

ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ
ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

Μελέτη

ΜΑΖΩΝΑΚΗΣ ΠΑΝΤΕΛΗΣ

Επιβλέπων

ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2016

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ
ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

ESTIMATION OF THE BEHAVIOUR FACTOR OF EXISTING RC
STRUCTURES USING INELASTIC ANALYSIS.

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/α..... Παντελής Μα. Γιαννάκης..... του
Ερμάνης Διοικητής του Τμήματος..... Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.
του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου,
δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονείμει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέπροντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρωθεί εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

5/1/2017

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή για την συνεχή βοήθεια που μου παρείχε και την εταιρεία LH Λογισμική για την χορήγηση εκπαιδευτικής άδειας του προγράμματος FESPA.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας είναι η παρουσίαση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Static Pushover Analysis), κατά την οποία εκτιμώνται οι ανελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και του δείκτη συμπεριφοράς υφιστάμενων κτηρίων από Ω.Σ τα οποία έχουν σχεδιαστεί με παλιότερους κανονισμούς με χρήση στατικής ανελαστικής ανάλυσης, αποτελεί το κύριο ερευνητικό στόχο της εργασίας.

Συγκεκριμένα σχεδιάστηκαν 9 ορθογωνικά κτήρια με άνοιγμα 3.5 m, 4.5 m και 6.0 m με 3, 5 και 7 ορόφους. Αρχικά έγινε διαστασιολόγηση με τους παλιούς κανονισμούς με το λογισμικό FESPA, ενώ στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές στατικές αναλύσεις για την εκτίμηση του διατιθέμενου δείκτη συμπεριφοράς τους.

Η εργασία αναπτύσσεται σε δύο κυρίως ενότητες. Η πρώτη ενότητα είναι βιβλιογραφική και περιλαμβάνει την παρουσίαση των βασικών αρχών σχεδιασμού με τον ευρωκώδικα 2, την καταγραφή των τεχνικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και τέλος την παρουσίαση των μεθόδων ανάλυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος.

Η δεύτερη ενότητα είναι ερευνητική, περιλαμβάνει τα κεφάλαια 6, 7 και 8, στα οποία αρχικώς παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των κτιριακών κατασκευών και στην συνέχεια τα αποτελέσματα της ανάλυσης των διαγραμμάτων δύναμης μετακίνησης και του δείκτη συμπεριφοράς.

ABSTRACT

This work study object is the inelastic static analysis (Static Pushover Analysis), in which the estimated inelastic deformations developed the building blocks when the building subject to seismic action which is the valuation or redesign.

The evaluation of the seismic response and behaviour factor of existing R.C. buildings designed with older regulations, using static inelastic analyses, is the main research objective of the work.

Nine rectangular buildings with openings equal to 3.5 m, 4.5 m. and 6.0 m and with 3, 5 and 7 floors were designed according to old regulations, using FESPA program.

The work is developed in two main sections. The first section is a literature review and includes the presentation of the basic concepts of Eurocode 2, technical characteristics of existing constructions of reinforced concrete and finally the presentation of the analysis of reinforced concrete structures.

The second section is the analytical study and includes chapters 6, 7 and 8, which initially show the characteristics of building structures and then the results of the analyses and the evaluated behaviour factors.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	11
2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 2	13
2.1 Οι Διατομές κατά την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	13
2.2 Σχέσεις Τάσεων - Παραμορφώσεων	13
2.3 Αντοχή Σκυροδέματος	14
2.4 Περίσφιξη Σκυροδέματος.....	17
3. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ	20
3.1 Ισχύοντες Κανονισμοί	20
3.2 Χαρακτηριστικά Υφιστάμενων Κτιρίων απο Οπλισμένο Σκυρόδεμα	22
3.3 Επίδραση Τοιχοπληρώσεων	23
3.4 Ασύμμετρη Διάταξη σε Κάτοψη	25
3.5 Ασύμμετρη διάταξη Τοιχοπληρώσεων καθ' Ύψος μεταξύ των Ορόφων.....	26
3.6 Ασύμμετρη Διάταξη Τοιχοπληρώσεων καθ' Ύψος εντός του Ορόφου.....	28
4. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	29
4.1 Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση	29
4.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση	31
4.3 Ελαστική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες	33
4.4 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες	34
4.5 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover).....	37
5. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ FESPA	43
Εισαγωγή.....	43
5.1 Οντότητες	43
5.2 Εντολές	43
5.3 Μεθοδολογία Ολοκλήρωσης Μελέτης.....	45
5.4 Παράμετροι.....	46
5.4.1 Δημιουργία Καννάβου	46

5.4.2	Γενικές Παράμετροι του Κτιρίου	47
5.4.3	Στατικά – Περιγραφή Προσομοιώματος Κτιρίου	47
5.4.4	Παραγωγές	48
5.4.5	Επίλυση / Όπλιση και Έλεγχος του Φορέα	49
5.4.6	Επεξεργασία Ξυλοτύπων.....	50
5.4.7	Λεπτομέρειες Οπλισμών	50
5.4.8	Παρουσίαση Αποτελεσμάτων	51
5.5	Εφαρμοζόμενοι Κανονισμοί.....	51
6.	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	54
	Εισαγωγή.....	54
6.1	Υλικά Δόμησης.....	54
6.2	Κατόψεις.....	55
7.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ADRS.....	59
7.1	Εισαγωγή.....	59
7.2	Διαγράμματα Δύναμης-Μετακίνησης.....	60
7.2.1	Τριώροφο Κτίριο.....	60
7.2.1.1	Άνοιγμα 3.5m.....	63
7.2.1.2	Άνοιγμα 4.5m.....	64
7.2.1.3	Άνοιγμα 6.0m.....	65
7.2.2	Πεντάροφο Κτίριο	66
7.2.2.1	Άνοιγμα 3.5m.....	67
7.2.2.2	Άνοιγμα 4.5 m.....	68
7.2.2.3	Άνοιγμα 6.0m.....	69
7.2.3	Επτάροφο Κτίριο	70
7.2.3.1	Άνοιγμα 3.5m.....	71
7.2.3.2	Άνοιγμα 4.5m.....	72
7.2.3.3	Άνοιγμα 6.0m.....	73

7.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ADRS.....	74
Εισαγωγή.....	74
7.3.1 Τριώροφο Κτίριο	75
7.3.1.1 Άνοιγμα 3.5m.....	77
7.3.1.2 Άνοιγμα 4.5m.....	78
7.3.1.3 Άνοιγμα 6.0m.....	79
7.3.2 ΠεντάωροφοΚτίριο	80
7.3.2.1 Άνοιγμα 3.5m.....	80
7.3.2.2 Άνοιγμα 4.5m.....	81
7.3.2.3 Άνοιγμα 6.0m.....	82
7.3.3 ΕπτάωροφοΚτίριο	83
7.3.3.1 Άνοιγμα 3.5m.....	83
7.3.3.2 Άνοιγμα 4.5m.....	84
7.3.3.3 Άνοιγμα 6.0m.....	85
8.ΥΠΟΛΟΓΙΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΓΙΑ 2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD,NC.....	86
8.1 Εισαγωγή	86
8.2 Τριώροφο Κτίριο.....	89
8.2.1Άνοιγμα 3.5m.....	89
8.2.2Άνοιγμα 4.5m.....	91
8.2.3Άνοιγμα 6m.....	92
8.3 Πεντάωροφο Κτίριο.....	93
8.3.1. Άνοιγμα 3,5m.....	93
8.3.2.Άνοιγμα4.5m.....	94
8.3.3Άνοιγμα 6m.....	95
8.4Επτάωροφο Κτίριο.....	96
8.4.1Άνοιγμα 3,5m.....	96
8.4.2Άνοιγμα 4,5m.....	97
8.4.3 Άνοιγμα 6m.....	98
Γράφημα με τις διατιθέμενες αντοχές q για στάθμη επιτελεστικότητας SD	99
Πίνακας για Στάθμη Επιτελεστικότητας SD.....	100

9.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	101
ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	103.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο σχεδιασμός των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα που βασιζόταν σε μεθόδους οι οποίες θεωρούσαν ότι τα δομικά φέροντα στοιχεία ακολουθούν γραμμική – ελαστική συμπεριφορά, τείνουν σιγά σιγά να μειονεκτούν έναντι των μη γραμμικών ανελαστικών μεθόδων. Νέες έρευνες έχουν δείξει ότι τα δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν συμπεριφέρονται όπως προβλέπουν οι ελαστικές μέθοδοι, αλλά οι περισσότερες κατασκευές, όταν υπόκεινται σε φορτία, συμπεριφέρονται μη γραμμικά, όχι μόνο σε οριακές καταστάσεις που αναπτύσσονται λίγο πριν την αστοχία, αλλά και σε φυσιολογικές συνθήκες.

Υπάρχουν διάφορα μοντέλα για να διερευνηθεί η μη γραμμική συμπεριφορά των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ 2012) θεωρεί δύο μεθόδους μη γραμμικής ανάλυσης:

- την ανελαστική στατική ανάλυση (*Static Pushover Analysis*)
- την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονιοιστορίας (*Time History Analysis*).

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία θα πραγματοποιηθούν ανελαστικές στατικές αναλύσεις (*Static Pushover Analysis*), κατά τις οποίες εκτιμώνται οι ανελαστικές παραμορφώσεις που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Σκοπός της εργασίας είναι η αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και του δείκτη συμπεριφοράς υφιστάμενων κτηρίων από Ω.Σ τα οποία έχουν μελετηθεί με παλιότερους κανονισμούς με χρήση στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

Επιπρόσθετα στόχος της εργασίας είναι ο σχεδιασμός των κτηρίων με βάση τους παλιότερους κανονισμούς του 54' και του Αντισεισμικού 59' και στη συνέχεια η αποτίμηση της συμπεριφοράς τους με τη χρήση του λογισμικού FESPA.

Εν συνεχεία οι τιμές που θα προκύψουν θα συγκριθούν με τις ενδεικτικές τιμές που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα είναι αντίστοιχα της εποχής που μελετάται όπως παραδείγματος χάριν σκυρόδεμα B160.

Συγκεκριμένα σχεδιάστηκαν 9 ορθογωνικά κτήρια με άνοιγμα 3.5 m, 4.5 m και 6.0 m με 3, 5 και 7 ορόφους. Στην συνέχεια έγινε διαστασιολόγηση με τους παλιούς κανονισμούς στο πρόγραμμα FESPA ώστε να προκύψουν τα διαγράμματα αντοχής των κτιρίων.

Η εργασία θα αναπτυχθεί σε δύο κυρίως ενότητες. Η πρώτη ενότητα θα είναι βιβλιογραφική και θα περιλαμβάνει την ανάλυση των εξής ζητημάτων:

- Παρουσίαση των βασικών αρχών σχεδιασμού με τον ευρωκώδικα 2.
- Καταγραφή των τεχνικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος
- Παρουσίαση των μεθόδων ανάλυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος

Η δεύτερη ενότητα είναι ερευνητική, περιλαμβάνει τα κεφάλαια 6 και 7, στα οποία αρχικώς παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των κτιριακών κατασκευών και στην συνέχεια τα αποτελέσματα της ανάλυσης των διαγραμμάτων δύναμης μετακίνησης και του δείκτη συμπεριφοράς.

2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 2

2.1 Οι Διατομές κατά την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι βασικές παραδοχές που χρησιμοποιούνται για την συμπεριφορά των διατομών είναι ίδιες με αυτές που χρησιμοποιούνται και στους περισσότερους συγχρόνους κώδικες και είναι οι ακόλουθες [Γιαννόπουλος 2009]:

1. Η διατομή παραμένει επίπεδη κατά τη κάμψη (Bernoulli)
2. Ο οπλισμός υφίσταται τις ίδιες μεταβολές παραμορφώσεων με το περιβάλλον σκυρόδεμα (πλήρης συνάφεια)
3. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αμελείται $f_{ct} = 0$

Ωστόσο οι παραπάνω παραδοχές δεν ισχύουν απόλυτα. Οι παραμορφώσεις στο εσωτερικό μιας διατομής είναι σύνθετες και οι επίπεδες διατομές δεν παραμένουν επίπεδες. Επίσης λόγω τοπικής ολίσθησης του οπλισμού σε πολλές περιπτώσεις οι παραμορφώσεις μεταξύ οπλισμού και σκυροδέματος πολλές φορές διαφέρουν. Παρόλα αυτά, κατά μέσον όρο, οι παραπάνω παραδοχές είναι σωστές, και είναι σε ικανοποιητικό βαθμό αληθείς σε πρακτικά ζητήματα όπως ο σχεδιασμός συνήθων μελών [Γιαννόπουλος 2006].

2.2 Σχέσεις Τάσεων - Παραμορφώσεων

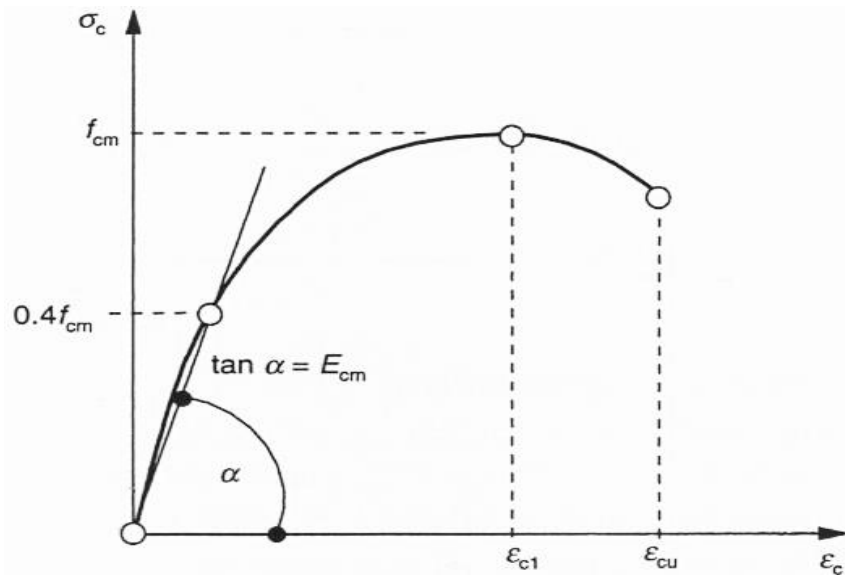
Στον Ευρωκώδικα 2 γίνεται διαφοροποίηση μεταξύ των καμπύλων των τάσεων-παραμορφώσεων που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση και σε αυτές που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό διατομών. Στο σχήμα 1 καθορίζονται οι παράμετροι για την καμπύλη που χρησιμοποιείται στην ανάλυση. Η σχέση μεταξύ της τάσης σ_c και της παραμόρφωσης ε_c , που φαίνεται στο σχήμα 1, περιγράφεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

όπου : $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

$$k = 1.05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

ε_{c1} παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην κορυφή της τάσης

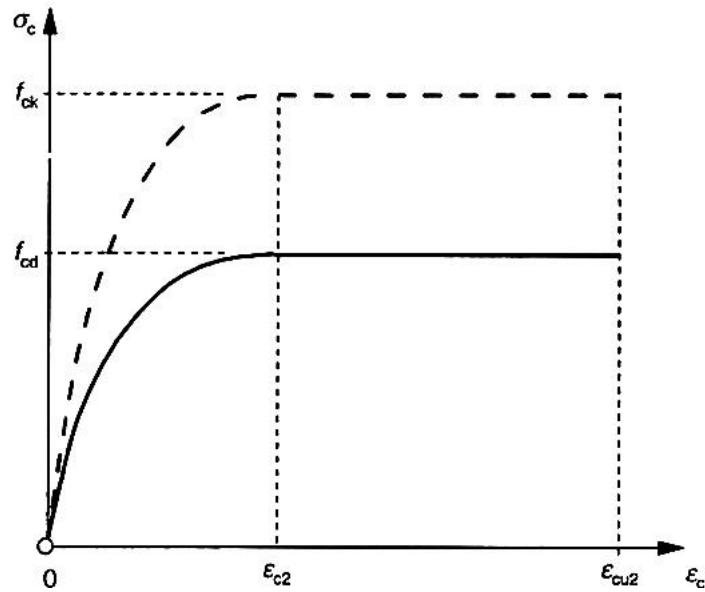


Σχήμα 2.2.1 Σχηματική παράσταση της σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων για την ανάλυση των κατασκευών [Γιαννόπουλος 2009].

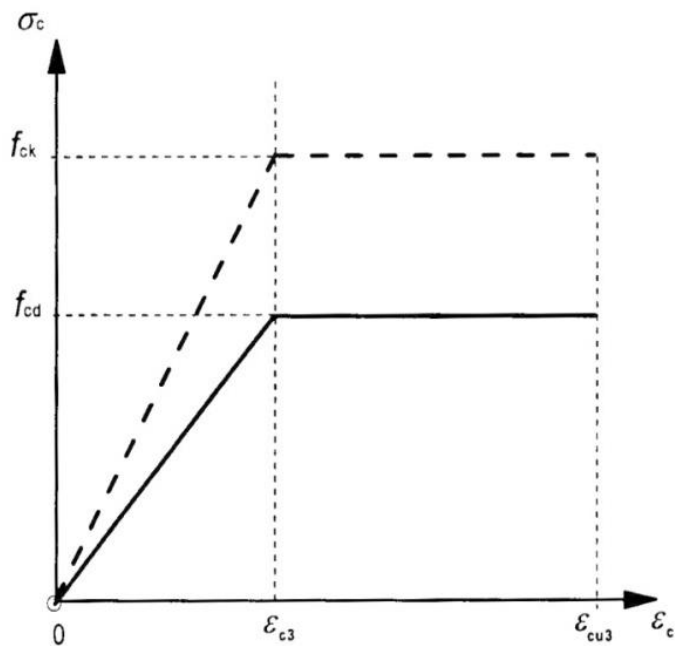
Η χρήση του $0.4f_{cm}$ για τον ορισμό του E_{cm} είναι προσεγγιστική.

2.3 Αντοχή Σκυροδέματος

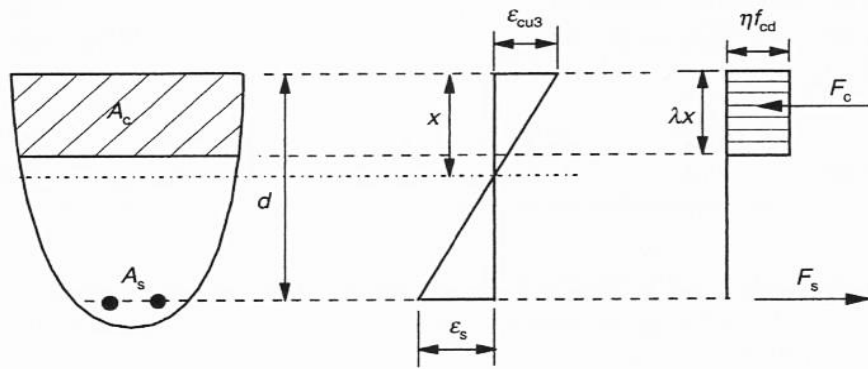
Ο Ευρωκώδικας προσφέρει δύο εναλλακτικές για τον σχεδιασμό των διατομών από σκυρόδεμα. Αυτές είναι το παραβολικό-ορθογωνικό (εικόνα 2) και το διγραμμικό (εικόνα 3) διάγραμμα. Για τον σχεδιασμό των διατομών ο Ευρωκώδικας επιτρέπει και την χρήση ορθογωνικής κατανομής τάσεων στην διατομή όπως αυτό φαίνεται στο Σχήμα 2.3.3.



Σχήμα 2.3.1 Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων σκυροδέματος υπό θλίψη[Γιαννόπουλος 2009]

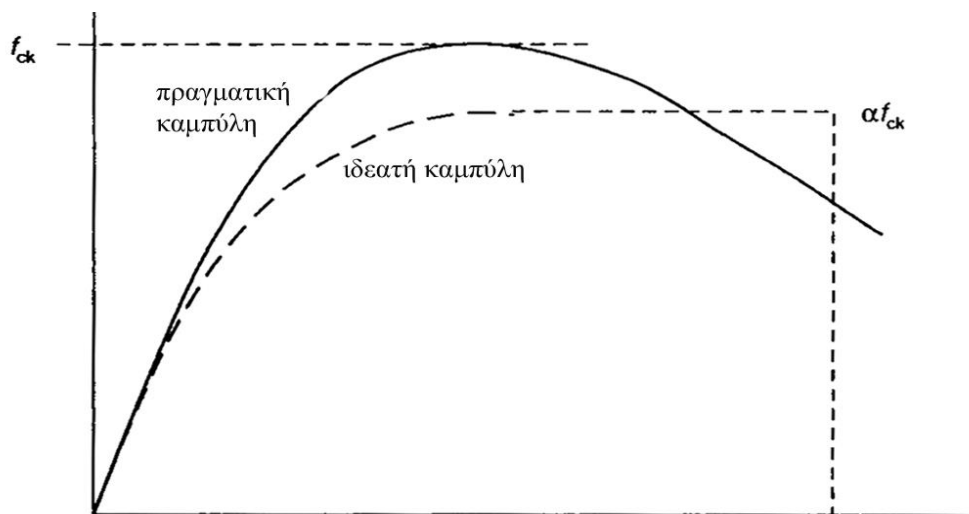


Σχήμα 2.3.2 Διγραμμικό διάγραμμα παραμορφώσεων[Γιαννόπουλος 2009]



Σχήμα 2.3.3 Ορθογωνική κατανομή της τάσης στο σκυρόδεμα[Γιαννόπουλος 2009]

Η βασική θλιπτική τάση είναι $f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c$. Ο συντελεστής a_{cc} λαμβάνει υπόψη τις μακροχρόνιες επιδράσεις του φορτίου στη θλιπτική αντοχή και τις δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο επιβολής του φορτίου. Η τιμή του a_{cc} που χρησιμοποιεί κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα και πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 0.8 και 1.0. Η συνιστώμενη τιμή για τη χώρα μας είναι 0.85 για την περίπτωση της κάμψης και 1.0 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις[Γιαννόπουλος 2009].



Σχήμα 2.3.4 Σύγκριση μεταξύ της πραγματικής και της ιδεατής καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων[Γιαννόπουλος 2009]

Στην εικόνα 5 αναπαριστάται αυτή η άποψη. Προκειμένου το εμβαδό της επιφάνειας κάτω από την πραγματική καμπύλη να είναι ίσο με το αντίστοιχο της ιδεατής πρέπει η μέγιστη τάση να είναι μικρότερη στην ιδεατή καμπύλη.

Άλλοι παράμετροι που καθορίζουν την ορθογωνική κατανομή είναι το λ και το n . Αυτοί είναι συνάρτηση της αντοχής του σκυροδέματος αλλά έχουν συνεχείς τιμές μέχρι και το 0.8 και το 1.0 αντίστοιχα για $f_{ck} \leq 50MPa$.

2.4 Περίσφιγξη Σκυροδέματος

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ 2012, η περίσφιγξη του σκυροδέματος μπορεί να γίνει με τους παρακάτω τρόπους:

- **Περίσφιγξη μέσω συνδετήρων ή συνεχούς ελάσματος από χάλυβα**

Σε αυτή την περίπτωση τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος μπορούν να υπολογιστούν από τις παρακάτω σχέσεις:

$$f_{cd,c} = (1 + 2.5 \alpha \omega_{wd}) f_{cd}, \text{ για } \alpha \omega_{wd} \leq 0.10$$

$$f_{cd,c} = (1.125 + 1.25 \alpha \omega_{wd}) f_{cd}, \text{ για } \alpha \omega_{wd} \geq 0.10$$

$$\varepsilon_{e2,c} = 0.002 (f_{cd,c} / f_{cd})^2$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd}$$

όπου

$\alpha \omega_{wd}$ το ενεργό ποσοστό περίσφιγξης

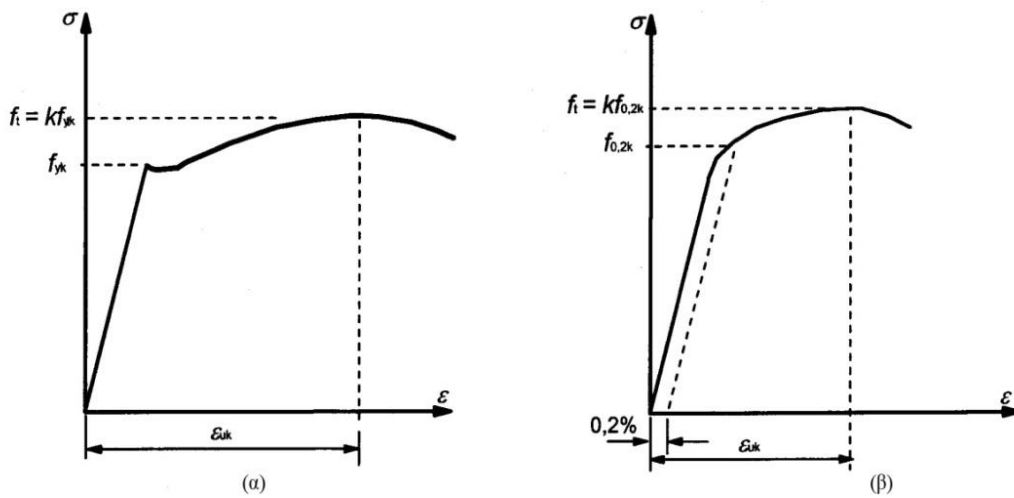
$\varepsilon_{e2,c}$ η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην $f_{cd,c}$

$\varepsilon_{cu,c}$ η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο $0.85f_{cd}$ μετρούμενη στον φθιτό κλάδο του διαγράμματος σ - ε του περισφιγμένου σκυροδέματος

- **Περίσφιγξη μέσω χαλύβδινου κλωβού**

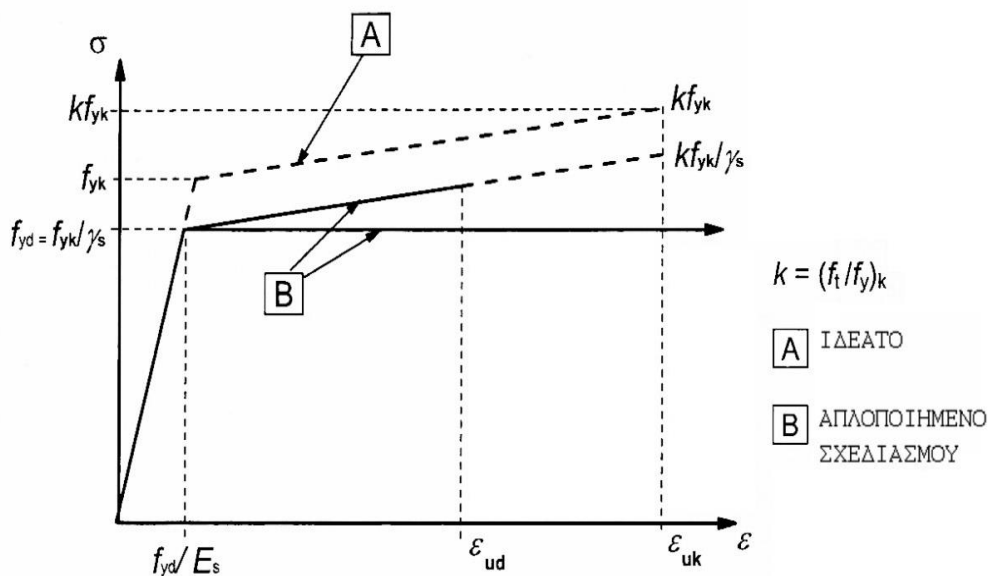
Οι κυριότερες τιμές αντοχής των χαλύβδινων ράβδων είναι οι χαρακτηριστικές τιμές της αντοχής διαρροής (f_{yk} ή $f_{0,2k}$) και της εφελκυστικής αντοχής f_{tk} , οι οποίες ορίζονται ως η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου διαρροής και η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου φορτίου αντίστοιχα, κατά την αξονική διεύθυνση και διαιρούμενα αμφότερα με την ονομαστική τιμή της διαμέτρου της ράβδου. Η κατηγορία του χάλυβα οπλισμού υποδηλώνει την χαρακτηριστική τάση διαρροής. Για χάλυβες των οποίων η χαρακτηριστική τιμή της διαρροής τους δεν είναι σαφώς προδιαγεγραμμένη, λαμβάνεται ως τέτοια το 0.2% της τιμής που προκύπτει από δοκιμές αντοχής ($f_{0,2k}$). Τυπικά και ιδεατά διαγράμματα τάσεων –

παραμορφώσεων δίνονται στην εικόνα 6. Ο Ευρωκώδικας 2 αναφέρεται σε χρήση οπλισμού με χαρακτηριστική τάση διαρροής των 400-600MPa.



Σχήμα 2.4.1 Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων για τυπικούς χάλυβες οπλισμού: (α) θερμά κατεργασμένους χάλυβες, (β) ψυχρά κατεργασμένους χάλυβες

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να γίνεται με βάση την ονομαστική διατομή των ράβδων οπλισμού και τις τιμές σχεδιασμού που προκύπτουν από τις παραπάνω χαρακτηριστικές τιμές. Στην εικόνα 7 φαίνεται το απλοποιημένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για τον χάλυβα οπλισμού.



Σχήμα 2.4.2 Ιδεατό διάγραμμα και απλοποιημένο διάγραμμα σχεδιασμού τάσης παραμόρφωσης για τον χαλύβδινο οπλισμό

Μπορούμε να επιλέξουμε μεταξύ δύο πιθανών διγραμμικών διαγραμμάτων: ενός με οριζόντιο τον άνω κλάδο και ενός με κεκλιμένο τον άνω κλάδο.

α) κεκλιμένος άνω κλάδος του διαγράμματος, με μέγιστη τιμή της παραμόρφωσης $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk} = 0.9 \times 7.5\% = 67.5\%$ και μέγιστη τιμή της έντασης kf_{yk}/γ_s για παραμόρφωση ίση με ε_{uk} , όπου $k = (f_t/f_y)_k$.

β) οριζόντιος άνω κλάδος χωρίς την ανάγκη ελέγχου της οριακής κατάστασης

Όταν χρησιμοποιούμε τον οριζόντιο άνω κλάδο υποθέτουμε ότι δεν υπάρχει περιορισμός στις ελαστικές παραμορφώσεις, αντίθετα τα χαρακτηριστικά του κεκλιμένου άνω κλάδου εξαρτώνται από την κατηγορία πλαστιμότητας του οπλισμού.

Για την εφαρμογή της τεχνικής ενίσχυσης με περίσφιξη απαιτούνται τα ακόλουθα υλικά:

- Συγκολλησίμος δομικός χάλυβας υπό μορφή ελασμάτων ή διατομών μορφοχάλυβα.
- Εποξειδικές κόλλες κατάλληλες για την πάκτωση μεταλλικών ράβδων στο σκυρόδεμα.
- Κονιάματα κατάλληλα για την εξομάλυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος, την πάκτωση ράβδων οπλισμού στο σκυρόδεμα και την πλήρωση κενών.
- Ενέματα.
- Πολυεστερικές πάστες.
- Ηλεκτρόδια.

3. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ

3.1 Ισχύοντες Κανονισμοί

Στην Ελλάδα, πριν το 1959 τα κτίρια κατασκευάζονταν χωρίς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, είχε αναπτυχθεί κάποια εμπειρική παράδοση αντισεισμικής τεχνολογίας. Είχαν εφαρμοστεί κάποια αντισεισμικά μέτρα τα οποία κωδικοποιήθηκαν και δημιουργήθηκε ο Κανονισμός 1959 (Β.Δ. 1959). Θεωρείται ανεπαρκής κανονισμός, συνεπώς η θέσπισή του δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό (ιδίως οι πολυώροφες)[Καματερή Δ. 2012].

Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 βασίζονταν στο μοντέλο του μονώροφου. Το μοντέλο αυτό αποτελεί την ακριβή και πρακτικά εφικτή λύση που έδωσε ο καθ. Α. Ρουσόπουλος για τα μονώροφα κτίρια. Στην εργασία του, ορίστηκε η έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών των κτιρίων και θεμελιώθηκαν και άλλοι κανόνες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό. Η όλη μεθοδολογία, υιοθετήθηκε από τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959. Ο έλεγχος λοιπόν, για σεισμικά φορτία, γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η συμβολή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, τα κτίρια αναλάμβαναν μόνο κατακόρυφα φορτία, γεγονός το οποίο επηρέασε το δομικό σύστημα [Κοσμόπουλος, 2005]. Τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν πολύ σπάνια ένα ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις, συνεπώς ήταν σχεδόν πλήρης η απουσία πλήρων πλαισίων. Οι θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων καθορίζονταν σύμφωνα με την αρχιτεκτονική διάταξη και έτσι οι στηρίξεις μεταξύ των δοκών ήταν έμμεσες. Πολλές φορές ακόμα και η όπλιση των πλακών γινόταν ως προς τη μία οριζόντια διεύθυνση και στηριζόταν σε δοκούς παράλληλες στη άλλη διεύθυνση. Αποτέλεσμα ήταν, το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο ως προς τη μία διεύθυνση, ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι[Τσελέντης Α, 1997].

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού έγινε με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984. Οι Διατάξεις αυτές, εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, την ανάλυση και τον έλεγχο σύμφωνα με το πολυώροφο μοντέλο. Σε συνδυασμό με την εισαγωγή προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, οι διατάξεις έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Ως αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων που κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι χαμηλότερη σε σχέση με εκείνη των παλαιότερων κτιρίων.

Το 1995 έγινε γενική ανασύνταξη και εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού, το οποίο επέφερε βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας των κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 (NEAK) εισάγει πλέον τη φασματική μέθοδο ως κύρια μέθοδος ανάλυσης και ανταποκρίνεται για πρώτη φορά στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο γνώσης. Με τη βελτίωση του NEAK, το 2000 προέκυψε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) που ισχύει μέχρι και σήμερα. Έχει τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευροκωδίκων και βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα [Παπασταματίου Δ, 1997].

Τέλος, το 2010, ολοκληρώθηκε η σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους αλλά και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010]. Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει ότι οι μετά το 1984 κατασκευές είχαν πολύ καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτές που κατασκευάστηκαν μεταξύ του 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες με τη σειρά τους συμπεριφέρθηκαν καλύτερα από τις προ του 1959.

3.2 Χαρακτηριστικά Υφιστάμενων Κτιρίων απο Οπλισμένο Σκυρόδεμα

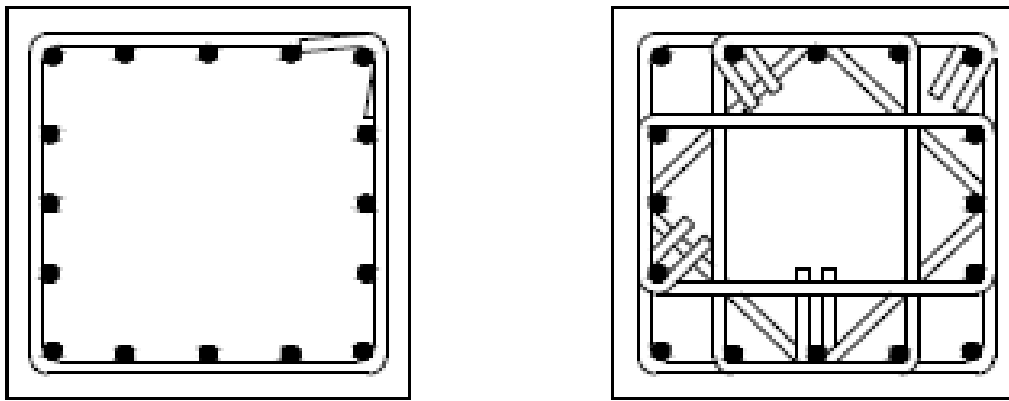
Τα κτίρια τα οποία κατασκευάστηκαν μεταξύ της δεκαετίας του 1960 και του 1980, όπως προαναφέρθηκε, έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με παλαιούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Παρουσιάζουν υψηλή σεισμική τρωτότητα, συνεπώς δεν μπορούν σε καμία περίπτωση να χαρακτηρισθούν ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Αυτό συμβαίνει διότι την εποχή εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός κλπ, ήταν άγνωστες στους μηχανικούς και επίσης η ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιούνταν ήταν συχνά χαμηλότερη. Τα περισσότερα από τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί για χαμηλότερο σεισμικό συντελεστή, με απλοποιημένα προσομοιώματα για την ανάλυση και χωρίς τις ειδικές πρόσφατες διατάξεις για ικανοτικό σχεδιασμό και όπλιση κρίσιμων περιοχών. Έτσι λοιπόν παρατηρείται ότι τα επιμέρους δομικά μέλη που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό των υφισταμένων δομημάτων παρουσιάζουν κάποια συγκεκριμένα χαρακτηριστικά.

Ένα από τα βασικά χαρακτηριστικά τους είναι ότι τα φέροντα στοιχεία τους είναι σχετικά μικρών διαστάσεων. Στα κτίρια της δεκαετίας του 1960, τα τοιχώματα απουσιάζουν, ενώ τα υποστυλώματα βρίσκονται σε πυκνή διάταξη όπως και οι τοιχοποιίες. Μερική ασυνέχεια σε αυτές παρατηρείται στο ισόγειο ή σε οποιονδήποτε όροφο, είτε εξ αρχής, είτε κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου λόγω αλλαγής χρήσης του. Το 1970, το πλήθος των ορόφων αυξάνεται, η διάταξη των υποστυλωμάτων είναι αραιότερη, ενώ η μερική ασυνέχεια της τοιχοποιίας στο ισόγειο παρουσιάζεται συχνότερα (πιο σπάνια). Ωστόσο, και τις δύο αυτές δεκαετίες χαρακτηριστικό είναι ότι δεν γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό. Ο ικανοτικός έλεγχος με επιτρεπόμενες τάσεις εφαρμόζεται στα κτίρια της δεκαετίας του 1980, μετά τα Πρόσθετα Άρθρα του 1984 [Ρεπαπής κ.α., 2006].

Ένα ακόμα χαρακτηριστικό είναι ότι την εποχή εκείνη τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητές τους. Συγκεκριμένα, παρατηρείται χαμηλή αντοχή χάλυβα και ευρεία χρήση λείου οπλισμού, όπως επίσης, χαμηλή αντοχή σκυροδέματος και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητάς του στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός το οποίο οφειλόταν στην απουσία ποιοτικών ελέγχων αλλά και στην επιτόπου παρασκευή και μεταφορά του.

Στα υφιστάμενα δομήματα, παρατηρούνται ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η έλλειψη του διαμήκους οφείλεται κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ενώ του εγκάρσιου στην απουσία ελέγχου περίσφιξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις.

Γενικά σε ότι είχε να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό (Φ6/20 ή ακόμα και Φ6/30) ήταν ανεπαρκείς οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης. Οι συνδετήρες ήταν ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή και ανοιχτοί σε γωνία 90°, γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές μάλιστα η αντοχή τους ήταν πρακτικά ανύπαρκτη, με αποτέλεσμα την πολύ μικρή αντοχή σε διάτμηση. Φτωχές ήταν οι αγκυρώσεις και στον διαμήκη οπλισμό. Με την απουσία περίσφιγξης μειώνεται τόσο η αντοχή όσο και η παραμορφωσιμότητα των μελών του δομήματος. Επίσης επιτυγχάνονται καταπονήσεις όπως διαγώνιος εφελκυσμός και αστοχίες όπως λυγισμός ράβδων, με αποτέλεσμα την πρόωρη ψαθυρή αστοχία των μελών.



Σχήμα 3.2.1 α) Σχεδιασμός πρό του 1984 – β) Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός[Αντωνόπουλος Θ ,2008]

Όσο αφορά τα υποστυλώματα στις κρίσιμες περιοχές που απαιτούνται αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας θα πρέπει να υπάρχει ικανοποιητικός οπλισμός περίσφιγξης. Στα πλεονεκτήματα οπλισμού περίσφιγξης τοποθετείται η προσθήκη ικανότητας πλαστικής στροφής, έτσι ώστε αυτή να είναι συμβιβαστή με τη στάθμη συνολικής απορρόφησης ενέργειας του δομήματος, όπως εκφράζεται από τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς που έχει προεπιλεγεί.[ΕΚΩΣ, Βεργίνη, κ.α, 2013]

3.3 Επίδραση Τοιχοπληρώσεων

Στην Ελλάδα, όπως και σε πολλές άλλες χώρες, οι τοίχοι πληρώσεως από οπτοπλινθοδομή αποτελούν το περίβλημα και τον τρόπο διαμερισμού των κτιρίων. Δεν θεωρούνται φέροντα στοιχεία των κατασκευών, αν και τις επηρεάζουν στην πλευρική δυσκαμψία, την αντοχή και

την πλαστιμότητα. Οι τοιχοπληρωμένοι φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος με χρήση άοπλης οπτοπλινθοδομής αποτελούν τον πιο κοινό τύπο κτιριακού φορέα.

Οι φορείς αυτοί που προαναφέρονται, σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Χτίζονται μετά τη σκυροδέτηση, σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Η έλλειψη όμως προδιαγραφών και ποιοτικού ελέγχου για τα υλικά και τις ιδιότητές τους, έχει ως αποτέλεσμα τη μεγάλη διασπορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά τους. Έτσι η συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων χαρακτηρίζεται από μεγάλη αβεβαιότητα και δεν μπορεί να εκτιμηθεί εύκολα και με ακρίβεια. Η αβεβαιότητα των χαρακτηριστικών τους και των χαρακτηριστικών της σύνδεσής τους με τα πλαίσια λόγω των αλληλεπιδράσεων στις επιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαisiού, δεν επιτρέπουν μια αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα και καθιστούν την προσομοίωση δύσκολη έως ανέφικτη. Γι' αυτό οι περισσότεροι σύγχρονοι Κανονισμοί αγνοούν τις τοιχοπληρώσεις ως στοιχείο ανάληψης της σεισμικής δράσης και τις λαμβάνουν υπ' όψιν μόνο ως κατακόρυφα φορτία και μάζες. Συγκεκριμένα σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.2000, η ψαθυρότητά τους σε συνδυασμό με την αβέβαιη συμπεριφορά τους υπό ισχυρή και κυκλικού χαρακτήρα σεισμική καταπόνηση, καθιστά αδύνατη τη συνεκτίμησή τους στην ανάληψη σεισμικών φορτίων. Επιβάλλεται όμως, η αντιμετώπιση ενδεχόμενων δυσμενών επιδράσεών τους στο φέροντα οργανισμό.

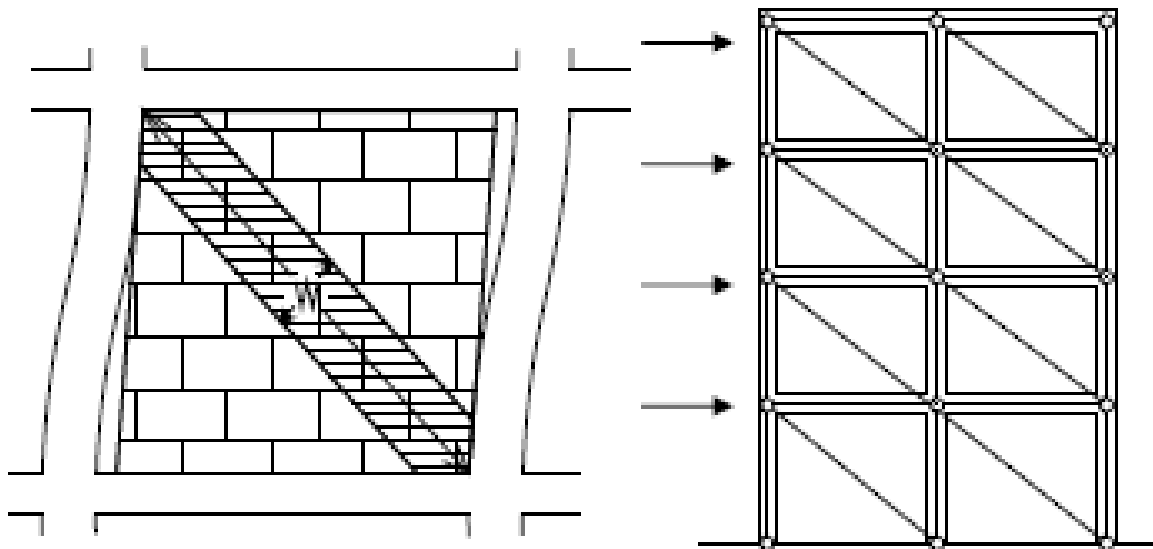
Σε υφιστάμενες κατασκευές όπου έχει γίνει χρήση παλαιότερων Κανονισμών η λειτουργία των τοιχοπληρώσεων ήταν ένα αδιερεύνητο φαινόμενο. Ως αποτέλεσμα, οι βλάβες παρουσίαζαν μεγάλο κόστος τόσο σε ανθρώπινο όσο και σε οικονομικό επίπεδο.

Για το λόγο αυτό, η αποσαφήνιση του ρόλου των τοίχων πλήρωσης στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών έχει αποτελέσει αντικείμενο αρκετών ερευνών.

Από τα αποτελέσματα αυτών έχει προκύψει ότι επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων ευμενώς ή δυσμενώς. Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει το αν οι τοιχοπληρώσεις επηρεάζουν θετικά ή αρνητικά τη συμπεριφορά μιας κατασκευής είναι η διάταξή τους σε κάτοψη, σε τομή αλλά και στα φατνώματα ωπλισμένου σκυροδέματος.

Όταν οι τοίχοι πλήρωσεως κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου ενός κτιρίου, χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος, βοηθούν το κτίριο στο να αντιστέκεται σε σεισμικά φορτία. Αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό για υφιστάμενα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερες αντιλήψεις διότι σημαίνει ότι αυξάνεται την αντοχή τους σε οριζόντια φορτία.

Εκτός όμως από την αντοχή, αυξάνονται και η συνολική πλευρική δυσκαμψία του φορέα αλλά και η απορροφώμενη ενέργεια με αποτέλεσμα να μειώνονται οι μετακινήσεις λόγω σεισμού και να αποφεύγεται η κατάρρευση υπό σεισμικά φορτία.



Σχήμα 3.3.1 Στατική λειτουργία της τοιχοπληρώσεως [Αντωνόπουλος, 2008]

Στην πραγματικότητα όμως, συνήθως η διάταξη των τοιχοπληρώσεων χαρακτηρίζεται από σημαντική ασυμμετρία για αρχιτεκτονικούς ή άλλους λόγους. Ελάχιστοι είναι οι συμμετρικοί πλαισιακοί φορείς με τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανομημένες σε κάτοψη και τομή. Το γεγονός αυτό επηρεάζει δυσμενώς το κτίριο κατά τη σεισμική διέγερση. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς την απόκριση ενός φορέα.

3.4 Ασύμμετρη Διάταξη σε Κάτοψη

Όταν η κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη είναι έντονα ανομοιόμορφη, δημιουργούνται ασυμμετρίες που οδηγούν σε πρόσθετα εντατικά μεγέθη λόγω στροφής γύρω από τον κατακόρυφο άξονα της κατασκευής κατά τη σεισμική δράση. Συγκεκριμένα, προκύπτει εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του ενεργού κέντρου δυσκαμψίας (δηλαδή αυτού που λαμβάνει υπ' όψιν και την ενεργό δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την στρέψη περί τον κατακόρυφο άξονα [Αντωνόπουλος, 2008].

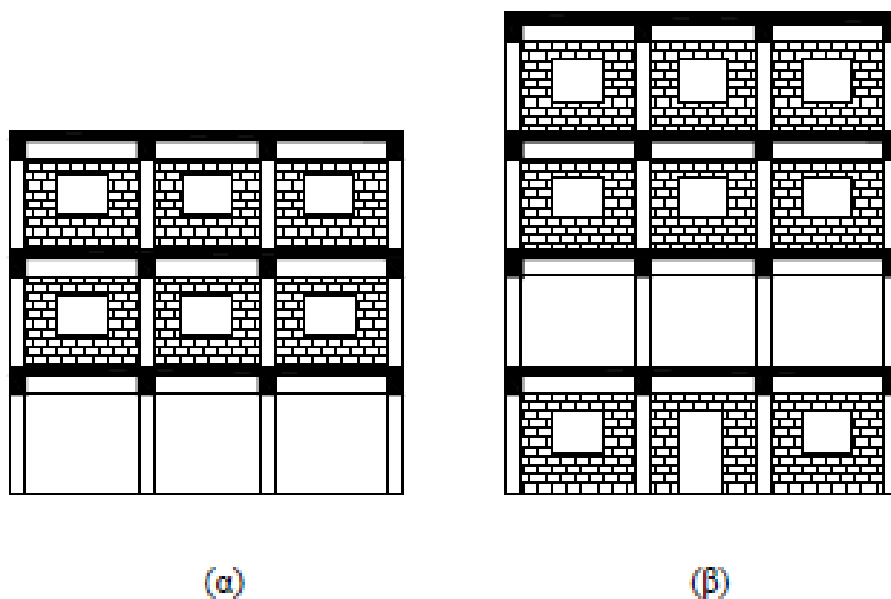
Οι μέχρι σήμερα έρευνες, αν και δεν έχουν τεκμηριώσει απόλυτα τη δυσμενή επίδραση αυτής της ανομοιομορφίας, δείχνουν ότι το πρόβλημα είναι ιδιαίτερα έντονο σε κτίρια που έχουν τοίχους πληρώσεως σε δύο συνεχόμενες πλευρές και καθόλου (ή με μεγάλα ανοίγματα)

τοιχοπληρώσεις στις δύο απέναντι. Στην περίπτωση αυτή επιβαρύνονται τα δομικά στοιχεία της πλευράς με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις λόγω στρέψης που προκαλεί η εκκεντρότητα. Έτσι, η πιο συνηθισμένη περίπτωση κινδύνου δυσμενών τοίχων πληρώσεως εμφανίζεται στις γωνιακές οικοδομές.

Οι συνολικές σεισμικές παραμορφώσεις και μετακινήσεις των στοιχείων της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις, δεν ξεπερνούν αυτές που θα αναπτύσσονταν σε ένα ίδιο δομικό σύστημα χωρίς καθόλου τοίχους πληρώσεως. Έτσι, ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος, αρκεί γενικά για την ασφάλειά του όταν οι τοιχοπληρώσεις είναι έκκεντρες και γίνεται σαν να μην υπήρχαν.

3.5 Ασύμμετρη διάταξη Τοιχοπληρώσεων καθ' Ύψος μεταξύ των Ορόφων

Ιδιαίτερα δυσμενής διάταξη είναι εκείνη κατά την οποία οι τοιχοπληρώσεις είναι ανομοιόμορφα κατανεμημένες καθ' ύψος. Μια τέτοιου είδους διάταξη, ή ενδιάμεσου τοιχοπληρωμένου ορόφου σε περίπτωση σεισμού οδηγεί σε ανάπτυξη μηχανισμού «μαλακού ορόφου». Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης σε έναν όροφο, συνεισφέρει σημαντικά στη διατμητική αντοχή του και εμποδίζει την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στο περιμετρικό πλαίσιο, με αποτέλεσμα όλες οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή να συγκεντρώνονται στον μη τοιχοπληρωμένο όροφο. Δηλαδή η καθ' ύψος ακανονικότητα δύναται να οδηγήσει σε απότομη μεταβολή από όροφο σε όροφο της διαφοράς μεταξύ απαιτούμενης και διατιθέμενης διατμητικής αντοχής.



Σχήμα 3.5.1 Δυσμενής διάταξη τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος [Καματερή Δ, 2012]

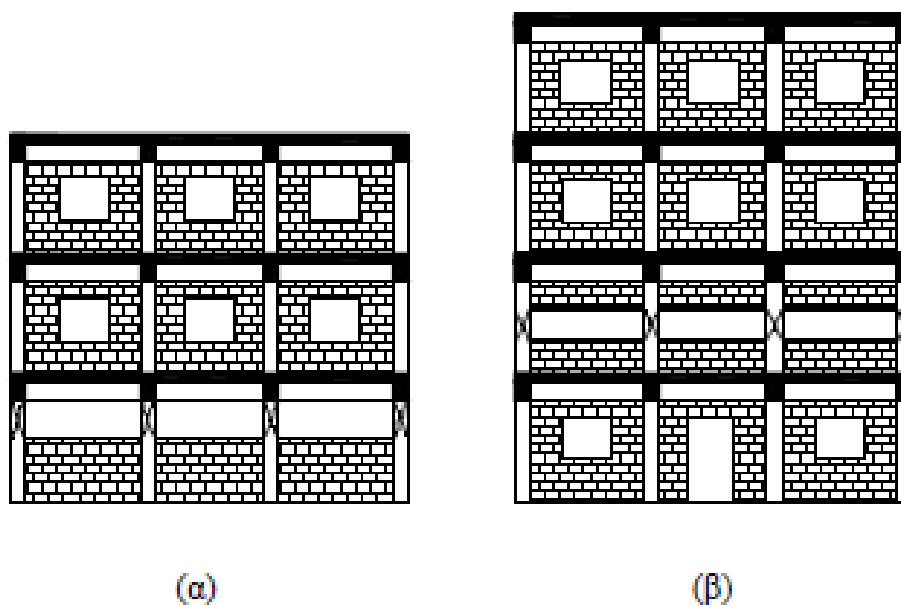
Από τις καταρρεύσεις σε σεισμούς έχει διαπιστωθεί ότι τα πλέον ευάλωτα δομικά συστήματα είναι οι κατασκευές και ιδιαίτερα οι πολυκατοικίες ωπλισμένου σκυροδέματος με πιλοτή. Αυτό συμβαίνει διότι σε μια τέτοιου είδους διάταξη, δημιουργείται μηχανισμός με πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και τη βάση όλων των υποστυλωμάτων του γυμνού ορόφου και συγκέντρωση εκεί όλων των μετακινήσεων της κατασκευής. Οι μετακινήσεις αυτές καθιστούν ανέκανα τα υποστυλώματα αυτά να φέρουν κατακόρυφα φορτία, με αποτέλεσμα τη μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής.

Όπως είναι γνωστό, τα βασικά χαρακτηριστικά των δομικών μελών υφισταμένων δομημάτων είναι η μειωμένη διατμητική αντοχή και η ανύπαρκτη πλαστιμότητα. Μπορεί λοιπόν κανείς να συμπεράνει ότι ένα υφιστάμενο κτίριο με πιλοτή, θα είχε ψαθυρές παρά πλάστιμες καμπτικές αστοχίες.

3.6 Ασύμμετρη Διατάξη Τοιχοπληρώσεων καθ' Ύψος εντός του Ορόφου

Μια επίσης δυσμενής διάταξη των τοίχων πληρώσεως είναι αυτή κατά την οποία διακόπτονται καθ' ύψος εντός του ορόφου, π.χ. στη στάθμη της ποδιάς των παραθύρων σε όλο το μήκος του φατνώματος οπλισμένου σκυροδέματος, ή και σε υψηλότερη στάθμη για λόγους φωτισμού. Η διάταξη αυτή είναι δυσμενής ακόμα και αν οι τοιχοπληρώσεις είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες στην περίμετρο της κατασκευής.

Αποτέλεσμα της διακοπής αυτής είναι η δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων. Τα κοντά υποστυλώματα είναι δύσκαμπτα στοιχεία που κατά τη σεισμική διέγερση της κατασκευής και ειδικά όταν βρίσκονται στον κατώτερο όροφο όπου αναπτύσσεται η μέγιστη σεισμική τέμνουσα, αστοχούν διατμητικά και αναπτύσσουν διαγώνιες ρωγμές.



Σχήμα 3.6.1 Διακοπή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός φατνώματος[Καματερή, 2012]

4. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

4.1 Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιόμορφης ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μόνο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα του σχεδιασμού $\Phi_a(T)$. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις :

- Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους
- Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες II και III.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες :

- Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δε γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.
- Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_t = K_{t+1} - K_t$ της σχετικής δυσκαμψίας K_t ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια δεν υπερβαίνει τις τιμές 0.35 K_t και 0.50 K_t , αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου
- Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_t = m_{t+1} - m_t$ της μάζας m_t ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές 0.35 m_t και 0.50 αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κτιρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτερος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο δεν υπάρχουν εκτεταμένα κενά, έχουμε ομαλή μεταβολή των μαζών από όροφο σε όροφο, τα πατώματα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, οπότε μπορούν να λειτουργήσουν διαφραγματικά και σύμφωνα με τα παραπάνω, είναι κανονικό και μπορεί να εφαρμοστεί η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος.

Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από τη σχέση :

$$V_o = M R_o(T)$$

Όπου :

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής

$R_o(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής.

Σε ορθογωνική κάτοψη, χρησιμοποιείται ο παρακάτω εμπειρικός τύπος για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0.09 * H / \sqrt{L} * \sqrt{H / H + \rho * L}$$

όπου :

- T : η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος της μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του σεισμού. Η εξέταση αυτή θα γίνεται και ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις:
- H : το ύψος του κτιρίου
- L : το μήκος του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού (χωρίς να ληφθούν υπόψη οι πρόβολοι)
- ρ : ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων (τοιχιών) ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης, προς τη συνολική επιφάνεια υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων μαζί.
- Η καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων επιτρέπεται να γίνεται (σύμφωνα με Ε.Α.Κ. 2000, για την ισοδύναμη Στατική Μέθοδο και για κανονικά κτίρια) σύμφωνα με τη σχέση :

$$F_I = (V_o - V_H) m_i * z_i / \sum m_i * z_i \quad (1), \text{ όπου } I = 1, 2, \dots, N$$

4.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ ύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.

Με την μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιόμορφες ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπεριόδοι και ιδιοσυχνότητες
- Ιδιομορφική απόκριση κατά την οποία με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης με καθορισμένο πρόσημο.
- Χωρίς επαλληλία κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης με ακαθόριστο πρόσημο.
- Χωρική επαλληλία κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο). Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι σχέσεις τάσεων εντατικών μεγεθών δεν είναι γραμμικές λόγω ρηγμάτωσης και μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών. Στην περίπτωση αυτή των τάσεων χρησιμοποιείται ο δυσμενής συνδυασμό των πιθανών ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών.

Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $R_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης Θ) ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $R_d(T)$.

Όσον αφορά τον αριθμό των σημαντικών ιδιομορφών αναφέρεται πως για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου

το άθροισμα των δρωςών ιδιομορφικών μαζών ΣΜ_i φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας Μ του συστήματος

Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής εδάφους η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο ή παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου ενώ σε κτίρια που θεμελιώνονται επι πασσάλων λαμβάνεται στην άνω επιφάνεια των πασσάλων. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Αν σε μερικές περιπτώσεις (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο T=0.03sec τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα M/Σm_i.

Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο T>0.20 sec λαμβάνονται υπόψη.

Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα που καταπονούνται με περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών :

$$S = \pm S_x \pm 0,03 * S_y$$

$$S = \pm 0,3 * S_x \pm S_y$$

Οι ιδιομορφικές τιμές A_i, B_i των διαφόρων μεγεθών έντασης ή μετακίνησης που προκύπτουν γραμμικά από την ιδιομορφή, διαθέτουν καθορισμένο πρόσημο, πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι πιθανές ακραίες τιμές των υπόψη μεγεθών exA, exB δεν έχουν καθορισμένο πρόσημο, δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα δεν είναι δυνατόν να ικανοποιούν συνθήκες ισορροπίας ή συμβιβαστού των παραμορφώσεων.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή διαιρείται σε στοιχειώδη τμήματα που συνδεόνται μέσω κόμβων. Οι κόμβοι επιτρέπουν τη μετατόπιση και τη στροφή κατά τρόπο που να προσομοιώνει την κίνηση της πραγματικής κατασκευής. Οι δυνατότητες κίνησης των κόμβων προσδιορίζουν το σύνολο των BE του φορέα, ενώ η μάζα του συστήματος συγκεντρώνεται

στα επιμέρους πεπερασμένα στοιχεία με τρόπο που είναι συμβατός με την όλη δυναμική ανάλυση.

Η δυναμική φασματική μέθοδος ανάλυσης είναι μια απλοποιημένη μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών η οποία βασίζεται στην αποφυγή του υπολογισμού των χρονοϊστοριών που απαιτούνται τόσο με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών, όσο και με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κινήσεως.

4.3 Ελαστική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες

Η γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, ή αλλιώς γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι μια ελαστική μέθοδος που προβλέπεται από τον ΕΑΚ ως επιπρόσθετη των βασικών μεθόδων ανάλυσης, της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου και της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου. Κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας εφαρμόζεται στο φορέα σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται με επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος για κάθε χρονική στιγμή. Η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται με επαναληπτικές βηματικές μεθόδους και έτσι ανά χρονικό διάστημα Δt υπολογίζονται οι αποκρίσεις του φορέα. Προκειμένου να εφαρμοστεί η μέθοδος πρέπει να γίνει προσεκτική επιλογή των σεισμών και των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν, διότι η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στις μεταβολές των βασικών παραμέτρων (σεισμική διέγερση-επιταχυνσιογράφημα, μάζα, δυσκαμψία και απόσβεση συστήματος). Ακόμη προκειμένου να γίνει ρεαλιστική σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με τη δυναμική φασματική μέθοδο, πρέπει τα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα να υποστούν μια πρότερη επεξεργασία (κλιμάκωση), ώστε τα προκύπτοντα από την ανάλυση χρονοϊστορίας εντατικά μεγέθη να μην ξεπερνούν τα αντίστοιχα της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου σε κάποιο εύλογο και αντιπροσωπευτικό χρονικό διάστημα που είναι εφικτό να μελετηθεί. Οι κανονισμοί συγκεκριμένα επιζητούν να συμπίπτουν όσο είναι δυνατόν τα μέγιστα επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα του επιταχυνσιογραφήματος στο διάστημα τιμών χρόνου $0.5T_{\theta\epsilon\mu} < T < T_{\theta\epsilon\mu}$, όπου $T_{\theta\epsilon\mu}$ η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου[ScadaPro-Structural Analysis Design, Βεργίνη κ.α ,2013].

4.4 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων. Η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο με χρήση χρονικών βημάτων. Οι υπολογιζόμενες δυνάμεις και μετακινήσεις συγκρίνονται απ' ευθείας με τα κριτήρια αποδοχής των Κανονισμών.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

Για την μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με την μέθοδο της χρονοϊστορίας, πρέπει να χρησιμοποιούνται το λιγότερο τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης.

Σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμος ο ελάχιστος απαιτούμενος αριθμός ζευγών κατάλληλων πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων, ο απαιτούμενος αριθμός μπορεί να συμπληρωθεί με κατάλληλα ημισυνθετικά (τροποποιημένα πραγματικά) ή και συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.

Η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων προς το φάσμα σχεδιασμού θα επιτευχθεί με κλιμάκωση του εύρους τους, ως εξής:

- Για κάθε σεισμό ο οποίος αποτελείται από ένα ζεύγος οριζοντίων χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης (επιταχυνσιογραφημάτων), υπολογίζεται το φάσμα ως τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) των φασμάτων κάθε συνιστώσας, με ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης 5%.
- Ως συνολικό φάσμα της ομάδας των σεισμών θα λαμβάνεται ο μέσος όρος των φασμάτων των επιμέρους σεισμών σύμφωνα με τα προηγούμενα.
- Το συνολικό φάσμα πρέπει να κλιμακωθεί, με την χρήση κατάλληλου συντελεστή κλίμακας, κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην είναι χαμηλότερο από 1.3 φορές το φάσμα σχεδιασμού - με απόσβεση 5%, στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.2T_{eff}$ και $1.5T_{eff}$. Για την περίπτωση όπου η T_{eff} δεν είναι ίδια στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, η χαμηλότερη τιμή θα χρησιμοποιηθεί για να τον καθορισμό του κατώτερου ορίου ($0.2T_{eff}$) και η υψηλότερη τιμή για το ανώτερο όριο ($1.5T_{eff}$) [EC8, 2004].
- Ο συντελεστής κλίμακας που προκύπτει από την προηγούμενη παράγραφο θα εφαρμόζεται σε κάθε μία από τις συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης.

Όταν το φάσμα που αντιστοιχεί στις συνιστώσες κάποιου από τα φυσικά επιταχυνσιογραφήματα εμφανίζει επιταχύνσεις των οποίων ο λόγος προς τις αντίστοιχες επιταχύνσεις του φάσματος σχεδιασμού παρουσιάζει έντονη μεταβολή στο διάστημα $0.2T_{eff}$ έως $1.5T_{eff}$, επιτρέπεται κατάλληλη τροποποίηση του φυσικού επιταχυνσιογραφήματος, έτσι ώστε το φάσμα των τροποποιημένων συνιστωσών να προσαρμόζεται καλύτερα προς το φάσμα σχεδιασμού.

Οι δύο συνιστώσες κάθε ζεύγους χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης πρέπει να εφαρμόζονται ταυτόχρονα.

Αν η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας γίνει με τριάδες συνιστωσών πραγματικών καταγραφών, η κλιμάκωση των ζευγών οριζοντίων καταγραφών γίνεται ανεξάρτητα από την κλιμάκωση των κατακόρυφων συνιστωσών. Η τελευταία θα γίνει έτσι ώστε ο μέσος όρος των αντίστοιχων φασμάτων να μην υπολείπεται περισσότερο από 10% από το κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού σε κανένα σημείο στην περιοχή περιόδων από $0.2T_v$ έως $1.5T_v$, όπου T_v είναι

περίοδος της πρώτης ιδιομορφής στην οποία δεσπόζουν οι κατακόρυφες μετακινήσεις[Bεργίνη Δ κ.α, 2013].

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι υπάρχουν συγκεκριμένες ομοιότητες μεταξύ της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) και της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history), καθώς και ουσιώδεις διαφορές αναφορικά με τη δυνατότητα εφαρμογής τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών και με την άμεση ή έμμεση σύγκριση των τιμών των μεγεθών απόκρισης που παρέχουν οι δύο μέθοδοι. Η σύγκριση των μεγεθών απόκρισης (μετακινήσεις, τάσεις-δυνάμεις, υστερητική ενέργεια), όπως αυτά μεταβάλλονται με το χρόνο για συγκεκριμένη σεισμική διέγερση, είναι ανέφικτη. Παρόλα αυτά μπορούν να γίνουν συγκεκριμένες συγκρίσεις μεταξύ παρεμφερών μεγεθών απόκρισης που προκύπτουν από την εφαρμογή της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) και της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover), όπως:

- Σύγκριση των τεμνουσών βάσης οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή μετακίνησης της οροφής του κτιρίου και το αντίστροφο.
- Σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης και το αντίστροφο.
- Σύγκριση του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν σχηματιστεί στο κτίριο για δεδομένη τέμνουσα βάσης και το αντίστροφο.

4.5 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)

Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης κατανομής καθ' ύψος τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μιας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά (Μακάριος, 2005).

Η μέθοδος Pushover τελεί υπό συνεχή αναθεώρηση, ενώ στους σύγχρονους κανονισμούς (FEMA 356, 2000), (Eurocode 8, 2002) επί του παρόντος χρησιμοποιείται η μέθοδος με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Coefficient Method).

Παράλληλα, σε ερευνητικό επίπεδο έχουν προταθεί και οι παρακάτω μέθοδοι με σκοπό τη βελτίωση της κλασικής Pushover:

- Προσαρμοστική μέθοδος Pushover βασισμένη σε φάσματα (Adaptive spectrabased procedure) (Gupta & Kunnath, 2000).
- Ιδιομορφική Ανάλυση Pushover (Modal Pushover Analysis) (Chopra & Goel, 2002), η οποία συνυπολογίζει τη συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών του ελαστικού φορέα.
- Φασματική Υπερωθητική Ανάλυση (Spectral Pushover Analysis) (Αναστασιάδης, 2001).
- Ενεργειακή Pushover, η οποία προτάθηκε ως βελτίωση της Modal Pushover.

Πολλά έχουν ειπωθεί για την ακρίβεια και τη χρησιμότητα της Pushover στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Όπως τονίζουν και οι Lawson, Vance & Krawinkler (2001), η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) δεν έχει θεωρητικό υπόβαθρο, οπότε στην καλύτερη περίπτωση παρέχει προσεγγιστικά αποτελέσματα. Αυτό που μπορεί να προσφέρει στο μελετητή είναι να παράσχει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων κρίσιμων δομικών στοιχείων της κατασκευής, να αποκαλύψει πιθανές αδυναμίες του φορέα, όπως οι ασυνέχειες στη δυσκαμψία και η υπερφόρτιση ψαθυρών στοιχείων, να ανιχνεύσει

περιοχές του φορέα οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολό του. Η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται. Μεγάλη κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής. Το «έργο» που ορίζεται από το εμβαδό της καμπύλης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής (καμπύλη Pushover) δεν έχει φυσική σημασία και ήδη έχει προταθεί η χρήση μιας ισοδύναμης μετακίνησης, εργικά ανταποκρινόμενης.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί (FEMA 356, EC8) επιτρέπουν τη χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Στην περίπτωση που η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, ο FEMA 356 επιβάλλει την παράλληλη χρήση της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Ο Ευρωκώδικας 8 δεν έχει ανάλογο περιορισμό στην εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου ανάλυσης. Οι δύο κανονισμοί απαιτούν τη χρήση δύο τουλάχιστον καθ' ύψος κατανομών της εγκάρσιας φόρτισης με στόχο να «περιβάλλουν» την πραγματική σεισμική απόκριση της κατασκευής. Συγκεκριμένα, ο FEMA 356 προβλέπει τη χρήση τουλάχιστον δύο κατανομών από δύο ομάδες: Στην πρώτη ομάδα περιλαμβάνεται μία κατανομή ανάλογη των υψών των ορόφων, μία κατανομή που ακολουθεί τη θεμελιώδη ιδιομορφή και μία κατανομή η οποία είναι ανάλογη των τεμνουσών των ορόφων, όπως αυτές προκύπτουν από επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη και ανώτερες ιδιομορφές. Η δεύτερη ομάδα περιλαμβάνει μία ομοιόμορφη κατανομή (ανάλογη προς τη μάζα των ορόφων) και μία προσαρμοζόμενη κατανομή. Ο EC8 περιλαμβάνει μία «ομοιόμορφη» και μία «ιδιομορφική» κατανομή.

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή και ως pushover,, τείνει τα τελευταία χρόνια να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος για την ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό τη σεισμική αποτίμηση τους. η μέθοδος αυτή είναι απλούστερη και πιο προσιτή από την ανάλυση με χρονοιστορίες (μη γραμμική δυναμική), χωρίς να υστερεί ως προς την ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται η συμπεριφορά της κατασκευής. (Μανούκας, 2009)

Η καθιέρωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εθνικό κανονιστικό κείμενο για την αποτίμηση την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, θέτει νέες παραμέτρους στην υλοποίηση της μεθόδου, οι οποίες βρίσκονται πιο κοντά στην πραγματικότητα από ότι οι απλουστευμένες παραδοχές που επιβάλλονταν για να χρησιμοποιηθούν οι κανονισμοί άλλων χωρών. (FEMA 356, FEMA 440, ATC-40)

Στόχος της είναι η εκτίμηση και ο υπολογισμός κυρίως των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά και των εντατικών μεγεθών που θα αναπτυχθούν σε μία κατασκευή υπό σεισμική δράση.

Το κτίριο υπόκειται υπόκειται σε μετακινήσεις στην κορυφή του και έτσι καταγράφεται η πραγματική αντίσταση του κτιρίου. Αυτή η μέθοδος ίσως να είναι πιο ορθολογιστική για τον σκοπό τον οποίο επιτελεί σε σχέση με μία ανελαστική ανάλυση όπου υποβάλλονται οι διάφοροι κόμβοι της κατασκευής σε κάποιες πλευρικές δυνάμεις. Αυτό γιατί στην πραγματικότητα ο σεισμός δεν προκαλεί στην κατασκευή κάποια πλευρική δύναμη όπως ο άνεμος αλλά μέσω της μετακίνησης του εδάφους εισάγεται στο δομικό σύστημα μία ενέργεια, την οποία θα την παραλάβουν τα πιο αδύναμα στοιχεία και για αυτό ενδέχεται πολλά από τα μέλη να μπου στην πλαστική τους περιοχή και να αστοχήσει πρώιμα η κατασκευή.

Η μεθοδολογία της προβλέπει την εφαρμογή οριζόντιας σεισμικής δύναμης στο προσομοίωμα και την κατανομή της (ομοιόμορφη, τριγωνική ή ιδιομορφική) στους κόμβους και τα μέλη ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Τα φορτία αρχίζουν να αυξάνουν σταδιακά μέχρι ο φορέας να μετατραπεί σε μηχανισμό και να καταρρεύσει. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας, κάθε φορά που κάποια διατομή διαρρέει (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης) το προσομοίωμα τροποποιείται κατάλληλα και συνεχίζεται η διαδικασία επαύξησης. Σε κάθε βήμα εξετάζεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση ενός χαρακτηριστικού σημείου του φορέα (κόμβος ελέγχου), συνήθως στην κορυφή του.

Το βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η δημιουργία της καμπύλης Δύναμης (τέμνουσας βάσης) – μετακίνησης ή αλλιώς καμπύλης αντίστασης της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή παρέχει μία αντιπροσωπευτική εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Στη συνέχεια η καμπύλη αυτή εξιδανικεύεται σε μία διγραμμική καμπύλη που αντιστοιχεί στο διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Ακολούθως

και με βάση το σεισμό σχεδιασμού, υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου η οποία προκύπτει από την ελαστική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους τροποποιητικούς συντελεστές. Τέλος, γίνεται έλεγχος των κριτηρίων επιτελεστικότητας μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ουσιαστικά όπως προβλέπεται στον κανονισμό επεμβάσεων γίνεται σύγκριση των διαθέσιμων αντοχών των στοιχείων του δομήματος με τις αντίστοιχες δράσεις, έτσι όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευμένη. Οι έλεγχοι γίνονται τόσο σε επίπεδο εντάσεων όσο και σε επίπεδο παραμορφώσεων ανάλογα με την διάκριση των δομικών στοιχείων (πλάστιμα και ψαθυρά). (Μανούκας, 2009)

Η ανελαστική στατική ανάλυση παρέχει επίσης πληροφορίες και πλήρη εποπτεία για τη σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη. Ο μελετητής έχει πλέον πλήρη εικόνα της σταδιακής παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα σε κάθε βήμα και μπορεί να εντοπίσει εύκολα και γρήγορα τα “αδύνατα” σημεία της κατασκευής.

Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως στην αποτίμηση και τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας υπαρχόντων κτιρίων σε σχέση με καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας δηλαδή με τον επιθυμητό και στοχευμένο τρόπο συμπεριφοράς του κτιρίου, με βάση τα όσα προβλέπει ο νέος κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Η μέθοδος μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί στον ανασχεδιασμό καθώς και σε νέα κτίρια προκειμένου να προσδιοριστεί από την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ο λόγος a_u/a_i ο οποίος απαιτείται, σύμφωνα με τον EC8, για τον υπολογισμό του συντελεστή q της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Παρόλα αυτά η αξιοπιστία της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης όσον αφορά τους μηχανισμούς είναι αμφισβητήσιμη καθώς πολλοί παράμετροι αγνοούνται. Μια από αυτές είναι η επιρροή της στρέψης στο κτίριο η οποία αγνοείται, καθώς η pushover είναι μια ανελαστική ανάλυση και ως εκ τούτου δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, ώστε να θεωρηθεί ταυτόχρονη σεισμική δράση και να είναι δυνατή η επαλληλία των αποτελεσμάτων. (Μανούκας, 2009)

Σε έναν πολλαπλά υπερστατικό φορέα (π.χ. σε έναν κτιριακό πολυώροφο φορέα) είναι γνωστή η ευεργετική και επιδιωκόμενη (με τους νέους κανονισμούς) δυνατότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω της μετελαστικής πλάστιμης παραμόρφωσης, μέσω δηλαδή της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Πρόκειται για τοπικές εκδηλώσεις «ελεγχόμενων» ζημιών, με διεύρυνση των καμπτικών ρωγμών, χωρίς πρόωρη συντριβή του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης των διατομών.

Με βάση τα παραπάνω, η κατάλληλη κατασκευαστική διαμόρφωση αυτών των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων κρίνεται αναγκαία σε έναν φορέα n βαθμού υπερστατικότητας, ώστε κατά την εκδήλωση του σεισμικού φορτίου να εξασφαλίζεται η αρμονική του συμπεριφορά και η σταδιακή του μετάπτωση σε έναν νέο φορέα ($n-1$) βαθμού υπερστατικότητας, μέχρι την μετάβασή του σε ισοστατικό φορέα και τελικά σε «μηχανισμό» κατάρρευσης.

Ίσως τον πιο σημαντικό ρόλο στην ελαστοπλαστική ανάλυση να παίζει το γεγονός του σωστού ορισμού της πλαστικής άρθρωσης. Αρχικώς υιοθετούνται διάφορα όρια (αναλόγως του δομικού μέλους είτε δοκός είτε υποστύλωμα) πέραν των οποίων η διατομή μπαίνει στην πλαστική περιοχή. Αυτές οι προδιαγραφές έχουν προσδιοριστεί από τον αμερικάνικο κανονισμό FEMA, βάσει του οποίου ορίζεται το διάγραμμα ροπής - στροφής μίας πλαστικής άρθρωσης το οποίο θα φανεί στο παρακάτω σχήμα. Παρατηρείται στην περίπτωση που τεθεί σε ένα μέλος πλαστική άρθρωση ροπής ότι ο κόμβος συμπεριφέρεται τελείως άκαμπτα μέχρι την ροπή διαρροής, όπου από εκεί και μετά φαίνεται δυνατή η ανάπτυξη υπολογίσιμης στροφής μέχρι την τελική κατάρρευση.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία έχει το γεγονός να οριστούν ξεχωριστά οι πλαστικές αρθρώσεις ανάλογα με το εάν το δομικό μέλος είναι δοκάρη ή κολώνα. Αν για παράδειγμα, ορίζαμε και τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων ως πλαστικές αρθρώσεις τότε η λύση δεν θα συνέκλινε με αποτέλεσμα όσο αυξάνει η μετατόπιση να αυξάνει και η τέμνουσα βάση.

Τέλος, η ανελαστική στατική ανάλυση δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί για μηδενικές αρχικές συνθήκες. Πρώτα, εκτελείται μία ανάλυση για τα εντατικά μεγέθη και τις μετατοπίσεις που προκύπτουν για τον συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$. Στην συνέχεια εκτελείται η ανελαστική ανάλυση με βάση επιβαλλόμενες μετακινήσεις στην κορυφή του κτιρίου. Με αυτό τον τρόπο, επιτυγχάνεται η αποτύπωση της πραγματικής συμπεριφοράς σε έναν σεισμό μεγάλης έντασης καθώς τα φορτία $G+0.3Q$ αναγκαστικά θα υπάρχουν στην πραγματική κατασκευή.

5. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ FESPA

Εισαγωγή

Το Fespa είναι ένα ολοκληρωμένο σύστημα λογισμικού, για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων. Βασίζεται στις αρχές του ελεύθερου σχεδιασμού, πλήρως εκμεταλλευόμενο τις δυνατότητες των Microsoft Windows, για τα οποία είναι γραμμένο. Ο χρήστης μπορεί να δημιουργήσει το προσομοίωμα της κατασκευής σας, να το ελέγξει γραφικά, να το αναλύσει, να το οπλίσει, να επιθεωρήσει τα αποτελέσματα, να δημιουργήσει τα τεύχη υπολογισμών και τα σχέδια μιας κατασκευής, και όλα αυτά μέσα στο ίδιο σύστημα και με όμοια λογική. Με ενεργή βάση δεδομένων στο κέντρο του, το Fespa ελέγχει και διαχειρίζεται όλες αυτές τις διαδικασίες.

5.1 Οντότητες

Το πρόγραμμα είναι βασισμένο στη λογική των «Οντοτήτων» (ή Αντικειμένων, Objects). Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες (όπως οι πλάκες, οι δοκοί, οι κόμβοι, τα σίδερα των πλακών, κ.λπ.). Κάθε μία από αυτές τις οντότητες έχει το δικό της σύνολο από «Παραμέτρους» (π.χ. το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού, η ποιότητα σκυροδέματος του υποστυλώματος, κ.λπ.) και «Εντολές» (π.χ. η προσθήκη πλάκας, η κίνηση υποστυλώματος, η διαγραφή δοκού, κ.λπ.).

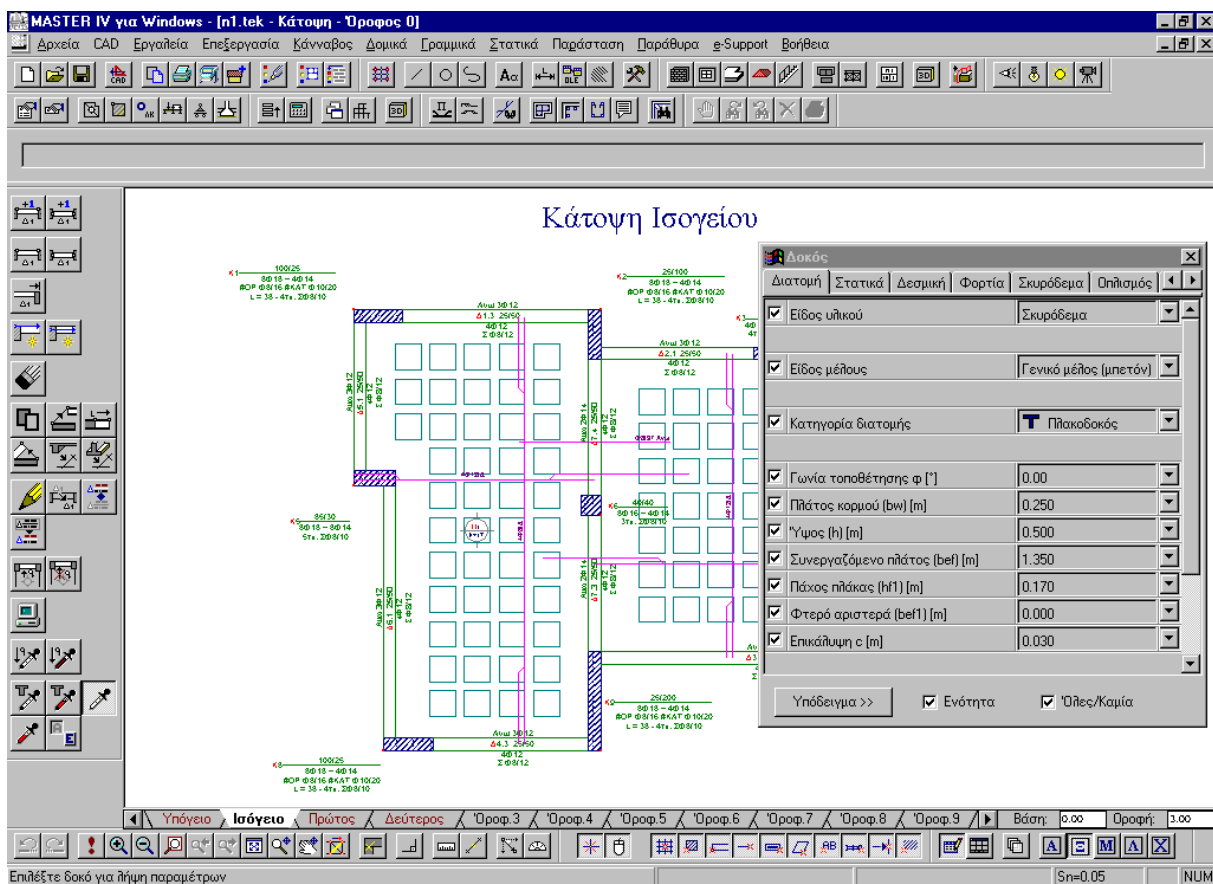
5.2 Εντολές

Οι εντολές είναι οι λειτουργίες που μπορεί να εκτελέσει το πρόγραμμα για τη συγκεκριμένη οντότητα. Για παράδειγμα, αν η επιλεγμένη οντότητα είναι η πλάκα, οι διαθέσιμες εντολές είναι η «Προσθήκη», η «Διαγραφή», η «Αλλαγή ονόματος», η «Κίνηση κορυφής», κ.λπ.

Όλες οι εντολές του Fespa λειτουργούν με τη σειρά Εντολή – Αντικείμενο, που σημαίνει ότι πρώτα δίνεται η εντολή και ακολούθως επιλέγεται το αντικείμενο πάνω στο οποίο θα εφαρμοστεί.

Κάποιες εντολές εκτελούνται άμεσα, και δεν απαιτούν περισσότερες πληροφορίες από το μελετητή. Παράδειγμα τέτοιας εντολής είναι η «Προσαρμογή δοκών», η οποία απαιτεί ένα και μόνο κλικ του mouse, πάνω στο σχετικό εικονίδιο.

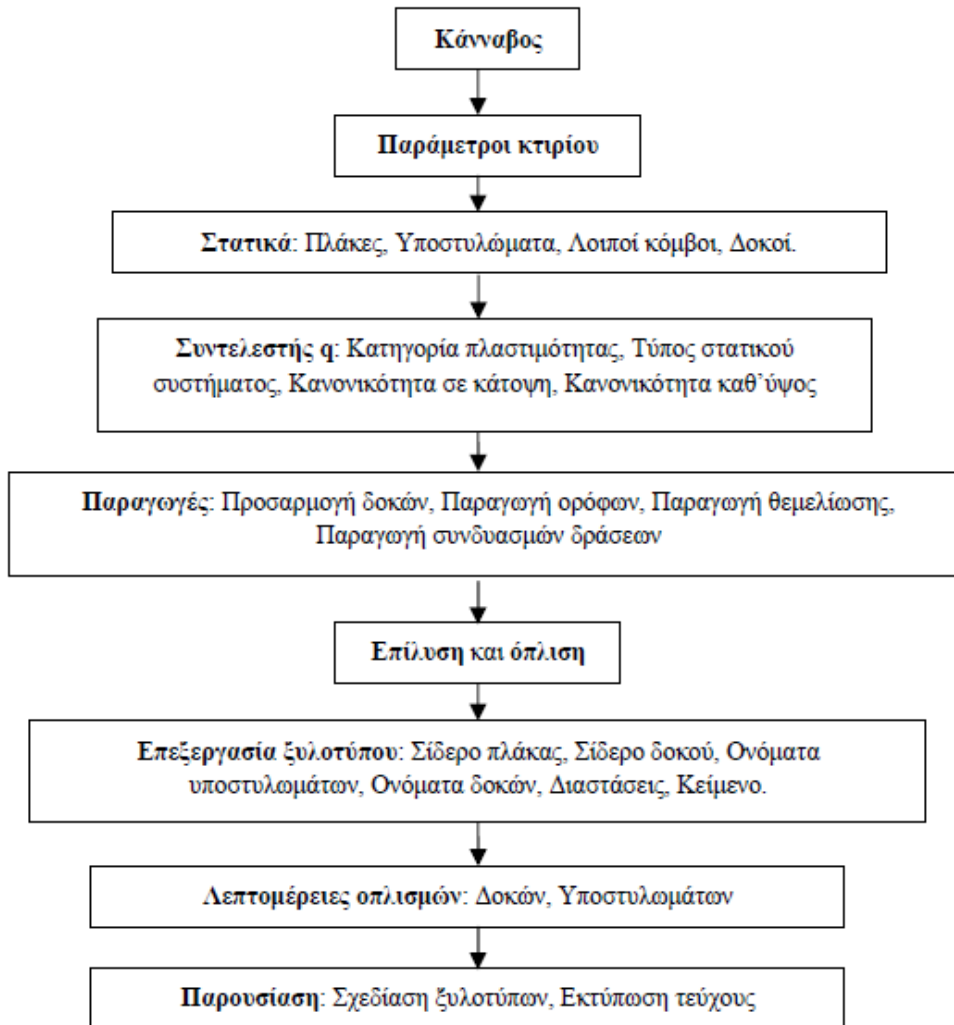
Οι περισσότερες όμως εντολές ολοκληρώνονται μετά από σειρά ενεργειών του μελετητή (χρήση του mouse ή των πλήκτρων). Παράδειγμα είναι η «Διαγραφή», η οποία μόλις ενεργοποιηθεί, ζητά από το μελετητή να δείξει με το mouse το προς διαγραφή στοιχείο (πλάκα, υποστύλωμα, κ.λπ.). Άλλες εντολές απαιτούν περισσότερες από μία κινήσεις για την ολοκλήρωσή τους, όπως π.χ. η «Προσθήκη δοκού».



Σχήμα 5.2.1 (Fespa) Η κεντρική οθόνη του προγράμματος, με ανοιχτά τα παράθυρα των εντολών και των παραμέτρων

5.3 Μεθοδολογία Ολοκλήρωσης Μελέτης

Όλη η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας δεδομένων, επίλυσης, όπλισης, αλλαγών και σχεδίασης γίνεται μέσα στο ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας του προγράμματος. Η πορεία εργασίας συνοψίζεται στην ακόλουθη φωτογραφία



Σχήμα 5.3..1 (Fespa) Συνοπτική περιγραφή πορείς εργασιών στο Fespa

Πιο αναλυτικά, στα επόμενα υποκεφάλαια παρουσιάζονται τα βήματα για την ολοκλήρωση μιας μελέτης

5.4 Παράμετροι

Οι παράμετροι είναι οι ιδιότητες που χαρακτηρίζουν κάθε οντότητα ή καθορίζουν την εμφάνισή της. Π.χ. για την πλάκα, μερικές παράμετροι είναι ο «Τύπος», το «Πάχος», το «Κινητό φορτίο», η «Ποιότητα beton», το «Χρώμα περιγράμματος», η «Πένα», κ.λπ. Με τις εντολές «Πάρε παραμέτρους» και «Δώσε παραμέτρους» ελέγχονται ή και τροποποιούνται οι παράμετροι κάθε οντότητας.

Επίσης, οι παράμετροι λειτουργούν κληρονομικά με την εξής σειρά: Κτίριο > Όροφοι > Μέλη. Αυτό σημαίνει ότι κάθε μεταβολή παραμέτρων της οντότητας «Κτίριο» μεταβιβάζεται σε όλα τα μέλη όλων των ορόφων. Αντίστοιχα, όταν τροποποιηθεί μια παράμετρος του τρέχοντος ορόφου, αυτή μεταβιβάζεται σε όλα τα μέλη του, όχι όμως στα μέλη άλλων ορόφων.

Όλες οι αρχικές τιμές των παραμέτρων περιέχονται στο αρχείο αρχικών τιμών. Είναι στην επιλογή του μελετητή να μεταβάλλει τις τιμές αυτές, έτσι ώστε να δημιουργήσει το δικό του σύνολο προεπιλεγμένων τιμών για κάθε νέα μελέτη που ξεκινά. (Εντολή «Αρχεία > Αρχικές τιμές»).

5.4.1 Δημιουργία Καννάβου

Ο κάνναβος είναι ένα πλέγμα γραμμών (περασιών) με διακριτά και ενεργά τα σημεία τομής τους, που καλούνται σημεία έλξης του. Διευκολύνει την ακριβή εισαγωγή δεδομένων, διότι οι κορυφές των πλακών, οι κορυφές των υποστυλωμάτων και οι λοιποί κόμβοι έλκονται, κατά την περιγραφή ή κίνησή τους, από τα σημεία έλξης[Fespa, 2008].

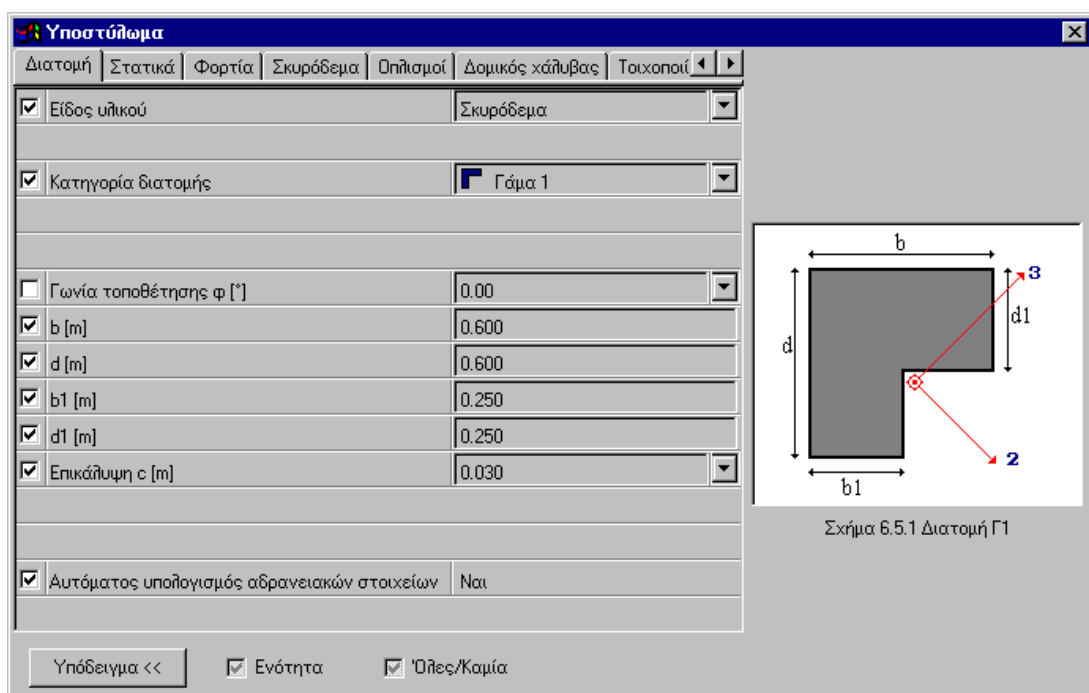


Σχήμα 5.4.1.1[Fespa, 2008] Τυπική εργαλειοθήκη

5.4.2 Γενικές Παράμετροι του Κτιρίου

Κτίριο. Εδώ δίνετε τα χαρακτηριστικά στοιχεία και τις ποιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή, τις παραμέτρους του φάσματος σχεδιασμού για την εφαρμογή του Αντισεισμικού Κανονισμού (ζώνη, σπουδαιότητα), καθώς και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (επιτρεπόμενη τάση, κλπ).

Όροφος. Μπορείτε να αλλάξετε τις τιμές που αφορούν συγκεκριμένο όροφο (αυτόν που είναι ο τρέχων στην οθόνη), χωρίς να επηρεάζονται οι αντίστοιχες τιμές άλλων ορόφων (π.χ. τη χρήση ορόφου, ή την ποιότητα σκυροδέματος)[Fespa, 2008].



Σχήμα 5.4.2.1[Fespa, 2008] Τυπικό παράθυρο παραμέτρων

5.4.3 Στατικά – Περιγραφή Προσομοιώματος Κτιρίου

Πλάκες. Ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να περιγράψει πλάκες τετραέρειστες, αμφιέρειστες, τριέρειστες, διέρειστες και προβόλους. Από την επιλογή «Πλάκα» - «Προσθήκη με επόμενο όνομα», δημιουργούνται οι πλάκες του κάθε ορόφου.

Ο χρήστης μπορεί, από τις ομάδες παραμέτρων «Διατομή» και «Φορτία», να τροποποιήσει για την κάθε πλάκα τα αντίστοιχα στοιχεία.

Υποστύλωμα. Χρησιμοποιώντας την επιλογή «Υποστύλωμα» - «Προσθήκη με επόμενο όνομα», τοποθετούνται τα υποστυλώματα του ορόφου. Από την ενότητα «Διατομές» των παραμέτρων του, προσδιορίζετε τη διατομή που θέλετε για κάθε υποστύλωμα.

Λοιποί κόμβοι. Οι λοιποί κόμβοι τοποθετούνται επιλέγοντας από την εργαλειοθήκη «Λοιπός κόμβος» - «Προσθήκη με επόμενο όνομα» στις επιθυμητές θέσεις, που συνήθως είναι σημεία καννάβου. Οι λοιποί κόμβοι χρειάζονται σε σημεία διασταύρωσης δοκών (χωρίς να υπάρχει υποστύλωμα στο σημείο της διασταύρωσης), σε σημεία αλλαγής φορτίων δοκού, σε σημεία εφαρμογής συγκεντρωμένων φορτίων, ή εκεί όπου θα τοποθετήσετε φυτευτά υποστυλώματα.

Αν στην κάτοψη υπάρχουν τοιχώματα, τότε ο χρήστης πρέπει να περάσει και από την επιλογή «Κόμβοι τοιχώματος», για να τοποθετήσει τους λοιπούς κόμβους στα άκρα των τοιχωμάτων.

Δοκοί. Με την επιλογή «Δοκός» - «Έξυπνη εισαγωγή», ο χρήστης μπορεί να περιγράψει τις δοκούς του ορόφου και, από την ενότητα «Διατομές» των παραμέτρων, να επιλέξει την κατάλληλη διατομή για κάθε δοκό.

Οι δοκοί διακρίνονται σε «σχεδιαστικές» (αυτές που θα τυπωθούν στο σχέδιο του ξυλοτύπου) και «στατικές» (αυτές του χωρικού προσομοιώματος). Παρεμβαίνοντας στα «Διαφανή», ή τις επιλογές «Μοντέλο» και «Ξυλότυπος», ο χρήστης μπορεί να εμφανίσει στην οθόνη τις μεν ή (και) τις δε.

Η διάκριση σε στατική και σχεδιαστική δοκό εξυπηρετεί αποκλειστικά και μόνο την απεικόνιση και σχεδίαση του φορέα. Για το πρόγραμμα δεν υπάρχουν δύο κατηγορίες δοκών. Φύλαξη αρχείου. Με αυτή την εντολή της κεντρικής εργαλειοθήκης, σώζετε στο δίσκο το αρχείο της μελέτης. Αν είναι η πρώτη φορά που εκτελείται η εντολή, το πρόγραμμα ζητά το όνομα καθώς και τον κατάλογο μέσα στον οποίο θα σωθεί το αρχείο (π.χ. «Διώροφο.tek»).

5.4.4 Παραγωγές

Προσαρμογή δοκών. Η εντολή αυτή (του μενού «Παραγωγές») επιλέγεται αφού έχουν περιγραφεί οι πλάκες, αλλά και η συνδεσμολογία των δοκών, και σκοπό έχει να χρεώσει στην κάθε δοκό τις κατάλληλες πλάκες. Η χρέωση αυτή γίνεται αφενός μεν για να υπολογιστεί το συνεργαζόμενο πλάτος και να αποκτήσει κάθε δοκός τα σωστά φορτία από την επίλυση των πλακών, αφετέρου για τη σωστή σχεδίαση του περιγράμματος των πλακών.

Τέλος, ο χρήστης εκτελεί την εντολή «Προσαρμογή δοκών – υποστυλωμάτων», ώστε το πρόγραμμα αυτόματα να μεταβάλλει το μήκος όλων των σχεδιαστικών δοκών του ορόφου, έτσι ώστε αυτές να εφάπτονται με τα υποστυλώματα στα οποία συντρέχουν και να σχεδιάζονται σωστά στον ξυλότυπο. Επίσης υπολογίζει και επανασχεδιάζει στις σωστές θέσεις τα μήκη των άκαμπτων απολήξεων όλων των δοκών του ορόφου.

Παραγωγή ορόφων. Ο χρήστης με την επιλογή «Παραγωγές» - «Παραγωγή ορόφου», κάνει παραγωγή των ανώτερων ορόφων. Έπειτα μπορεί να περάσει σε κάθε όροφο (με κλικ στους αντίστοιχους σελιδοδείκτες) για να κάνει, αν χρειάζονται, τροποποιήσεις.

Μια πρώτη επίλυση. Επιλέγετε την «Επίλυση» - «Επίλυση κτιρίου», ώστε να υπολογιστούν τα φορτία των υποστυλωμάτων του χωρικού πλαισίου.

Παραγωγή θεμελίωσης. Από την κεντρική εργαλειογραμμή, ο χρήστης διαλέγει πάλι «Παραγωγές» και δίνει την εντολή «Παραγωγή πεδίων».

Πέδιλα. Ο χρήστης δίνει τις εκκεντρότητες, αν υπάρχουν, των πεδίων από τις παραμέτρους του «Πεδίου» της κεντρικής εργαλειογραμμής.

Συνδετήριες δοκοί. Διαμορφώνετε τις συνδετήριες δοκούς της θεμελίωσης από την εντολή «Δοκός» και την επιλογή «Διατομή» των παραμέτρων.

Διαστασιολόγηση πεδίων. Έχοντας κάνει μια πρώτη επίλυση, ο χρήστης ζητάει από την εντολή «Παραγωγές», τη «Διαστασιολόγηση πεδίων» βάσει των δεδομένων της επίλυσης.

Το πρόγραμμα έχει, από την επίλυση, πλήρως καθορισμένα τα στοιχεία που χρειάζεται προκειμένου να διαστασιολογήσει τα πέδιλα, έτσι ώστε να μη δημιουργείται υπέρβαση της επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους, αλλά και να προκαλούνται περίπου ίσες βυθίσεις σ' αυτά.

Χρήση των πινάκων. Με το πλήκτρο «Πίνακες» της κεντρικής εργαλειοθήκης, το πρόγραμμα μεταβαίνει στη λειτουργία της απεικόνισης των δεδομένων του χωρικού σε μορφή πινάκων.

Από εδώ μπορείτε να δείτε ομαδοποιημένες ανά όροφο όλες τις παραμέτρους των μελών του φορέα (πλακών, υποστυλωμάτων, κόμβων, δοκών, στηρίξεων, κλπ.) και να κάνετε έλεγχο ή και αλλαγές στις τιμές τους πριν την επίλυση / όπλιση.

5.4.5 Επίλυση / Όπλιση και Έλεγχος του Φορέα

Επίλυση. Από την «Επίλυση» ο χρήστης ζητάει πρώτα την «Επίλυση πλακών» και ακολούθως την «Επίλυση χωρικού», ή ζητάει απευθείας την «Επίλυση κτιρίου», η οποία θα κάνει πρώτα επίλυση πλακών και αμέσως μετά επίλυση χωρικού.

Γράφημα φορέα. Από την κεντρική εργαλειοθήκη διαλέγει το «Γράφημα φορέα (3DV)», οπότε το πρόγραμμα μεταβαίνει στη λειτουργία της τρισδιάστατης απεικόνισης του χωρικού προσομοιώματος. Αυτό γίνεται αφενός για να ελέγξει ο χρήστης, σε τρεις διαστάσεις, αν τα δεδομένα του χωρικού είναι σωστά, αφετέρου για να δει τον φορέα παραμορφωμένο από κάθε φόρτιση και να ελέγξει τη μορφή παραμόρφωσής του. Εδώ μπορεί να δει και τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών επιλεγμένων μελών ή και όλου του φορέα. Αναλυτικά για τη χρήση και τις δυνατότητες του 3DV.

«Γράφημα του φορέα σε τρεις διαστάσεις». Οπλισμοί. Από την κεντρική εργαλειοθήκη ο χρήστης επιλέγει «Επίλυση» - «Οπλισμός κτιρίου». Με την εντολή αυτή, γίνονται όλοι οι έλεγχοι στις διατομές των υποστυλωμάτων και δοκών, σύμφωνα με τον επιλεγμένο κανονισμό, τοποθετούνται τα τελικά σίδερα σε κάθε διατομή και εμφανίζονται στην οθόνη, στον ξυλότυπο της μελέτης.

5.4.6 Επεξεργασία Ξυλοτύπων

Τακτοποίηση οπλισμών. Με τις εντολές «Σίδερο πλάκας» και «Σίδερο δοκού», γίνεται να μετακινηθούν και να τροποποιηθούν τα σίδερα των οπλισμών που υπολόγισε και τοποθέτησε το Fespa. Επίσης χρήσιμες είναι οι εντολές «Κίνηση ονόματος» του υποστυλώματος και της δοκού. Με τις γραμμικές οντότητες (γραμμές, διαστάσεις, κείμενα) βελτιώνεται περαιτέρω η εμφάνιση του ξυλοτύπου.

Η τακτοποίηση ξυλοτύπου σε τυπικούς ορόφους διευκολύνεται πολύ από την εντολή «Παραγωγές > Τοποθέτηση ονομάτων και οπλισμών».

5.4.7 Λεπτομέρειες Οπλισμών

Το πλήκτρο αυτό της κεντρικής εργαλειογραμμής κάνει διαθέσιμες στο μελετητή δύο ακόμη εντολές:

Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων. Ανοίγει νέο παράθυρο στο οποίο περιέχονται σε τομή όλα τα υποστυλώματα των ορόφων με τους οπλισμούς (διαμήκεις και συνδετήρες) και τους δείκτες των διαμέτρων τους. Ο μελετητής έχει τη δυνατότητα επεξεργασίας των λεπτομερειών, αποθήκευσης του σχεδίου σε αρχείο με ξεχωριστό όνομα, και σχεδίασής τους.

Αναπτύγματα οπλισμού δοκών. Αφού ο μελετητής δείξει τη δοκό που επιθυμεί, το πρόγραμμα ανοίγει νέο παράθυρο στο οποίο εμφανίζεται διαμήκης τομή της με όλους τους οπλισμούς της σε ανάπτυγμα. Και εδώ ο μελετητής έχει δυνατότητα τροποποιήσεων των

οπλισμών, αποθήκευσης του σχεδίου σε αρχείο με ξεχωριστό όνομα, και σχεδίασής του[Fespa,2008].

5.4.8 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων

Σχεδίαση ξυλοτύπων. Αν ο χρήστης έχει συνδεδεμένο εκτυπωτή ή σχεδιογράφο (plotter) και εγκατεστημένο τον κατάλληλο οδηγό, επιλέγοντας την εντολή «Σχεδίαση», ανοίγει ένα νέο παράθυρο στο οποίο απεικονίζεται το περίγραμμα του χαρτιού. Μέσα σε αυτό τοποθετεί το σχέδιό (αφού επιλέξετε εκτυπωτή, χαρτί, κλίμακα και πένες) και δίνει την εντολή για σχεδίαση.».

Σχεδίαση λεπτομερειών. Όταν ο μελετητής μεταβεί σε παράθυρο απεικόνισης λεπτομερειών (υποστυλωμάτων ή αναπτυγμάτων δοκών), δίνοντας την εντολή «Φύλαξη» από το menu των «Αρχείων», φυλάσσεται στο δίσκο το αρχείο του σχεδίου που υπάρχει στη οθόνη. Το όνομα που το πρόγραμμα δίνει σε αυτό περιγράφει και το περιεχόμενό του (π.χ. «Διώροφο_Λεπτ_Υποστ.tek»). Το αρχείο αυτό μπορείτε να το καλέσετε από τη «Σχεδίαση», να το τοποθετήσετε σε χαρτί (μόνο του ή με τον ξυλότυπο) και τέλος να το σχεδιάσετε.

Εξαγωγή αρχείου τύπου DXF. Αν πρόκειται να τυπώσετε σε σχεδιογράφο εκτός γραφείου, ή αν θέλετε να δώσετε το σχέδιό σας σε κάποιον που διαθέτει άλλο σχεδιαστικό πρόγραμμα, υπάρχει η δυνατότητα εξαγωγής σε αρχείο τύπου AutoCAD (DXF).

Εκτύπωση τεύχους. Από το κεντρικό Menu διαλέγετε «Κτίριο» και «Τεύχος» για να ξεκινήσετε τη διαδικασία αυτόματης παραγωγής και εκτύπωσης του τεύχους των αποτελεσμάτων της τρέχουσας μελέτης στον Printer. Μέσα από τις επιλογές του προγράμματος αυτού, ο χρήστης επιλέγει ποια δεδομένα ή αποτελέσματα θα τυπωθούν και για ποιους ορόφους.

5.5 Εφαρμοζόμενοι Κανονισμοί

Κατά την σύνταξη της μελέτης του δομήματος, εφαρμόζονται οι παρακάτω κανονισμοί και διατάξεις.

Εθνικά Πρότυπα Ευρωκωδίκων

- ΕΛΟΤ EN 1990: 2002 Ευρωκώδικας: “Βάσεις Σχεδιασμού”
- ΕΛΟΤ EN 1991: 2002 Ευρωκώδικας 1: “Δράσεις”
- ΕΛΟΤ EN 1992 Ευρωκώδικας 2: “Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα”

ΕΛΟΤ EN 1992-1-1: 2005: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια,

ΕΛΟΤ EN 1992-1-2: 2005: Γενικοί Κανόνες: Δομοστατικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς.

■ ΕΛΟΤ EN 1993 Ευρωκώδικας 3: “Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα”

ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια

ΕΛΟΤ EN 1993-1-3: 2006: Γενικοί κανόνες Πρόσθετοι κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης.

ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005: Σχεδιασμός κόμβων

■ ΕΛΟΤ EN 1995 Ευρωκώδικας 5: “ Σχεδιασμός Ξύλινων Φορέων”

■ ΕΛΟΤ EN 1996 Ευρωκώδικας 6: “Σχεδιασμός Φορέων από Τοιχοποιία”

■ ΕΛΟΤ EN 1997 Ευρωκώδικας 7: “Γεωτεχνικός Σχεδιασμός”

ΕΛΟΤ EN 1997-1: 2005: Γενικοί κανόνες

■ ΕΛΟΤ EN 1998 Ευρωκώδικας 8: “Αντισεισμικός Σχεδιασμός”

ΕΛΟΤ EN 1998-1: 2005: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια

ΕΛΟΤ EN 1998-3: 2005: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων

ΕΛΟΤ EN 1998-5: 2005: Θεμελιώσεις, φορείς αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα

Παραρτήματα

Τα Παραρτήματα (κανονιστικά ή πληροφοριακά) των αναφερομένων κανονισμών λαμβάνονται υπόψη κατά την σύνταξη της μελέτης.

Εθνικά Προσαρτήματα

Με την επιλογή του Εθνικού Προσαρτήματος λαμβάνονται υπόψη οι Εθνικά Προσδιορισμένες Παράμετροι ή διαδικασίες.

ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κανονισμός επεμβάσεων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οποίος είναι εναρμονισμένος με τους Ευρωκώδικες και εφαρμόζεται σε συνδυασμό με αυτούς. ΦΕΚ 42/Β/20-01-2012.

Ελληνικοί κανονισμοί

■ Ελληνικός Κανονισμός για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, ΦΕΚ 1329β - 6 Νοεμβρίου 2000.

■ Η συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 447β, 5 Μαρτίου 2004.

■ Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184β – 20 Δεκεμβρίου 1999

- Διόρθωση λαθών στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ-2000), ΦΕΚ 423β - 12 Απριλίου 2001
- Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού", ΦΕΚ 781β - 18 Ιουνίου 2003
- Τροποποίηση διατάξεων του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ- 2000» λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας", ΦΕΚ 1154β - 12 Αυγούστου 2003
- Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων, Β.Δ. ΦΕΚ 325^α 31/12/1954.
- Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 97, ΦΕΚ 315/Β/17-4-97.[Fespa7,2008]

6.ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Εισαγωγή

Σ' αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται τα υπό εξέταση κτίρια. Τα υπό μελέτη κτίρια είναι πλαίσιακοί φορείς οπλισμένου σκυροδέματος με επαναλαμβανόμενα πλαίσια όπου συνδέονται με διαδοκίδες, δοκούς και υποστυλώματα. Τα κτίρια αυτά αρχικά θα διαστασιολογηθούν σύμφωνα με τους παλαιούς κανονισμούς, με την βοήθεια του λογισμικού Fespa, και στην συνέχεια θα πραγματοποιηθούν ανελαστικές στατικές αναλύσεις για την εκτίμηση του διατιθέμενου δείκτη συμπεριφοράς.

6.1 Υλικά Δόμησης

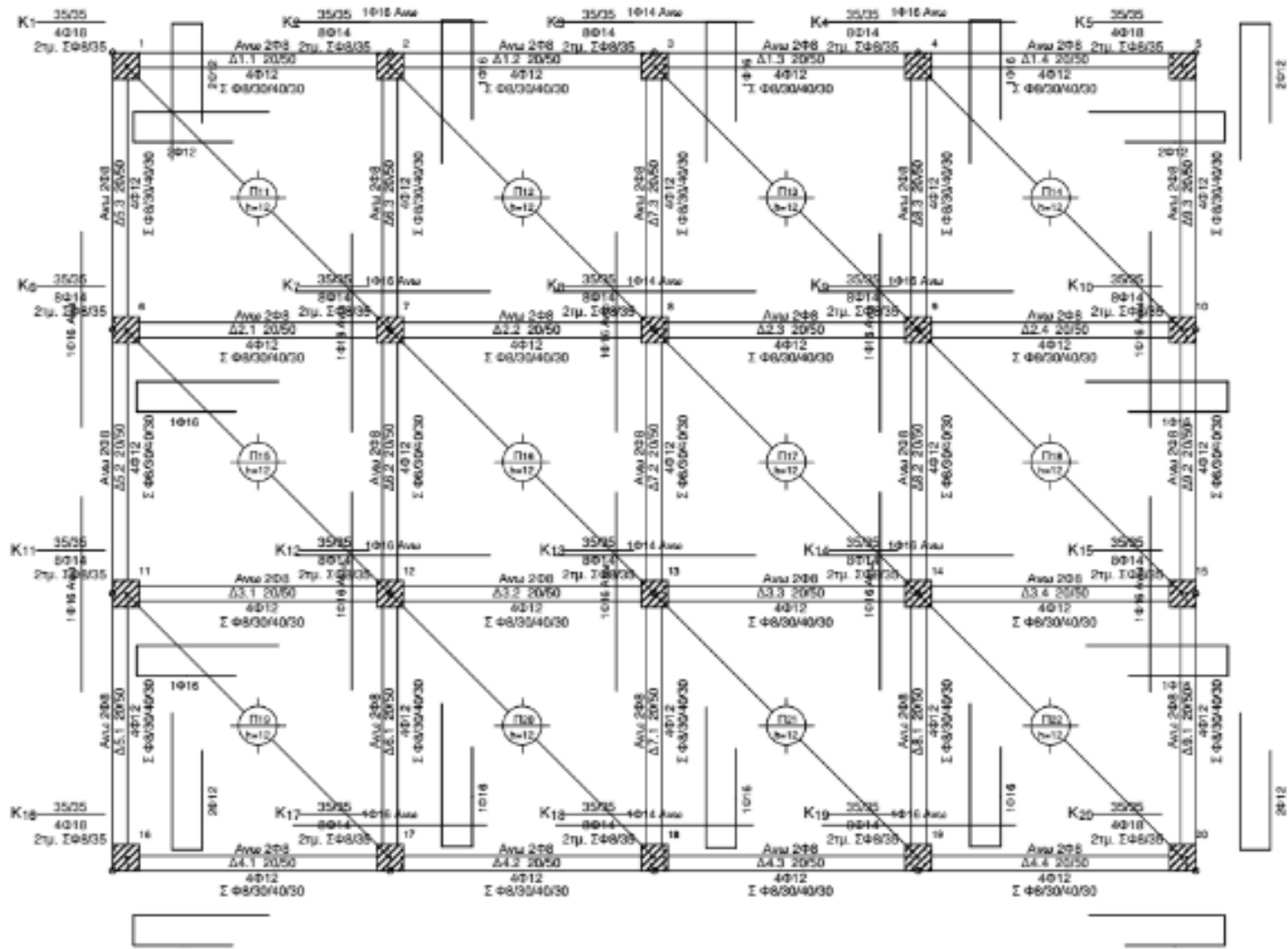
Τα δομικά στοιχεία της ανώδομης είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B 160 (αντιστοιχεί ανάμεσα στις κατηγορίες C8/10 και C12/15) και αντοχής 16 MPa. Η κατηγορία σκυροδέματος της θεμελίωσης είναι B 160 (αντιστοιχεί ανάμεσα στις κατηγορίες C8/10 και C12/15) και η αντοχή είναι 12 MPa. Οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά την διαστασιολόγηση ήταν 2Φ10 στις δοκούς κάτω και 2Φ8 πάνω, και στα υποστυλώματα 4Φ14. Μέγιστη απόσταση συνδετήρων 40 cm, και σπαστά σίδερα στις δοκούς (μισά+1).

Μια πλακοδοκός της τριώροφης κατασκευής με 4.5 m άνοιγμα δοκού είναι οπλισμένη στο άνω μέρος της με οπλισμό 3Φ16+2Φ8+2Φ12 ενώ στο κάτω μέρος της δοκού υπάρχει οπλισμός 3Φ16+2Φ12. Το ύψος της διατομής των δοκών είναι H=500mm ενώ το πλάτος b=200mm. Οι υπόλοιπες δοκοί είναι οπλισμένες στο άνω μέρος με οπλισμό 2Φ8 και στο κάτω μέρος με 4Φ12. Οι συνδετήρες τους είναι 2Φ8/20 οι οποίοι είναι ανεπαρκείς.

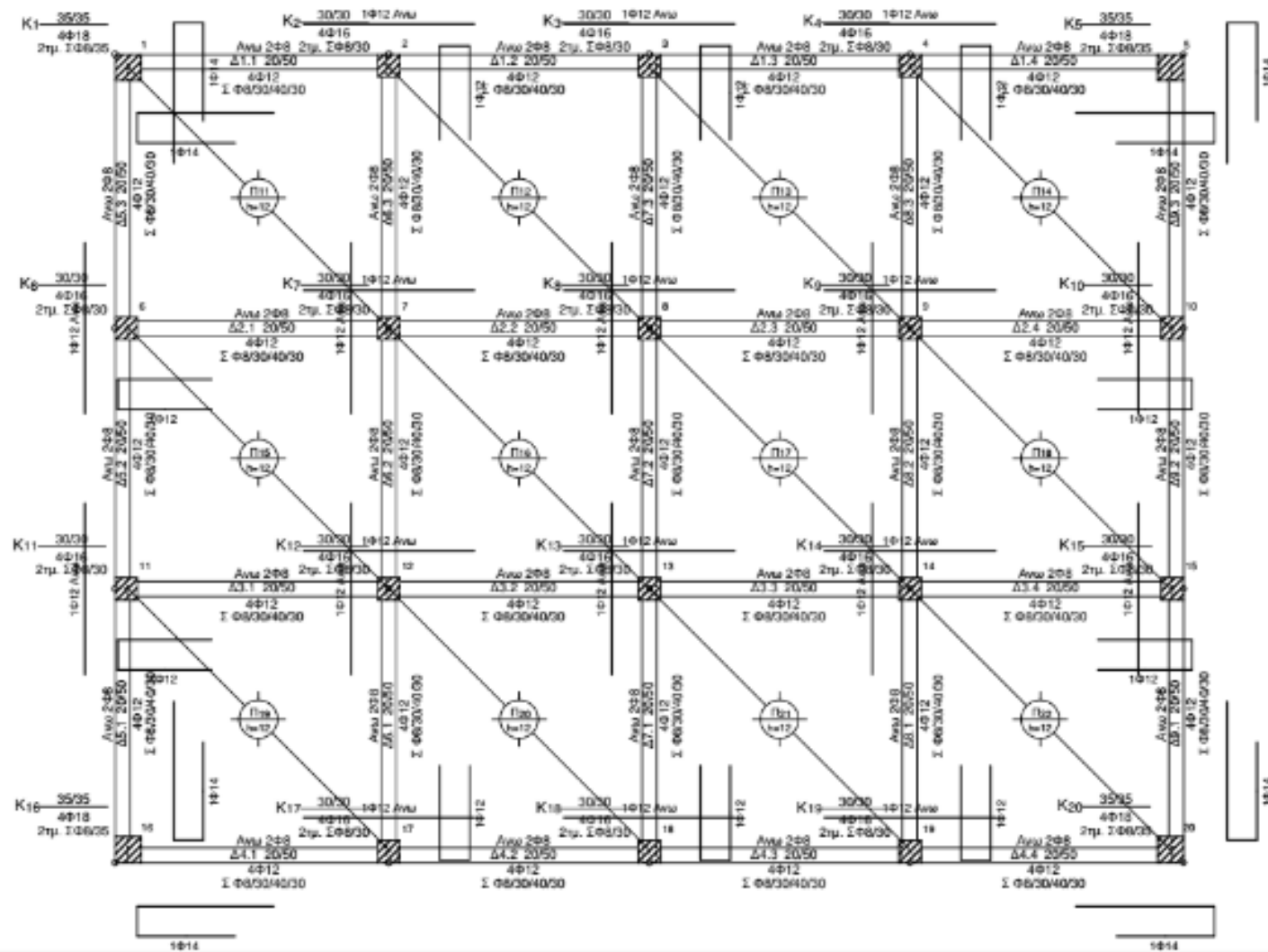
Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά και η διατομή τους έχει ύψος H=350mm και πλάτος b=350mm. Είναι οπλισμένα με 8Φ14. Οι συνδετήρες τους είναι Φ8/35 στα γωνιακά υποστυλώματα και Φ8/30 στα υπόλοιπα οι οποίοι είναι ανεπαρκείς.

6.2 Κατόψεις

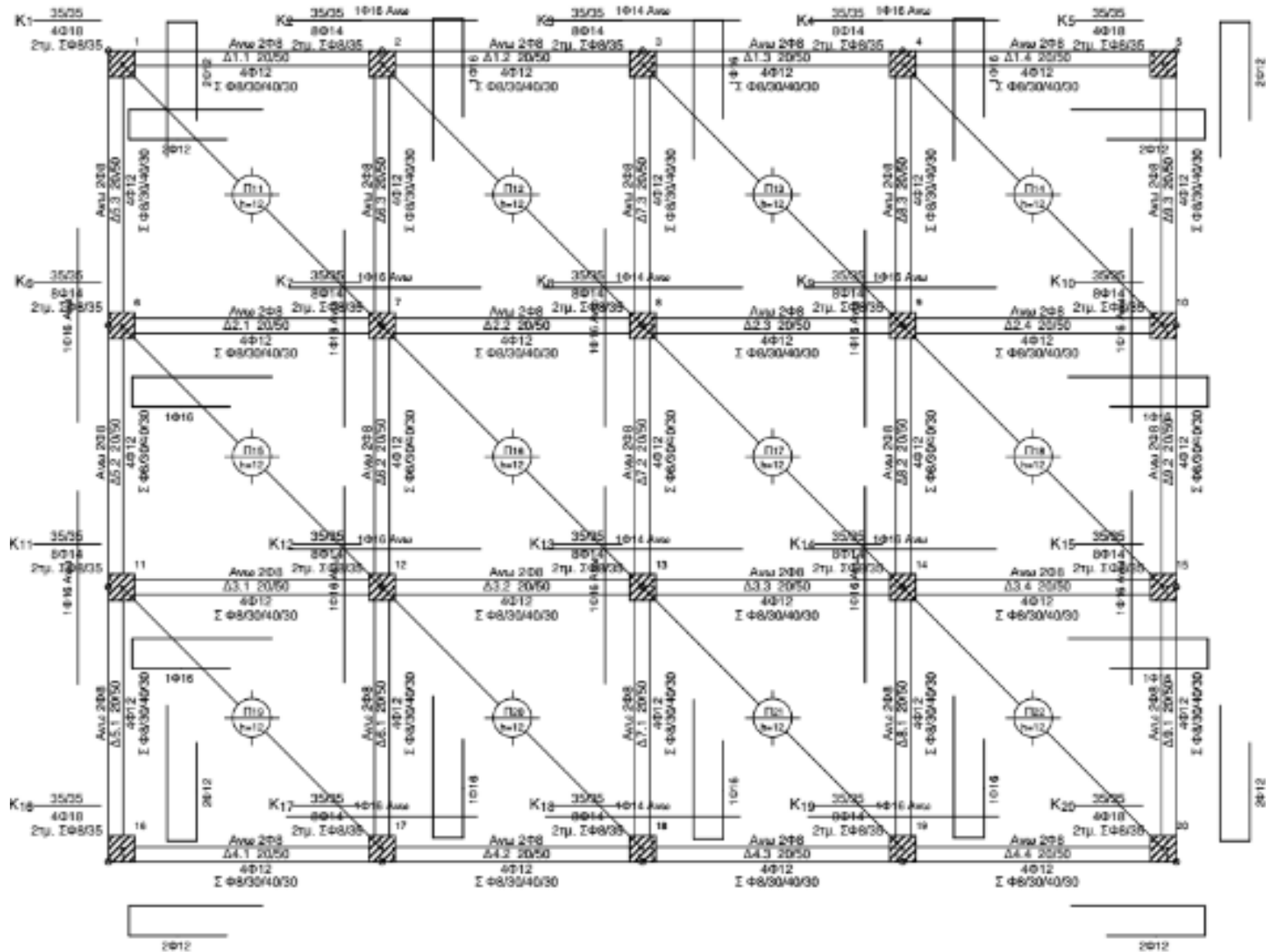
Οι κατασκευές οι οποίες εξετάζονται σχεδιάστηκαν με βάση τους παλιότερους κανονισμούς του 54' και του Αντισεισμικού 59'. Πρόκειται για ένα μονώροφο κτίριο το οποίο αποτελείται από τέσσερα (4) επαναλαμβανόμενα πλαίσια παράλληλα προς τη κατεύθυνση x και πέντε (5) παράλληλα προς την κατεύθυνση y, όπως παρουσιάζονται στις κατόψεις που παρατίθενται.



Σχήμα 6.2.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου της 3^ορης κατασκευής



Σχήμα 6.2.2 Κάτοψη τυπικού ορόφου της 5^οροφης κατασκευής



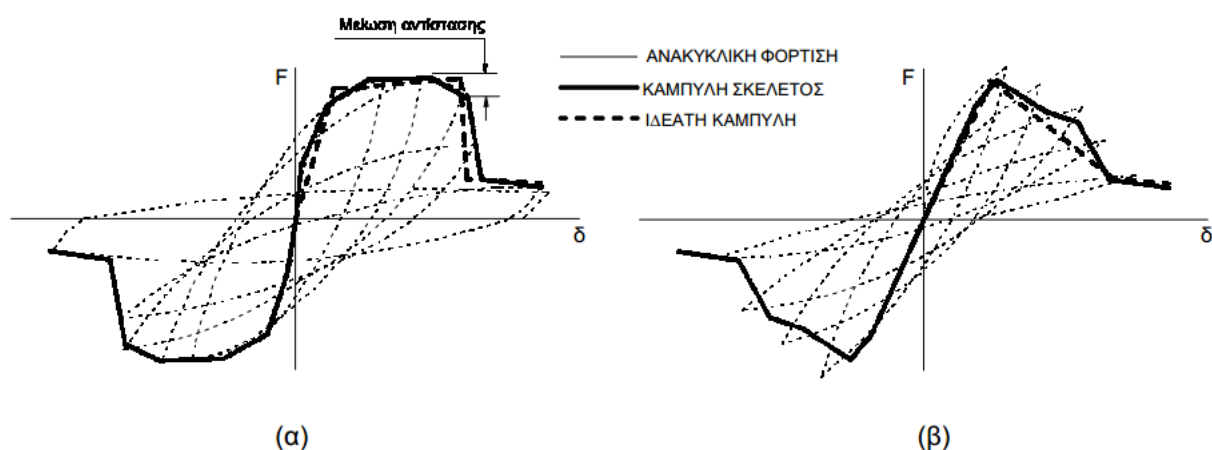
Σχήμα 6.2.3 Κάτοψη τυπικού ορόφου της 7^οροφης κατασκευής

7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ADRS

7.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο καταγράφονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης των διαγραμμάτων F- δ , όπως προέκυψαν από το λογισμικό FESPA βάσει των δεδομένων που εισήχθησαν. Η κατασκευή των διαγραμμάτων F- δ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση.

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F- δ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο επόμενο Σχήμα 7.1.1. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



Σχήμα 7.1.1 Καμπύλες F- δ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά [Ψυχάρης, 2007].

7.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

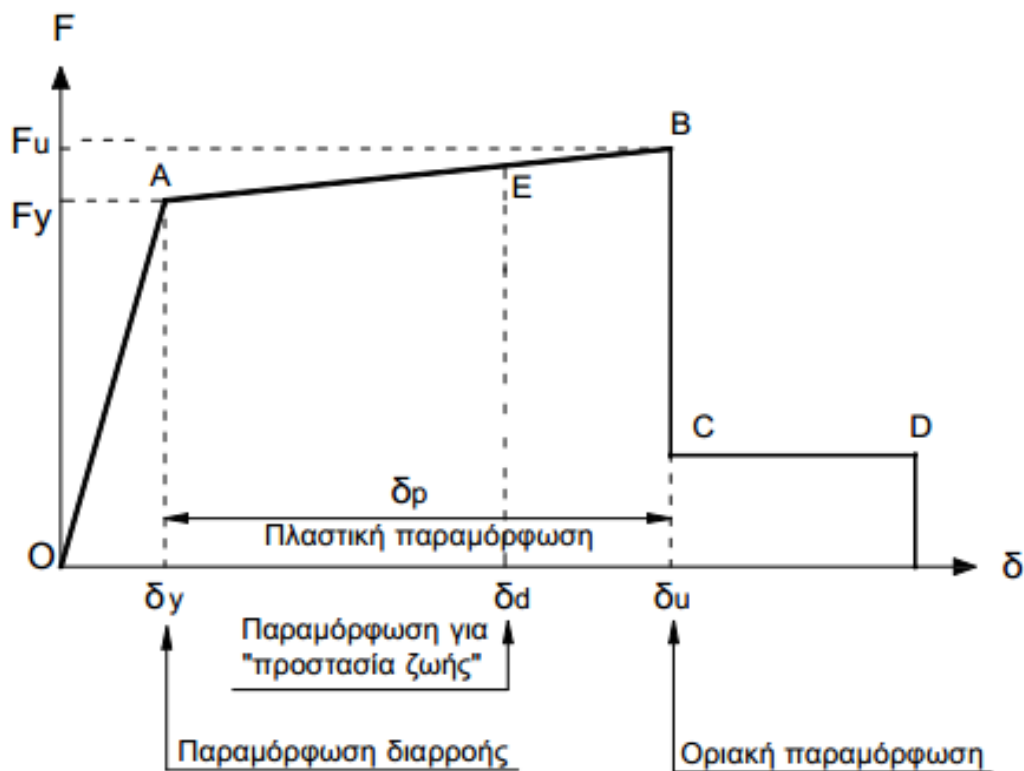
7.2.1 Τριώροφο Κτίριο

Ως δεδομένα κατασκευής για το κτίριο θεωρήθηκαν τα εξής στοιχεία

- Σκυρόδεμα B160
- Χάλυβας StI
- Συνδετήρες StI ,
- Κατηγορία Σεισμικής Ζώνης I: Ασθενώς Σεισμόπληκτες περιοχές,
- Τύπος εδάφους A,
- Σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0.04$.

Η κατασκευή φορτίστηκε ως εξής :

- Στις πλάκες με 1.5 kN/m^2 για επικάλυψη και 1.0 kN/m^2 για μόνιμα φορτία= 2.5 kN/m^2 και κινητά φορτία 2.0 kN/m^2 .
- Στα περιμετρικά δοκάρια με εξωτερική τοιχοποιία έχουμε φόρτιση 9.0 kN/m^2 .



Σχήμα 7.2.1 Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων[Ψυχάρης,2007]

Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δηλαδή η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στάθμες επιτελεστικότητας, E:

Στην καμπύλη F-δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο σχήμα, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

Από τα Σχήματα παρακάτω εμφανίζονται ο λόγος a_u/a_1 , ο κόμβος ελέγχου, η κατανομή και το Τρέχων Βήμα (Current Step). Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q μιας κατασκευής είναι σταθερός ή ανάλογος του a_u/a_1 σύμφωνα με την τάξη πλαστιμότητάς της. (EC8-, Κεφαλαίο 5.2.2.2). Ο λόγος αυτός απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών και είναι δυνατόν να προσδιοριστεί είτε προσεγγιστικά, ανάλογα το στατικό σύστημα του φορέα είτε υπολογιστικά με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover).

Η τιμή a_1 είναι η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζονται τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιος μέλος της κατασκευής σε καμπτική διαρροή (εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης) και η τιμή a_u η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζονται τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο μέχρι την αστάθεια του τελευταίου.

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με διαδοχική αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμοί της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων.

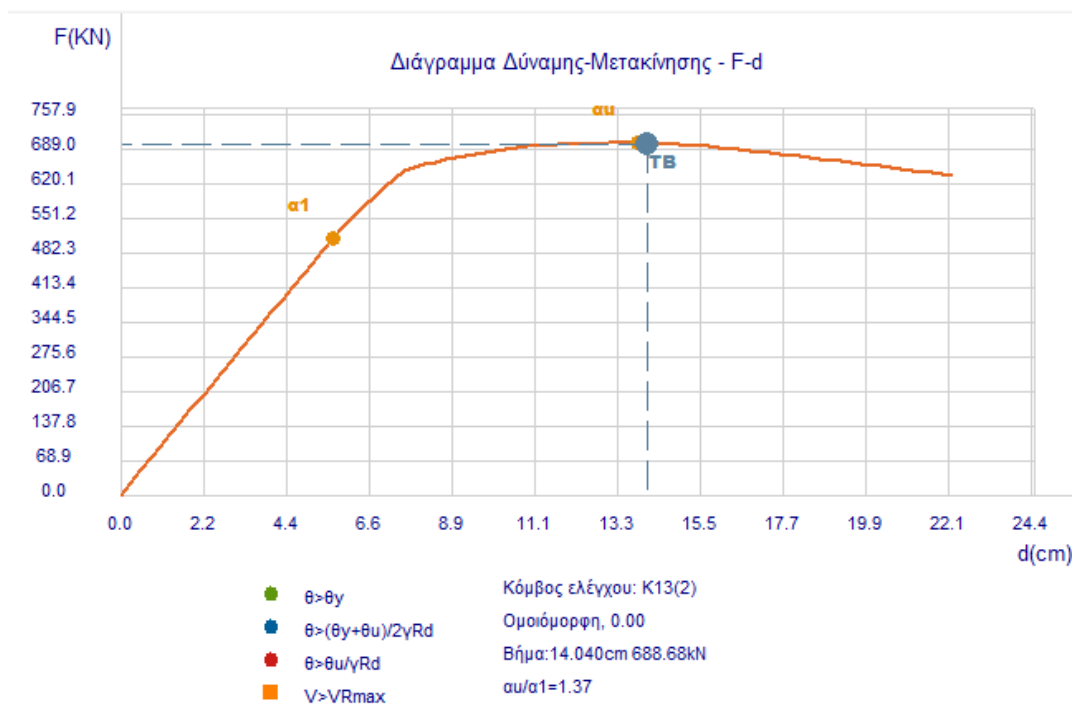
Πέρα αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η καμπύλη θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-1 Κεφάλαιο 4.3.3.4.2.3 (1),(2).

Τα παρακάτω κτίρια εξετάστηκαν με ομοιόμορφη κατανομή που βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις οι οποίες είναι ανάλογες με την μάζα ανεξάρτητα με τη στάθμη.

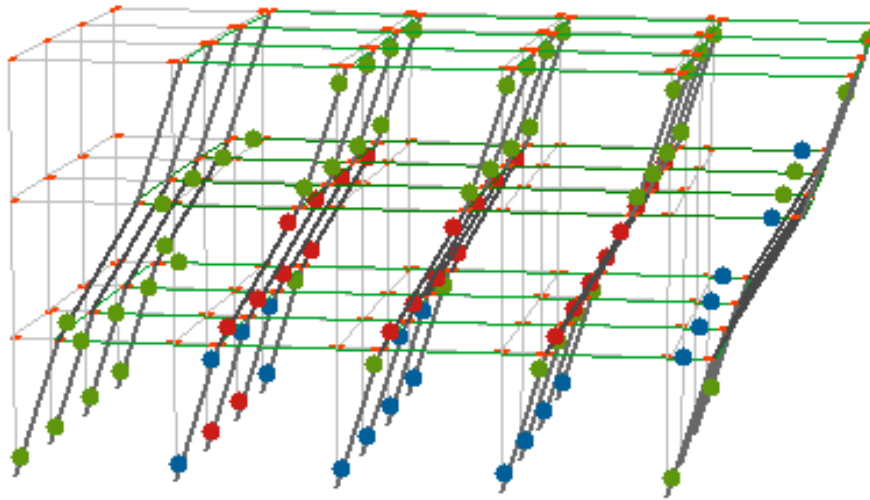
Το Τρέχον Βήμα δείχνει την κατασκευή βήμα προς βήμα πως παραμορφώνεται και μας δείχνει για κάθε στιγμή την μετακίνηση και την αντίστοιχη τέμνουσα δύναμη. (pushover,FESPA)

7.2.1.1 Άνοιγμα 3.5 m.

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το τριώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκών 3.5 m προκύπτει ως σημείο TB(Τρέχον Βήμα) για μετακίνηση $d = 14.040\text{cm}$ και δύναμη $F = 689.0\text{KN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.37.



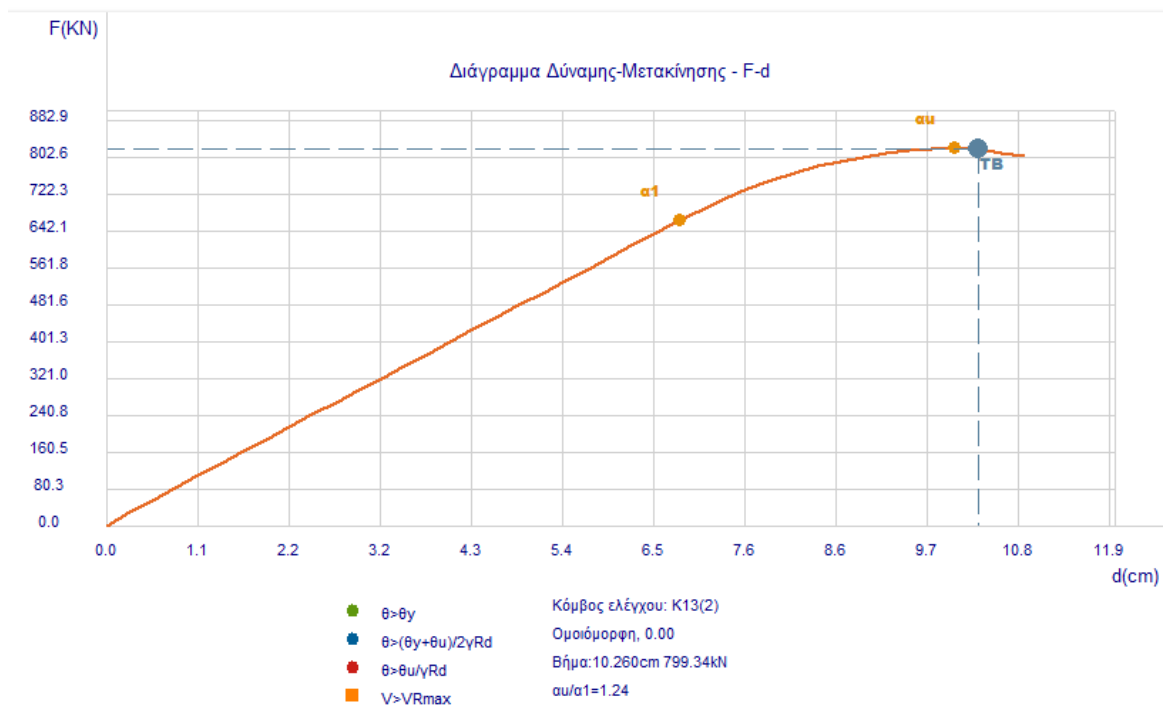
Σχήμα 7.2.1.1.1 (Διάγραμμα Δύναμης-Μετακίνησης)

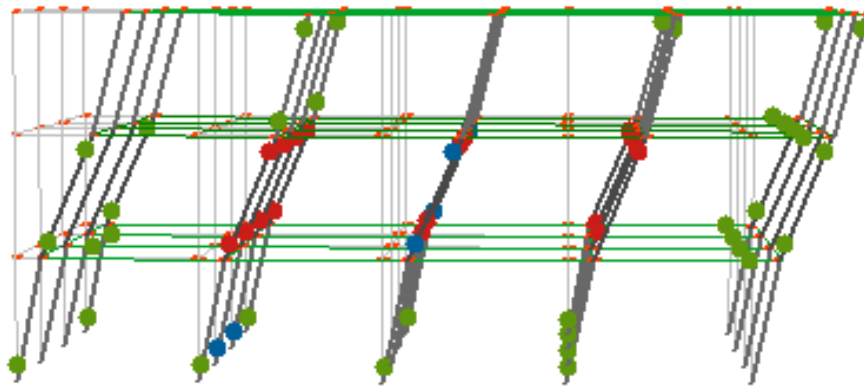


Σχήμα 7.2.1.1.2 Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.1.2 Άνοιγμα 4.5 m.

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το τριώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 4.5 m προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 10.260\text{cm}$ και δύναμη $F = 799.34\text{ kN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.24.

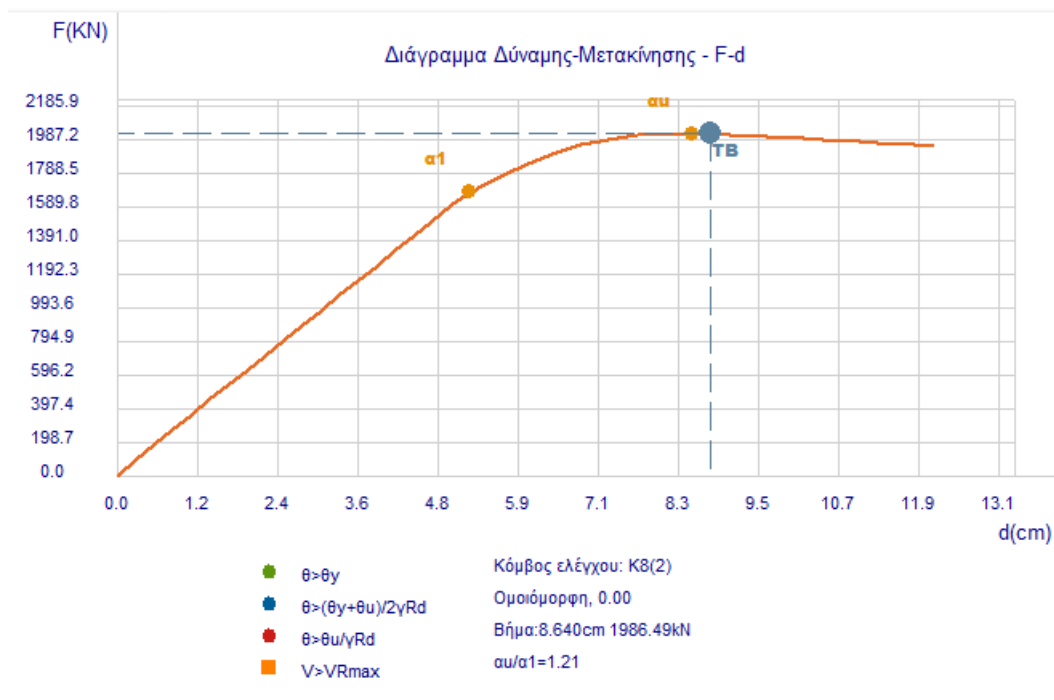


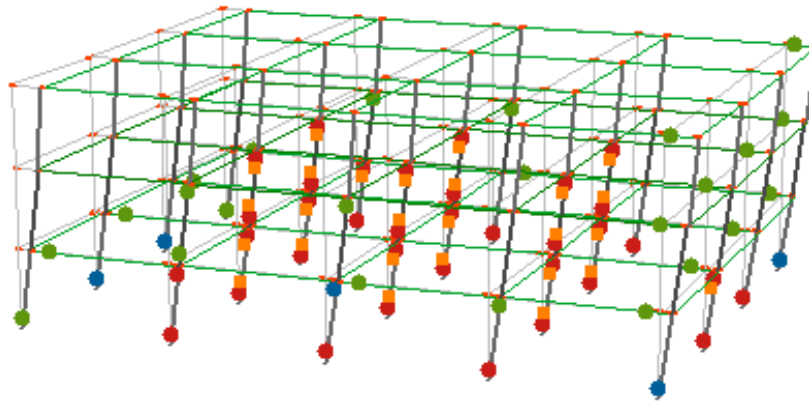


Σχήματα 7.2.1.2.(1) (2) Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.1.3 Άνοιγμα 6.0 m

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το τριώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκών 6.0 m προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 8.640\text{cm}$ και δύναμη $F = 1986.49\text{ kN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.21.





Σχήματα 7.2.1.3.(1) (2) Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.2. Πενταώροφο Κτίριο

Ως δεδομένα κατασκευής για το κτίριο θεωρήθηκαν τα εξής στοιχεία

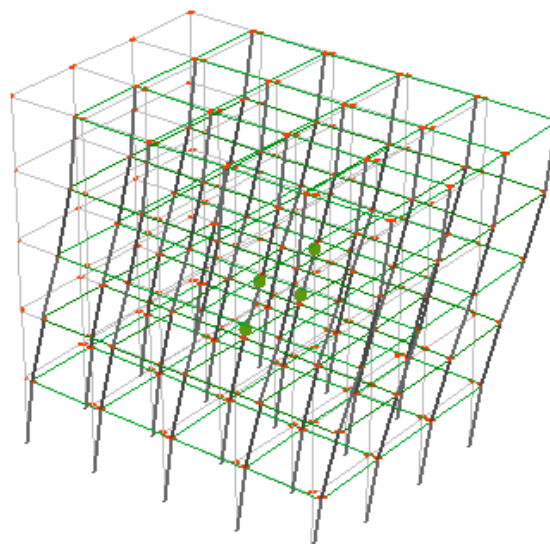
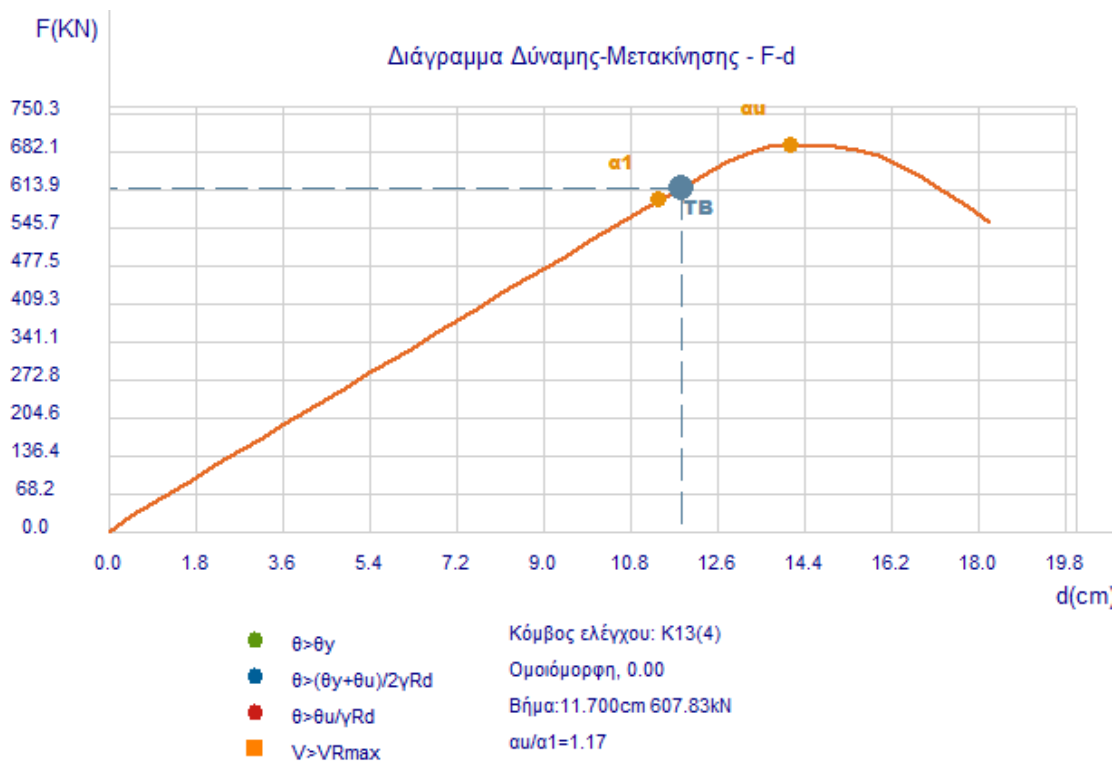
- Σκυρόδεμα B160
- Χάλυβας StI
- Συνδετήρες StI ,
- Κατηγορία Σεισμικής Ζώνης I: Ασθενώς Σεισμόπληκτες περιοχές,
- Τύπος εδάφους A,
- Σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0,04$.

Η κατασκευή φορτίστηκε ως εξής :

- Στις πλάκες με 1.5KN/m^2 για επικάλυψη και 1.0 kN/m^2 για μόνιμα φορτία= 2.5 kN/m^2 και κινητά φορτία 2.0 kN/m^2 .
- Στα περιμετρικά δοκάρια με εξωτερική τοιχοποιία έχουμε φόρτιση 9.0 kN/m^2 .

7.2.2.1 Άνοιγμα 3.5 m

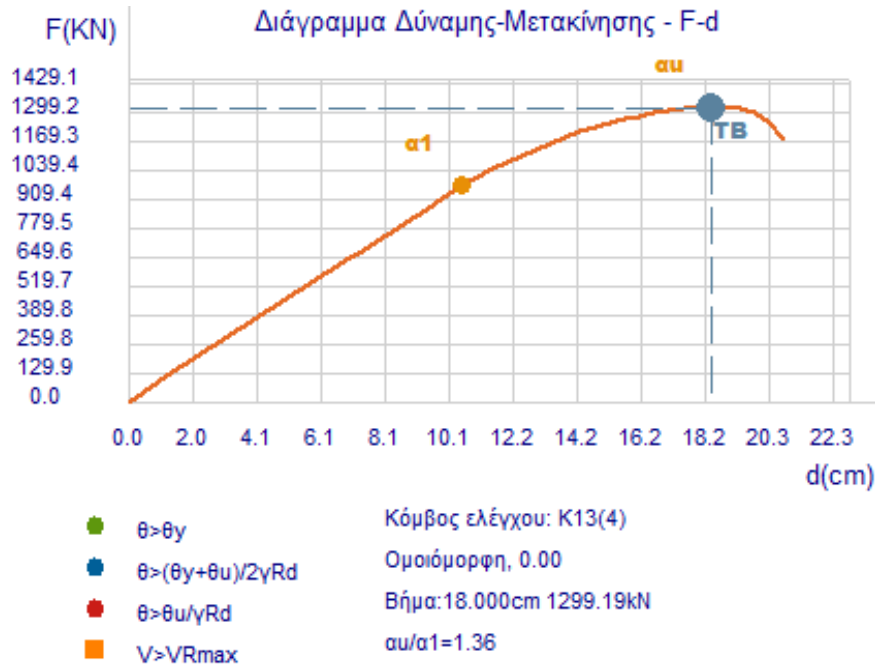
Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το πενταώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 3.5 m προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 11.700\text{cm}$ και δύναμη $F = 607.83\text{KN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.17.



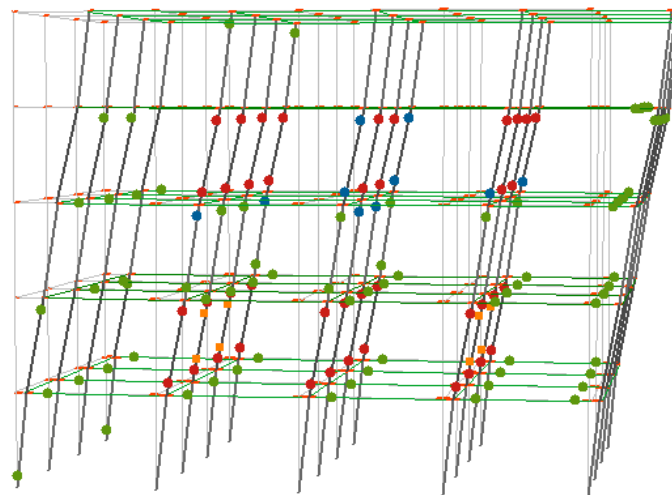
Σχήματα 7.2.2.1.(1),(2) Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.2.2 Άνοιγμα 4.5 m

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το πενταώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 4.5 m προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 18.000\text{cm}$ και δύναμη $F = 1299.19\text{ kN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1,36.



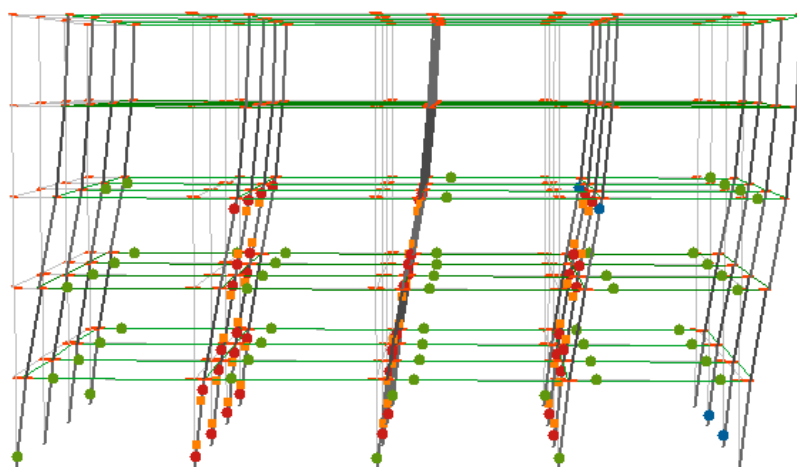
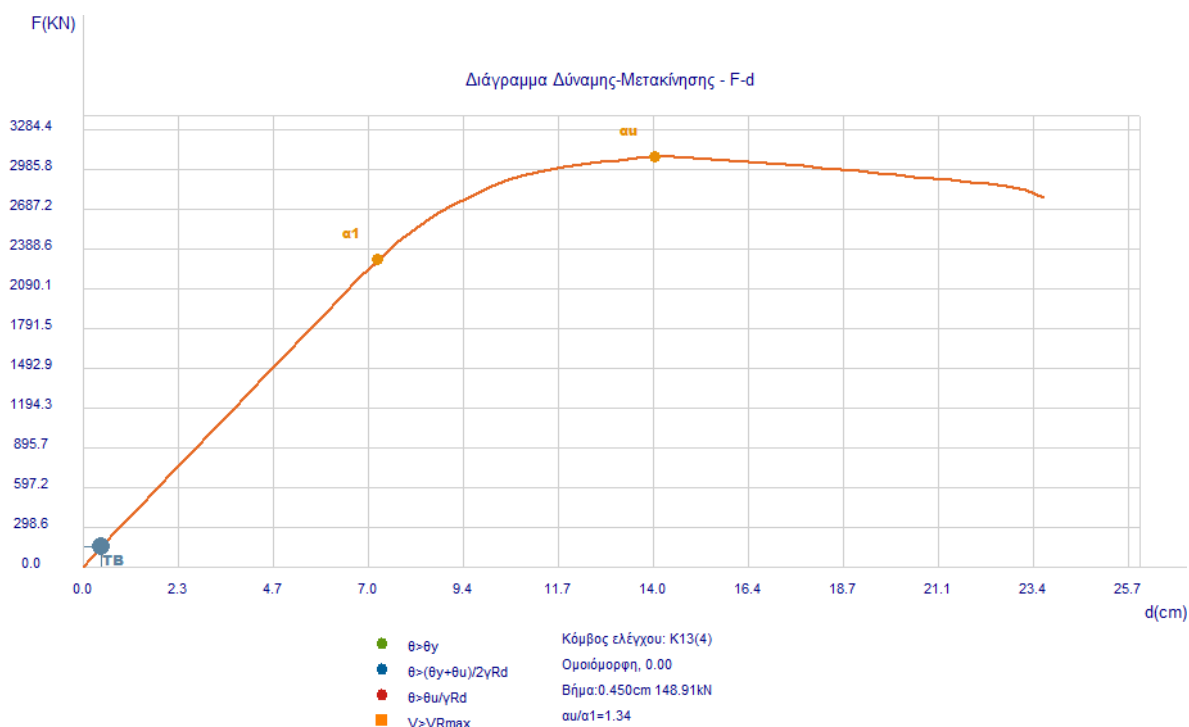
Σχήμα 7.2.2.2.1



Σχήμα 7.2.2.2.2 Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.2.3 Άνοιγμα 6.0 m

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το πενταώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 6.0 μέτρα προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 0.450\text{cm}$ και δύναμη $F = 148.91\text{ kN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος $\alpha u/\alpha 1$ ισούται με 1.34.



Σχήματα 7.2.2.3(1) και (2) Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.3 Επταώροφο Κτίριο

Ως δεδομένα κατασκευής για το κτίριο θεωρήθηκαν τα εξής στοιχεία

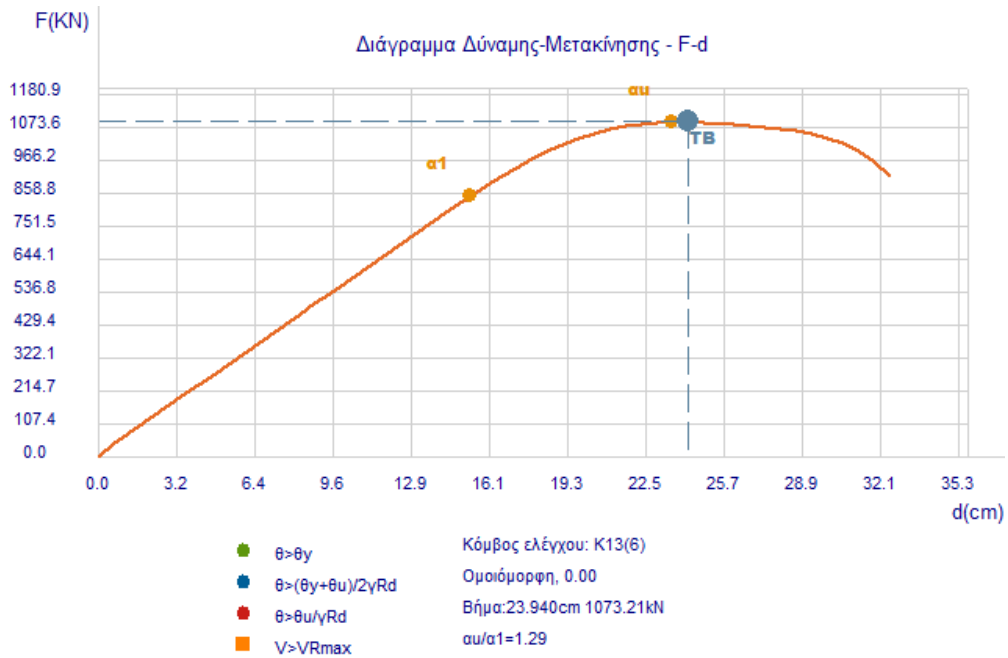
- Σκυρόδεμα B160
- Χάλυβας StI
- Συνδετήρες StI ,
- Κατηγορία Σεισμικής Ζώνης I: Ασθενώς Σεισμόπληκτες περιοχές,
- Τύπος εδάφους A,
- Σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0,04$.

Η κατασκευή φορτίστηκε ως εξής :

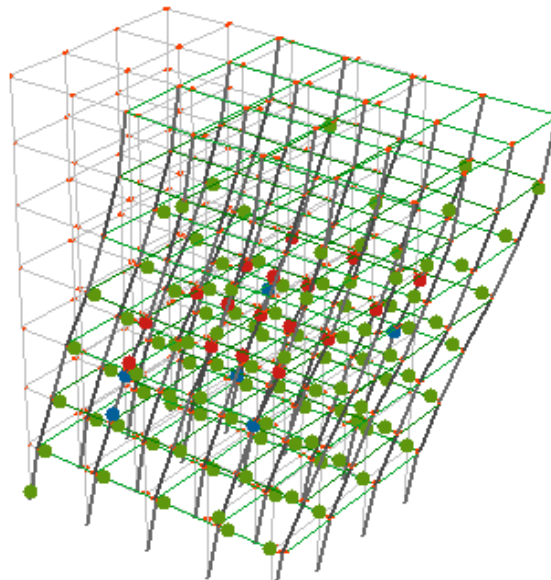
- Στις πλάκες με 1.5kN/m^2 για επικάλυψη και 1.0 kN/m^2 για μόνιμα φορτία= 2.5 kN/m^2 και κινητά φορτία 2.0 kN/m^2 .
- Στα περιμετρικά δοκάρια με εξωτερική τοιχοποιία έχουμε φόρτιση 9.0 kN/m^2 .

7.2.3.1 Άνοιγμα 3.5m

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το επταώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 3.5 m προκύπτει ως σημείο για TB μετακίνηση $d = 23.940\text{cm}$ και δύναμη $F = 1073.21\text{KN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.29.



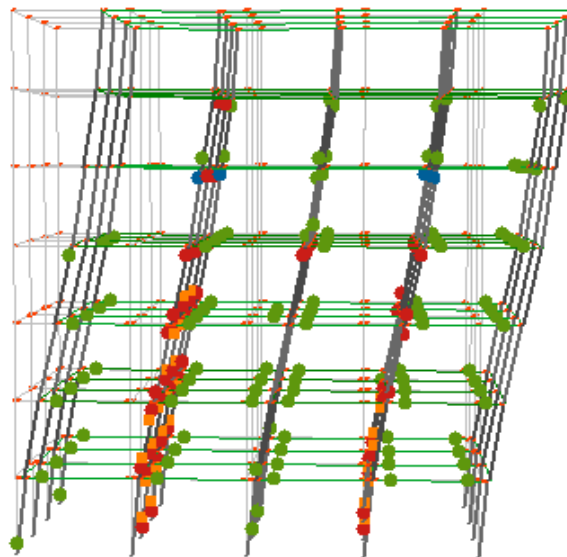
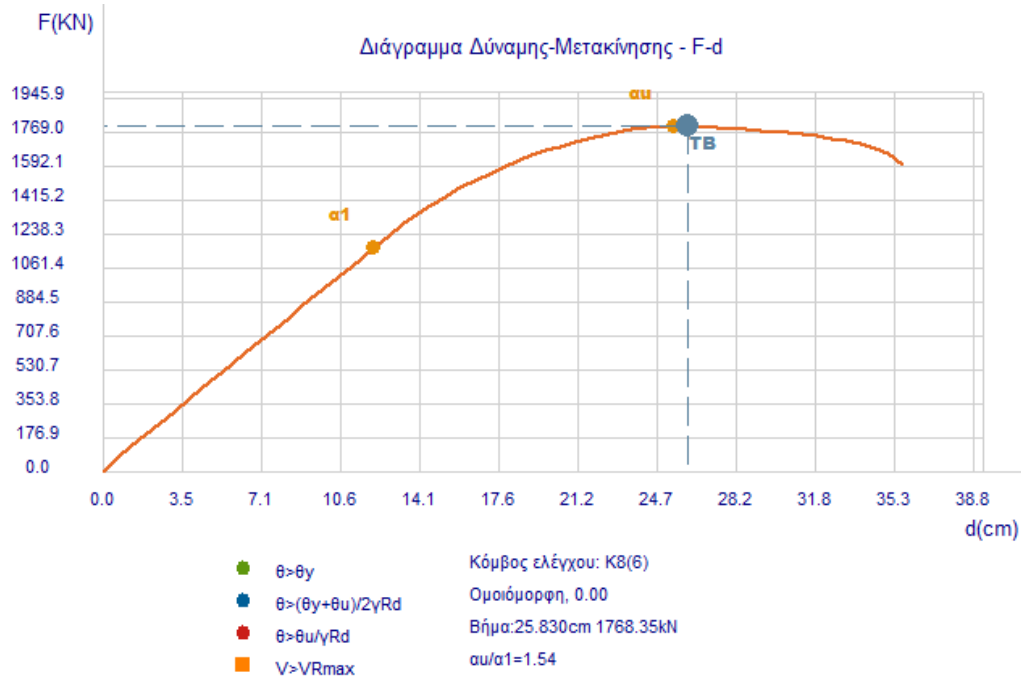
Σχήμα 7.2.3.1.1 Διάγραμμα Δύναμης Μετακίνησης



Σχήμα 7.2.3.1.2 Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.3.2 Άνοιγμα 4.5 m

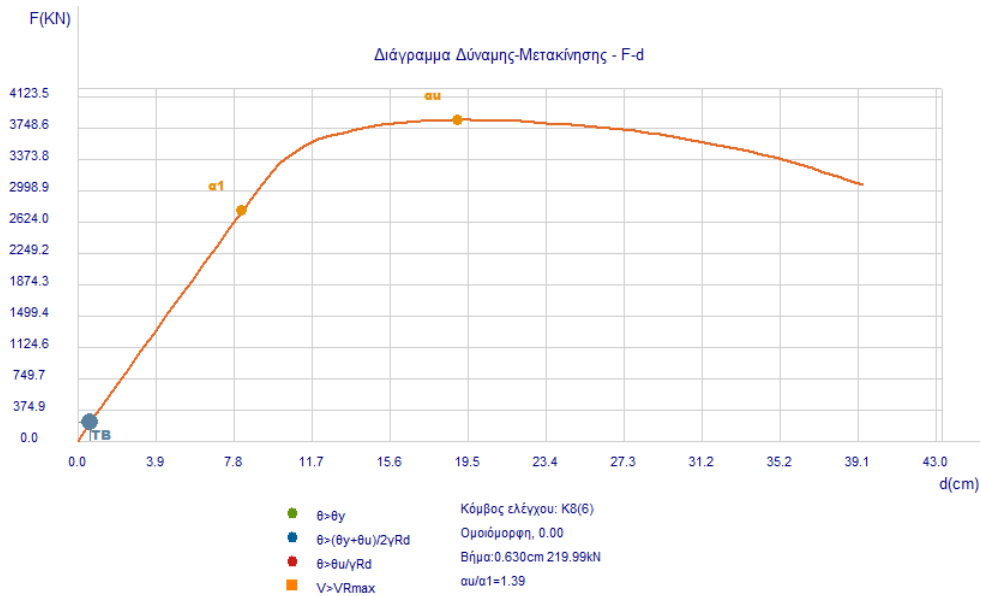
Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το επταώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 3.5 m προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 25.830\text{cm}$ και δύναμη $F = 1768.35\text{kN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.54.



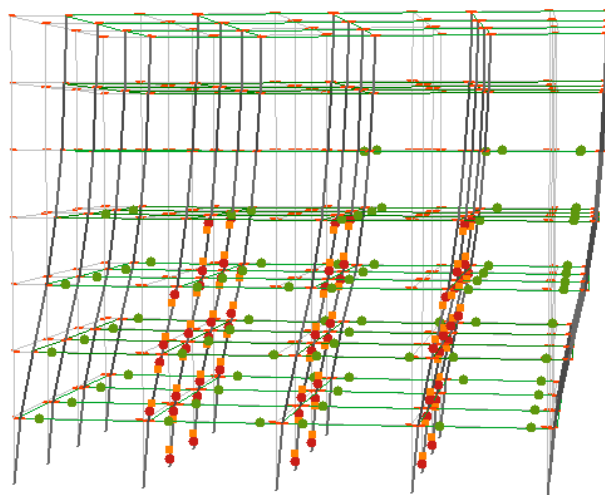
Σχήματα 7.2.3.2 (1) και (2): (1): Διάγραμμα Δύναμης Μετακίνησης (2): Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.2.3.3 Άνοιγμα 6.0 m

Από την ανάλυση του διαγράμματος δύναμης μετακίνησης για το επταώροφο κτίριο με άνοιγμα δοκαριών 6.0 m προκύπτει ως σημείο TB για μετακίνηση $d = 0.630\text{cm}$ και δύναμη $F = 219,99\text{kN}$. Επίσης προκύπτει πως ο λόγος α_u/α_1 ισούται με 1.39.



Σχήμα 7.2.3.3.1 Διάγραμμα Δύναμης-Μετακίνησης



Σχήμα 7.2.3.3.2 Απεικόνιση συνολικών πλαστικών αρθρώσεων και μετατοπίσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης

7.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ADRS

Εισαγωγή

Στην απεικόνιση ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectrum), ο κατακόρυφος άξονας αντιστοιχεί στη φασματική ψευδοεπιτάχυνση, PSA, και ο οριζόντιος στη φασματική μετακίνηση, SD. Τα φάσματα ADRS δίνουν τη σχέση μεταξύ της επιτάχυνσης της κατασκευής, και επομένως του σεισμικού φορτίου που αναπτύσσεται, και της μετακίνησης που αυτό προκαλεί.

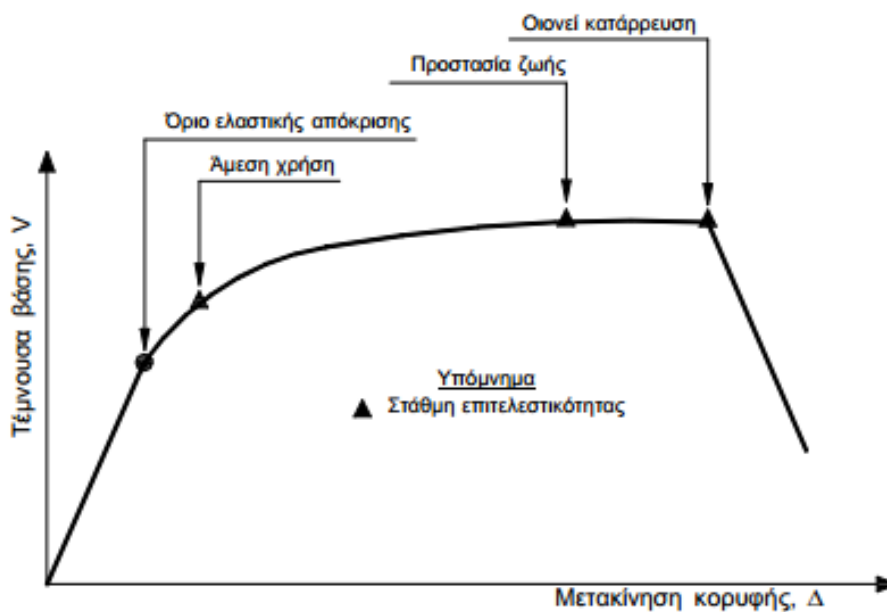
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής.

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους.

Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

7.3.1 Τριώροφο Κτίριο

Μετά τον καθορισμό, στο προηγούμενο κεφάλαιο, των καμπυλών F-δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα.



Σχήμα 7.3.1 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης [Ψυχάρης, 2007]

Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα υπάρχει και στο βασικό κείμενο του Ευρωκώδικα 8 και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων.

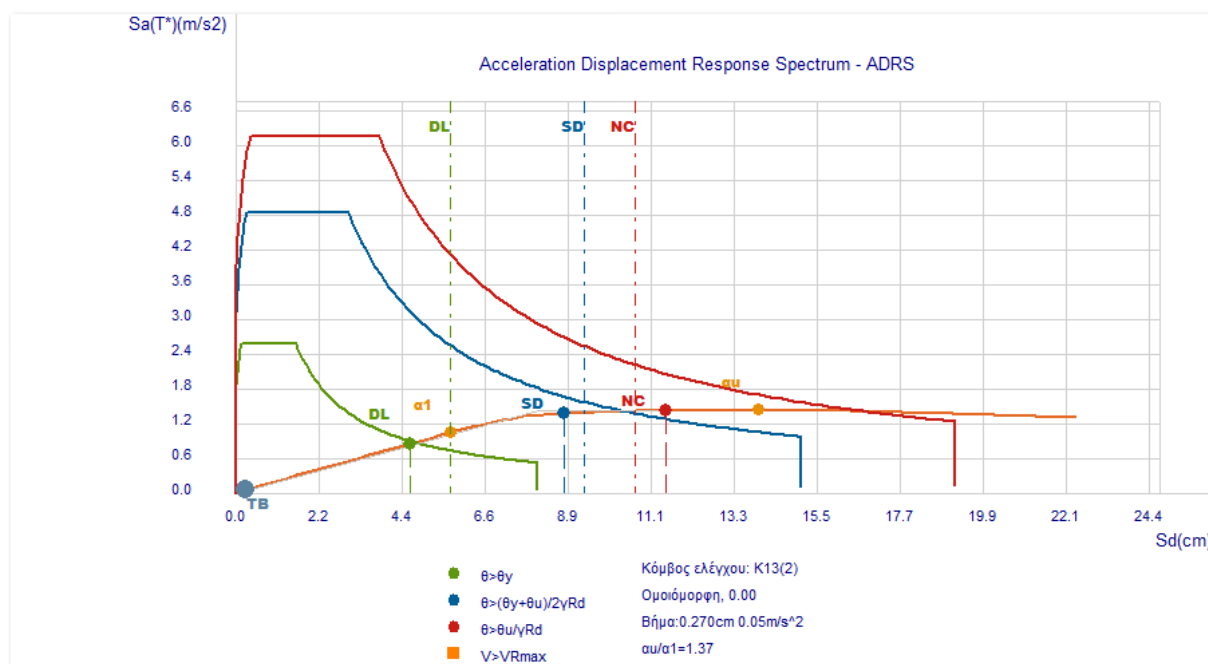
Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτεύοντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης αντοχής προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία.

Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη αντίστασης που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη. [Ψυχάρης, 2007].

7.3.1.1 Άνοιγμα 3.5 m

Όπως καταγράφεται στο ακόλουθο διάγραμμα ADRS παρατηρείται πως υπάρχει επάρκεια της κατασκευής για τις 2 πρώτες στάθμες επιτελεστικότητας γιατί η στοχευμένη μετακίνηση για την στάθμη DL και SD είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).

Σε αντίθεση για την στάθμη NC δεν υπάρχει επάρκεια γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη της μετακίνησης αστοχίας (κόκκινη κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή). Συνεπώς απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα είτε με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμών ή με αύξηση της διατεθειμένης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

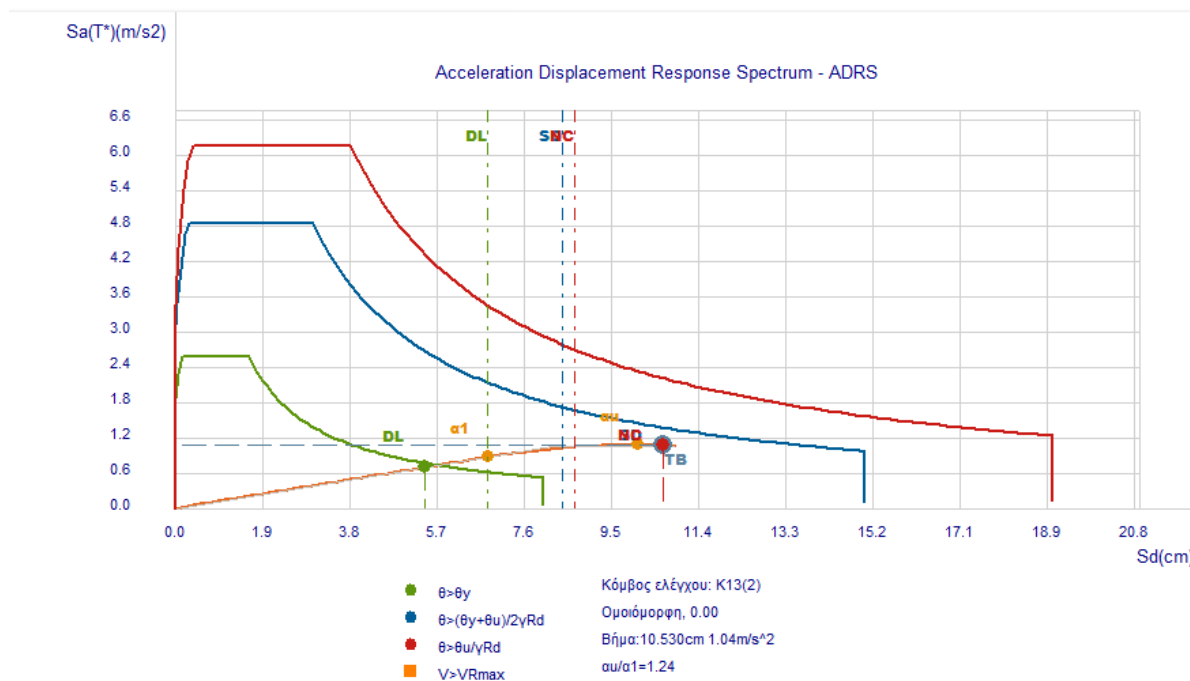


Σχήμα 7.3.1.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 3^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 3,5 μέτρα

7.3.1.2 Άνοιγμα 4.5 m

Αντίστοιχα για την περίπτωση ανοίγματος 4.5 m στο διάγραμμα ADRS παρατηρείται πως υπάρχει επάρκεια της κατασκευής μόνο για την 1^η στάθμη επιτελεστικότητας γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση για την στάθμη DL είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).

Σε αντίθεση για τις στάθμες SD και NC δεν υπάρχει επάρκεια γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη της μετακίνησης αστοχίας (κόκκινη κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή).. Συνεπώς απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα είτε με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμών ή με αύξηση της διατεθειμένης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

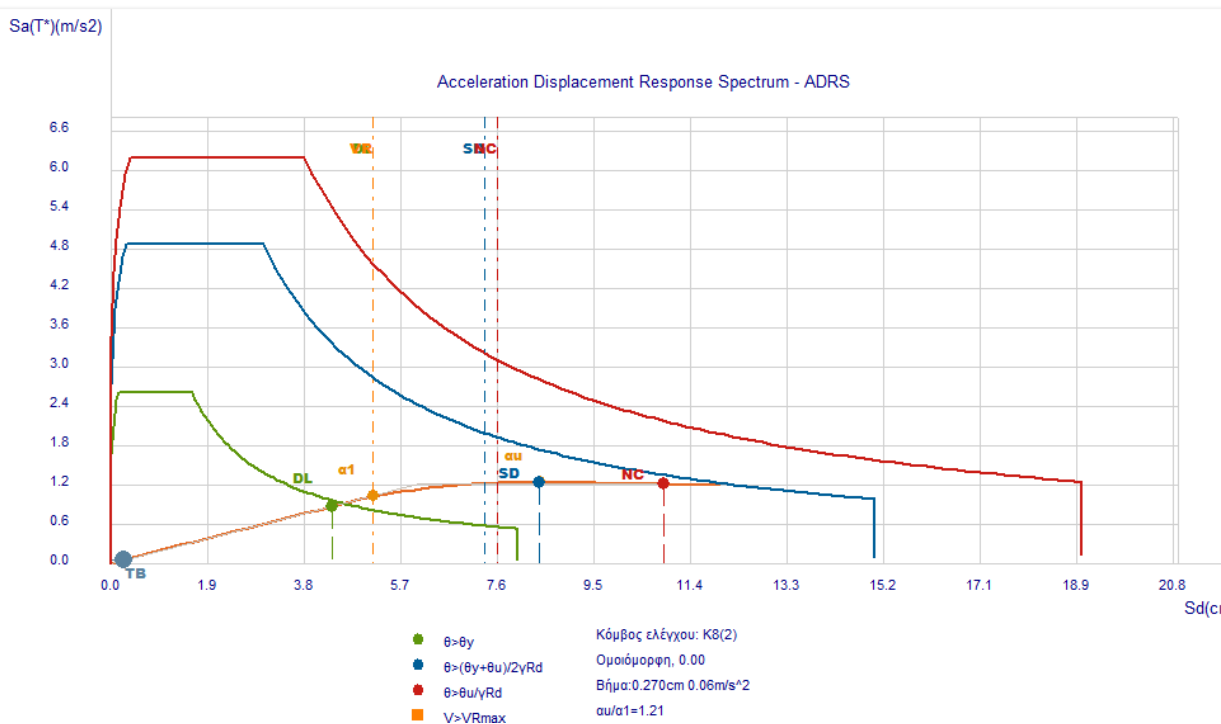


Σχήμα 7.3.1.2.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 3^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 4,5μέτρα

7.3.1.3 Άνοιγμα 6.0 m

Όπως καταγράφεται στο ακόλουθο διάγραμμα ADRS παρατηρείται πως υπάρχει επάρκεια της κατασκευής μόνο για την 1^η στάθμη επιτελεστικότητας γιατί η στοχευμένη μετακίνηση για την στάθμη DL είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).

Σε αντίθεση για τις στάθμες SD και NC δεν υπάρχει επάρκεια γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη της μετακίνησης αστοχίας (κόκκινη κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή).. Συνεπώς απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα είτε με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμών ή με αύξηση της διατεθειμένης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.



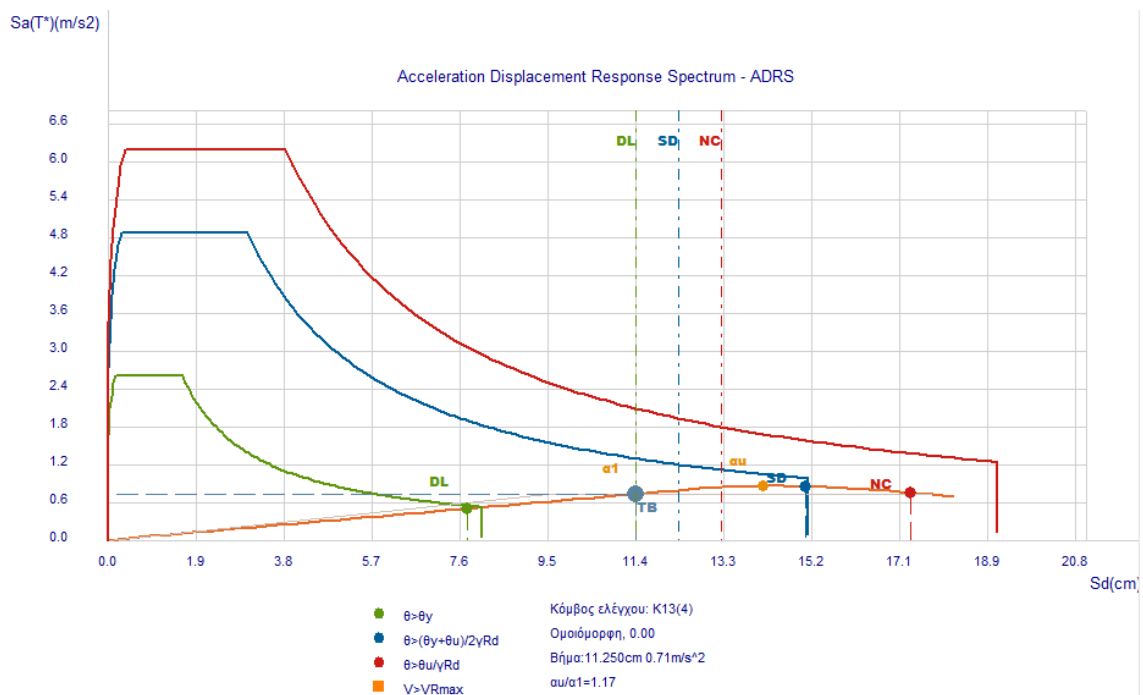
Σχήμα 7.3.1.3.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 3^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 6,0 μέτρα

7.3.2 Πενταώροφο Κτίριο

7.3.2.1 Άνοιγμα 3.5 m

Όπως καταγράφεται στο ακόλουθο διάγραμμα ADRS παρατηρείται πως υπάρχει επάρκεια της κατασκευής για την πρώτη στάθμη επιτελεσματικότητας γιατί η στοχευμένη μετακίνηση για την στάθμη DL είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεσματικότητας (διακεκομμένη γραμμή).

Σε αντίθεση για τις στάθμες DL και NC δεν έχουμε επάρκεια γιατί οι στοχευόμενες μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες των μετακινήσεων αστοχίας (μπλε και κόκκινη κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή, αντίστοιχα). Συνεπώς απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα είτε με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμών ή με αύξηση της διατεθειμένης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών



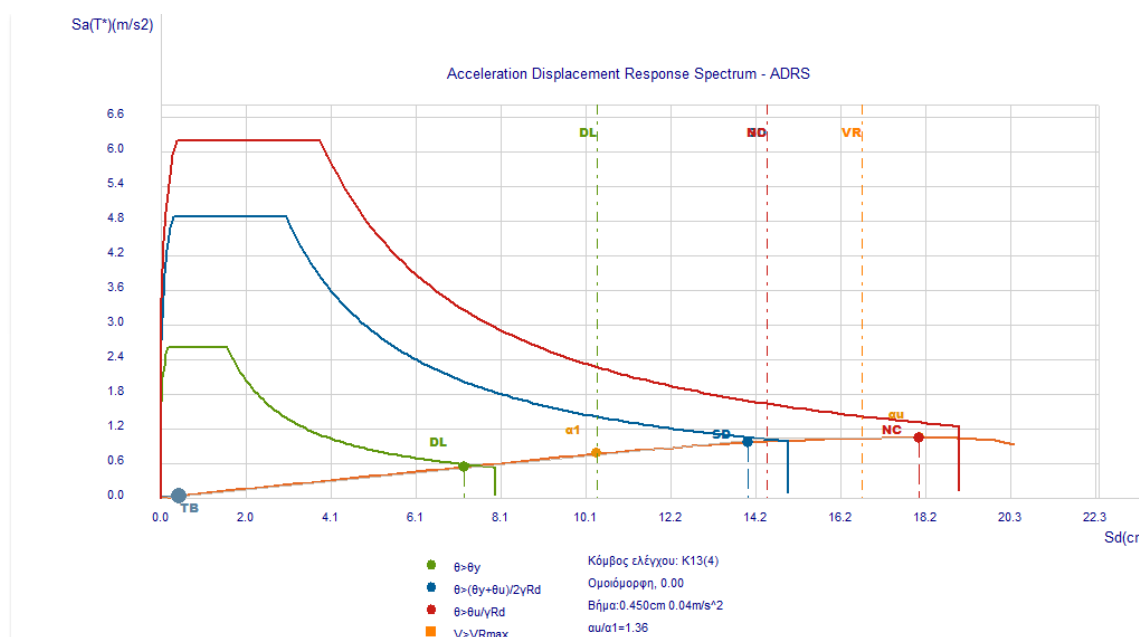
Σχήμα 7.3.2.1.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 5^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 3,5 μέτρα

7.3.2.2 Άνοιγμα 4.5 m

Στο διάγραμμα ADRS βλέπουμε πως έχουμε επάρκεια της κατασκευής για τις στάθμες DL SD και γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση για αυτές τις 3 στάθμες είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).

Σε αντίθεση για την στάθμη NC δεν έχουμε επάρκεια γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη της μετακίνησης αστοχίας (κόκκινη κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή).. Συνεπώς απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα είτε με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμών ή με αύξηση της διαθετιμένης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

Παρατηρείται ότι πριν την στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC έχουμε διατμητική αστοχία VR.



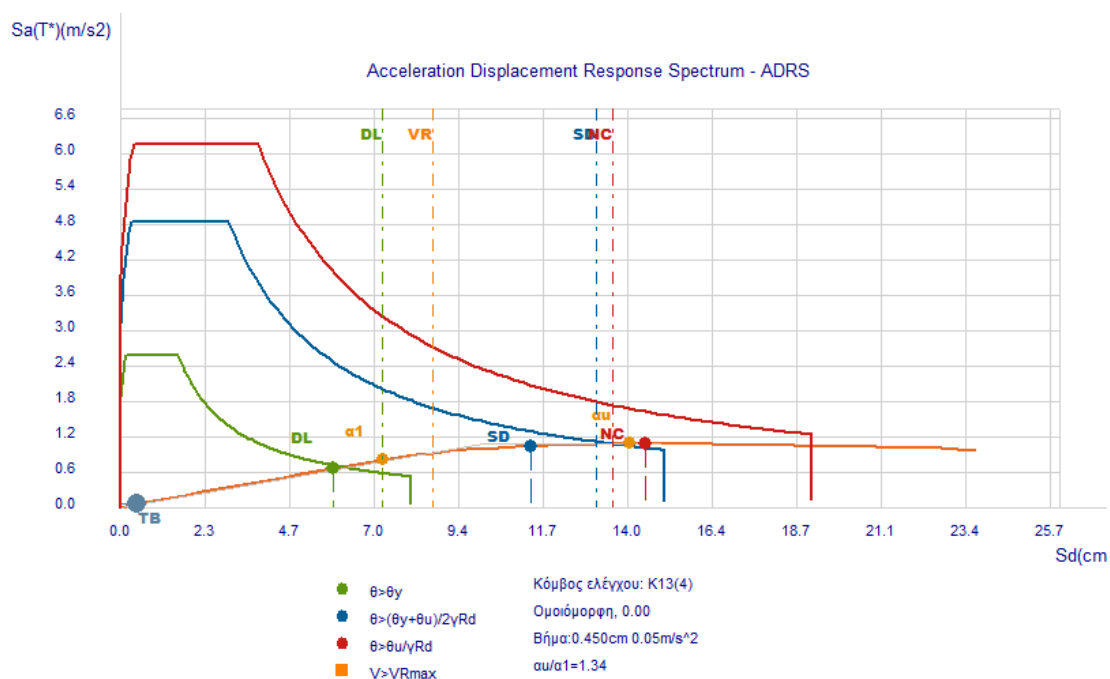
Σχήμα 7.3.2.2.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 5^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 4.5 μέτρα

7.3.2.3 Άνοιγμα 6,0μ.

Για το μοντέλο με άνοιγμα 6.0 μέτρα το διάγραμμα ADRS παρουσιάζει επάρκεια της κατασκευής για 2 στάθμες επιτελεστικότητας γιατί η στοχευμένη μετακίνηση για την στάθμη DL είναι μικρότερη απο την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).

Αντίθετα οι στάθμες SD και NC δεν παρουσιάζουν επάρκεια γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη της μετακίνησης αστοχίας (κόκκινη κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή).. Συνεπώς απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα είτε με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμών ή με αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

Παρατηρείται ότι υπάρχει διατμητική αστοχία πριν τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC που πληρούν τις προϋποθέσεις.

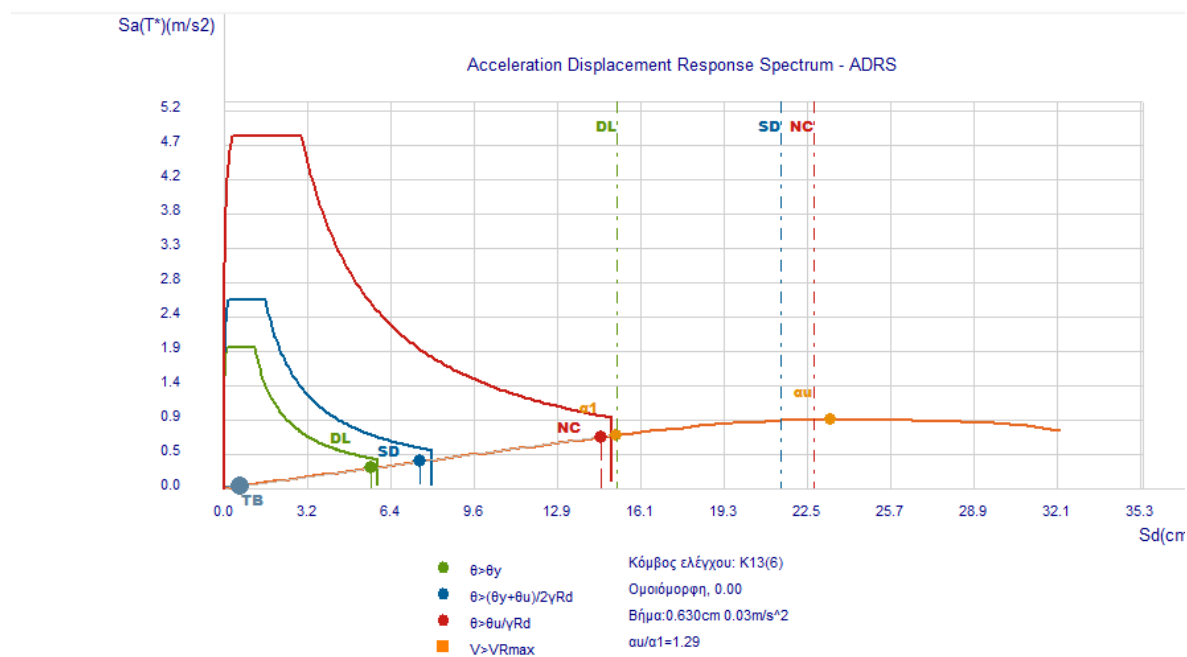


Σχήμα 7.3.2.3.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 5^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 6,0 μέτρα

7.3.3 Επταώροφο Κτίριο

7.3.3.1 Άνοιγμα 3.5 m

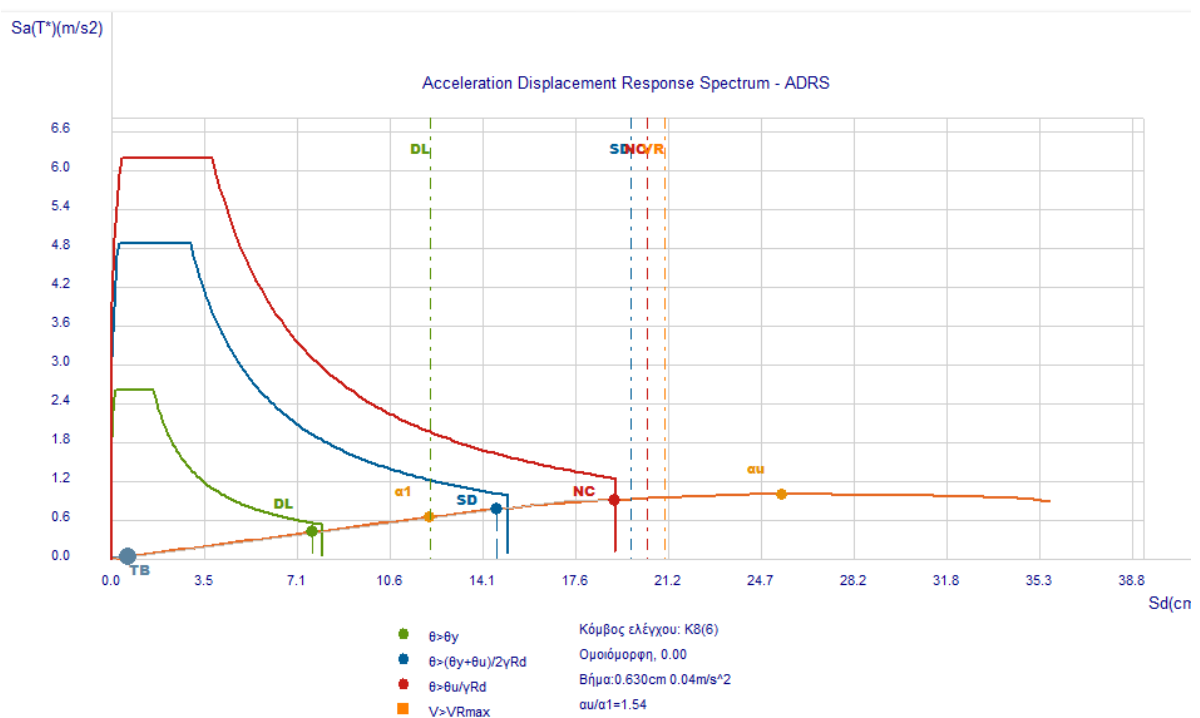
Στην περίπτωση του μοντέλου ανοίγματος 3.5 m το διάγραμμα ADRS παρουσιάζει επάρκεια της κατασκευής για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας καθώς η στοχευμένη μετακίνηση για τις στάθμες DL, SD και NC είναι μικρότερη απο την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).



Σχήμα 7.3.3.1.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 7^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 3,5 μέτρα

7.3.3.2 Άνοιγμα 4.5 m

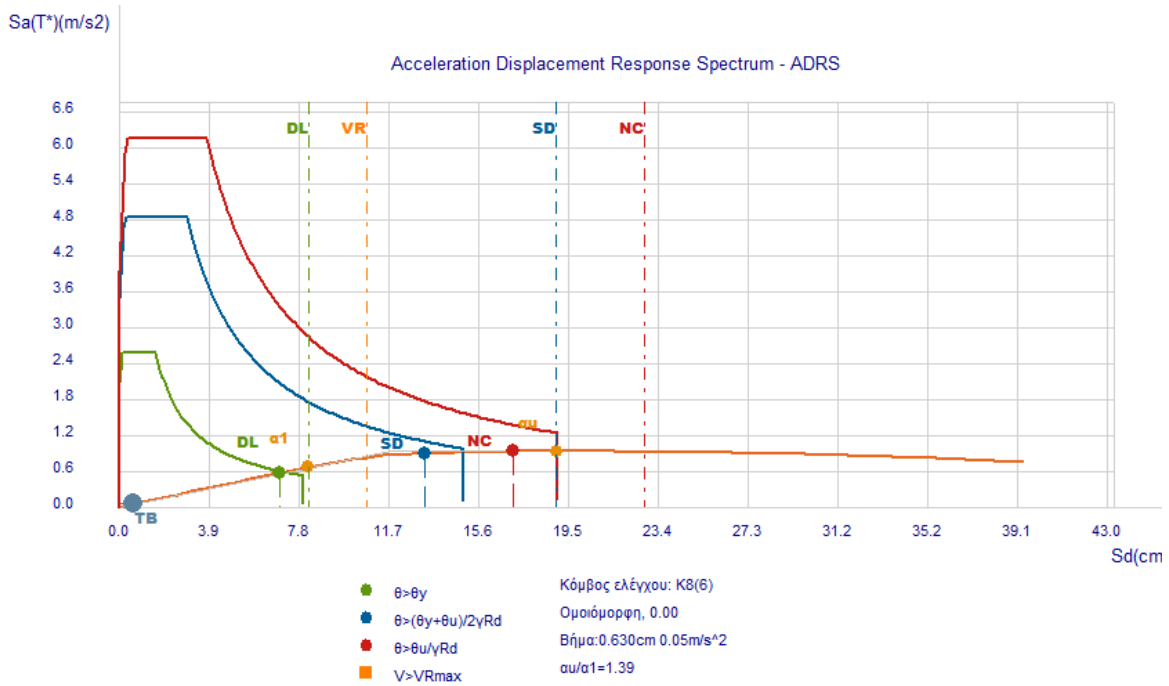
Στην περίπτωση του μοντέλου ανοίγματος 4.5 m το διάγραμμα ADRS παρουσιάζει επάρκεια της κατασκευής για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας καθώς η στοχευμένη μετακίνηση για τις στάθμες DL, SD και NC είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).



Σχήμα 7.3.3.2.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 7^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 4,5 μέτρα

7.3.3.3 Άνοιγμα 6.0 m

Στην περίπτωση του μοντέλου ανοίγματος 6.0 m το διάγραμμα ADRS παρουσιάζει επάρκεια της κατασκευής για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας καθώς η στοχευμένη μετακίνηση για τις στάθμες DL, SD και NC είναι μικρότερη από την μετακίνηση επιτελεστικότητας (διακεκομμένη γραμμή).



Σχήμα 7.3.3.3.1 Αποτελέσματα προγράμματος FESPA για το διάγραμμα ADRS για 7^{όροφο} κτίριο με άνοιγμα δοκού τα 6 μέτρα

8. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ 2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD,NC

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κατά τον σχεδιασμό γίνεται αποδεκτό ότι η κατασκευή θα αποκριθεί σε πιθανή υλοποίηση του σεισμού σχεδιασμού κατά τρόπον ανελαστικό. Δηλαδή όταν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι δεδομένο ότι κάποια στοιχεία θα εισέλθουν στην διαρροή, θα δημιουργηθούν σε αυτά πλαστικές αρθρώσεις, και άρα θα υποστούν ένα αποδεκτό επίπεδο βλαβών. Βεβαίως για την εξασφάλιση του φορέα λαβάνονται από τον κανονισμό απαραίτητα μέτρα, ειδικές διατάξεις, ώστε τα στοιχεία που υφίστανται βλάβες να έχουν την απαραίτητη πλαστιμότητα, δηλαδή την ικανότητα να εισέρχονται στην πλαστική περιοχή χωρίς να μειώνεται η ικανότητα τους σε ανάληψη φορτίου.

Από τα παραπάνω καθίσταται προφανές ότι σε μια συνεπή διαδικασία σχεδιασμού απαιτείται ανελαστική ανάλυση ώστε να είναι δυνατόν να συνυπολογίζεται και να λαμβάνεται υπόψη το επιθυμητό επίπεδο ανελαστικότητας και γενικότερα βλάβης των στοιχείων κατά τη σεισμική απόκριση. Είναι όμως γνωστό ότι η ανελαστική ανάλυση παρουσιάζει σημαντικές δυσκολίες στην εφαρμογή της ενώ η χρήση και η καθιέρωση της ως γενική μέθοδος σχεδιασμού είναι μάλλον ανέφικτη και δεν είναι επιθυμητή. Για να αποφευχθεί λοιπόν η εκτέλεση δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης κατά τον σχεδιασμό γίνεται αποδεκτή η χρήση φασματικής ανάλυσης ελαστικής μεν αλλά λαμβάνεται σε αυτή υπόψη φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό φάσμα απόκρισης που αντιπροσωπεύει τις επιθυμητές δράσεις σχεδιασμού.. Κατ' αυτόν τον τρόπο γίνεται προσπάθεια να λαμβάνεται έμμεσα υπόψη η υστερητική απορρόφηση ενέργειας των στοιχείων που υφίστανται διαρροή. Η αυξημένη αυτή ισοδύναμη απόσβεση αποτυπώνεται ως μείωση των τιμών του ελαστικού φάσματος απόκρισης που αντιπροσωπεύει τις επιθυμητές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τη δημιουργία με αυτόν τον τρόπο ενός νέου φάσματος το οποίο ονομάζεται και φάσμα σχεδιασμού, το οποίο ουσιαστικά είναι ανελαστικό φάσμα εφόσον λαμβάνει υπόψη ανελαστική απόκριση.

Η κατάλληλη μείωση των τιμών του ελαστικού φάσματος απόκρισης είναι ένα δύσκολο θέμα. Συνήθως γίνεται με τη χρήση ενός ειδικού συντελεστή, του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να καταναλώνει ενέργεια από ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να μειώνεται σημαντικά η αντοχή του.

Κατά την ανελαστική απόκριση πραγματικών συστημάτων αναπτύσσονται μικρότερα φορτία σε σχέση με τα φορτία που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Η σχέση της αναπτυσσόμενης δύναμης μεταξύ ισοδύναμων ελαστικών και ανελαστικών συστημάτων είναι συνάρτηση του συντελεστή πλαστιμότητας μ . Κατ' αναλογία ο δείκτης συμπεριφοράς q θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως ένας γενικός δείκτης πλαστιμότητας του συστήματος, με την έννοια ότι με το συντελεστή αυτόν καθορίζεται η μείωση των σεισμικών φορτίων. Εκφράζει δηλαδή ο δείκτης συμπεριφορά q την ικανότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται ανελαστικά χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής, όπως ακριβώς και ο συντελεστής πλαστιμότητας μ για μεμονωμένα στοιχεία ή διατομές. [Καραγιάννης σχεδιασμός συμπεριφορά κατασκευών από Ω.Σ έναντι σεισμού,]

Ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς q ενός δομήματος διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_u και του παράγοντος πλαστιμότητας q_π [EK 8-1] και ισχύει :

$$q = q_p * q_u$$

Ο παράγων υπεραντοχής (q_u) που εκφράζεται σε όρους δύναμης, ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσης) V_u που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων ως προς την δύναμη V_1 που οδηγεί σε πρώτη διαρροή υπο κάμψη του πρώτου πρωτεύοντος δομικού στοιχείου σε <<κρίσιμο όροφο>>. Επιλέχθηκε ο τρόπος του EC 8 και η τιμή V_u/V_1 παρουσιάζεται ως a_u/a_1 δηλαδή ως πηλίκον των αντίστοιχων ανηγμένων παραμορφώσεων.

Ο παράγων πλαστιμότητας (q_π) που εκφράζεται σε όρους παραμόρφωσης ισούται με τον λόγο οριακής παραμόρφωσης αστοχίας (αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας) ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, έναρξης δημιουργίας δημιουργίας μηχανισμού (ορόφου) με μετακινήσεις (πλευρικές ή οριζόντιες μεταθέσεις) αναφερόμενες στην κορυφή του κτηρίου.

Μέσω αυτής της <<αποσύζευξης>> μεταξύ του q_u (υπεραντοχή συνόλου) και του q_π (πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων για το συνολικό δόμημα) είναι δυνατή η εκτίμηση (α): της απαιτούμενης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεως ή στροφής χορδης σε επίπεδο ορόφου και μέσω αυτής (β) : της απαιτούμενης πλαστιμότητας (σε όρους d ή θ ή $1/r$) για τα επιμέρους πρωτεύοντα κυρίως φέροντα στοιχεία του ορόφου.

(α): Η τιμή του q_{π} μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτηρίου. Για πολύ μικρές T δηλαδή για απόκριση υπο ίση επιτάχυνση ισχύει q_{π} ισούται περίπου με ένα, ενώ για μεγαλύτερες T (μετά την κορυφή, το μέγιστο του φάσματος επιταχύνσεων) δηλαδή για απόκριση υπό ίση μετακίνηση ισχύει $q_{\pi}=\mu_d$. Έτσι η σχέση q_{π} και μ_d (για το σύνολο), αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτηρίου μπορεί να εκφραστεί και ως εξής:[KAN.ΕΠΕ ,2011]

$$\text{Για } T \leq T_c \quad \mu_d = 1 + T_c / T * (q_{\pi} - 1)$$

$$\text{Για } T \geq T_c \quad \mu_d = q_{\pi}$$

Παρακάτω δίνεται Πίνακας με τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για προστασία ζωής SD .

Πίνακας Σ 4.4 : Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας B (προστασία ζωής)

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

Σχήμα 8.1.1[KAN.ΕΠΕ, 2011]

Τα κτήρια μας έχουν απουσία τοιχοπληρώσεων και δεν έχουμε κάποιες ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία. Όλες οι τιμες θα συγκριθούν με την τιμή 1.7 του Πίνακα 4.4 [KAN.ΕΠΕ , 2011]

8.2 ΤΡΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ

8.2.1 3.5 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος Fespa προέκυψε ότι η ιδιοπερίοδος είναι

$$T_{κτ} = 0.65\text{sec} \geq T_c = 0.5\text{sec} \text{ που προκύπτει ότι } q_{\pi\lambda} = \mu_{\delta}$$

$$d_u(\text{SD}) = 9.4\text{cm}$$

$$d_y = 8.057\text{cm}$$

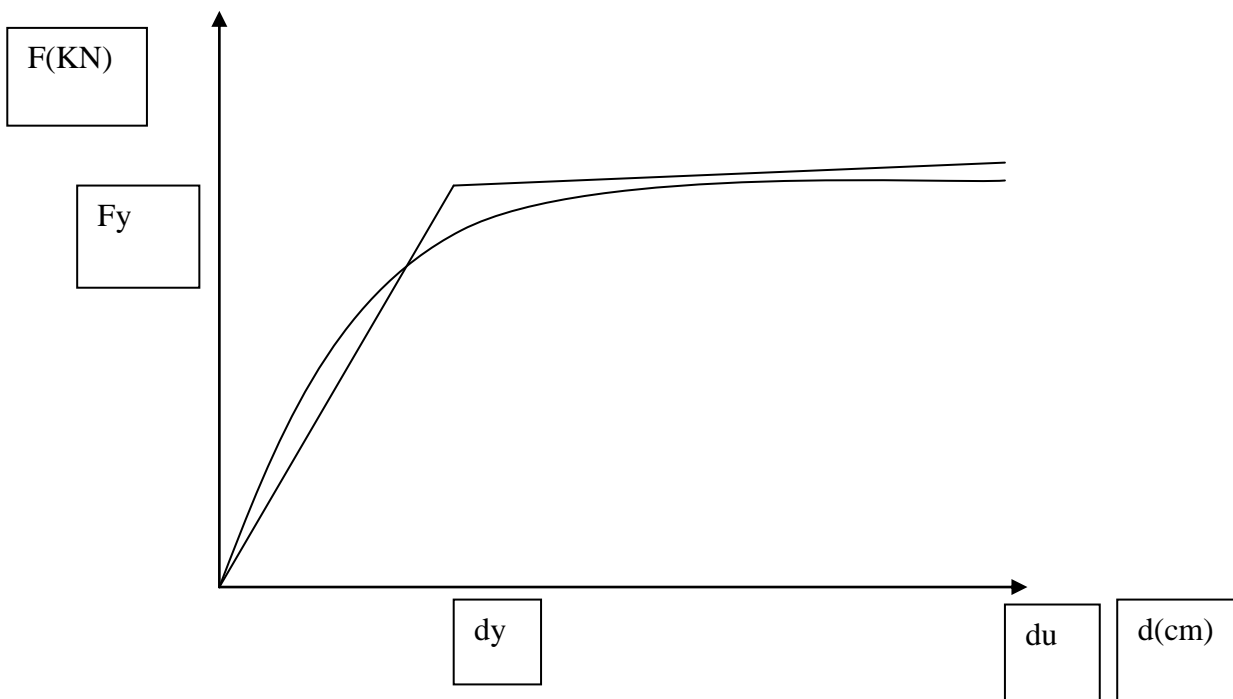
$$\mu_{\delta} = d_u(\text{SD})/d_y = 9.4\text{cm}/8.057\text{cm} = 1.17 \text{ (από διάγραμμα ADRS)}$$

όπου $d_u(\text{SD})$ είναι η διατιθέμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και d_y το σημείο διαρροής της κατασκευής

Από διάγραμμα δύναμης μετακίνησης έχουμε τον λόγο υπεραντοχής a_u/a_1 που είναι και ο δείκτης υπεραντοχής q_v . Οπότε $a_u/a_1 = 1.37$

$$q(\text{sd}) = q_v \cdot q_{\pi} = 1.17 \cdot 1.37 = 1.60$$

$$q(\text{sd}) = 1.60 < 1.7 \text{ με βάση την τιμή του Πίνακα 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ}$$



Σχήμα 8.2.1 Διγραμμικό Διάγραμμα Δύναμης-Μετακίνησης

Με αυτόν τον τρόπο υπολογίζονται οι μετακινήσεις διαρροής για κάθε κτίριο.

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι $T_{κτ}=0,65\text{sec} \geq T_c=0,4\text{sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$d_u(\text{NC})=10,06\text{cm}$$

$$\mu_{\delta} = d_u(\text{NC})/d_y = 10,06\text{cm}/8,057\text{cm} = 1,32 \text{ (από διάγραμμα ADRS)}$$

$$q_u = a_u/a_1 = 1,37 \text{ (από διάγραμμα δύναμης μετακίνησης)}$$

$$q(\text{NC}) = q_{\pi} * q_u = 1,37 * 1,32 = 1,81$$

Για την στάθμη επιτελεστικότητας NC διατιθέμενος συντελεστής $q > 1.7$ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

8.2.2 4.5 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα βρήκαμε ότι $T_{kt}=0,83\text{sec} \geq T_c=0,4\text{sec} \rightarrow$

$$d_u(SD)=8,5\text{cm}$$

$$d_y=8,09\text{cm}$$

$$q_\pi=\mu_\delta \rightarrow \mu_\delta=d_u(sd)/d_y=8,5\text{cm}/8,09\text{cm}=1,05 \text{ (Από διάγραμμα ADRS)}$$

$$q_v= a_u/a_1= 1,24 \text{ (Από διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης)}$$

$$q(SD)=q_v*q_\pi=1,24*1,05= 1,30$$

$$q(sd)=1,30 < 1.7$$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Επίσης $T_{kt}=0,83\text{sec} \geq T_c=0.4\text{sec} \rightarrow q_\pi=\mu_\delta$

$$d_u(NC)= 8,7\text{cm}$$

$$d_y=8,09 \text{ cm (Από διάγραμμα ADRS)}$$

$$q_u=a_u/a_1=1,24$$

$$\mu_\delta= d_u(NC)/d_y=8,7\text{cm}/9,09\text{cm}=1,08$$

$$q(NC)= q_v*q_\pi=1,24*1,08=1,34$$

$$q(NC)=1,34 \leq 1.7$$

Και για τις δύο στάθμες ο δείκτης q βγήκε μικρότερος του 1.7

8.2.3 6.0 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα βρήκαμε ότι $T_{κτ}=0,82\text{sec} \geq T_c=0,4\text{sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$
 $du(SD)=7,35\text{cm}$

$dy=5,97\text{cm}$ Από διαγράμμα ADRS

$q_u=a_u/a_1=1,21$ Από διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης

$\mu_{\delta}= du(SD)/dy= 7,35\text{cm}/5,97\text{cm}=1,23$

$q(SD)=q_v * q_{\pi}=1,21 * 1,23=1,49$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Επίσης για τη τρίτη στάθμη επιτελεστικότητας έχουμε $T_{κτ}=0,82\text{sec} \geq T_c=0,4\text{sec} \rightarrow$

$q_p=\mu_{\delta}$

$du(NC)=7,6\text{cm}$

$dy=5,97$ Από διάγραμμα ADRS

$\mu_{\delta}=du(NC)/dy=7,6\text{cm}/5,97\text{cm}=1,27$

$q_v=a_u/a_1=1,21$ από διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης

$q(NC)=q_v * q_{\pi}=1,27 * 1,21=1,54$

Και για τις δύο στάθμες το q (διατιθέμενο) είναι μικρότερο από την τιμή 1.7 που ορίζει ο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ

8.3 ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ

8.3.1 3.5 m ΑΝΟΙΜΓΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος βρήκαμε ότι $T_{kt}=1,16\text{sec} \geq T_c=0,4\text{sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$du(SD)=12,35\text{cm}$$

$$dy=13,11 \text{ (Από διάγραμμα ADRS)}$$

$$\mu_{\delta}=du(sSD)/dy=12,35\text{cm}/13,11\text{cm}=0,94^*$$

$$q_v=a_v/a_1=1,17 \text{ (Από διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης)}$$

$$q(SD)=q_v \cdot q_{\pi}=0,94 \cdot 1,17=1,10$$

*Παρατηρούμε ότι ο δείκτης πλαστιμότητας βγήκε μικρότερης της μονάδας που σημαίνει ότι η διατιθέμενη μετακίνηση για τη δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας ήταν στην ελαστική περιοχή.

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Ομοίως $q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$du(NC)=13,3\text{cm}$$

$$dy=13,11\text{cm}$$

$$\mu_{\delta}=du(nc)/dy=13,3\text{cm}/13,11\text{cm}=1,01$$

$$q_v=1,17$$

$$q(NC)=q_{\pi} \cdot q_v=1,01 \cdot 1,17=1,18$$

Και για τις δύο στάθμες το q (διατιθέμενο) είναι μικρότερο από την τιμή 1.7 που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ

8.3.2 4.5 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος έχουμε $T_{kt}=1,1\text{sec} \geq T_c=0,4\text{sec} \rightarrow$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}$$

$$du(SD)=14,5\text{sec} \text{ (Από διάγραμμα ADRS)}$$

$$dy=13,5\text{sec}$$

$$\mu_{\delta}=du(SD)/dy=14,5\text{cm}/13,5\text{cm}=1,07$$

$$q_0=a_u/a_1=1,36 \text{ (Από διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης)}$$

$$q(SD)=q_0 * q_{\pi}=1,36 * 1,07=1,46$$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Ομοίως $T_{kt}=1,11\text{sec}$, $q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$du(NC)=14,5\text{cm}$$

$$dy=13,5\text{cm}$$

$$\mu_{\delta}=du(NC)/dy=14,5\text{cm}/13,5\text{cm}=1,07$$

$$q_0=a_u/a_1=1,36$$

$$q(NC)=q_0 * q_{\pi}=1,36 * 1,07=1,46$$

Παρατηρούμε ότι για το συγκεκριμένο κτήριο οι διατιθέμενες μετακινήσεις για τις δύο διαφορετικές στάθμες συμπίπτουν. Επίσης βλέπουμε ότι το q (διατιθέμενο) είναι μικρότερο της τιμής 1.7.

8.3.3 6.0 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος έχουμε $T_{κτ}=1,03\text{sec} \geq T_c=0.4\text{sec} \rightarrow$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}$$

$$d_u(\text{SD})=13\text{cm} \text{ (από διάγραμμα ADRS)}$$

$$d_y=8,56\text{cm}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=d_u(\text{SD})/d_y=13\text{cm}/8,56\text{cm}=1,52$$

$$q_v=a_u/a_1=1,34$$

$$q(\text{sSD})=q_v * q_{\pi}=1,34 * 1,52=2,04$$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Ομοίως έχουμε $T_{κτ}=1,03\text{sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$d_u(\text{NC})=13,6\text{cm}$$

$$d_y=8,56\text{cm}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=d_u(\text{NC})/d_y=13,6\text{cm}/8,56\text{cm}=1,59$$

$$q_v=1,34$$

$$q(\text{NC})=q_v * q_{\pi}=1,34 * 1,59=2,13$$

Και για τις δυο στάθμες επιτελεστικότητας το q (διατιθέμενο) της κατασκευής βγήκε μεγαλύτερο της τιμής 1.7.

8.4 ΕΠΤΑΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ

8.4.1 3.5 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος προέκυψαν $T_{κτ}=1,31 \text{ sec} \geq T_c=0,4 \text{ sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$d_u(\text{SD})=21 \text{ cm}$$

$$d_y=18,37 \text{ cm} \text{ (από διάγραμμα ADRS)}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=d_u(\text{SD})/d_y=21 \text{ cm}/18,37 \text{ cm}=1,14$$

$$q_v=a_u/a_1=1,29 \text{ (Από διάγραμμα δύναμης-μετακίνηση)}$$

Υπολογισμός q (διατιθέμενη)

$$q(\text{SD})=q_v * q_{\pi}=1,29 * 1,14=1,47$$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Ομοίως $q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$d_u(\text{NC})=22,7 \text{ cm}$$

$$d_y=18,37 \text{ cm}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=d_u(\text{NC})/d_y=22,7 \text{ cm}/18,37 \text{ cm}=1,24$$

$$q_v=1,29$$

$$q(\text{NC})=q_v * q_{\pi}=1,29 * 1,24=1,60$$

Και για τις δυο στάθμες επιτελεστικότητας το q (διατιθέμενο) είναι μικρότερο της τιμής 1.7.

8.4.2 4.5 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος έχουμε $T_{kt}=1,32\text{sec} \geq T_c=0.4\text{ sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$du(SD)=19,5\text{cm}$$

$$dy=17,54\text{cm} \text{ (Από διάγραμμα ADRS)}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=du(SD)/dy=19,5\text{cm}/17,54\text{cm}=1,11$$

$$q_0=a_u/a_1=1,54$$

$$q(SD)=q_0 * q_{\pi}=1,54 * 1,11=1,71$$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Ομοίως $q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$du(nc)=20,5\text{cm}$$

$$dy=17,54\text{cm}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=du(nc)/dy=20,5\text{cm}/17,54\text{cm}=1,17$$

$$q_u=a_u/a_1=1,54$$

$$q(nc)=q_u * q_{\pi}=1,54 * 1,17=1,80$$

Παρατηρούμε ότι και για τις δυο στάθμες επιτελεστικότητας το q (διατιθέμενο) είναι μεγαλύτερη του 1.7.

8.4.3 6.0 m ΑΝΟΙΓΜΑ

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ SD

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος έχουμε $T_{kt}=1,16\text{sec} \geq T_c=0,4\text{ sec} \rightarrow q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$d_u(\text{SD})=19,2\text{sec}$$

$$d_y=10,96\text{cm} \text{ (Από διάγραμμα ADRS)}$$

$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=d_u(\text{sd})/d_y=19,2\text{cm}/10,96\text{cm}=1,75$$

$$q_v=a_v/a_1=1,39 \text{ (Από διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης)}$$

$$q(\text{SD})=q_v * q_{\pi}=1,39 * 1,75=2,43$$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ NC

Ομοίως έχουμε $q_{\pi}=\mu_{\delta}$

$$d_u(\text{NC})=23\text{cm}$$

$$d_y=10,96\text{cm}$$

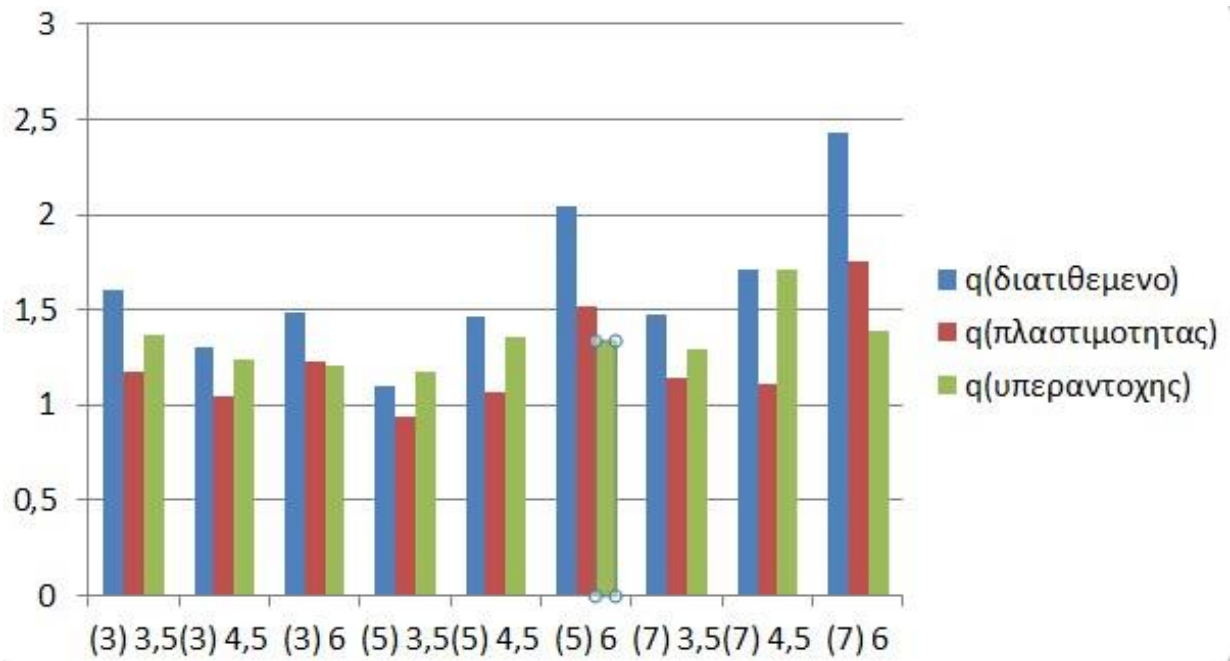
$$q_{\pi}=\mu_{\delta}=d_u(\text{NC})/d_y=23\text{cm}/10,96\text{cm}=2,10$$

$$q_v=1,39$$

$$q(\text{NC})=q_v * q_{\pi}=1,39 * 2,10=2,92$$

Και για τις δυο στάθμες έχουμε τιμή q (διατιθέμενη) μεγαλύτερη της τιμής 1.7 που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Γράφημα με τις διατιθέμενες αντοχές q για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Πίνακας για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Κτίριο		Ιδιοπερίοδος T _{κτ} sec	Υπεραντοχή q _v =a _v /a ₁	Πλαστιμότητα μ q _π =μδ	Δείκτης Συμπεριφοράς q q=q _v *q _π
Αριθμό Οροφών	Μηκος ανοιγμα των (m)				
3	3.5	0.65	1.37	1.17	1.6
3	4.5	0.83	1.24	1.05	1.3
3	6.0	0.82	1.21	1.23	1.49
5	3.5	1.16	1.17	0.94	1.1
5	4.5	1.11	1.36	1.07	1.46
5	6.0	1.03	1.34	1.52	2.04
7	3.5	1.31	1.29	1.14	1.47
7	4.5	1.32	1.54	1.17	1.8
7	6.0	1.16	1.39	1.75	2.43

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό ενός επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ο καλύτερος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας. Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει γίνει, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να μην είναι τόσο ασφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτήρια. Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας σήμερα εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκαν 9 υφιστάμενα κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος για την εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς τους. Τα κτίρια αυτά είχαν 3, 5 και 7 ορόφους με 3x4 ανοίγματα. Το μήκος των ανοιγμάτων ήταν 3.5 m, 4.5 m και 6.0 m. Μετά την διευρέυση του συντελεστή συμπεριφοράς q μέσα από ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) καταλήγουμε ότι τιμές q κυμαίνονται από 1,2-1,7 όπως ορίζει και ο Πίνακας 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ για κτίρια που είναι κατασκευασμένα πριν το 1985 χωρίς τοιχοποιία και χωρίς βλάβες.. Μεγαλύτερη τιμή του 1.7 για την στάθμη SD(Προστασία Ζωής) ήταν τα κτίρια 5ώροφο με 6.0m άνοιγμα, 7ώροφο με 4.5m άνοιγμα 7ώροφο με 6.0 m με τιμες 2.04 1.80 και 2.43 αντίστοιχα. Για στάθμη NC(Οιονεί κατάρρευση) τα κτίρια που είχαν μεγαλύτερη τιμή του 1.7 είναι το 3ώροφο με 3.5m άνοιγμα το 5ώροφο με 6.0m άνοιγμα το 7ώροφο με 4.5 m άνοιγμα και το 7ώροφο με 6.0m άνοιγμα με 1.81, 2.13, 1.8, 2.92 αντίστοιχα. Στόχος είναι η εκπλήρωση όλως των στόχων επιτελεσματικότητας και την αύξηση του συντελεστή q είτε με αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας (αύξηση διαστάσεων διατομών και οπλισμού) είτε με αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Ψυχάρης Ι.Ν. (2007), «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας», Σημειώσεις για το μάθημα του 9ου εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Παπασταματίου Δ. (1997) “ Τεχνική σεισμολογία ” Αθήνα.
- Τσελέντης Α. (1997) “ Σύγχρονη Σεισμολογία , Τόμος β ”, Παπασωτηρίου , Αθήνα.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013) “Κανονισμός Επεμβάσεων Τελικό κείμενο-3”Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) Αθήνα.
- Craig D. Comartin ,Richard W. Niewiarowski, Christopher Rojahn (1996) “Applied Technology Council , ATC _40 ” State of California
- Σπυράκος Κ. (2004) “ Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία ” , Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα.
- Αβραμίδης Ι.Ε. (2003) “Ανάλυση κατασκευών –Γενική εισήγηση– ”, Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Στατικής , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.
- Ugo Morelli, Thomas R. McLane, (2000) “ FEMA _356 ” Federal Emergency Management Agency ,Washington
- EC8 (2004) “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance British Standard” , CEN/TC250/SC1
- ΕΑΚ (2000) “ Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 ”Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) Αθήνα.
- Καραγιάννης Χρ. “Σχεδιασμός Συμπεριφορά κατασκευών απο Ω.Σ έναντι σεισμού
- Ρεπαπής Κ, Βιντζηλαίου, Ε ., Ζέρης Χ. [2006] Εκτίμηση συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων απο Ω.Σ με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης , - 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη.
- Αντωνόπουλος ,Θ. [2008]” Σεισμική Συμπεριφορά Παλαιών Κτιρίων με Pilotis και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωση της”, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Παντεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα

- Βεργίνη Δ., Τσιουμπής Κ., [2013] “Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Κτιρίων από Ω.Σ με Χρήση Ελαστικών-Ανελαστικών Μεθόδων” Τει Πειραια-Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων.
- Γιαννόπουλος Π.Ι.” Σχεδιασμός Φορέων με Βάση τον Ευρωκώδικα 2 Μέρος 1-1 (εν1992-1-1) Σκυροδέματος” 16^ο Συνέδριο ΤΕΕ, ΕΤΕΚ 21-23/10/2009, Πάφος, Κύπρος
- Γιαννόπουλος Π.Ι. “Σχεδιασμός Φορέων με Βάση τον Ευρωκώδικα 2 Μέρος 1-1 (εν1992-1-1) Σκυροδέματος “16^ο Συνέδριο ΤΕΕ, ΕΤΕΚ 21-23/10/2009 , Πάφος , Κύπρος σελ 13
- Γιαννόπουλος Π.Ι [2006]“Συνάφεια Ράβδων Οπλισμού στο Σκυρόδεμα” 15^ο Συνέδριο Συροδέματος, ΤΤ, ΕΤΕΚ, ,Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου
- ΕΑΚ ΦΕΚ 2184 Β/20-12-1999 [2000] “Ελληνικός Αντισεισμικός Σχεδιασμός
- Κοσμόπουλος, Α. [2005] “ Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος” Διδακτορική Διατριβή , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών – Πατρα
- Μώκος Β. “ Κανονισμός Επεμβάσεων , ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σχέδιο 5^ο) Βασικές Αρχές , Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας
- Fespa 7 for Windows [2008] “Εγχειρίδιο Χειρισμού”, LH Λογισμική , Αθήνα
- 1Scadapro” Structural Analysis & Design” Εγχειρίδιο Χρήσης Ανάλυσης, Ace Hellas
- Μανούκας Γ. Αθανοσοπούλου Α. , Αβραμίδης Ι., “Πρόσφατες Εξελίξεις στις Απλοποιητικές Μεθόδους Ανάλυσης Κατασκευών Ω.Σ “[Βιβλίο] –Πάφος 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος 2009
- Lawson R. Scott, Vance Vicky , Krawinkler Helmut 1994 “ Nonlinear static pushover analysis –why when and how?.” Proceedings of the 5th U.S National Conference on Earthquake Engineering , vol. I., 283-291.”.
- Chopra Anil K., Goel , Rakesh K. 2002 “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demand for buildings , Earthquake Engineering and Structural Dynamics “ 2002 , 31, 561-582.
- Gupta , Balrma, Kunnath, Sashi 2000 “ Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures , Earthquake Spectra “ Vol . 16, No2 , 367-390

