεισμικό έλεγχο, το οποίο περιλαμβάνει τρία στάδια ελέγχου:

- Τον Πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο ή Ταχύ Οπτικό Έλεγχο (ΤΟΕ), για την πρώτη καταγραφή και ταχεία αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των Κτηρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης.
- Τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο για την προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας με βάση αναλυτικότερους υπολογισμούς και (μη καταστροφικό) έλεγχο ποιότητας των υλικών, για όσα κτήρια προκύψει ανεπαρκής σεισμική ικανότητα με βάση τα αποτελέσματα του ΤΟΕ.



- Την αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας και (ενδεχομένως) σύνταξη μελέτης αποκατάστασης- ενίσχυσης, για όσα κτήρια προκύψει τοπική ή γενική σεισμική ανεπάρκεια από το προηγούμενο στάδιο.

### 1.3 Ο προσεισμικός έλεγχος στα ελληνικά σχολεία

Για τις ανάγκες της πρώτης φάσης, του πρωτοβάθμιου ελέγχου ή Ταχέως Οπτικού Ελέγχου (Τ.Ο.Ε.), προσαρμόστηκαν τα υπάρχοντα Δελτία Προσεισμικού Ελέγχου του ΟΑΣΠ(1). Τα κριτήρια που λαμβάνονται υπόψη και βαθμολογούνται αφορούν στον δομικό τύπο του κτηρίου (σκυρόδεμα, φέρουσα τοιχοποιία κ.α), τα σεισμολογικά και γεωτεχνικά στοιχεία της περιοχής, θέματα μόρφωσης του φορέα (μαλακός όροφος, μη κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης, οριζόντια ή καθ' ύψος μη κανονικότητα, μεγάλο ύψος, ενδεχόμενο στρέψης, κοντά υποστυλώματα κ.α.) ενώ λαμβάνεται υπόψη η κατάσταση συντήρησης του κτηρίου, ο αριθμός των μαθητών και η διάρκεια χρήσης του κτηρίου (ολοήμερο, νυχτερινό, αίθουσα, ΑΠΧ κ.α.).

Με βάση αυτό τον σχεδιασμό, κατά την περίοδο 2004-2010, πραγματοποιήθηκε σε συνεργασία με τις Πολυτεχνικές σχολές της χώρας, ο πρωτοβάθμιος έλεγχος (Τ.Ο.Ε.) σχεδόν σε όλα τα σχολικά κτήρια που κατασκευάστηκαν χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό (προ του 1959), ενώ στους Νομούς Ευρυτανίας, Θεσπρωτίας, Λέσβου, Σάμου, Χίου και την πόλη της Καστοριάς ο έλεγχος επεκτάθηκε στα κτήρια που έχουν κατασκευαστεί μέχρι το 1985. Τέλος για τα σχολικά κτήρια στους νομούς Κεφαλονιάς, Ζακύνθου και Λευκάδας, που είναι οι πιο σειсмоγενείς περιοχές της χώρας μας, αποφασίσθηκε ο έλεγχος στο σύνολο των σχολικών κτηρίων.

Συνολικά ελέγχθηκαν περίπου 6.100 στατικώς ανεξάρτητα κτήρια. Κατά το στάδιο αυτό δεν ελέγχθηκαν κτήρια στον Δήμο Αθηναίων, ο οποίος πραγματοποίησε δικό του ανεξάρτητο πρόγραμμα ελέγχων.

Από το 2010 και μετά πραγματοποιήθηκαν μόνο σποραδικοί έλεγχοι, κυρίως από μηχανικούς του ΟΣΚ και αργότερα της ΚτΥπ. Παρόλο που έγινε μια αρχική βαθμονόμηση και κατάταξη των κτηρίων που ελέγχθηκαν, δεν πραγματοποιήθηκε ποτέ δευτεροβάθμιος έλεγχος. Σε αυτό συνέβαλε και το γεγονός ότι η Επιστημονική Επιτροπή που είχε συσταθεί, έπαψε να λειτουργεί με αποτέλεσμα να μην αναπτυχθεί ή να προσαρμοστεί στις ανάγκες του προγράμματος κάποια αξιόπιστη επιστημονική μέθοδος για την υλοποίηση του



δευτεροβάθμιου ελέγχου. Πρόσφατα, σύμφωνα με πληροφορίες, κατατέθηκαν στον Ο.Α.Σ.Π., από Επιτροπές του, κάποιες μέθοδοι δευτεροβάθμιου ελέγχου για κτήρια από σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία, οι οποίες τελούν υπό έγκριση.

Πρέπει να καταστεί σαφές, ότι ο μόνος ασφαλής τρόπος να εκτιμηθεί η σεισμική επάρκεια ή ανεπάρκεια ενός κτηρίου είναι με τη διενέργεια μελέτης αποτίμησης χρησιμοποιώντας τους σύγχρονους κανονισμούς όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων) για τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος ή ο υπό έκδοση ΚΑΔΕΤ (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας) για τα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία. Η διαδικασία απαιτεί την λεπτομερή αποτύπωση του φέροντος οργανισμού του κτηρίου. Η διαδικασία αυτή είναι ιδιαίτερα επίπονη, χρονοβόρα και έχει υψηλό κόστος.

#### **1.4 Ισχύοντες κανονισμοί και τρόποι υπολογισμού έως το 1984**

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη σε όλους τους νομούς της Ελλάδας με τη θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 ( Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Προ του 1959 είχαν εφαρμοσθεί σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία κωδικοποίησε ο Κανονισμός του 1959. Από την άλλη πλευρά η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό.

Και τούτο διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανάκλούσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό ακάμπτου πλακός εις ολосώμους εν τω χώρω φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων. Διανομή και δίαιτα αυτών.» 1932 ) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος», εφαρμόσθηκε χωρίς επαρκή αιτιολόγηση και στα πολυώροφα κτίρια. Έτσι ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαίσιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως επακόλουθο τους οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν κατά την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απουσία ισχυρής σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο χρονικό διάστημα, άρα τη μη



συνειδητοποίηση του σεισμικού κινδύνου από τους μηχανικούς και τους πολίτες, είχε σαν αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών πολυκατοικιών, των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπέστατος και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Φυσικά και ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος, γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της περιόδου εκείνης.

Για την διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954 (Βασιλικό Διάταγμα της 18.2/26.7.1954) ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 ( DIN 1045) και δεν περιελάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα.

Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κυρίως κατακόρυφα φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος.

Ως αποτέλεσμα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

## **1.5 Χαρακτηριστικά των Κτιρίων και βασικές αδυναμίες**

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα περιγράφεται στην προηγούμενη ενότητα, δεν μπορούν να χαρακτηρισθούν σε καμία περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Και τούτο διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός, σεισμικός κίνδυνος κ.λ.π ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισέρχονται στην Ελληνική βιβλιογραφία και πρακτικά μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς ( Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981 ) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

Ως γνωστόν η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από την συμπεριφορά των επιμέρους δομικών μελών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του.

Στη συνέχεια παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς:



- 1) Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμη και ανοικτοί συνδετήρες σε γωνία, γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές η αντοχή τέτοιων συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική.
- 2) Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που για μεν τους πρώτους οφείλονταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου  $\varepsilon^*W$ , όπου  $\varepsilon$  σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon = 0.04-0.16$ , για δε τους συνδετήρες οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιξης και στις ελλείψεις κατασκευαστικές διατάξεις. Δεν έλειπαν βέβαια και οι περιπτώσεις όπου τα χαμηλά ποσοστά οπλισμού οφειλόταν κυρίως στη μη εφαρμογή της μελέτης από τους εργολάβους, για καθαρά κερδοσκοπικούς λόγους.

Σεισμική ζώνη	Σεισμικοί Συντελεστές		
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

**Πίνακας 1.** Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας εδάφους με τρεις τιμές του  $\varepsilon$  για κάθε ζώνη ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους ( σκληρό προς μαλακό από αριστερά προς τα δεξιά).

- 3) Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης, κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- 4) Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος, σκυρόδεμα εργοταξιακό B120 ή B160 με ποτάμια αδρανή, καθώς και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός που οφειλόταν κυρίως στην επιτόπου παρασκευή του σκυροδέματος.
- 5) Χαμηλές αντοχές χάλυβα ST I, με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- 6) Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη ματίσματος που πολλές φορές γινόταν εντός κρισίμων περιοχών.
- 7) Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και μόνον έναντι κατακόρυφων φορτίων, απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών- υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- 8) Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.
- 9) Θεμελιώσεις επιφανειακές, όλων των τύπων, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους.
- 10) Πλάκες μικρού πάχους (8-12 cm).



11) Οι δυσκολίες εκτίμησης των συντελεστών δυσκαμψίας των στύλων και ιδιαίτερα των τοιχωμάτων οδήγησαν τελικά σε άτυπες προσεγγίσεις, οι οποίες υπερεκτιμούσαν συνήθως τις τέμνουσες των τοιχωμάτων, ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα, ενώ υποτιμούσαν την καμπτική καταπόνηση των τοιχωμάτων, εξετάζοντάς τα ανά όροφο.

## 1.6 Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, οι παράγοντες που δημιουργούν την ανάγκη προσεισμικού ελέγχου ποικίλουν. Ένα μεγάλο πλήθος κατασκευών ξεπερνούν τον συμβατικό χρόνο ζωής τους, άλλες κατασκευές αποδεικνύεται ότι το περιβάλλον τους είναι διαβρωτικό και χρήζουν άμεσου ανασχεδιασμού. Ακόμη, οι σεισμικές απαιτήσεις που επιβάλλουν οι νεότεροι Αντισεισμικοί Κανονισμοί αυξάνονται, καθώς προστίθενται νέα δεδομένα στην Αντισεισμική Τεχνολογία. Υπάρχουν, άρα, πολλές περιπτώσεις που κρίνεται επιτακτική η Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού μιας κατασκευής ώστε να αποτελεί ένα ασφαλές δόμημα. Ιδιαίτερα όταν η Κατηγορία Σπουδαιότητας του κτηρίου είναι υψηλή, όπως στο υπό μελέτη κτήριο, που είναι σχολείο ο προσεισμικός έλεγχος είναι το απαραίτητο πρώτο βήμα, ώστε να εκτιμηθεί η στατική του επάρκεια και αναλόγως το αποτέλεσμα η επιλογή της καλύτερης στρατηγικής επέμβασης, ανάλογα με την σεισμική απαίτηση και την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα, προκύπτει ότι η σημαντικότερη τρωτότητα εντοπίζεται σε κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί με Κανονισμούς προ του 1985. Ωστόσο εξαιτίας της εξέλιξης των επιστημονικών δεδομένων, μέσα από συνεχή έρευνα της επιστημονικής κοινότητας, καθώς και πληθώρας δεδομένων που προέκυψαν από πολλούς και σημαντικούς σεισμούς κρίνεται επιτακτικός ο προσεισμικός έλεγχος ακόμη και νεότερων κατασκευών γεγονός που αποδεικνύεται με την αλλαγή του χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της χώρας το 2004, ενώ ο τότε Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 ήταν ένας αξιόλογος Κανονισμός που περιείχε διατάξεις αυξημένης Αντισεισμικής Τεχνολογίας και οδηγούσε σε ασφαλείς κατασκευές.

## 2.ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ Ω.Σ.

### 2.1 Σκοπός και αρχές αποτίμησης

Σκοπός της αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του δομήματος θα λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και



τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του (§2.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Αναλόγως λοιπόν της αξιοπιστίας των συλλεγόμενων στοιχείων ο ΚΑΝ.ΕΠΕ υιοθετεί τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, την υψηλή, την ικανοποιητική και την ανεκτή.

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικών και οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται ακόμα διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι της αποτίμησης αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου» (σεισμός σχεδιασμού) (§2.2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Τα παραπάνω αφορούν αποκλειστικά στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής και όχι στα μη-φέροντα δομικά στοιχεία.

Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους όταν ο φέρων οργανισμός συμμετέχει στην ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών δυνάμεων, με προσομοιώματα, το είδος των οποίων καθορίζεται ανάλογα τη μέθοδο υπολογισμού που εφαρμόζεται. Η ακρίβεια των μεθόδων πρέπει να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων, καθώς μια ανάλυση με μια μέθοδο υψηλής ακρίβειας δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα μόνο αν τα δεδομένα που έχουν εισαχθεί είναι έγκυρα.

#### 2.1.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας καθορίζουν την επιθυμητή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, προσδιορίζουν δηλαδή τον αποδεκτό βαθμό βλάβης της για δεδομένο σεισμό σχεδιασμού. Ο πίνακας που ακολουθεί συγκεντρώνει τις διάφορες στάθμες.

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

**Πίνακας 2.1:** Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού





Γενικώς γίνεται δεκτή μια ονομαστική διάρκεια ζωής ίση με τον συμβατό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολειπόμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) 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.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας που αναφέρονται παραπάνω περιγράφονται αναλυτικά ως εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ §2.2.2):

- **«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 του. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

Καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό:

Αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλμάτων ή τοιχωμάτων. Τα μη φέροντα στοιχεία του κτιρίου, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγματώση, χωρίς ουσιώδεις πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος.

- **«Σημαντικές βλάβες» (Β):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα 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.

Κατά τον σεισμό δεν αναμένεται να προκληθεί σοβαρός τραυματισμός ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό:

Καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, όπως ενδεικτικώς πυκνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες.

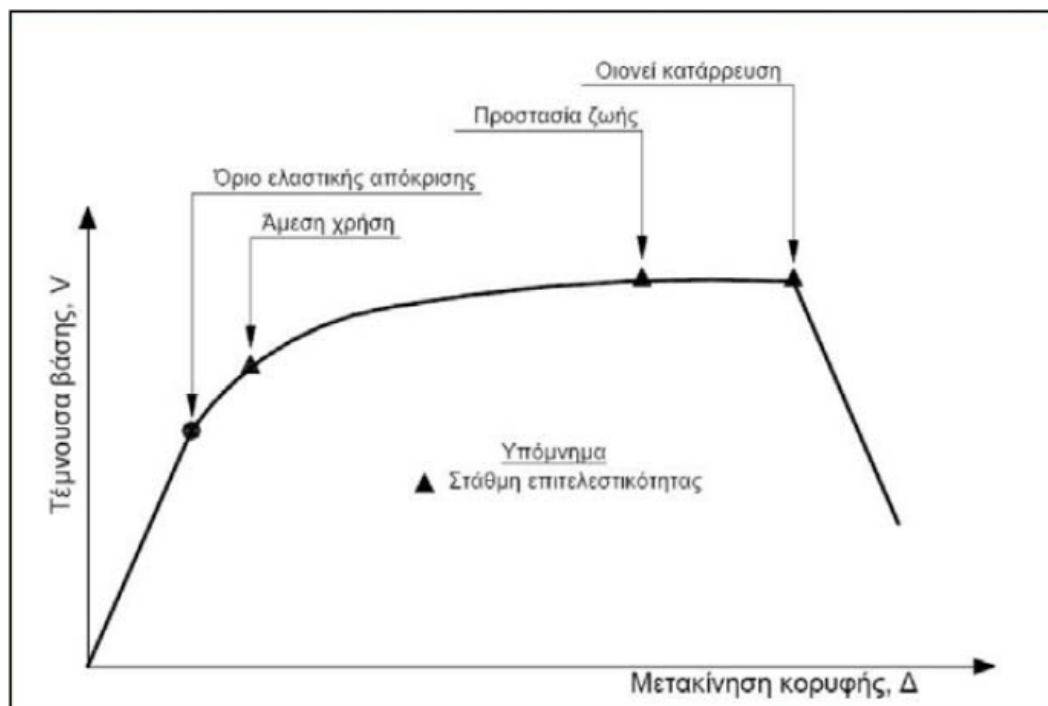
- **«Οιονεί κατάρρευση» (Γ):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές



μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμα και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Κατά τον σεισμό δεν αποκλείονται ακόμη και σοβαροί τραυματισμοί ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Ο όρος μη επισκευάσιμες βλάβες, αναφέρεται σε σοβαρές ή βαριές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολο του. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό:

Εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών και άνοιγμα συνδετήρων. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων.



Σχήμα 2.2: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης.

### 2.1.2 Συλλογή στοιχείων – Διερευνητικές ενέργειες – Ιστορικό Κατασκευής – Καταγραφή βλαβών

Πριν από οποιαδήποτε ενέργεια αποτίμησης- επέμβασης γίνεται όσο το δυνατόν πιο λεπτομερής συλλογή και τεκμηρίωση των στοιχείων του υφιστάμενου κτηρίου. Τα στοιχεία



αφορούν την αποτύπωση του έργου και της κατάστασής του, τη σύνταξη του ιστορικού του δομήματος και την καταγραφή βλαβών. Στο πρώτο στάδιο ο μελετητής Μηχανικός αναζητεί τα στοιχεία του έργου. Απαραίτητα στοιχεία είναι τα κατασκευαστικά σχέδια, η μελέτη εφαρμογής, οι λεπτομέρειες όπλισης, αγκυρώσεων και αναμονών, ποιότητες υλικών, ποιοτικός έλεγχος υλικών στη φάση κατασκευής. Υπό την ύπαρξη και απόδειξη της εφαρμογής των παραπάνω, ο μελετητής μπορεί να βασιστεί στα υπάρχοντα στοιχεία προκειμένου να προχωρήσει στη μελέτη επέμβασης. Διαφορετικά, θα πρέπει πρώτα να αποτυπώσει το υπό μελέτη κτήριο, με όποιους κινδύνους αξιοπιστίας δεδομένων εγκυμονεί η επιτόπου αποτύπωση, ιδίως των αφανών στοιχείων(π.χ. θεμελίωση , οπλισμοί κ.α.). Αυτό το στάδιο είναι πολύ σημαντικό, διότι όσο περισσότερα στοιχεία έχει στην κατοχή του, τόσο ακριβέστερη θα είναι η ανάλυση και η αποτίμηση -άρα και η επέμβαση- του κτηρίου. Στη συνέχεια, ο μελετητής οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μια σειρά ερευνητικών εργασιών, ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασιστεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Έπειτα, γίνεται η καταγραφή των τυχόν βλαβών ή φθορών, καθώς η ύπαρξη τους επηρεάζει τη μελέτη της επέμβασης. Επιγραμματικά, οι παραπάνω προκαταρκτικές διαδικασίες ακολουθούν τα παρακάτω βήματα:

#### Συλλογή δεδομένων:

Διασταύρωση και βαθμονόμηση δεδομένων, όπου είναι εφικτό.

Επιτόπου ερευνητικές εργασίες.

Αξιολόγηση της αξιοπιστίας δεδομένων.

#### Διερευνητικές εργασίες:

- Αποτύπωση αφανών στοιχείων.

Εξακρίβωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών. (Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος, θλιπτική αντοχή σκυροδέματος, όριο διαρροής χάλυβα οπλισμού, κ.α.)

- Εδαφοτεχνική μελέτη.

Άλλους παράγοντες (το φυσικό περιβάλλον, η γειτονία άλλων δομημάτων ή υπόγειων έργων, η λειτουργία μηχανημάτων κλπ)

Σ' αυτό το σημείο θα πρέπει να γίνει διαχωρισμός βάσει της διαθεσιμότητάς της μελέτης που έχει εφαρμοστεί στο υφιστάμενο δόμημα, καθώς η ύπαρξή της αφαιρεί σημαντικές διερευνητικές εργασίες. Αντιθέτως, όταν η μελέτη και τα κατασκευαστικά σχέδια δεν υπάρχουν, απαιτούνται πρόσθετες εργασίες για την όσο το δυνατόν πιο λεπτομερή αποτύπωση του δομήματος.



Αν έχει διατεθεί η μελέτη που έχει εφαρμοστεί τότε:

- Γίνεται δειγματοληπτικός έλεγχος/επιβεβαίωση της εφαρμογής των σχεδίων.
- Για οπλισμούς και λεπτομέρειες όπλισης γίνονται τρεις (3) τουλάχιστον διερευνητικές τομές ανά κατηγορία εξεταζόμενου στοιχείου.
- Δίνεται έμφαση σε αγκυρώσεις, της κρίσιμες περιοχές και της λεπτομέρειες συνδετήρων.

Αν δε διατίθενται σχέδια ή με σημαντικές αποκλίσεις από την εγκεκριμένη μελέτη:

- Γίνεται διερεύνηση ικανή σε έκταση να δώσει αξιόπιστες πληροφορίες.
- Γίνεται μέτρηση των διαστάσεων όλων των μελών του φέροντος οργανισμού, ίσως δε και των τοιχοπληρώσεων
- Είναι πρακτικώς αδύνατος ο προσδιορισμός των οπλισμών σε της της θέσεις, γι' αυτό γίνεται επιλογή των σημείων ελέγχου, ανάλογα με τη σημασία κάθε στοιχείου για την αντισεισμική ικανότητα του κτηρίου.
- Η γνώση των συνθηκών και των συνηθειών που επικρατούσαν την εποχή της κατασκευής, μπορεί να περιορίσει της διερευνητικές εργασίες και να αυξήσει την αξιοπιστία της.

Ιστορικό:

Της φάσεις κατασκευής.

Μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης, φορτίων κλπ.

Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν και τρόπος αποκατάστασής τους

Έκτακτες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση κλπ.)

Καταγραφή βλαβών:

Αν δεν υπάρχουν βλάβες:

Το αποτέλεσμα της ενίσχυσης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση της ενίσχυσης ή όχι του δομήματος.

Αν υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι.

Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν οι βλάβες. Ανάλογα με



τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνο επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

### 2.1.3 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεσματικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Στον πίνακα 2.2 παρουσιάζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού, συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης:

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

**Πίνακας 2.3:** Ελάχιστοι ανεχτοί στόχοι συναρτήσει πιθανότητας υπέρβασης σεισμού

Στον πίνακα 2.3 ορίζονται οι ελάχιστοι ανεχτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού, συναρτήσει της κατηγορίας σπουδαιότητας του υφιστάμενου δομήματος:

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

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

**Πίνακας 2.4:** Ελάχιστοι ανεχτοί στόχοι συναρτήσει κατηγορίας σπουδαιότητας



<b>Κατηγορία Σπουδαιότητας</b>	<b>Κτίρια</b>
<b>I</b>	<b>Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως:</b> αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
<b>II</b>	<b>Συνήθη κτίρια, όπως:</b> 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.
<b>III</b>	<b>Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημοσίων συναθροίσεων και γενικής κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως:</b> 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 αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
<b>IV</b>	<b>Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως:</b> κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγή ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. <b>Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.</b>

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες Σπουδαιότητας

Σχόλια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί στόχων αποτίμησης ή/και ανασχεδιασμού:

- Σε κάθε περίπτωση, ο στόχος επανελέγχου (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) επιλέγεται από τον κύριο του έργου, ο οποίος δεν μπορεί να είναι χαμηλότερος από τον ελάχιστο ανεκτό.
- Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.
- Η επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού συνεπάγεται τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένων δεικτών  $q$  ή  $m$ , ή ανεκτών παραμορφώσεων  $d_d$ , οι τιμές των οποίων καθορίζονται στη συνέχεια.
- Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:
  - i. Κοινωνική σπουδαιότητα του κτηρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχειρισμού έκτακτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).
  - ii. Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.



- Οι στόχοι αναφέρονται αποκλειστικά και μόνο στο φέροντα οργανισμό, δηλαδή το σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Δεν προβλέπονται στόχοι για το μη-φέροντα οργανισμό ο οποίος δε συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων.

Το υπό μελέτη κτήριο της παρούσας διπλωματικής είναι ένα σχολείο και υπάγεται στην κατηγορία σπουδαιότητας III. Σ' αυτήν την κατηγορία ανήκουν κτήρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτήρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτήρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Άρα, ο ελάχιστον ανεκτός στόχος είναι ο B1, δηλαδή για έναν σεισμό σχεδιασμού σε ένα δόμημα με συμβατικό χρόνο ζωής τα 50 έτη με πιθανότητα υπέρβασης  $P=10\%$ , θα πρέπει να ικανοποιείται το λιγότερο η στάθμη «Προστασία Ζωής». Αυτή η πιθανότητα υπέρβασης αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς  $T=475$  έτη. Συνίσταται να ικανοποιείται και ο στόχος A2, δηλαδή για έναν σεισμό σχεδιασμού σε ένα δόμημα με συμβατικό χρόνο ζωής τα 50 έτη με πιθανότητα υπέρβασης  $P=50\%$ , θα πρέπει να ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση».

#### 2.1.4 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων

Διακρίνονται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

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

Τα στοιχεία που συγκεντρώνονται κατά τη φάση διερεύνησης των χαρακτηριστικών της κατασκευής (φέρων οργανισμός, τρόπος δόμησης, οπλισμός δομικών στοιχείων, ποιότητες υλικών, καταγραφή βλαβών) καθορίζουν την επιλογή μιας εκ των παραπάνω σταθμών. Η Σ.Α.Δ δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο αλλά μπορεί να προσδιορίζονται επιμέρους στάθμες για τις διάφορες κατηγορίες πληροφοριών, εκ των οποίων χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης. Όσον αφορά στα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία, αυτά μπορούν να λαμβάνονται υπόψη ακόμα κι αν τα δεδομένα που υπάρχουν για αυτά είναι ανεπαρκέστερα. Στην περίπτωση αυτή επιλέγεται «Ανεκτή» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Οι προηγούμενες Σ.Α.Δ αντιστοιχούν στα Επίπεδα Γνώσης (ΕΓ) 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης) του ΕΚ 8-3 (§3.3).



## Πίνακας 2.1: Στάθμη Αξιοπιστίας Γεωμετρικών Δεδομένων

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 ΟΠΙΣΘΗΣ				
				Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ	1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓				✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓			✓	
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓				✓				✓	
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)			✓			✓			✓	
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓			✓	✓			✓	✓
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓			✓	✓			✓	✓

### 2.1.5 Κύρια και Δευτερεύοντα στοιχεία

Ο φέρων οργανισμός μια κατασκευής και τα μεμονωμένα μέλη του που επηρεάζουν την κατανομή της έντασης και τη δυσκαμψία της, διακρίνονται σε κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του κτιρίου ανάλογα με την επιρροή τους στην αντισεισμική συμπεριφορά του συνόλου του κτιρίου, η οποία μπορεί να είναι σημαντική έως αμελητέα δηλαδή αρκετά περιορισμένη έτσι ώστε να μπορεί να αγνοηθεί. Η διάκριση αυτή είναι δυνητική και όχι υποχρεωτική κι έγκειται στην κρίση του μελετητή μηχανικού αν θα την εφαρμόσει.

Ως κύρια χαρακτηρίζονται τα στοιχεία αυτά που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Για τα τελευταία ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες από ότι τα κύρια. Η κύρια διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι κατά πόσο ένας φορέας ή ένα στοιχείο είναι κρίσιμο (και όχι απλώς συνεισφέρει) στην αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης.





Στην περίπτωση κατά την οποία ως στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά τον σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται, ενώ για τις τοιχοπληρώσεις που δεν φέρουν κατακόρυφα φορτία δεν ισχύει και πρέπει να διεξάγεται ιδιαίτερος έλεγχος όταν αυτές συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων (KAN.ΕΠΕ §2.4.3.4). Η δυνητική διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία γίνεται για να υπάρχει η δυνατότητα να διαφοροποιούνται οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείων και για να μην οδηγεί ο έλεγχος στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων που δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του υπό σεισμικές δράσεις (KAN.ΕΠΕ § 5.1.2). Η ορθολογική χρήση επομένως αυτής της διάκρισης και δυνατότητας εκτιμάται πως έχει αρκετά πλεονεκτήματα όσον αφορά τον σχεδιασμό νέων κτιρίων αλλά και την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων.

#### 2.1.6 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Η συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης εν γένει συμβάλλει στην ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του δομήματος υπό τις σεισμικές δράσεις κυρίως κατά την φάση της αποτίμησης.

Κατά την §2.1.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

- α. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών φορτίων.
- β. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνιστάται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.
- γ. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο.
- δ. Για τις προϋποθέσεις εφαρμογής των ανωτέρω, τις περιπτώσεις απαλλαγής κλπ, ισχύουν τα αναφερόμενα στην § 5.9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- ε.. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δεν αναφέρεται σε τοιχοποιίες που έχουν κατασκευαστεί ταυτόχρονα με το σκελετό.

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Από τη συγκεκριμένη υποχρέωση εξαιρούνται τα κτίρια τα οποία κατατάσσονται σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1 στην κατηγορία των διπλών συστημάτων που είναι



ισοδύναμα προς σύστημα τοιχωμάτων ή των συστημάτων τοιχωμάτων, δηλαδή όταν τα υπάρχοντα τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση αναλαμβάνουν τουλάχιστον 50% της σεισμικής τέμνουσας βάσης.

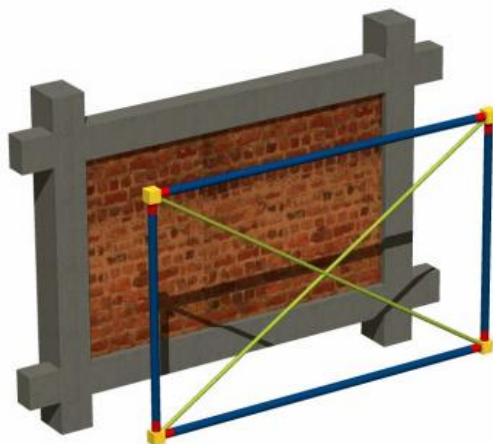
Οι τοιχοποιίες πλήρωσης, δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό εφόσον δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου.

Όταν συμπεριλαμβάνονται οι τοιχοποιίες, η προσομοίωση γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Η προσομοίωση μιας τοιχοπληρώσεως μπορεί να γίνει, είτε μέσω διατμητικού φατνώματος είτε (απλούστερα) μέσω ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου. Η αντιστοίχιση της δυστένειας ( $E A_p$ ) της διαγωνίου με τη δυστημσία ( $G A_\phi$ ) του φατνώματος γίνεται με βάση τη σχέση:

$$EA_p = \frac{GA_\phi}{\cos^2 a \sin a},$$

όπου “ $a$ ” η γωνία κλίσεως της ισοδύναμης διαγωνίου (ίδια και για τις δύο διαγώνιους κάθε φατνώματος). Στην ανελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται (εφόσον διατίθεται το αντίστοιχο λογισμικό) ζεύγος χιαστί διαγωνίων με δυστένεια  $E A_p$  η καθεμιά, αλλά μονόπλευρο καταστατικό νόμο (λειτουργία μόνο σε θλίψη). Στην περίπτωση που οι τοιχοποιίες πλήρωσης έχουν ανοίγματα, οι αντίστοιχοι καταστατικοί νόμοι τροποποιούνται κατάλληλα, ώστε να προσεγγίσουν την δυσμενή εν γένει επιρροή των ανοιγμάτων.



Σχήμα 2.6: Μοντέλο προσομοίωσης τοίχου πλήρωσης



Πολλές είναι οι περιπτώσεις κατά τις οποίες οι τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με τους παραπάνω κανόνες, αποδεικνύονται ευμενείς. Έτσι, μπορούμε να τις παραλείψουμε, με αποτέλεσμα να απαιτείται ένα απλουστευμένο προσομοίωμα για την αποτίμηση και ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής. Ωστόσο, αυτός ο υπολογιστικός φόρτος τις περισσότερες φορές δεν παραλείπεται, διότι έχει σημαντικά οφέλη τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω:

- Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας.

Η τοιχοποιία προσδίδει επιπλέον αντοχή και δυσκαμψία στο κτήριο, η οποία εξαρτάται απ' την ποιότητα της οπτοπλινθοδομής, του κονιάματος, το πάχος του αρμού και του επιχρίσματος. Μ' αυτόν τον τρόπο, η συνεισφορά της μπορεί να μειώσει την απαίτηση της επέμβασης.

- Αύξηση των διαθέσιμων επιλογών ενίσχυσης.

Με την ενσωμάτωση της τοιχοποιίας στο προσομοίωμα μπορούν να επιλεγθούν λύσεις ενίσχυσης της κατασκευής στην ίδια την τοιχοποιία, οι οποίες να αρκούν για τον στόχο επανασχεδιασμού που έχει θέσει ο Κύριος του Έργου. Τέτοιες ενισχύσεις είναι εν γένει οικονομικότερες από ενισχύσεις που αφορούν τον φέροντα οργανισμό.

- Βελτίωση της οικονομίας του έργου.

Σε ένα προσομοίωμα στο οποίο έχει συμπεριληφθεί η τοιχοποιία μπορεί να μην προκύψει απαίτηση επέμβασης, ενώ στο ίδιο χωρίς τη συμβολή της τοιχοποιίας να εμφανίζεται ανεπάρκεια στον φορέα. Αυτό δημιουργεί μία επιπλέον επέμβαση, κάτι το οποίο αυξάνει τη δαπάνη στο έργο.

- Ρεαλιστικότερη προσομοίωση της κατασκευής.

Δυνατότητα ελέγχου τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν.

## 2.2 Έλεγχος Ασφάλειας

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

$$S_d \leq R_d$$



$$\text{με: } S_d = \gamma S_d S(S_k \gamma_f) \text{ και } R_d = (1/\gamma S_d) R(R_k / \gamma_m),$$

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 υπέρβασης σε 50 έτη.

$R_k$ : οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.

$\gamma_f, \gamma_m$ : οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

$\gamma S_d, \gamma R_d$ : οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Όσον αφορά τις τιμές των δράσεων  $S_k$  ισχύουν τα εξής:

Για πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη η σεισμική δράση του ΕΚ 8-1, ενώ για πιθανότητα 50% λαμβάνεται το 60% αυτής. Γενικά, χρησιμοποιούνται τα φάσματα επιταχύνσεων κατά ΕΚ 8-1 και συγκεκριμένα σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού»  $S_d(T)=\gamma_I \text{ agR } S (2.5/q) (TC/T)$  για  $TC \leq T \leq TD$ , ενώ σε περίπτωση μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, τα ομαλοποιημένα «ελαστικά φάσματα»  $S_e(T)=\gamma_I \text{ agR } S n 2.5 (TC/T)$  για  $TC \leq T \leq TD$ .

Για τις «αντιπροσωπευτικές» τιμές των  $R_k$ , εκλέγονται ανάλογα με τη μέθοδο ελέγχου, τον τύπο αστοχίας και το είδος του ελεγχόμενου στοιχείου, οι μέσες τιμές ή άλλες χαρακτηριστικές τιμές με κατάλληλη πιθανότητα. Οι τιμές αυτές για τα υφιστάμενα υλικά



εξαρτώνται από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ενώ για τα προστιθέμενα υλικά από τις εκτιμώμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας κατά τις επεμβάσεις.

Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση τιμή, ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_m$  λαμβάνει τις τιμές σύμφωνα με την §4.5.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων:  $\gamma_m = 1.20$
- Για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων:  $\gamma_m = 1.10$
- Για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων:  $\gamma_m = 1.00$

Για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί  $\gamma_m = 1.00$  για τα υφιστάμενα υλικά. Πρακτικώς όμως συνιστάται να λαμβάνεται  $\gamma_m = 1.10$ . Για υψηλή ή ανεκτή ΣΑΔ, λαμβάνεται  $\gamma_m = 1.00$  και  $\gamma_m = 1.20$  αντίστοιχα. Για τα προστιθέμενα υλικά μπορεί να ληφθεί  $\gamma_m = 1.15$ , για κανονική διατομή και προσπελασιμότητα ή  $\gamma_m = 1.25$  για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα.

Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση τότε αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων λαμβάνονται  $\gamma_c = 1.65$  και  $\gamma_s = 1.25$ , για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων  $\gamma_c = 1.50$  και  $\gamma_s = 1.15$  και για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων  $\gamma_c = 1.35$  και  $\gamma_s = 1.05$ .

Για ανεκτή ή υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές  $\gamma_m$  για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται 2.50 και 1.50 αντίστοιχα, ενώ για ικανοποιητική στάθμη ο συντελεστής  $\gamma_m$  παίρνει την τιμή 2.52

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς και για τους ελέγχους, ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{sd}$  όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, λαμβάνεται από τον πίνακα Σ 4.2 του 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  $\gamma_{sd}$



### 2.2.1 Κριτήρια Ελέγχου Στάθμης Επιτελεστικότητας " Άμεση Χρήση μετά το σεισμό (Α.Χ)" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην στάθμη επιτελεστικότητας "Άμεση χρήση μετά τον σεισμό" (Α.Χ.) ο συντελεστής  $\gamma_{sd}$  παίρνει τις παρακάτω τιμές:

$\gamma_{sd} = 1.0$  όταν δεν υπάρχουν βλάβες ή επεμβάσεις.

$\gamma_{sd} = 1.1$  για ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις.

$\gamma_{sd} = 1.2$  για σοβαρές και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις.

Στην στάθμη αυτή, ο φέρων οργανισμός αναμένεται να έχει ουσιαστικώς ελαστική συμπεριφορά και να μην αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις. Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία και η τιμή σχεδιασμού αντίστασης σε όρους εντατικών μεγεθών  $R_d$ , υπολογίζεται με αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων και με συντελεστές  $\gamma_{Rd}$  και  $\gamma_m$ .

Σε περίπτωση πλαστικών τρόπων αστοχίας, όπου γίνεται ανελαστική ανάλυση, ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών. Το  $\gamma_{sd}$  έχει μια από τις παραπάνω τιμές ανάλογα με την ύπαρξη και το μέγεθος της βλάβης. Η τιμή του  $\gamma_{Rd}$  είναι ίση με 1 και για την διαθέσιμη αντίσταση σε όρους παραμορφώσεων χρησιμοποιείται η τιμή του μεγέθους αυτού στην διαρροή. Για την αντίσταση σε όρους τέμνουσας δύναμης, η τιμή του  $\gamma_{Rd}$  είναι ίση με 1 κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 2.2.2 Κριτήρια Ελέγχου Στάθμης Επιτελεστικότητας " Προστασία Ζωής και Περιουσία Ενοίκων (Π.Ζ.)" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην στάθμη επιτελεστικότητας " Προστασία Ζωής (Π.Ζ.)" ο φέρων οργανισμός του κτιρίου επιτρέπεται μεν να αναπτύξει ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας του.

Η τιμή  $S_d$  υπολογίζεται όπως και παραπάνω ενώ η  $R_d$  με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών, με κατάλληλο συντελεστή  $\gamma_{Rd}$  και δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη της παραμόρφωσης αστοχίας.

Σε πρωτεύοντα στοιχεία η τιμή της  $R_d$  κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι:

$$R_d = \delta d = 0.5(\delta \gamma + \delta u) / \gamma_{Rd}$$



Σε δευτερεύοντα στοιχεία είναι:

$$R_d = \delta d = \delta u / \gamma R_d$$

Όπου:

$\gamma R_d = 1.5$  αν ως κριτήριο χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής

$\gamma R_d = 1.8$  αν ως κριτήριο χρησιμοποιείται η μέση πλαστική γωνία στροφής χορδής

$\gamma R_d = 1.8$  αν η τιμή της μέσης πλαστικής γωνίας στροφής χορδής υπολογίζεται από την εξίσωση  $\theta_{pl} u = (\phi_u - \phi_y) L_{pl}$  οπότε η  $R_d$  υπολογίζεται με βάση τις αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας  $\gamma R_d$  και  $\gamma_{pl}$  ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

2.2.3 Κριτήρια Ελέγχου Στάθμης Επιτελεστικότητας " Οιονεί Κατάρρευση (Ο.Κ.)" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευση", δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, Γενικά ο έλεγχος γίνεται όπως και στις άλλες στάθμες επιτελεστικότητας με τις εξής διαφορές:

- Σε πρωτεύοντα στοιχεία:

$$R_d = \delta d = \delta u / \gamma R_d$$

Η τιμή του  $\gamma R_d$  μπορεί να είναι η ίδια με αυτήν που χρησιμοποιείται στην στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής" ή "Σημαντικές Βλάβες", ώστε η τιμή της  $R_d$  να αντιστοιχεί σε μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση.

- Σε δευτερεύοντα στοιχεία είναι:

$$R_d = \delta d = \delta u$$

Σε κάθε περίπτωση, στις στάθμες επιτελεστικότητας Π.Ζ. και Ο.Κ. οι δευτερεύουσες δοκοί επιτρέπεται να μην ελέγχονται για αυτές τις στάθμες σύμφωνα με τον ΚΑΝ. ΕΠΕ. Παράρτημα 9Α.

2.2.4 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q»

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, όταν γίνεται χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος, η τιμή του θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας. Γενικώς, ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής  $q_u$  και του παράγοντος πλαστιμότητας  $q_p$ .



Η μεθοδολογία εκτίμησης του διαθέσιμου ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς διαφέρει αναλόγως του αν το υφιστάμενο δόμημα παρουσιάζει βλάβες (και φθορές) ή όχι, καθώς και του αν έχει ή δεν έχει αρχικώς σχεδιασθεί με τους σύγχρονους Κανονισμούς και τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς.

Κατά τη φάση της αποτίμησης του κτηρίου, η τιμή  $q'$  θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

- Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτηρίου.
- Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία Π.χ., η πιλοτή θεωρείται (και είναι, γενικώς) «μαλακός» ή «ασθενής» όροφος.
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφο υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου
- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)
- Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις περιοχές ελέγχου του κάθε δομικού στοιχείου, και
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ.

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτηρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές  $q^*$  που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα, με τιμή αναφοράς  $q'$  την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες»), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ 8- 1, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτηρίων.





Στάθμη επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (A)	«Σημαντικές βλάβες» (B)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6 πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$	1,0	1,4

Πίνακας 2.8: Τιμές του λόγου  $q^*/q'$  αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Παρατήρηση: Για στάθμη Α ή Γ, οι τιμές ενδέχεται να διαφοροποιηθούν αναλόγως και της γενικής συμπεριφοράς του δομήματος. Έτσι οι τιμές 0,6 (Α) ή 1,4 (Γ) μπορούν να κυμανθούν από 0,4 έως 0,8 ή από 1,2 έως 1,6 για πιο πλαστικά ή πιο ψαθυρά συστήματα.

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν ως μέγιστες οι τιμές του Πίνακα που ακολουθεί, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτηρίου).

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 2.9: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες»)

Παρατηρήσεις:

(1) Περί του ρόλου και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων.

(2) Για κτήρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται κατά την § 9.3.3 (ικανοποίηση της συνθήκης  $\Sigma MRc \geq 1,3 \Sigma MRb$ ). Διαφορετικά ισχύουν οι τιμές του πίνακα που ισχύουν για κτήρια της περιόδου προ του 1985.



Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή), οι τιμές του Πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1,0.

## 2.3 Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του κτηρίου απαιτείται η ανάλυσή του για τους συνδυασμούς δράσεων που ορίζονται. Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με μία από τις συνιστώμενες μεθόδους, γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας.

### 2.3.1 Προκαταρκτική ανάλυση και δείκτης ανεπάρκειας «λ»

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτηρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογιστούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»)  $\lambda = SE/R_m$  όπου SE είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ( $q=1$ ), ενώ  $R_m$  είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Οι λόγοι αυτοί θα υπολογίζονται για κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος  $\lambda$  για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θα θεωρείται κρίσιμος λόγος  $\lambda$  για τον όροφο.

Το σενάριο της προκαταρκτικής ανάλυσης χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των κριτηρίων επιλογής του είδους της ανάλυσης και δίνει μια εικόνα της κανονικότητας του κτηρίου και της αντίστασης του κτηρίου σε σεισμό. Για παράδειγμα αν  $\lambda > 4$  για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου) τότε είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περιττεύει περαιτέρω αποτίμηση του κτηρίου.

Δεν χρησιμοποιείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του κτηρίου. Για τις διαδικασίες αυτές χρησιμοποιούνται η ελαστική ή η ανελαστική ανάλυση.



### 2.3.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

Το προσομοίωμα της υπό εξέταση κατασκευής πριν και μετά από ενδεχόμενη επέμβαση αναλύεται έτσι ώστε να προσδιοριστούν τα απαιτούμενα εντατικά ή και παραμορφωσιακά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνονται οι παρακάτω μέθοδοι ανάλυσης:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό ( $q$ ) ή τοπικούς ( $m$ ) δείκτες συμπεριφοράς.
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό ( $q$ ) ή τοπικούς ( $m$ ) δείκτες συμπεριφοράς.
- Ανελαστική στατική ανάλυση (ανάλυση Pushover).
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις, και μόνο για την αποτίμηση υφισταμένου δομήματος, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και άλλες προσεγγιστικές ή εμπειρικές μέθοδοι. Η επιλογή της κατάλληλης κάθε φορά μεθόδου γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του δομήματος, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων.

Επιπλέον, η επιλογή επηρεάζεται και από κάποιες προϋποθέσεις που θα πρέπει να τηρούνται για κάθε μέθοδο. Οι προϋποθέσεις αυτές σχετίζονται κυρίως με τη Σ.Α.Δ. και την κανονικότητα ή μη του εξεταζόμενου φορέα.

#### 2.3.2.1 Ελαστικές Μέθοδοι

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση και την ελαστική δυναμική ανάλυση. Η ελαστική στατική ανάλυση είναι η γνωστή από τον Ε.Α.Κ. ισοδύναμη στατική μέθοδος, με αυστηρότερες προϋποθέσεις εφαρμογής, αλλά και διαφορές στη διαδικασία. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής σχετίζονται με την μορφολογική κανονικότητα της κατασκευής και την ομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας σε αυτήν και εκφράζονται μέσα από ποσοτικά κριτήρια που μπορούν να αναζητηθούν στο κείμενο του Κανονισμού (¶15.5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010).

Η σημαντικότερη παρατήρηση όμως αφορά την ύπαρξη κριτηρίου που σχετίζεται με την τιμή του δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda$ , δηλαδή του λόγου ένταση προς αντοχή  $S/R_m$  των μελών, που απαιτείται να είναι μικρότερη από 2.5 προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι ελαστικές αναλύσεις.



Συνεπώς, για περιπτώσεις κτιρίων με αρχικά εκτιμώμενο μεγάλο βαθμό ανεπάρκειας, ο οποίος εκφράζεται από τις προσδιοριζόμενες τιμές των δεικτών ανεπάρκειας των μελών, το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί τη χρήση κάποιας ανελαστικής μεθόδου, γεγονός που αποδίδεται στην ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας του υπό μελέτη κτιρίου που επιτυγχάνεται με τις διαδικασίες αυτές.

Πλέον των όσων αναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με τους περιορισμούς στη χρήση των ελαστικών μεθόδων για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, το σημαντικότερο ζήτημα που εισάγεται αφορά το δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , του οποίου η τιμή είναι άγνωστη στην περίπτωση ενός υπάρχοντος κτιρίου. Συνεπώς πρέπει να γίνει μια εκτίμηση αυτής όπως αυτή περιεγράφηκε στην παρ. 2.2.4

Εναλλακτικά στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται για τις ελαστικές αναλύσεις η χρήση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς  $m$ , οι οποίοι ορίζονται με βάση την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών μελών και σύμφωνα με την εξίσωση:

$$m = \delta_d / \delta_y$$

όπου  $\delta_d$  και  $\delta_y$  η παραμόρφωση σχεδιασμού για την υπόψη στάθμη επιτελεστικότητας και η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της υπ' όψιν κρίσιμης περιοχής του μέλους αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι ο ορισμός αυτός συναντάται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου διατίθενται σχέσεις για τον υπολογισμό των ζητούμενων παραμορφώσεων. Μέσω του δείκτη  $m$  ποσοτικοποιείται η τοπική πλαστιμότητα των δομικών μελών στις κρίσιμες περιοχές, συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη μείωση των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών της ελαστικής ανάλυσης. Όμως η προσέγγιση αυτή δεν είναι απόλυτα ακριβής καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η σχέση της τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των μελών με τη συνολική πλαστιμότητα του δομήματος, η οποία εξαρτάται από την κανονικότητα και το μηχανισμό κατάρρευσης που αναμένεται να αναπτυχθεί. Συνεπώς η χρήση των δεικτών  $m$  δεν εξαλείφει πλήρως τις αβεβαιότητες που εισάγονται από τη χρήση των ελαστικών μεθόδων, ενώ η εφαρμογή τους διέπεται από προϋποθέσεις οι οποίες αποτυπώνονται στους περιορισμούς που τίθενται και αναφέρθηκαν προηγουμένως.

Από τη σύντομη παρουσίαση των ελαστικών μεθόδων που συμπεριλαμβάνονται στα σχέδια κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προκύπτει πως, αν και οι μέθοδοι αυτές είναι δυνατόν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υπαρχόντων



κτιρίων, οι προσεγγίσεις που γίνονται κυρίως σχετικά με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής εισάγουν αβεβαιότητες, οι οποίες αποφεύγονται με τη χρήση των πολυπλοκότερων ανελαστικών μεθόδων.

### 2.3.2.2 Ανελαστικές Μέθοδοι

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι ανελαστικές μέθοδοι που προτείνονται για την ανάλυση της κατασκευής πριν και μετά την επέμβαση είναι η στατική ανελαστική ανάλυση και η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, αποτελεί μία απλή δυνατότητα για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην μετελαστική περιοχή και συνδυάζει την ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων, που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος, η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Η στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα προσομοιώματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την διεξαγωγή των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Αναλυτικότερη παρουσίαση της διαδικασίας αποτίμησης και των παραδοχών που σχετίζονται με αυτήν γίνεται σε ενότητα που ακολουθεί.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφερθεί πως τόσο στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο μοναδικός περιορισμός που τίθεται για την εφαρμογή της μεθόδου αφορά την επιρροή των ανώτερων ιδιόμορφων στη συμπεριφορά της κατασκευής, η οποία δεν πρέπει να είναι σημαντική. Αυτό γιατί η κατανομή του οριζόντιου φορτίου καθ' ύψος συνήθως γίνεται με βάση το σχήμα της δεσπόζουσας ιδιομορφής, οπότε το ποσοστό συμμετοχής της πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μεγαλύτερο ( $>90\%M$ ). Αν πάλι η επιρροή των ανώτερων ιδιόμορφων είναι σημαντική, η στατική ανελαστική ανάλυση μπορεί πάλι να εφαρμόζεται παράλληλα με μια ελαστική δυναμική, ώστε να επιβεβαιωθούν τα αποτελέσματα. Σε κάθε περίπτωση η ανελαστική στατική ανάλυση οδηγεί σε σημαντικά ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας της κατασκευής σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους, αρκεί βέβαια η εφαρμογή των πολύπλοκων προσομοιωμάτων και η ερμηνεία του όγκου των αποτελεσμάτων να γίνεται προσεκτικά, ώστε να μην οδηγούν σε λανθασμένα συμπεράσματα.



Η τελευταία μέθοδος που παρουσιάζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι και η πιο εξεζητημένη είναι η ανελαστική δυναμική ανάλυση. Όσον αφορά την εφαρμογή και τις παραδοχές της μεθόδου ισχύουν όσα αναφέρθηκαν για τη στατική ανελαστική ανάλυση, με τη διαφορά ότι για την περιγραφή της συμπεριφοράς των μελών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πλήρης απόκριση τους υπό ανακυκλιζόμενες εντάσεις (κλάδος αποφόρτισης, υστέρηση), ενώ η σεισμική απειλή εκφράζεται από φυσικά ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι η μέθοδος είναι σημαντικά πιο πολύπλοκη ακόμα και από την ανελαστική στατική ανάλυση. Συνεπώς ακόμα και αν δεν εισάγονται περιορισμοί σχετικά με την εφαρμοσιμότητά της, είναι σκόπιμο ο μελετητής μηχανικός να έχει σημαντική εμπειρία στην εφαρμογή τέτοιων διαδικασιών, ώστε να αποφευχθούν λάθη στην εφαρμογή των αναλυτικών προσομοιωμάτων και στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων.

Συνεκτιμώντας όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα προκύπτει πως οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, αν και είναι απλούστερες στην εφαρμογή τους, όταν χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές μεθόδους. Τέλος η ανελαστική στατική ανάλυση συνδυάζει την ακρίβεια των μη-γραμμικών μεθόδων με μια σχετικά πιο απλή διαδικασία από την ανάλυση χρονοϊστορίας, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση της για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.

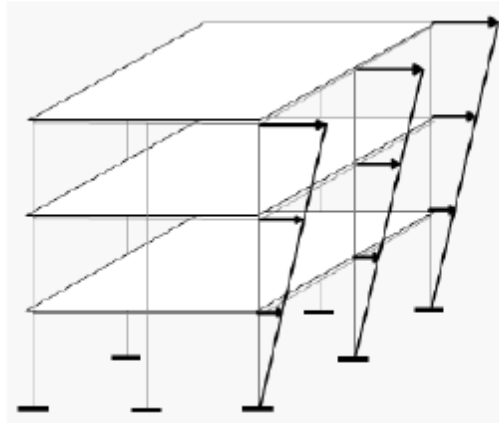
### 2.3.2.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

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

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

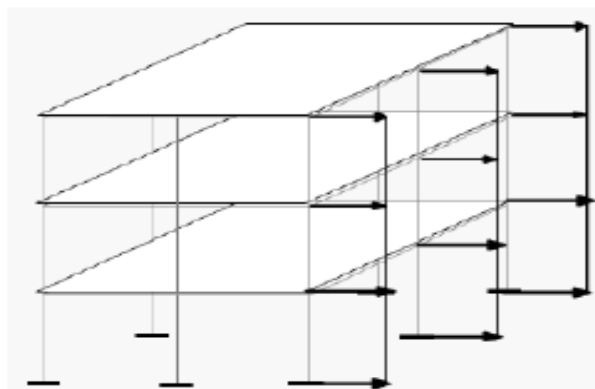
Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος και απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Ως πρώτη κατανομή επιλέγεται η κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (παραγ. 3.4.2 Ε.Α.Κ.). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0sec.



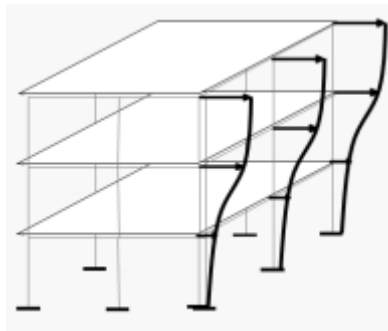
Σχήμα 2.10: Τριγωνική κατανομή καθ' ύψος.

Ως δεύτερη κατανομή επιλέγεται η «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης ορόφου.



Σχήμα 2.11: Ομοιόμορφη ορθογωνική κατανομή.

3. Ιδιομορφική Κατανομή: Η επιλογή της 3ης κατανομής οριζόντιων φορτίων βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Σχήμα 2.12: Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος.

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης  $V_b$  – μετακίνησης  $\delta$  χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου.

Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_{el}$  και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής  $V_y$  του κτιρίου. Με βάση την ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία υπολογίζεται η αντίστοιχη ελαστική ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της τιμής της ψευδοεπιτάχυνσης  $\Phi_{el}$  που εισάγεται στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετατόπισης  $\delta_t$ . Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με  $\delta_t$  ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεσματικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάση της απαιτήσεις που τέθηκαν αρχικά.

Συνεπώς ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης  $\delta_t$  επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα της διαδικασίας αποτίμησης. Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται μια διαδικασία υπολογισμού του  $\delta_t$  μέσω μιας εξίσωσης και των χαρακτηριστικών της διγραμμικής καμπύλης αντίστασης.





#### 2.3.2.4 Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής στατικής ανάλυσης

- Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.
- Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 ( $q=1$ ).
- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

#### 2.3.2.5 Στόχοι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
  - Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος  $\alpha_u/\alpha_1$ ).
  - Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

#### 2.3.2.6 Πλεονεκτήματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Η μη γραμμική ανάλυση υπερέχει της κλασικής ελαστικής καθώς παρουσιάζει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιγξης και της λεπτομέρειας όπλισης.



- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να ελεγχθεί η επάρκεια του φορέα για πολλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα (Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης)
- Παρέχει πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει να σχεδιαστεί η ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους.

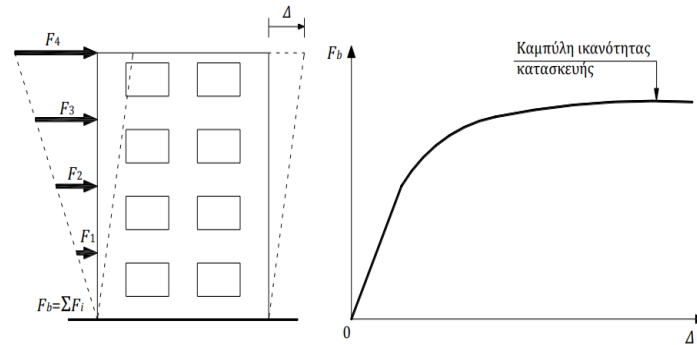
Σύμφωνα με τα παραπάνω στο τέλος μιας στατικής μελέτης με βάση τη μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχωρήσεις στην ασφάλεια.

### 2.3.3 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Για κτήρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

### 2.3.4 Καμπύλη αντίστασης κτηρίου ( $F_b - \Delta$ )

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης  $dr$  ενός σημείου αναφοράς (σε κτήρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση  $\Delta$  του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου  $F_b$  (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.

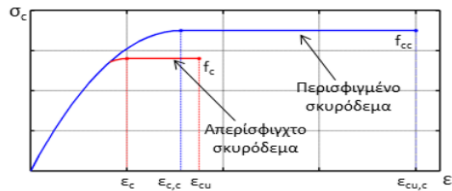


Σχήμα 2.13: Καμπύλη αντίστασης πολυώροφου κτηρίου

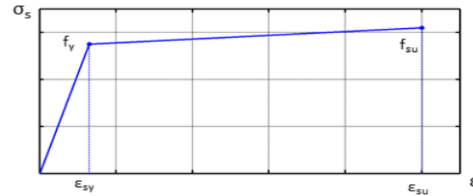
### 2.3.5 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

#### Υλικά

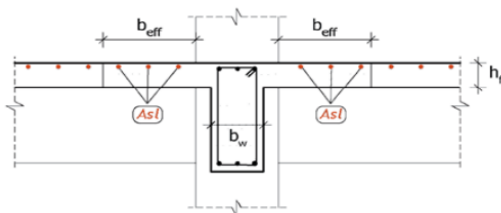
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος



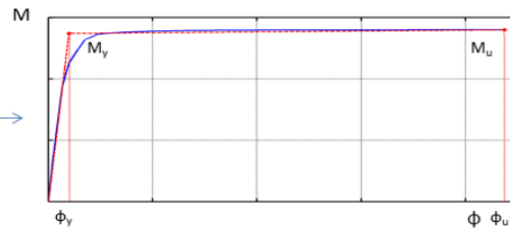
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα



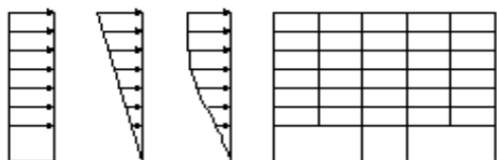
#### Επίπεδο διατομής



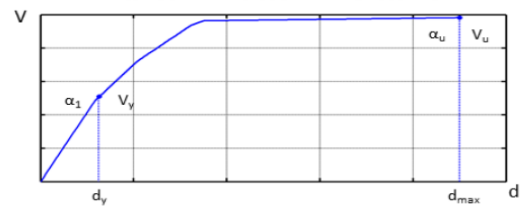
Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (M-φ)

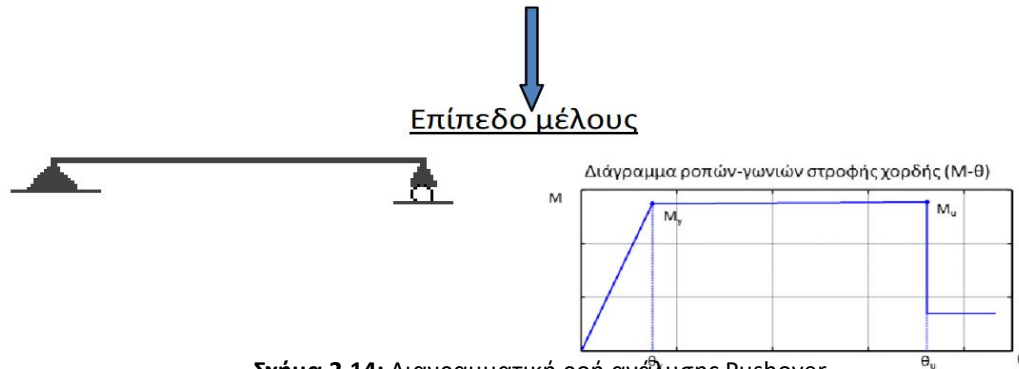


#### Επίπεδο κατασκευής



Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (V-d)





Σχήμα 2.14: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

## 2.4 Υπολογισμός Στοχευόμενης μετατόπισης με τη μέθοδο N2 (EC-8)

### 2.4.1 Μετατροπή του πολυβαθμίου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Η κατανομή των φορτίων στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων γίνεται με βάση την κατανομή των αδρανειακών του χαρακτηριστικών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_j}$$

όπου  $i, j$  οι στάθμες της κατασκευής,  $V$  είναι η τέμνουσα βάση,  $\phi_i$  οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος  $i$  και  $m_i$  οι αντίστοιχες μάζες. Οι συντελεστές  $\phi_i$  υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους.

Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση οροφής ώστε η τιμή του  $\phi$  στην οροφή να γίνεται ίση με τη μονάδα.

Με χρήση της εξίσωσης (1.7.1) η μετατροπή του πολυβαθμίου συστήματος σε μονοβάθμιο σύστημα γίνεται σύμφωνα με τα επόμενα βήματα:

1. Εύρεση του Συντελεστή συμμετοχής  $\Gamma$ :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$



Όπου ο αριθμητής ισούται με την γενικευμένη μάζα του μονοβαθμίου συστήματος  $m^*$

2. Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος με τις σχέσεις:

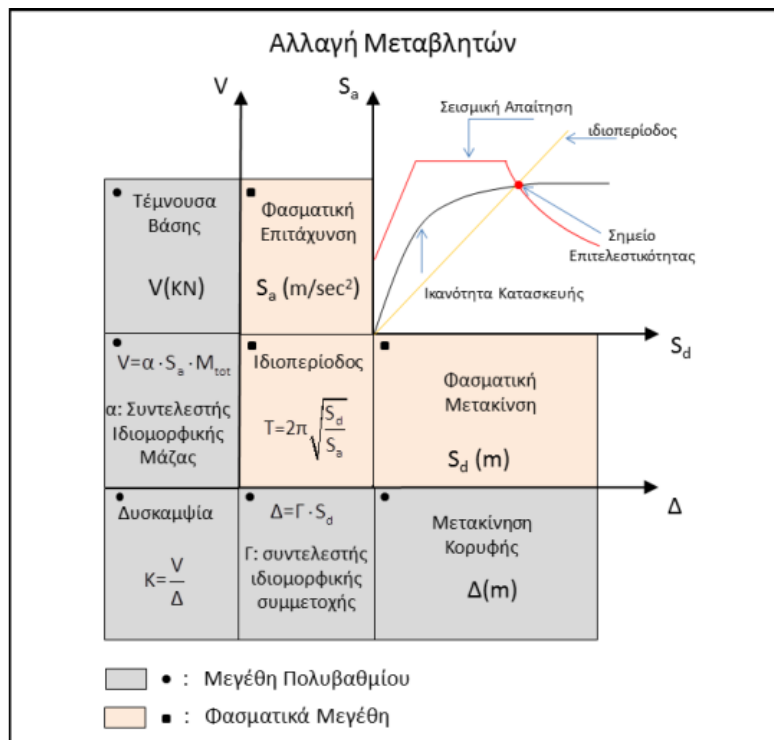
$$S_a = \frac{F_b}{\alpha \cdot m_{ολ}} \quad \text{και} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \left[ \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \quad \text{εάν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \right]$$

$$\text{όπου: } \alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \cdot \frac{\hat{m}}{m_{ολ}} \quad \text{και} \quad m_{ολ} = \text{συνολική μάζα πολυβαθμίου}$$

Όπου :

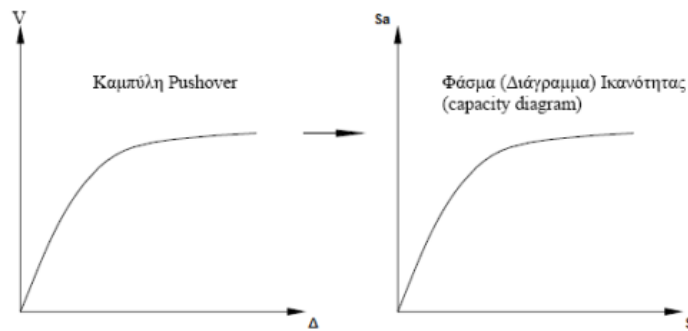
- **F<sub>b</sub>**: τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος
- **Φ<sub>top</sub>**: κανονικοποιημένη ιδιομορφική μετακίνηση οροφής, συνήθως ισούται με μονάδα
- **α**: ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη ιδιομορφή της παραμόρφωσης
- **Δ**: μετακίνηση οροφής πολυβαθμίου συστήματος

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





**Σχήμα 2.15:** Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιο σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος ADRS.



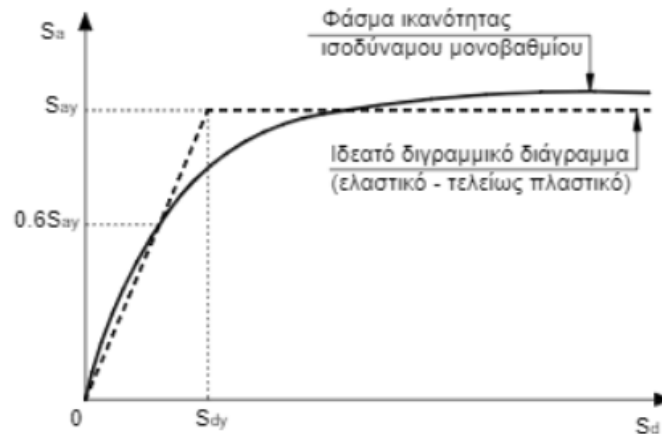
**Σχήμα 2.16:** Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος

#### 2.4.2 Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα

Σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EC8-1 η καμπύλη αντίστασης του μονοβάθμιου συστήματος διαγραμματικοποιείται καθώς η πρώτη διαρροή στο πολυβάθμιο σύστημα δεν ταυτίζεται με τη διαρροή του μονοβαθμίου. Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, το οποίο σημαίνει πως ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος, για τον ελαστικό κλάδο ωστόσο ισχύει πως η κλίση του πρέπει να ναι ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής όπως φαίνεται στο σχήμα 2.5

Βάσει αυτής της παραδοχής, η δύναμη, μετακίνηση διαρροής και ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου μονοβάθμιου συστήματος δίνεται από τους εξής τύπους:

- δύναμη διαρροής:  $\hat{F}_y = \hat{m}S_{ay}$  και μετακίνηση διαρροής:  $\hat{d}_y = S_{ay}$
- Ιδιοπερίοδος:  $\hat{T} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{ay}}{S_{ay}}} = 2\pi \sqrt{\frac{\hat{m}\hat{d}_y}{\hat{F}_y}}$



Σχήμα 2.17: Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διγραμμικό. (EC8-1)

### 2.4.3 Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Μετά τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος, είναι δυνατός ο υπολογισμός **ελαστικής στοχευόμενης μετακίνησης** σύμφωνα με τη σχέση:

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

Όπου  $S_e(T^*)$ : Η ελαστική φασματική επιτάχυνση της ιδιοπεριόδου  $T^*$

Η **ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση**  $dt^*$  του μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως εξής:

#### 1. $T^* < T_C$ (μικρές ιδιοπεριόδοι κατασκευών):

- Εάν  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , η απόκριση είναι ελαστική συνεπώς:

$$dt^* = d_{et}^*$$

- Εάν  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , η απόκριση είναι ανελαστική συνεπώς:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad \text{όπου} \quad q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

#### 2. $T^* \geq T_C$ (μεσαίες και μεγάλες ιδιοπεριόδοι κατασκευών):

- Όπου θεωρείται ότι ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων και συνεπώς:

$$dt^* = d_{et}^*$$



#### 2.4.4 Επαναληπτική Διαδικασία

Εάν η επιδιωκόμενη μετακίνηση  $d^*t$  διαφέρει σημαντικά από τη μέγιστη μετακίνηση του μονοβαθμίου  $d^*m$ , μπορεί να εφαρμοστεί βηματική διαδικασία στην οποία υπολογίζεται ξανά το διγραμμικό διάγραμμα.

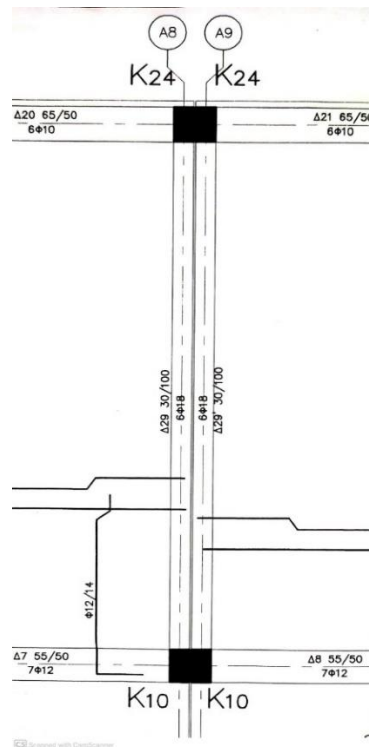
#### 2.4.5 Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος.

Τελικά η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος δίνεται από τον τύπο:

$$dt = \Gamma \cdot dt^*$$

## 5 Κρούση Γειτονικών Κτιρίων

Γίνεται επίσης αναφορά στο ενδεχόμενο κρούσης γειτονικών κτηρίων. Το υπό μελέτη κτίριο διακόπτεται στην μέση περίπου της κάτοψης από αρμό συστολής – διαστολής ο οποίος το χωρίζει σε δύο γειτονικά κτήρια που χαρακτηρίζονται και αντιμετωπίζονται ως κανονικά σε κάτοψη και όψη. Εκατέρωθεν της θέσης διακοπής υπάρχουν τοιχία και δεν υπάρχουν ανισοσταθμίες των διαφραγμάτων, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ. 4.8 περί Σεισμικής αλληλόδρασης γειτονικών κτιρίων. Τέλος αξίζει να σημειωθεί πως σε αρκετές περιπτώσεις είναι ευνοϊκή η επίδραση του αρμού με ισόσταθμα κτήρια λόγω περιορισμού της ελεύθερης μετακίνησής που οφείλεται στην επιρροή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής σε αυτήν.



Σχήμα 2.18: κάτοψη αρμού κτηρίου





## 2.6 Κοντά υποστυλώματα

Ένα ακόμα σημαντικό χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου κτιρίου είναι τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα που συναντώνται σε μεγάλο βαθμό σε σχολικά κτίρια και δημιουργούνται εξαιτίας της διακοπής της τοιχοποιίας λόγω της ύπαρξης παραθύρων και φεγγιτών. Τα κοντά υποστυλώματα αποτελούν πολλές φορές κίνδυνο για την κατασκευή και πρέπει η επιρροή τους να λαμβάνεται υπόψιν κατά την προσομοίωση.

Στα υποστυλώματα αυτά εξαιτίας του μικρού ελεύθερου τμήματός τους, αναπτύσσεται τέμνουσα πολύ μεγαλύτερη από αυτή που υπολογίστηκε για ολόκληρο το τμήμα τους. Πρόκειται δηλαδή για κατακόρυφα στοιχεία που λειτουργούν κυρίως διατμητικά και όχι καμπτικά και επομένως χαρακτηρίζονται από έντονα ψαθυρή αστοχία, η οποία επέρχεται απότομα και χωρίς προειδοποίηση. Υπάρχουν δύο κατηγορίες κοντών υποστυλωμάτων, τα «φύσει» κοντά υποστυλώματα και τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα. Ένα υποστυλώμα χαρακτηρίζεται ως κοντό όταν ο λόγος διατμήσεως  $a_s < 2.5$ . Σύμφωνα με τον Κανονισμό κρίσιμο ύψος στα κοντά υποστυλώματα που φέρουν διακοπτόμενη τοιχοποιία θεωρείται όλο το ύψος του υποστυλώματος. Προς αποφυγή ψαθυρής αστοχίας ο σπλισμός είναι παντού πυκνός, ώστε να επιτυγχάνεται καλύτερη περίσφιξη και αντοχή σε διάτμηση. Κατά την προσομοίωση ενεργοποιείται ο έλεγχος του κοντού υποστυλώματος, ρυθμίζεται ο κρίσιμος λόγος διάτμησης να είναι ίσος με 2,5 και επιλέγεται η ικανοποίηση του ελέγχου κοντού υποστυλώματος με Ικανοτικό Σχεδιασμό σε κάμψη. Για τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα συμπληρώνεται η επίδραση των τοιχοπληρώσεων. Δηλώνεται το κάτω άκαμπτο τμήμα του υποστυλώματος (Ht), το καθαρό ύψος της τοιχοποιίας (Lcl), και η αντοχή του φανώματος της τοιχοπλήρωσης.

## 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ & ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

### 3.1 Γενικά

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση της προσομοίωσης του φορέα με το λογισμικό Fespa-Tekton. Συγκεκριμένα, περιγράφεται το γεωμετρικό και το φορτιστικό προσομοίωμα του κτηρίου στο Fespa, η εισαγωγή των υφιστάμενων σπλισμών των σχεδίων, που προέκυψαν με τους κανονισμούς της μελέτης και είναι αναγκαίοι για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του. Βασικό στοιχείο της ανάλυσης είναι η ορθή προσομοίωση της κατασκευής και τοποθέτηση των κατάλληλων φορτίων ώστε να λαμβάνονται σε αυτή όλα τα απαραίτητα στοιχεία, τα οποία θα οδηγήσουν σε αξιόπιστα αποτελέσματα.



### 3.1.1 Περιγραφή κτηρίου



Το κτήριο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική είναι το Γυμνάσιο Κρανιδίου Αργολίδας, το οποίο στεγάζεται στην επαρχιακή οδό Κρανιδίου – Πορτο Χελίου. Το κτήριο μελετήθηκε από το τμήμα μελετών του Οργανισμού Σχολικών Κτηρίων (Ο.Σ.Κ) και η στατική μελέτη ελέγχθηκε από τον Γεώργιο Δαγρέ & Βασίλειο Τσαντίλα (Πολ. Μηχ. ΄Β β.) στο Ναύπλιο στις 18/10/99 ενώ θεωρήθηκε στις 20/10/1999 από τον Διευθ. Τεχνικών Υπηρεσιών Νομού Αργολίδας. Ο σχεδιασμός του κτηρίου έγινε με βάση τον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος 54- (ΚΤΣ-54) και τον τότε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό του 1959.

Το έργο αποτελείται από 2 στατικώς ανεξάρτητα κτήρια, τα οποία διαχωρίζονται με αρμό συστολής-διαστολής. Το πρώτο κτήριο, το οποίο ξεκινάει απ' τη στάθμη  $\pm 0.00$  είναι κανονικής μορφής και αποτελείται από το ισόγειο, έναν τυπικό όροφο και τον τελευταίο όροφο (δώμα), στον οποίο καταλήγουν τα κλιμακοστάσια. Σ' αυτήν την πτέρυγα θα επικεντρωθεί το ενδιαφέρον της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Το δεύτερο στατικώς



ανεξάρτητο κτήριο, ξεκινάει απ' τη στάθμη +0. και αποτελείται από 2 τυπικούς ορόφους ορθογωνικής κάτοψης.

### 3.1.2 Είδος κατασκευής

Ο φέρων οργανισμός του έργου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πληρώσεως από οπτοπλινθοδομές. Τα υλικά της κατασκευής είναι οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C16 και οπλισμός (κύριος, συνδετήρες, βοηθητικός οπλισμός) ποιότητας STIII.

### 3.1.3 Είδος φορέα

Το έργο αποτελεί κοινή κατασκευή (πλάκες-δοκοί επί υποστυλωμάτων & τοιχίων). Η υποδομή αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς.

### 3.1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευής

Το κτήριο μελετήθηκε με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο των συζευγμένων πολυώροφων ορθογωνικών πλαισίων, με τη βασική παραδοχή ότι τα ζυγώματα (δίσκοι των πλακών στις στάθμες των ορόφων) είναι άκαμπτοι φορείς και έχουν κοινή μετατόπιση σε κάθε διεύθυνση και στροφή ανά όροφο. Η ανάλυση έγινε για κάθε διεύθυνση X-X και Y-Y με χρήση H/Y.

Ειδικότερα, κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό της υφιστάμενης κατασκευής έγιναν διαδοχικά τα παρακάτω:

- Μόρφωση του στατικού φορέα
- Κατανομή των σεισμικών φορτίων ανά όροφο
- Ειδικοί έλεγχοι (π.χ. *Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβων*)
- Διαστασιολόγηση

### 3.1.5 Φορτία υφιστάμενης κατασκευής

#### **Μόνιμα φορτία**

Ίδιο βάρος σκυροδέματος  $25.00 \text{ kN/m}^3$

Δρομική οπτοπλινθοδομή  $2.10 \text{ kN/m}^2$

Μπατική οπτοπλινθοδομή  $3.60 \text{ kN/m}^2$

Επικάλυψη ορόφου  $1.50 \text{ kN/m}^2$

Επικάλυψη δώματος  $2.50 \text{ kN/m}^2$

Επικάλυψη κλιμακοστασίου  $1.20 \text{ kN/m}^2$



### **Κινητά φορτία**

Κινητό αιθουσών ορόφου  $3.50 \text{ kN/m}^2$

Κινητό διαδρόμων, κλιμακοστασίων, εξωστών, αιθουσών συγκέντρωσης  $5.00 \text{ kN/m}^2$

Κινητό δώματος  $1.50 \text{ kN/m}^2$

#### 3.1.6 Παραδοχές σεισμού και εδάφους

Σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon=0.04$

Επιτρεπόμενη τάση  $\sigma_{\varepsilon\delta}=2 \text{ kg/m}^2$

Δείκτης εδάφους  $K_s=9.00 \text{ kg/m}^3$

Το κτήριο -όταν κατασκευάστηκε- άνηκε στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 ( $\varepsilon=0.04g$ ) στην κατηγορία σπουδαιότητας III, καθώς είναι σχολείο και σε έδαφος κατηγορίας Β. Σήμερα η περιοχή Ερμιονίδας υπάγεται στη ζώνη Z1 ( $a_{gR}=0.16g$ ) .

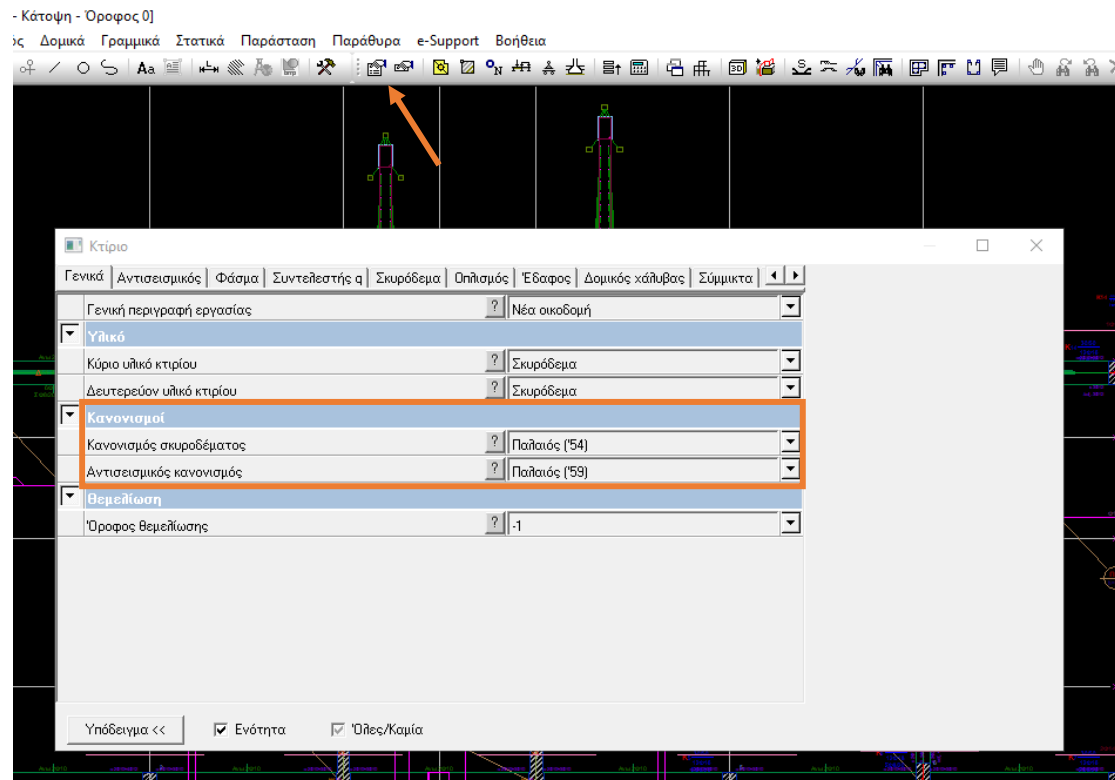
## **3.2 Προσομοίωση φορέα**

### 3.2.1 Γενικά

Ο φορέας προσομοιώθηκε με το λογισμικό Fespa-Tekton. Ειδικότερα, για την αποτίμηση και ενίσχυση του δομήματος χρησιμοποιούνται οι υποκατηγορίες του λογισμικού FespaC και FespaR. Στο πρώτο στάδιο, δημιουργείται το προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής και τρέχει μια ανάλυση με τους κανονισμούς που ίσχυαν όταν μελετήθηκε το κτήριο. Στόχος είναι να διαστασιολογηθούν τα φέροντα μέλη όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματικότητα και οι αλλαγές στον υφιστάμενο οπλισμό να μην είναι μεγάλες. Έτσι, αποφεύγονται λάθη χειρισμού και ο μηχανικός έχει μια εποπτεία του τρόπου διαστασιολόγησης της περιόδου που κατασκευάστηκε το κτήριο. Στο δεύτερο στάδιο, -αυτό της αποτίμησης- δηλώνεται στο πρόγραμμα ότι η ανάλυση αποσκοπεί στον έλεγχο της στατικής επάρκειας του κτηρίου, τροποποιούνται οι αντοχές και ποιότητες των υλικών όπως προβλέπονται απ' τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τρέχει η ανάλυση της αποτίμησης. Στο παρόν κεφάλαιο, θα αναλυθεί το πρώτο σκέλος.

### 3.2.2 Μόρφωση φορέα

Αρχικά επιλέγονται τα γενικά στοιχεία του κτηρίου, όπως φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.1:Γενικά κτηρίου

Επιλέγεται το εικονίδιο «Κτήριο» , το οποίο δείχνεται με βέλος και με δεξί κλικ στις παραμέτρους του κτηρίου ανοίγει η παραπάνω καρτέλα.

Στο πρώτο στάδιο, στα «Γενικά» θεωρούμε το έργο ως «Νέα Οικοδομή», επιλέγονται τα υλικά, οι κανονισμοί και η στάθμη θεμελίωσης στον όροφο (-1).

- «Αντισεισμικός» : Μη συνυπολογισμός κατακόρυφης συνιστώσας σεισμού, 9 Ιδιομορφές,
- Αναζήτηση ιδιομορφών ώστε  $\Sigma Mi > 90\%$  μάζας
- «Φάσμα» : Αντισεισμικός Κανονισμός 1959, Συμπλήρωση σεισμικής μεγέθυνσης  $\epsilon=0.04$
- «Σκυρόδεμα»: Ποιότητα σκυροδέματος C16, Ικανοτικός έλεγχος κόμβων δεν απαιτείται, Υψόμετρο βάσης( υπολογισμός  $vd$  και  $\eta v$ )= 0.00
- «Χάλυβας»: Ποιότητα χάλυβα διαμήκων μελών, συνδετήρων, πλακών STIII.
- «Έδαφος»: Δείκτης εδάφους  $K_s=9.00 \text{ kg/m}^3$



- Επιτρεπόμενη τάση εδάφους  $\sigma_{\text{επ}}=2.00 \text{ kg/m}^2$

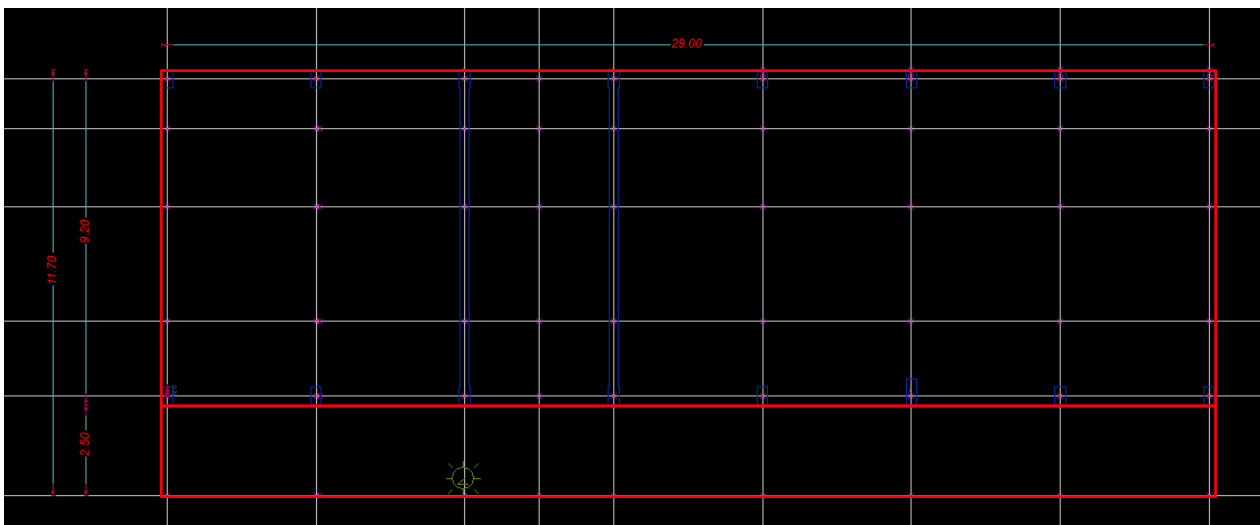
### 3.2.3 Γεωμετρία κτηρίου

Δημιουργείται ο κάναβος του κτηρίου σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά και στατικά υπάρχοντα σχέδια. Ο κάναβος αποτελείται από  $\chi$  (κατακόρυφες) και  $z$  (οριζόντιες) περασιές που διέρχονται από το κέντρο βάρους των ορθογωνικών υποστυλωμάτων του δομήματος τα οποία είναι διάστασης  $0.30 \times 0.50$ . Οι αποστάσεις των περασιών είναι  $d=4.10 \text{ m}$ . Επίσης, οι υπάρχοντες πρόβολοι έχουν πλάτος ίσο με  $2,50 \text{ m}$ .

Στο Fesra με μωβ χρώμα απεικονίζονται οι περασιές  $\chi$  και  $z$ . Η πρώτη περασιά δίνεται από τον χρήστη στο  $\chi=0$ , αντίστοιχα και στο  $z=0$ . Αυτό επισημαίνεται, διότι εάν ο χρήστης επιλέξει να τοποθετήσει τις βοηθητικές γραμμές σε πολύ μεγάλα  $\chi$  και  $z$ , γίνονται πιο περίπλοκα τα μητρώα (π.χ. μητρώο δυσκαμψίας), γεγονός που μπορεί να επηρεάσει και τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Στο σημείο τομής των μωβ γραμμών δημιουργούνται σημεία, τα οποία αποτελούν έλξεις για την μετέπειτα τοποθέτηση των υποστυλωμάτων.

Παρακάτω φαίνονται οι περασιές και οι εξωτερικές διαστάσεις του κτηρίου. Το κτήριο είναι ορθογωνικής μορφής, με διαστάσεις  $29.00, 9.20 \text{ m}$ .

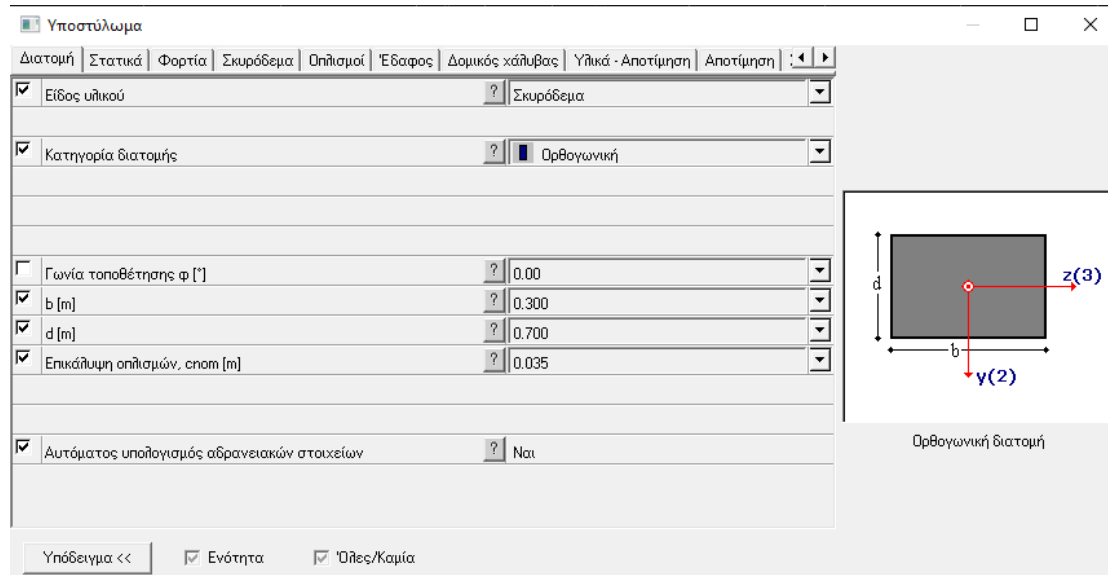


Εικόνα 3.2: Εξωτερικό περίγραμμα κτηρίου

Στη συνέχεια προστίθενται τα υποστυλώματα-τοιχία στο μοντέλο. Υπάρχουν δύο κατηγορίες διατομής κατακόρυφων στοιχείων στον υφιστάμενο φορέα. Η πρώτη κατηγορία  $K_I$  είναι υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής. Η δεύτερη κατηγορία  $K_{II}$  είναι μορφής  $H$ , τα οποία εξαιτίας του λόγου των πλευρών τους χαρακτηρίζονται ως τοιχία.

Προκειμένου να σχεδιαστεί ένα υποστύλωμα στο πρόγραμμα ακολουθείται:

«Υποστύλωμα» > «Παράμετροι» > «Διατομή» > «Κατηγορία Διατομής» > «Διαστάσεις» > «Σχεδίαση»



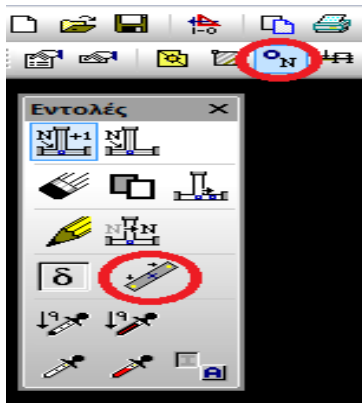
Εικόνα 3.3:Εισαγωγή διατομής K1



Εικόνα 3.4:Εισαγωγή διατομής K2

### 3.2.3 Προσομοίωση τοιχωμάτων

Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες (EC2 και EC8) τοίχωμα θεωρείται ένα κατακόρυφο στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα που φέρει άλλα στοιχεία και έχει επιμήκη διατομή με λόγο μήκους ( $l_w$ ) προς πάχος ( $b_w$ ) μεγαλύτερο του 4 (δηλαδή  $l_w/b_w > 4$ ).



Προκειμένου μια διατομή να αποτελέσει τοίχωμα, θα πρέπει στο πρόγραμμα να δηλωθεί με την παρακάτω διαδικασία: «Λοιπός κόμβος» > «Κόμβοι Τοιχώματος» και κλικ στην επιθυμητή διατομή.

Ως αποτέλεσμα, τοποθετούνται στην επιλεγείσα διατομή δύο λοιποί κόμβοι στα άκρα της.

Τα εικονίδια με τις παραπάνω εντολές παρουσιάζονται στην διπλανή εικόνα.

Εικόνα 3.5: Ορισμός τοιχώματος

Με την εισαγωγή των δοκοσειρών, στην περιοχή των τοιχωμάτων τοποθετούνται δύο δεσμικές ράβδοι(λοιπός κόμβος 1 με κόμβο μέσου τοιχώματος= 1 δεσμική ράβδος), με πλάτος ίσο με το πάχος του τοιχώματος και ύψος ίσο με το ύψος του αντίστοιχα. Αυτό συμβαίνει προκειμένου το πρόγραμμα να καταλάβει ότι οι πλάκες συνδέονται με το τοίχωμα μέσω των δεσμικών αυτών ράβδων οι οποίες είναι άοπλες επιφορτίζοντας τις έτσι με το βάρος της πλάκας.

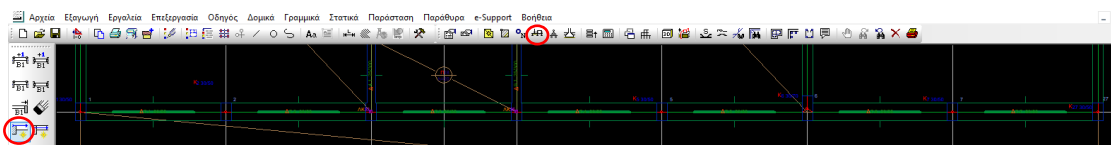
### 3.2.6 Προσομοίωση δοκών

Αφού τοποθετηθούν τα κατακόρυφα στοιχεία του δομήματος, οι κόμβοι τοιχωμάτων και οι λοιποί κόμβοι, για τη σύνδεση σε σημεία που δεν προϋπάρχει κόμβος, εισάγονται οι δοκοσειρές. Οι δοκοί, όπως και τα υποστυλώματα, τοποθετούνται με δεδομένη σειρά. Η εισαγωγή έγινε από αριστερά προς τα δεξιά και από πάνω προς τα κάτω. Οι δοκοί -εκτός απ' τις δεσμικές και τις δοκούς υπογείου, για τις οποίες θα γίνει αναφορά παρακάτω- εισάγονται ως δοκοί σκυροδέματος και κατηγορία διατομής «Πλακοδοκός».

Η δοκοσειρά εισάγεται στο προσομοίωμα με τις παρακάτω εντολές:

«Δοκός» > «Έξυπνη εισαγωγή δοκού πλευρικά» και με κλικ επιλέγεται η αρχή και το τέλος της δοκοσειράς.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η δοκοσειρά Δ7:

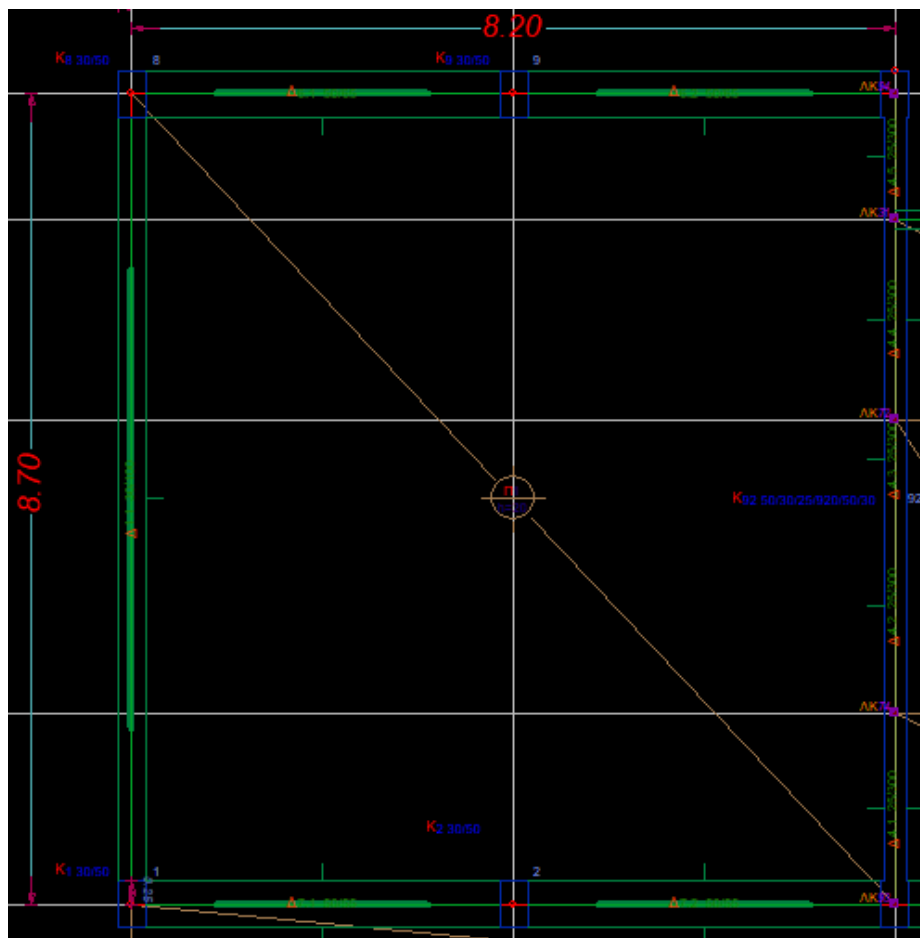


Εικόνα 3.6: Δοκοσειρά Δ.7



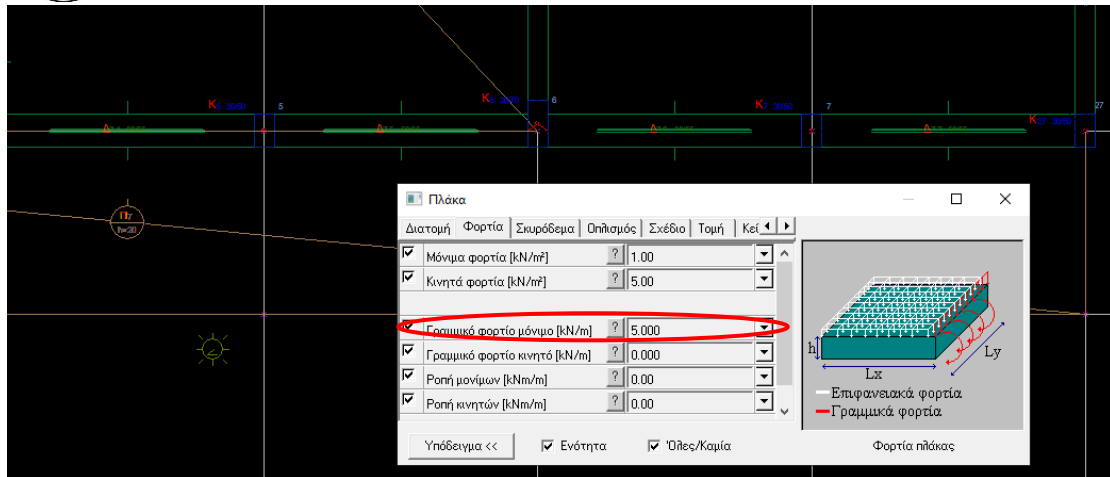
### 3.2.7 Πλάκες

Το κτήριο, αποτελείται από συμπαγείς πλάκες, οι οποίες συμπεριφέρονται ως διαφράγματα στην κατασκευή. Προσομοιώνονται προκείμενου να μεταβιβάσουν τα φορτία τους στις δοκούς και για να ληφθεί υπόψη η διαφραγματική τους λειτουργία κατά τη διενέργεια του σεισμού. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν κάνοντας κλικ στα τέσσερα ακραία σημεία που καθορίζουν το περίγραμμά τους και στην συνέχεια πατώντας το εικονίδιο «Κατασκευή». Επιπλέον, όπου η πλευρά της πλάκας γειτόνευε με μία διαφορετική πλάκα, τότε τα δύο σημεία αυτής της πλευράς σχεδιάστηκαν κεντροβαρικά της αντίστοιχης δοκού, έτσι ώστε να είναι σωστά σχεδιασμένη η ροή των φορτίων .



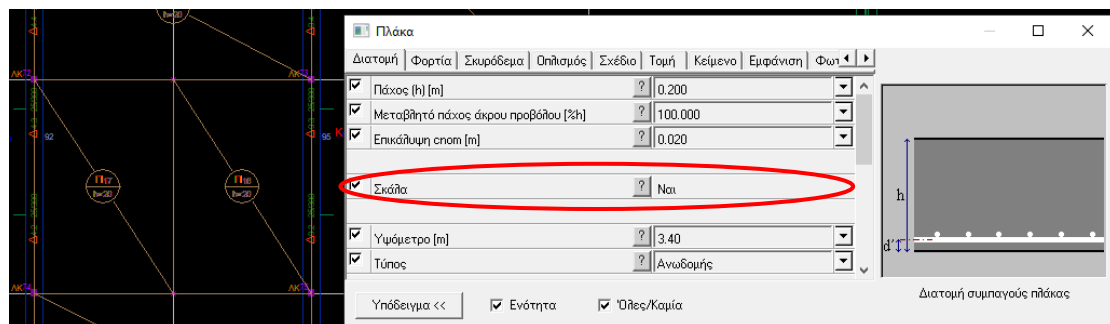
Εικόνα 3.7: Τυπική πλάκα κτηρίου

Επίσης, στο κτήριο σε όλες τις στάθμες υπάρχουν από ένας πρόβολος κατά μήκος της μεγάλης διεύθυνσης που στα άκρα φέρει μπετονένιο στηθαίο, ύψους 1,38 m. Αυτό το μόνιμο φορτίο θα εισαχθεί στο πρόγραμμα ως ένα πρόσθετο κατανεμημένο μόνιμο φορτίο, ανηγμένο δηλαδή στο μήκος του προβόλου και εφαρμοζόμενο στην ελεύθερη πλευρά του.



Εικόνα 3.8: Πλάκα πρόβολος με εισαγωγή γραμμικού μόνιμου φορτίου στο ελεύθερο άκρο της.

Στη συνέχεια, εισήχθησαν στο πρόγραμμα οι πλάκες-σκάλες. Στο Fespa υπάρχει η επιλογή να διαλέξεις το είδος της πλάκας, και ειδικά, κάνοντας κλικ στην επιλογή «Σκάλα», όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, έτσι ώστε τα φορτία και ο οπλισμός της πλάκας να υπολογίζονται κατάλληλα. Οι πλάκες Π16, Π17 αποτελούν πλάκες-σκάλες.



Εικόνα 3.9: Σκάλες προσομοιώματος

### 3.3 Εισαγωγή φορτίων

#### 3.3.1 Εισαγωγή φορτίων στις πλάκες

Στις πλάκες εκτός από το ίδιο βάρος το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, εισάγεται το φορτίο των επικαλύψεων το οποίο ισούται ίσο με  $1.50 \text{ kN/m}^2$ . Στις αίθουσες διδασκαλίας εισάγεται κινητό φορτίο ίσο με  $3,5 \text{ kN/m}^2$ , ενώ στα κλιμακοστάσια, τους διαδρόμους, τον χώρο εκδηλώσεων και τους προβόλους εισάγεται  $5,0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.3.2 Εισαγωγή φορτίων στις δοκούς

Οι δοκοί δέχονται τα φορτία των πλακών, τα οποία μεταβιβάζονται αυτόματα από το πρόγραμμα, το ίδιο βάρος τους το οποίο υπολογίζεται και αυτό αυτόματα και επιπλέον το



ίδιο βάρος από τις τοιχοποιίες. Επιλέχθηκε να εισαχθεί φορτίου «μπατικής» και «δρομικής» τοιχοποιίας το οποίο ισούται με 3,6 kN/m<sup>2</sup> και 2,1 kN/m<sup>2</sup> αντίστοιχα. Στο λογισμικό πρέπει να εισαχθεί ως ομοιόμορφο γραμμικό σύμφωνα με τον τύπο :

$$G_{\text{τοιχίου}} = g_{\text{μπατικός/δρομικός}} \cdot (H_{\text{ορόφου}} - H_{\text{κρεμ-δοκού}})$$

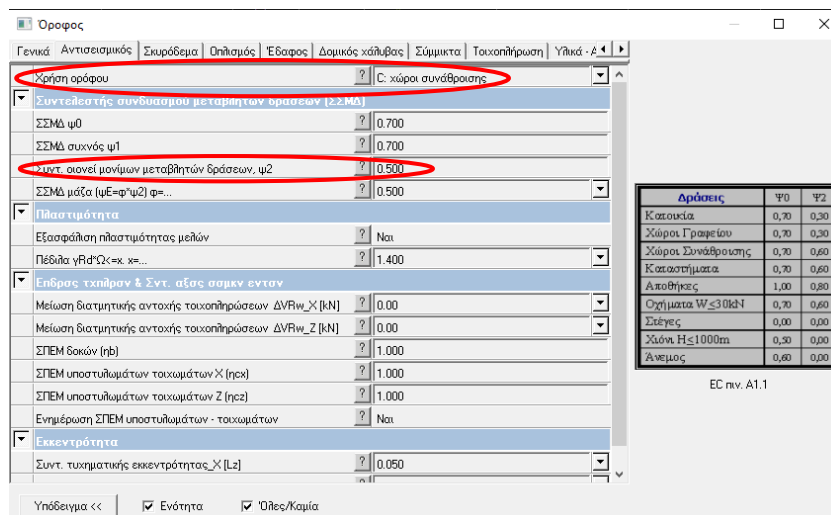
Για το **ισόγειο και τον πρώτο όροφο**, όπου το ύψος ορόφου είναι 3,40m και υπάρχουν δοκοί ύψους 1,00 0,65 και 0,55 m με αντίστοιχα κατανεμημένα φορτία 11.44, 11.79,11.89 kN/m για τις περιμετρικές δοκούς που αναλαμβάνουν το φορτίο της μπατικής τοιχοποιίας ενώ η εσωτερική δοκός με ύψος 1.2m αναλαμβάνει φορτίο δρομικής τοιχοποιίας ίσο με 6,94 kN/m.

Permanent G Φορτία δοκών			
0	-11.89	0	0
0	-11.79	0	0
0	-11.44	0	0
0	-6.97	0	0

Εικόνα 3.10:Φορτία δοκών

### 3.3.3 Σεισμικοί συντελεστές ψ1 και ψ2

Τα σχολικά κτήρια αποτελούν κτήρια κατηγορίας C. Η κατηγορία C έχει κατηγορία σεισμικού συντελεστή ψ2=0,6, όμως για τα σχολικά κτήρια ο Κανονισμός συνιστά τη χρήση ψ2=0,5 . Πρέπει λοιπόν σε κάθε όροφο να γίνει χειροκίνητη αλλαγή του συντελεστή.



Εικόνα 3.11: Ρύθμιση συντελεστή οισνεί μόνιμων δράσεων

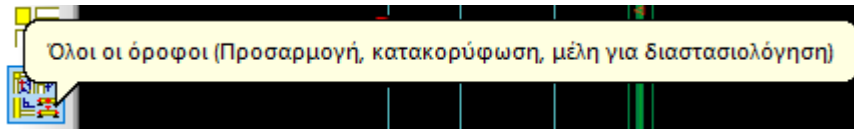
## 3.4 Εισαγωγή υφιστάμενων οπλισμών

Αφού ολοκληρώθηκε η μόρφωση του φορέα και δηλώθηκαν όλες οι διαστάσεις και το είδος των διατομών, έγινε η παραγωγή της στάθμη θεμελίωσης. Η θεμελίωση του υφιστάμενου κτηρίου είναι μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς. Οι συνθήκες στήριξης του



εδάφους δηλώθηκαν ως πακτώσεις, ώστε το κτήριο να είναι περισσότερο δύσκαμπτο και άρα να δίνει πιο δυσμενή αποτελέσματα.

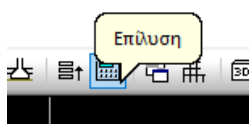
Έπειτα έγινε προσαρμογή Πλακών-Δοκών , Δοκού-Υποστυλώματος, Υπολογισμός Συνεργαζόμενου Πλάτους Δοκών, Κατακορύφωση Υποστυλώματος και καθορισμός μελών για διαστασιολόγηση, μέσω της εντολής όλοι οι όροφοι όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.12: Εντολή «όλοι οι όροφοι»

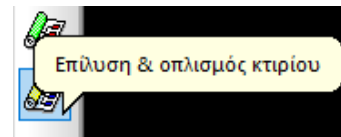
Επόμενο βήμα είναι η επίλυση και ο οπλισμός του κτηρίου . Με αυτόν τον τρόπο έχοντας περάσει τα απαραίτητα δεδομένα στον φορέα θα γεμίσουν οι διατομές όλες με σίδερα τα οποία μετέπειτα θα τροποποιηθούν προκειμένου να συνάδουν με τον υφιστάμενο οπλισμό. Αυτή η διαδικασία γίνεται με χρήση των παρακάτω εντολών:

Βήμα 1:



Εικόνα 3.13: Οντότητα «επίλυση»

Βήμα 2:



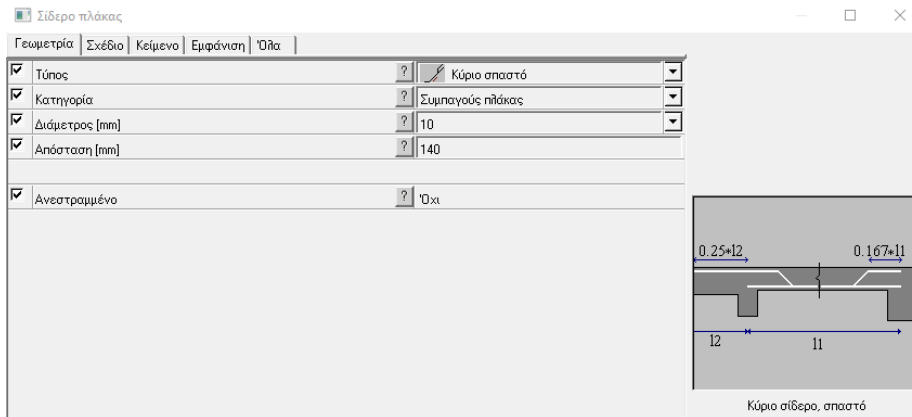
Εικόνα 3.14: Εντολή «επίλυση & οπλισμός κτηρίου»

#### 3.4.1 Τροποποίηση υφιστάμενων οπλισμών

Επόμενο βήμα είναι η διόρθωση των οπλισμών που έχουν προκύψει από την επίλυση και όπλιση του προσομοιώματος με τον ισχύοντα κανονισμό, κατά τον χρόνο της κατασκευής.

##### 3.4.1.1 Τροποποίηση πλακών

Μέσω της οντότητας «σίδερο πλάκας» μπορούμε να επέμβουμε και να τροποποιήσουμε τον τοποθετημένο οπλισμό με την εντολή «Πάρε παραμέτρους» και στην καρτέλα γεωμετρία αλλάζοντας τον τύπο σιδέρου την διάμετρο και την απόσταση που αυτά θα είναι διατεταγμένα. Έπειτα με την εντολή «Δώσε παραμέτρους» αποδίδουμε τις ιδιότητες στα σίδερα της πλάκας που μας ενδιαφέρει.



Εικόνα 3.15: Οπλισμός πλάκας έπειτα από τροποποίηση

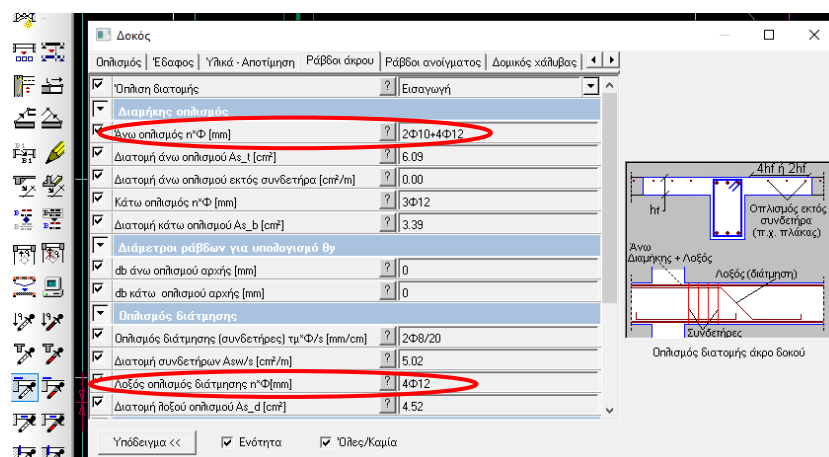
### 3.4.1.2 Τροποποίηση δοκών

Με την εντολή «Πάρε Παραμέτρους άκρου» της οντότητας «Δοκός» επιλέγουμε μια δοκό με το επιθυμητό άκρο αυτής και μεταβαίνουμε στην καρτέλα των παραμέτρων «Ράβδοι άκρου», όπου βλέπουμε αναλυτικά, τι διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό έχει το δεδομένο άκρο.

Τροποποιούμε τους υπάρχοντες οπλισμούς όπου απαιτείται και επιλέγουμε την εντολή «Δώσε Παραμέτρους άκρου» της οντότητας «Δοκός».

Ομοίως με τις εντολές «Πάρε/Δώσε παραμέτρους ανοίγματος» είναι ορατοί και επεξεργάσιμοι οι οπλισμοί ανοίγματος των δοκών.

Αξίζει να σημειωθεί πως την συγκεκριμένη περίοδο κατασκευής ήταν διαδεδομένη η τοποθέτηση των οπλισμών με σπαστά σίδερα τις λεγόμενες «πάπιες» οι οποίες τοποθετούνταν ως οπλισμός ανοίγματος/2 για ζυγό αριθμό ράβδων ή οπλισμός ανοίγματος/2 + 0.5 για μονό αριθμό ράβδων και το πρόγραμμα τις αντιλαμβάνεται ως εξής:



Εικόνα 3.16: Λεπτομέρεια οπλισμού άκρου δοκού έπειτα από τροποποίηση

### 3.4.1.3 Τροποποίηση υποστυλωμάτων

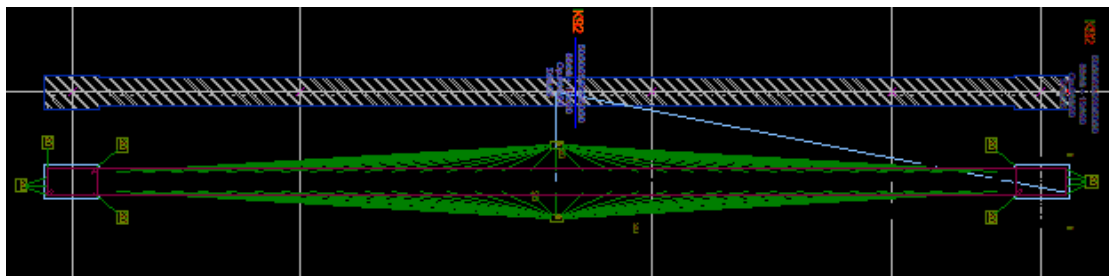
Επιλέγεται «Διατομή» Παραγωγή διατομής από υποστύλωμα» για να δημιουργηθεί η διατομή του υποστυλώματος, της οποίας οι οπλισμοί θα τροποποιηθούν.

#### 1. Εισαγωγή ή τροποποίηση διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων

Οι διαμήκεις οπλισμοί (διάμετρος και θέση) τροποποιούνται επιλέγοντας «Ράβδοι οπλισμού», μέσω των εντολών «Πάρε/Δώσε παραμέτρους».

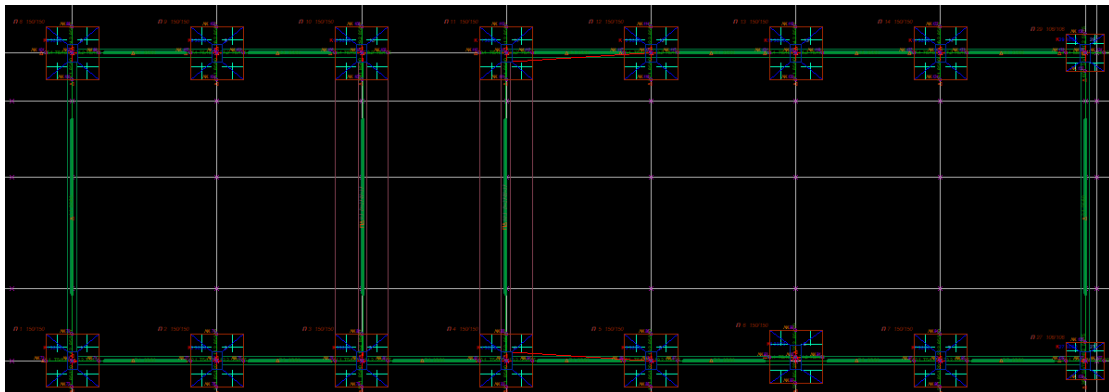
#### 2. Εισαγωγή ή τροποποίηση συνδετήρων υποστυλωμάτων

Οι συνδετήρες της διατομής του υποστυλώματος τροποποιούνται επιλέγοντας «Υποστύλωμα> Συνδετήρες», με τη βοήθεια των εντολών «Πάρε/Δώσε παραμέτρους».

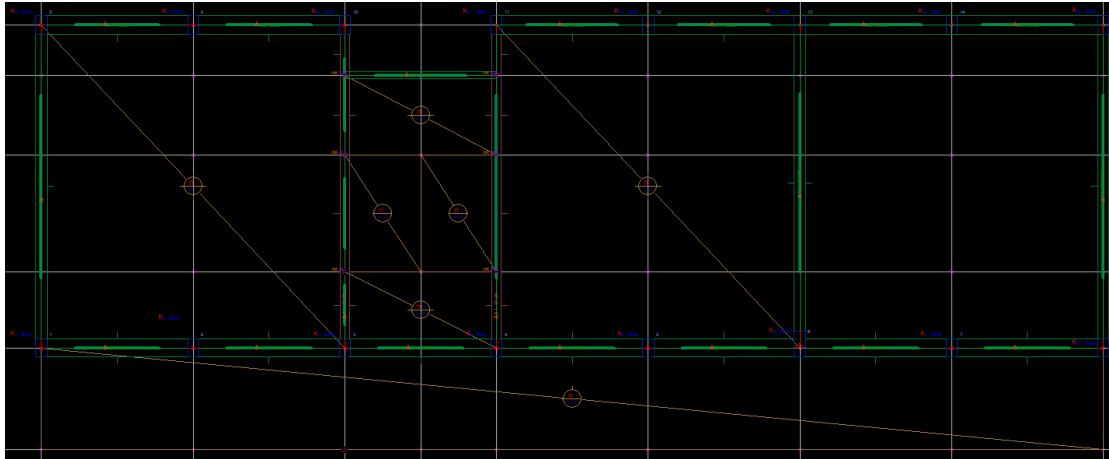


Εικόνα 3.17: Οπλισμός υποστυλώματος K19 έπειτα από τροποποίηση (σε οριζόντια προβολή)

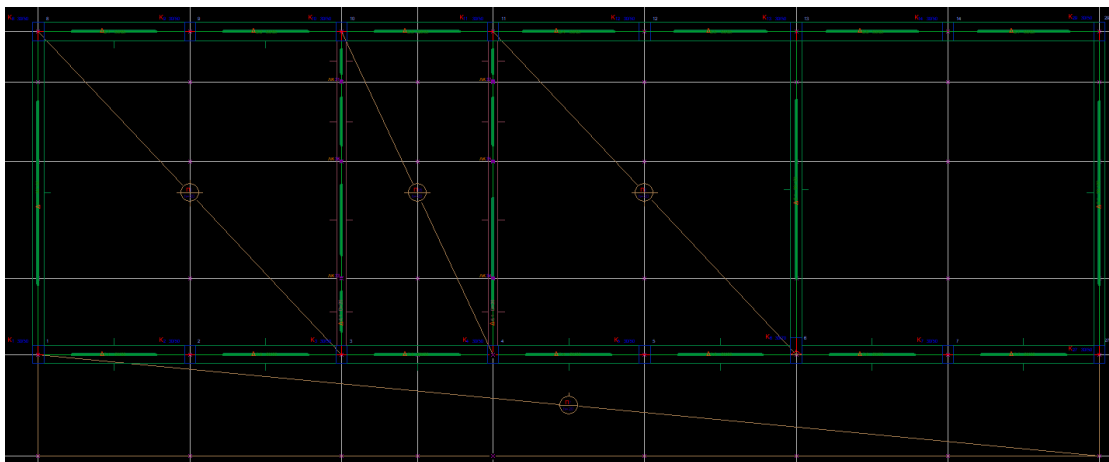
## 3.5 Κατόψεις, όψεις και προοπτικές απεικονίσεις προσομοιώματος



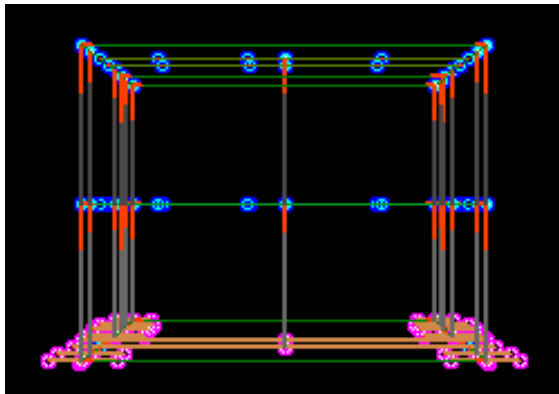
Εικόνα 3.18: Κάτοψη θεμελίωσης



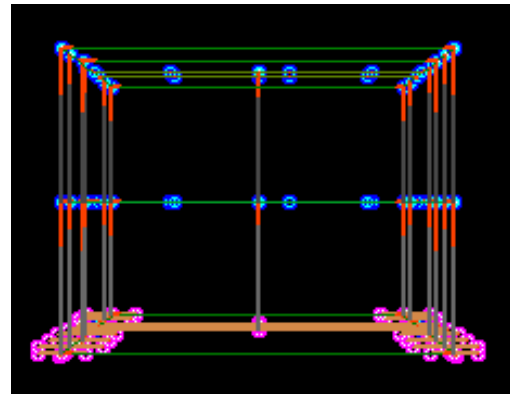
Εικόνα 3.19: Ξυλότυπος οροφής ισογείου



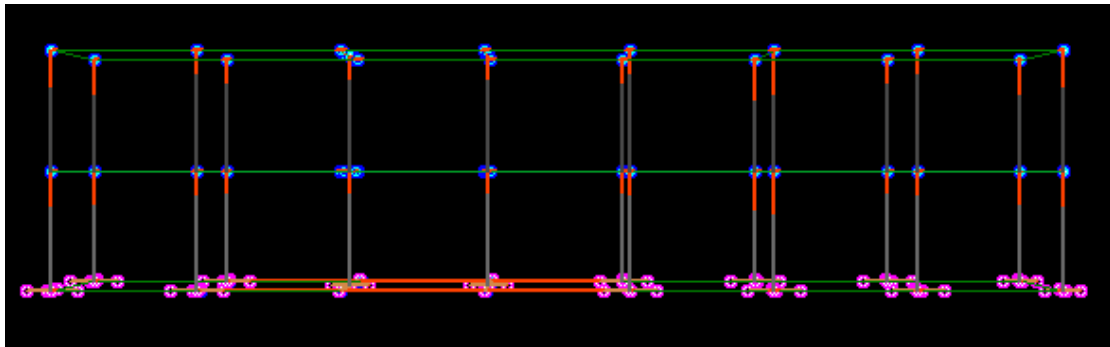
Εικόνα 3.20: Ξυλότυπος οροφής 1<sup>ου</sup> ορόφου



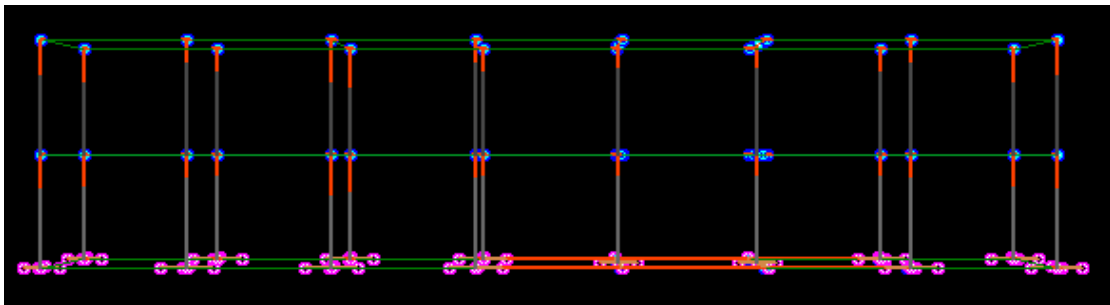
Εικόνα 3.21: Αριστερή όψη



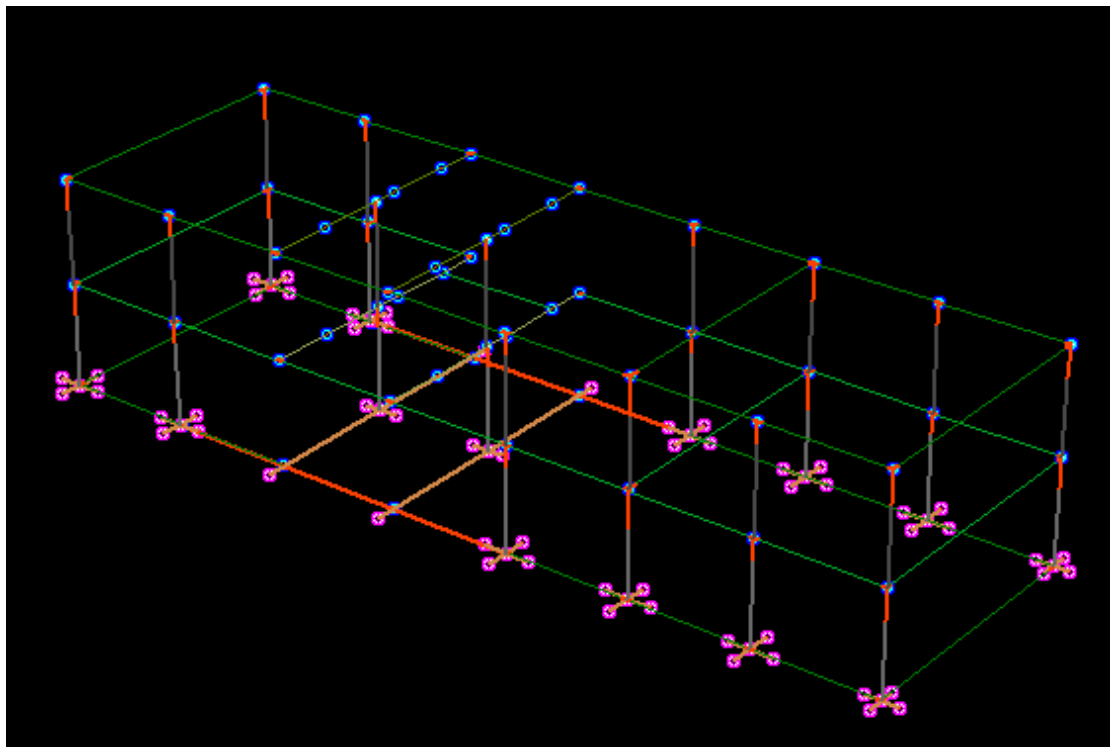
Εικόνα 3.22: Δεξιά όψη



Εικόνα 3.23: Πρόσοψη



Εικόνα 3.24: Πίσω όψη



Εικόνα 3.25: Προοπτική-μαθηματική απεικόνιση



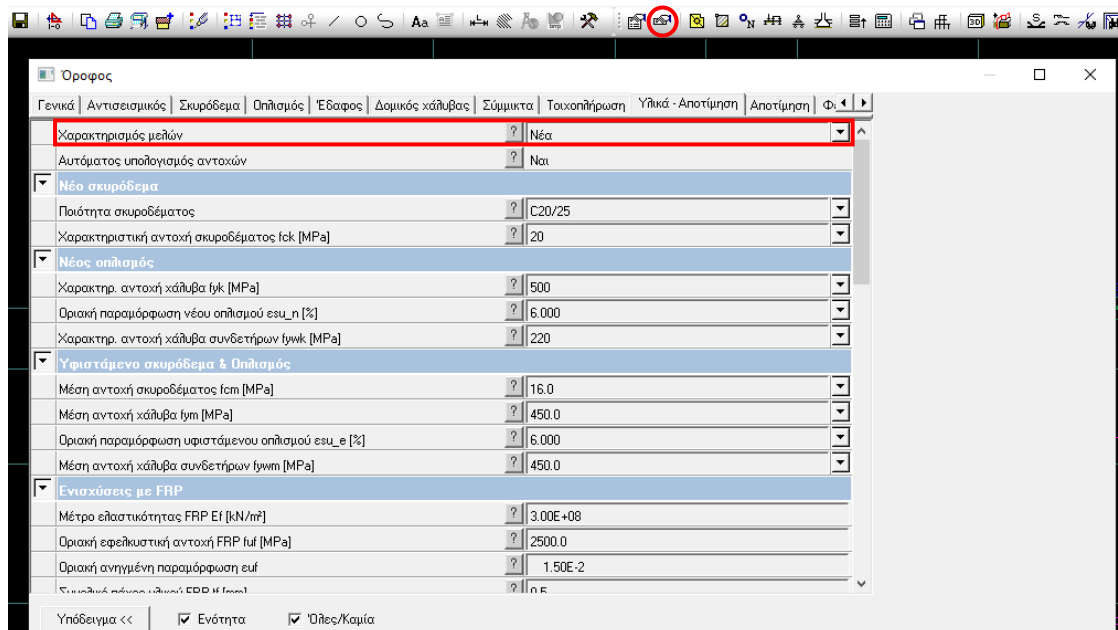
## 4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΕΠΕΙΤΑ ΑΠΟ ΠΡΟΣΘΗΚΗ

### 4.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση της διαδικασίας αποτίμησης έπειτα από προσθήκη υπερκείμενου ορόφου στην υπό μελέτη κατασκευή με τη μέθοδο στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Pushover). Περιγράφεται λεπτομερώς η εισαγωγή των δεδομένων, η παραγωγή του ορόφου και η διαστασιολόγησή του, η επιλογή των παραμέτρων ώστε να παραχθεί η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και να ερμηνευτούν - αξιολογηθούν τα αποτελέσματά της, δηλαδή εάν απαιτείται ή όχι ένα σύστημα ενίσχυσης ώστε να αυξηθεί η στατική επάρκεια του κτηρίου.

### 4.2 Εισαγωγή υπερκείμενου ορόφου

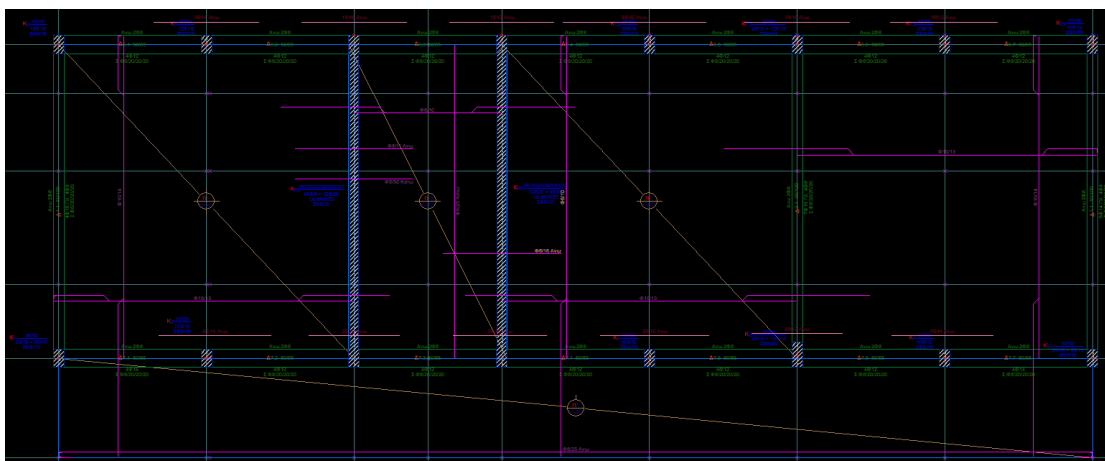
Προκειμένου να εισαχθεί και να διαστασιολογηθεί ο όροφος της προσθήκης και εφόσον έχουν χαρακτηριστεί όλα τα μέλη σαν υφιστάμενα, με την οντότητα «Παραγωγές» επιλέγεται η εντολή «Παραγωγή ορόφου» κι έτσι ο ανώτερος όροφος τώρα πια είναι ο 2. Σημαντικό βήμα αποτελεί ο χαρακτηρισμός των μελών, από την οντότητα «Όροφος» και στην καρτέλα «Υλικά – Αποτίμηση», ως νέα.



Εικόνα 4.1: Χαρακτηρισμός μελών ορόφου ως «Νέα»



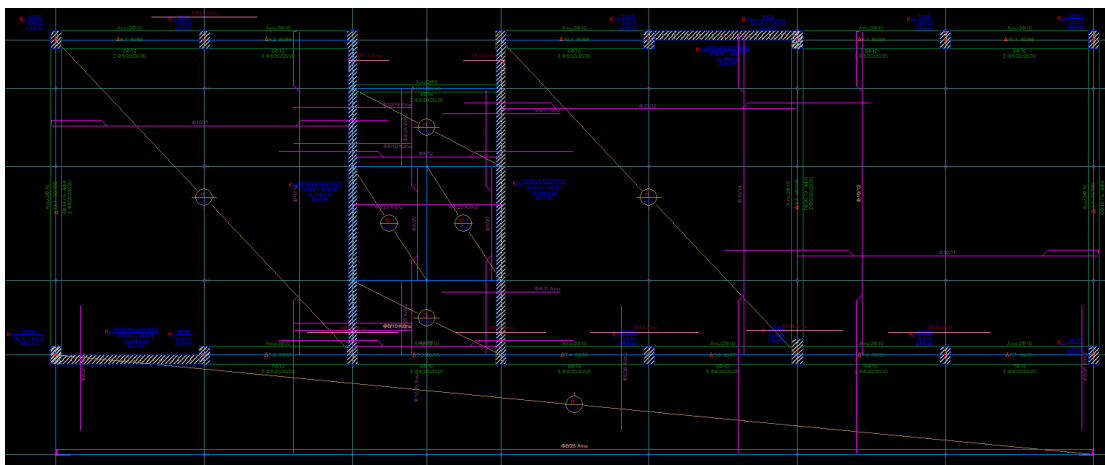
Τέλος στην οντότητα «Κτίριο» επιλέγουμε ως γενική περιγραφή εργασίας την «νέα οικοδομή», τους κανονισμούς σκυροδέματος του '54 και τον αντισεισμικό κανονισμό του '59 (καθώς έτσι αντιλαμβάνεται το πρόγραμμα τις προσθήκες) και επιλέγουμε την επίλυση και όπλιση του κτιρίου κατά τα γνωστά. Αυτή η διαδικασία έχει ως αποτέλεσμα την επίλυση και όπλιση της προσθήκης χωρίς να επηρεάζονται οι υποκείμενοι όροφοι.



Εικόνα 4.2: Ξυλότυπος Προσθήκης

#### 4.2.1 Τροποποίηση του ορόφου 1

Έπειτα από την παραγωγή του ορόφου με βάση τον όροφο 1 και προορισμό τον όροφο 2, ο όροφος 1 αποτελεί τώρα πια τυπικό όροφο και όχι δώμα με απόληξη κλιμακοστασίου. Αυτή η αλλαγή επιφέρει και αλλαγή των φορτίων (λόγω αλλαγής της χρήσης του). Αντιμετωπίζεται με την παραγωγή ενδιάμεσου ορόφου από την οντότητα «Παραγωγές» με βάση τον όροφο 0 και προορισμό τον όροφο 1. Αυτή η διαδικασία έχει ως αποτέλεσμα την ενημέρωση του ορόφου 1 με τα νέα φορτία και το κλιμακοστάσιο (όπως ακριβώς ο όροφος 0).

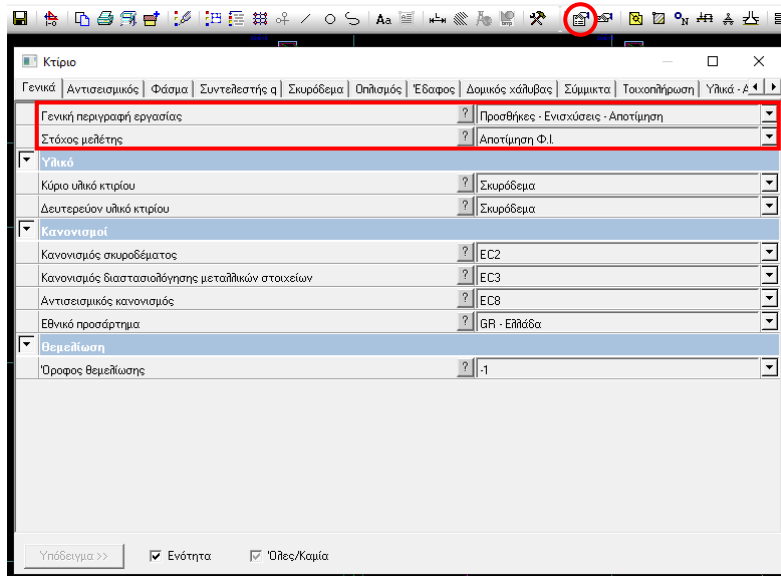


Εικόνα 4.3: Νέος Ξυλότυπος 1<sup>ου</sup> ορόφου



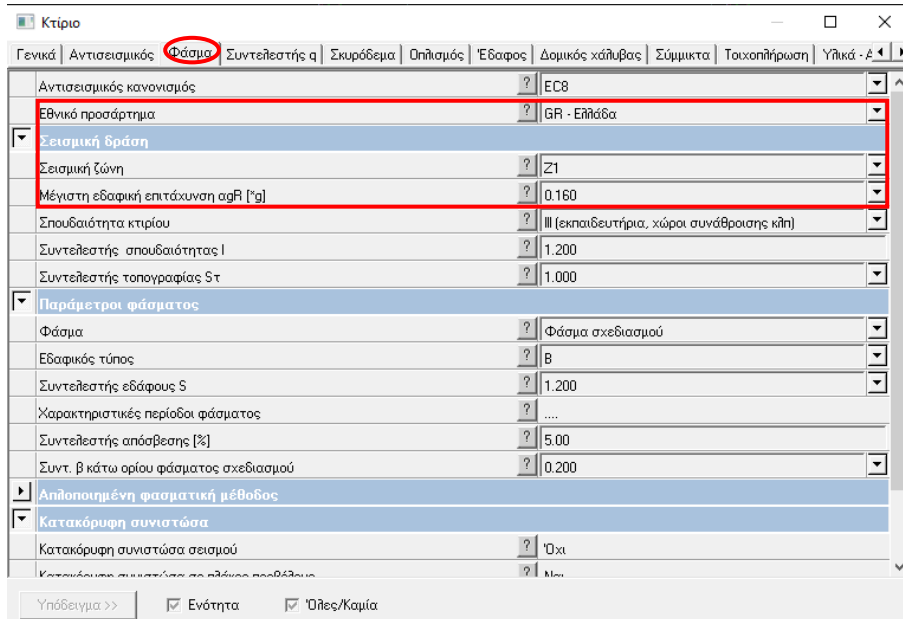
### 4.3 Εισαγωγή δεδομένων αποτίμησης

Αρχικά ορίζεται στα Γενικά στοιχεία του κτηρίου η γενική περιγραφή εργασίας ως «Προσθήκες – Ενισχύσεις – Αποτίμηση» και ο στόχος της μελέτης ως «Αποτίμηση Φ.Ι.». Έπειτα, επιλέγεται ως κύριο και δευτερεύων υλικό το Σκυρόδεμα, εφόσον ο φέρωντας οργανισμός του κτηρίου είναι μόνο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Τέλος, επιλέγονται οι ισχύοντες Κανονισμοί για το Σκυρόδεμα, τον Αντισεισμικό Κανονισμό και των μεταλλικών στοιχείων, σε περίπτωση που επιλεχθεί ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα.



Εικόνα 4.4: Γενικά στοιχεία αποτίμησης

Στη συνέχεια επιλέγονται τα στοιχεία του φάσματος. Συγκεκριμένα, συμπληρώνεται η σεισμική ζώνη. Το κτήριο στεγάζεται στον Δήμο Ερμιονίδας, ο οποίος ανήκει στη σεισμική ζώνη ΖΙ με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $agR=0.16g$ . Ακόμη, το κτήριο είναι εκπαιδευτήριο. Άρα ο συντελεστής σπουδαιότητας παίρνει την τιμή 1.20. Τέλος, επιλέγεται ο εδαφικός τύπος, ο οποίος είναι εδαφικός τύπος Β.



Εικόνα 4.5: Δεδομένα φάσματος

#### 4.4 Παράμετροι υλικών

Η αντοχή των υφιστάμενων υλικών λαμβάνεται υπόψιν ως η μέση τιμή της αντοχής τους η οποία προκύπτει ανάλογα με την ποιότητα που αναγράφεται στα αρχικά σχέδια της μελέτης, σύμφωνα με τους εξής πίνακες:

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου fck [MPa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου fcm [MPa]
<b>B160</b>	16		16
<b>B225</b>	22.5		22.5
<b>B300</b>	30		30
<b>C16/20</b>		16	23+30
<b>C20/25</b>		20	29+35

Εικόνα 4.6: Ενδεικτικές μέσες αντοχές σκυροδέματος για αντοχή υφιστάμενου σκυροδέματος σύμφωνα με το

Fespa

Σύμφωνα με τα σχέδια της υφιστάμενη μελέτης η ποιότητα σκυροδέματος είναι C16/20, άρα ως μέση τιμή θα εισαχθεί η fcm=24 MPa.



	Νέος οπλισμός	Υφιστάμενος οπλισμός			
	Χαρακτηρ. τιμές	Μέσες τιμές			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή $f_{yk}$ ή $f_{ym}$ [MPa]	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 550 \div 575$	$f_{ym} = 550 \div 575$	$f_{ym} = 460 \div 480$	$f_{ym} = 260 \div 290$
Οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{suk}$ ή $\epsilon_{sum}$	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

Εικόνα 4.7: Ενδεικτικές μέσες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο και για υφιστάμενο χάλυβα σύμφωνα με Fespa

Σύμφωνα με τα σχέδια της υφιστάμενης μελέτης η ποιότητα χάλυβα είναι STIII, άρα ως χαρακτηριστική τιμή για τον υφιστάμενο οπλισμό θα εισαχθεί η τιμή  $f_{yk}=460$  MPa και η ίδια τιμή θα εισαχθεί και για τον εγκάρσιο οπλισμό των συνδετήρων.

#### 4.5 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Επιλέγεται Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων(KL2) και για τα δεδομένα σκυροδέματος και για τον χάλυβα οπλισμού. Καθορίζοντας την Σ.Α.Δ ενημερώνονται αυτόματα οι συντελεστες εμπιστοσύνης και ασφαλείας για τα υφιστάμενα υλικά σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα. Στον καθορισμό των σκελετικών διαγραμμάτων αντοχής M-θ υπεισέρχονται οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος διαιρεμένες με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, ενώ στον προσδιορισμό των αντοχών των πρωτεύοντων μελών σε τέμνουσα VR διαιρούνται και με συντελεστές ασφαλείας.

Επιδ. γνώσ (Σ.Α.Δ.) υφιστμν υλκν - Σντ. ασφλς	
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) σκυροδέματος	? KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος $C_F$	? 1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c$	? 1.300
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) χάλυβα οπλισμού	? KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα $C_Fs$	? 1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα $\gamma_s$	? 1.150

Εικόνα 4.8: Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων



## 4.6 Στόχος Αποτίμησης

Οι στόχοι αποτίμησης επιλέγονται από τον Κύριο του έργου. Όμως σύμφωνα με τον Καν.Επε. , θα πρέπει υποχρεωτικά να ικανοποιείται ο ελάχιστος ανεκτός στόχος επιτελεστικότητας (ο οποίος θα υπερβεί έπειτα από την πρώτη διαρροή σε υποστύλωμα ή κύρια δοκό) , ο οποίος για σχολικά κτήρια είναι ο στόχος B1, δηλαδή πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός 50 ετών.

SD - Σημαντικές βλάβες		
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	?	1η υπέρβαση ορίου σε υποστ/μα ή κύρια
SD - Περίοδος επαναφοράς T_SDR [Ετη]	?	474.6
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR [%]	?	10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ( $\gamma^*_{agR}$ )_SD	?	0.288

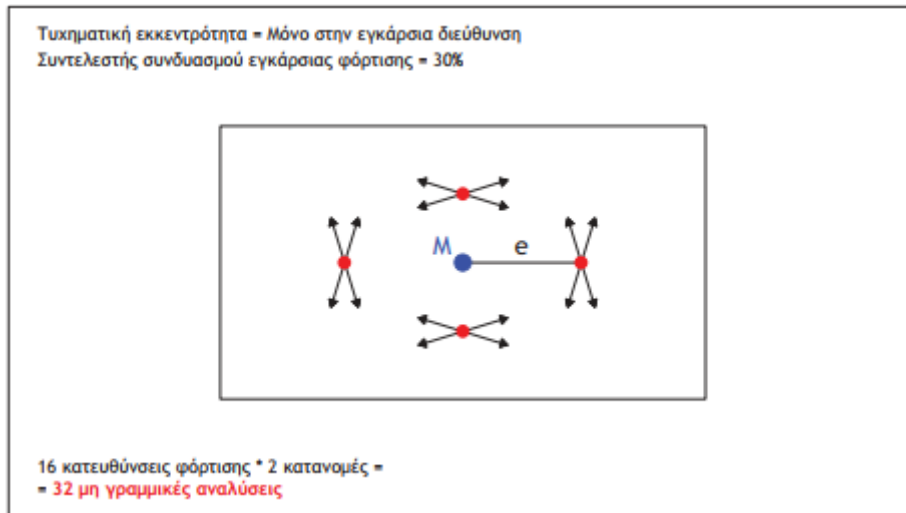
Εικόνα 4.9: Στάθμη Επιτελεστικότητας

## 4.8 Παράμετροι Pushover

Καταρχάς επιλέγονται οι κατανομές φόρτισης καθ' ύψος. Σύμφωνα με τον Καν.Επε. υποχρεωτική είναι η ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, και επιλέγεται ως δεύτερη η ιδιομορφική κατανομή. Ο φορέας επιλύεται για κάθε μια κατανομή, και σε κάθε μια κύρια διεύθυνση προστίθεται το (+/-30%) της άλλης διεύθυνσης. Επίσης, επιλέγεται η τυχηματική εκκεντρότητα στην εγκάρσια διεύθυνση της εκάστοτε φόρτισης. Αποτέλεσμα αυτών των συνδυασμών φορτίσεων είναι να επιλύεται ο φορέας για 16 κατευθύνσεις φόρτισης ανά κατανομή . Συνεπώς ο φορέας ελέγχεται για 32 κατανομές φόρτισης. Τέλος, ρυθμίζεται το πρόγραμμα ώστε να συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των φαινομένων 2ας τάξεως, καθώς λόγω παραμενουσών μετακινήσεων αναπτύσσονται ροπές λόγω βαρύτητας, οι οποίες συνεισφέρουν σημαντικά στην ανατροπή του μέλους λόγω σεισμού.

Pushover		
A` Κατανομή φόρτισης	?	Ομοιόμορφη
B` Κατανομή φόρτισης	?	Ιδιομορφική
Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]	?	30.0

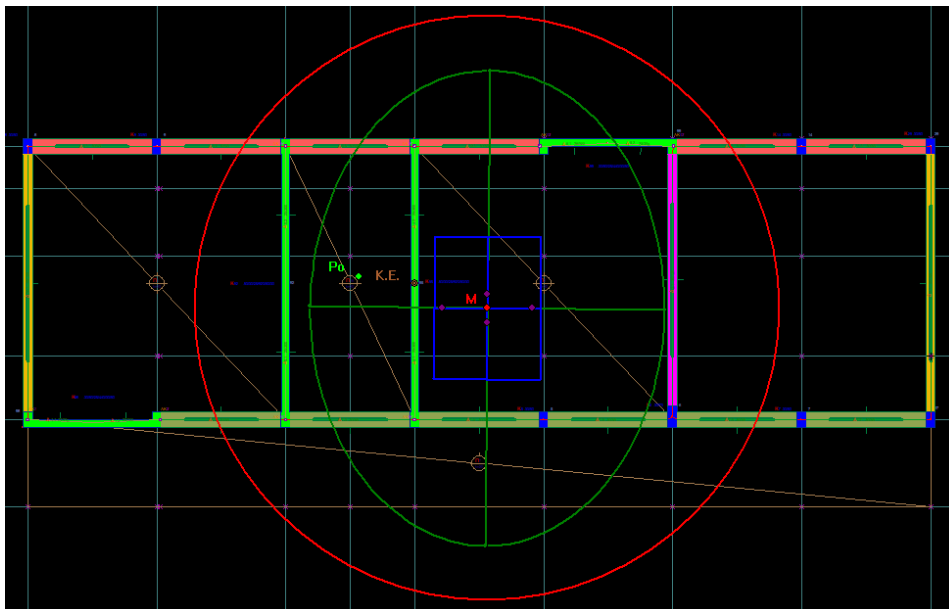
Εικόνα 4.10: Κατανομές Φόρτισης



Εικόνα 4.11: Κατευθύνσεις φόρτισης.

## 4.9 Κόμβος Ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου είναι το σημείο στο οποίο θα επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή το σημείο επιτελεσματικότητας. Ο κόμβος ελέγχου συνήθως βρίσκεται στην ανώτερη στάθμη της κατασκευής εκτός αν αυτός αποτελεί δώμα και επιλέγεται αυτόματα από το πρόγραμμα, ως ο πιο κοντινός κόμβος στο κέντρο μάζας. Ο κόμβος ελέγχου για την παρούσα μελέτη τοποθετήθηκε στον κόμβο του τοιχώματος K95(2).



Εικόνα 4.12: Κόμβος Ελέγχου.



## 4.10 Έλεγχοι προϋποθέσεων και τήρησης τους στην εφαρμογή αναλύσεων

### 4.10.1 Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης

Για την εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης πρέπει το κτίριο να είναι **μορφολογικά κανονικό**, σε κάτοψη και τομή, είτε βάσει ΕΚ8-1 είτε βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.

Εφόσον **δεν είναι μορφολογικά κανονικό**, πρέπει ο δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda$  κάθε πρωτεύοντος στοιχείου να είναι μικρότερος ή ίσος του 2,5 ( $\lambda \leq 2.5$ ) [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1(α)].

Οι συνθήκες που πρέπει να πληρούνται για να θεωρείται ένα κτίριο μορφολογικά κανονικό, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

- Ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda_k$  κάθε ορόφου δεν υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας του υπερκείμενου ορόφου [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2(γ)].

- Ο δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda$  κάθε πρωτεύοντος στοιχείου που βρίσκεται σε μια πλευρά του κτιρίου δεν υπερβαίνει το 150% του δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda$  οποιουδήποτε πρωτεύοντος στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά του ίδιου ορόφου [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2(δ)].

- Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών εφαρμογής αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς της αποτίμησης μόνο, η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενώ ταυτόχρονα πρέπει να αυξηθεί ο συντελεστής ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  κατά 0.15 [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.2(β)].

Εφόσον δεν ικανοποιείται έστω ένα από τα κριτήρια και σκοπός είναι ο ανασχεδιασμός, δεν επιτρέπεται η ελαστική ανάλυση (ούτε δυναμική, ούτε στατική) και συνεπώς θα πρέπει να γίνει ανελαστική ανάλυση εξασφαλίζοντας ΣΑΔ Ικανοποιητική ή Υψηλή (βλ. και Πίνακας 6.1). Να σημειωθεί πως για την ελαστική στατική ανάλυση υπάρχουν επιπλέον προϋποθέσεις στην παρ. §5.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



**Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.γ]**

Όροφος k [l]	Υψόμετρο [m]	Μέσο Ak [l]	Ak/Ak-1 [l]	[l]	Όριο [l]	Ak/Ak+1 [l]	[l]	Όριο [l]
1	3,40	0,40	(Ak<1)	-	-	(Ak<1)	-	-
2	6,80	1,31	3,28	>?	1,50	1,01	<	1,50
3	10,20	1,33	1,01	<	1,50	-	-	-

Σημείωση: Το κτίριο περιέχει καμπουδιασμητικούς ασθενή όροφο και συνεπώς δεν είναι μορφολογικά κανονικό (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2(γ))

**Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1]**

Όροφος k [l]	Υψόμετρο [m]	Υποστ. [A<=2.5]	Υποστ. [A>2.5]	Δοκοί [A<=2.5]	Δοκοί [A>2.5]	Σύνολο [A<=2.5]	Σύνολο [A>2.5]
1	3,40	10   100.0%	0   0.0%	15   100.0%	0   0.0%	25   100.0%	0   0.0%
2	6,80	12   100.0%	0   0.0%	8   47.1%	9   52.9%	20   69.0%	9   31.0%
3	10,20	9   75.0%	3   25.0%	3   17.6%	14   82.4%	12   41.4%	17   58.6%
Σύνολο		31   91.2%	3   8.8%	26   53.1%	23   46.9%	57   68.7%	26   31.3%

Σημείωση: Το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό και υπάρχει κύριο στοιχείο όπου λ&gt;2.5. (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.6.1(α))

**Εικόνα 4.13:** Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης στο

Τεύχος αποτελεσμάτων - Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης

Χρονοϊστορίας)

Παρατηρείται πως το κτίριο προκύπτει μορφολογικά μη κανονικό και επιπλέον υπάρχουν λόγοι ανεπάρκειας μελών  $\lambda > 2.5$  επομένως δεν επιτρέπεται η εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης.

4.10.2 Έλεγχος τήρησης προϋποθέσεων εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης Pushover [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2].

■ Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ Ικανοποιητική ή Υψηλή (όχι Ανεκτή) [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.3(γ)].

Εάν αυτό δεν τηρείται, τότε δεν επιτρέπεται καθόλου η Pushover και συνεπώς θα πρέπει να γίνει ελαστική ανάλυση. Εάν παρόλα αυτά δεν πληρούνται ούτε οι προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης (βλ. §6.1.1.1 του παρόντος εγχειριδίου), τότε μια δυνατότητα είναι η εξασφάλιση Ικανοποιητικής ή Υψηλής ΣΑΔ και πραγματοποίηση Pushover.

■ Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(α)].

Όταν σε οποιονδήποτε όροφο και διεύθυνση ο λόγος  $V_{90\%}/V_1$  υπερβαίνει το 1.3 τότε το κτίριο είναι ευαίσθητο σε ανώτερες ιδιομορφές. Τότε, μαζί με την ανελαστική ανάλυση Pushover θα πρέπει να εφαρμόζεται παράλληλα μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (μέθοδος m ή q) ανεξαρτήτως προϋποθέσεων εφαρμογής. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τοπικών δεικτών m ή του καθολικού δείκτη q αντίστοιχα. Οι τελικοί λόγοι ανεπάρκειας θα είναι οι δυσμενέστεροι συνολικά και από τις δυο αναλύσεις.

**Προϋπόθεση εφαρμογής ανάλυσης Pushover**

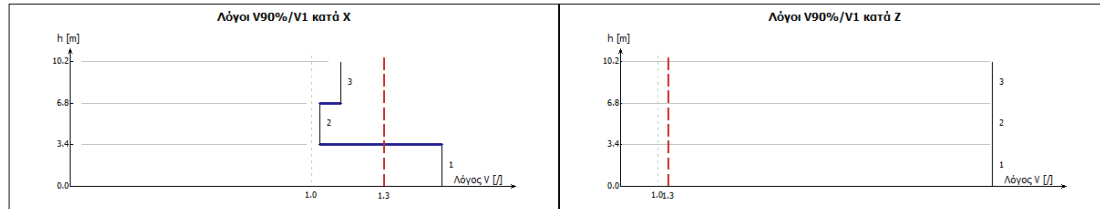
(Έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών, ΚΑΝΕΠΕ §5.7.2)

**Κατεύθυνση X**

Όροφος i	Υψόμετρο [m]	Vi για ιδιομορφές με ΣM>90% [kN]	Vi της δεσπόζουσας ιδιομορφής [kN]	Λόγος V90%/V1	Όριο
3	10.20	0.1298E+04	0.11607E+04	1.12	<
2	6.80	0.18278E+04	0.17713E+04	1.03	<
1	3.40	0.2773E+04	0.18048E+04	1.54	>

**Κατεύθυνση Z**

Όροφος i	Υψόμετρο [m]	Vi για ιδιομορφές με ΣM>90% [kN]	Vi της δεσπόζουσας ιδιομορφής [kN]	Λόγος V90%/V1	Όριο
3	10.20	0.32910E+04	0.39545E+04	9.99	>
2	6.80	0.46224E+04	0.17713E+04	9.99	>
1	3.40	0.53028E+04	0.18889E+04	9.99	>



**Εικόνα 4.14:** Έλεγχος προϋπόθεσης Pushover

Εφόσον η Σ.Α.Δ. του κτιρίου είναι ικανοποιητική και το κριτήριο που αφορά την επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική καθώς υπάρχει λόγος V90%/V1 που ξεπερνά το όριο του 1.3, (Συνεπώς θα χρειαστεί συνοδευτική ελαστική ανάλυση με αυξημένα  $m$  ή  $q$  κατά 25%), επιτρέπεται η χρήση της ανελαστικής ανάλυσης Pushover.

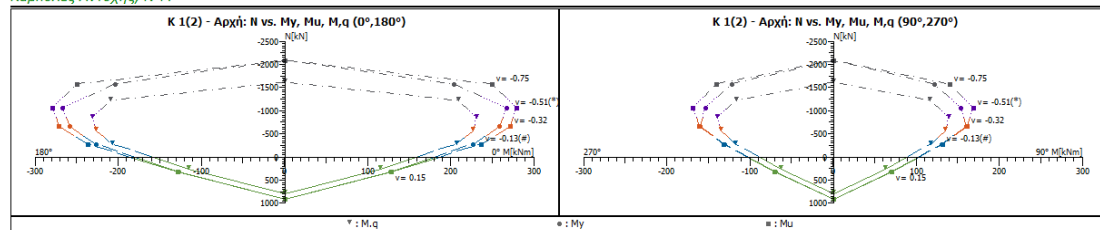
### 4.11 Αποτελέσματα ανάλυσης και ερμηνεία τους

#### 4.11.1 Διαγράμματα αντοχής μελών

Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα αντοχής για ένα υποστυλωμα και μία δοκό του φορέα.

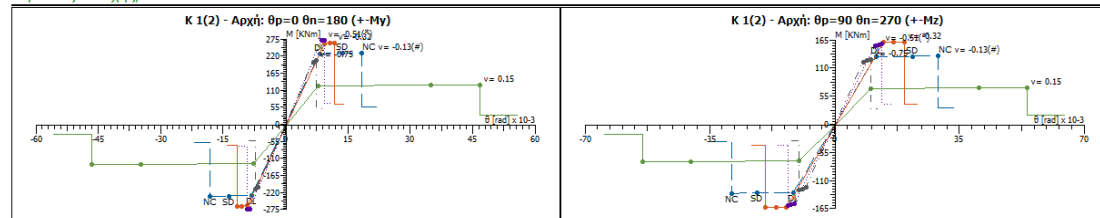
##### 4.11.1.1 Υποστυλώματα – Διαγράμματα αντοχής

Καμπύλες Αντοχής, N-M



**Σχήμα 4.15:** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N υποστυλώματος K1(2).

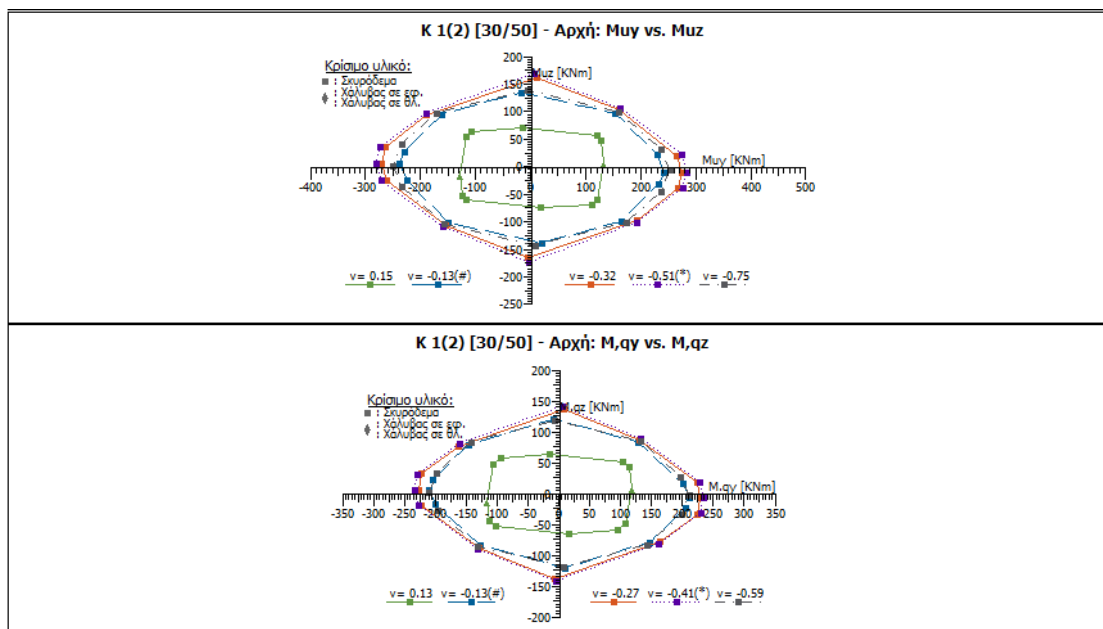
Καμπύλες Αντοχής, M-θ



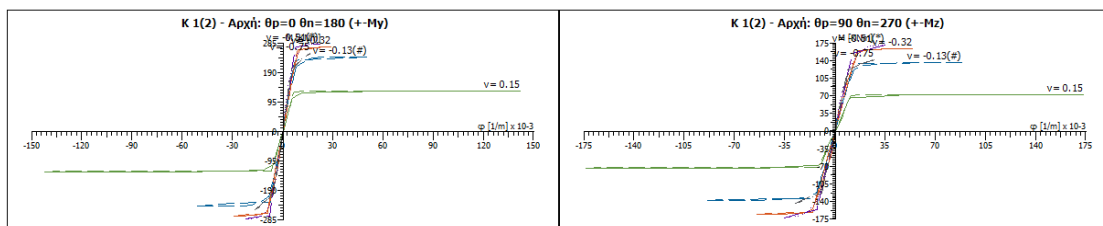
**Σχήμα 4.16:** Διάγραμμα ροπών-στροφών M-θ υποστυλώματος K1(2).



Στο **Σχήμα 4.15** παρουσιάζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης σε όρους μέσων τιμών που αντιστοιχούν στη διαρροής (N-My) και στη μέγιστη αντοχή (N-Mu), καθώς και σε όρους χαρακτηριστικών αντοχών (N-Mq). Οι πρώτες δύο χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις της Pushover και Χρονοϊστορίας με μέθοδο m, ενώ οι καμπύλες (N-Mq) χρησιμοποιούνται στη μέθοδο q. Είναι εμφανές ότι η καμπύλη αλληλεπίδρασης των χαρακτηριστικών αντοχών είναι αρκετά μικρότερη των μέσων, γεγονός που καταδεικνύει ότι η μέθοδος m είναι αρκετά ευνοϊκότερη της μεθόδου q. Επίσης στο **Σχήμα 4.16** παρουσιάζεται ο μη-γραμμικός κλάδος του υποστυλώματος και συνεπώς η διαθέσιμη τοπική πλαστικότητα του σε όρους M-θ. Το διάγραμμα αυτό αναφέρεται σε μέσες τιμές υλικών και χρησιμοποιείται στην ανάλυση Pushover.



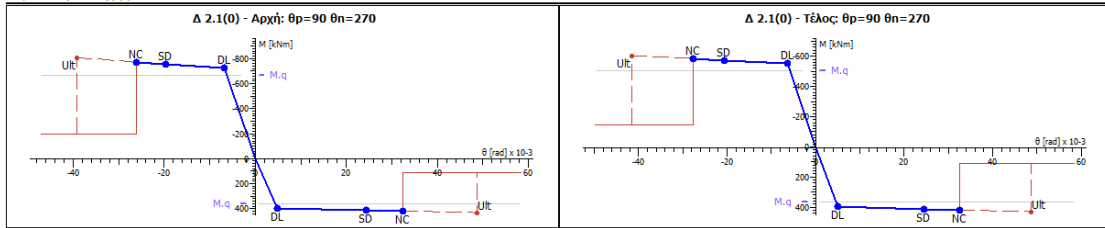
Σχήμα 4.17: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σε διαξονική κάμψη υποστυλώματος K1(2).



Σχήμα 4.18: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων M-φ υποστυλώματος K1(2).

#### 4.11.1.2 Δοκοί – Διαγράμματα αντοχής

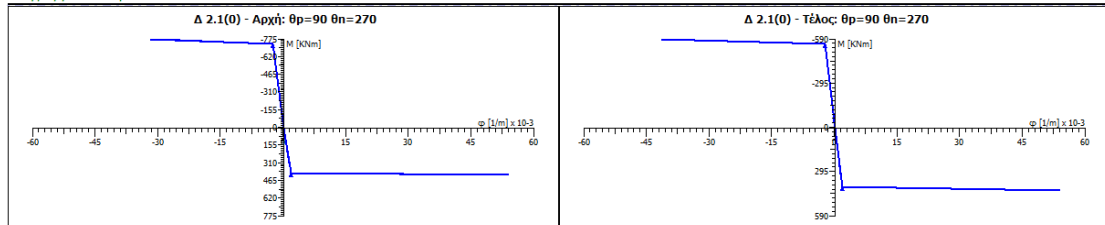
Καμπύλες Αντοχής



Σχήμα 4.19: Διαγράμματα ροπών-στροφών M-θ για τη δοκό Δ2.1(0).

Στα διαγράμματα M-θ τα οποία αναφέρονται σε μέσες τιμές σημειώνεται και η χαρακτηριστική ροπή αντοχής του άκρου της δοκού η οποία χρησιμοποιείται στους ελέγχους της μεθόδου q.

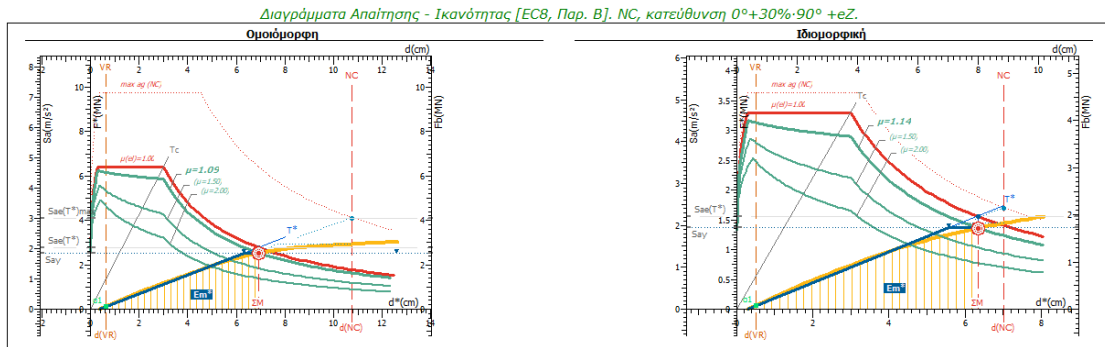
Διαγράμματα M-φ



Σχήμα 4.20: Διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων M-φ για τη δοκό Δ2.1(0).

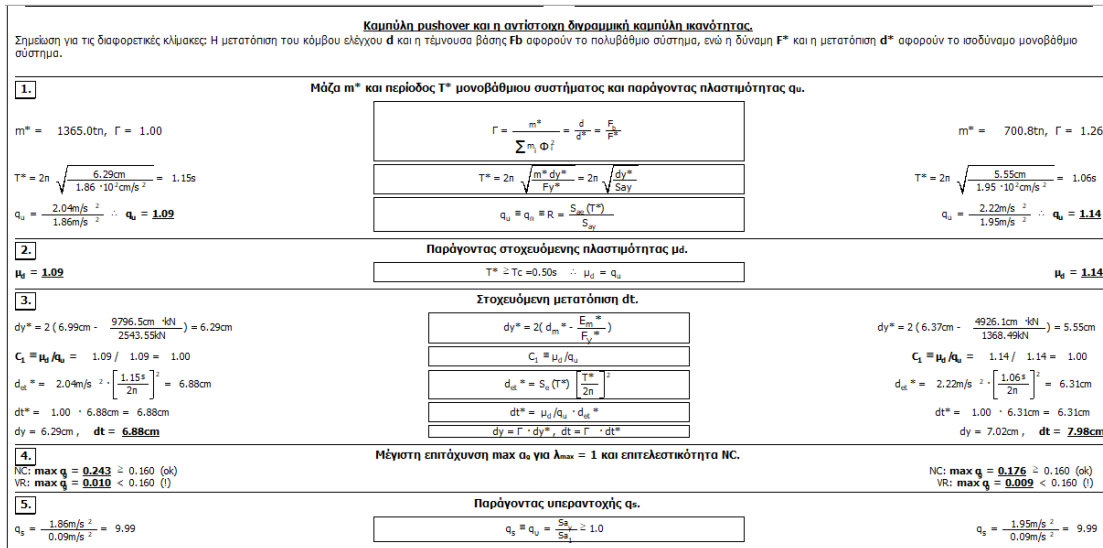
#### 4.11.2 Διαγράμματα Απαιτήσης-Ικανότητας (ADRS)

Για κάθε μια από τις 32 αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο κτήριο παράγονται τα διαγράμματα Απαιτήσης-Ικανότητας. Ενδεικτικά παρατίθενται ένα διάγραμμα για την στάθμη NC καθώς και αναλυτική διαδικασία για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης.

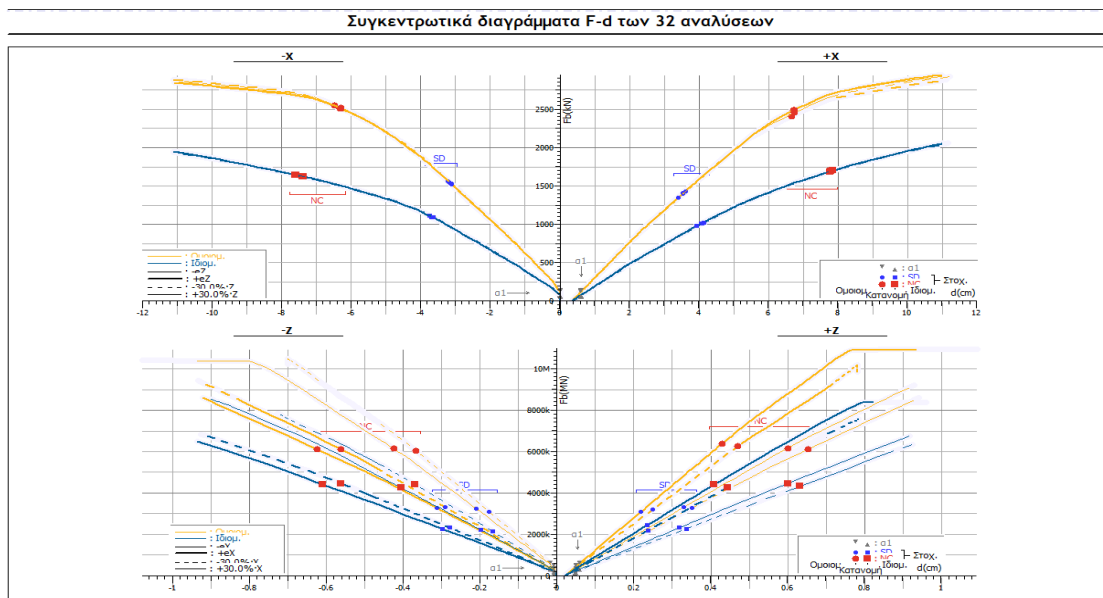


Σχήμα 4.21: Διαγράμματα ADRS ομοιόμορφης & ιδιομορφικής κατανομής.

Σημειώνεται πως στα παραπάνω διαγράμματα απεικονίζονται στους άξονες τα μεγέθη Fb-d του πολυβαθμίου συστήματος καθώς και τα F\*-d\* του ισοδύναμου μονοβαθμίου



Σχήμα 4.22: Αναλυτικοί υπολογισμοί για την στάθμη NC.



Σχήμα 4.23: Συγκεντρωτικά διαγράμματα Fb-d 32 αναλύσεων

#### 4.11.3 Αποτελέσματα ανεπαρκών μελών

Παρατίθενται τα ανεπαρκή μέλη όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα και οι λόγοι ανεπάρκειας αυτών.

Σφάλμα E3201 K 6(1)  $\lambda_M > 1.0$ :  $\lambda_{NC}, i = 1.18$   
 Σφάλμα E3201 K 27(2)  $\lambda_M > 1.0$ :  $\lambda_{NC}, j = 1.20$   
 Σφάλμα E3201 K 103(1)  $\lambda_M > 1.0$ :  $\lambda_{NC}, i = 1.28, \lambda_{NC}, j = 1.14$   
 Σφάλμα E3201 K 105(2)  $\lambda_M > 1.0$ :  $\lambda_{NC}, i = 1.12, \lambda_{NC}, j = 1.33$

Σχήμα 4.24: Μέλη με ανεπάρκειες



## 5.ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού. Τα κριτήρια επιλογής της δομητικής επέμβασης προκύπτουν με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Τύποι επεμβάσεων παρουσιάζονται παρακάτω.

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιία πλήρωσης, διαζώματα από χάλυβα, ξύλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα σε κτίρια από τοιχοποιία κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτήν, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος αλλά και των σεισμικών φορτίων.

- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών

Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με βελτίωση της περίσφιξης των υφιστάμενων μελών, π.χ. με εξωτερικούς συνδετήρες, χαλύβδινα ελάσματα, ινοπλισμένα πολυμερή κ.λπ.

- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικοτήτων

Η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών συνίσταται στην άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά. Ενδεικτικά αναφέρονται:



- Η τροποποίηση του δομητικού συστήματος (κατάργηση ορισμένων αρμών, κατάργηση ευαίσθητων δομικών στοιχείων, τροποποίηση προς μια πιο κανονική και πιο πλάσιμη μορφή).
- Προσθήκη ελαστικών συνδέσμων μεταξύ της ψαθυρής τοιχοποιίας και του περιβάλλοντος στοιχείου, όταν τούτο επιτρέπεται από την αντοχή της τοιχοποιίας
- Τοπική ή συνολική τροποποίηση δομικών στοιχείων που έχουν ή δεν έχουν πάθει βλάβες
- Πλήρης αντικατάσταση ανεπαρκών μελών ή μελών που έχουν πάθει εκτεταμένες βλάβες.
- Ανακατανομή έντασης (π.χ. μέσω εξωτερικής προέντασης).

▪ Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων

Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας), κ.λπ.

Στη προσθήκη νέων τοιχωμάτων θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στη σύνδεση με το υφιστάμενο δόμημα όσο και στην θεμελίωσή τους.

Οι σύνδεσμοι θα πρέπει να είναι κατάλληλα διαμορφωμένοι ώστε :

α) Η μεταφορά σεισμικών δυνάμεων από το υφιστάμενο δόμημα προς τα προστιθέμενα τοιχώματα θα γίνεται μέσω καταλλήλων συνδετηρίων διατάξεων («συνδέσμων»), που τοποθετούνται στη στάθμη όλων των πλακών διαφραγμάτων του υφιστάμενου δομήματος, κατά μήκος των δοκών ή κοντά στις θέσεις των υποστυλωμάτων του δομήματος.

β) Οι περιοχές αγκύρωσης των συνδέσμων (στον αρχικό φορέα και στα νέα τοιχώματα) πρέπει να εξασφαλίζουν την δυνατότητα μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων.

γ) Όλοι οι σύνδεσμοι οφείλουν να συμπεριφέρονται οιονεί ελαστικά κατά τον



σεισμό σχεδιασμού. Προς τούτο, διαστασιολογούνται με κατάλληλες τιμές υπεραντοχής.

δ) Η μεταφορά σεισμικών δυνάμεων απ' το υφιστάμενο δόμημα προς τα παράπλευρα τοιχώματα ή δικτυώματα μπορεί να γίνεται μέσω κατάλληλων συνδέσμων οι οποίοι λειτουργούν:

- Διατμητικώς (γενική περίπτωση) ή

-Αξονικώς, δηλ. θλίψη ή εφελκυσμός, στην ειδική περίπτωση πρόσθετων τοιχωμάτων με διατομή μορφής "Γ" στις γωνίες του κτιρίου.

Η αξονική δύναμη του νέου τοιχώματος περιλαμβάνει το ίδιο βάρος και τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν μετά την επέμβαση (κεφ. 8 ΚΑΝ.ΕΠΕ) και είναι εν γένει σχετικώς μικρή. Αναμένεται ως εκ τούτου σημαντικό μέγεθος στροφής του θεμελίου και μειωμένη ενεργός δυσκαμψία του τοιχώματος. Στην περίπτωση που στον υπόγειο όροφο διατίθενται τοιχώματα αξιόπιστης αντοχής, εξετάζεται η δυνατότητα ενσωμάτωσής τους στην θεμελίωση του τοιχώματος (συνήθως με σύγχρονη ενίσχυσή τους). Έτσι μειώνεται η στροφή του θεμελίου του τοιχώματος και αυξάνεται η ενεργός δυσκαμψία του.

## **5.1 Ενίσχυση υφιστάμενων δομημάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος & σύνθετα υλικά (FRP)**

### 5.1.1 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η αποδοτικότερη εφαρμογή των διατιθέμενων μεθόδων για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών προϋποθέτει την χρήση υλικών και τεχνολογιών μέσω των οποίων μπορεί να αποκατασταθεί ή τουλάχιστον να βελτιωθεί η στατική επάρκεια του δομήματος με τρόπο οικονομικό και αποτελεσματικό. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται κυρίως για το σκοπό αυτό είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας. Το κυριότερο πλεονέκτημα των υλικών αυτών, που συχνά χαρακτηρίζονται ως 'συμβατικά', σε σχέση με τα νέα υλικά, όπως τα ινοπλισμένα πολυμερή, είναι η πολύ καλή γνώση των ιδιοτήτων τους και η μακροχρόνια εφαρμογή τους στην πράξη. Επιπλέον, κατασκευές που είχαν υποστεί βλάβες λόγω σεισμικής δράσης και επισκευάστηκαν ή ενισχύθηκαν με κάποια από τις παραδοσιακές μεθόδους, κατά κανόνα επέδειξαν πολύ καλή συμπεριφορά σε μεταγενέστερους σεισμούς. Για τους λόγους αυτούς, οι παραδοσιακές μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης θεωρούνται





σήμερα εξαιρετικά αξιόπιστες και αποτελούν συνήθη πρακτική επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές.

Αν και οι περισσότερες από αυτές τις μεθόδους έχουν ένα ιδιαίτερα ευρύ φάσμα εφαρμογών, η επιλογή της πλέον κατάλληλης τόσο από πλευράς απόδοσης όσο και οικονομίας προϋποθέτει την εμπειρία του μηχανικού που έχει αναλάβει τη μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού της κατασκευής. Πολύτιμο εργαλείο στην προσπάθεια του αυτή αποτελεί η ακριβής γνώση της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής που επιτυγχάνεται μέσω ενός προγράμματος διαγνωστικών ελέγχων, έτσι ώστε να προσδιοριστούν οι ακριβείς ιδιότητες του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών του δομήματος που πρόκειται να επισκευαστεί ή να ενισχυθεί. Στις ενότητες που ακολουθούν παρουσιάζεται η ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων με τη χρήση της κυριότερης παραδοσιακής μεθόδου, το μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

#### 5.1.1.1 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

Η συμπεριφορά του στοιχείου που προκύπτει με εφαρμογή μίας από τις μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την απόκριση της διεπιφάνειας παλαιού και νέου στοιχείου. Η απόκριση της διεπιφάνειας μεταβάλλεται ανάλογα με το βαθμό ολίσθησης που επιτρέπει ο τρόπος σύνδεσης των δύο στοιχείων κατά μήκος της μεταξύ τους διεπιφάνειας και εκφράζεται μέσω ενός διαγράμματος διατμητικού φορτίου ολίσθησης.

Επειδή η διαδικασία για τον υπολογισμό της σχετικής ολίσθησης και κατά συνέπεια ο σχεδιασμός των σύνθετων μελών που προκύπτουν μετά την επέμβαση προϋποθέτει την χρήση αναλυτικών προσομοιωμάτων και είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη, σε συνήθη οικοδομικά έργα η συνήθης πρακτική είναι να εφαρμόζεται η απλούστερη προσεγγιστική μέθοδος της εφαρμογής κατάλληλων συντελεστών μονολιθικότητας. Οι συντελεστές μονολιθικότητας είναι διορθωτικοί συντελεστές που εκφράζουν την αβεβαιότητα στην προσομοίωση των διατομών που υφίστανται την επέμβαση. Συσχετίζουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά απόκρισης της επισκευασμένης ή ενισχυμένης διατομής με τα αντίστοιχα μιας μονολιθικής διατομής και διακρίνονται σε συντελεστές μονολιθικότητας δυσκαμψίας  $k_k$  και συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής  $k_r$ . Είναι προφανές ότι οι συντελεστές μονολιθικότητας



παίζουν το ρόλο μειωτικών συντελεστών οπότε παίρνουν πάντα τιμές μικρότερες ή ίσες της μονάδας. Συνήθως είναι  $k_k < k_r$ , δηλαδή η ασυνέχεια μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου επιδρά περισσότερο στη δυσκαμψία παρά στην αντοχή του στοιχείου.

Η επιλογή των κατάλληλων συντελεστών μονολιθικότητας για κάθε είδος επέμβασης προκύπτει με βάση πειραματικά αποτελέσματα, με την προϋπόθεση ότι τα πειράματα εκτελούνται σε συνθήκες ανάλογες με αυτές που εφαρμόζονται στην πράξη και επομένως είναι αξιόπιστα. Επειδή τα πειραματικά δεδομένα είναι ελάχιστα είναι πολύ σημαντική η κρίση του μηχανικού του έργου. Γενικά πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη του μέγιστου δυνατού βαθμού μονολιθικότητας της σύνθετης διατομής. Κατά συνέπεια συνιστάται να λαμβάνονται όλα τα απαραίτητα μέτρα, π.χ. χρήση επαρκούς αριθμού βλήτρων και αγκυρίων, έτσι ώστε να ικανοποιείται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου.

#### 5.1.1.2 Επισκευή και ενίσχυση δοκών

Οι δοκοί είναι τα δομικά στοιχεία από σπλισμένο σκυρόδεμα που αποτελούν συνηθισμένο αντικείμενο επέμβασης, είτε λόγω βλαβών που έχουν υποστεί είτε λόγω πρόσθετων φορτίων που καλούνται να παραλάβουν. Η επέμβαση είναι δυνατό να περιλαμβάνει μόνο την επισκευή των υφιστάμενων βλαβών, όπου αυτές υπάρχουν, ή επιπλέον την ενίσχυση της δοκού, δηλαδή την περαιτέρω βελτίωση των ιδιοτήτων της.

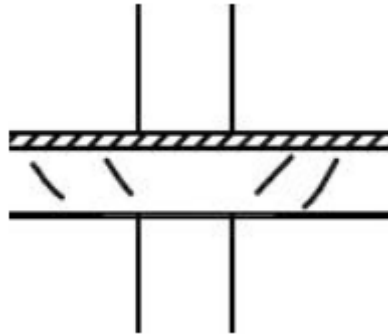
Σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, οι βλάβες επικεντρώνονται κατά κανόνα στην περιοχή του κόμβου δοκού και υποστυλώματος. Κατά συνέπεια, στις περιπτώσεις αυτές η επέμβαση στις βλαμμένες δοκούς αποτελεί μέρος ενός ευρύτερου σχεδίου επεμβάσεων που μπορεί να περιλαμβάνει τους κόμβους καθώς και τα κατακόρυφα στοιχεία που συντρέχουν σε αυτούς.

#### • Επισκευή

Η διαδικασία επισκευής μίας δοκού έχει ως στόχο την αποκατάσταση των χαρακτηριστικών που είχε πριν υποστεί τις βλάβες όσον αφορά τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία της. Όπως προαναφέρθηκε, η επιλογή της μεθόδου επισκευής εξαρτάται από το βαθμό της βλάβης που έχει υποστεί η δοκός.



Στην περίπτωση ελαφρών βλαβών, η επισκευή της δοκού γίνεται με συγκόλληση των ρωγμών με εποξική ρητίνη. Εάν επιπλέον της ρηγματώσης παρατηρείται επιφανειακή αποφλοιώση του σκυροδέματος χωρίς όμως αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της διατομής του πυρήνα, ο φλοιός αποκαθίσταται με χρήση επισκευαστικού κονιάματος. Το κονίαμα που επιλέγεται έχει συνήθως ως βάση κάποιο είδος ρητίνης, εκτός εάν το βάθος της αποφλοιώσης είναι μεγαλύτερο, οπότε προτιμώνται μη συρρικνωμένα κονιάματα με βάση το τσιμέντο.

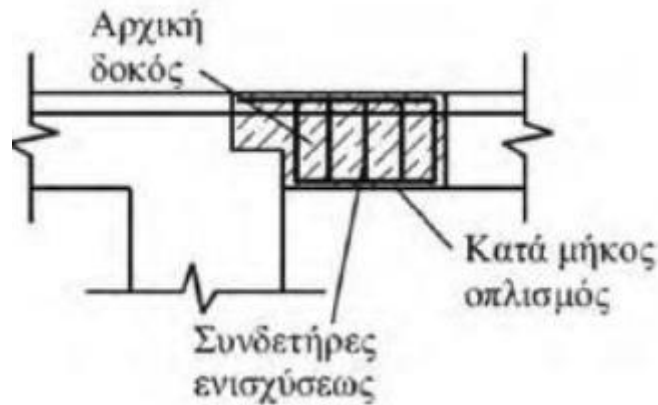


Εικόνα 5.1: Ρητινενέσεις για συγκόλληση ρωγμών σε δοκό.

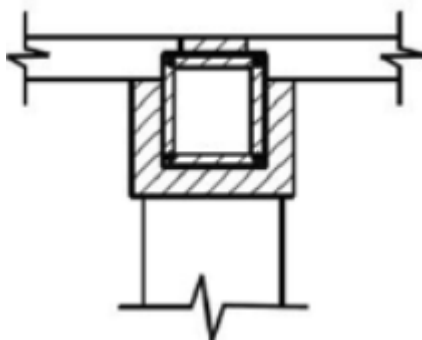
Εάν η δοκός έχει υποστεί τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος σε περιορισμένη έκταση, η διαδικασία που υιοθετείται για την επισκευή της περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

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

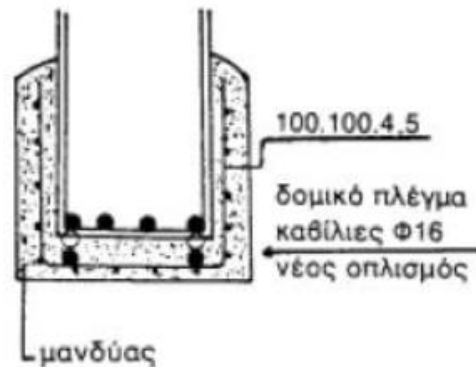
**Εναλλακτικά, αντί για την επισκευή του βλαμμένου στοιχείου με τοποθέτηση πλέγματος, συχνά επιλέγεται η ταυτόχρονη ενίσχυση της δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.** Πριν την κατασκευή του μανδύα, απαιτείται θραύση της πλάκας στην περιοχή που θα τοποθετηθεί ο μανδύας και εκτράχυνση της εξωτερικής επιφάνειας της δοκού που θα συνδεθεί με αυτόν. Στη συνέχεια τοποθετούνται κατά μήκος οπλισμοί και συνδετήρες. Για την κατασκευή του μανδύα χρησιμοποιείται έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



Εικόνα 5.2: Επισκευή δοκού με ελαφρύ δομικό πλέγμα.



Εικόνα 5.3: Επισκευή δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.



Εικόνα 5.4: Μανδύας για επισκευή δοκού σε κάμψη.

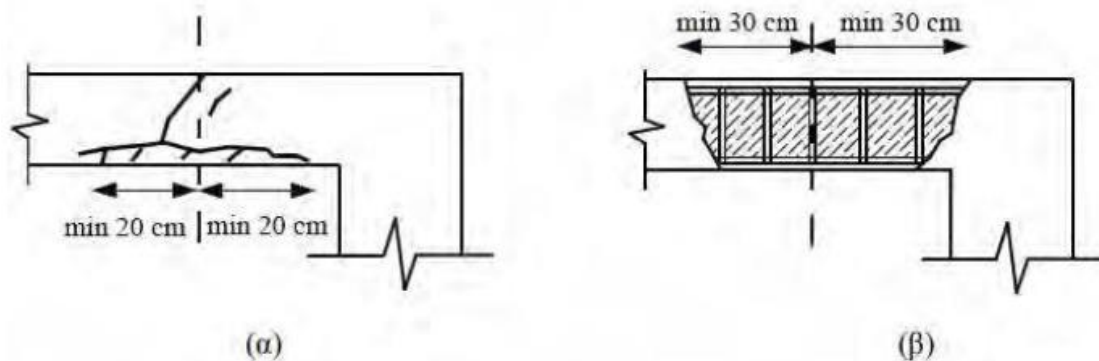
Εάν οι βλάβες της δοκού οφείλονται σε κάμψη, πριν τη διάστρωση του σκυροδέματος για τη δημιουργία του μανδύα, γίνεται αποκάλυψη του υπάρχοντος οπλισμού της δοκού σε ορισμένες θέσεις και συγκόλληση νέου οπλισμού κάμψης πάνω στον παλιό μέσω παρεμβλημάτων (Εικόνα 5.4). Η σύνδεση του μανδύα με την υφιστάμενη διατομή από σκυρόδεμα γίνεται είτε με συνδετήρες, οι οποίοι αγκυρώνονται σε οριζόντιες οπές που διανοίγονται στον κορμό της δοκού που ενισχύεται, είτε με χημικώς πακτωμένα βλήτρα. Όταν η ενίσχυση της δοκού συνοδεύεται από αύξηση του πάχους της υπερκείμενης πλάκας, οι συνδετήρες για τη σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου περικλείουν ολόκληρη την ενισχυόμενη δοκό.

Ένα σημαντικό πρόβλημα που αντιμετωπίζεται συνήθως στην κατασκευή του μανδύα, είναι η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό συνιστάται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή να

αντικαθίσταται το τσιμέντο από μη συρρικνούμενη κονία, ενώ οι κόκκοι του αδρανούς πρέπει να είναι μικρότεροι ή ίσοι με τους κόκκους του υπάρχοντος σκυροδέματος.

Όταν εμφανίζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος τμήματος της δοκού που συνοδεύεται από βλάβες τόσο του διαμήκους, όσο και του εγκάρσιου οπλισμού, η τεχνική που εφαρμόζεται είναι η εξής:

- Υποσύλωση της δοκού.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος σε ολόκληρο το βλαμμένο τμήμα της δοκού (Εικόνα 3.5α) και προσεκτικός καθαρισμός της εναπομένουσας διατομής.
- Έλεγχος του υπάρχοντος διαμήκους οπλισμού και ενίσχυση αυτού εάν απαιτείται με ηλεκτροσυγκόλληση νέων ράβδων.
- Απομάκρυνση των διαρρηγμένων και τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Διαμόρφωση των παρειών του παλαιού σκυροδέματος.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Σκυροδέτηση του καθαιεθέντος τμήματος με έγχυτο σκυρόδεμα ή διάστρωση εγκιβωτισμένου σκυροδέματος (pre-packed concrete).



**Εικόνα 5.5:** Επισκευή δοκού με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής.

(α) Ρηγματωμένη διατομή. (β) Προσθήκη νέου οπλισμού.

Όσον αφορά στη συμπεριφορά των επισκευασμένων δοκών, θεωρούμε ότι με σωστή εφαρμογή μίας από τις παραπάνω μεθόδους, τόσο η δυσκαμψία όσο και η αντοχή τους μπορούν να αποκατασταθούν πλήρως. Κατά συνέπεια οι διορθωτικοί συντελεστές μονολιθικότητας  $k_k$  και  $k_r$  μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.



## • Ενίσχυση

Πέρα από την χρήση της για την επισκευή δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν υποστεί βλάβες, η τεχνική της κατασκευής μανδύων αποτελεί την συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής τους αντοχής. Όπως προαναφέρθηκε, πριν την σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στην εφελκυσόμενη παρειά και νέοι συνδετήρες περιμετρικά του στοιχείου.

Για την δημιουργία του μανδύα μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε έγχυτο είτε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αν και συνήθως προτιμάται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας.

Στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατή η θραύση της πλάκας στην περιοχή πάνω από την θλιβόμενη παρειά της δοκού, έτσι ώστε να κατασκευαστεί κλειστός μανδύας, επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της τοποθέτησης ανοικτού μανδύα. Για την κατασκευή του χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την εξασφάλιση της επαρκούς αγκύρωσης των συνδετήρων.

Επίσης, ο διορθωτικός συντελεστής μονολιθικότητας για τη δυσκαμψία  $k_k$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.75, ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής για την αντοχή  $k_r$  παίρνει τις τιμές 0.90 και 0.80 για διαστασιολόγηση της ενισχυμένης διατομής έναντι κάμψης και διάτμησης, αντίστοιχα.

### 5.1.1.3 Επισκευή και ενίσχυση υποστυλωμάτων

Τα στοιχεία μιας κατασκευής στα οποία επικεντρώνονται οι επεμβάσεις είναι τα υποστυλώματα και αυτό γιατί αυτά είναι που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία, εμφανίζουν το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών και έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Είναι μία μέθοδος που εξασφαλίζει αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και της κατ' επέκταση της κατασκευής. Τα υποστυλώματα στα οποία εφαρμόζεται εμφανίζουν συνήθως



σοβαρές βλάβες και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή ανεπάρκεια σε κάποιο από τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά τους.

Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση των δοκών, ένα υποστύλωμα μπορεί είτε μόνο να επισκευαστεί σε περίπτωση που έχει υποστεί βλάβες, είτε επιπλέον να ενισχυθεί, έτσι ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά του και γενικότερα να βελτιωθεί η συμπεριφορά του.

### • **Επισκευή**

Η μέθοδος επισκευής ενός υποστυλώματος αφορά στη διαδικασία αποκατάστασης των αρχικών χαρακτηριστικών της διατομής του στοιχείου και είναι συνάρτηση του βαθμού της βλάβης που έχει υποστεί.

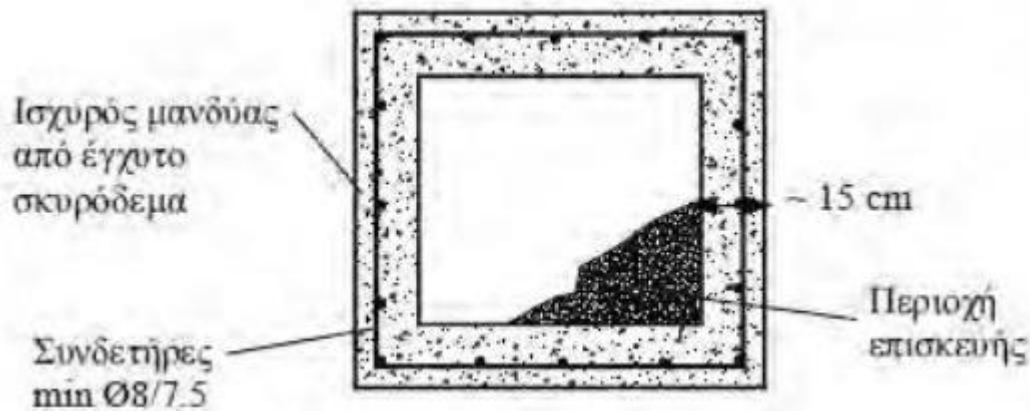
**α) Απλή Ρηγμάτωση.** Στην περίπτωση που η βλάβη περιορίζεται σε απλή ρηγμάτωση ή επιφανειακή αποφλοιώση του σκυροδέματος, χωρίς να παρατηρείται αποδιοργάνωση του περισφιγμένου πυρήνα της διατομής και λυγισμός των κατακόρυφων ράβδων του διαμήκους οπλισμού, η συγκόλληση των ρωγμών επιτυγχάνεται με τη βοήθεια εποξικής ρητίνης, ενώ για την αποκατάσταση του φλοιού χρησιμοποιείται συνήθως επισκευαστικό κονίαμα.

**(β) Τοπική Βλάβη με Μερική Αποδιοργάνωση του Σκυροδέματος.** Εάν η βλάβη είναι μεν τοπική αλλά εκδηλώνεται με μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστυλώματος, η διαδικασία επισκευής περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- 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 ενσωματωμένη μεταλλική



κατασκευή από κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά κολάρα ή πλήρη χαλύβδινα φύλλα (μεταλλικός κλωβός).



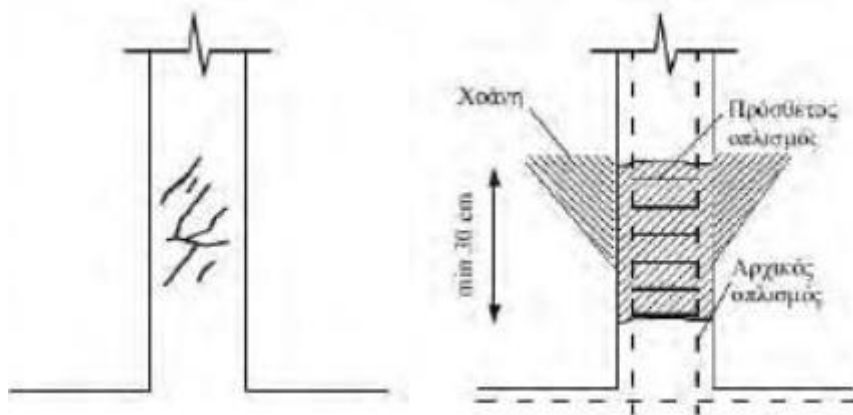
Εικόνα 5.6: Επισκευή υποστυλώματος με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα.

Το πλεονέκτημα της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού σε σύγκριση με την κατασκευή μανδύα είναι η δυνατότητα ανάληψης ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του στοιχείου. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την εξαιρετική ταχύτητα εφαρμογής της μεθόδου σε περίπτωση έκτακτης ανάγκης, την καθιστούν μία ιδιαίτερα ελκυστική προσωρινή λύση για την άμεση ανάληψη κατακόρυφων φορτίων σε υποστυλώματα που υπέστησαν βλάβες με συνέπεια να μην είναι σε θέση να μεταφέρουν πλέον τα αξονικά τους φορτία με ασφάλεια.

**γ) Σοβαρή Βλάβη με Πλήρη Αποδιοργάνωση του Σκυροδέματος.** Όταν η βλάβη είναι σοβαρή, όταν δηλαδή εμφανίζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστυλώματος που συνοδεύεται από διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων του διαμήκους οπλισμού, η επισκευή του βλαμμένου υποστυλώματος γίνεται ως εξής:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη υποστύλωμα.
- Πλήρης καθαίρεση του αποδιοργανωμένου τμήματος του υποστυλώματος σε ύψος τουλάχιστον 30cm .
- Έλεγχος και ενίσχυση του διαμήκους οπλισμού όπου αυτό απαιτείται.
- Προσθήκη πυκνών συνδετήρων.
- Τοποθέτηση ξυλοτύπου.
- Διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή έτοιμου κονιάματος.





Εικόνα 5.7: Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαμμένης περιοχής.

Όπως προαναφέρθηκε στην περίπτωση κατασκευής μανδύα για την επισκευή δοκών, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Όταν ένας μανδύας από σκυρόδεμα τοποθετείται γύρω από ένα υφιστάμενο υποστύλωμα, η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος περιορίζεται από το υπάρχον σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες ενδέχεται να οδηγήσουν σε ρηγμάτωση του μανδύα κάθετα στον άξονα του στοιχείου. Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται με χρήση σκυροδέματος με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή αντικατάσταση του τσιμέντου από μη συρρικνούμενη κονία. Επιπλέον απαιτείται η πλήρης αποφόρτιση της περιοχής των υπερκείμενων ορόφων που φορτίζουν το υπόψη υποστύλωμα, έτσι ώστε, όταν το επισκευασμένο στοιχείο κληθεί να παραλάβει φορτία, να αναιρεθούν τυχόν παραμορφώσεις λόγω συστολής ξηράνσεως. Επίσης για τη διευκόλυνση της σκυροδέτησης και την καλύτερη συμπύκνωση του νέου σκυροδέματος, συνιστάται η απόληξη του ξυλοτύπου προς τα επάνω να έχει τη μορφή χοάνης, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.7. Το επιπλέον πρισματικό τμήμα σκυροδέματος που προκύπτει με τον τρόπο αυτό αφαιρείται την επόμενη μέρα της σκυροδέτησης.

Αναφορικά με τη διαστασιολόγηση του επισκευασμένου στοιχείου, οι διορθωτικοί συντελεστές μονολιθικότητας  $k_k$  και  $k_r$  μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

#### ▪ Ενίσχυση



Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, την δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποσύλωμα έχει ήδη υπερβεί την φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί η αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί.



**Εικόνα 5.8:** Ενίσχυση υποστυλωμάτων και δοκών με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

- Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα. Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.
- Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην

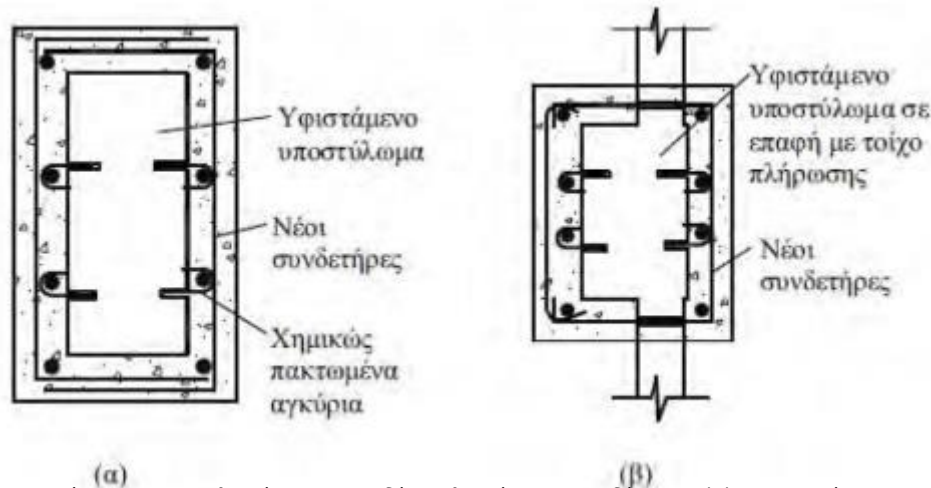


εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδύων, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

- Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα. Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδύων είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10 -15 mm. Με την χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως καθώς τα αδρανή που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη λόγω έλλειψης εμπειρίας εκ μέρους των τεχνικών και υψηλού σχετικά κόστους.
- Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα. Με την χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα που αποτελεί τροχοπέδη για τη διάδοση της είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

Στην Εικόνα 5.9(α) φαίνεται μία τεχνική κατασκευής μανδύα κλειστού τύπου γύρω από μεμονωμένο εσωτερικό υποστύλωμα, ενώ στην Εικόνα 5.9(β) δίνεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια για περιμετρικό υποστύλωμα που βρίσκεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης. Και στις δύο περιπτώσεις το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με συνδυασμό ηλεκτροσυγκολλήσεων του νέου οπλισμού στον παλιό ή/και χημικώς πακτωμένων αγκυρίων (μηχανισμός δράσης βλήτρου). Στις Εικόνες 3.9(α) και 3.9(β) φαίνεται η χρήση βλήτρων. Για να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα της ενίσχυσης απαιτείται η εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή, και στη συνέχεια ο επιμελής καθαρισμός της εκτραχυνμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση. Όπως και στην περίπτωση των δοκών, για την εκτράχυνση, η οποία πρέπει να

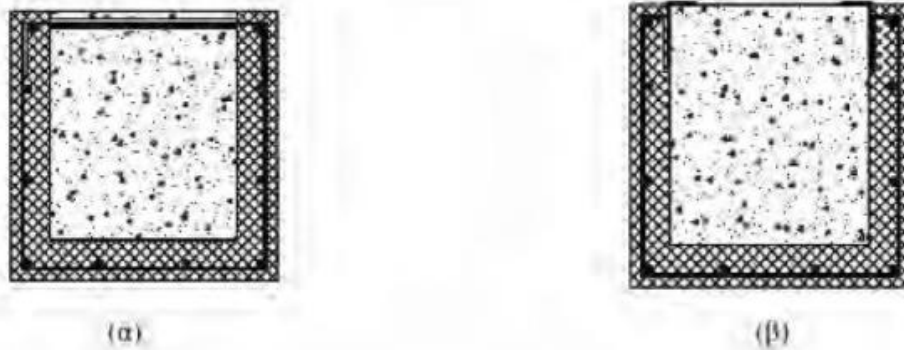
έχει βάθος περίπου 6 mm, πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατάλληλος μηχανικός εξοπλισμός. Πρέπει ακόμα να σημειωθεί ότι η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος πρέπει να διαβρέχεται πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα. Μαζί με το σκυρόδεμα συνίσταται να διαβρέχονται είτε ο ξυλότυπος στην περίπτωση που χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα είτε τα αδρανή στην περίπτωση μανδύα από σκυροτσιμεντόπηγμα.



Εικόνα 5.9: Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα σπλισμένου σκυροδέματος. (α) Εσωτερικό μεμονωμένο υποστύλωμα. (β) Περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα.

Στην περίπτωση του εξωτερικού υποστυλώματος σε επαφή με τοιχώματα σπλισμένου σκυροδέματος (Εικόνα 3.9β), ο μανδύας μπορεί να διαιρεθεί σε δύο τμήματα, ένα σε κάθε πλευρά του τοιχώματος. Προκειμένου να τοποθετηθούν οι συνδετήρες του μανδύα, είναι απαραίτητο να διανοιχθούν διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια το τοίχωμα. Για να περιοριστεί η διάμετρος των οπών εντός λογικών ορίων, συνιστάται η κάμψη των άκρων των συνδετήρων προκειμένου να αγκυρωθούν να γίνεται επιτόπου.

Όταν ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή λόγω π.χ. μεσοτοιχίας ή αρμού, επιλέγεται η λύση του ανοικτού μανδύα. Στην Εικόνα 5.10(α) και 5.10(β) φαίνονται δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις μανδύα ανοικτού τύπου. Όπως και στην περίπτωση των δοκών, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην αγκύρωση των συνδετήρων και στη συγκόλληση παλαιού και νέου σπλισμού.



**Εικόνα 5.10:** Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοικτού τυπού. (α) Αγκύρωση συνδετήρων με διαμπερή σπή και συγκόλληση. (β) Αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρωμένα στο υπάρχον στοιχείο

Πειραματικοί έλεγχοι σε υποστυλώματα που είχαν ενισχυθεί με κλειστούς μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έδειξαν ότι το ενισχυμένο στοιχείο συμπεριφέρεται σχεδόν πανομοιότυπα με το αντίστοιχο μονολιθικό όσον αφορά τόσο στη δυσκαμψία όσο και στην αντοχή του. Παρόλα αυτά, λόγω αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στην ποιότητα κατασκευής του μανδύα και κατ' επέκταση στο βαθμό συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος, συνιστάται, οι αντίστοιχοι συντελεστές μονολιθικότητας να λαμβάνουν τιμές  $k_k = 0.70-1.00$  και  $k_r = 0.80-1.00$ .

Απαραίτητες προϋποθέσεις για την εφαρμογή των παραπάνω συντελεστών, σε περίπτωση που το υποστυλώμα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, είναι να έχει αποκατασταθεί η συνέχειά του με συγκόλληση νέου οπλισμού, καθώς επίσης οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα να είναι καλά αγκυρωμένες στον υπάρχοντα φορέα και το εμβαδόν του μανδύα να είναι μικρότερο από το διπλάσιο του εμβαδού του αρχικού στοιχείου.

Σε κάθε περίπτωση η διαστασιολόγηση του μανδύα μπορεί να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση λαμβάνεται υπόψη μόνο η διατομή του μανδύα και αγνοείται πλήρως το υπάρχον στοιχείο είτε η δυσκαμψία των ενισχυμένων στοιχείων εκτιμάται με χρήση  $k_r = 0.70$ , ενώ στη δεύτερη ανάλυση θεωρείται πλήρως μονολιθική σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου οπότε λαμβάνεται  $k_k = 1.00$ . Όσον αφορά το ελάχιστο πάχος του μανδύα πρέπει να είναι τουλάχιστον 5cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος και 8-12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μια σειρά οπλισμών και 12cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών.



#### 5.1.1.4 Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων

Για την επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται μέθοδοι ανάλογες με αυτές που εφαρμόζονται για τα υποστυλώματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν τα τοιχώματα για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων, οι επεμβάσεις που γίνονται σε αυτά πρέπει να είναι προϊόν ενδεδειγμένης μελέτης, στην οποία θα λαμβάνεται σαφώς υπόψη η επιρροή που θα έχουν στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

##### ▪ Επισκευή

Στην περίπτωση που ένα τοίχωμα έχει υποστεί απλή ρηγματώση, οι ρωγμές συγκολλούνται κατά κανόνα με χρήση εποξικής ρητίνης. Παρόλα αυτά ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται όσον αφορά στην επισκευή τοιχωμάτων σε κτίρια που μελετήθηκαν σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς. Ο οπλισμός των τοιχωμάτων αυτών συνήθως δεν καλύπτει τις απαιτήσεις του ισχύοντος κανονισμού, γεγονός που οφείλεται στις μεθόδους ανάλυσης και σχεδιασμού που εφαρμόζονταν παλιότερα. Κατά συνέπεια η σφράγιση των ρωγμών με ρητίνες τις περισσότερες φορές δεν είναι αρκετή και για το λόγο αυτό συνιστάται η περαιτέρω ενίσχυση των τοιχωμάτων είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε με εφαρμογή εξωτερικής περίσφιξης.

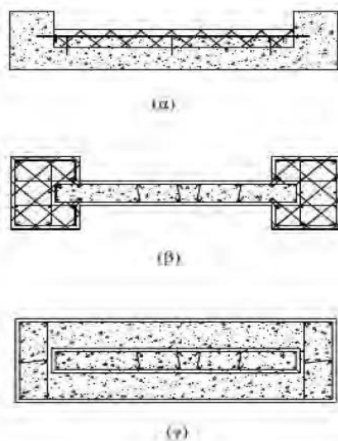
Για σοβαρότερη βλάβη που εκδηλώνεται με την αποδιοργάνωση του σκυροδέματος γίνεται αρχικά αποκατάσταση ίσης διατομής η οποία συνήθως συνοδεύεται από κατασκευή μανδύα. Τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα ακόλουθα:

- Υποσύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη τοίχωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Αντικατάσταση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος όπου τούτο έχει καθαριστεί, με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή με ειδικό κονίαμα.
- Τοποθέτηση οπλισμού από κάθε πλευρά του τοιχώματος με τη μορφή δομικού πλέγματος ή εσχάρας. Συνιστάται συγκέντρωση του οπλισμού στα άκρα του τοιχώματος.
- Σύνδεση των δομικών πλεγμάτων με εγκάρσιους συνδέσμους έναν ανά δύο τετραγωνικά μέτρα.
- Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή έτοιμου ειδικού κονιάματος για τη δημιουργία διπλού μανδύα.

Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι τοιχώματα που έχουν επισκευαστεί με βάση την παραπάνω διαδικασία παρουσιάζουν την ίδια περίπου αντοχή με το αρχικό στοιχείο, αν και η δυσκαμψία τους είναι κατά κανόνα ελαφρά μικρότερη. Για τη διαστασιολόγηση του επισκευασμένου τοιχώματος και οι δύο διορθωτικοί συντελεστές μονολιθικότητας μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

#### ▪ Ενίσχυση

Η μέθοδος της κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την πλέον συνηθισμένη και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης τοιχωμάτων. Σε αντίθεση με τα υποστύλωματα, για τα οποία επιλέγεται συνήθως η λύση του κλειστού μανδύα, κατά κανόνα οι μανδύες για την ενίσχυση των τοιχωμάτων δεν είναι κλειστοί. Αυτό οφείλεται κυρίως στη μεγάλη τιμή του λόγου του μήκους ως προς το πλάτος τους, ο οποίος είναι ίσος ή μεγαλύτερος του τέσσερα και μπορεί να πάρει πολύ μεγάλες τιμές. Για το λόγο αυτό κατά κανόνα η ενίσχυση του τοιχώματος αφορά στην αύξηση του πάχους του με κατασκευή μανδύα ανοικτού τύπου που αποβλέπει κυρίως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής του τοιχώματος. Μία άλλη συνηθισμένη πρακτική που εφαρμόζεται κυρίως για την καμπτική ενίσχυση των τοιχωμάτων είναι η κατασκευή δύο κρυφοϋποστύλωμάτων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.11β. Στην Εικόνα 5.11γ παρουσιάζεται η κατασκευή κλειστού μανδύα που περιβάλλει ολόκληρο το υπάρχον τοίχωμα.



**Εικόνα 5.11:** Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους.

(α) Διατμητική ενίσχυση. (β) Καμπτική ενίσχυση.

(γ) Διατμητική και καμπτική ενίσχυση με κλειστό μανδύα.

## 5.2 Επισκευή και ενίσχυση με σύνθετα υλικά (FRP)

Η ραγδαία πρόοδος που έχει σημειωθεί στον τομέα της τεχνολογίας των δομικών υλικών τα τελευταία χρόνια, είχε ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη πληθώρας



νέων προϊόντων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε πολλές εφαρμογές της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού, όπου η αποκλειστική χρήση συμβατικών υλικών αποτυγχάνει να παρέχει μία ικανοποιητική λύση. Μεταξύ των προϊόντων αυτών σημαντική θέση κατέχουν τα σύνθετα υλικά (fiber reinforced polymer composites), τα οποία αποτελούνται από 'υφάσματα' από ινώδη οπλισμένα πολυμερή εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα 'υφάσματα' αυτά τοποθετούνται στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων, αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαπενταετίας, στο πλαίσιο ερευνητικών προγραμμάτων και δραστηριοτήτων, ερευνητές από διάφορα μέρη του κόσμου έχουν αναπτύξει πολλές εφαρμογές σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή για την όπλιση και προένταση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, τη σεισμική ενίσχυση κατασκευών τόσο από οπλισμένο σκυρόδεμα (Εικόνα 3.12) όσο και από άοπλη τοιχοποιία, την ενίσχυση γεφυρών και κτιριακών κατασκευών, κτλ. Οι προσπάθειες των ερευνητών αυτών είχαν ως αποτέλεσμα μία πραγματικά εντυπωσιακή ανάπτυξη της μεθόδου ενίσχυσης κατασκευών με σύνθετα υλικά, με τις πρώτες ευρείας κλίμακας εφαρμογές να αναφέρονται στις αρχές της περασμένης δεκαετίας.

Οι βασικές αρχές για το σχεδιασμό μανδύων από σύνθετα υλικά είναι αντίστοιχες με τις αρχές σχεδιασμού των μεταλλικών μανδύων. Σε σύγκριση με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων για την ενίσχυση δομικών στοιχείων, η εναλλακτική εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα, όπως οι εξαιρετικές ιδιότητες βάρους προς αντοχή, η διαθεσιμότητα του υλικού σε σχετικά απεριόριστο μήκος, η συγκριτικά ευκολότερη εγκατάσταση και η ανθεκτικότητα σε διάβρωση. Τα πλεονεκτήματα αυτά καθιστούν τα σύνθετα υλικά μία πολύ ελκυστική εναλλακτική πρόταση.





Εικόνα 5.12: Τοποθέτηση υφασμάτων ινοπλισμένων πολυμερών σε υποστυλώματα και κόμβους.

Γενικά, η εφαρμογή των υλικών αυτών έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση ή ορθότερα την τροποποίηση της καμπτικής, διατμητικής και αξονικής αντοχής του μέλους στο οποίο εφαρμόζεται. Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. Αντιπροσωπευτικές χρήσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.
- Παθητική περίσφιξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών. Τα σύνθετα υλικά έχουν χρησιμοποιηθεί και για την επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων κτιρίων, μνημείων και ιστορικών και αρχαιολογικών κτισμάτων που έχουν υποστεί ρηγματώσεις και άλλου είδους βλάβες.

Παρ' όλες τις υψηλές προσδοκίες που έχουν καλλιεργηθεί, η χρήση σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή έχει μία σχετικά βραχύχρονη ιστορία. Κατά συνέπεια, η απόφαση για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών με ινοπλισμένα πολυμερή πρέπει να λαμβάνεται με ιδιαίτερη προσοχή και αφού συνεξεταστούν όλες



οι υπόλοιπες εναλλακτικές επιλογές. Η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει γενικά να αποφεύγεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Η κατάσταση της υπόστρωσης πάνω στην οποία θα εφαρμοστούν τα σύνθετα υλικά είναι άγνωστη ή έχει υποστεί σημαντική απομείωση της αντοχής της.
- Υπάρχει σε εξέλιξη σημαντική διάβρωση του σιδηροπλισμού.
- Δεν υπάρχει σιδηροπλισμός που να εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά του μέλους που πρόκειται να ενισχυθεί.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών σε σχέση με τις παραδοσιακές μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης με χρήση συμβατικών υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη. Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη.
- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.

Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.

- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).
- Το βάρος των σύνθετων υλικό είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.
- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- Τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών παραμένουν πρακτικά αμετάβλητα.
- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

Ως επίλογος αξίζει να αναφερθεί ότι οι μηχανικοί που επιλέγουν τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών για την ενίσχυση μίας κατασκευής βρίσκονται αντιμέτωποι με μία μεγάλη πρόκληση. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι η τεχνολογία τους δεν είναι ευρέως γνωστή στον τεχνικό κόσμο σε σύγκριση με την αντίστοιχη τεχνολογία των συμβατικών υλικών επισκευής και ενίσχυσης, όπως είναι ο χάλυβας



και το σκυρόδεμα. Για το λόγο αυτό το παρόν κεφάλαιο είναι σχετικά εκτεταμένο, έτσι ώστε πολλές από τις έννοιες που σχετίζονται με τη χρήση σύνθετων υλικών να αποσαφηνιστούν όσο το δυνατόν πληρέστερα.

#### 5.2.1 Στάδια εφαρμογής σύνθετων

Συνοπτικά, η διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

- Καθαίρεση του επιχρίσματος.
- Αποκατάσταση των ενδεχόμενων βλαβών με χρήση κατάλληλης μεθόδου.
- Προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού στοιχείου (εξομάλυνση της επιφάνειας, λάξευση γωνιών, κτλ.).
- Επάλειψη της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με εποξική ρητίνη ή άλλη κατάλληλη συγκολλητική ουσία.
- Τοποθέτηση της πρώτης στρώσης του ινοπλισμένου πολυμερούς στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Συνιστάται η πλήρης επαφή του σύνθετου υλικού με την επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Στην περίπτωση χρήσης υλικών τύπου ελάσματος χρησιμοποιείται μόνο μία στρώση.
- Τοποθέτηση ειδικών αγκυρίων όπου απαιτείται (τοιχεία, άνω παρειές δοκών, κτλ.).
- Τοποθέτηση επιπλέον στρώσεων σύνθετου υλικού σύμφωνα με τη μελέτη επισκευής / ενίσχυσης.
- Μετά τη σκλήρυνση του συστήματος (περίπου μετά από 24 ώρες), εφαρμογή επιχρίσματος και βαφή της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με βάση αρχιτεκτονικές και αισθητικές απαιτήσεις.

Τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό της ενίσχυσης τόσο γραμμικών στοιχείων - υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων και δοκών όσο και επιφανειακών στοιχείων πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με την εφαρμογή των σύνθετων υλικών μπορεί να επιτευχθεί σημαντική αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής των ενισχυόμενων στοιχείων με πρακτικά μηδενική επιβάρυνση του βάρους τους. Ειδικά για την περίπτωση γραμμικών στοιχείων, τα ινοπλισμένα πολυμερή χρησιμοποιούνται επιπλέον για την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στο στοιχείο μέσω της οποίας επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος όσο και της πλαστιμότητας του στοιχείου.



### 5.2.2 Επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης με μανδύα σύνθετων υλικών

Η τεχνική της επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης με τοποθέτηση μανδυνών από σύνθετα υλικά εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα κτιρίων και βάθρα γεφυρών. Η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή είναι αποδοτικότερη για στοιχεία κυκλικής και τετραγωνικής διατομής. Για υποστυλώματα με ορθογωνική διατομή, η απόδοση της εφαρμογής περιορίζεται όσο αυξάνεται ο λόγος των πλευρών της διατομής του υποστυλώματος. Προκειμένου να επιτευχθεί πλήρης περίσφιγξη ορθογωνικής διατομής απαιτείται η τροποποίηση της διατομής είτε με λάξευση των γωνιών της είτε με τοποθέτηση πρόσθετου σκυροδέματος, έτσι ώστε να δημιουργηθεί μία συνεχής καμπύλη επιφάνεια πάνω στην οποία θα τοποθετηθεί ο μανδύας. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της περίσφιγξης μπορεί να έχουν μία από τις ακόλουθες μορφές:

- Ολόσωμοι μανδύες που αποτελούνται από στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών, οι οποίοι επικολλούνται εξωτερικά σε όλο το ύψος του προς ενίσχυση στοιχείου.
- Μανδύες περιορισμένου ύψους ('κολάρα') που αποτελούνται από μεμονωμένες λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών.
- Προεντεταμένοι μανδύες περιορισμένου ύψους από ινοπλισμένα πολυμερή με μορφή ταινιών 'πακεταρίσματος'.
- Ινοπλισμένα πολυμερή με μορφή σπειροειδούς σπλισμού, ο οποίος περιελίσσεται στην εξωτερική επιφάνεια του προς ενίσχυση στοιχείου κατ'αντιστοιχία με το συνήθη σπειροειδή σιδηροπλισμό που χρησιμοποιείται για την όπλιση του στοιχείου.

Μέσω της εξωτερικής περίσφιγξης που επιβάλλει ο μανδύας σύνθετων υλικών, εισάγεται τριαξονική θλίψη στο σκυρόδεμα και έτσι επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της θλιπτικής του αντοχής όσο και της πλαστιμότητας του στοιχείου έναντι του πρόσθετου φορτίου που καλείται να αναλάβει μετά την επέμβαση. Επιπλέον με το μανδύα σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή μπορεί να αποτραπεί ο λυγισμός των θλιβομένων ράβδων του διαμήκους σπλισμού του στοιχείου λόγω μεγάλης απόστασης μεταξύ των υπάρχοντων συνδετήρων στις περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Τέλος, όταν το διατιθέμενο μήκος υπερκάλυψης των διαμήκων σπλισμών στις περιοχές των ενώσεων δεν είναι επαρκές, είναι δυνατό μέσω



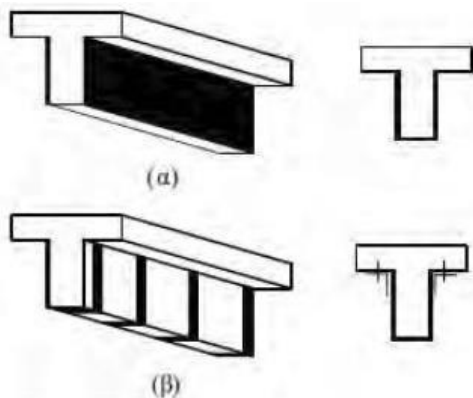
της εξωτερικά επιβαλλόμενης περίσφιγξης από το μανδύα σύνθετων υλικών να επιτευχθεί βελτίωση των συνθηκών αγκύρωσης και κατά συνέπεια να μειωθεί ο κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των ματιζομένων ράβδων οπλισμού του στοιχείου.

- Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής επιτυγχάνεται με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών, των οποίων οι ίνες είναι προσανατολισμένες κάθετα στον άξονα του στοιχείου.
- Για την αύξηση της πλαστιμότητας υποστυλωμάτων κυκλικής και ορθογωνικής διατομής χρησιμοποιούμε σύνθετα υλικά με προσανατολισμό των κυρίων ινών τους κάθετα στον άξονα του στοιχείου.

### 5.2.3 Αύξηση αντοχής σε τέμνουσα

Η διατμητική αντοχή δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορεί να αυξηθεί με μανδύες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή, οι οποίοι επικολλούνται εξωτερικά στα στοιχεία και παραλαμβάνουν τέμνουσα δύναμη κατ'αντιστοιχία με το συμβατικό οπλισμό διάτμησης. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για ενίσχυση σε διάτμηση μπορεί να έχουν, είτε τη μορφή ολόσωμων μανδυνών που αποτελούνται από επικολλητές στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών είτε τη μορφή μανδυνών περιορισμένου ύψους (κολάρα) που αποτελούνται από λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών. Στην Εικόνα 5.13 φαίνεται η εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων ενίσχυσης στην περίπτωση δοκών. Οι ίνες του πολυμερούς είναι κατά κανόνα κάθετες στον άξονα του στοιχείου.

Όσον αφορά στο σχεδιασμό του μανδύα σύνθετων υλικών, θεωρούμε ότι αυτός συμπεριφέρεται σαν πρόσθετος οπλισμός διάτμησης, ενώ δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής λόγω λοξής θλίψης κορμού.



Εικόνα 5.14: Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση με μανδύα σύνθετων υλικών.  
(α) Ολόσωμοι μανδύες. (β) Κολάρα.



### 5.2.5 Αύξηση αντοχής σε κάμψη

Όταν η καμπτική αντοχή ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μειωμένη λόγω ανεπαρκούς εφελκόμενου οπλισμού, μπορεί να αυξηθεί με επικόλληση στην κάτω παρειά του 'υφασμάτων' από σύνθετο υλικό ινοπλισμένου πολυμερούς. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως για την ενίσχυση πλακών και δοκών. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι σε περίπτωση αστοχίας του σύνθετου υλικού λόγω μίας τυχηματικής δράσης, όπως π.χ. πυρκαγιάς, το προς ενίσχυση στοιχείο να αναλαμβάνει ασφαλώς τουλάχιστον τα μόνιμα φορτία του. Για το λόγο αυτό συνιστάται να μην αυξάνεται η καμπτική αντοχή του στοιχείου περισσότερο από 50% σε σχέση με την αρχική αντοχή του.

Η σύνδεση του υπάρχοντος στοιχείου με τις στρώσεις του σύνθετου υλικού της ενίσχυσης θεωρείται μονολιθική, με το ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται σαν πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός.

Η αποδοτικότητα της ενίσχυσης της καμπτικής αντοχής με χρήση 'υφασμάτων' ινοπλισμένου πολυμερούς, είναι δυνατή μόνο εφόσον έχει εξασφαλιστεί η επάρκεια του μηχανισμού μεταφοράς δυνάμεων στην περιοχή απόληξης του 'υφάσματος' μέσω κατάλληλης αγκύρωσης των στρώσεων του σύνθετου υλικού στο υφιστάμενο στοιχείο, η οποία καλό είναι να γίνεται στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής. Ενδεχόμενη ανεπάρκεια του μηχανισμού αυτού, μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του συστήματος της ενίσχυσης με αποκόλληση από το ενισχυόμενου στοιχείο, λόγω υπερβολικής συγκέντρωσης τάσεων στα άκρα του μανδύα σύνθετου υλικού.

Οι γενικοί κανόνες που πρέπει να ακολουθούνται προκειμένου να μειωθεί η πιθανότητα αστοχίας της ενίσχυσης είναι οι εξής:

- Είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται περισσότερες στρώσεις ινοπλισμένου πολυμερούς μικρότερου πάχους αντί για λιγότερες στρώσεις μεγαλύτερου πάχους, αφού έτσι ικανοποιείται ευκολότερα το συμβιβαστό των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική επιβολή τάσεων στο σύνθετο υλικό. Συνιστάται ο αριθμός των στρώσεων να μην υπερβαίνει τις πέντε.
- Δεδομένου ότι τα σύνθετα υλικά διατίθενται κατά κανόνα σε ρολά μεγάλου



σχετικά μήκους, συνιστάται να αποφεύγεται η τοποθέτηση επικαλυπτόμενων φύλλων ινοπλισμένου πολυμερούς κατά μήκος του ενισχυόμενου στοιχείου, αλλά να χρησιμοποιούνται ενιαία 'υφάσματα'.

- Προκειμένου να μειωθεί ο κίνδυνος αποκόλλησης του σύνθετου υλικού από το στοιχείο, η απόσταση του 'υφάσματος' από το άκρο της διατομής του ενισχυόμενου στοιχείου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την επικάλυψη σκυροδέματος της πλησιέστερης προς το άκρο παράλληλης ράβδου σιδηροπλισμού.
- Για την καλύτερη αγκύρωση του ινοπλισμένου πολυμερούς στο στοιχείο μπορούν να χρησιμοποιούνται εγκάρσιες λωρίδες σύνθετου υλικού ή γωνιακά. Αντίθετα, πρέπει να αποφεύγεται η αγκύρωση του υλικού με διάνοιξη οπών, γιατί έτσι μειώνεται σημαντικά η αντοχή στα σημεία αυτά.
- Όταν χρησιμοποιούνται παράλληλα 'κολάρα' σύνθετου υλικού, η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το μικρότερο μήκος από το πενταπλάσιο του πάχους του στοιχείου και το 20% της απόστασης μεταξύ των σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών κάμψης κατά μήκος του στοιχείου.

## **6.ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΗΡΙΟ**

### **6.1 Γενικά**

Στο παρόν κεφάλαιο θα προταθούν δύο λύσεις ενίσχυσης του υφιστάμενου δομήματος. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης αποτίμησης προέκυψαν σοβαρές ανεπάρκειες σε όλα σχεδόν τα μέλη του πρώτου και του δευτέρου ορόφου της προσθήκης μετατρέποντας τους σε μαλακούς ορόφους. Οι δύο λύσεις που θα προταθούν είναι:

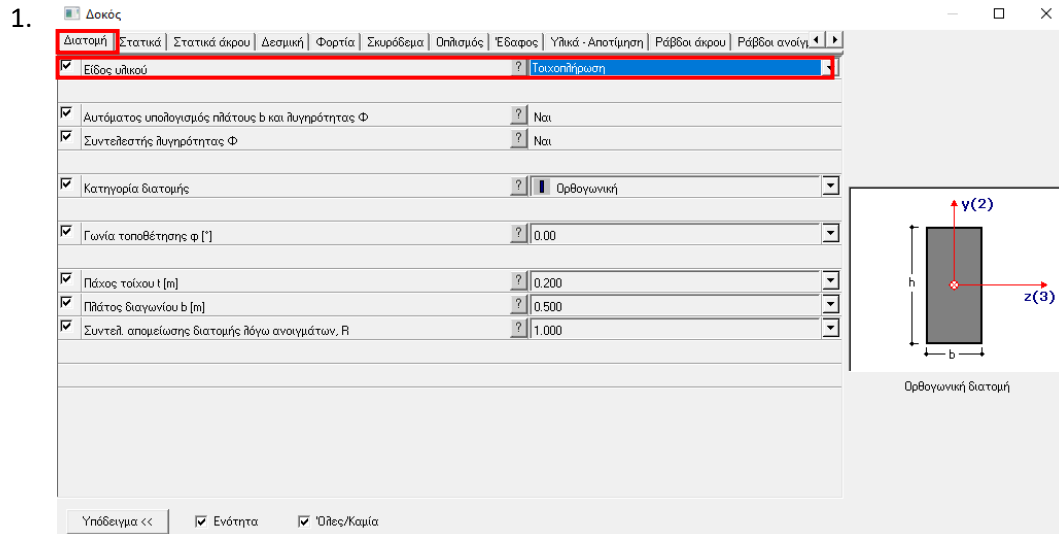
1<sup>η</sup> Λύση : Εμφάντωση πλαισίου με ενίσχυση υφιστάμενης πλινθοπλήρωσης (ενισχυμένη τοιχοποιία)

2<sup>η</sup> Λύση: Εμφάντωση πλαισίου με τοιχωματοποίηση.

Οι συγκεκριμένες ενισχύσεις θα εφαρμοσθούν άνωθεν του τοιχώματος ισογείου στον πρώτο και δεύτερο όροφο.

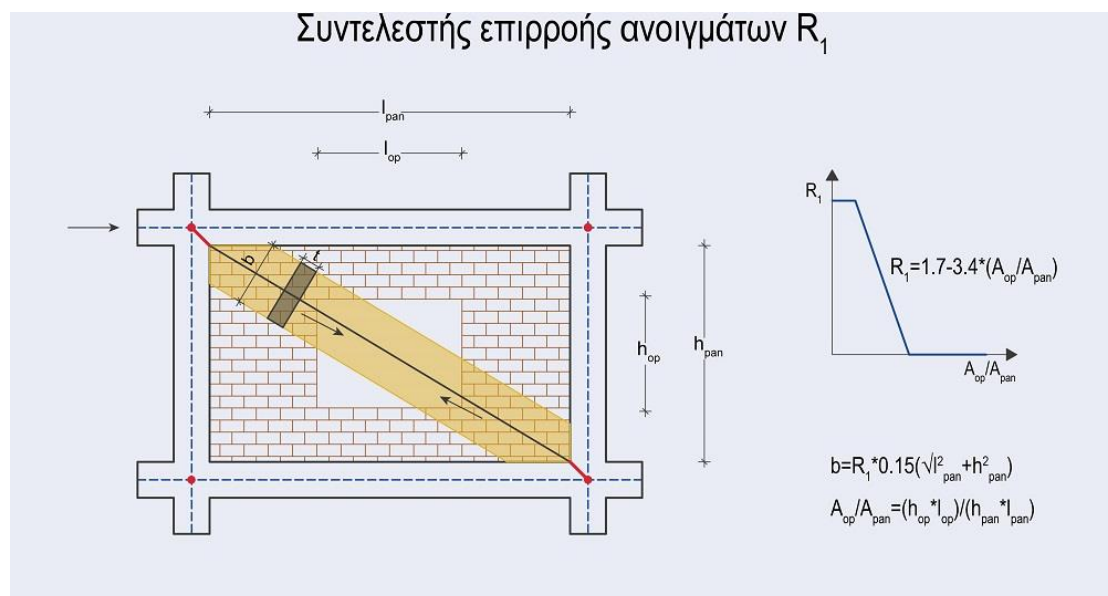
## 6.2 Ενισχυμένη τοιχοποιία

Προκειμένου να εισαχθούν και να ληφθούν υπόψιν τοιχοποιίες ακολουθείται η εξής διαδικασία:



Εικόνα 6.1: Καρτέλα Διατομή της δοκού

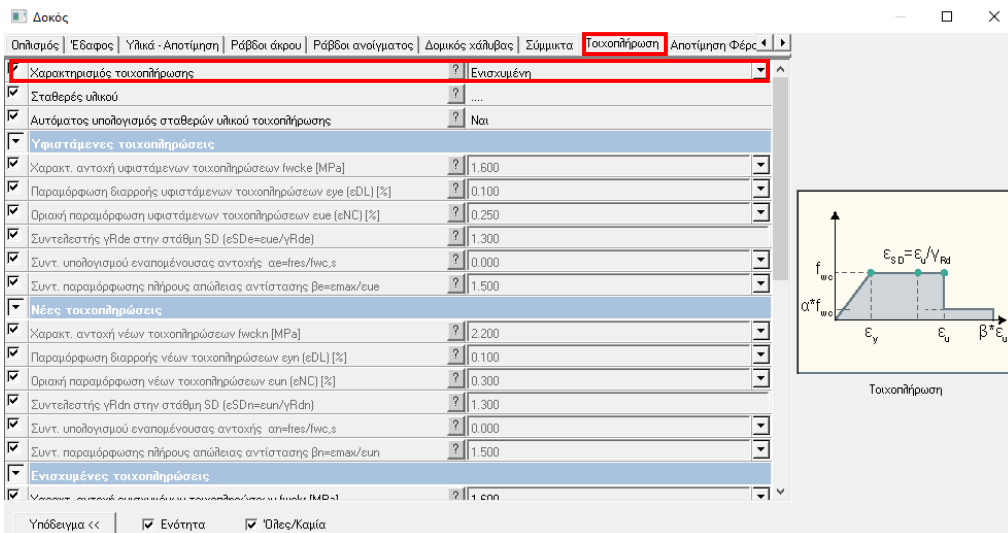
Οντότητα δοκός > διατομή > Τοιχοπλήρωση. Όπου προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά του όπως πάχους που στην περίπτωση μας είναι 0,20 m για μπατικό τοίχο. Το πάχος της διαγωνίου υπολογίζεται βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. από το παρακάτω σχήμα αυτόματα από το πρόγραμμα. Τέλος ο συντελεστής ανοίγματος λαμβάνεται ίσος με την μονάδα καθώς γίνεται η θεώρηση πως δεν υπάρχουν ανοίγματα στην προς ενίσχυση τοιχοποιία.



Εικόνα 6.2: Υπολογισμός πλάτους b διαγωνίου



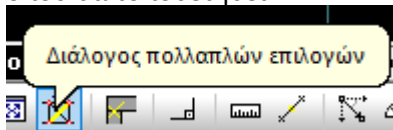
2.



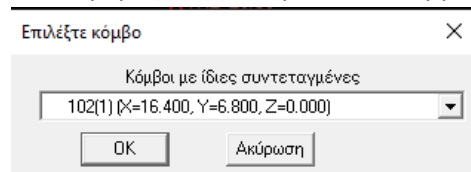
Εικόνα 6.3: Καρτέλα Τοιχοπλήρωση - Εισχυμένη

Οντότητα δοκός > Τοιχοπλήρωση > Χαρακτηρισμός τοιχοπλήρωσης: Τοιχοπλήρωση. Όπου χαρακτηρίζεται η μέθοδος ενίσχυσης που θα ακολουθηθεί.

Τέλος προκειμένου να εισαχθούν οι τοιχοποιίες στο προσομοίωμα ως χιαστί σύνδεσμοι ενεργοποιείται ο διάλογος πολλαπλών επιλογών στο κάτω μέρος και επιλέγονται οι κόμβοι όπου θα τοποθετηθεί.



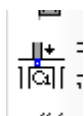
Εικόνα 6.4: Διάλογος πολλαπλών επιλογών



Εικόνα 6.5: Κόμβος χιαστί συνδέσμου

### 6.3 Τοιχωματοποίηση πλαισίου

Με βάση την παρ. 8.5.3.1βiii του ΚΑΝ.ΕΠΕ η όπλιση του κορμού και των ακραίων περιοχών του νέου τοιχώματος γίνεται με βάση τις διατάξεις των ΕΚ2 & ΕΚ8. Αρχικά δημιουργείται προσομοίωμα αντίστοιχο με των ενισχυμένων τοιχοπληρώσεων με την διαφορά πως αντί για χαρακτηρισμό τοιχοπλήρωση επιλέγεται η τοιχωματοπλήρωση. Στο δεύτερο προσομοίωμα εισάγονται υποστυλώματα μορφής Π ίδιας με αυτήν του ισογείου ορόφου με την εντολή «προσθήκη Φυτευτού» άνωθεν των τοιχωμάτων του ισογείου, χρησιμοποιώντας τους κόμβους τέλους τους. Τα μέλη χαρακτηρίζονται ως «νέα» και από την οντότητα «Κτήριο» στόχος μελέτης ορίζεται η διαστασιολόγηση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την όπλιση των νέων τοιχωμάτων που εισήχθησαν.



Εικόνα 6.7: Προσθήκη φυτευτού υποστυλώματος



## 6.4 Αποτελέσματα Τοιχοπληρώσεων

### 6.4.1 Αποτελέσματα ενισχυμένων τοιχοπληρώσεων

#### Πίνακες αντοχών τοιχοπληρώσεων

##### Γενικά δεδομένα και αντοχές τοιχοπληρώσεων

Μέλος [ ]	Είδος [ ]	t [m]	bca [m]	Lcl [m]	Συντ. Ανοστ. R	Συντ. Λογ. Φ	Σ(τm) [m]	ρ [%]	fwck [MPa]	Fwcs [kN]	δDL [mm]	δSD [mm]	δHC [mm]
Δ 1.2(1)	ENL	0,20	0,40	3,97	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1045,76	5,96	19,36	23,83
Δ 14.2(1)	ENL	0,20	0,40	3,97	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1045,76	5,96	19,36	23,83
Δ 16.2(1)	ENL	0,20	0,40	3,97	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1045,76	5,96	19,36	23,83
Δ 17.2(1)	ENL	0,20	0,40	3,97	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1045,76	5,96	19,36	23,83
Δ 1.1(2)	ENL	0,20	0,47	4,72	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1242,94	7,08	23,01	28,32
Δ 14.1(2)	ENL	0,20	0,47	4,72	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1242,94	7,08	23,01	28,32
Δ 15.1(2)	ENL	0,20	0,47	4,72	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1242,94	7,08	23,01	28,32
Δ 18.1(2)	ENL	0,20	0,47	4,72	1,00	-	0,15	0,050	1,60	1242,94	7,08	23,01	28,32

ΥΦΛ = Άοπλη υφιστάμενη | ΝΕΑ = Άοπλη νέα | ENL = Ενισχυμένη | ΤΟΛ = Τοιχοματοποίηση πλαίσιου

Εικόνα 6.8: Γενικά δεδομένα και αντοχές ενισχυμένων τοιχοπληρώσεων

#### Πίνακες λόγων επάρκειας τοιχοπληρώσεων

##### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας δοκών τοιχοπληρώσεως

Μέλος [ ]	Είδος [ ]	Πλάτος bca [cm]	Συντ. Λογ. Φ	Συντ. ανοστ. R	Fred/FR = Φ+R	ADL [ ]	ASD [ ]	ANC [ ]
Δ 1.2(1)	Ενισχυμ.	39,7	1,00	1,00	1,00	-	0,44	0,80
Δ 14.2(1)	Ενισχυμ.	39,7	1,00	1,00	1,00	-	0,44	0,79
Δ 16.2(1)	Ενισχυμ.	39,7	1,00	1,00	1,00	-	0,41	0,77
Δ 17.2(1)	Ενισχυμ.	39,7	1,00	1,00	1,00	-	0,41	0,77
Δ 1.1(2)	Ενισχυμ.	47,2	1,00	1,00	1,00	-	0,17	0,22
Δ 14.1(2)	Ενισχυμ.	47,2	1,00	1,00	1,00	-	0,17	0,22
Δ 15.1(2)	Ενισχυμ.	47,2	1,00	1,00	1,00	-	0,16	0,21
Δ 18.1(2)	Ενισχυμ.	47,2	1,00	1,00	1,00	-	0,15	0,21

Εικόνα 6.9: Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων τοιχοπληρώσεων

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>Δ7.6(1)</u>	Κύριο	0.22
NC	<u>Δ7.7(1)</u>	Κύριο	0.37

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>Δ7.3(0)</u>	Κύριο	0.71
NC	<u>Δ7.6(1)</u>	Κύριο	0.84

Εικόνα 6.10: Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών έπειτα από ενισχυμένη τοιχοποιία

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>Κ27(2)</u>	Κύριο	0.60
NC	<u>Κ6(1)</u>	Κύριο	0.86

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>Κ29(2)</u>	Κύριο	0.63
NC	<u>Κ29(2)</u>	Κύριο	0.83

Εικόνα 6.11: Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων έπειτα από ενισχυμένη τοιχοποιία

#### Διαγώνια εφελκυστική ρηγματώση πυρήνα οπλισμένου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	Κ29(1)	<u>0.39</u>
NC	Κ29(1)	<u>0.50</u>

#### Διαγώνια θλίψη πυρήνα κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	Κ6(0)	<u>0.15</u>
NC	Κ6(0)	<u>0.18</u>



Εικόνα 6.12: Μέγιστα λόγων επάρκειας κόμβων έπειτα από ενισχυμένη τοιχοποιία

## 6.4.2 Αποτελέσματα τοιχωματοποίησης

### Πίνακες αντοχών τοιχοπληρώσεων

#### Γενικά δεδομένα και αντοχές τοιχοπληρώσεων

Μέλος [I]	Είδος [I]	t [m]	bca [m]	Lel [m]	Συντ. Ανοι. R	Συντ. λυγρ. Φ	Σ(τm) [m]	ρ [%]	f <sub>wck</sub> [MPa]	f <sub>wcs</sub> [kN]	δDL [mm]	δSD [mm]	δNC [mm]
Δ 1.2(1)	ΤΟΙ.	0,45	0,60	3,97	1,00	-	-	-	-	2680,65	7,94	11,58	13,90
Δ 14.2(1)	ΤΟΙ.	0,45	0,60	3,97	1,00	-	-	-	-	2680,65	7,94	11,58	13,90
Δ 16.2(1)	ΤΟΙ.	0,45	0,60	3,97	1,00	-	-	-	-	2680,65	7,94	11,58	13,90
Δ 17.2(1)	ΤΟΙ.	0,45	0,60	3,97	1,00	-	-	-	-	2680,65	7,94	11,58	13,90
Δ 1.1(2)	ΤΟΙ.	0,20	0,71	4,72	1,00	-	-	-	-	1416,05	9,44	13,77	16,52
Δ 14.1(2)	ΤΟΙ.	0,20	0,71	4,72	1,00	-	-	-	-	1416,05	9,44	13,77	16,52
Δ 15.1(2)	ΤΟΙ.	0,20	0,78	5,23	1,00	-	-	-	-	1569,05	10,46	15,25	18,31
Δ 18.1(2)	ΤΟΙ.	0,20	0,78	5,23	1,00	-	-	-	-	1569,05	10,46	15,25	18,31

ΥΦΙ. = Άοψη υφιστάμενη / ΝΕΑ = Άοψη νέα / ΕΝΙ. = Ενισχυμένη / ΤΟΙ. = Τοιχωματοποίηση πλαίσιου

Εικόνα 6.13: Γενικά δεδομένα και αντοχές τοιχωμάτων

### Πίνακες λόγων επάρκειας τοιχοπληρώσεων

#### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας δοκών τοιχοπληρώσεων

Μέλος [I]	Είδος [I]	Πλάτος bca [cm]	Συντ. λυγρ.Φ	Συντ. ανοιγμ. R	F <sub>red</sub> /F <sub>R</sub> = Φ* <sub>R</sub>	ADL [I]	ASD [I]	ANC [I]
Δ 1.2(1)	Τοιχ. πλ.	59.6	1.00	1.00	1.00	-	0.48	0.85
Δ 14.2(1)	Τοιχ. πλ.	59.6	1.00	1.00	1.00	-	0.47	0.84
Δ 16.2(1)	Τοιχ. πλ.	59.6	1.00	1.00	1.00	-	0.48	0.85
Δ 17.2(1)	Τοιχ. πλ.	59.6	1.00	1.00	1.00	-	0.48	0.85
Δ 1.1(2)	Τοιχ. πλ.	70.8	1.00	1.00	1.00	-	0.39	0.56
Δ 14.1(2)	Τοιχ. πλ.	70.8	1.00	1.00	1.00	-	0.39	0.56
Δ 15.1(2)	Τοιχ. πλ.	78.5	1.00	1.00	1.00	-	0.36	0.49
Δ 18.1(2)	Τοιχ. πλ.	78.5	1.00	1.00	1.00	-	0.35	0.48

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας τοιχοπληρώσεων - Έλεγχος μετατοπίσεων.

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-
SD	Δ 17.2(1)	0.48
NC	Δ 17.2(1)	0.86

Εικόνα 6.14: Λόγοι επάρκειας τοιχωμάτων

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ 10.1(2)	Κύριο	0.45
NC	Δ 7.2(2)	Κύριο	0.64

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ 7.2(1)	Κύριο	0.84
NC	Δ 7.2(1)	Κύριο	0.98

Εικόνα 6.15: Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών έπειτα από τοιχωματοποίηση

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K 7(2)	Κύριο	0.97
NC	K 29(2)	Κύριο	0.92

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K 29(2)	Κύριο	0.74
NC	K 101(2)	Κύριο	0.96

Εικόνα 6.16: Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων έπειτα από τοιχωματοποίηση



### Διαγώνια εφελκυστική ρηγματώση πυρήνα οπλισμένου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K29(1)	0.47
NC	K27(1)	0.61

### Διαγώνια θλίψη πυρήνα κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K6(0)	0.16
NC	K27(1)	0.20

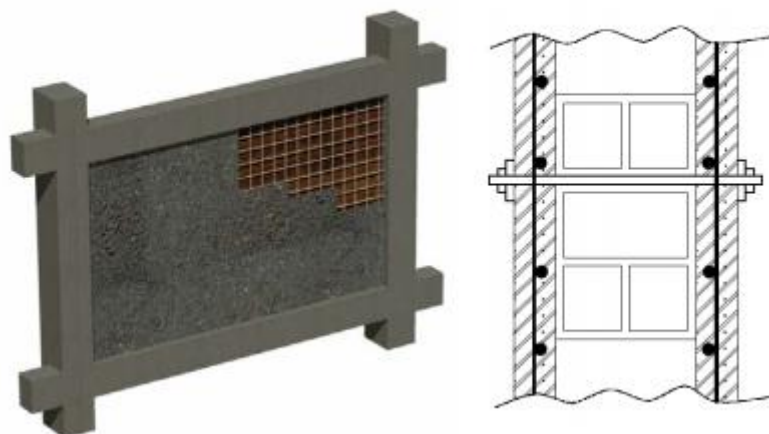
Εικόνα 6.17: Μέγιστα λόγων επάρκειας κόμβων έπειτα από τοιχωματοποίηση

## 6.5 Διαστασιολόγηση τοιχοπληρώσεων

### 6.5.1 Διαστασιολόγηση ενισχυμένης Τοιχοποιίας

Η ενίσχυση της υφιστάμενης τοιχοποιίας γίνεται αρχικά με καθαίρεση του επιχρίσματος, καθαρισμός της τοιχοπλήρωσης και έπειτα γίνεται χρήση αμφίπλευρου μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 7.5 cm εκατέρωθεν. Εντός του μανδύα έχει τοποθετηθεί εσχάρα σπλισμου με  $\rho = 0,0524\%$  που αντιστοιχεί σε  $\Phi 10/20$ . Οι μανδύες συνδέονται στερεώς με την τοιχοποιία μέσω διαμπερών κοχλιωτών συνδέσμων που καταλήγουν σε πλάκες αγκύρωσης (KAN.ΕΠΕ. 8.5.4α) .

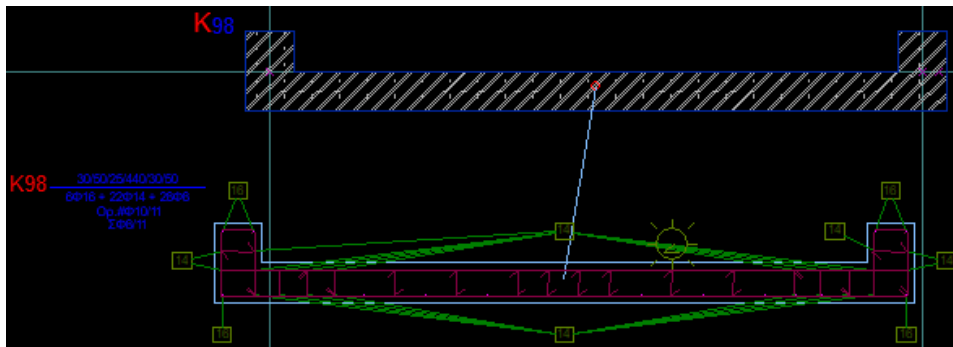
Βάση των σχέσεων Σ8.19, Σ8.20 & Σ8.21 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζονται και οι  $F_{wcs}=0.85VR_2$ ,  $VR_3$  &  $VR_2$  αντίστοιχα.



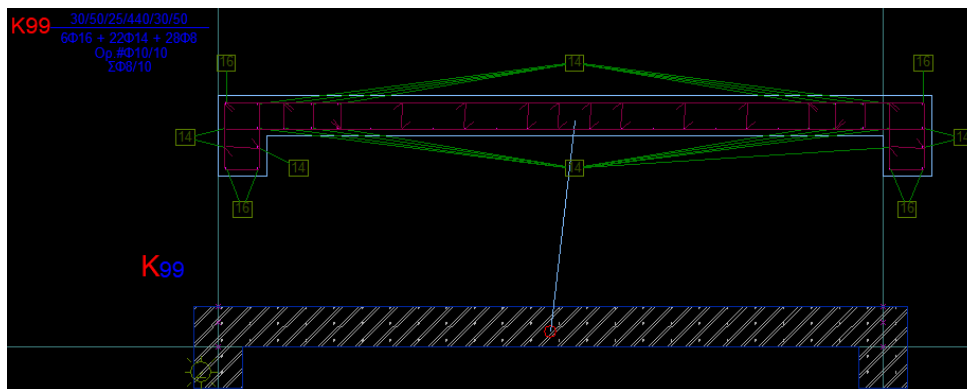
Εικόνα 6.18: Φάτνωμα ενισχυμένης (ή σπλισμένης) τοιχοπλήρωσης και ενδεικτική τομή στην οποία παρουσιάζεται ο μανδύας και σύνδεσή του με την τοιχοποιία

### 6.5.2 Διαστασιολόγηση τοιχωματοπλήρωσης

Έπειτα από διαστασιολόγηση προέκυψαν οι εξής σπλισμοί τοιχωμάτων οι οποίοι είναι ίδιοι στον πρώτο και δεύτερο όροφο.

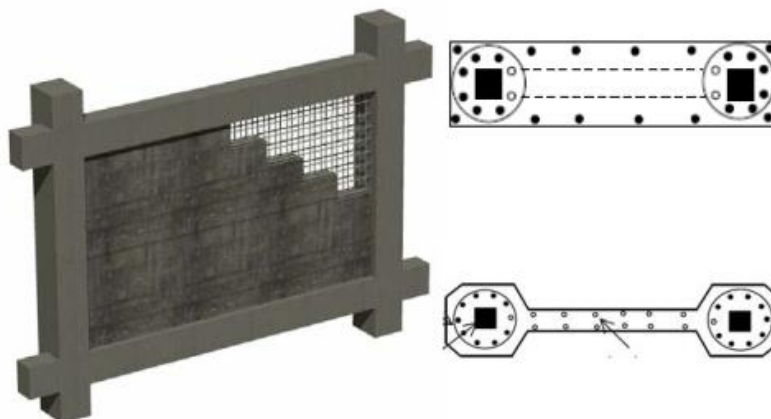


Εικόνα 6.19: Όπλιση τοιχώματος K98(1)



Εικόνα 6.20: Όπλιση τοιχώματος K99(1)

Προκειμένου να εφαρμοσθεί η ενίσχυση προβλέπεται καθαίρεση των δοκών με υποστήλωση εκατέρωθεν. Με βάση τα αποτελέσματα του πρώτου προσομοιώματος θα εφαρμοσθεί εκτράχυνση των διεπιφανειών μεταξύ υποστυλωμάτων – τοιχώματος και τοποθέτηση των ελάχιστων βλήτρων 4Φ14 ανά μέτρο περιμέτρου όπως προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. 8.5.3.1 βii.



Εικόνα 6.21: Τοιχωματοποίηση πλαισίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



## 6.6 Επιλογή καταλληλότερου τρόπου ενίσχυσης

Η φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι πως σε μικρούς σεισμούς σαν αυτόν της παρούσας μελέτης το κτήριο πρέπει να λειτουργεί ελαστικά και χωρίς βλάβες. Τα τοιχώματα σαν δομικά στοιχεία παρουσιάζουν αρκετά πλεονεκτήματα σημαντικότερα των οποίων είναι η μείωση των βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία (τοιχοποιίες) και η αποτροπή δημιουργίας μαλακού ορόφου. Αυτοί ήταν και οι κύριοι λόγοι που επιλέχθηκε σαν μέθοδος ενίσχυσης η τοιχωματοποίηση.

Ωστόσο η συγκεκριμένη πρόταση ενίσχυσης απορρίφθηκε, για τον λόγο ότι αποτελούσε διαδικασία θορυβώδη, επίπονη και αντιοικονομική. Παρουσιάστηκε επίσης ανάγκη ενίσχυσης των τοιχωμάτων του ισογείου λόγω ανακατανομής των εντατικών μεγεθών και της αύξησης της δυσκαμψίας του δομήματος γενικότερα. Η ενίσχυση των τοιχωμάτων του ισογείου θα πραγματοποιούνταν με μανδύες σκυροδέματος για τους οποίους θα έπρεπε να εξασφαλισθεί η επαρκής αγκύρωση τους στην θεμελίωση, η πρόσβαση της οποίας είναι σχεδόν ανέφικτη και απαιτεί εξειδικευμένο προσωπικό για την περάτωση της.

Η άλλη πρόταση ενίσχυσης ήταν η ενίσχυση των υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων. Η συγκεκριμένη μέθοδος είναι οικονομική και γρήγορη διότι οι τοιχοπληρώσεις είναι ελαφρώς οπλισμένες (με προκατασκευασμένο δομικό πλέγμα) καθώς δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Επίσης δεν απαιτούν κάποια ιδιαίτερη εξειδίκευση του προσωπικού και οδηγούν σε ρεαλιστικότερες μορφές αστοχίας. Από την άλλη μεριά, αυξάνουν τα νεκρά φορτία των δοκών και αστοχούν ψαθυρά αφού συμπεριφέρονται ως τοιχοποιίες. Τέλος έχουν χαμηλή πλαστιμότητα.

Επιλέγεται ως καταλληλότερη μορφή ενίσχυσης για το συγκεκριμένο δόμημα, η ενισχυμένη τοιχοποιία για τους ανωτέρω λόγους.

## 6.7 Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική ασχολήθηκε με την αντισεισμική αποτίμηση-ανασχεδιασμό τμήματος σχολικής μονάδας της Ερμιονίδας, η οποία μελετήθηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Στόχος ήταν η αξιολόγηση της απόκρισης του κτηρίου μετά από προσθήκη ορόφου με το δεδομένο ότι το κτήριο ανήκει ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας 1 ,



$\varepsilon = 0.04$  με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959 και  $\alpha_{gR}=0.16$  με τον ΕΚ8 . Το κτήριο ελέγχθηκε και ενισχύθηκε για τον ελάχιστο στόχο επιτελεσματικότητας για κτήρια σπουδαιότητας III, δηλαδή για Β1, «Προστασία Ζωής Ενοίκων» με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός συμβατικού χρόνου ζωής 50 ετών.

Μέσα από την ενασχόληση με την παρούσα διπλωματική έγινε προσπάθεια να συμπεριληφθούν τα μέρη του Καν.Επε.,τα οποία λήφθηκαν υπόψιν καθ' όλη την ενασχόλησή μου με το ζήτημα της αποτίμησης-ενίσχυσης.

Επίσης, μου δόθηκε η ευκαιρία να ασχοληθώ με ζητήματα, όπως η ενίσχυση με εμφάτνωση πλαισίου που δεν με είχε απασχολήσει στο παρελθόν καθώς και με κατασκευαστικά ζητήματα που απορρέουν από αυτήν.

Τα αποτελέσματα της αποτίμησης έδειξαν σημαντικές ανεπάρκειες ως προς την ανάληψη των δυνάμεων στον πρώτο και δεύτερο όροφο της προσθήκης οδηγώντας μας στο συμπέρασμα του κινδύνου δημιουργίας μαλακών ορόφων.

Ως προς τις ενισχύσεις-μεθόδους ενίσχυσης, παρουσιάστηκαν 2 εναλλακτικές Ανασχεδιασμού , η μια με ενίσχυση των υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων και η άλλη με τοιχωματοποίηση, τεχνικές που αυξάνουν την δυσκαμψία της κατασκευής με μεγάλη αποτελεσματικότητα. Κρίσιμος παράγοντας κρίθηκε το κόστος της κατασκευής που ήταν εξαρχής αυξημένο λόγω της προσθήκη του ορόφου. Σαν παρατήρηση, να αναφερθεί ότι έγιναν οι ελάχιστες δυνατές ενισχύσεις τοιχοπληρώσεων προκειμένου να ικανοποιούνται οι στάθμες επιτελεσματικότητας και πως μελλοντικά θα μπορούσαν να ενισχυθούν επιπλέον τοιχοπληρώσεις με σεβασμό της διατήρησης της κανονικότητας του δομήματος. Τέλος είναι γνωστό ότι υπάρχουν αρκετές διαθέσιμες στρατηγικές επεμβάσεων, λ.χ. ενίσχυση με μεταλλικό κλωβό, FRP και μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Φ.Ε.Κ. 160/A/26-07-1954, "Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος", Αθήνα.
2. Φ.Ε.Κ. 36/A/26-02-1959, "Περί Αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων", Αθήνα.
3. Ο.Α.Σ.Π. (2013). «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο». Αθήνα.
4. Ο.Α.Σ.Π. (2000). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (ΕΑΚ 2000). Αθήνα.
5. Ο.Α.Σ.Π. (2006). «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος» (ΕΚΩΣ 2000). Αθήνα.
6. European Committee for Standardization (2003). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings". EN 1998-3:2003
7. European Committee for Standardization (2004). "Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings". EN 1992-1-1
8. Σπυράκος Κ. (2004). «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας. Αθήνα
9. Τάσιος Θ. Π. (2012). «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων». Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Αθήνα
10. Δρίτσος Σ. (2012). «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες Κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.». Ημερίδα «Κανονισμός Επεμβάσεων». Αθήνα
11. Δρίτσος Σ. (2015). «Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος» Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών». Πάτρα
12. Δρίτσος Σ. (2019). «Σεισμική Αποτίμηση και Ενίσχυση Κατασκευών», 4<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Τεχνικής Τεχνολογίας». Αθήνα
13. LH Λογισμική (2013). « Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς». Αθήνα.
14. LH Λογισμική (2013). «Pushover-Θεωρητικά στοιχεία». Αθήνα.
15. LH Λογισμική (2013). «Παράδειγμα Αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη τη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013». Αθήνα.
16. Έκδοση του Τ.Ε.Ε.: «Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών», Αθήνα, 2002.
17. Φαρδής Μ. Ν. (2012). «Κανονισμός Επεμβάσεων σε Υφιστάμενα Δομήματα». Σεμινάριο ΤΕΕ, ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ. Αθήνα.