



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

Σπουδάστρια
ΖΙΓΚΙΡΗ ΝΕΚΤΑΡΙΑ
ΑΜ 19394049

Επιβλέπων Καθηγητής
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2024

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
Κωνσταντίνος Ρεπαπής (Επιβλέπων)	
Ισαάκ Βρυζίδης (Εξεταστής)	
Αριστοτέλης Χαραλαμπίκης (Εξεταστής)	

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η κάτωθι υπογεγραμμένη Ζίγκιρη Νεκταρία του Γεωργίου, με αριθμό μητρώου 19394049 φοιτήτρια του Πανεπιστημίου Δυτική Αττικής της Σχολής Μηχανικών του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολο τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από εμένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου»

Η Δηλούσα
Ζίγκιρη Νεκταρία



Στους γονείς μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής κατά το ακαδημαϊκό έτος 2023-24.

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η αξιολόγηση και η σύγκριση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενης κατασκευής τριώροφου κτηρίου με ένα υπόγειο από σπλισμένο σκυρόδεμα. Αρχικά θα μελετηθεί με την χρήση του λογισμικού Fespa R, με την οποία θα αναδείξουμε με αναλυτική διαδικασία την διαστασιολόγηση.

Ακολούθως, πραγματοποιούνται οι Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις (μέθοδος Pushover) με σκοπό την αποτίμηση της ικανότητάς των στοιχείων του κτηρίου σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και έπειτα πραγματοποιήθηκε ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.

Η εργασία χωρίζεται σε 7 Κεφάλαια :

Στο Κεφάλαιο 1, γίνεται αναφορά στις αρχές σχετικά με την αξιολόγηση των υφιστάμενων δομών και τονίζεται η σημασία της ενίσχυσης της δομής μέσω στρατηγικών και συστημάτων επεμβάσεων, εάν η κατασκευή παρουσιάσει αδυναμίες ως αποτέλεσμα της αξιολόγησης. Επίσης, αναλύουμε βασικές στρατηγικές σεισμικής ενίσχυσης για την ικανοποίηση της απαιτούμενης σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 2, πραγματοποιείται εκτενής και λεπτομερής περιγραφή βασικών εννοιών, όπως είναι οι σεισμικές δράσεις, το φάσμα απόκρισης και οι σεισμικές ζώνες, τις Ελληνικής επικράτειας. Εν συνεχεία καταγράφονται όλες οι αναλύσεις των ελαστικών φασμάτων ως προς όλες τις διευθύνσεις.

Στο Κεφάλαιο 3, παρατίθενται με ακρίβεια και σαφήνεια όλες οι μέθοδοι ανάλυσης με βάση των ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο Κεφάλαιο 4, δίνεται αναλυτική περιγραφή του υφιστάμενου φορέα, που περιλαμβάνει τα φορτία - υλικά, τις λεπτομέρειες των δομικών στοιχείων και την μορφολογία της κατασκευής. Επιπλέον, περιγράφει και την αναλυτική μεθοδολογία για την διαστασιολόγηση της κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 5, πραγματοποιείται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Στο Κεφάλαιο 6, πραγματοποιείται ο Δευτεροβάθμιος Προσεγγιστικός Έλεγχος της υφιστάμενης κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 7, με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλυτικές και προσεγγιστικές μεθόδους, αναλύονται τα συμπεράσματα τους.

ABSTRACT

The present dissertation was prepared within the framework of the undergraduate study program of the Department of Civil Engineering of the University of West Attica during the academic year 20123-2024.

The aim of this work is to evaluate and compare the structural capacity of an existing three-storey building with a basement. Initially, Fespa R software is used for the structural design and seismic assessment.

Subsequently, pushover method is carried out in order to assess their seismic capacity in accordance with the Greek Code of Structural Interventions (G.C.S.I.) and then the Second-degree pre-earthquake inspection will be carried out.

In chapter 1, refers to the principles relating to the evaluation of existing structures and mentions the importance of strengthening the structure through strategies and intervention systems if the structure shows shortcomings as a result of the assessment. At the same time, we analyze key seismic reinforcement strategies to meet the required seismic behavior of the construction

In chapter 2, provides an extensive and detailed description of basic concepts such as seismic actions, response spectrum and seismic zones. Subsequently, all analyses of the elastic spectra are recorded to all directions

In chapter 3, all the analysis methods based on the Greek Code of Structural Interventions are listed precisely and clearly.

In chapter 4, a detailed description of the existing structure which will be analysed is given, as we mention the loads, materials, structural details and the morphology of the structure, In addition, the definition and analytical methodology for the structural design of the structure.

In chapter 5, the evaluation of the results of the assessment of the seismic behavior of the existing structure using pushover analysis.

In chapter 6, the Second-degree pre-earthquake inspection of the existing structure is carried out.

In chapter 7, conclusions are presented, based on the results obtained from the analytical and approximate methods.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Πρώτα απ' όλα θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή, Κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο, Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ., για την πολύτιμη βοήθεια του στην καθοδήγηση της συγκεκριμένης εργασίας. Οι υποδείξεις του, η υπομονή του, η στήριξη του και το ενδιαφέρον ήταν αμείωτο καθ' όλη τη διάρκεια της παρούσα εργασίας.

Επιπρόσθετα, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρία LH Λογισμική για τη χορήγηση των τελευταίων εκδόσεων λογισμικού Fespa , καθώς και βοηθητικών εργαλείων που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη στην οικογένεια, στους φίλους και τις συναθλήτριες μου διότι ήταν δίπλα μου σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Ζίγκιρη Νεκταρία

Αθήνα, 2024

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	12
ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	12
1.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ)	12
1.1.1 Φιλοσοφία αποτίμησης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ	12
1.1.2 Στάθμες επιτελεσματικότητας κατασκευής	13
1.1.3 Κριτήρια Επιλογής Επέμβασης	16
1.1.4 Στρατηγικές επεμβάσεις	16
1.1.5 Συστήματα Επεμβάσεων	17
1.1.6 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων	20
1.1.7 Πλαστιμότητα	21
1.1.8 Πλαστικές αρθρώσεις	23
1.2 ΒΑΣΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	24
1.2.1 Ο έλεγχος ασφάλειας	24
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	26
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	26
2.1 ΈΝΝΟΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ	26
2.1.1 Μορφές κινήσεων των κατασκευών λόγω σεισμού	26
2.1.2 Διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών εντατικών μεγεθών	27
2.2 ΦΑΣΜΑΤΑ	28
2.2.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης	28
2.2.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση κατά EC8	28
2.2.3 Σεισμικές ζώνες	29
2.2.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε κατακόρυφη διεύθυνση κατά EC8	31
2.2.5 Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση	32
2.2.6 Συντελεστής συμπεριφοράς, q σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα	32
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	34
ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ – ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ)	34
3.1 ΓΕΝΙΚΑ	34
3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	34
3.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	36
3.4 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)	36
3.4.1 Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης : Μέθοδος συντελεστών (q)	39
3.4.2 Περιορισμοί Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης	41
3.5 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (TIME HISTORY ANALYSIS)	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	44
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ – ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ FESPA	44
4.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	44
4.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΤΗΡΙΟΥ	48
4.2.1 Υποστυλώματα	48
4.2.2 Δοκοί	50
4.2.3 Πλάκες	51
4.2.4 Φορτία	52
4.2.5 Παραδοχές μελέτης αποτίμησης φέρουσας ικανότητας	52
4.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ FESPA	53

4.4	ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ	53
4.4.1	Επιμέρους Δομικά Στοιχεία	53
4.4.2	Υποστυλώματα	53
4.4.3	Δοκοί	54
4.4.4	Πλάκες	55
4.4.5	Παραγωγές	56
4.4.6	Επίλυση και Όπλιση	57
4.5	ΦΟΡΕΑΣ	57
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5		63
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ		63
5.1	ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	63
5.2	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ – ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	64
5.3	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ – ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	67
5.4	ΕΠΑΡΚΕΙΑ ΜΕΛΩΝ	69
5.4.1	Δοκοί	69
5.4.2	Υποστυλώματα	70
5.4.3	Κόμβοι	70
5.5	ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ	71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6		73
ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ		73
6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	73
6.2	ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΤΗΡΙΩΝ	74
6.3	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ FESPA	77
6.3.1	Σεισμική Αντίσταση	77
6.3.2	Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης	77
6.3.3	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη και στρέψη	78
6.3.4	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος	79
6.3.5	Κοντά υποστυλώματα	81
6.3.6	Δείκτης Προτεραιότητα (λ) & Σεισμική Κατηγορία (Κ)	81
6.4	ΔΕΛΤΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7		86
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ		86
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8		87
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		87

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το κύριο μέλημα ενός μηχανικού είναι ο ποιοτικός έλεγχος της κάθε υποδομής. Αυτό συμπεριλαμβάνει τον σχεδιασμό, την μελέτη και την κατασκευή στις διαφορετικές κατασκευές, που θα διασφαλίζουν την ασφάλεια και λειτουργικότητα έναντι των φορτίσεων και δράσεων που τις καταπονούν. Μία από τις κυριότερες φορτίσεις και καταπονήσεις μιας κατασκευής είναι οι σεισμικές δράσεις. Σεισμό ονομάζουμε το φαινόμενο το οποίο εκδηλώνεται συνήθως χωρίς σαφή προειδοποίηση, δεν μπορεί να αποτραπεί, παρά την μικρή χρονική διάρκεια του, μπορεί να προκαλέσει μεγάλες υλικές ζημιές στα έργα υποδομών και αυτό έχει ως αποτέλεσμα σοβαρούς τραυματισμούς ή απώλειες κοινωνικού συνόλου όσο και την δημιουργία κοινωνικών και οικονομικών προβλημάτων. Να σημειώσουμε ότι η Ελλάδα κατατάσσεται στην πρώτη θέση στη λίστα με τις πιο σεισμογενείς χώρες της Ευρώπης.

Είναι σημαντικό να τονίσουμε ότι στις περιφέρειες της Ελλάδας σημειώνεται μεγάλο ποσοστό αστοχιών των κατασκευών έναντι του σεισμού πριν το 1980. Τότε, και στις περισσότερες περιπτώσεις η κατασκευή υποδομών βασιζόταν στην εμπειρία, χωρίς να λαμβάνονται υπόψιν οι σεισμικοί και στατικοί υπολογισμοί πριν την έκδοση της οικοδομικής άδειας ή βασιζόταν στον πρώτο αντισεισμικό κανονισμό του 1959 με χαμηλό σεισμικό συντελεστή, χωρίς κατασκευαστικές διατάξεις κλπ. Με αποτέλεσμα αρκετές κατασκευές να μην πληρούν τις σύγχρονες προδιαγραφές των αντισεισμικών κανονισμών (ΕΑΚ2000, EC8). Πιο συγκεκριμένα οι κατασκευές εμφάνιζαν ανεπάρκεια στην αντοχή τους ως προς τα οριζόντια φορτία. Στη συνέχεια δημιουργήθηκε η ανάγκη σύνταξης οδηγιών και κανονισμών με στόχο την εκτίμηση και ενίσχυση της μειωμένης αντοχής των υφιστάμενων κατασκευών μέσω επεμβάσεων στο φέροντα οργανισμό. Έτσι με βάση μια συγκεκριμένη στάθμη γίνεται η υιοθέτηση του σχεδιασμού και της αποτίμησης. Πιο συγκεκριμένα τα κριτήρια που καθορίζουν πλέον τις κατασκευές λαμβάνονται από τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Επίσης, καθορίζονται οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις της φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων μελών, τους τρόπους που θα εφαρμοστεί η επέμβαση και η συσχέτιση τους με άλλους κανονισμούς.

Ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός συντάχθηκε και ίσχυε στην Ελλάδα από το 1959. Το 1984 πραγματοποιήθηκε η αναθεώρηση του και αναβαθμίστηκε η αντισεισμική του προστασία. Στην συνέχεια, το 1992 σε παράλληλη χρήση και το 1995 υποχρεωτικά ίσχυε ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ), ένας σύγχρονος κανονισμός ο οποίος βασιζόταν στις οριακές καταστάσεις με αναθεωρήσεις το 2000 και το 2003. Μέχρι και σήμερα ισχύει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ) και Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ). Παράλληλα ισχύουν οι Ευρωκώδικες.

Η φιλοσοφία των νέων Κανονισμών εφαρμόζεται στη μόρφωση ενός δομικού έργου τόσο σε κάτοψη όσο και σε τομή, που δύναται να παραλάβει με περιορισμένες βλάβες και τα έντονα διατμητικά φορτία μεγάλων σεισμικών δράσεων ανά περιοχή. Οι βλάβες που θα υποστεί μια κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι μικρές και αντιμετωπίσιμες και η πιθανότητα κατάρρευσης είναι επαρκώς μικρή. Πλέον στον νέο κανονισμό μεγάλη σημασία έχει και η πλαστιμότητα γιατί απορροφά ενέργεια και παραμορφώνεται, μετά τη διαρροή της, χωρίς να μειώνεται η αντοχή της. Συνεπώς τα δομικά στοιχεία μπορούν να αναλάβουν μεγαλύτερα φορτία και να απορροφούν περισσότερη σεισμική ενέργεια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

1.1 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Κανονισμός Επεμβάσεων ορίζεται ως η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων μελών τους, με κύριο φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης πραγματοποιείται η επισύναψη των κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό καθώς και οι ενδεχόμενες επεμβάσεις και ενισχύσεις. Οι υποχρεωτικές διατάξεις που περιέχονται στον Κανονισμό έχουν ως εξής:

- Κριτήρια για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών. Κατά την τήρηση αυτών θεωρείται ότι ικανοποιεί τους βασικούς όρους επάρκειας της κατασκευής ή του τμήματος του κτιρίου.
- Ελάχιστη απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα της ανασχεδιασμένης κατασκευής ή των μελών της. Οι απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας για μία ανασχεδιασμένη κατασκευή ή τμήμα αυτής μπορούν να μειωθούν κατά τη στιγμή της εξέτασης σε σχέση με τις διατάξεις των ισχυόντων Κανονισμών σχεδιασμού για νέες κατασκευές. Επιπλέον, οι υποχρεωτικές ελάχιστες απαιτήσεις που πρέπει να πληρούνται πριν και μετά την επέμβαση καθορίζονται με βάση το είδος του κτιρίου, τη χρήση του, τον χρόνο κατασκευής και τους ισχύοντες Κανονισμούς.
- Καθορισμός των μεθόδων επέμβασης.
- Συσχέτιση του παρόντος Κανονισμού με άλλους Κανονισμούς (π.χ. υλικά, ικανότητα φόρτισης κ. λ. π.).

1.1.1 Φιλοσοφία αποτίμησης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

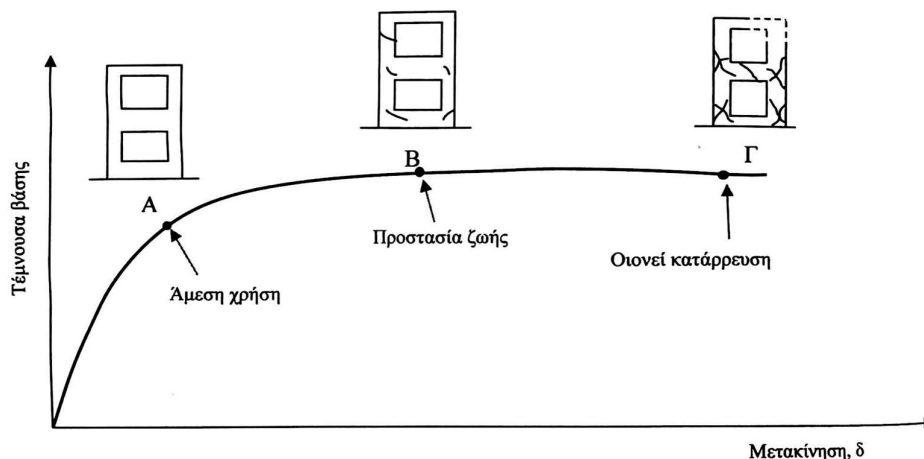
Η όλη φιλοσοφία αποτίμησης βασίζεται στον λεγόμενο σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα, ο οποίος αποτελείται από ένα σύνολο κανόνων που έχουν ως στόχο τον σχεδιασμό των κατασκευών με προκαθορισμένη συμπεριφορά, για ήδη γνωστό επίπεδο σεισμικής διέγερσης. Επομένως, με μιας στάθμης επιτελεστικότητας και ταυτόχρονα ενός επιπέδου σεισμικής διέγερσης προκύπτει ένας στόχος αποτίμησης. Ανάλογα με την ύπαρξη ή με την απουσία βλαβών, η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται.

Στην περίπτωση έλλειψης ζημίας, τα αποτελέσματα της αξιολόγησης σε σχέση με τους επιδιωκόμενους στόχους του ανασχεδιασμού θα οδηγήσουν σε απόφαση με το θα χρειαστεί ενίσχυση ή όχι της κατασκευής.

Στην περίπτωση που υπάρχουν ζημίες, θα πρέπει πρώτα να γίνει αξιολόγηση της δομής που περιέχει τη ζημία και ανάλογα με τους επιδιωκόμενους στόχους, τα αποτελέσματα της αξιολόγησης θα οδηγήσουν στις ακόλουθες αποφάσεις. Πιο συγκεκριμένα με το εάν πρέπει να γίνει επέμβαση(επισκευή ή ενίσχυση) ή όχι. Εάν απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα πριν τις βλάβες κάνοντας την παραδοχή ότι οι βλάβες θα επισκευασθούν. Ανάλογα με τους επιδιωκόμενους στόχους επανασχεδιασμού, τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης αξιολόγησης θα αναδείξουν την απόφαση για το εάν θα γίνει απλή επισκευή ή επισκευή και ενίσχυση.

1.1.2 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεσπίζονται οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, οι οποίες ορίζονται σε συνάρτηση με το βαθμό βλάβης των μελών. Τα αντίστοιχα σημεία στην καμπύλη ικανότητας φαίνονται στο Σχήμα 1.1 :



Σχήμα 1.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας (Πνευματικός, 2018)

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (2022) οι στάθμες επιτελεστικότητας περιγράφονται ως εξής:

Στάθμη Α : Περιορισμένες Βλάβες (Damage Limitation – DL)

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα μέλη να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται οι αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Κατά την διάρκεια του σεισμού δεν διακόπτεται καμία λειτουργία του κτιρίου εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες.

Στάθμη Β : Σημαντικές Βλάβες (Severe Damage - SD)

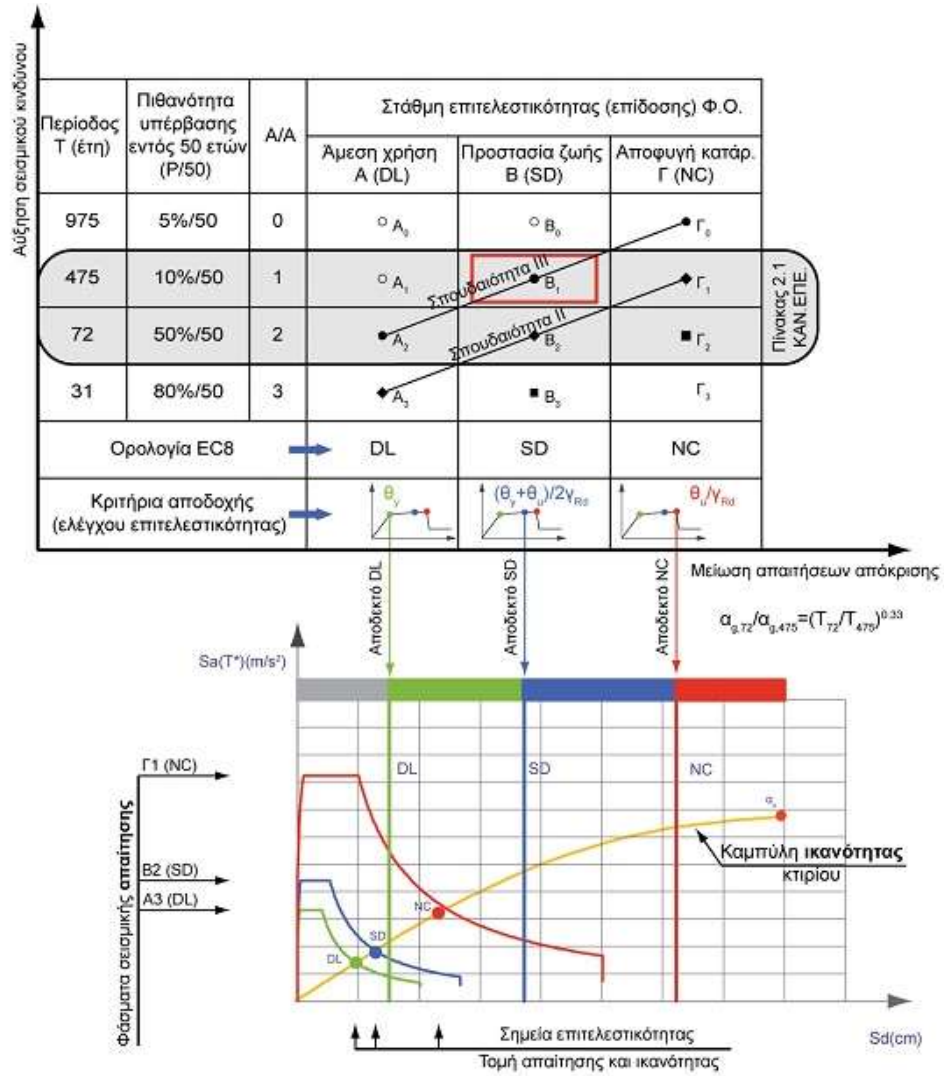
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Κατά την διάρκεια του σεισμού δεν αποκλείονται ακόμη σοβαροί τραυματισμοί ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού.

Στάθμη Γ : Οιονεί Κατάρρευση (Near collapse – NC)

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες, ο οποίος έχει ακόμη την δυνατότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει κανένα άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης.

Τονίζεται ότι η στάθμη επιτελεστικότητας Β επιλέγεται για το ανασχεδιασμό περισσότερων τυπικών κτιριακών έργων της Κατηγορίας Σπουδαιότητας Σ2, σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000).

Στο παρακάτω Σχήμα 1.2 παρουσιάζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.(2022). Με κόκκινο πλαίσιο αναδεικνύουμε τον βασικό στόχο ανασχεδιασμού και αποτίμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και του ΕΑΚ. Μαζί με την στάθμη επιτελεστικότητας και θεωρώντας ότι η συμβατική διάρκεια ζωής μίας κατασκευής είναι 50 χρόνια, η σεισμική διέγερση να έχει ποσοστό υπέρβασης είτε 10% σε 50 χρόνια, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, είτε πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 χρόνια, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 70 περίπου χρόνια όπως αναγράφεται στον Πίνακα 1.1. Σε κάθε στάθμη αντιστοιχίζονται φάσματα ελαστικής σεισμικής απαίτησης. Στο Σχήμα 1.2 επίσης παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης για ορισμένες κατασκευές μέσω του προγράμματος του Fespa. Οι στοχευόμενες μετατοπίσεις υποδεικνύονται με χρωματιστές κουκκίδες ενώ η ικανότητα μετατόπισης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη υποδεικνύεται με κατακόρυφες γραμμές. Για να οριστεί μία δομή ως επαρκής στις απαιτήσεις αποτίμησης, οι τρεις κατακόρυφες γραμμές πρέπει να φτάσουν στη δεξιά πλευρά των κουκκίδων.



Σχήμα 1.2 Στάθμες επιτελεστικότητας και διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας στο πρόγραμμα Fespa (LH Λογισμική, 2024)

Πίνακας 1.1 Επίπεδα σεισμών σχεδιασμού και αντίστοιχες επιθυμητές καταστάσεις

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης	Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντας οργανισμός		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή Οιονεί κατάρρευσης
2%	A0	B0	Γ0
5%	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
10%	A1	B1	Γ1
20%	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
30%	A2	B2	Γ2
50%	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
70%	A3	B3	Γ3
90%	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
>90%	A4	B4	Γ4

1.1.3 Κριτήρια Επιλογής Επέμβασης

Οι αποφάσεις σχετικά με τις επεμβάσεις λαμβάνονται με γνώμονα την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του σεισμικού κανονισμού, την ελαχιστοποίηση του κόστους καθώς και την ικανοποίηση των κοινωνικών αναγκών. Οι παράγοντες είναι οι εξής :

- Η χρήση του κτιρίου
- Χρονικό περιθώριο εκτέλεσης των έργων
- Η σπουδαιότητα του κτιρίου (αρχιτεκτονική, ιστορικά κτήρια)
- Το κόστος (αρχικό κόστος, έξοδα συντήρησης, πιθανές μελλοντικές ζημιές)
- Η αισθητική του κτιρίου (νέα, πρόσθετα στοιχεία)

1.1.4 Στρατηγικές επεμβάσεις

Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η βασική κατεύθυνση που υιοθετείται για τη βέλτιστη συμπεριφορά μίας κατασκευής. Διακρίνεται σε τεχνικό και διαχειριστικό χαρακτήρα. Το ποσοστό και των δύο στρατηγικών που συμμετέχουν στην μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης είναι εξαιρετικά μεγάλο. Παραδείγματα τεχνικού χαρακτήρα μπορεί να είναι η αύξηση της αντοχής, αντίστοιχα αύξηση της δυσκαμψίας, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και τέλος η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Ενώ στον διαχειριστικό χαρακτήρα περιλαμβάνονται επιλογές όπως, η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης.

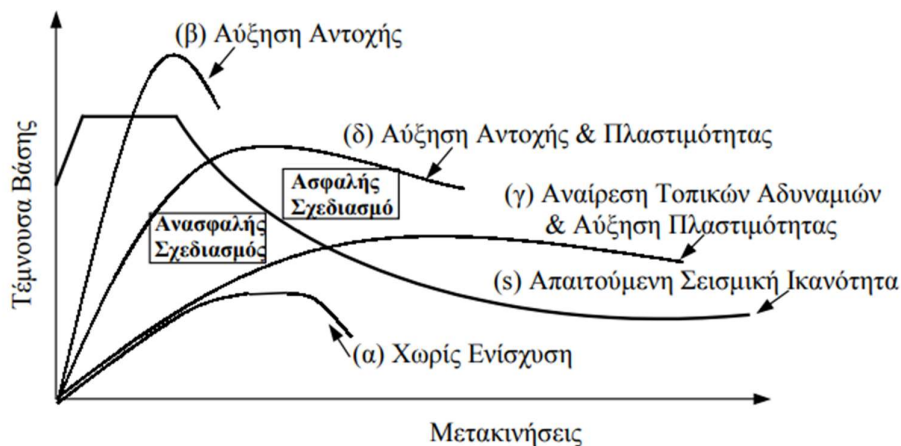
1.1.5 Συστήματα Επεμβάσεων

Το σύστημα επεμβάσεων καθορίζεται μέσω ενός συστήματος επέμβασης που είναι χρήσιμο για τη βέλτιστη στρατηγική που έχει επιλεγεί. Ένα σύστημα που φέρει σεισμικές επιπτώσεις καθορίζει την αξιοπιστία των σεισμών. Η αξιοπιστία είναι σημαντικό να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο θα περιορίζει την ικανότητα της κατασκευής για μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν στα παραπάνω επίπεδα βλαβών για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Σημαντικοί παράγοντες που είναι καθοριστικοί για την απόδοση της ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού. Επιπλέον παίζει σημαντικό ρόλο η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού. Τελευταίοι παράγοντες είναι η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Η σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής μπορεί να οριστεί ως η απαιτούμενη ικανότητα να αντιστέκεται στην μέγιστη αναπτυσσόμενη ενέργεια παραμόρφωσης λόγω σεισμού.

Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 1.3) απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας (pushover) της κατασκευής και η καμπύλη απαίτησης (δηλαδή το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού). Η καμπύλη (α) υποδηλώνει την σεισμική ικανότητα της κατασκευής πριν την ενίσχυση της. Ενώ η καμπύλη (s) μας δείχνει την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα όπως ορίζεται από τους Κανονισμούς. Οι εναπομένουσες καμπύλες δείχνουν την ικανότητα της κατασκευής κατόπιν ενίσχυσης ανάλογα με το χαρακτηριστικό απόκρισης του φορέα που επιδιώκει να τροποποιηθεί (δυσκαμψία, η πλαστιμότητα και η αντοχή), εφαρμόζοντας την κατάλληλη αντισεισμική ενίσχυση.

Με αποτέλεσμα, ως ενίσχυση μιας κατασκευής μπορεί να χαρακτηριστεί η διαδικασία με την οποία μειώνεται η ενέργεια παραμόρφωσης λόγω σεισμού καθώς και την απαιτούμενη σεισμική συμπεριφορά



Σχήμα 1.3 Στρατηγικές Ενισχύσεις (Δρίτσος, 2003)

Σύμφωνα με τα παραπάνω, διακρίνουμε τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης :

Τοπικές Επεμβάσεις στο φορέα

Η στρατηγική βελτίωση με τοπικές επεμβάσεις είναι η βέλτιστη λύση στη εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του συστήματος. Πιο συγκεκριμένα μια κατασκευή που μπορεί να παρέχει τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, αλλά να υπάρχει ανεπάρκεια σε κάποιες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

Αύξηση της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής

Μεγάλη σημασία σε κατασκευές με ανεπάρκεια στα σεισμικά φορτία είναι η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Με την αύξηση της αντοχής έχει ως στόχο την αύξηση για σεισμικές δράσεις ενώ με την αύξηση της δυσκαμψίας μειώνεται η πιθανότητα μετακίνησης.

Πιο συγκεκριμένα, όσο μεγαλύτερη είναι η δυσκαμψία του φορέα τόσο μικρότερες είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις των ορόφων και τόσο ισχυρότερος πρέπει να είναι ένας σεισμός για να προκαλέσει βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Ενώ, όσο μεγαλύτερη είναι η αντοχή του φορέα η οποία αποτελείται από την αντοχή των μελών του φορέα, τόσο ισχυρότερος πρέπει να είναι ένας σεισμός για να διαρρεύσει η κατασκευή, άρα να προκαλέσει και ζημιές.

Επιπλέον η συγκεκριμένη στρατηγική που παίζει σημαντικό ρόλο στους φορείς κτιριακών έργων για την μεταβίβαση των οριζόντιων δυνάμεων είναι τα πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή φέροντα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

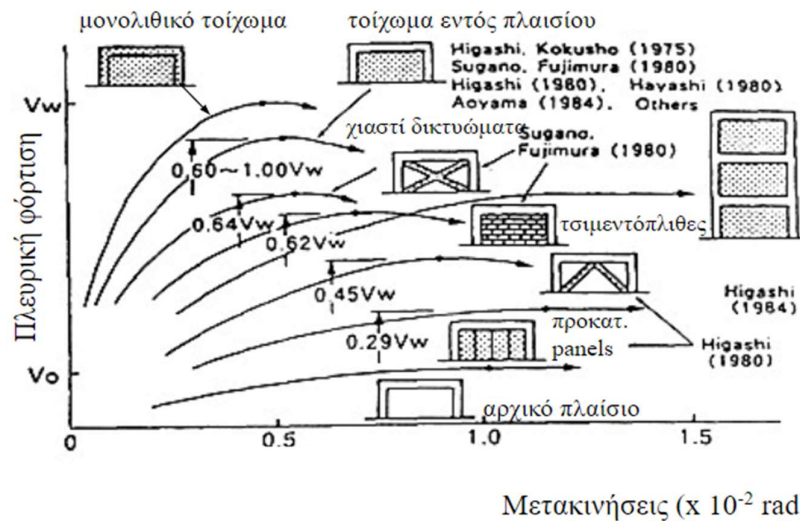
Αύξηση της Ικανότητα της Παραμόρφωσης

Η αύξηση ικανότητας παραμόρφωσης των στοιχείων μιας κατασκευής είναι μία νέα μέθοδος, η οποία έχει ως στόχο την διατήρηση της αντοχής στα δομικά στοιχεία για μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι μέθοδοι που επιτυγχάνουν τη συγκεκριμένη στρατηγική είναι : (α) Επιβολή εξωτερικής περίσφιξης σε υφιστάμενα στοιχεία, (β) την τοπική μείωση της δυσκαμψίας, (γ) την τροποποίηση μελών με στόχο την αποτροπή της δημιουργίας των προβλεπόμενων μηχανισμών κατάρρευσης και (δ) παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν εξαιτίας υπερβολικών μετακινήσεων.

Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής

Τελευταία στρατηγική είναι η μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής που αποσκοπεί στη μείωση των σεισμικών δυνάμεων και μετατοπίσεων. Για τα κτήρια αυξημένης σπουδαιότητας προτείνεται να εφαρμοστούν. Οι μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν τόσο τη μείωση των αδρανειακών δυνάμεων με τη μείωση της μάζας του κτιρίου, όσο και την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης και απορρόφησης ενέργειας. Το κύριο όφελος αυτών των συστημάτων είναι η προστασία των φερόντων κατασκευών.

Ωστόσο θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι ισχυρές επεμβάσεις (αυτές που προσθέτουν νέα στοιχεία πάνω σε μία υπάρχουσα κατασκευή, όπως οι τέσσερις περιπτώσεις που αναφέραμε παραπάνω) θα πρέπει να προσδιορίζονται προσεκτικά, καθώς μεταβάλλουν ριζικά το δομικό σύστημα της κατασκευής. Έτσι οδηγούμαστε σε μία νέα κατασκευή, στην οποία υπάρχει το ενδεχόμενο για εκτεταμένες επεμβάσεις σε πληθώρα σημείων της κατασκευής όπως τα θεμέλια. Με αποτέλεσμα, να απαιτούνται ειδικοί έλεγχοι στη θέση της αλληλεπίδρασης για να διαπιστωθεί η ικανότητα των αρμών να μεταφέρουν δυνάμεις μεταξύ νέων στοιχείων και της υφιστάμενης κατασκευής. Η διαδικασία εφαρμογής των ανωτέρω μεθόδων και τα ειδικά προβλήματα που προκύπτουν σε αυτήν μπορούν να βρεθούν και αλλού. Στη διαμόρφωση μιας νέας κατασκευής, είναι σημαντικό να λαμβάνονται υπόψιν οι περιορισμοί που θέτει ο Αντισεισμικός Κανονισμός για την αποφυγή απότομων αλλαγών στη δυσκαμψία κατά το μήκος του ύψους της κατασκευής (Δρίτσος 2001). Στο Σχήμα 1.4 και στον Πίνακα 1.2 μπορούμε να παρατηρήσουμε με ευκολία την αναλογία μεταξύ της αντοχής-δυσκαμψίας και των ανελαστικών παραμορφώσεων, καθώς με τη συνεχή αύξηση τους, έχουμε ελάχιστες παραμορφώσεις στην κατασκευή και αντίστοιχα ισχύει για μικρές αυξήσεις αντοχής.



Σχήμα 1.3 Αποτελέσματα με βάση τους διάφορους τρόπους ενίσχυσης (Δρίτσος, 2003)

Πίνακας 1.2 Ενίσχυση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος

Τεχνική Ενίσχυση	Αντοχή		Δυσκαμψία		Πλαστιμότητα	
	V_u'	$V_u'/V_{u,f}$	K'/K_m	K'/K_f	μ'/μ_m	μ'/μ_f
Τοιχώματα από έγχυτο σκυρόδεμα	0.5-1	3.5-5.5	0.75-1	12.5-25.5	0.85-0.95	0.90
Προκατασκευασμένα τοιχώματα	0.2-0.8	1.20-4.20	0.15-0.85	3.5-20.5	0.70-3.95	0.70-3.80
Οπλισμένη Τοιχοποιία	0.60	3.50	0.35	7.30	0.50	-
Μεταλλικά πλαίσια και δικτυώματα	0.35-0.65	1.70-3.70	0.05-0.30	1.60-6.50	0.50-4.35	1.45-4.25

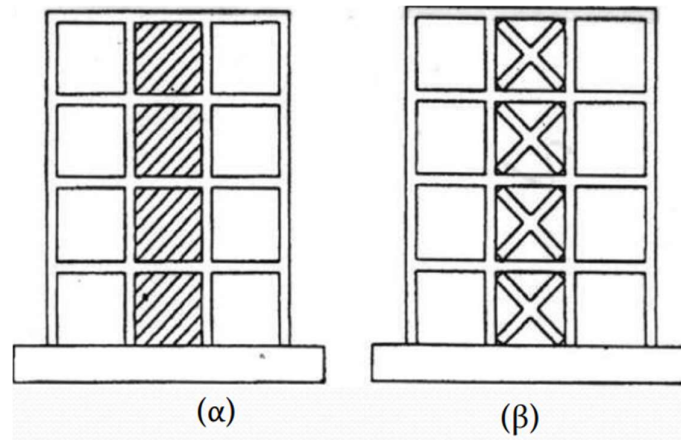
Όπου:

- V_u' , K' και μ' : είναι αντιστοίχως η τέμνουσα αντοχής, η ελαστική δυσκαμψία και η πλαστιμότητα
- V_u , K και μ : είναι αντίστοιχα μεγέθη των πλαισίων αναφοράς
- F : υποδηλώνει το αρχικό πλαίσιο
- M : υποδηλώνει ένα πλαίσιο αναφοράς όπου το τοίχωμα έχει σκυροδετηθεί συγχρόνως με το πλαίσιο

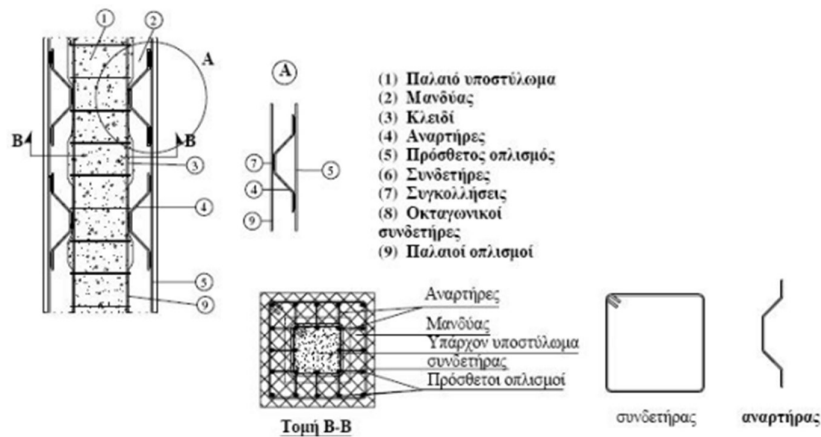
1.1.6 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων

Ανάλογα με τους στόχους της μελέτης επέμβασης, οι μέθοδοι σεισμικής αναβάθμισης διακρίνονται στις ακόλουθες κατηγορίες :

- Εάν ο στόχος είναι να αυξηθεί η δυσκαμψία και η αντοχή του κτιρίου, η προσθήκη τοιχωμάτων εντός του δομικού σκελετού είναι η συνιστάμενη μέθοδος. Άλλες κατάλληλες μέθοδοι περιλαμβάνουν την προσθήκη δικτυωμάτων, την προσθήκη τοιχωμάτων ως προεκτάσεις σε υπάρχοντα υποστυλώματα ή τη χρήση σύνθετων υλικών (Σχήμα 1.4).
- Οι κύριες μέθοδοι που έχουν σημειωθεί για την αύξηση της πλαστιμότητας των κατασκευών είναι ο μανδύας στα κατακόρυφα μέλη, όπως τα υποστυλώματα και η χρήση σύνθετων υλικών (Σχήμα 1.5).
- Εάν ο στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής, της ευελιξίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής τότε θα μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε μέθοδος αντισεισμικής ενίσχυσης, λαμβάνοντας υπόψιν τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του κάθε χαρακτηριστικού. Σε περιπτώσεις όπου οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι υψηλές για όλα τα παραπάνω χαρακτηριστικά, συνήθως είναι αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.



Σχήμα 1.4 (α) Προσθήκη τοιχωμάτων και (β) Προσθήκη δικτυωμάτων (Δρίτσος, 2003)



Σχήμα 1.5 Ενίσχυση με μανδύες (Καΐρης & Χατζηβασιλειάδης, 2008)

1.1.7 Πλαστιμότητα

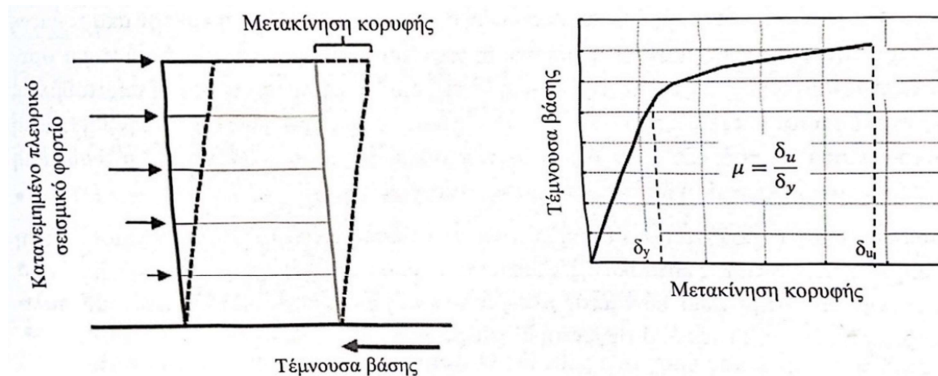
Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής ενός μέλους ή ενός υλικού να υφίσταται πλαστική παραμόρφωση χωρίς να χάνει ή να μειώνει τη φέρουσα ικανότητα του, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.6. Η καλή σεισμική συμπεριφορά είναι αποτέλεσμα της αντίστασης και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός διακρίνει τη διαθέσιμη και την απαιτούμενη πλαστιμότητα. Διαθέσιμη ονομάζουμε την πλαστιμότητα που βασίζεται από τη γεωμετρία της διατομής και το υλικό ενός στοιχείου. Η απαιτούμενη είναι εκείνη που επιβάλλει ο σεισμός σχεδιασμού ως προϋπόθεση για την επιθυμητή απόκριση ενός σεισμού.

Επομένως, ο τύπος της πλαστιμότητας είναι :

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta y}$$

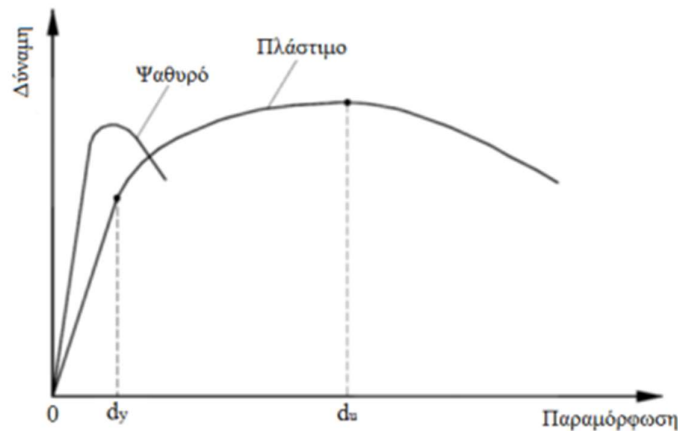
Όπου :

- **δu** : της συνολικής ικανότητας για παραμόρφωση ενός στοιχείου, ελαστικής και ανελαστικής
- **δy** : μέγιστη ελαστική παραμόρφωση



Σχήμα 1.6 Πλαστιμότητα (Πνευματικός 2018)

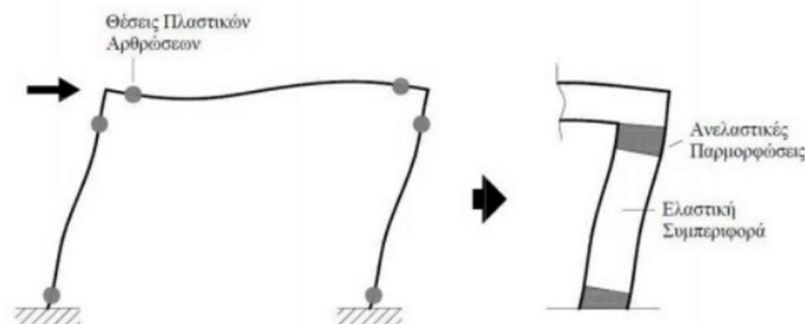
Τα υλικά με χαμηλή πλαστιμότητα περιγράφονται ως ψαθυρά υλικά (π.χ. ένα άοπλο σκυρόδεμα), αντιθέτως με υψηλή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα υλικά (π.χ. οπλισμένο σκυρόδεμα). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες στο σχεδιασμό του σκυροδέματος διότι καθορίζει εάν μια δομή θα καταρρεύσει στην περίπτωση ενός σεισμού. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται στους κανονισμούς υποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας καταναλώνεται στην κατασκευή ως πλαστική παραμόρφωση. Επίσης είναι δύσκολο να υπολογισθεί ή ακόμη να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο.



Σχήμα 1.7 Όλκιμη και ψαθυρή συμπεριφορά μέλους (Αντωνοδημητράκη, 2016)

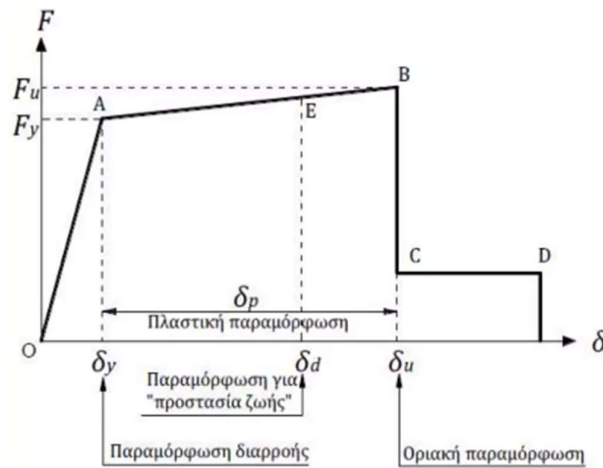
1.1.8 Πλαστικές αρθρώσεις

Όταν ένα στοιχείο διαρρέει σε κάποια διατομή τότε σε εκείνο το σημείο η καμπυλότητα παίρνει μεγάλες τιμές, θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως άρθρωση και γι' αυτό χαρακτηρίζεται ως πλαστική άρθρωση. Ωστόσο, οι κατασκευές σχεδιάζονται για να συμπεριφέρονται πλαστικά στα σεισμικά φορτία. Ως εκ τούτου, αποτελεί προϋπόθεση για το σχεδιασμό η ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλλουν στην απαγωγή τους ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή από τον σεισμό. Γι' αυτόν τον λόγο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα του κτιρίου να καταναλώνει ενέργεια μέσω αυτού του μηχανισμού. Αυτό επιτρέπει την εξαγωγή ακριβών συμπερασμάτων για τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου. Οι ελαστικές μέθοδοι λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Από την άλλη πλευρά, εάν εφαρμόζεται ανελαστική ανάλυση, η συμπεριφορά του κτιρίου πρέπει να προσομοιωθεί άμεσα σε όλο το εύρος τους απόκρισης.



Σχήμα 1.8 Πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων (Καμπουρίδης, 2020)

Γνωρίζοντας λοιπόν, ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, είναι απαραίτητο να εντοπιστούν αυτές οι περιοχές στο προσομοίωμα και πρέπει να περιγράψει η συμπεριφορά τους. Οι ιδιότητες τους καθορίζονται από ένα διάγραμμα έντασης παραμόρφωσης, το Σχήμα 1.9. Η μορφή του διαγράμματος πρέπει να προσεγγίζει την περιβάλλουσα του βρόχου. Τέλος, πρέπει να υιοθετηθεί ένα διγραμμικό διάγραμμα με πλήρως ελαστικές διακλαδώσεις και πέρα από αυτή συνεχίζει οριζόντιος πλαστικός κλάδος μέχρι την αστοχία.



Σχήμα 1.9 Καμπύλη Έντασης – Παραμόρφωσης (Ξενούλη, 2019)

1.2 ΒΑΣΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

1.2.1 Ο έλεγχος ασφάλειας

Το σκεπτικό των ελέγχων ασφαλείας που επιβάλλονται από τους κανόνες επέμβασης κατά την αξιολόγηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών μπορεί να συνοψιστεί με την θεώρηση της ανίσωσης ασφαλείας (ΚΑΝ.ΕΠΕ.2022), η οποία έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται από τους Ευρωκώδικες (ΕΚ) :

$$S_d < R_d$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S \quad (S_k \cdot \gamma_f)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{sd}} \cdot R \quad \left(\frac{R_k}{\gamma_{sd}} \right)$$

Όπου :

- S_d : Οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.
- S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών δράσεων για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη
- R_d : Οι τιμές σχεδιασμού των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων

- R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που υπεισέρχονται στις αντιστάσεις και προσδιορίζονται με ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.
- γ_{sd}, γ_{rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας λαμβάνουν υπόψιν τις αυξημένες αβεβαιότητες προσομοίωσης (με σύγκριση τα νέα σχέδια κτιρίων), με τις οποίες εκτιμώνται αντίστοιχα οι συνέπειες της δράσης και κάθε είδους αντίσταση.
- γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες του υλικού λαμβάνουν υπόψιν τις πιθανές δυσμενές επιπτώσεις στις οποίες υπόκειται το υλικό

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 Έννοια σεισμικής δράσης

Η απότομη και εναλλασσόμενη κίνηση στη βάση των κατασκευών προς όλες τις κατευθύνσεις είναι η έννοια της σεισμικής δράσης ενός σεισμού. Η κίνηση θεμελίωσης είναι το αποτέλεσμα της απόκρισης με τη δομή και ονομάζεται αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής. Στην περίπτωση μαλακού εδάφους, άκαμπτης και βαριάς κατασκευής ο βαθμός φθοράς είναι αρκετά υψηλός, αντιθέτως σε σκληρό και εύκαμπτο έδαφος είναι χαμηλός.

Στον παρακάτω Πίνακα 2.1 εμφανίζονται οι παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική δράση στις κατασκευές.

Πίνακας 2.1 Παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση μίας κατασκευής

Σεισμολογικά Δεδομένα	Γεωλογικά Δεδομένα	Δομή και υλικά της κατασκευής
Εστία, μέγεθος σεισμού, μηχανισμός διάρρηξης κ.τ.λ.	Μηχανολογικά και γεωτεκτονικά χαρακτηριστικά του εδάφους	Μορφή του φέροντος οργανισμού, υλικά.

Μετά από έναν σεισμό μπορεί να προκληθούν :

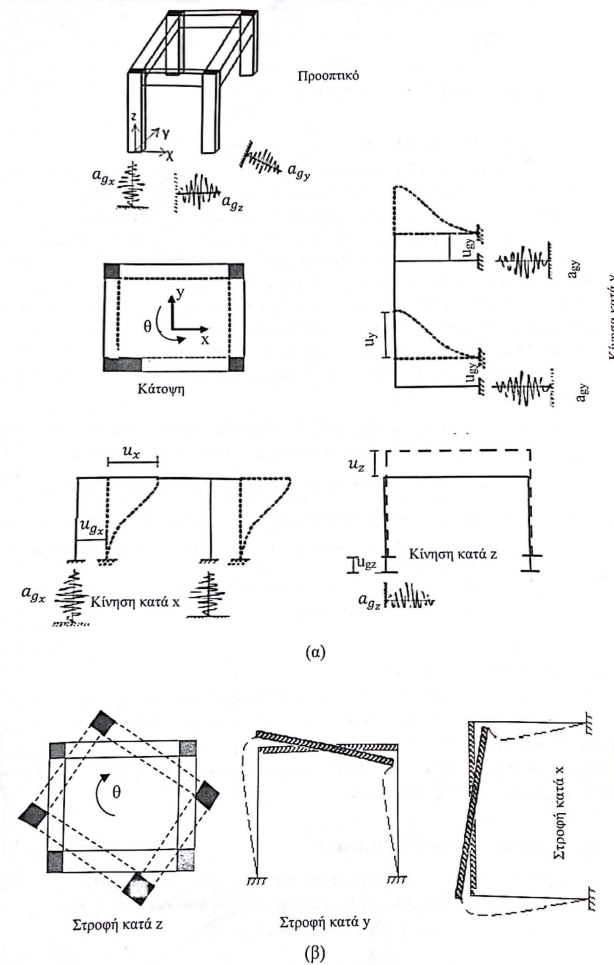
- Βλάβες και κατάρρευση κτιρίων
- Κατολισθήσεις
- Ρευστοποίηση εδάφους : η διατμητική τάση του εδάφους είναι μηδενική με αποτέλεσμα να δημιουργεί συμπίεση και στρέψη των κατασκευών, εμφανίζεται κυρίως σε κορεσμένα εδάφη.
- Συμπύκνωση εδάφους : οι ταλαντώσεις δημιουργούν συμπύκνωση στα μη συνεκτικά εδάφη με επακόλουθες καθιζήσεις.

2.1.1 Μορφές κινήσεων των κατασκευών λόγω σεισμού

Κατά την έλευση ενός σεισμού παρουσιάζεται αλλαγή στην κινητική κατάσταση της κατασκευής καθώς και στη στάθμη κάθε ορόφου διότι ενώ βρισκόταν σε ηρεμία τώρα αρχίζει να κινείται. Η συνολική κίνηση είναι μία σύνθετη κίνηση στο χώρο που μπορεί να χωριστεί σε τρεις μεταφορικές και τρεις στροφικές κινήσεις κατά τους άξονες x, y, z. Στο παρακάτω Σχήμα 2.1 παρουσιάζονται οι μεταφορικές κινήσεις και οι στροφές σε κάθε άξονα διαφορετικά. Να σημειωθεί ότι κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όλα τα

σημεία πίεσης υποτίθεται ότι κινούνται το ίδιο στη βάση της δομής. Ωστόσο, αυτή η υπόθεση δεν είναι αποδεκτή εάν τα σημεία επαφής απέχουν πολύ μεταξύ τους όπως παραδείγματος χάριν είναι τα βάθρα μίας γέφυρας.

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι αξιοσημείωτες οι κινητικές και οι στροφικές κινήσεις που ενεργοποιούν μία ορισμένη ποσότητα αδράνειας σε σημαντικό βαθμό, αλλά οι αντίστοιχες κινήσεις μπορούν να αγνοηθούν όταν δεν ενεργοποιούν την αδρανειακή μάζα.



Σχήμα 2.1 (α) Μεταφορικές κινήσεις μίας κατασκευής και (β) Στροφικές κινήσεις μίας κατασκευής (Πνευματικός, 2018)

2.1.2 Διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών εντατικών μεγεθών

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών υπολογίζεται αρχικά η απόκριση της κατασκευής ως συνάρτηση με το χρόνο, προσδιορίζεται η μέγιστη τιμή της και υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη όπως ροπή, τέμνουσα και αξονική σε κάθε δομικό στοιχείο της κατασκευής με βάση τη συγκεκριμένη τιμή. Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη που επικάθονται στα εντατικά μεγέθη λόγω άλλων φορτίσεων και προκύπτουν οι

συνδυασμοί φορτίσεων. Υπάρχουν και άλλα φορτία πέρα από τα σεισμικά, όπως είναι τα μόνιμα (τα οποία συμβολίζονται G ή g) και τα κινητά (τα οποία συμβολίζονται Q ή q), τα φορτία του χιονιού, του ανέμου και άλλα πολλά ανάλογα με το είδος της κατασκευής. Η διαδικασία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό έχει ως εξής :

- Μόρφωση του φορέα με βάση τις αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού
- Προσομοίωση του φορέα, υπολογισμός και επιβολή φορτίων
- Ανάλυση του φορέα και εύρεση εντατικών και παραμορφωτικών μεγεθών
- Τα εντατικά μεγέθη που υπολογίστηκαν λόγω διαφορετικών φορτίων επαλληλίζονται και προκύπτουν συνδυασμοί δράσεων και οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών .

2.2 ΦΑΣΜΑΤΑ

2.2.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Ως φάσμα νοείται η γραφική αναπαράσταση της μέγιστης απόκρισης μίας κατασκευής στη δράση μίας συγκεκριμένης διέγερσης για διάφορες τιμές της φυσικής περιόδου T και του κρίσιμου συντελεστή απόσβεσης S(ξ, T). Το φάσμα απόκρισης είναι ένα εργαλείο που χρησιμοποιείται για να υπολογίζει κατευθείαν τη μέγιστη απόκριση μίας κατασκευής χωρίς την ανάλυση διαφορικής εξίσωσης κίνησης. Σε διεθνή βιβλιογραφία, τα φάσματα απόκρισης τις περισσότερες φορές καλύπτουν ένα εύρος ιδιοπεριόδων 0.05s. – 5s.

2.2.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση κατά EC8

Με βάση τον Ευρωκώδικα 8 για την ελαστική φασματική επιτάχυνση σε οριζόντια διεύθυνση των σεισμών, οι αναλογίες για κάθε περιοχή είναι :

$$\begin{aligned}
 Se(T) &= a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 Se(T) &= a_g S \eta 2.5 & T_A \leq T \leq T_C \\
 Se(T) &= a_g S \eta 2.5 \frac{T_C}{T} & T_C \leq T \leq T_D \\
 Se(T) &= a_g S \eta 2.5 \frac{T_C T_D}{T_2} & T_D \leq T \leq 4sec
 \end{aligned}$$

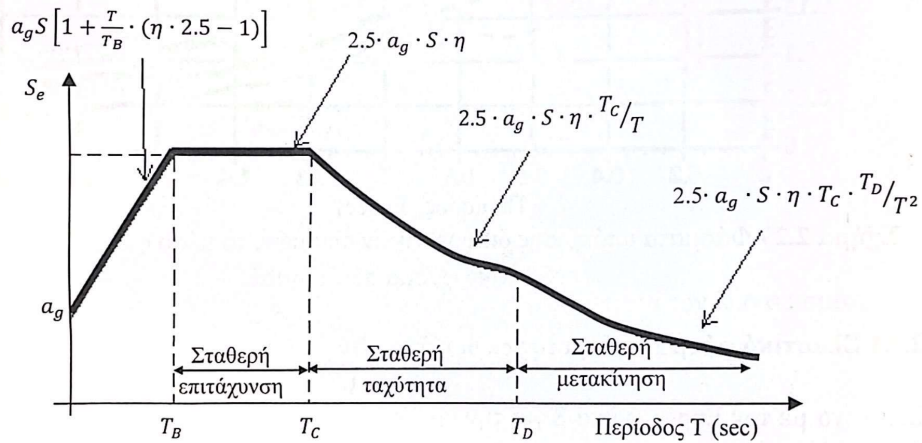
Όπου :

- **T** : Η ιδιοπερίοδος δόνησης για ένα μονοβάθμιο σύστημα
- **a_g**: Η επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους, $a_g = \gamma_1^* a_{gR}$
- **γ₁**: Συντελεστής σπουδαιότητας κτηρίου
- **S**: Συντελεστής εδάφους
- **a_{gR}**: Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας

- **η**: Συντελεστής απόσβεσης, για $\xi=5\%$, $\eta=1$ ενώ για διαφορετικές τιμές του ξ ισχύει :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Το διάγραμμα με τις παραπάνω σχέσεις φαίνεται και γραφικά στο Σχήμα 2.2



Σχήμα 2.2 Ελαστικό φάσμα κατά EC8 (Πνευματικός, 2018)

Σύμφωνα με ΕΚ8 διακρίνονται δύο τύποι σεισμού, ο τύπος 1 για σεισμούς μεγέθους $M_s > 5.5$ και ο τύπος 2 για $M_s < 5.5$. Στο εθνικό προσάρτημα του, η Ελλάδα υιοθετεί μόνο το φάσμα τύπου 1, επομένως θα αναδείξουμε τις τιμές των ιδιοπεριόδων και τον συντελεστή εδάφους Πίνακας 2.1

Πίνακας 2.1 Τιμές παραμέτρων

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

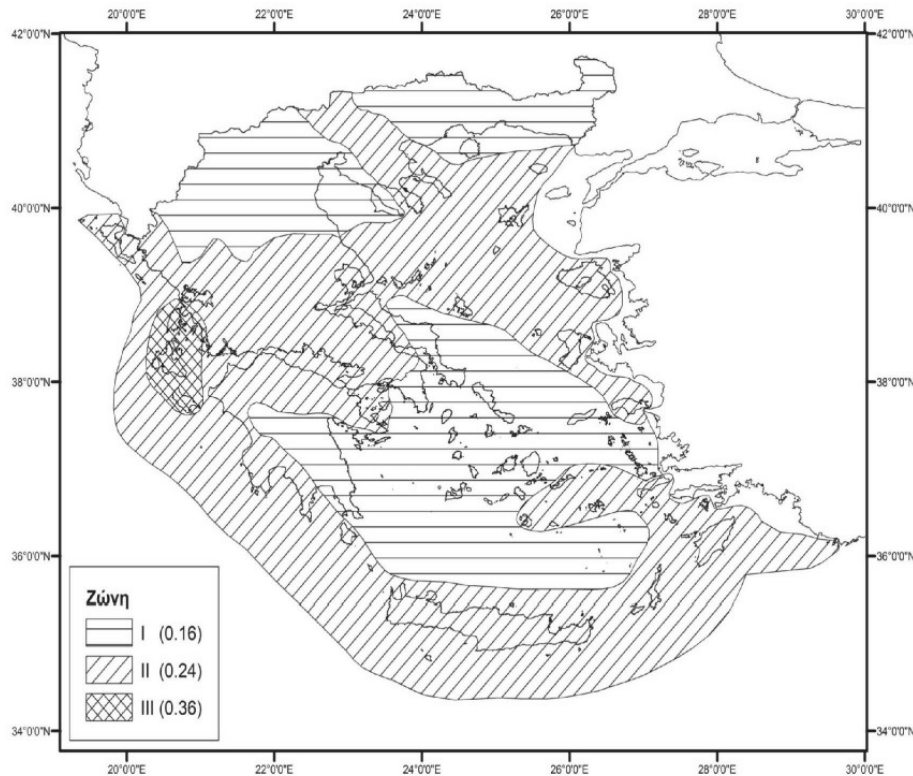
2.2.3 Σεισμικές ζώνες

Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς a_{gR} (= μέγιστη επιτάχυνση αναφοράς). Η επιτάχυνση αναφοράς προκύπτει ύστερα από επεξεργασία των

σεισμών της περιοχής της ζώνης και αντιστοιχεί σε μία τιμή, T_R σε έτη. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) τα κτήρια δεν καταρρέουν σε ένα σεισμό όταν έχει περίοδο επαναφοράς $T_R=475$ χρόνια ή αλλιώς ο σεισμός σχεδιασμού να έχει 10% πιθανότητα να συμβεί στα επόμενα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής των κατασκευών). Στον Πίνακα 2.2 και στο Σχήμα 2.3 ορίζονται διαφορετικές τιμές για τις εδαφικές επιταχύνσεις (a_{gR}) για κάθε Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Επιπλέον, στον Πίνακα 2.3 αναγράφονται οι κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων και ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 .

Πίνακας 2.2 Τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς
Z1(I)	0.16g
Z2(II)	0.24g
Z3(III)	0.36g



Σχήμα 2.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στον Ελλαδικό Χώρο

Πίνακας 2.3 Συντελεστής σπουδαιότητας γ_1

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Περιγραφή κατηγορίας σπουδαιότητας	γ_1
Σ1(I)	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού όπως αγροτικά οικήματα	0.85
Σ2(II)	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων	1.00
Σ3(III)	Κτίρια που στεγάζουν σε εγκαταστάσεις μεγάλης οικονομίας	1.15
Σ4(IV)	Κτίρια στα οποία η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς είναι ζωτικής σημασίας	1.30

2.2.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε κατακόρυφη διεύθυνση κατά EC8

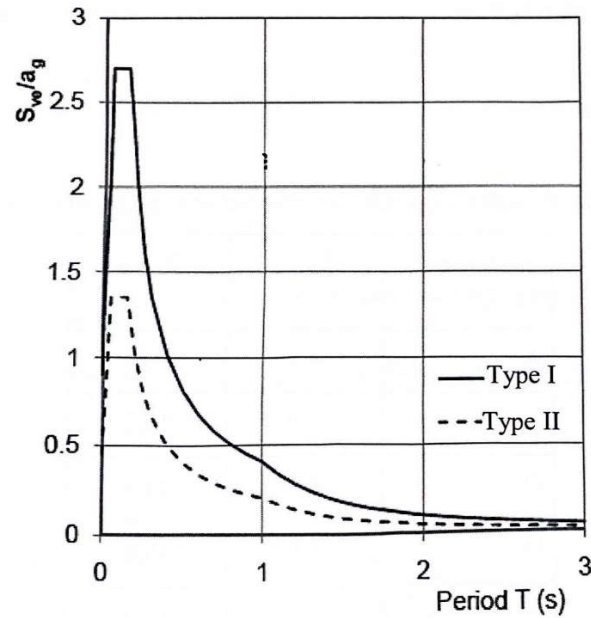
Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται από το φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$, που εμφανίζονται στις παρακάτω σχέσεις :

$$\begin{aligned}
 S_{ve}(T) &= a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 3.0 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_{ve}(T) &= a_{vg} \eta 3.0 & T_A \leq T \leq T_C \\
 S_{ve}(T) &= a_{vg} \eta 3.0 \frac{T_C}{T} & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_{ve}(T) &= a_{vg} \eta 3.0 \frac{T_C T_D}{T_2} & T_D \leq T \leq 4sec
 \end{aligned}$$

Το ελαστικό φάσμα της κατακόρυφης διεύθυνσης στο Σχήμα 2.4 διαθέτει κάποιες παραμέτρους όπως εμφανίζονται στον Πίνακα 2.4

Πίνακας 2.4 Τιμές των παραμέτρων

Φάσμα	a_{vg}/a_g	$T_B(\text{sec})$	$T_C(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$
Τύπος (I)	0.90	0.05	0.15	1.0
Τύπος (II)	0.45	0.05	0.15	1.0



Σχήμα 2.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης στην κατακόρυφη διεύθυνση (Πνευματικός, 2018)

2.2.5 Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

Με βάση τον Ευρωκώδικα 8 για την επιτάχυνση σχεδιασμού σε οριζόντια διεύθυνση των σεισμών, οι αναλογίες για κάθε περιοχή είναι :

$$\begin{aligned}
 Sd(T) &= a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 Sd(T) &= a_g S \frac{2.5}{q} & T_A \leq T \leq T_C \\
 Sd(T) &= a_g S \frac{2.5 T_C}{q T} \geq \beta a_g & T_C \leq T \leq T_D \\
 Sd(T) &= a_g S \frac{2.5 T_C T_D}{q T_2} \geq \beta a_g & T_D \leq T \leq 4s.
 \end{aligned}$$

Όπου :

- **$Sd(T)$** : Επιτάχυνση σχεδιασμού
- **q** : Ο συντελεστής συμπεριφοράς
- **β** : Ο συντελεστής κατώτατου ορίου. Η προτεινόμενη τιμή με βάση το Εθνικό προσάρτημα είναι 0,2

2.2.6 Συντελεστής συμπεριφοράς, q σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς εξαρτάται από τα δομικά υλικά και τη στατική διάταξη της κατασκευής. Στις περιπτώσεις κατασκευών από Ω.Σ., η επιτρεπόμενη τιμή

q εξαρτάται από τη στατική διάταξη και την κατηγορία πλαστιμότητας που έχει επιλεγεί. Επιπλέον περιλαμβάνει και τον συντελεστή απόσβεσης διάφορου του 5%, γι' αυτό δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης, η, όπως παρατηρήσαμε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ο συντελεστής απόσβεσης μπορεί να έχει διαφορετικές τιμές στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις και δίνεται ως εξής:

$$q = K_w \cdot q_0$$

Όπου το q_0 είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, δίνεται από EC8 και υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.5

Πίνακας 2.5 Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0

Τύπος στατικού συστήματος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα	3.0 α_u / α_1	4.5 α_u / α_1
Σύστημα ασυζεύκτων τοιχωμάτων	3.0	4.0 α_u / α_1
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2.0	3.0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1.5	2.0

Τα α_u και α_1 ορίζονται ως εξής :

- α_u : είναι ο αυξητικός συντελεστής σεισμικής φόρτισης που απαιτείται για να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε τόσες θέσεις ώστε να σχεδιαστεί πλήρως ο πλαστικός μηχανισμός, τα υπόλοιπα φορτία παραμένουν σταθερά
- α_1 : είναι ο αυξητικός συντελεστής σεισμικού φορτίου που απαιτείται για να σχηματιστεί η πρώτη πλαστική άρθρωση σε οποιοδήποτε στοιχείο της κατασκευής, τα υπόλοιπα φορτία παραμένουν σταθερά

Ο συντελεστής k_w , που αντιπροσωπεύει τις κύριες μορφές αστοχίας στα στατικά συστήματα λαμβάνεται ως εξής :

- 1.00 για πλαισιωτά συστήματα
- $(1 + \alpha_o) / 3 \leq 1$ αλλά όχι μικρότερη από 0.5, για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς τοιχώματα που περιφέρονται για στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα

Όπου το α_o είναι η κυριαρχούσα τιμή λόγου όψευς των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος. Η έκφραση που υποδηλώνει τη τιμή λόγου όψευς σε μικρές διαφορές μεταξύ είναι :

$$\alpha_o = \sum h_w / \sum l_w i$$

Όπου :

- h_{wi} : είναι το ύψος του τοιχώματος
- l_{wi} : είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ – ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ)

3.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που προτείνονται για μία κατασκευή είναι δύο. Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover) και η Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας). Επιπλέον, οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που αντιστοιχούν για μία κατασκευή είναι δύο. Η Ελαστική Δυναμική Ανάλυση και η Ελαστική Στατική Ανάλυση.

3.2 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση

Για να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μία αρχική ελαστική ανάλυση. Στην συγκεκριμένη ανάλυση, η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($m=1$ ή $q=1$) και υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας του κάθε μέλους από τον λόγο (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.1)

$$\lambda = \frac{S_E}{R_m}$$

Όπου:

- S_E : αναφέρεται ως εντατικό μέγεθος (ροπή)
- R_m : αναφέρεται στην αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών

Ο λόγος ανεπάρκειας χρησιμοποιείται για την αξιολόγηση και τον επανασχεδιασμό κάθε κύριου στοιχείου. Ο κρίσιμος λόγος (λ) θεωρείται ο μεγαλύτερος δείκτης ανεπάρκειας για ένα επιμέρους στοιχείο σε ένα κτήριο. Η ελαστική δυναμική ανάλυση μπορεί να γίνει με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες, χωρίς να εξαρτάται από την αξιοπιστία των δεδομένων. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται. Πιο συγκεκριμένα, για τα Ελλαδικά κτήρια με στάθμες επιτελεστικότητας που ανήκουν στην Β ή Γ κατηγορία ισχύουν οι εξής όροι :

- Αρχικά, το κτήριο να μην υφίστανται σε ουσιώδεις βλάβες.
- Δεύτερον, το λ για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει πως είναι $\lambda \leq 2.5$ αλλιώς για ένα ή περισσότερα να προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτήριο να είναι μορφολογικά κανονικό (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022)

Κατά την προσομοίωση των κτηρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και η ιξώδους απόσβεση (ζ) αντιστοιχούν στην απόκριση των δομικών στοιχείων κοντά στο όριο διαρροής τους. Στην Ελαστική Δυναμική Ανάλυση, εισάγεται είτε με φάσμα σχεδιασμού (Κεφάλαιο 2) του EC8 είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως που είναι συμβατές με το συγκεκριμένο. Ο προσδιορισμός των μέγιστων τιμών γίνεται με τη μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8. Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών συνδυάζονται με βάση τις διατάξεις του EC8, ενώ η χωρική επαλληλία των ανωτέρων μεγεθών καθορίζεται επίσης σύμφωνα με τον EC8. Πιο αναλυτικά, παρακάτω αναφέρουμε τρεις τρόπους ανάλυσης

- **Το φάσμα απόκρισης :** χαρακτηρίζεται ως ένα διάγραμμα που παρουσιάζει τη μέγιστη απόκριση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση, σε σχέση με την ιδιοπερίοδο τους για μία δεδομένη σεισμική διέγερση. Ο τρόπος κατασκευής αυτού του φάσματος απόκρισης σχετικών μετακινήσεων είναι ο εξής :
 1. Γίνεται επιλογή απόσβεσης (ζ), με δεδομένη τιμή κατασκευάζεται το φάσμα π.χ. $\zeta=5\%$.
 2. Γίνεται επιλογή μιας ιδιοπεριόδου T ενός ταλαντωτή π.χ. $T = 0.1s$.
 3. Γίνεται υπολογισμός της χρονοϊστορίας της απόκρισης, $u(t)$ αυτού του ταλαντωτή για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.
 4. Γίνεται υπολογισμός της απολύτως μέγιστης τιμής της απόκρισης $\max|u(t)|$.
 5. Τέλος, γίνεται επανάληψη της διαδικασίας για πολλές τιμές περιόδων T και κατασκευή του διαγράμματος $\max|u(t)| - T$.

- **Μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης :** πραγματοποιείται ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα. Το μητρώο απόσβεσης περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτηρίου κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων. Στη συνέχεια, χρησιμοποιούνται επτά επιταχυνσιογράφοι για τον έλεγχο της μέσης τιμής ροπής, τέμνουσας και αξονικού φορτίου. Εναλλακτικά, μπορεί να γίνει ανάλυση προσομοίωσης στον χώρο με ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζοντίων συνιστωσών επιταχυνσιογράφων σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου.

- **Ο δείκτης συμπεριφοράς (α) :** είναι ένας παράγοντας που λαμβάνει υπόψιν τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν από υπολογιστικές αναλύσεις σε απεριόριστα ελαστικά συστήματα. Η πλαστιμότητα του φορέα επηρεάζει τη σεισμική απόκρισή του και αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψιν στο φάσμα σχεδιασμού για την ελαστική ανάλυση με βάση τον συντελεστή

συμπεριφοράς q . Ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του φορέα, την κανονικότητα σε κάτοψη και όψη καθώς και την κατηγορία πλαστιμότητας. Συνεπώς, εάν η ανάλυση πραγματοποιηθεί με αυτόν τον τρόπο, οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από οποιαδήποτε μέθοδο θα πολλαπλασιαστούν με τον συντελεστή q για να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά. Αντίστοιχα, αν η ανάλυση γίνει με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας m , όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα αυξηθούν ανάλογα, ώστε να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά. (KAN.ΕΠΕ. 2022)

3.3 Ελαστική Στατική Ανάλυση

Για την συγκεκριμένη μέθοδο, απαιτείται ο υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας (λ) των δομικών στοιχείων προκειμένου να γίνει αξιολόγηση και ανασχεδιασμός. Πραγματοποιείται με στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ, υπό συγκεκριμένες προϋποθέσεις. Η πρώτη και κυριότερη προϋπόθεση είναι ότι το κτήριο δεν πρέπει να έχει βλάβες. Σε περίπτωση, που δεν παρέχει κάποιου είδους βλάβες τότε πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες :

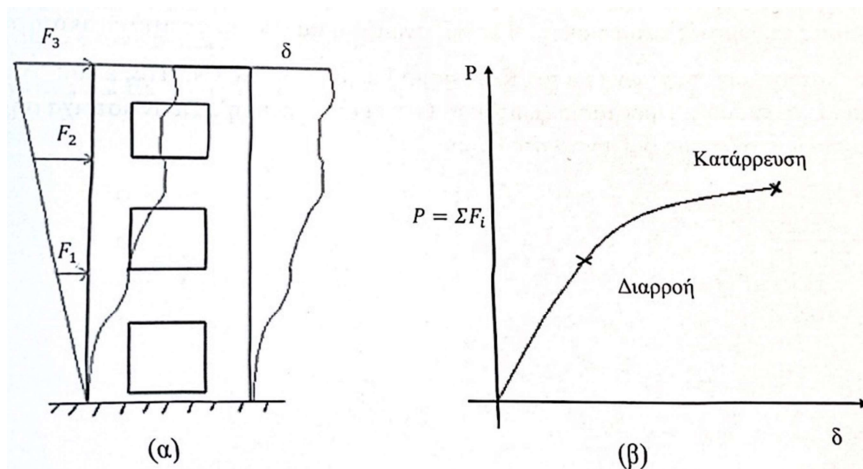
- Η ανεπάρκεια των δομικών στοιχείων (λ) για όλα τα κύρια στοιχεία πρέπει να είναι $\lambda \leq 2.5$. Εάν $\lambda > 2.5$ τότε το κτήριο θα πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό.
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (T_0) της κατασκευής πρέπει να είναι μικρότερη από το $4T_c$ ή από $2 s$.
- Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης ενός ορόφου προς την αντίστοιχη διάσταση σε ένα γειτονικό όροφο δεν πρέπει να ξεπερνά το 1.5 (εξαιρείται από τον έλεγχο ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα).
- Η κατασκευή σε όλους τους ορόφους δεν πρέπει να έχει ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη.
- Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

3.4 Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover)

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή και ως Pushover (αλλά και στατική υπερωθητική ανάλυση ή μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων), είναι μια σημαντική μη γραμμική στατική μέθοδος για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των δομών. Αυτή είναι μια σύντομη διαδικασία με απαιτήσεις προσομοίωσης και ανάλυσης από μια πλήρη δυναμική ανελαστική ανάλυση, αλλά είναι συνήθως ένα

ικανοποιητικό αποτέλεσμα μόνο για αντικείμενα που χαρακτηρίζονται ως “Κανονικά” και η συμμετοχή υψηλότερων ιδιόμορφων απόκρισης είναι χαμηλή (EC8 §4.3.3.4.2.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2 α).

Αναλύεται κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, η συμπεριφορά των φορέων υπό την δράση σταθερών βαρυτικών φορτίων και το συνολικό οριζόντιο φορτίο. Το βασικό αποτέλεσμα αυτής, είναι η καμπύλη αντίστασης ή καμπύλη ικανότητας της κατασκευής όπου αποτυπώνει την αλλαγή στη βάση μετακινώντας τον κόμβο ελέγχου. Η θέση αυτή αφορά κυρίως το κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα (EC8 §4.3.3.4.2.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2). Πληροφορίες σχετικά με την κατάσταση του φορέα που εμπλέκεται στην κίνηση του στόχου που παρέχονται, είναι ότι η παραμόρφωση των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερο βαθμό βλάβης από ό,τι είναι αποδεκτό.



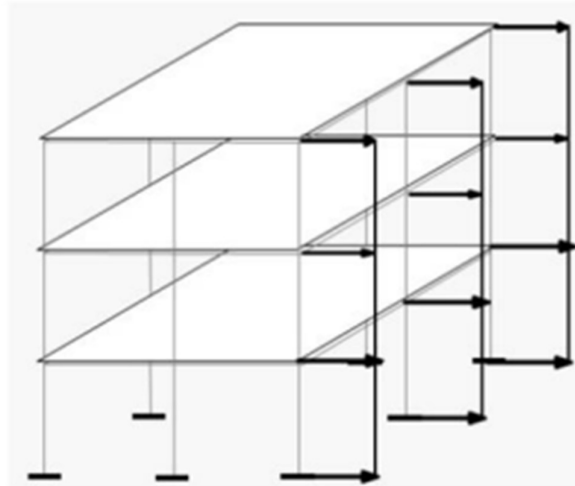
Σχήμα 3.1 (α) Οριζόντια πλευρική φόρτιση και παραμόρφωση κατασκευής, (β) Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (Πνευματικός, 2018)

Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων, η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου σχεδιάζεται ως προς τα χαρακτηριστικά της τέμνουσας V_d – μετακίνηση δ . Το σημείο (κόμβος ελέγχου) μεταφέρεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η συγκεκριμένη καμπύλη αποτελεί βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Η παραπάνω σχέση αντικαθίσταται από μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική ακαμψία $K_{ελ}$ και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής V_y . Με βάση την ισοδύναμη ελαστική ακαμψία, υπολογίζεται η αντίστοιχη ελαστική ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της τιμής της ψευδοεπιτάχυνσης $\Phi_{ελ}$ που εισάγεται στον υπολογισμό της μετακίνησης στόχου δ_t . Εν συνεχεία, ο έλεγχος στα εντατικά μεγέθη και στις παραμορφώσεις, τα οποία υπολογίζονται από την ανάλυση όταν η μετακίνηση στη βάση του κτιρίου είναι ίσο με δ_t , γίνεται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεσματικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η

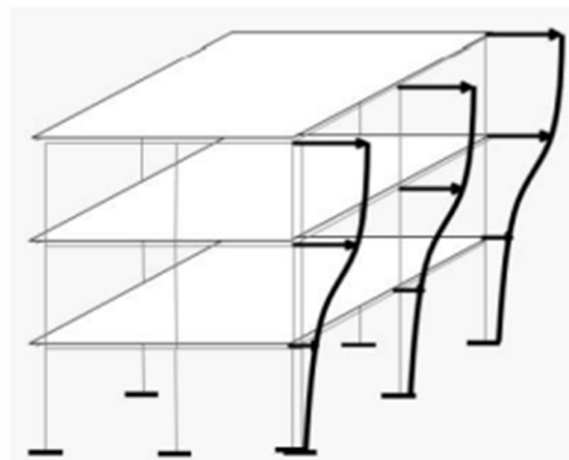
επάρκεια ή μη επάρκειας του φορέα, με βάση τις αρχικές μας απαιτήσεις. Επομένως, ο προσδιορισμός της μετακίνησης δε επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα της διαδικασίας της αποτίμησης.

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε πλάκας ορόφου σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Με βάση των EC8 υπάρχουν δύο (2) κατηγορίες κατανομών :

- **Ομοιόμορφες** : Όπου τα οριζόντια φορτία είναι ανάλογα με τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του.(Σχήμα 3.2)
- **Ιδιόμορφες** : Όπου τα οριζόντια φορτία είναι ανάλογα με την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην εκάστοτε διεύθυνση που προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.(Σχήμα 3.3)



Σχήμα 3.2 Ομοιόμορφη κατανομή (Πόλιος, 2022)



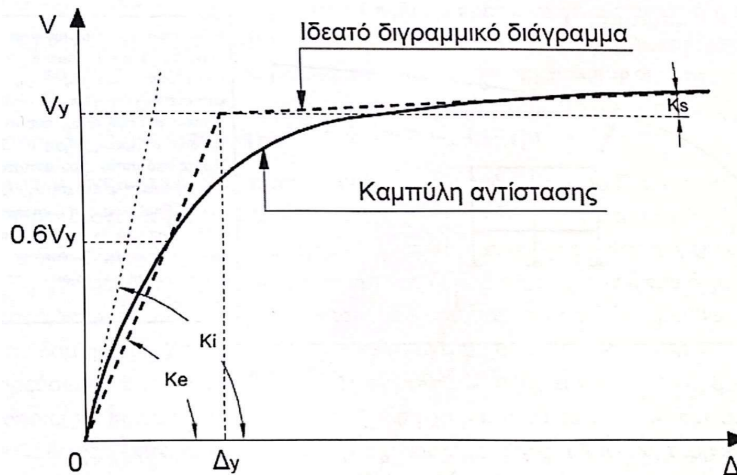
Σχήμα 3.3 Ιδιόμορφη κατανομή (Πόλιος, 2018)

3.4.1 Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης : Μέθοδος συντελεστών (α)

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η μέθοδος αυτή βασίζεται στο ισοδύναμο σύστημα. Στη συνέχεια αναφέρονται τα βήματα εφαρμογής της μεθόδου.

Βήμα 1^ο : Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη αντίστασης

Αρχικά για την εφαρμογή της μεθόδου είναι απαραίτητο η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διγραμμικό (Σχήμα 3.4). Η κλίση του μεταλαστικού κλάδου δεν λαμβάνεται μηδενική αλλά αντιθέτως διαθέτει την τιμή K_s . Ο τρόπος κατασκευής του διαγράμματος γίνεται με την εξής διαδικασία (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.4):



Σχήμα 3.4 Διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης (Πνευματικός, 2018)

- Κατασκευάζεται ο μεταλαστικός κλάδος με ακαμψία K_o , η οποία επιλέγεται κατά την κρίση του μηχανικού και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Προσδιορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία, K_e , από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης, που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής V_y . Απαιτούνται κάποιες παραδοχές για την τιμή της, διότι δεν είναι γνωστή εξ' αρχής.
- Τελικά, προσδιορίζεται η τέμνουσα διαρροής στο σημείο τομής των δύο προηγούμενων ευθειών, που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μεταλαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός της ενεργούς θεμελίωσης ιδιοπεριόδου, T_e

Για τον υπολογισμό της ενεργό θεμελίωση ιδιοπεριόδου, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία, K_e , χρησιμοποιούμε την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.3.5) :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Όπου:

- T_i : ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μία ελαστική δυναμική ανάλυση, K_i
- K_i : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία
- K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_e(T_e) \cdot \frac{T_e^2}{(2\pi)^2}$$

Όπου $S_e(T_e)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνσης (από φάσμα του ΕΚ8) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής :

- C_0 : Συντελεστές που συσχετίζονται με τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα

Πίνακας 3.1 Τιμές του C_0 σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αριθμός ορόφων	Συντελεστής C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
≥10	1.5

- $C_1 = \frac{\delta_{inel}}{\delta_{el}}$ ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτηρίου προς την αντίστοιχη ελαστική
 $C_1 = 1.0$ για $T_e \geq T_c$

$$C_1 = \frac{1+(R-1)^{T_c/T_s}}{R} \quad \text{για } T_e < T_c$$

- C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι διάφορες τιμές για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας δίνονται στον Πίνακα 3.2

Πίνακας 3.2 Τιμές του συντελεστή C_2

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{ sec}$		$T_e \geq T_c$	
	Τύπος	Τύπος	Τύπος	Τύπος
	Κτιρίου 1	Κτιρίου 2	Κτιρίου 1	Κτιρίου 2
Περιορισμένες βλάβες	1.0	1.0	1.0	1.0
Σημαντικές βλάβες	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή Οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

- C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ας} τάξης, επιρροή $P - \Delta$ που ορίζεται ως εξής:

$$C_3 = 1.0 + 5 \frac{\theta - 1}{T_e}$$

Όπου θ είναι ο συντελεστής σχετικής μεταθετότητας (EC8 §4.1.2.2). Στα κτήρια από Ω.Σ και τοιχοποιία λαμβάνεται $C_3 = 1.0$, όπου $\theta < 0.1$

Η στοχευόμενη μετακίνηση επεκτείνεται κατάλληλα για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα στρέψης, (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.2). Αν οι δράσεις και οι παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στο σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης είναι μικρότερες από τις οριακές τιμές που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας για όλα τα μέλη τότε το κτήριο ικανοποιεί το κριτήριο της συγκεκριμένης στάθμης. Αντιθέτως, εάν είναι μεγαλύτερες τότε το κτήριο δεν ικανοποιεί τα κριτήρια αυτής της στάθμης επιτελεστικότητας και θα πρέπει να ενισχυθεί (αύξηση διατομών, αλλαγή γεωμετρίας φέροντος οργανισμού).

3.4.2 Περιορισμοί Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Η χρήση αυτής της μεθόδου είναι προτιμότερη από την ελαστική μέθοδο για την εκτίμηση της αναμενόμενης παραμόρφωσης. Σε σύγκριση με την δυναμική ανελαστική είναι απλούστερη σχέση και αυτό το καθιστά πιο ελκυστικό για συνηθισμένη χρήση. Αλλά έχει κάποια ελαττώματα και περιορισμούς που αναφέρονται παρακάτω :

- Μία σημαντική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι η απόκριση της πολυβάθμιας δομής σχετίζεται με το ισοδύναμο σύστημα ενός μονοβάθμιου. Σε ορισμένες περιπτώσεις η απόκριση κυριαρχείται από την βασική ιδιοσυγκρασία, οι οποίες δεν μπορούν να γενικευτούν. Επίσης, σε σχέση με την δυναμική εν χρόνο ανάλυση, το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής μπορεί να διαφέρει σημαντικά, ανάλογα με τον βαθμό ανελαστικότητας και τη θέση της βλάβης.
- Ως αποτέλεσμα η εκτιμώμενη παραμόρφωση μπορεί να είναι ανακριβής λόγω της δομής στην οποία είναι σημαντικές οι καλύτερες ιδιομορφές. Η μέθοδος αυτή αγνοεί την συμβολή των υψηλότερων ιδιομορφών στην ολική απόκριση.
- Η μη γραμμική στατική ανάλυση βασίζεται στη μέθοδο της δύναμης, δεδομένου ότι η μέθοδος που βασίζεται στις μετακινήσεις δεν μπορεί να εντοπίσει σημαντικές διαρθρωτικές αδυναμίες, όπως η ακανονική κατανομή υπεραντοχών. Θεωρητικά, θα ήταν πιο ενδεδειγμένο να επιβληθούν κινήσεις με κατάλληλες αλλαγές στην κατανομή τους για διαφορετικές στάθμες επιβαλλόμενης παραμόρφωσης.
- Δεν εξετάζεται η σταδιακή μείωση της δομικής ακαμψίας που εμφανίζεται σε ανακυκλωμένες μη γραμμικές σεισμικές ζώνες. Αυτή η μείωση οδηγεί σε αλλαγές στη ιδιοπερίοδο καθώς και στα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών που επηρεάζουν το φορτίο λόγω σεισμικού εδάφους.
- Η μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να αποκαλύψει τον πρώτο τοπικό μηχανισμό που δημιουργήθηκε κατά τη διάρκεια σεισμών, αλλά δεν μπορεί να αποκαλύψει άλλες αδυναμίες της κατασκευής που μπορεί να προκύψουν όταν μετά την δημιουργία του πρώτου μηχανισμού θα αλλάξουν δυναμικά τα χαρακτηριστικά της κατασκευής.
- Η κατανομή της οριζόντιας συμπεριφοράς είναι περιορισμένη. Η επιλεγμένη κατανομή υποστηρίζει ορισμένες παραμορφώσεις και δεν αποκαλύπτει άλλες. Η αλλαγή της κατανομής κατά τη διάρκεια της ανάλυσης βελτιώνει τα αποτελέσματα της ανάλυσης.
- Αυτή είναι μία στατική μέθοδος, εστιάζοντας στην ενέργεια παραμόρφωσής της κατασκευής, αγνοώντας άλλες μορφές απορρόφησης ενέργειας που σχετίζονται με δυναμικές αποκρίσεις, όπως κινηματική ενέργεια και ενέργεια λόγω ιξώδους εξασθένησης. Αγνοεί επίσης, τα φαινόμενα που συσχετίζονται με τη διάρκεια των σεισμικών φορτίων και την ανάγκη για σωρευτική απορρόφηση ενέργειας.
- Αυτή η μέθοδος λαμβάνει υπόψη μόνο την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού. Η κατακόρυφη συνιστώσα, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι πολύ σημαντική, αγνοείται, καθώς αυτή η μέθοδος δεν μπορεί να συνδυαστεί με ενέργειες που λαμβάνουν κίνηση της κατακόρυφης περιοχής.
- Καταλήγουμε ότι δεν μπορούμε να διαχωρίσουμε πλήρως τις απαιτήσεις από την αντίσταση, διότι η δομή εξαρτάται άμεσα από την ένταση των φορτίων και η ικανότητα της να αντέχει σε σεισμούς σχετίζεται με τις απαιτήσεις ..

3.5 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Time History Analysis)

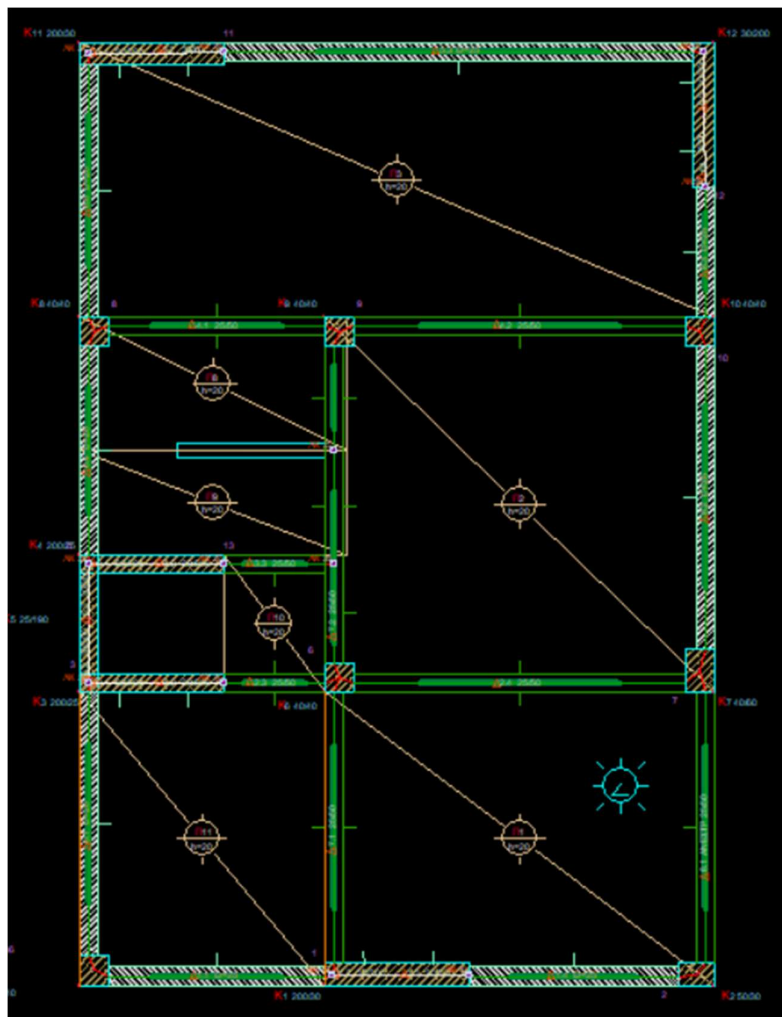
Η μέθοδος που είναι γνωστή και ως Ανάλυση Χρονοϊστορίας, εξετάζει τη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και την επίδραση δυναμικών φορτίων. Τα φορτία παρέχονται υπό τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία μπορεί να προέρχονται είτε από πραγματικές καταγραφές ισχυρών εδαφικών κινήσεων είτε από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Η συγκεκριμένη μέθοδος θεωρείται πλέον η ακριβής μέθοδος ανάλυσης και η ιδανική προσέγγιση για το πρόβλημα της σεισμικής αποτίμησης. Η κατασκευή αναπαριστά ρεαλιστικά την αντίδραση της κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, καθορίζοντας την ανελαστική συμπεριφορά στα κρίσιμα σημεία της κατασκευής. Ένα από τα πλεονεκτήματα της είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση των ιδιομορφών (που αναλύσαμε παραπάνω) πριν και μετά τη διαρροή των κρίσιμων περιοχών του φορέα. Αντιθέτως, η Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση έχει και μειονεκτήματα που την καθιστούν μη ωφέλιμη σε ορισμένες περιπτώσεις. Για παράδειγμα, ένα μειονέκτημα είναι η έλλειψη αντιπροσωπευτικών επιταχυνσιογραφημάτων για κάθε περιοχή ενδιαφέροντος. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και συγκεκριμένα στη παράγραφο §5.7.3 αναφέρεται ότι οι απαιτήσεις που ισχύουν για την ανελαστική στατική ανάλυση, ισχύει και για την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, εκτός από τις προβλέψεις για τον κόμβο ελέγχου και την επιθυμητή μετακίνηση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

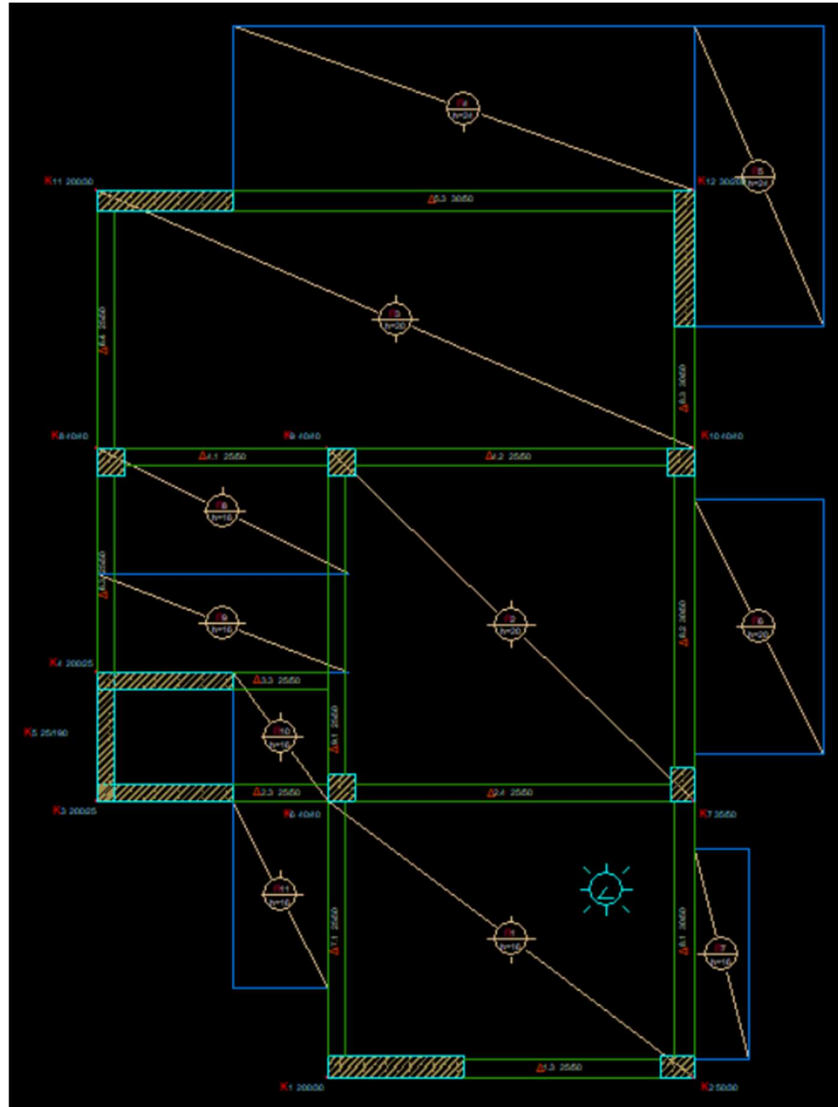
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ – ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ FESPA

4.1 Στοιχεία Κατασκευής

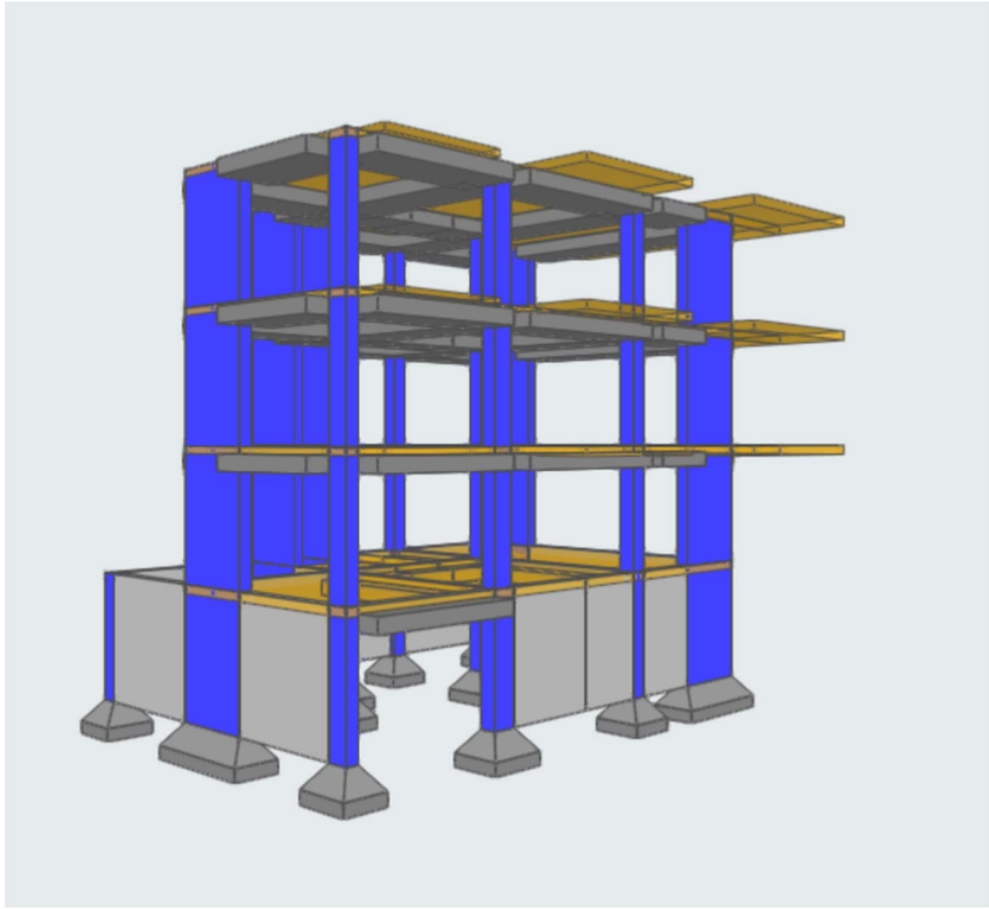
Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα γίνει παρουσίαση και αποτίμηση του τριώροφου κτηρίου με κύριο φέρων οργανισμό το Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. Είναι κατασκευασμένο το 2023 και βρίσκεται στον ευρύχωρο χώρο της Αττικής και συγκεκριμένα στη περιοχή του Ιλίου. Η κατασκευή του συγκεκριμένου φορέα πραγματοποιήθηκε με τους νέους Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Επίσης, αποτελείται από Υπόγειο (Σχήμα 4.1), Ισόγειο, Α΄ Όροφο και Β΄ Όροφο (Σχήμα 4.2) με τον κάθε όροφο να έχει 3 m. ύψος, άρα μελετάμε ένα κτήριο συνολικού ύψους 12 m. Επίσης, χρησιμοποιήθηκαν υλικά που θα εξασφαλίζουν μακροχρόνια ανθεκτικότητα και ασφάλεια. Πιο συγκεκριμένα, διαθέτει σκυρόδεμα C25/30 καθώς και χάλυβα B500C για τον οπλισμό και τους συνδετήρες, οι οποίοι συμβάλλουν στη δημιουργία της ισχυρής και αξιόπιστης δομής.



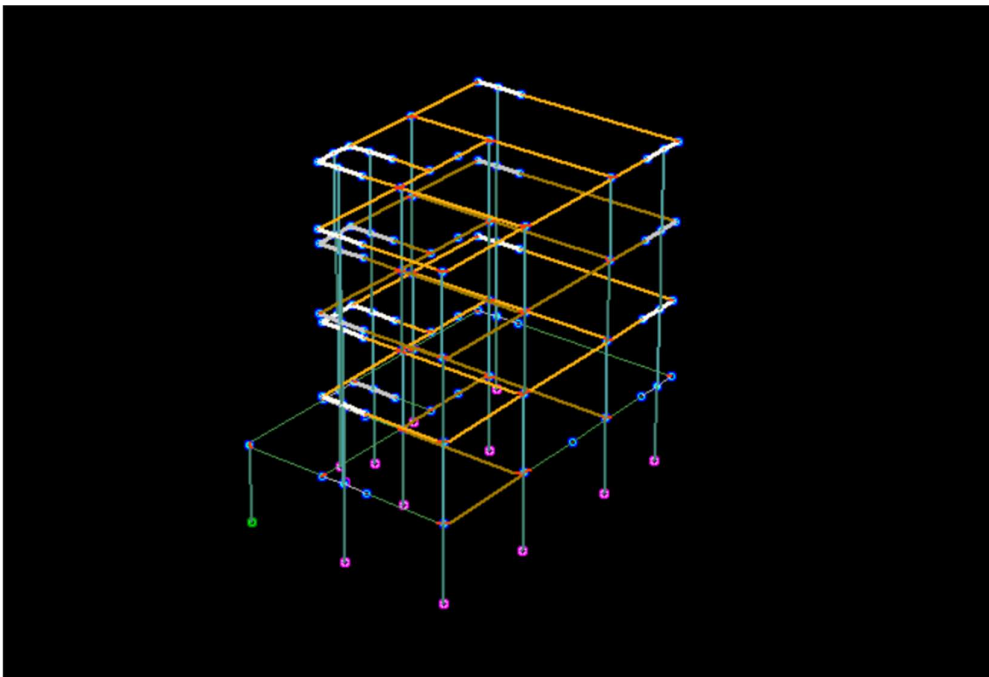
Σχήμα 4.1 Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου



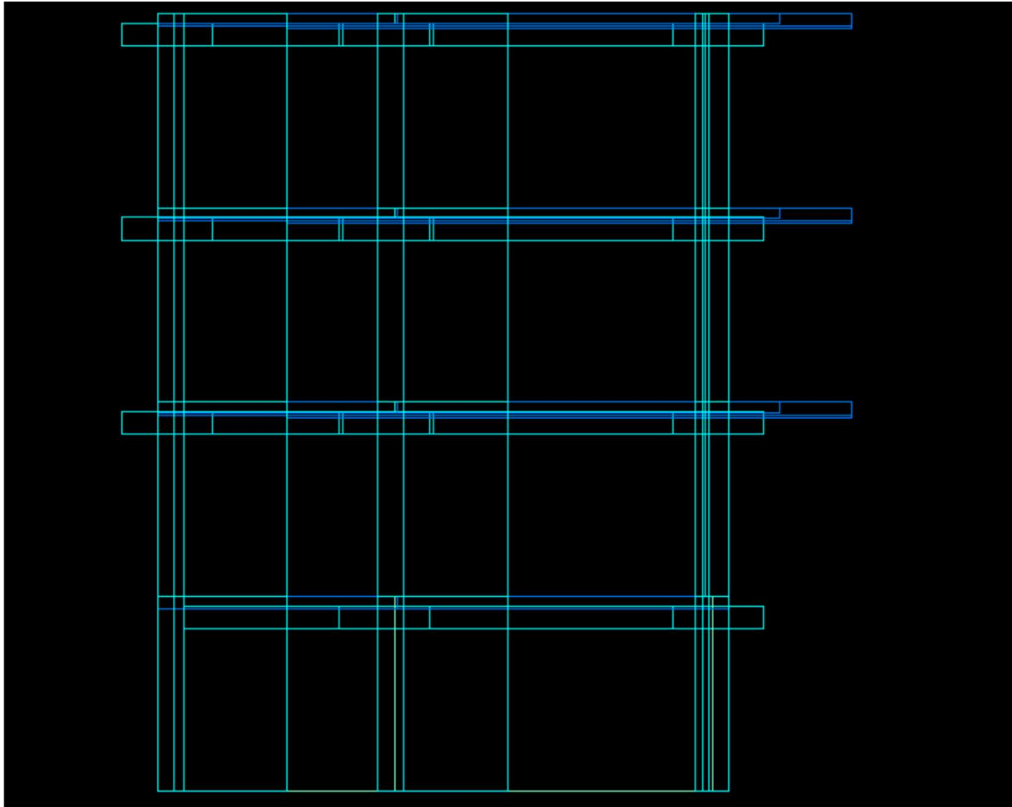
Σχήμα 4.2 Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου, Α' ορόφου, Β' ορόφου



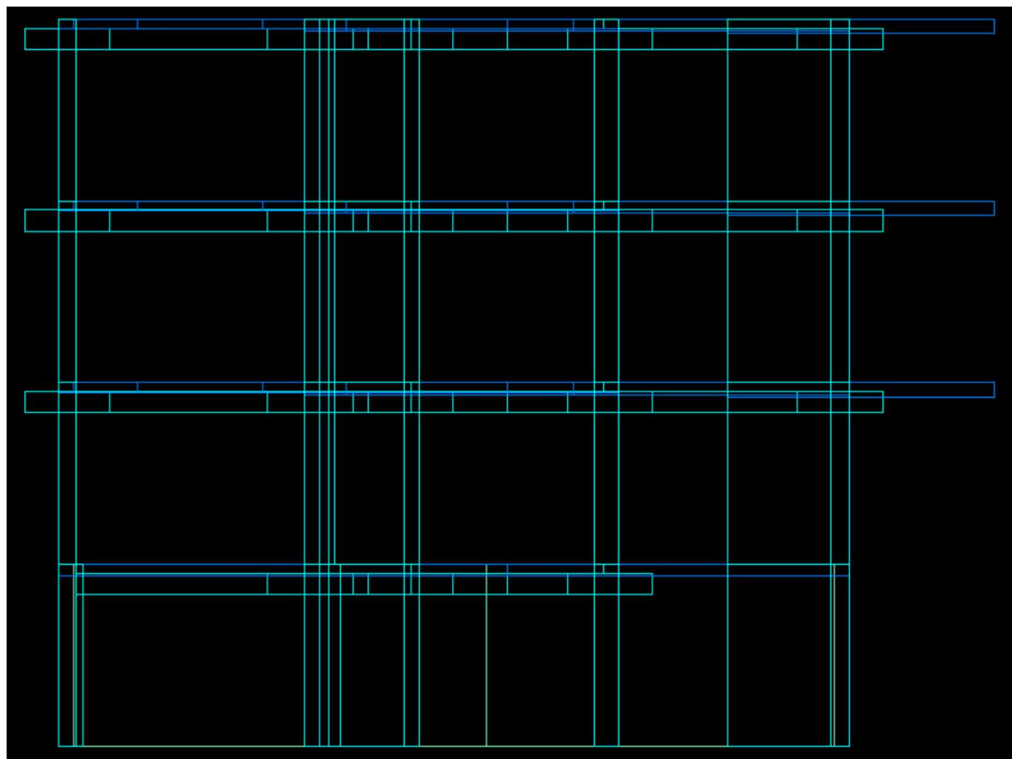
Σχήμα 4.3 3D απεικόνιση όλου του κτηρίου



Σχήμα 4.4 Τρισδιάστατο μαθηματικό προσομίωμα



Σχήμα 4.5 Πρόσωση του φορέα σε 3D γραμμική απεικόνιση



Σχήμα 4.6 Δεξιά όψη του φορέα σε 3D γραμμική απεικόνιση

4.2 Γεωμετρικά δεδομένα κτηρίου

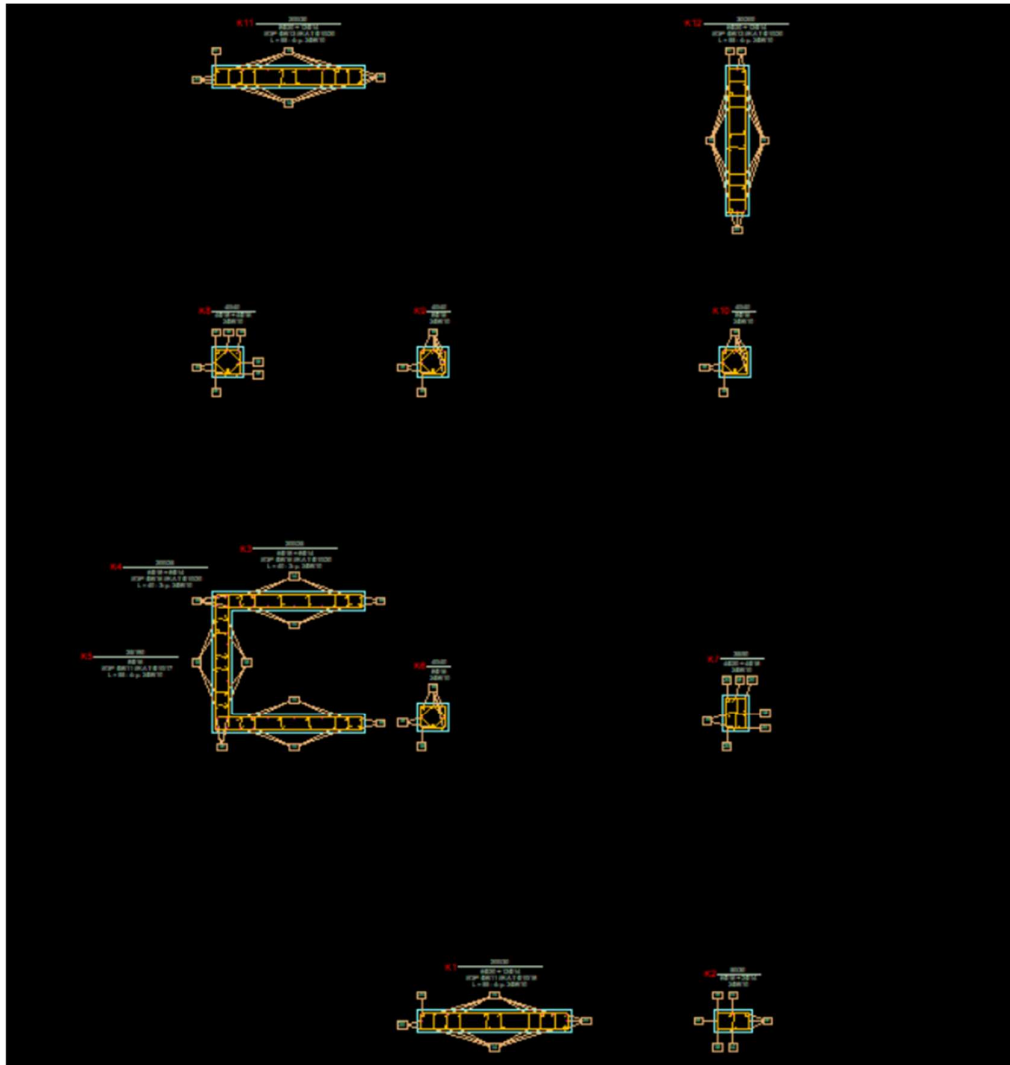
4.2.1 Υποστυλώματα

Το κτήριο αποτελείται συνολικά από 13 υποστυλώματα διαφορετικών διαστάσεων και αναλύονται στον παρακάτω Πίνακα 4.4.

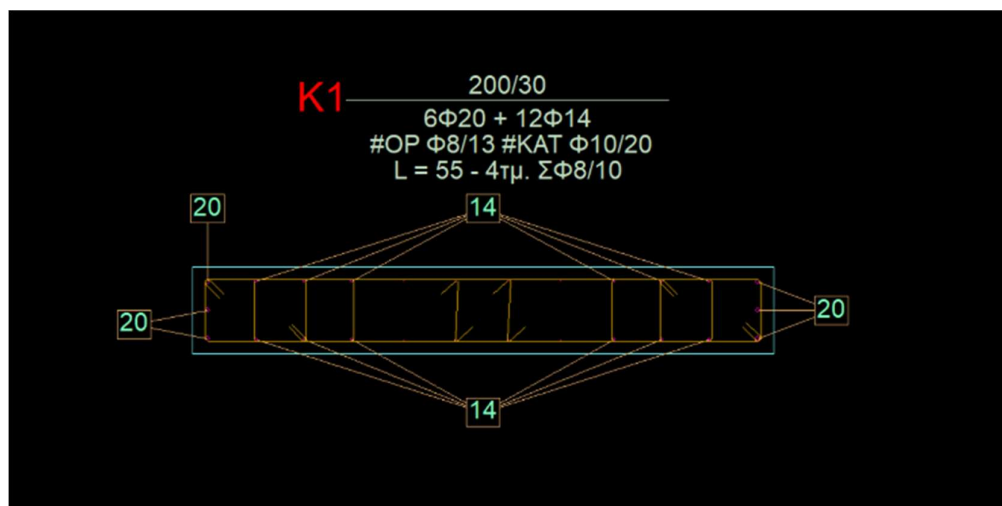
Πίνακας 4.4 Αναλυτική περιγραφή υποστυλωμάτων

Κόμβος	B(cm)	D(cm)	Διαμήκης σπλισμός
K1	200	30	6Φ20 + 12Φ14
K2	50	30	6Φ16 + 2Φ14
K3	200	25	4Φ18 + 8Φ14
K4	200	25	4Φ18 + 8Φ14
K5	25	190	8Φ16
K6	40	40	8Φ16
K7	35	50	4Φ18+4Φ16
K8	40	40	8Φ16
K9	40	40	8Φ16
K10	40	40	8Φ16
K11	200	30	6Φ20 + 12Φ14
K12	30	200	6Φ20 + 12Φ14

Στο Σχήμα 4.7 εμφανίζονται αφενός όλα τα υποστυλώματα με την ορθή τοποθέτηση τους και αφετέρου με την αναλυτική διαστασιολόγηση τους. Επίσης, στο Σχήμα 4.8 παρουσιάζεται το K1 υποστυλώμα, το οποίο αποτελείται από 6Φ20 + 12Φ14 διαμήκη και δίτημο εγκάρσιο Φ8 ανά 10cm



Σχήμα 4.7 Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων



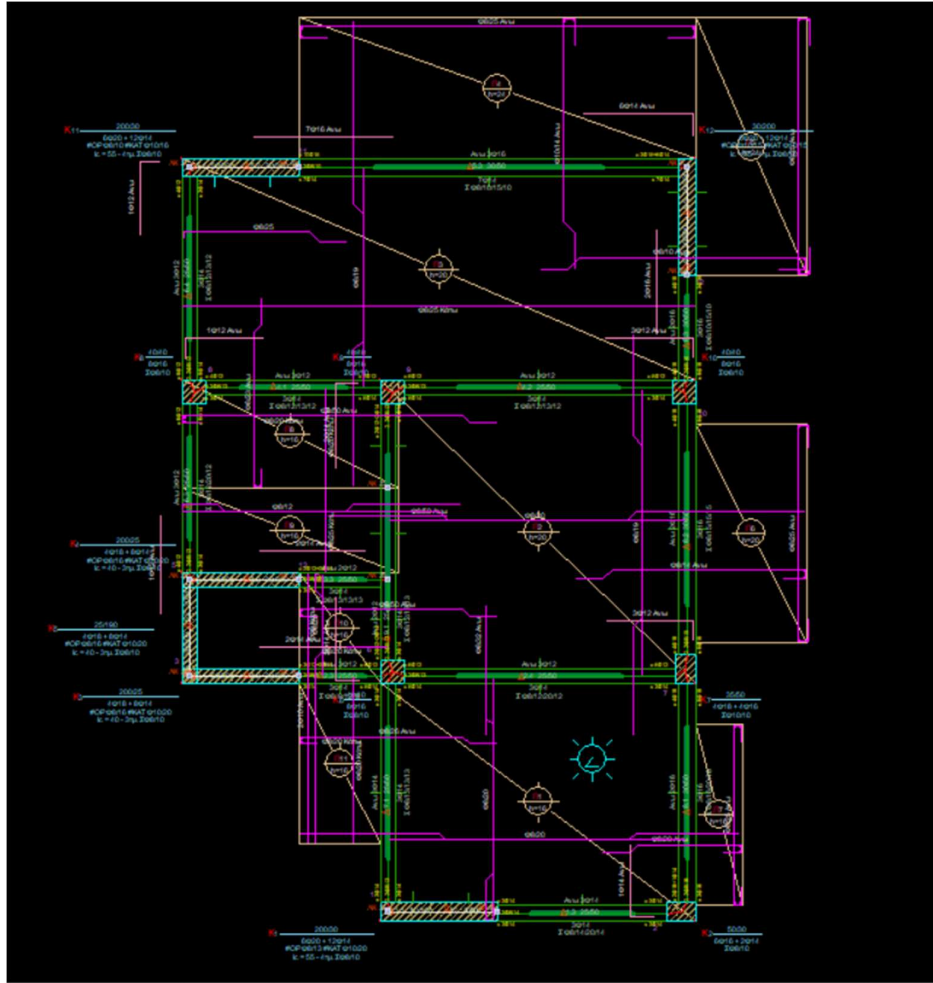
Σχήμα 4.8 Υποστύλωμα K1

4.2.2 Δοκοί

Οι δοκοί στο μεγαλύτερο μέρος του κτηρίου έχουν διάσταση $b=25\text{cm}$ και $h=50\text{cm}$ ενώ τα υπάρχουν και δοκοί με πλάτος $b=30\text{cm}$ και ύψος $h=50\text{cm}$. Στον παρακάτω Πίνακα 4.5 παρουσιάζεται αναλυτικά με Αρχή – Μέση – Τέλος ο απαιτούμενος οπλισμός τους στον ξυλότυπο οροφής Ισογείου (Σχήμα 4.9)

Πίνακας 4.5 Αναλυτική περιγραφή οπλισμών δοκών

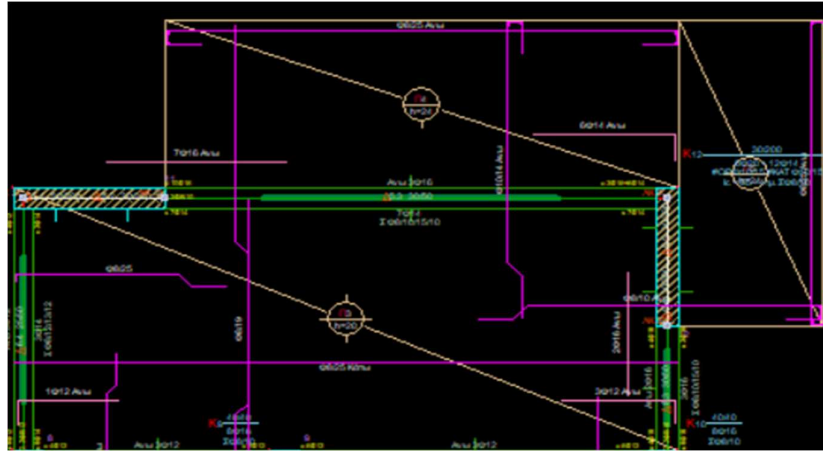
Α/Α	ΑΡΧΗ		ΜΕΣΗ		ΤΕΛΟΣ	
	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ
Δ 1.3	3Φ14	3Φ14	3Φ14	3Φ14	3Φ14	3Φ14
Δ 2.3	3Φ12	3Φ14	3Φ12	3Φ14	6Φ12	6Φ14
Δ 2.4	6Φ12	6Φ14	3Φ12	3Φ14	6Φ12	3Φ14
Δ 3.3	2Φ12	3Φ14	3Φ12	3Φ14		
Δ 4.1	4Φ12	3Φ14	3Φ12	3Φ14	6Φ12	6Φ14
Δ 4.2	6Φ12	6Φ14	3Φ12	3Φ14	6Φ12	3Φ14
Δ 5.3	10Φ16	7Φ14	3Φ16	7Φ14	3Φ16+6Φ14	7Φ14
Δ 6.3	4Φ12	3Φ14	3Φ12	3Φ14	6Φ12	6Φ14
Δ 6.4	6Φ12	6Φ14	2Φ12	3Φ14	4Φ12	3Φ14
Δ 7.1	2Φ12+2Φ12	3Φ14	2Φ12	3Φ14	3Φ14	3Φ14
Δ 8.1	2Φ16+1Φ14	3Φ16	2Φ16	3Φ16	4Φ16	6Φ16
Δ 8.2	4Φ16	6Φ16	2Φ16	3Φ16	4Φ16	6Φ16
Δ 8.3	4Φ16	6Φ16	2Φ16	3Φ16	4Φ16	3Φ16



Σχήμα 4.9 Ξυλότυπος οροφής Ισογείου

4.2.3 Πλάκες

Το κτήριο έχει διαφορετικές πλάκες. Αναλυτικότερα αποτελείται από ύψη όπως $h=16\text{cm}$, $h=18\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $h=24\text{cm}$. Στο Σχήμα 4.10 παρουσιάζεται η πλάκα Π3 και οι πρόβολοι Π4, Π5, μαζί με τους σπλισμούς.



Σχήμα 4.10 Πλάκες με τους σπλισμούς τους

4.2.4 Φορτία

Έπειτα ακολουθούν με λεπτομέρεια στους Πίνακες 4.1 – 4.2 τα Μόνιμα και Κινητά φορτία της φέρουσας κατασκευής.

Πίνακας 4.1 Μόνιμα φορτία της κατασκευής

Μόνιμα φορτία	
Ίδιον βάρος σπλισμένου σκυροδέματος	25.00 kN/m ³
Επικαλύψεις δαπέδων γενικά	1.00 kN/m ²
Επικαλύψεις δώματος	2.00 kN/m ²
Τοιχοποιία δρομική	2.10 kN/m ²
Τοιχοποιία μπατικής	3.60 kN/m ²
Επιχωμάτωση	18.00 kN/m ³

Πίνακας 4.2 Κινητά φορτία της κατασκευής

Κινητά φορτία	
Πλακών	2.00 kN/m ²
Εξωστών	5.00 kN/m ²
Κλιμάκων	3.50 kN/m ²

4.2.5 Παραδοχές μελέτης αποτίμησης φέρουσας ικανότητας

Στον Πίνακα 4.3 αναλύονται όλοι οι απαραίτητοι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση και την αποτίμηση του φορέα.

Πίνακας 4.3 Παραδοχές Φορέα

Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας	I (a=0.16g)
Κατηγορία Σπουδαιότητας Σ2	$\gamma_i=1.00$
Κατηγορία εδάφους	B
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta=1.00$
Επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης	200 kN/m ²
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	$\zeta=5\%$
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	$q=3.50$

4.3 Περιγραφή Λογισμικού Fespa

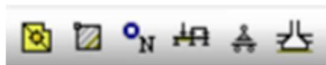
Η αποτίμηση πραγματοποιείται στο λογισμικό Fespa σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πιο συγκεκριμένα, το λογισμικό προσφέρει μία ολοκληρωμένη λύση για τη μελέτη στατικής επάρκειας και ενίσχυσης κτηρίων μέσω των δύο μεθόδων ανάλυσης που αναλύσαμε και στο παραπάνω κεφάλαιο (Κεφάλαιο 3), την στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) και την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Έπειτα, την ολοκλήρωση της διαδικασίας ελέγχου, παράγει τον σεισμικό συντελεστή επιτελεσματικότητας, παρέχοντας πρακτικές πληροφορίες σχετικά με την αντοχή του κτηρίου σε σεισμικές δονήσεις.

Η διαδικασία επίλυσης είναι γρήγορη, το Fespa R να παράγει τους λόγους ανεπάρκειας μελών (λ) για κάθε επίπεδο επιτελεσματικότητας και να τους παρουσιάζει με αναλυτικούς και συγκεντρωτικούς πίνακες.

4.4 Διαδικασία επίλυσης αποτίμησης


4.4.1 Επιμέρους Δομικά Στοιχεία

Η βασική λογική του Fespa απαρτίζεται από οντότητες. Στην γραμμή εργαλείων βρίσκονται οι έξι σημαντικές οντότητες που χρησιμοποιούμε για την στατική επίλυση του κτηρίου μας. Κάθε οντότητα έχει παραμέτρους, ήτοι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της. Οντότητα μπορούμε να χαρακτηρίσουμε την Πλάκα, το Υποστύλωμα, τους Λοιπούς κόμβους, την Στήριξη, το Πέδιλο και του Δοκούς.

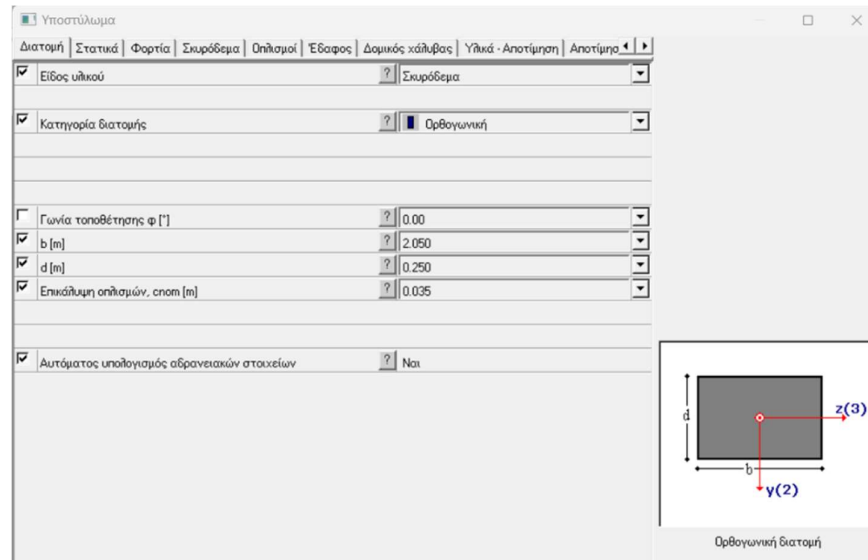


Σχήμα 4.11 Οντότητες

4.4.2 Υποστυλώματα

 Όσον αφορά τη γεωμετρία των υποστυλωμάτων, πατώντας στην καρτέλα "Διατομή" και πληκτρολογώντας τις κατάλληλες διαστάσεις ανάλογα την

κατηγορία διατομής που επιθυμούμε (ορθογωνική, γάμα, ζήτα κ.α.) εισάγουμε με αυτό το τρόπο το υποστυλωμα στο σχήμα μας.

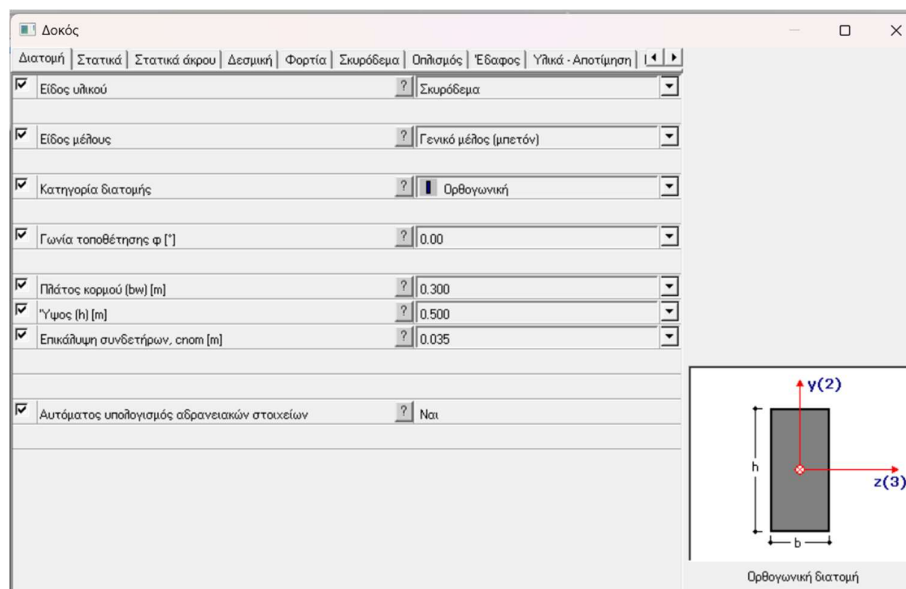


Σχήμα 4.12 Οντότητα Υποστυλωμάτων

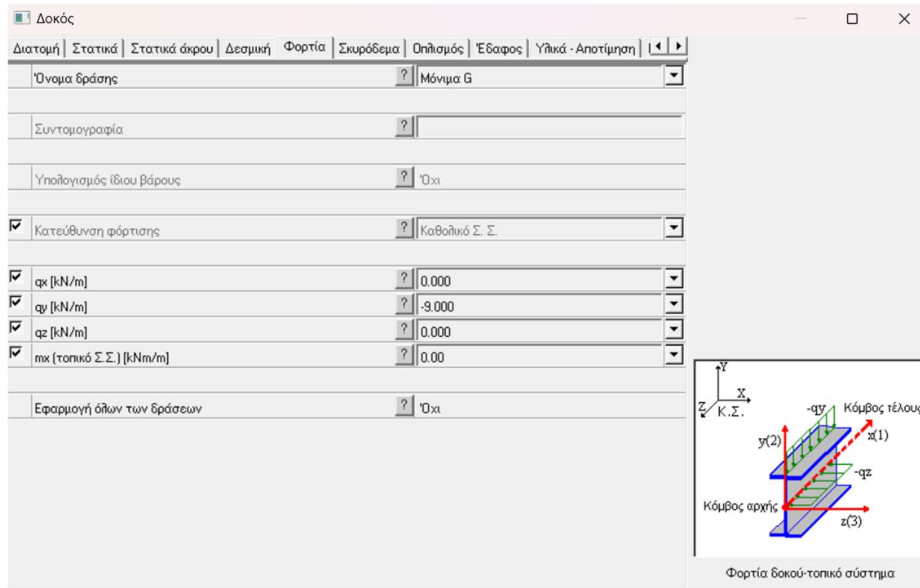
4.4.3 Δοκοί



Στις ανάλογες καρτέλες μπορεί να γίνει ο έλεγχος για την καλύτερη απεικόνιση του κτηρίου. Πατώντας το πλήκτρο [F6] ανοίγει η καρτέλα με τους παραμέτρους, στην "Διατομή" επιλέγουμε την διατομή που επιθυμούμε ορθογωνική, πλακοδοκός, ανεστραμμένη πλακοδοκός ή τυχούσα. Επίσης στην καρτέλα "Φορτία" μπορούμε να ορίσουμε τα φορτία μιας δοκού σε περίπτωση που είναι μόνιμα ή κινητά.



Σχήμα 4.13 Οντότητα Δοκού

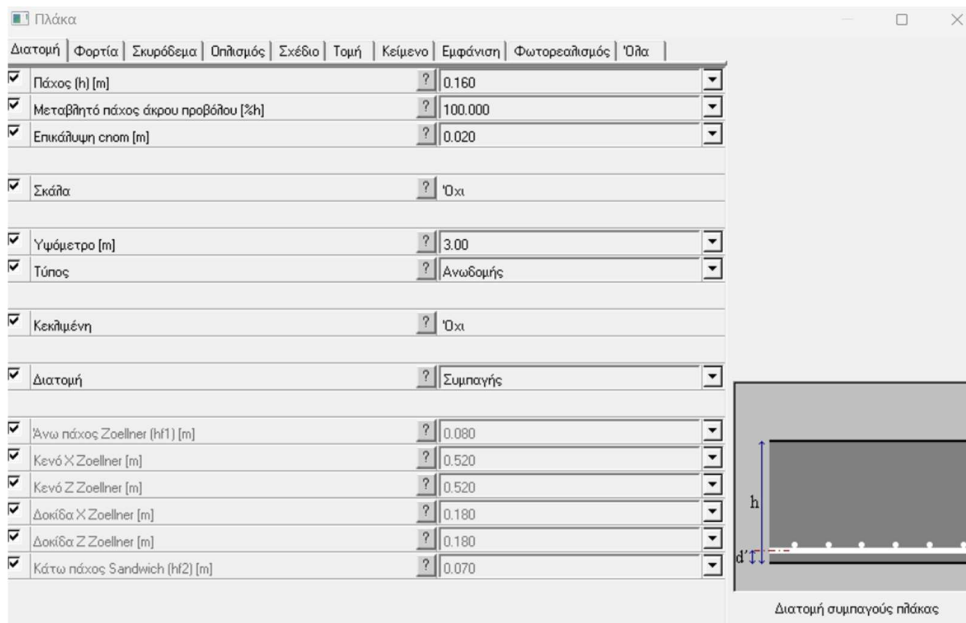


Σχήμα 4.14 Φορτία μιας Δοκού

4.4.4 Πλάκες




Ορίζουμε κυρίως το πάχος, το τύπο καθώς και την διατομή της στην καρτέλα της "Διατομής". Αντίστοιχα όπως και στους δοκούς μπορούμε να εισάγουμε τα μόνιμα ή κινητά φορτία που είναι απαραίτητα για την χρήση του κτηρίου.

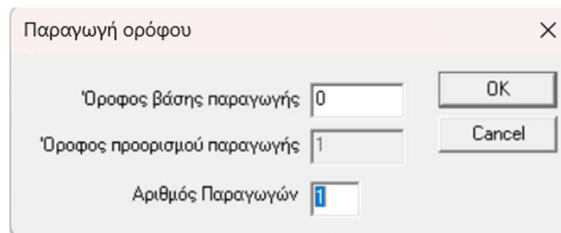



Σχήμα 4.15 Οντότητα Πλάκας

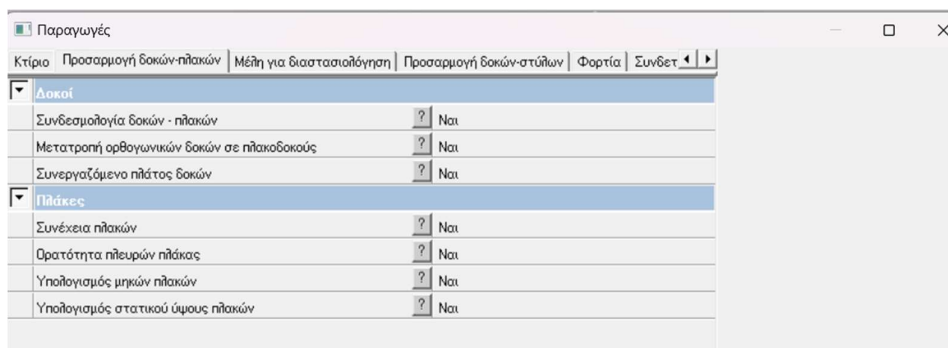
4.4.5 Παραγωγές

Αφού ολοκληρωθούν όλα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που απαιτείται στο κτήριο, πριν το στάδιο της διαστασιολόγησης, τελευταίο βήμα αποτελούν οι εντολές που βρίσκονται στις "Παραγωγές" τις οποίες θα αναλύσουμε παρακάτω :

 Το συγκεκριμένο εικονίδιο αφορά την "**Παραγωγή Ορόφων**". Εφόσον ολοκληρωθεί η περιγραφή ενός κτηρίου, μπορούμε να δημιουργήσουμε όσους ορόφους επιθυμούμε πληκτρολογώντας τον επιθυμητό αριθμό στη γραμμή "Αριθμός Παραγωγών". Έχουμε τη δυνατότητα να αλλάξουμε ό,τι θέλουμε π.χ. να προσθέσουμε μία πλάκα.



 Με την εντολή "**Όλοι οι όροφοι**" (Προσαρμογή, κατακορύφωση, μέλη για διαστασιολόγηση) κάνει πληθώρα πραγμάτων ανάλογα με την δεύτερη, τρίτη, τέταρτη κάρτα παραμέτρων των παραγωγών.



Κατηγορία	Παράμετρος	Αποτέλεσμα
Δοκοί	Συνδεσμολογία δοκών - πηλακών	?
	Μετατροπή ορθογωνικών δοκών σε πηλακοδοκούς	?
	Συnergαζόμενο πλέγος δοκών	?
Πλάκες	Συνέχεια πηλακών	?
	Ορατότητα πλευρών πλάκας	?
	Υπολογισμός μηκών πηλακών	?
	Υπολογισμός στατικού ύψους πηλακών	?

Σχήμα 4.16 Παραγωγές - Προσαρμογή Δοκών-Πλακών



Κατηγορία	Παράμετρος	Αποτέλεσμα
Καθορισμός δοκών	Καθορισμός δοκών	?
	Καθορισμός υποστηλωμάτων	?
Κατασκευή δυσμενών φορτίσεων	Κατασκευή δυσμενών φορτίσεων	?

Σχήμα 4.17 Παραγωγές – Μέλη για διαστασιολόγηση

Κτίριο	Προσαρμογή δοκών-πλαισίων	Μέλη για διαστασιοποίηση	Προσαρμογή δοκών-στήλων	Φορτία	Συνδετ

Σχήμα 4.18 Παραγωγές – Προσαρμογή Δοκών-Υποστυλωμάτων

4.4.6 Επίλυση και Όπλιση



Στην εργαλειοθήκη υπάρχει η εντολή "**Επίλυση**" η πραγματοποιεί τα εξής:

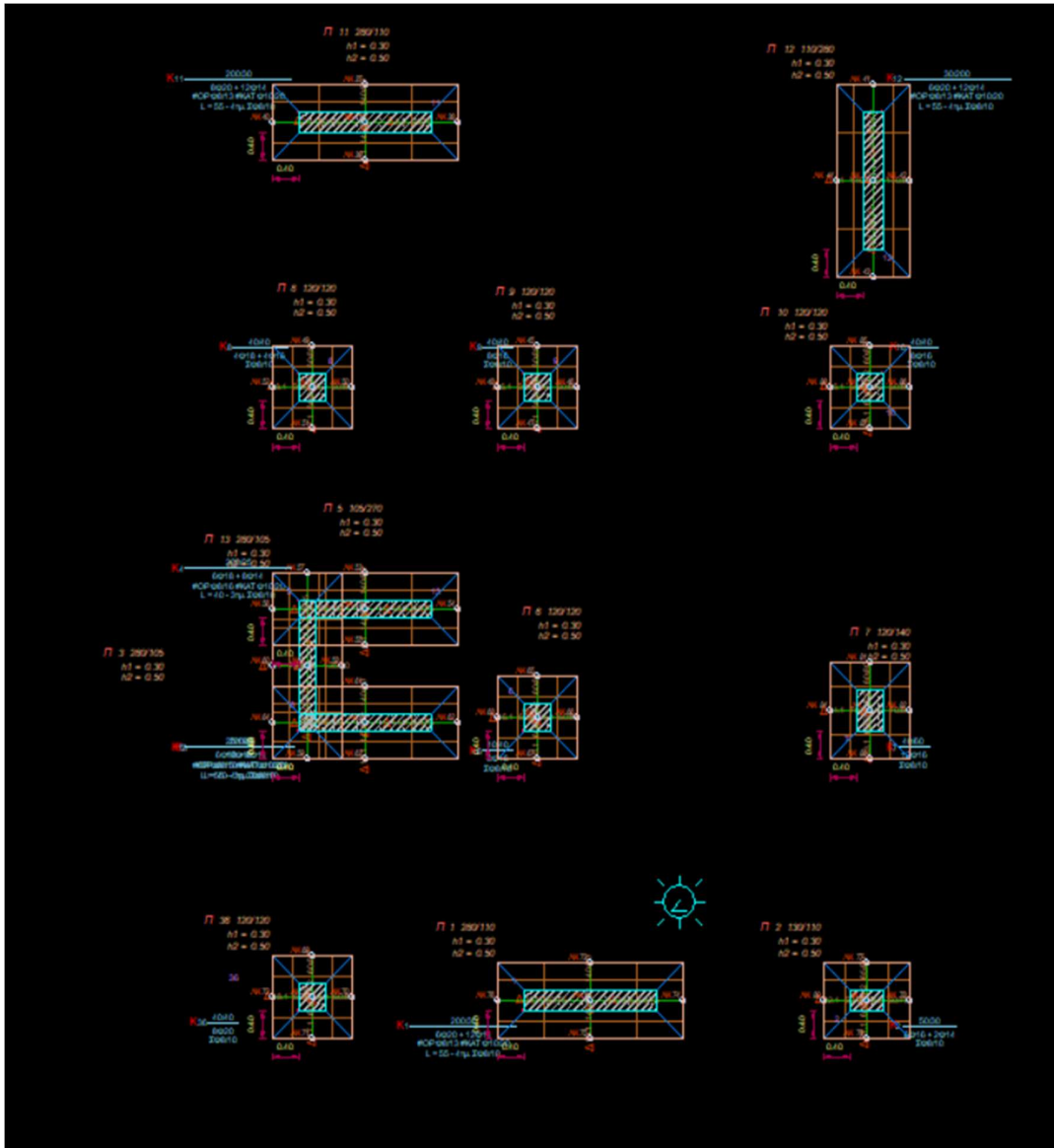
- Επίλυση και όπλιση δοκών
- Επίλυση χωρικού πλαισίου
- Υπολογισμός απαίτησης ικανοτικού ελέγχου κόμβων και ελέγχους στρεπτικής ακαμψίας και κανονικότητας
- Όπλιση δοκών
- Όπλιση υποστυλωμάτων



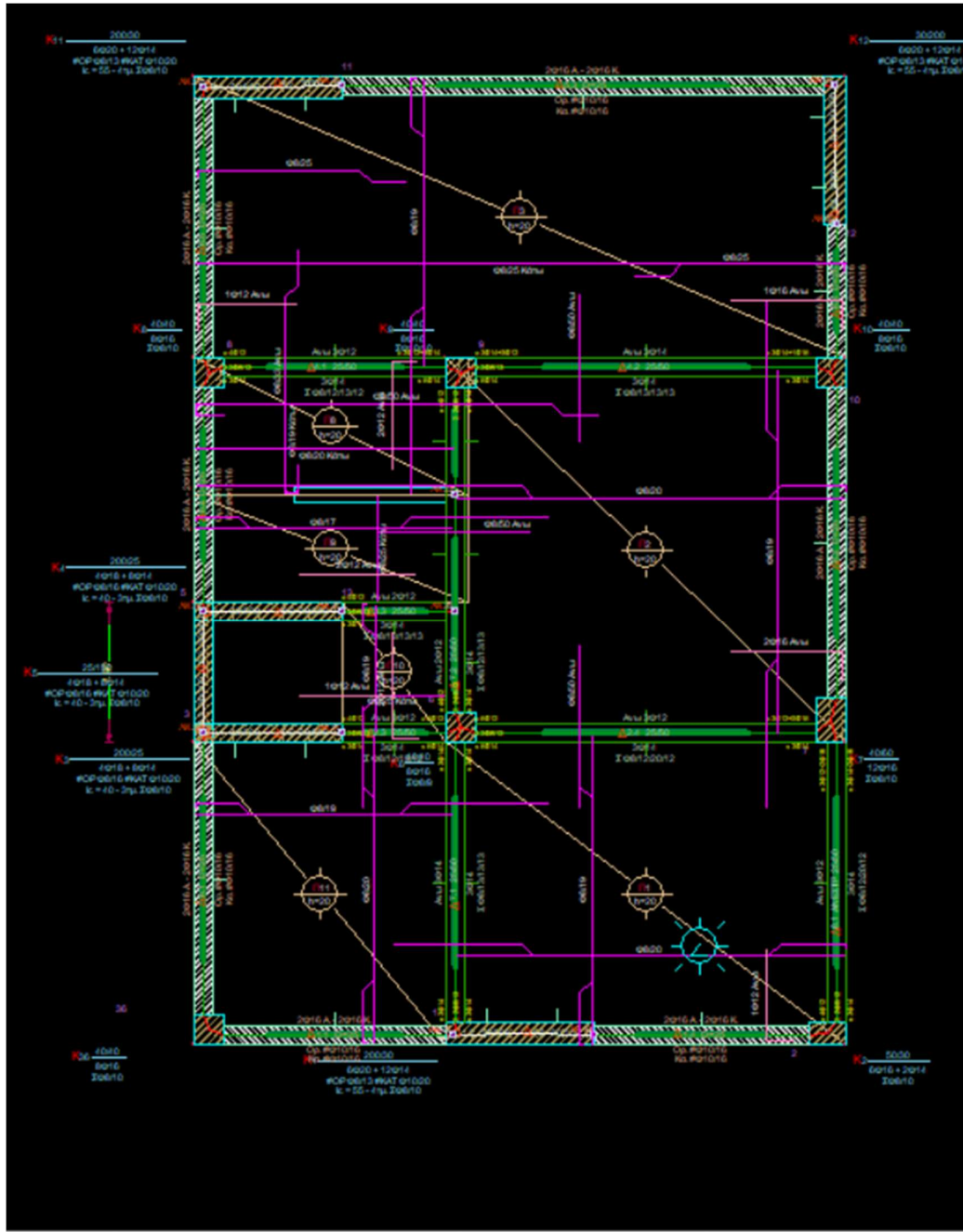
Πατώντας από το σετ εντολών "**Επίλυση και οπλισμός κτηρίου**", το πρόγραμμα αρχικά ξεκίνα την επίλυση πλακών και θα προχωρήσει στην επίλυση του χωρικού.

4.5 Φορέας

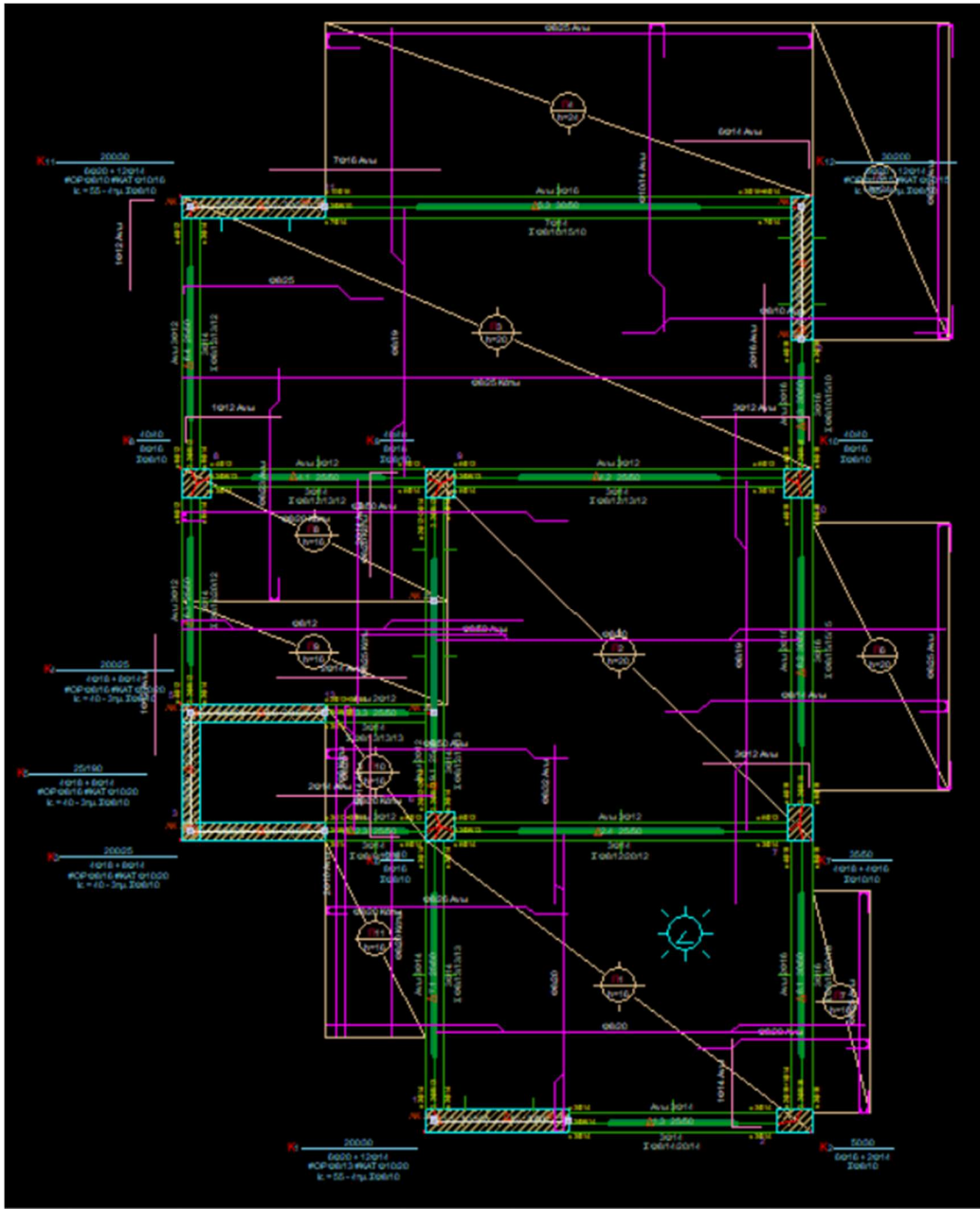
Με βάση τη παραπάνω αναφορά των βημάτων του λογισμικού και τις διαστάσεις που απαιτούνται στις οντότητες, παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.19 ο ξυλότυπος θεμελίωσης. Στο Σχήμα 4.20 φαίνεται ο ξυλότυπος οροφής υπογείου με όλους τους απαραίτητους οπλισμούς, στο Σχήμα 4.21 ο ξυλότυπος οροφής Ισογείου, στο Σχήμα 4.22 ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου και τέλος στο Σχήμα 4.23 ξυλότυπος οροφής Β' ορόφου .



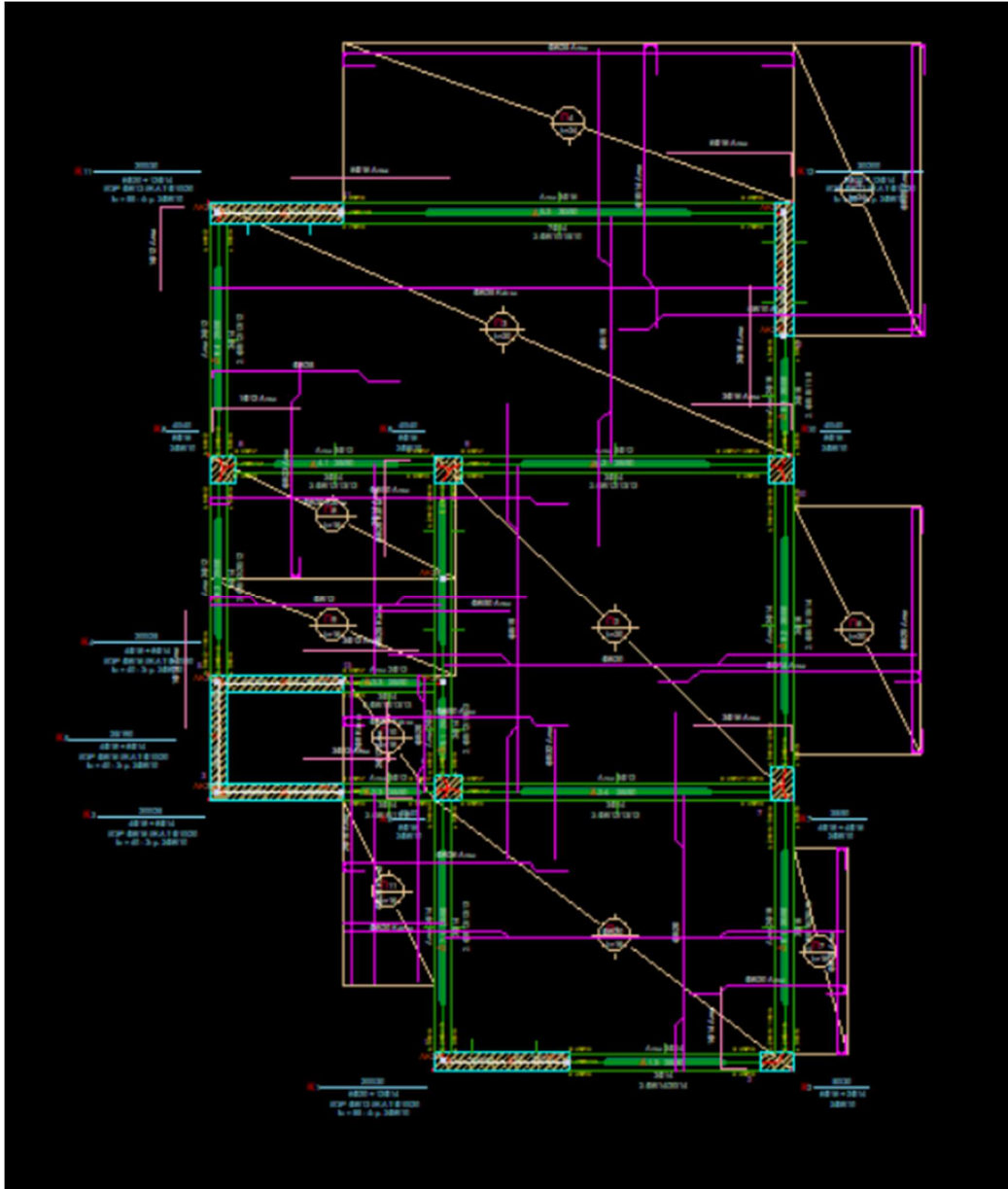
Σχήμα 4.19 Ξυλότυπος θεμελίωσης



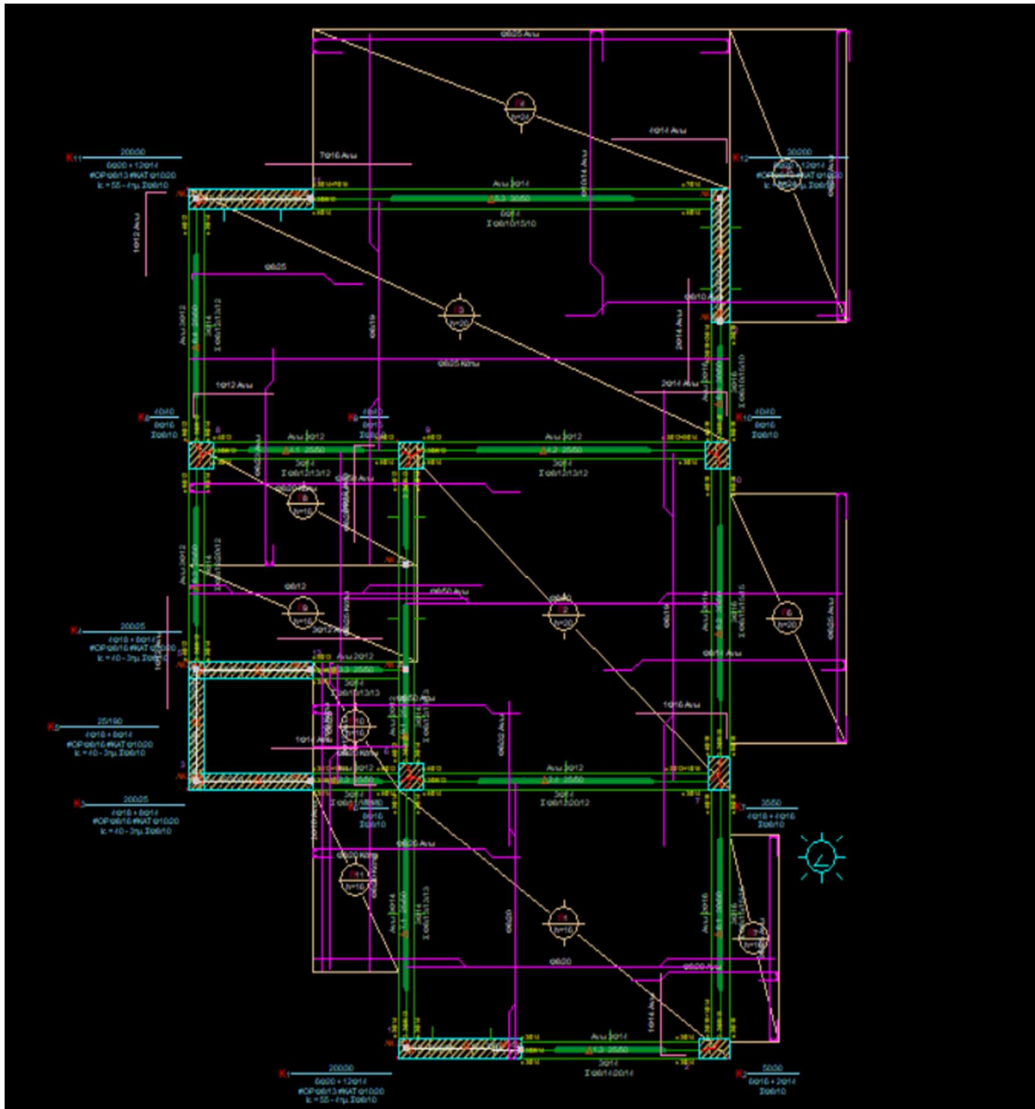
Σχήμα 4.20 Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου



Σχήμα 4.21 Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου



Σχήμα 4.22 Ξυλότυπος Οροφής Α' Ορόφου



Σχήμα 4.23 Ξυλότυπος Οροφής Β' Ορόφου

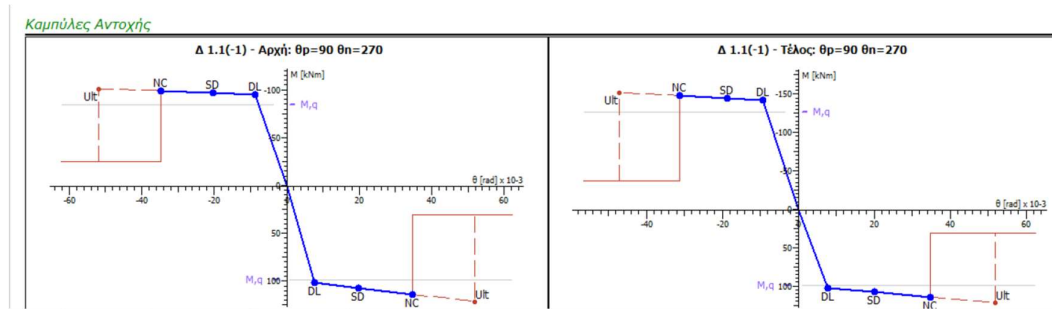
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

5.1 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Στην παρούσα εργασία, το υφιστάμενο κτήριο αξιολογείται για τις ακόλουθες στάθμες επιτελεστικότητας : Σημαντικές βλάβες SD & Οιονεί κατάρρευσης NC, με $\alpha=0.16g$. Σύμφωνα με τον διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας που αναφέραμε στο πρώτο κεφάλαιο, Σχήμα 1.2, η ελάσσωσν συσχέτιση-στόχος μεταξύ των δύο σταθμών επιτελεστικότητας που πρέπει να πληρούνται είναι B1⁺- Γ0 για ένα υφιστάμενο κτίριο, με Σπουδαιότητα Σ2.

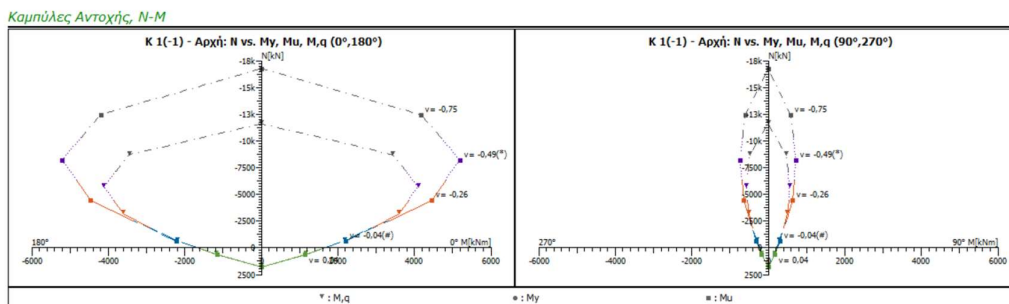
Κατά τη μέθοδο στατικής ανελαστικής ανάλυσης, πραγματοποιούνται δοκιμές κάμψης και διάτμησης σε όλα τα μέρη του κτιρίου (δοκούς και υποστυλώματα) και παράγεται ένα φύλλο καταμέτρησης λόγων επάρκειας (λ).

Αρχικά στο παρακάτω Σχήμα 5.1 θα παρατηρήσουμε τα διαγράμματα αντοχής ροπών – στρωφών (M-θ) για κάθε άκρο της δοκού Δ1.1(-1) στην στάθμη του Υπογειού



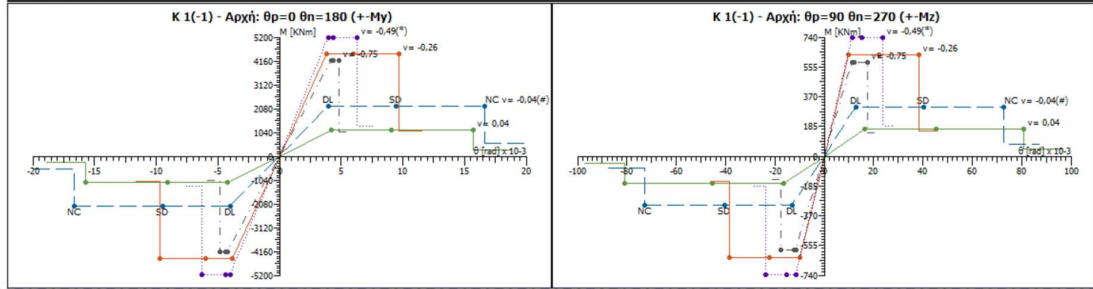
Σχήμα 5.1 Διάγραμμα ροπών-στρωφών για την Δ1.1(-1)

Επίσης, στην ίδια στάθμη θα αναλύσουμε τις Καμπύλες Αντοχής N-M (Σχήμα 5.2) για το υποστυλώμα K1(-1) και τα διαγράμματα Αντοχής ροπών – στρωφών (M-θ) (Σχήμα 5.3)εξίσου για το K1(-1)



Σχήμα 5.2 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N- M για το K1(-1)

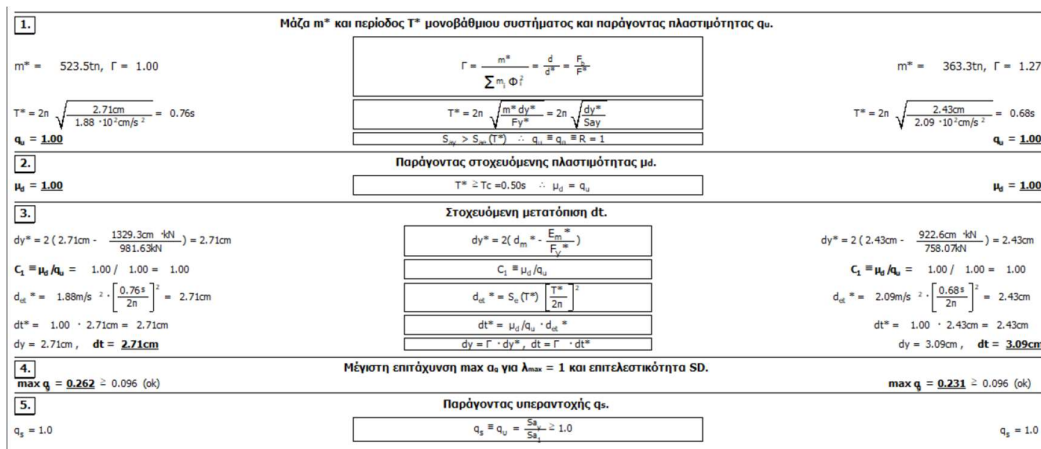
Καμπύλες Αντοχής, M-θ



Σχήμα 5.3 Διάγραμμα ροπών-στροφών M-θ για το K1(-1)

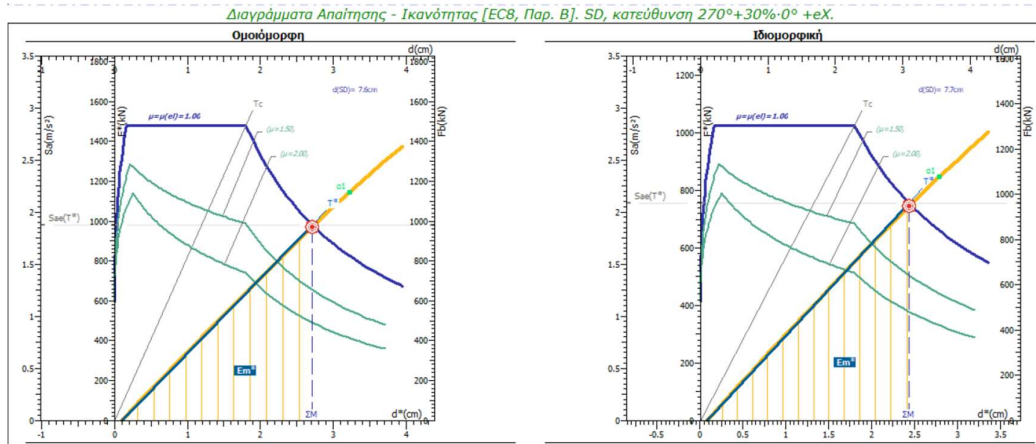
5.2 Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας

Αρχικά, στο Σχήμα 5.4 παρουσιάζονται όλα τα 32 αναλυτικά αποτελέσματα Απαιτήσης – Ικανότητας, όσον αφορά τη Στάθμη Επιτελεστικότητας SD.



Σχήμα 5.4 Στάθμη Επιτελεστικότητας SD

Στο Σχήμα 5.5 παρουσιάζονται τα γραφήματα που δείχνουν τις Απαιτήσεις – Ικανότητες για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας SD, τόσο για ομοιόμορφη όσο και για ιδιομορφική κατανομή, στην κατεύθυνση όπου παρατηρείται η μεγαλύτερη επιθυμητή μετακίνηση (dt).



Σχήμα 5.5 Διαγράμμα Απαίτησης - Ικανότητας για SD

Παρομοίως στο Σχήμα 5.6 παρουσιάζονται όλα τα 32 αναλυτικά αποτελέσματα Απαίτησης – Ικανότητας, όσον αφορά τη Στάθμη Επιτελεστικότητας NC.

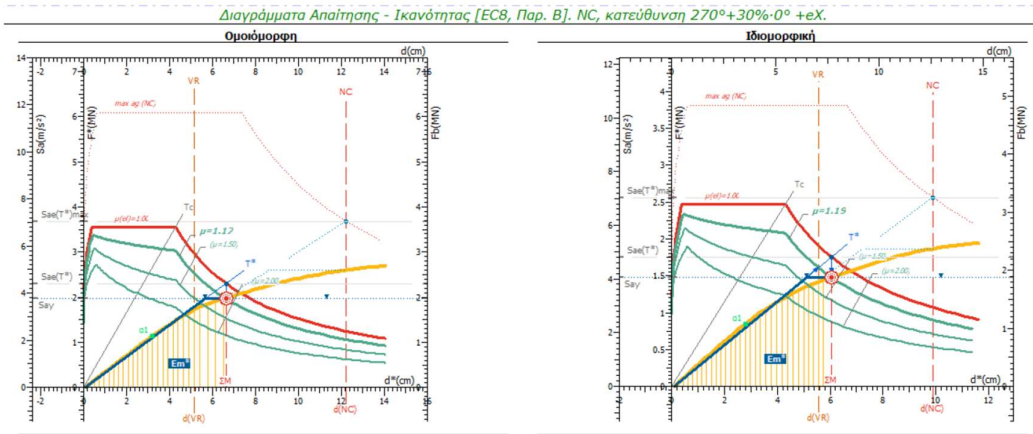
Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d και η τέμνουσα βάσης Fb αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη F* και η μετατόπιση d* αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

1.	Μάζα m* και περίοδος T* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας αμ.
$m^* = 523.5tn, \Gamma = 1.00$ $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{5.68cm}{3.76 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.77s$ $a_s = \frac{4.40m/s^2}{3.76m/s^2} \therefore a_s = 1.17$	$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$ $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_b^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}^*}}$ $a_s = a_b = R = \frac{S_{ay}(T^*)}{S_{ay}}$
$m^* = 363.3tn, \Gamma = 1.27$ $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{5.10cm}{4.08 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.70s$ $a_s = \frac{4.84m/s^2}{4.08m/s^2} \therefore a_s = 1.19$	$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$ $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_b^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}^*}}$ $a_s = a_b = R = \frac{S_{ay}(T^*)}{S_{ay}}$
2.	Παράγοντας στοχευόμενης πλαστικότητας μδ.
$\mu_d = 1.17$	$T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_d = a_s$
3.	Στοχευόμενη μετατόπιση dt.
$dy^* = 2 \left(6.54cm \cdot \frac{7287.0cm \cdot 4kN}{1970.09kN} \right) = 5.68cm$ $C_i = \mu_y / \mu_x = 1.17 / 1.17 = 1.00$ $d_{ei}^* = 4.40m/s^2 \cdot \left[\frac{0.77s}{2\pi} \right]^2 = 6.64cm$ $dt^* = 1.00 \cdot 6.64cm = 6.64cm$ $dy = 5.68cm, dt = 6.64cm$	$dy^* = 2 \left(6.05cm \cdot \frac{5190.7cm \cdot 4kN}{1483.30kN} \right) = 5.10cm$ $C_i = \mu_y / \mu_x = 1.19 / 1.19 = 1.00$ $d_{ei}^* = 4.84m/s^2 \cdot \left[\frac{0.70s}{2\pi} \right]^2 = 6.05cm$ $dt^* = 1.00 \cdot 6.05cm = 6.05cm$ $dy = 6.48cm, dt = 7.69cm$
4.	Μέγιστη επιτάχυνση max a _s για λ _{max} = 1 και επιτελεστικότητα NC.
NC: max a _s = 0.396 ≥ 0.231 (ok) VR: max a _s = 0.182 < 0.231 (!)	NC: max a _s = 0.356 ≥ 0.231 (ok) VR: max a _s = 0.214 < 0.231 (!)
5.	Παράγοντας υπερνοηχής αε.
$a_s = \frac{3.76m/s^2}{2.19m/s^2} = 1.72$	$a_s = a_b = \frac{S_a}{S_a} \geq 1.0$

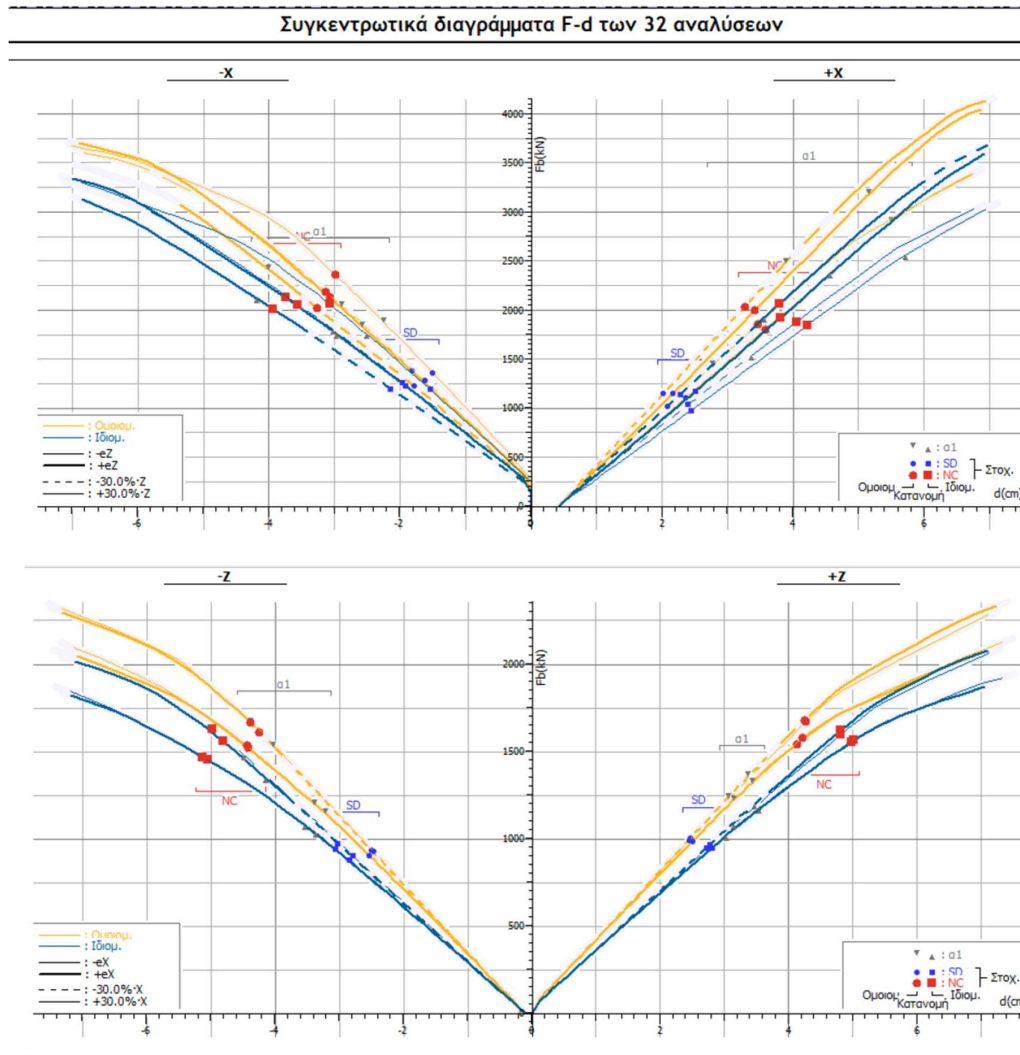
Σχήμα 5.6 Στάθμη Επιτελεστικότητας NC

Στο Σχήμα 5.7 παρουσιάζονται τα γραφήματα που δείχνουν τις Απαιτήσεις – Ικανότητες για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας NC, τόσο για ομοιόμορφη όσο και για ιδιομορφική κατανομή, στην κατεύθυνση όπου παρατηρείται η μεγαλύτερη επιθυμητή μετακίνηση (dt).



Σχήμα 5.7 Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας για NC

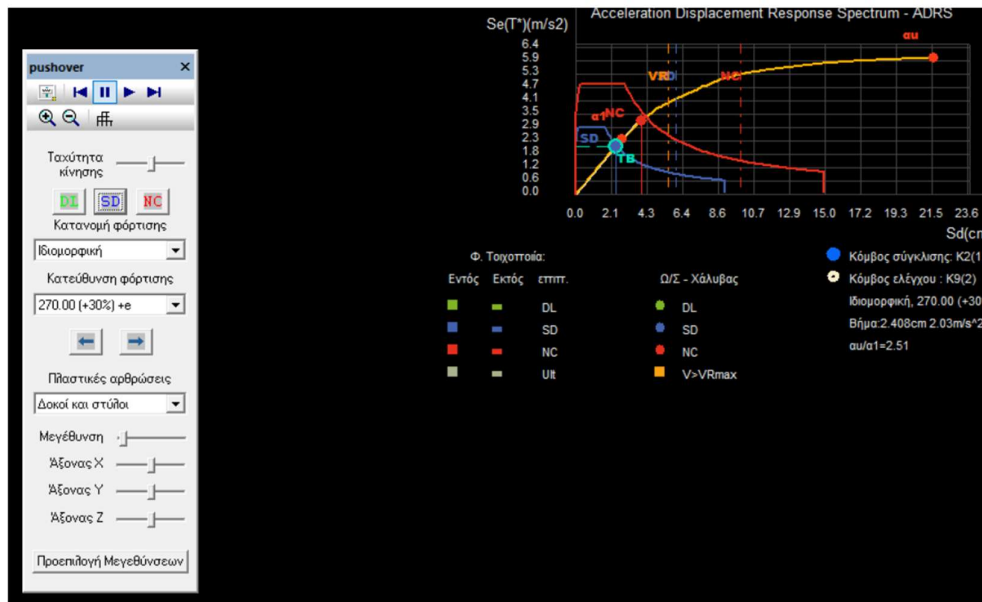
Για το Κεφάλαιο 5 ολοκληρώνουμε, παρουσιάζοντας στο Σχήμα 5.8 τα συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d των τριάντα δύο αναλύσεων για κάθε συνδυασμό φόρτισης.



Σχήμα 5.8 Συγκεντρωτικά Διαγράμματα F-d των 32 αναλύσεων

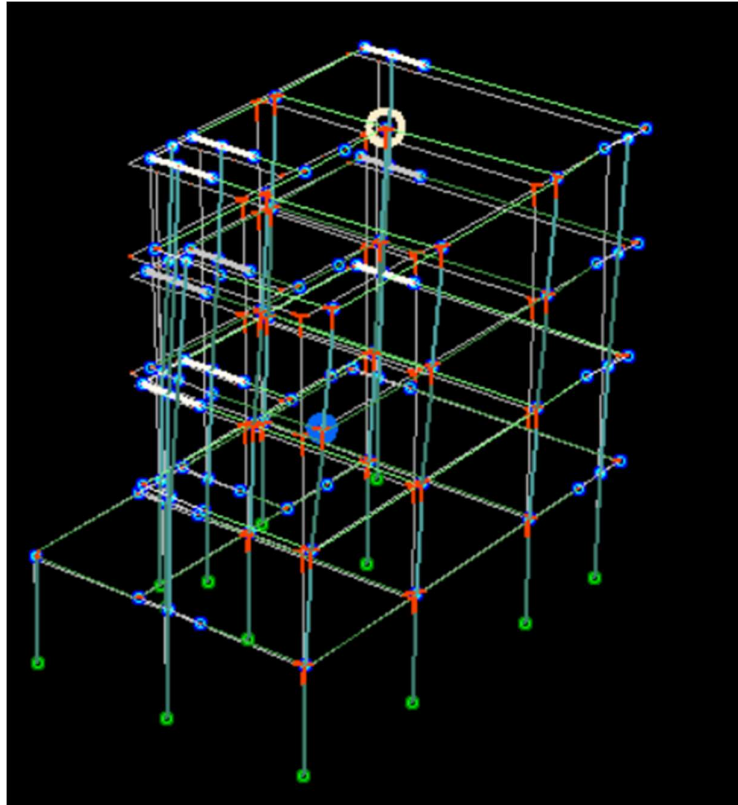
5.3 Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας

Όπως αναλύσαμε και στο Κεφάλαιο 1 στα παρακάτω Σχήματα 5.9 – 5.10 βλέπουμε τις καμπύλες απαίτησης – ικανότητας ή το φάσμα σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum). Αρχικά η καμπύλη, αντιπροσωπεύει όλο το κτήριο. Παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση (σημείο SD) είναι μικρότερη από την απαίτηση της ικανότητας της κατασκευής (κατακόρυφες διακεκομμένες), που έχει ως αποτέλεσμα την επάρκεια του φορέα για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.



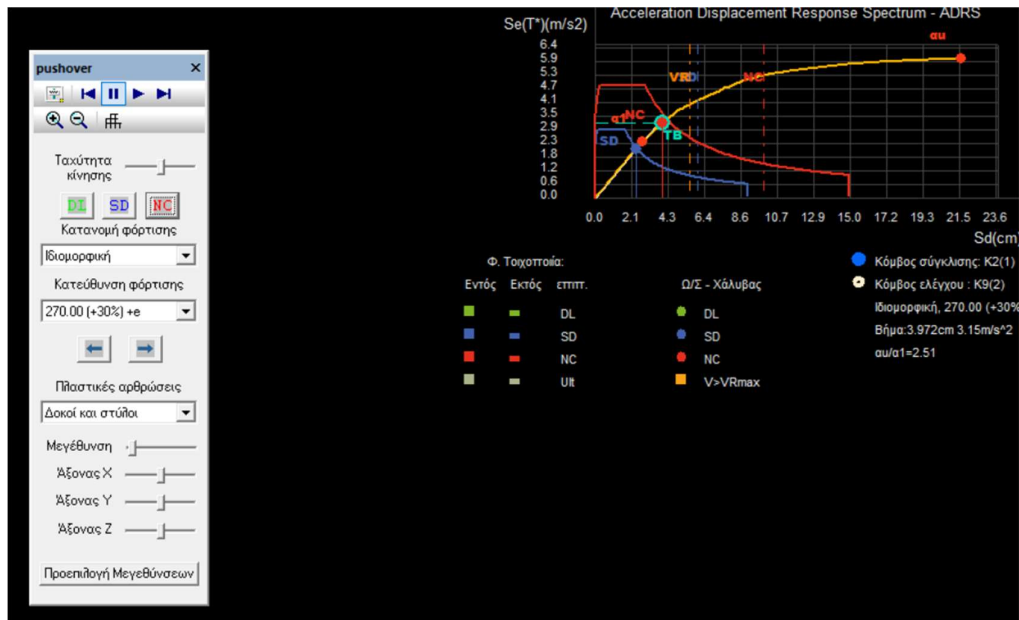
Σχήμα 5.9 Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (SD)

Στο Σχήμα 5.10, δεν παρουσιάζονται πλαστικές αρθρώσεις για την στοχευόμενη μετακίνηση στην Στάθμη Β με κατανομή φόρτισης την Ιδιομορφική στην μεγαλύτερη κατεύθυνση φόρτισης που αναφέραμε και παραπάνω.



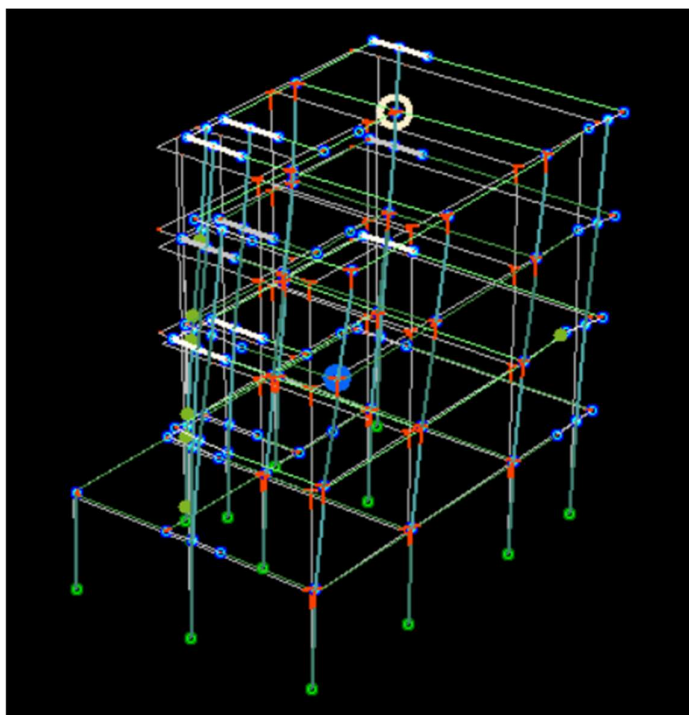
Σχήμα 5.10 Πλαστικές αρθρώσεις

Αντιθέτως, στο Σχήμα 5.11, παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση (σημείο NC) είναι μικρότερη από την απαίτηση της ικανότητας της κατασκευής (κατακόρυφες διακεκομμένες), που έχει ως αποτέλεσμα την επάρκεια του φορέα για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητα.



Σχήμα 5.11 Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (NC)

Ωστόσο, παρουσιάζονται πλαστικές αρθρώσεις για την στοχευόμενη μετακίνηση στην Στάθμη Γ με κατανομή φόρτισης την Ιδιομορφική στην μεγαλύτερη κατεύθυνση φόρτισης, στο υποστύλωμα Κ(5).



Σχήμα 5.12 Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητα NC, με πλαστικές αρθρώσεις

5.4 Επάρκεια μελών

5.4.1 Δοκοί

Για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας SD & NC παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 5.1 τα αποτελέσματα των μέγιστων λόγων επάρκειας των δοκών σε κάμψη και σε διάτμηση.

Πίνακας 5.1 Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	$\Delta 8.3(1)$	Κύριο	0.53
NC	$\Delta 8.3(1)$	Κύριο	0.54

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	$\Delta 8.2(0)$	Κύριο	0.67
NC	$\Delta 8.3(0)$	Κύριο	1.00

Διαπιστώνεται ότι ο λόγος επάρκειας σε κάμψη και σε διάτμηση για τους δοκούς είναι μικρότερη από την μονάδα (1.00), δηλαδή η απαίτηση είναι μικρότερη από την ικανότητα, επομένως το κριτήριο ικανοποιείται. Ωστόσο, παρατηρείται ότι η δοκός

Δ8.3(0) στην στάθμη του ισογείου είναι $\lambda=1.0$ που σημαίνει ότι το κριτήριο ικανοποιείται οριακά.

5.4.2 Υποστυλώματα

Επίσης, για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας SD & NC φαίνονται αναλυτικά στον Πίνακα 5.2 τα αποτελέσματα των μέγιστων λόγων επάρκειας των υποστυλωμάτων σε κάμψη και σε διάτμηση.

Πίνακας 5.2 Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K5(0)</u>	Κύριο	0.29
NC	<u>K5(0)</u>	Κύριο	0.33

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K5(0)</u>	Κύριο	0.54
NC	<u>K5(1)</u>	Κύριο	1.40!

Παρατηρείται ότι ο λόγος επάρκειας σε ένα υποστυλώμα, συγκεκριμένα στο K5(1) στον Α όροφο για την στάθμη επιτελεστικότητας NC στον έλεγχο διάτμησης είναι **1.40** που είναι μεγαλύτερος από την απαιτούμενη τιμή της μονάδας (**1.00**). Αυτό σημαίνει ότι η απαίτηση είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα με αποτέλεσμα το κριτήριο να μην ικανοποιείται. Ωστόσο, για την στάθμη επιτελεστικότητας SD, οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων είναι μικρότεροι της μονάδας, οπότε το κριτήριο ικανοποιείται.

5.4.3 Κόμβοι

Τέλος, για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας SD&NC εμφανίζονται αναλυτικά στον Πίνακα 5.3 τα αποτελέσματα των μέγιστων λόγων επάρκειας των κόμβων.

Πίνακας 5.3 Μέγιστα λόγων επάρκειας κόμβων

Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση πυρήνα οπλισμένου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K10(1)	<u>0.48</u>
NC	K10(1)	<u>0.82</u>

Διαγώνια θλίψη πυρήνα κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
SD	K10(0)	<u>0.08</u>
NC	K6(0)	<u>0.15</u>

Στον συγκεκριμένο Πίνακα 5.3, καταγράφουμε ότι οι λόγοι επάρκειας είναι μικρότεροι από την μονάδα (**1.00**), άρα το κριτήριο ικανοποιείται.

5.5 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα για ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στον παρακάτω Πίνακα 5.4, αναγράφονται λεπτομερώς τα αποτελέσματα για κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Πίνακας 5.4 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετακίνηση (dt)	Πλαστιμότητα (max μ_d)	Συντελεστής Συμπεριφοράς (min η)	Λόγος Ανελαστικών μετατοπίσεων (max μ_d/q_u)	Max α_g
SD	X : +2,7 cm X : -2,3 cm Z: +3.0 cm Z: -3.1 cm	1.00	1.50	1.00	0.231
NC	X : +4,3 cm X : -4,0 cm Z: +5.0 cm Z: -5.2 cm	1.08	1.72	1.00	0.356

Πίνακας 5.5 Στόχοι Αποτίμησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)

$\alpha_g / \alpha_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

Στη παρούσα εργασία η εδαφική επιτάχυνση που εισήχθη για την ανελαστική στατική ανάλυση είναι $\alpha_{g,ref} = 0.16g$ και η κατηγορία εδάφους B. Ως μέγιστη επιτάχυνση εδάφους επάρκειας, για την στάθμη επιτελεστικότητας B για το κτήριο είναι $\max \alpha_g = 0.231g$. Επομένως από τα αποτελέσματα της ανάλυσης και με βάση τον Πίνακα 5.5

που εστιάζει στη σεισμική κλάση ο δείκτης βαθμού επάρκειας είναι $\frac{\alpha_g}{\alpha_{g,ref}} = \frac{0.231g}{0.16g} = 1.44$ και κατατάσσεται στην σεισμική κλάση **B1+** .

Αντιθέτως, για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους επάρκειας για το κτήριο είναι $\max a_g = 0.356g$, με αστοχία πρώτα το υποστύλωμα K5 στον Α' όροφο. Επομένως, ο δείκτης βαθμού επάρκειας είναι $\frac{\alpha_g}{\alpha_{g,ref}} = \frac{0.356g}{0.16} = 2.225$ και κατατάσσεται στην σεισμική κλάση **ΓΟ**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

6.1 Εισαγωγή

Με βάση τη διεθνή πρακτική, η αξιολόγηση και κατάταξη κτηρίων γίνεται σε τρεις φάσεις που είναι οι εξής :

- Ταχύς οπτικός ή πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος
- Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος
- Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος (Ταχύς ή Οπτικός έλεγχος) είναι μία απλοποιημένη μέθοδος που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο μεγάλων συγκροτημάτων κτηρίων. Ως, αποτέλεσμα, έχει περιορισμένη αξιοπιστία.

Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος αποσκοπεί στην επαναταξινόμηση των κτηρίων με βάση τα τεχνικά τους χαρακτηριστικά. Αυτός ο έλεγχος περιλαμβάνει λεπτομερείς επιθεωρήσεις, σύνταξη σχεδίων γεωμετρίας, οπτική αξιολόγηση και ελέγχους δομικών υλικών. Επίσης, πραγματοποιεί υπολογισμούς για την αξιολόγηση των χαρακτηριστικών χωρίς προσομοίωση του φέροντα οργανισμού. Είναι πιο λεπτομερείς σε σχέση με τον πρώτο αλλά πιο γρήγορος από τον τρίτο, ο οποίος απαιτεί πλήρη μελέτη της σεισμικής ικανότητας του κτηρίου σύμφωνα με τις αρχές της μηχανικής και των ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η προτεινόμενη μεθοδολογία είναι μία προσεγγιστική διαδικασία αξιολόγησης της σεισμικής ικανότητας και της αντοχής υφιστάμενων κτηρίων από Ω.Σ., σε σχέση με τις σεισμικές απαιτήσεις, όπως ορίζονται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Η μεθοδολογία περιλαμβάνει υπολογισμούς που είναι γενικά προσεγγιστικοί, χωρίς την ανάγκη για λεπτομερή μοντέλα κτηρίων, όπως στις πλήρες μελέτες που απαιτείται ο τρίτος βαθμός ελέγχου.

Ο “Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ” του κτηρίου είναι το τελικό αποτέλεσμα του συγκεκριμένου ελέγχου. Αν και ο δείκτης αυτός δεν έχει απόλυτα αντικειμενική σημασία, υποδεικνύει τη σειρά προτεραιότητας για την τρίτη φάση, που είναι η σύνταξη μελετών αποτίμησης και ανασχεδιασμού περιορισμένου αριθμού κτηρίων.

6.2 Βήματα για τον προσδιορισμό του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου κτηρίων

Βήμα 1^ο: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)

Η τέμνουσα βάση σχεδιασμού του κτηρίου προσδιορίζεται σε κάθε κύρια διεύθυνση με βάση το φάσμα σχεδιασμού του EC8, καθορίζοντας το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων. Η εξίσωση που πραγματοποιείται ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας είναι η παρακάτω:

$$V_{req} = M \cdot S_d(T)$$

Όπου:

- **M**: Προκύπτει από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό G+ψ₂ Q
- **T**: Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, εκτιμάται προσεγγιστικά κατά EC8
- **S_d(T)**: Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- **Q**: Λαμβάνεται η τιμή που προκύπτει από τον συνδυασμό

Βήμα 2^ο: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$, $V_{R,y}$)

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτηρίου σε όρους τέμνουσας βάσης προσδιορίζεται με βάση μία προσεγγιστική διαδικασία στην ίδια κύρια διεύθυνση. Αυτή η διαδικασία μπορεί να ενημερώνεται με τον χρόνο, με την βασική λογική να εκφράζεται από την σχέση :

$$V_R = \beta V_{RD}$$

Όπου:

- **V_{RD}**: Η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου προκύπτει μέσω προσεγγιστικών υπολογισμών, χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν αρνητική επίδραση από οποιοδήποτε κριτήριο (1) έως (13). Ο τρόπος προσδιορισμού της αντοχής εξαρτάται από τα δεδομένα που είναι διαθέσιμα για τον προσδιορισμό της αντοχής των στοιχείων του φορέα. Συνιστάται η χρήση ενιαίου τρόπου υπολογισμού της σεισμικής αντίστασης V_R κατά τον έλεγχο συγκεκριμένων ομάδων κτηρίων, προκειμένου να είναι δυνατή η συγκριτική βαθμολογική κατάταξη τους σύμφωνα με τον Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου, λ.
- **B**: Ο μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων (1) έως (13) στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου λαμβάνει υπόψιν του, τον συντελεστή βαρύτητας κάθε κριτηρίου (σ_i) και το βαθμό που έλαβε κάθε κριτήριο στο υπό εξέταση κτήριο (β_i).

$$\beta = \Sigma \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$$

Βήμα 3^ο: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου

Ανάλογα με την διεύθυνση ο λ προκύπτει ως εξής :

$$\lambda = \frac{V_{req}}{V_r} = \frac{V_{req}}{\beta V_{ro}} = \frac{\lambda_o}{\beta} \quad \text{όπου} \quad \lambda_o = \frac{V_{req}}{V_{ro}}$$

$$\text{Με } \lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0,30 V_{req,y}}{V_{r,x} + 0,30 V_{r,y}} \quad \text{και} \quad \lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0,30 V_{req,x}}{V_{r,y} + 0,30 V_{r,x}}$$

Όπου $V_{r,x} = \beta$ και $V_{r,y} = \beta V_{ro,y}$

Επομένως, ο Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου είναι $\lambda = 100 \max\{\lambda_x, \lambda_y\}$.

Υπάρχουν πολλές εναλλακτικές προτάσεις που εξαρτώνται από τα διαθέσιμα δεδομένα όπως είναι οι οπλισμοί των κατακόρυφων στοιχείων, οι δοκοί και τα μήκη αγκύρωσης ή παράθεσης των οπλισμών. Ωστόσο, αυτές οι εναλλακτικές δεν έχουν ακόμη επαρκή βαθμονόμηση. Μία απλούστερη μέθοδος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί προσωρινά με τα λιγότερα διαθέσιμα δεδομένα είναι η παρακάτω :

- Αν V_{Ri} είναι η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να ληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο, η μέσω υπολογισμών προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής V_{RO} , μπορεί να ληφθεί:

$$V_{RO} = \alpha_1 \Sigma V_{Ri}^{\text{υποστ.}} + \alpha_2 \Sigma V_{Ri}^{\text{τοιχ.}} + \alpha_3 \Sigma V_{Ri}^{\text{κοντά υποστ.}}$$

Σε μία αρχική διερεύνηση θα μπορούσε να ληφθεί με αφορμή τον παρακάτω Πίνακα 6.1 :

Πίνακας 6.1 Προσδιορισμός των τιμών των συντελεστών α_1 , α_2 , α_3

Περιγραφή Δεδομένων	Συντελεστής α_1	Συντελεστής α_2	Συντελεστής α_3
Υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα	0.5	0.7	0.9
Υποστυλώματα και τοιχώματα	0.7	0.9	-
Πλαισιακός φορέας χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα	0.7	-	0.9
Πλαισιακός φορέας χωρίς παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων	0.85	-	-

- Θεωρούμε παρουσία κοντών υποστυλωμάτων όταν ο βαθμός επιβάρυνσης υπερβαίνει το όριο των 3.0 ($\beta_{\text{τελ}} < 3.0$) σύμφωνα με το κριτήριο 9
- Θεωρούμε παρουσία τοιχωμάτων όταν ο βαθμός τοιχωματοποίησης υπερβαίνει το όριο των 0.10 ($\alpha_{\text{τ}} > 0.10$)

Εν συνεχεία, ο υπολογισμός για τις διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων στοιχείων (V_{Ri}) μπορεί να γίνει :

$$V_{Ri} = \min (V_{Rd}, V_M)$$

Όπου :

- V_{Rd} : η διατμητική αντοχή του κατακόρυφου μέλους μπορεί να ληφθεί από τις ανισότητες που βρίσκονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ θεωρώντας:
 1. Αν $V_M > V_{Rd}$ τότε $\mu_{\theta}^{pl} = 0.5$
 2. Αν $V_M \leq V_{Rd}$ τότε $\mu_{\theta}^{pl} = 0.5 - 5$

Για νεότερες κατασκευές, ειδικότερα μετά το 2000, με συνδετήρες υψηλής πυκνότητας μπορεί οι τιμές του μ_{θ}^{pl} να ξεπερνούν το 5.

Οι λεπτομέρειες όπλισης μπορούμε να προσδιορίζονται με ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας, όπως αναφέρεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ ή με επίπεδο περιορισμένης γνώσης με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Σε περίπτωση αδυναμίας, θα θεωρηθεί :

$$V_{Ri} = V_{Rd} \text{ και } V_M = \frac{M_R}{L_s} \text{ (η τέμνουσα στην φάση καμπτικής αστοχίας του μέλους)}$$

Όπου :

- M_R : Η ροπή αντοχής του κατακόρυφου στοιχείου στον πόδα του κρίσιμου ορόφου υπό εξέταση βρίσκεται στη θεμελίωση
- L_s : Το μήκος της διάτμησης και μπορεί να ληφθεί $L_s = \frac{L_k}{2}$
 1. L_k για υποστυλώματα (κανονικά ή κοντά) χαρακτηρίζεται το καθαρό ύψος τους υπό έλεγχο κρίσιμο όροφο, στην διεύθυνση του σεισμού
 2. L_k είναι η απόσταση της διατομής βάσης του τοιχώματος από την κορυφή του κτηρίου

6.3 Αποτελέσματα από το λογισμικό Fespa

6.3.1 Σεισμική Αντίσταση

Αρχικά, στο Σχήμα 6.1 παρατηρούμε την σεισμική αντίσταση δηλαδή την τέμνουσα βάση που ασκείται από τον σεισμό. Επίσης, την τέμνουσα αντοχή κτηρίου με την συνολική άθροιση των επιμέρους αντοχών των υποστυλωμάτων, των τοιχωμάτων και των κοντών υποστυλωμάτων (εάν υπάρχουν).

Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Σεισμική απαίτηση

$$V_{req} = M \times S_d(T)$$

$V_{req,X} = 524.1tn \times 1.57m/s^2$, $T_x = 0.26s$
 $= 822.6kN$

$V_{req,Z} = 524.1tn \times 1.57m/s^2$, $T_z = 0.26s$
 $= 822.6kN$

Τέμνουσα αντοχής κτηρίου

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.}$$

Διεύθυνση X

$\beta_{9X} = 5.0 \geq 3.0$ \Rightarrow Χωρίς παρουσία κοντών υποστυλωμάτων κατά X
 $\alpha_{TX} = 0.82 > 0.10$ \Rightarrow Παρουσία τοιχωμάτων κατά X
 $\therefore \alpha_1 = 0.70, \alpha_2 = 0.90, \alpha_3 = 0.0$

$V_{R0,X} = 0.70 \cdot (946.5kN + 131.7kN) + 0.90 \cdot 2357.8kN + 0 = 2876.7kN$

Διεύθυνση Z

$\beta_{9Z} = 5.0 \geq 3.0$ \Rightarrow Χωρίς παρουσία κοντών υποστυλωμάτων κατά Z
 $\alpha_{TZ} = 0.59 > 0.10$ \Rightarrow Παρουσία τοιχωμάτων κατά Z
 $\therefore \alpha_1 = 0.70, \alpha_2 = 0.90, \alpha_3 = 0.0$

$V_{R0,Z} = 0.70 \cdot (1186.9kN + 194.4kN) + 0.90 \cdot 1229.6kN + 0 = 2073.5kN$

Σχήμα 6.1 Σεισμική απαίτηση – Τέμνουσα αντοχή

6.3.2 Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

Εν συνεχεία, εμφανίζονται τα πέντε (5) ποσοτικά κριτήρια, τα οποία έχουν ως στόχο τη μείωση της αντοχής του κτηρίου. Στο παρακάτω Σχήμα 6.2 προβάλλονται οι κυρίαρχες τιμές στη διεύθυνση X και Y όπου είναι δύο και πέντε. Επομένως, θεωρείται ευνοϊκή η επίδραση στο κτήριο.

Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

#	Κριτήριο	Διεύθ. X	Διεύθ. Z
β3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5
β5	Κατανομή δισκαμψίας σε κάτοψη - στρέψη	3	3
β7	Κατανομή δισκαμψίας καθ ύψος - μαλακός άραφος	2	2
β8	Κατανομή μάζας καθ ύψος	5	5
β9	Κοντά υποστυλώματα	5	5

Σχήμα 6.2 Ποσοτικά κριτήρια

Έπειτα στο Σχήμα 6.3 καταγράφεται το κριτήριο τρία που εστιάζει στο μέγιστο μέγεθος αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του Ισογείου καθώς και στον μέσο όρο.

Κριτήριο 3: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Ανηγμένο αξονικό υποστυλωμάτων ισογείου (όροφος: 0):

$$\max(V_d) = 0.16$$

$$\bar{V}_d = 0.12$$

Σχήμα 6.3 Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Η τελική βαθμολογία υπολογίζεται σύμφωνα με το παρακάτω:

- Για το μέσο ανοιγμένο αξονικό φορτίο
 - Βαθμός 1:** εάν $0.45 \leq V_d < 0.55$
 - Βαθμός 2:** εάν $0.35 \leq V_d < 0.45$
 - Βαθμός 3:** εάν $0.25 \leq V_d < 0.35$
 - Βαθμός 4:** εάν $0.15 \leq V_d < 0.25$
 - Βαθμός 5:** εάν $V_d < 0.1$
- Για το μέγιστο ανοιγμένο αξονικό φορτίο
 - Βαθμός 1:** εάν $0.65 \leq \max(V_{di}) \leq 0.75$
 - Βαθμός 2:** εάν $0.50 \leq \max(V_{di}) < 0.65$
 - Βαθμός 3:** εάν $0.40 \leq \max(V_{di}) < 0.50$
 - Βαθμός 4:** εάν $0.30 \leq \max(V_{di}) < 0.40$
 - Βαθμός 5:** εάν $\max(V_{di}) < 0.30$

6.3.3 Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη και στρέψη

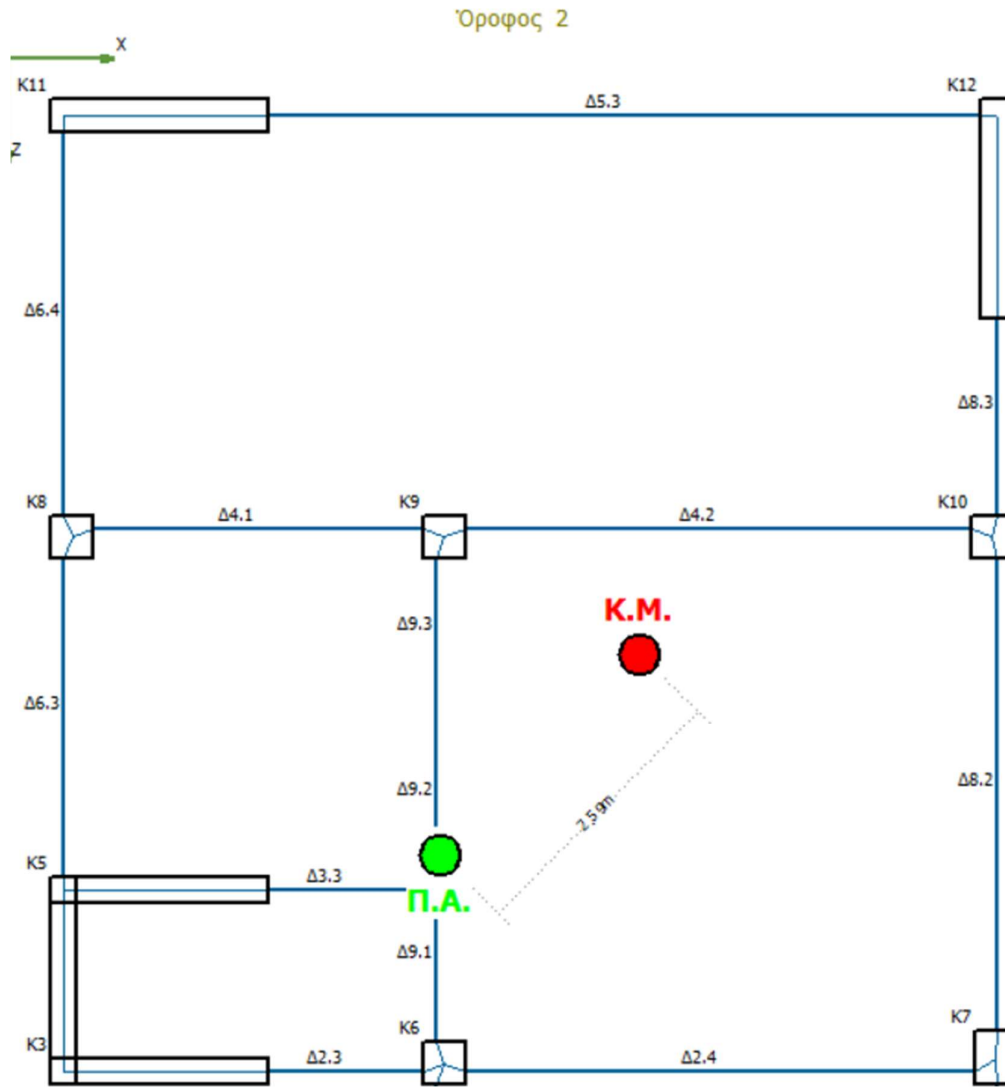
Επιπλέον, στο Σχήμα 6.4 παρουσιάζεται το κριτήριο πέντε που αφορά την κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη και στρέψη. Υπολογίζεται με βάση την εκκεντρότητα μεταξύ της κέντρο μάζας και τον πλαστικό άξονα. Οι θέσεις παρουσιάζονται γραφικά στο παρακάτω Σχήμα 6.5.

Κριτήριο 5: Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη - στρέψη

Κέντρο μάζας	Πλασματικός άξονας	Εκκεντρότητα	L	$\epsilon = e/L$	β_5
K.M. _z = -9.93m	Π.Α. _z = -8.09m	$e_z = 1.85m$	$L_z = 12.8m$	$\epsilon_z = 0.145$	$\beta_{5_x} = 3$
K.M. _x = 10.38m	Π.Α. _x = 8.56m	$e_x = 1.82m$	$L_x = 8.5m$	$\epsilon_x = 0.213$	$\beta_{5_z} = 3$

Όροφος με τη μέγιστη ανηγμένη εκκεντρότητα: 2. Όροφος που καθορίζει τον πλασματικό άξονα: 1.

Σχήμα 6.4 Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη και στρέψη



Σχήμα 6.5 Σκαρίφημα κρίσιμου ορόφου

Η τελική βαθμολογία του κριτηρίου 5 υπολογίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- **Βαθμός 1** : εάν $\varepsilon \geq 0.3$
- **Βαθμός 5** : εάν $\varepsilon < 0.05$

Οι ενδιάμεσες τιμές, υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή.

6.3.4 Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος

Στο Σχήμα 6.6 παρατίθεται το κριτήριο επτά (7) με ιδιαίτερη σημασία στην κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος και στο Σχήμα 6.8 το κριτήριο οχτώ (8) που εστιάζει στη κατανομή μάζας καθ' ύψους.

Κριτήριο 7: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος

Μέγιστη διαφορά δυσκαμψίας γειτονικών ορόφων, εκτός του τελευταίου

 $\Delta K_{\text{tot},X} = 43\%$, $\Delta K_{\text{tot},Z} = 41\%$ **Σχήμα 6.6** Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος

Η τελική βαθμολογία του κριτηρίου 7 υπολογίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- **Βαθμός 1** : εάν $\Delta K_{\text{tot}} \geq 0.50$
- **Βαθμός 5** : εάν $\Delta K_{\text{tot}} < 0.20$
- Οι ενδιάμεσες τιμές, υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή.

Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Μέγιστη διαφορά μάζας γειτονικών ορόφων

 $\Delta M_{\text{tot}} = 0\%$ **Σχήμα 6.7** Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Η τελική βαθμολογία του κριτηρίου 8 υπολογίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- **Βαθμός 1** : εάν $\Delta M_{\text{tot}} \geq 0.50$
- **Βαθμός 5** : εάν $\Delta M_{\text{tot}} < 0.20$

Οι ενδιάμεσες τιμές, υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή.

Τα δύο κριτήρια υπολογίζουν και τυπώνουν τις δυσκαμψίες των ορόφων και των μαζών, καθώς και τις διαφορές των δυσκαμψιών και μαζών μεταξύ των ορόφων. Όλα τα αποτελέσματα που εμφανίζονται στο παρακάτω Σχήμα 6.8 πραγματοποιήθηκαν με βάση τον EC8-1 §4.2.3.3(3)

Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος [EC8-1 §4.2.3.3 (3)]

Έλεγχος δισκαμμιών - μαζών

Επίπεδο i [l]	Υψόμετρο ορόφου [m]	Ύψος ορόφου [m]	Δισκαμμία ΚΚ [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Δισκαμμία ΚΖ [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Μάζα mi [ton]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]
4	9.00	3.00	0.15759E+06	-24%	0.88190E+05	-23%	0.16436E+03	-9%
3	6.00	3.00	0.20642E+06	-43%	0.11414E+06	-41%	0.17996E+03	0%
2:βάση	3.00	3.00	0.36198E+06		0.19256E+06		0.17996E+03	

Σημειώσεις:

Οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ των ορόφων μετρώνται από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου.
 ΔΚ>0: Ο ανώτερος όροφος έχει μεγαλύτερη δισκαμμία (μολακός όροφος).
 ΔΚ<0: Ο ανώτερος όροφος έχει μικρότερη δισκαμμία (ευσθησία σε ανώτερες ιδιομορφές).

Έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων

Επίπεδο i [l]	Υψόμετρο ορόφου [m]	Ύψος ορόφου [m]	Γωνιακή παραμόρφωση dirz [l]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Γωνιακή παραμόρφωση dirz [l]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]
4	9.00	3.00	0.21152E-05	+31%	0.37797E-05	+29%
3	6.00	3.00	0.16149E-05	+75%	0.29203E-05	+69%
2:βάση	3.00	3.00	0.92086E-06		0.17310E-05	

Σχήμα 6.8 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος

6.3.5 Κοντά υποστυλώματα

Τέλος, αναφερόμαστε στο κριτήριο 9, με τα κοντά υποστυλώματα. Σύμφωνα με το Σχήμα 6.9 παρατηρούμε ότι ο λόγος του ύψους προς την διάσταση του είναι μικρότερη του πέντε, επομένως δεν παρέχουμε κοντά υποστυλώματα.

Κριτήριο 9: Κοντά υποστυλώματα

Διεύθυνση: X

$$\alpha_{T,X} = 0.82 \geq 0.50 \quad \Rightarrow \quad \beta_{τελ,X} = 5.0$$

Διεύθυνση: Z

$$\alpha_{T,Z} = 0.59 \geq 0.50 \quad \Rightarrow \quad \beta_{τελ,Z} = 5.0$$

Σχήμα 6.9 Κοντά υποστυλώματα

Η τελική βαθμονόμηση του κριτηρίου εξαρτάται από το βαθμό τοιχωματοποίησης α_t ως εξής:

- $\beta_{τελ} = \beta$, εάν $\alpha_t < 0.10$
- $\beta_{τελ} = 5$, εάν $\alpha_t \geq 0.50$

6.3.6 Δείκτης Προτεραιότητα (λ) & Σεισμική Κατηγορία (Κ)

Οι παρακάτω υπολογισμοί (με τη χρήση λογισμικού Excel – Σχήμα 6.10) προσδιορίζουν το κτήριο στην κατάλληλη Σεισμική Κατηγορία (Κ) Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου. Έχει ως έννοια, τον μέγιστο στόχο αποτίμησης που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτήριο για Στάθμη Επιτελεστικότητα Β (SD).

ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ						
Σεισμική απαίτηση	Vreq,x	822,6				
	Vreq,z	822,6				
Τέμνουσα αντίστασης	Vrd,x	2876,6				
	Vrd,z	2073,5				
Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης						
β1x	5		β1z	5		
β2x	5		β2z	5		
β3x	5		β3z	5	Σεισμική Αντίσταση	Vrx 2502,642
β4x	5		β4z	5		Vrz 1803,945
β5x	3		β5z	3		
β6x	5		β6z	5		
β7x	2		β7z	2	Δείκτης Προτεραιότητας	λx 0,351328
β8x	5		β8z	5		λz 0,418587
β9x	5		β9z	5		
β10x	5		β10z	5	Δεικτης Προτεραιότητας (λ)	λ 41,8587
β11x	5		β11z	5		
β12x	5		β12z	5		
β13x	5		β13z	5	Συντελεστής δ	δ 2,38899
βτελ.χ	0,87		βτελ.ζ	0,87		

Σχήμα 6.10 Προσδιορισμός του συντελεστή δ

Με βάση το ανωτέρω αποτέλεσμα ($\delta=2.38$) και τον Πίνακα 6.2 που αναφέρει την αναλυτική κατάταξη κτηρίου σε σεισμική κατηγορία, το κτήριο μας αντιστοιχεί στη σεισμική κατηγορία Κ0. Συμπεραίνουμε ότι η πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής μίας κατασκευής των 50 χρόνων, είναι 2%, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια.

Πίνακας 6.2 Κατάταξη κτηρίου σε Σεισμική Κατηγορία

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ)
2475	2%	$1.80 \leq \delta$	Κ0
975	5%	$1.30 \leq \delta < 1.80$	Κ1⁺
475	10%	$1.00 \leq \delta < 1.30$	Κ1
225	20%	$0.75 \leq \delta < 1.00$	Κ2⁺
135	30%	$0.60 \leq \delta < 0.75$	Κ2
70	50%	$0.45 \leq \delta < 0.60$	Κ3⁺
40	70%	$0.35 \leq \delta < 0.45$	Κ3
20	90%	$0.25 \leq \delta < 0.35$	Κ4⁺
<20	>90%	$\delta < 0.25$	Κ4

6.4 Δελτίο Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου

Στο παρακάτω Σχήμα 6.10 παρουσιάζεται αποσπασματικά το αναλυτικό δελτίο Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου Κτιρίων από ΟΣ (1η Αναθεώρηση 2022)

**ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ
ΔΕΛΤΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ [1^η Αναθεώρηση 2022]**

A. ΤΑΥΤΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ	
1.	ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ:
2.	ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ:
3.	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ: Τ.Κ.:
4.	ΓΕΩΓΡΑΦΙΚΗ ΘΕΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ (WGS84) φ: λ:
5.	ΟΝΟΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ: ΤΗΛ:
6.	ΧΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ:
7.	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΙΔΙΟΚΤΗΤΗ:
8.	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΧΡΗΣΤΗ:

B. ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ	
1.	ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ: ΥΠΟΓΕΙΩΝ :
2.	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΚΑΤΟΨΗΣ:
3.	ΟΛΙΚΗ ΔΟΜΗΜΕΝΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:
4.	ΕΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ:
5.	ΕΤΟΣ ΤΕΛΕΥΤΑΙΑΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ:
6.	ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΘΗΚΗ:
7.	ΕΧΕΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΕΙ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟ; ΝΑΙ <input type="checkbox"/> ΟΧΙ <input type="checkbox"/>
8.	ΕΧΕΙ ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΘΕΙ/ΕΝΙΣΧΥΘΕΙ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ; ΝΑΙ <input type="checkbox"/> ΟΧΙ <input type="checkbox"/>
9.	ΑΝ ΝΑΙ ΓΙΑ ΠΟΙΑ ΑΙΤΙΑ ΚΑΙ ΠΟΤΕ:
10.	ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ :

Γ. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΚΑΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ						
1. ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (κατά ΕΚ-8):	Z1 <input type="checkbox"/>	Z2 <input type="checkbox"/>	Z3 <input type="checkbox"/>			
2. ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ (κατά ΕΚ-8):	A <input type="checkbox"/>	B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	D <input type="checkbox"/>	E <input type="checkbox"/>	S <input type="checkbox"/>
3. ΠΙΘΑΝΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ:	ΝΑΙ <input type="checkbox"/>	ΟΧΙ <input type="checkbox"/>				

Δ. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)			
1. $V_{req}=M \times S_d(T)$			
2. Δείκτης συμπεριφοράς για στάθμη επιτελεστικότητα "B"	$q_x=$ <input type="text"/>	$q_y=$ <input type="text"/>	
3.	$V_{req,x}=$ <input type="text"/>	$V_{req,y}=$ <input type="text"/>	

Ε. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ V_R ($V_{R,x}$ - $V_{R,y}$) $V_R = \beta V_{R0}$			
1. ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	$\beta_{1x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{1y}=$ <input type="text"/>	
2. ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	$\beta_{2x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{2y}=$ <input type="text"/>	
3. ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ	$\beta_{3x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{3y}=$ <input type="text"/>	
4. ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ	$\beta_{4x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{4y}=$ <input type="text"/>	
5. ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ	$\beta_{5x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{5y}=$ <input type="text"/>	
6. ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ /ΟΨΗ	$\beta_{6x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{6y}=$ <input type="text"/>	
7. ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ - ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	$\beta_{7x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{7y}=$ <input type="text"/>	
8. ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ	$\beta_{8x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{8y}=$ <input type="text"/>	
9. ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	$\beta_{9x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{9y}=$ <input type="text"/>	
10. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ	$\beta_{10x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{10y}=$ <input type="text"/>	
11. ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	$\beta_{11x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{11y}=$ <input type="text"/>	
12. ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ	$\beta_{12x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{12y}=$ <input type="text"/>	
13. ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ	$\beta_{13x}=$ <input type="text"/>	$\beta_{13y}=$ <input type="text"/>	
14. $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$	$\beta_x=$ <input type="text"/>	$\beta_y=$ <input type="text"/>	
15.	$V_{R0,x}=$ <input type="text"/>	$V_{R0,y}=$ <input type="text"/>	
16.	$V_{Rx}=\beta_x V_{R0,x}=$ <input type="text"/>	$V_{Ry}=\beta_y V_{R0,y}=$ <input type="text"/>	

ΣΤ. ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ (λ) & ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ) ΚΤΙΡΙΟΥ	
$\lambda_x =$ <input style="width: 50px;" type="text"/>	$\lambda_x =$ <input style="width: 50px;" type="text"/> ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ: $\lambda =$ <input style="width: 50px;" type="text"/>
$\delta =$ <input style="width: 50px;" type="text"/>	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΥ: $K =$ <input style="width: 50px;" type="text"/>

Ζ. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΛΕΓΚΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ	
1. ΟΝ/ΜΟ:	2. ΟΝ/ΜΟ:
ΕΙΔΙΚΟΤΗΤΑ:	ΕΙΔΙΚΟΤΗΤΑ:
ΤΗΛΕΦΩΝΟ:	ΤΗΛΕΦΩΝΟ:
ΥΠΟΓΡΑΦΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ :	

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

Σχήμα 6.10 Δελτίο Δευτεροβάθμιο Προσεισμικού Ελέγχου, Ο.Α.Σ.Π 2022

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος, με αναλυτικές και προσεγγιστικές μεθόδους, με εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων. Αναλύεται ένα νέο κτήριο με χρονολογία κατασκευής 2023, το οποίο είναι μελετημένο με τον Νέο Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8. Επιπλέον, οι απαραίτητοι έλεγχοι έγιναν σε δύο στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίοι είναι (B1+ – Γ0), με εδαφική επιτάχυνση 0.16g και σεισμική Ζώνη Ζ1. Οι ανωτέρω έλεγχοι επιτεύχθηκαν μέσω του λογισμικού Fespa R, στο οποίο πραγματοποιήθηκε η προσομοίωση και η αποτίμηση της κατασκευής. Έπειτα πραγματοποιήθηκε και ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Β.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

- Το κτήριο παρουσιάζει επάρκεια και στις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας .
- Όλοι οι Δοκοί και στις δύο Στάθμες είναι επαρκείς, σε αντίθεση με τα υποστυλώματα που υπάρχει μικρή ανεπάρκεια και ειδικότερα στη Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ. Η ανεπάρκεια βρίσκεται μόνο στο μέλος Κ(4) – μέλος Κ(5), δηλαδή στον ανελκυστήρα.
- Με τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, αντιλαμβανόμαστε ότι το κτήριο επαρκεί στη Στάθμη Επιτελεστικότητα Β(SD).
- Ειδικότερα κατατάσσεται και στην ανώτερη Σεισμική Κατηγορία (Κ0).

Σύγκριση αποτελεσμάτων κατάταξης κτηρίων							
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός				ΚΑΝ.ΕΠΕ		
	λ_x	λ_y	δ	Σεισμική Κατηγορία	λ	$\frac{\alpha_g}{\alpha_{g,ref}}$	Σεισμική κλάση
SD	0.35	0.41	2.38	Κ0	0.48	1.44	B1+

- Σύμφωνα με τον παραπάνω Πίνακα ο οποίος αφορά την σύγκριση αποτελεσμάτων Προσεισμικών Ελέγχων, παρατηρούμε ότι ο Δευτεροβάθμιος φαίνεται να συγκλίνει αρκετά με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως προς τον βαθμό επάρκειας
- Επίσης, καταλήγουμε ότι η πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών κυμαίνεται είναι αρκετά κοντά και στους δύο Ελέγχους, πιο συγκεκριμένα από 2% - 5%

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ΟΑΣΠ (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας), (2022), ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κανονισμός Επεμβάσεων, 3^η Αναθεώρηση, Ελλάδα
- ΟΑΣΠ (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας), (2011), “Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτηρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Ελλάδα
- Δρίτσος Σ. Η. (2003). “Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων”, Τ.Ε.Ε, Αθήνα
- Δρίτσος Σ. Η. (2015). “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 3^η Έκδοση Αναθεωρημένη”, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- Καμπουρίδης, Μ. (2020). Συγκριτική διερεύνηση διαφορετικών μεθόδων προσομοίωσης των πλαστικών αρθρώσεων σε γραμμικά στοιχεία Ο/Σ στα πλαίσια Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης., Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Κυριαζόπουλος Α. (2019). ‘Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Ο.Σ’, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Αιγάλεω.
- Ξενούλη Μ. (2019), “Αποτίμηση έναντι σεισμού και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή της Καλαμάτας”, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- Πνευματικός, Ν. Γ. (2018). Εισαγωγή στη μελέτη αντισεισμικών κατασκευών, Εκδόσεις Λυχνός.
- Πόλιος, Γ. (2022). Αποτίμηση υφιστάμενου διώροφου κτιρίου, πρόταση για προσθήκη ορόφου με ενίσχυση – Χρήση ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μεταπτυχιακό Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής.
- Φαρδής Μ.Ν. (2000). “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια”, Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004- Ευρωκώδικας 8, Αθήνα
- Καΐρης, Σ., Χατζηβασιλειάδης, Α. (2008). Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, 14^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα.
- Αντωνοδημητράκη Σ. Α(2016). Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας, Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- LH Λογισμική (2024), Fespa, Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς, Ελλάδα