

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΟΥ 1954, ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΕΚΩΣ/ΕΑΚ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**ΑΘΑΝΑΣΟΠΟΥΛΟΥ ΕΛΕΝΗ ΜΑΡΙΑ
ΜΑΡΑΜΠΕΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

Περίληψη

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας επιχειρήθηκε να διερευνηθεί η απόκριση κτιρίου τετραγωνικής μη συμμετρικής κάτοψης σε όλους τους δυνατούς συνδυασμούς σεισμικών ζωνών περνώντας από την προ αντισεισμικών κανονισμών εποχή στην σημερινή εποχή του EC8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιελάμβανε τα στάδια i) του σχεδιασμού 2ορόφου κτιρίου σύμφωνα με τον κανονισμό του 1954 καθώς και η ενίσχυσή του ώστε να επαρκεί, ii) της προσθήκης τρίτου ορόφου και έλεγχο σύμφωνα με τον κανονισμό ΕΑΚ2000 και iii) την αποτίμηση της επάρκειας του κτιρίου με τα σημερινά δεδομένα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ ακολουθώντας τη μέθοδο της στατικής μη γραμμικής υπερωθητικής ανάλυσης (push over). Η παραπάνω μεθοδολογία εφαρμόστηκε για όλους τους συνδυασμούς σεισμικών ζωνών περνώντας από τον κανονισμό του 1954 (σεισμική επιτάχυνση 0.06, 0.08, 0.12), στον ΕΑΚ (ζώνες I-IV) και τέλος στον EC8/ΚΑΝ.ΕΠΕ (ζώνες I-III).

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Δεδομένης της εναλλαγής κανονισμών κατά τις τελευταίες δεκαετίες και λαμβάνοντας υπ' όψιν τη σημαντικότητα της ανάλυσης για σεισμικές φορτίσεις στον ελλαδικό χώρο, η παρούσα εργασία επιδιώκει σε μορφή ερευνητικής ανασκόπησης να καταδείξει πρακτικά τη σημασία της μετάβασης από τον ένα κανονισμό στον άλλο, αλλά και τις επιπτώσεις του να μεταβαίνει μία συγκεκριμένη περιοχή του χάρτη από μία σεισμική ζώνη σε μία άλλη κατά την αλλαγή των κανονισμών. Η πρακτική σημασία της εργασίας έγκειται στο γεγονός ότι είναι πολύ σύνθητες κατά την εναλλαγή των κανονισμών ένα κτίριο να μεταβεί σε διαφορετική σεισμική ζώνη και σε περίπτωση προσθήκης ορόφου ή επιθυμητής επέμβασης να χρειαστεί εκ νέου ανάλυση με τα δεδομένα του νέου κανονισμού.

Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκε ένα τυχαίο σύνθητες 2όροφο κτίριο μη συμμετρικής κάτοψης (μη υπαρκτό) το οποίο αρχικά έπρεπε να τροποποιηθεί κατάλληλα ώστε να επαρκεί για την ανάλυση σύμφωνα με τον κανονισμό του '54/'59 [1]. Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε αρχικά ως τριώροφο σε περιοχή με σεισμική επιτάχυνση 0.08g και στη συνέχεια αφαιρέθηκε ο τρίτος όροφος αφήνοντας τις γνωστές αναμονές κατά τη συνήθη πρακτική της εποχής (ανάλυση για πρόβλεψη προσθήκης ορόφου). Το κτίριο μετέπειτα ελέγχθηκε και για τις άλλες δύο σεισμικές επιταχύνσεις όπως αυτές προβλέπονται από τον παραπάνω κανονισμό (0.06g και 0.12g). Στη συνέχεια έγινε προσθήκη του τρίτου ορόφου, ανάλυση και έλεγχος επάρκειας του κτιρίου με τον ΕΑΚ2000/ΕΚΩΣ2000 [2,3], και τέλος πραγματοποιήθηκε αποτίμηση του τριώροφου πλέον κτιρίου με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [4] με παράλληλη πρόταση ενισχύσεων/επεμβάσεων στην περίπτωση μη επάρκειας.

Το σύνολο της εργασίας αποτελεί ένα ρεαλιστικό σενάριο κατά το οποίο χτίστηκε ένα σπίτι από μία οικογένεια, στη συνέχεια ένα τέκνο της οικογένειας πραγματοποίησε την προσθήκη του ορόφου για να κατοικήσει και τελικά έγινε αποτίμηση του κτιρίου σαν αποτέλεσμα τυχόντων φθορών από μία έντονη σεισμική καταπόνηση.

Το βασικό στοιχείο της έρευνας που πραγματοποιήθηκε είναι να διευκρινιστεί ποιες είναι οι δυνατές μεταβάσεις σεισμικών συντελεστών μεταξύ των κανονισμών. Είναι χαρακτηριστικό ότι τελικά από τους 36 θεωρητικά δυνατούς συνδυασμούς πρακτικά μόνο οι 10 υπάρχουν σε τουλάχιστον μία περιοχή της Ελλάδας.

Οι αναλύσεις, ο σχεδιασμός και η αποτίμηση των κτιρίων έγιναν με τη βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος Fespa 10R [5].

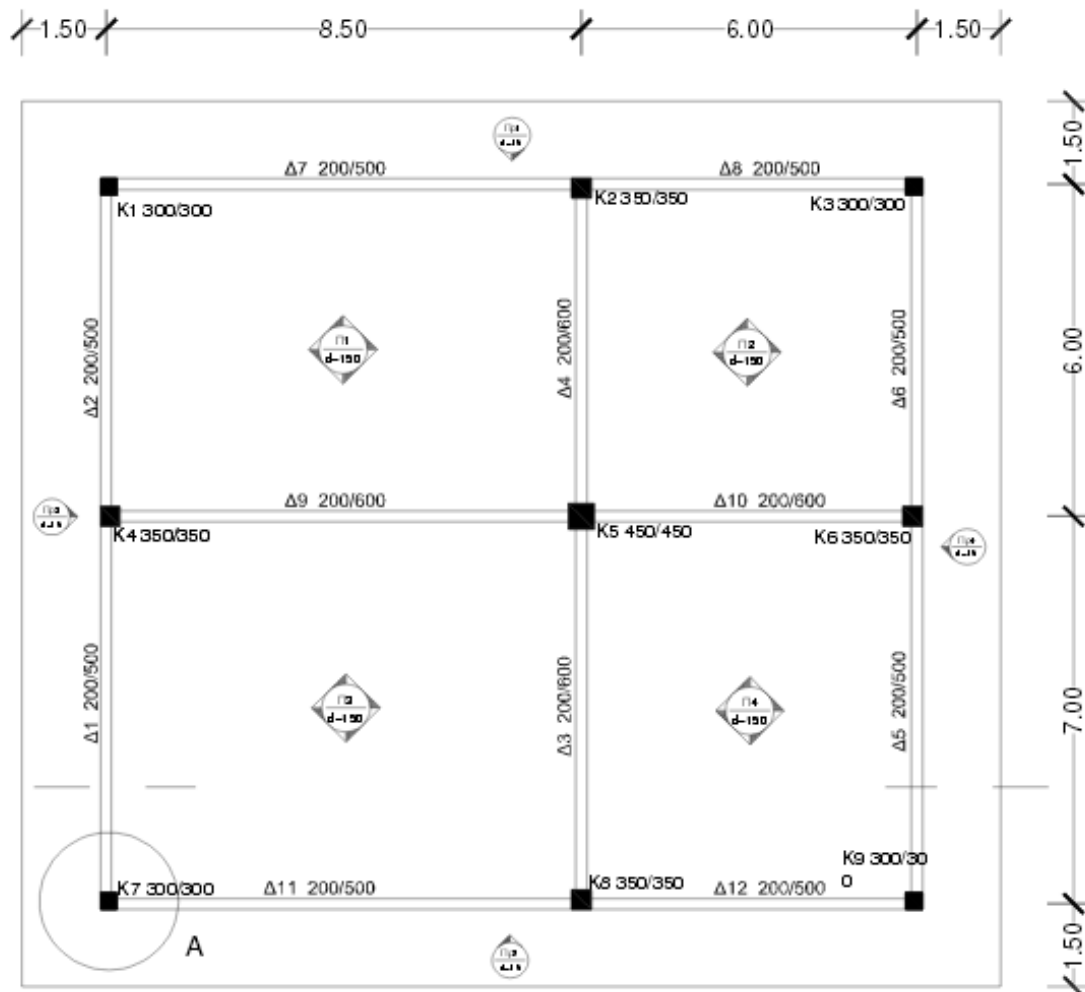
2. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

2.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΡΧΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το αρχικό κτίριο επιλέχθηκε σε συνεργασία με τον διδάσκοντα του μαθήματος κ. Δρίτσο και αποτελεί ένα μη συμμετρικό κτίριο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 16m x 17.5m όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 1. Το ύψος ορόφου λήφθηκε ίσο με 3.0m. Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν είναι τα παρακάτω και αναφέρονται με τις ονοματολογίες της εποχής του κανονισμού του '54:

- Σκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής B300 με μέση τιμή θλιπτικής αντοχής κυβικού δοκιμίου 30 MPa (κατηγορία ανάλογη του σημερινού C20/25)
- Χάλυβας κατηγορίας StIII με μέση τιμή τάσης διαρροής 470MPa (κατηγορία ανάλογη του σημερινού S400)

Ακόμη επιλέχθηκε επικάλυψη των μελών του κτιρίου ίση με 20mm και απόσταση συνδετήρων 300mm με βάση τον ισχύοντα κανονισμό και σεισμική επιτάχυνση ίση με 0.08g. Επικινδυνότητα εδάφους β^1 . Οι υπόλοιπες διαστάσεις των γραμμικών μελών και των πλακών ορίστηκαν όπως φαίνονται στο Σχήμα 1.



Σχήμα 1: Αρχική κάτοψη κτιρίου

¹ Ψαθυρά ή χαλαρά εδάφη εις οριζόντια στρώση ή με ελαφρά κλίση [2]

Τα χαρακτηριστικά του εδάφους λήφθηκαν ως εξής:

- Είδος Εδάφους: άργιλος λίγο υγρή
- Δείκτης K_s : $4000 \text{ tn/m}^2/\text{m}$
- Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου: $\delta=30^\circ$
- Επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=30 \text{ tn/m}^2$
- Ολικό ειδικό βάρος εδάφους: 2 tn/m^2

Η επίλυση του αρχικού κτιρίου έδωσε ανεπάρκεια για τα δεδομένα της κατασκευής οπότε κρίθηκε αναγκαίο να γίνουν ορισμένες τροποποιήσεις ώστε να έχουμε την επιθυμητή αρχική επάρκεια του κτιρίου. Οι τροποποιήσεις αυτές κατά την σειρά με την οποία επιχειρήθηκαν ήταν οι εξής:

- Περιορισμός των μεγάλων ανοιγμάτων στις πλάκες Π1 και Π2 με την προσθήκη ενδιάμεσων υποστυλωμάτων στις δοκούς Δ7, Δ9 και Δ11 και αντίστοιχες νέες δοκούς συνδέοντας μεταξύ τους τα υποστυλώματα
- Αφαίρεση των δύο εξωστών δεξιά και αριστερά του κτιρίου (Πρ1 και Πρ2)
- Αύξηση του πάχους των πλακών (χωρίς αποτέλεσμα και τελικά επαναφέρθηκε στην αρχική του τιμή)
- Αύξηση των διαστάσεων των περιμετρικών υποστυλωμάτων 30/30 σε 35/35 και τους πλάτους των περιμετρικών δοκών από 200mm σε 300mm.
- Αύξηση των διαστάσεων των πέλδων της θεμελίωσης (σε σχέση με τις διαστάσεις που έδινε η ανάλυση του προγράμματος)
- Αύξηση των διαστάσεων των δοκών της θεμελίωσης

Το τελικό κτίριο το οποίο μετά τις παραπάνω παρεμβάσεις επαρκούσε πλήρως στη συνέχεια ελέγχθηκε και για τις υπόλοιπες δύο τιμές σεισμικής επιτάχυνσης (0.06g και 0.12g) για τις οποίες και διαστασιολογήθηκε έχοντας ωστόσο τις ίδιες διατομές μελών και πάχη πλακών. Οι τελικές κατόψεις της θεμελίωσης και του ισογείου για τη σεισμική επιτάχυνση 0.08g δίνονται ενδεικτικά στο Σχήμα 2, ενώ τριδιάστατη άποψη του κτιρίου δίνεται στο Σχήμα 3.

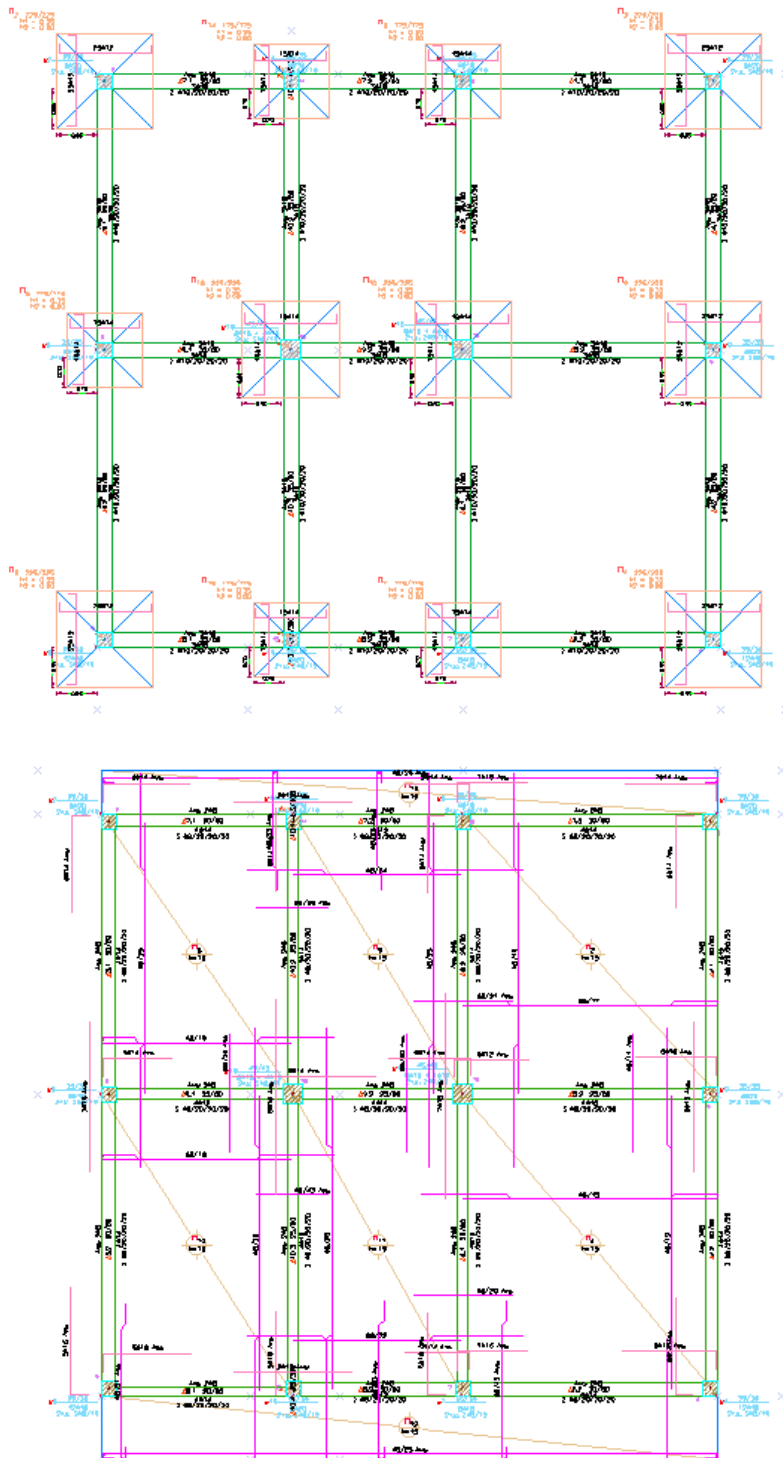
2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΕΑΚ/ΕΚΩΣ

Κατά το δεύτερο στάδιο της εργασίας στο τελικό κτίριο το οποίο επαρκεί και στις 3 σεισμικές ζώνες του κανονισμού του '54 προστέθηκε ένας επιπλέον όροφος σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ/ΕΚΩΣ. Τα δεδομένα τα οποία λήφθηκαν υπ' όψιν για την ανάλυση του κτιρίου είναι τα παρακάτω:

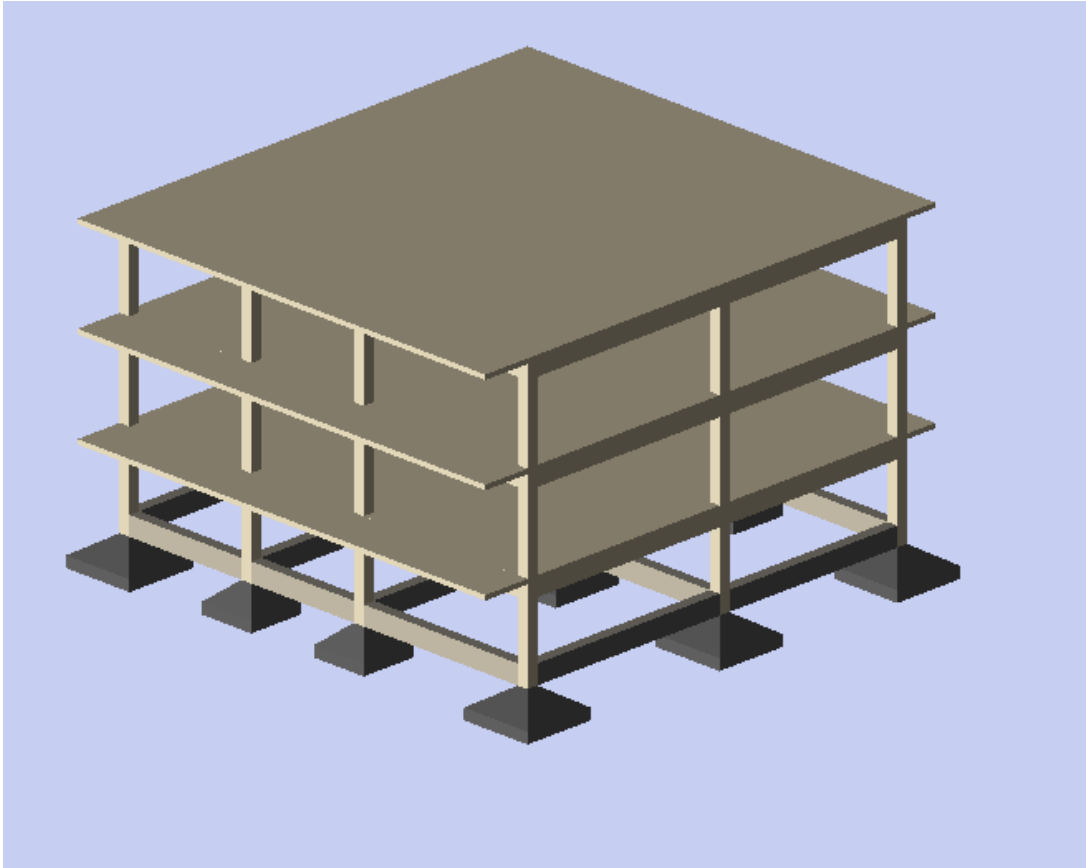
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου: II (συνήθη κτίρια)
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q: 3.5
- Κατηγορία εδάφους: B
- Συντελεστής θεμελίωσης θ: 1.0
- Συντελεστής απόσβεσης ξ: 5.0%
- Συντελεστής φάσματος λ: 1.0
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I,II,III,IV (ανάλογα με την περίπτωση συνδυασμού)

Ακόμη χρησιμοποιήθηκαν 9 ιδιομορφές ώστε να συμπληρωθεί ποσοστό συμμετοχής μάζας μεγαλύτερο από 90% για τις δύο κύριες διευθύνσεις x,y. Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την προσθήκη του ορόφου ήταν σκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής C25/30 και χάλυβας κατηγορίας S500, η απόσταση των συνδετήρων ήταν 200mm και η επικάλυψη των μελών ήταν ίση με 30mm.

Στο τριώροφο πλέον κτίριο διαστασιολογήθηκε μονάχα ο τρίτος όροφος κατά ΕΑΚ/ΕΚΩΣ για όλες τις δυνατές περιπτώσεις συνδυασμού σεισμικών συντελεστών.



Σχήμα 2: Τελική κάτοψη θεμελίωσης και ισογείου κτιρίου



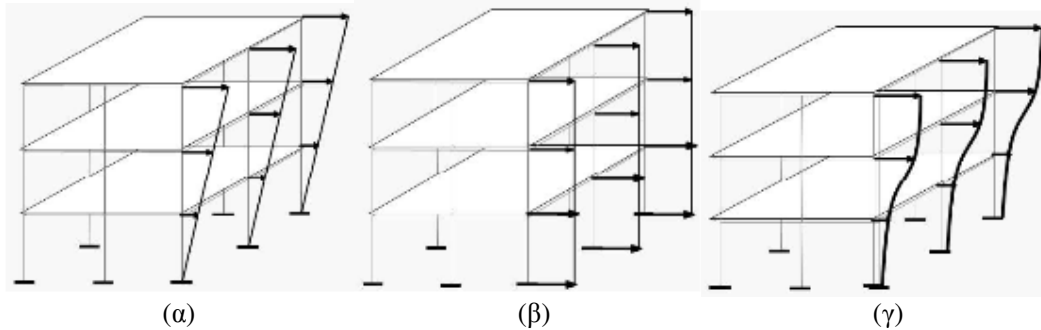
Σχήμα 3: Τριδιάστατη άποψη του τελικού κτιρίου

3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ PUSH OVER

3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSH OVER)

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8, τα πρότυπα του Αμερικανικού συλλόγου πολιτικών μηχανικών για τη σεισμική αποκατάσταση υαρχουσών κατασκευών (ASCE, 2007) και ο Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) προτείνουν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μίας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μίας στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover. Σε αντιπαράθεση η περιπλοκότερη ελαστοπλαστική ανάλυση χρονοϊστορίας δεν προτείνεται λόγω του υπέρογκου υπολογιστικού κόστους που απαιτείται.

Η διαδικασία της υπερωθητικής ανάλυσης περιλαμβάνει την εφαρμογή σταδιακά αυξανόμενων πλευρικών φορτίων, διατηρώντας ωστόσο σταθερό το μέγεθος των μεταξύ τους τιμών. Συνήθως η κατανομή των παραπάνω φορτίων είναι τριγωνική καθ' ύψος με τα φορτία να ασκούνται στις στάθμες της κορυφής των ορόφων. Άλλες περιπτώσεις κατανομής φορτίων είναι η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική, όπως φαίνονται στο Σχήμα 3. Το στοχευόμενο κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης είναι είτε η μέγιστη δύναμη την οποία έχουμε υπολογιστεί ότι η κατασκευή μπορεί να φέρει, είτε η μέγιστη μετακίνηση δεδομένου κόμβου της κατασκευής. Παράλληλα τα κατακόρυφα φορτία παραμένουν σταθερά κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.



Σχήμα 3: α) τριγωνική, β) ομοιόμορφη και γ) ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων

Κατά την ανάλυση pushover γίνεται ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία λόγω βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Κύριοι στόχοι της ανάλυσης pushover είναι α) να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας, β) να τεκμηριωθεί η ύπαρξη υπεραντοχής στο κτίριο και γ) η εποπτεία των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτό τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστύλωματος - ασθενούς δοκού [6].

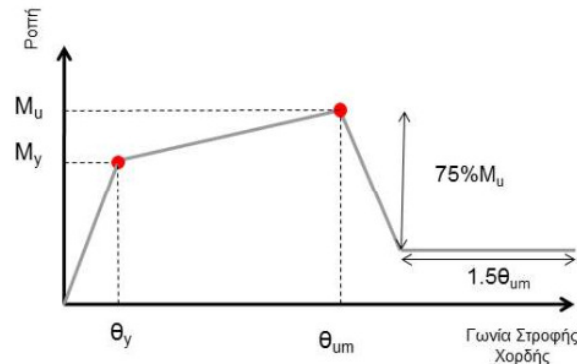
3.1.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται κυρίως στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης F (δύναμη ή ροπή) με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις δ (μετατοπίσεις ή στροφές). Η μορφή του διαγράμματος έντασης - παραμόρφωσης είναι τέτοια ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο εξεταζόμενο μέλος. Στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών έχουμε διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης ενώ στην περίπτωση καμπτόμενων μελών έχουμε διαγράμματα ροπής M - στροφής θ . Η γενική μορφή του διαγράμματος M - θ δίνεται στο Σχήμα 4α. οι περιοχές στις οποίες μπορεί να χωριστεί ένα διάγραμμα M - θ είναι α) η ελαστική περιοχή μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής, β) η μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία και γ) η παραμένουσα αντίσταση του στοιχείου η οποία εκφράζεται μέσω του οριζόντιου κλάδου του διαγράμματος (μέσω αυτού του κλάδου εκφράζεται η ικανότητα του μέλους να παραλάβει μόνο κατακόρυφα φορτία).

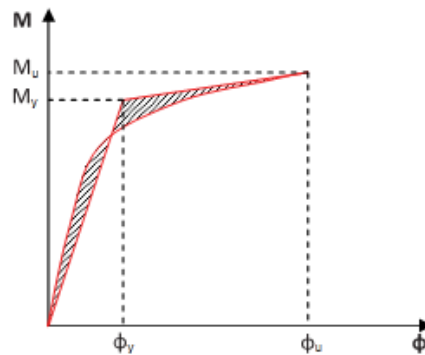
Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση απαιτεί την εύρεση της αντοχής των διατομών των μελών. Για κάθε κρίσιμη διατομή, είναι δυνατή η εξαγωγή του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων. Βασική παραδοχή της προσέγγισης αποτελεί ότι η επιπεδότητα των διατομών διατηρείται στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα. Το διάγραμμα είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια τόσο για συμμετρικές όσο και για ασύμμετρες διατομές και για συνδυασμό

αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης. Το διάγραμμα ροπών - καμπυλοτήτων είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίηση αυτού επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια (εμβαδό κάτω από την καμπύλη) ισούται με την ενεργεία του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 4β.

Η καμπυλότητα των διατομών υπολογίζεται από κατάλληλες εξισώσεις οι οποίες αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπως π.χ. στην περίπτωση της διαρροής της διατομής κατά την οποία η καμπυλότητα στη διαρροή, για διατομές σταθερού πλάτους θλιβόμενης ζώνης προσδιορίζεται από τις εξισώσεις του Σχήματος 5 [6].



(α)



(β)

Σχήμα 4: α) Τυπική μορφή διαγράμματος M-θ και β) διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων διατομής [6].

$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d}$	Η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού.
$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$	Η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος.

Σχήμα 5: Εξισώσεις υπολογισμού καμπυλότητας διατομών κατά τη διαρροή

3.1.2 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών οπλισμένου σκυροδέματος η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα να περιγράψει το βαθμό παραμόρφωσης του μέλους μετά τη ρηγμάτωση. Αυτό οφείλεται στη συνύπαρξη εκτός από καμπτικών παραμορφώσεων και παραμορφώσεων που οφείλονται σε διατμητική ρηγμάτωση λόγω λοξών εφελκυστικών τάσεων, σε διατμητικά φαινόμενα αλλά και σε φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού.

Για τους προαναφερθέντες λόγους τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ . ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Η γωνία στροφής χορδής είναι η στρόφη στο άκρο του μέλους όταν εξαλειφθούν οι κινήσεις στερεού σώματος.

Στο Σχήμα 6α διακρίνεται απλοποιητικά η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής σε ένα καμπτόμενο υποστυλώμα. Στην κορυφή του υποστυλώματος επιβάλλεται οριζόντια μετατόπιση Δ και στρόφη θ_2 . Συνεπώς, η γωνία στροφής χορδής του άκρου Β είναι η διαφορά της επικόμβιας στροφής από τη στρόφη που επιβάλλεται στην μετακίνηση Δ . Αντίθετα στον κόμβο Α η γωνία στροφής χορδής προκύπτει μόνο από την οριζόντια μετακίνηση Δ [6].

3.1.3 ΕΠΙΡΡΟΕΣ 2^{ΗΣ} ΤΑΞΗΣ

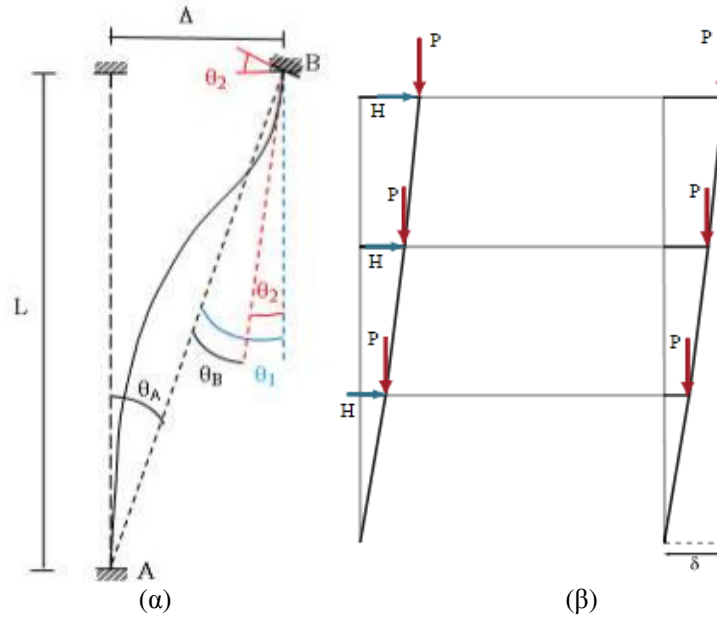
Η στατική ανάλυση 1^{ης} τάξης σχετίζεται με την ισορροπία του απαραμόρφωτου φορέα με την παραδοχή ότι οι μετακινήσεις είναι αρκετά μικρές. Στη στατική ανάλυση 2^{ης} τάξης θεωρείται ότι ο απαραμόρφωτος φορέας δεν ταυτίζεται με τον παραμορφωμένο και συνεπώς η ισορροπία ροπών λαμβάνεται στην παραμορφωμένη κατάσταση.

Στην ανελαστική στατική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2^{ης} τάξης πρέπει να συνεκτιμώνται στην ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.4.7) διότι στην οροφή του δομήματος η μετακίνηση δ μπορεί να πάρει μεγάλες τιμές και να οδηγήσουν στην επιβολή επιπρόσθετων ροπών, επιταχύνοντας την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα. Κατά συνέπεια η αγνόηση των φαινομένων αυτών μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση της αντοχής του κτιρίου. Το παραπάνω φαίνεται στο Σχήμα 6β όπου διακρίνεται ο απαραμόρφωτος και ο παραμορφωμένος φορέας υπό οριζόντια φόρτιση καθώς και ο μοχλοβραχίονας δ μεταξύ ενός κατακόρυφου συγκεντρωμένου φορτίου P του ανώτατου ορόφου και της ακλόνητης στήριξης της βάσης [6].

3.1.4 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπ' όψιν στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8 (§4.3.3.4.2.3(1),(2)) [7].

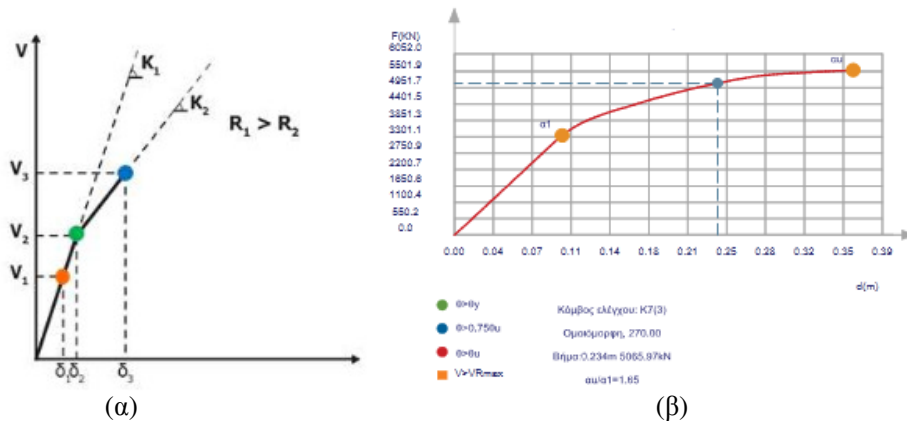
Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση των επιβαλλόμενων μετακινήσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Οι δύο μέθοδοι αναφέρονται ως «Μέθοδος Ελέγχου Δυνάμεων» και «Μέθοδος Ελέγχου Μετακινήσεων», αντίστοιχα.



Σχήμα 6: α) γωνία στροφής χορδής στους κόμβους υποστυλώματος και β) επιρροή φαινομένων P-δ σε τυπικό πλαίσιο.

Η καμπύλη αντίστασης του φορέα συνήθως κατασκευάζεται με χρήση των τεμνουσών βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου πολλών φάσεων. Στο Σχήμα 7 διακρίνεται η ελαστική συμπεριφορά σταθερής δυσκαμψίας μέχρι το σημείο κατά το οποίο εμφανίζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση (το δυσμενέστερο σημείο φθάνει την πλαστική ροπή αντοχής του). Ακόμη είναι εμφανής η μείωση της δυσκαμψίας με την εμφάνιση της πλαστικής άρθρωσης. Η διαδοχική εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής θα οδηγήσει σε τελικό στάδιο σε εξαιρετικά μεγάλη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και τελικά σε μηχανισμό. Στο Σχήμα 7 δίνεται ακόμη και μία τυπική καμπύλη αντίστασης όπως αυτή εξάγεται από το υπολογιστικό πρόγραμμα Fespa.

Βασικό δεδομένο το οποίο σχετίζεται με την παραπάνω καμπύλη είναι οι πολλαπλασιαστικοί συντελεστές των οριζόντιων φορτίων α_1 και α_u οι οποίοι αντιστοιχούν σε καμπτική διαρροή του πρώτου μέλους, και δημιουργία πλήθους πλαστικών αρθρώσεων ώστε να επέλθει αστάθεια, αντίστοιχα [6].



Σχήμα 7: διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κόμβου ελέγχου α) τυπική καμπύλη και β) καμπύλη Fespa [6].

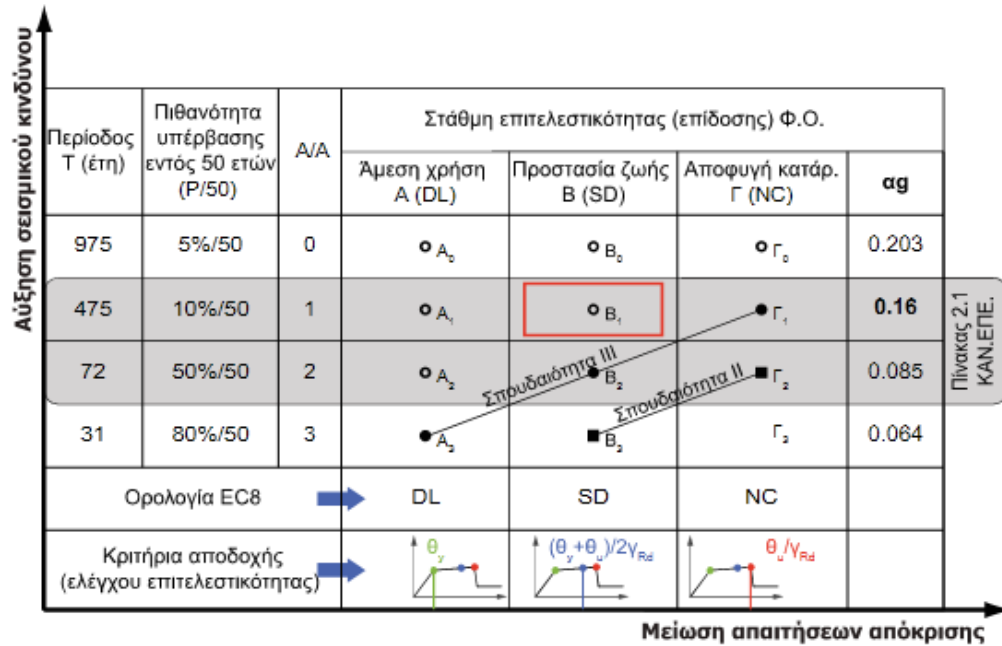
3.1.5 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό όριο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κυρίου του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπ' όψιν και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

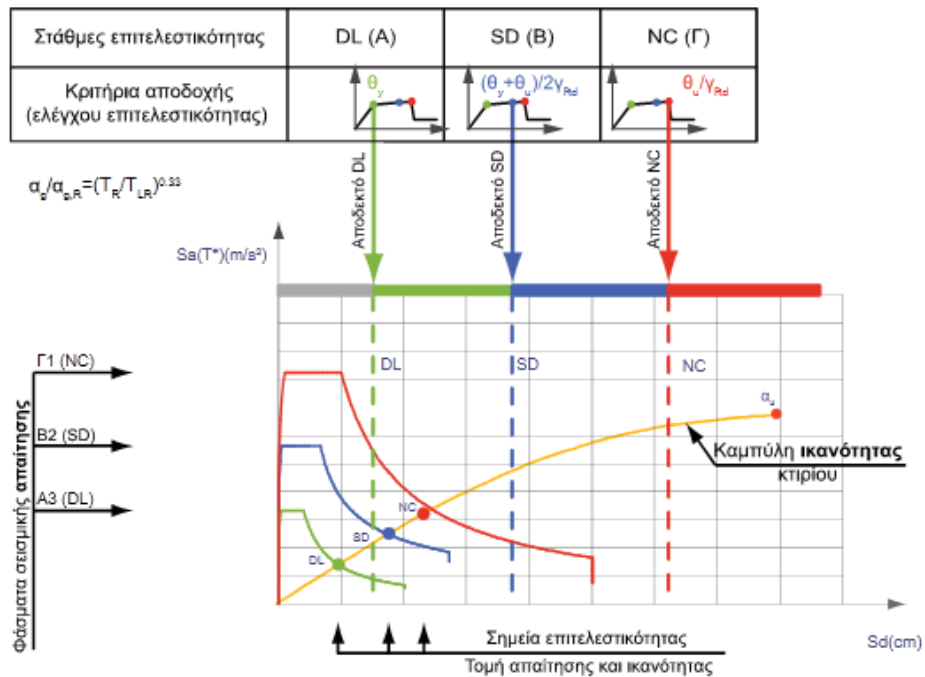
- *Στάθμη περιορισμού βλαβών (Damage Limitation - DL)*: Η οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς Στάθμη Επιτελεστικότητας Α (Άμεση χρήση μετά το σεισμό), εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής εδώ είναι $\theta < \theta_y$.
- *Στάθμη Σημαντικών βλαβών (Severe Damage - SD)*: Κατά την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή Στάθμη Επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής), τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να φέρουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφάλειας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u . Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής εδώ είναι $\theta < 0.75\theta_u$.
- *Στάθμη Οιονεί κατάρρευσης (Near Collapse - NC)*: Για την οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης ή αλλιώς Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ (Αποφυγή Οιονεί κατάρρευσης) εξασφαλίζεται για τα φέροντα στοιχεία ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής εδώ είναι $\theta < \theta_u$.

Στον Πίνακα του Σχήματος 8 δίνονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε κόκκινο πλαίσιο δίνεται ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του EC8. Ο στόχος αυτός αποτελεί την προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επαναφοράς 10% στα 50 χρόνια. Επίσης, μία υφιστάμενη κατασκευή, ανάλογα με την σπουδαιότητά της παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας [6,8].

Τέλος, στο Σχήμα 9 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για μια συγκεκριμένη κατασκευή καθώς και τα ελαστικά σεισμικά φάσματα απαίτησης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Ακόμη με τις κουκίδες σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις και με τις κατακόρυφες διακεκομμένες γραμμές οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης της κατασκευής σε κάθε στάθμη. Εφόσον η κάθε διακεκομμένη γραμμή βρίσκεται στα δεξιά της αντίστοιχης στοχευόμενης μετακίνησης, η εν λόγω κατασκευή καθίσταται επαρκής στις απαιτήσεις αποτίμησης.



Σχήμα 8: Στάθμες επιτελεστικότητας [6]



Σχήμα 9: Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότητας για δεδομένη κατασκευή στο Fespa [6,8].

3.2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Κατά το στάδιο της αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, αρχικά διερευνήθηκαν όλοι οι θεωρητικά πιθανοί συνδυασμοί μεταβάσεων μεταξύ των σεισμικών ζωνών κατά την εναλλαγή των κανονισμών (36 στο σύνολό τους) σαρώνοντας όλο το χάρτη του ελλαδικού χώρου. Αποδείχθηκε ότι τελικά οι δυνατοί συνδυασμοί οι οποίοι βρέθηκαν να ισχύουν για τουλάχιστον μία πόλη της Ελλάδας είναι μονάχα 10, όπως αυτοί παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Παράλληλα για κάθε συνδυασμό δίνεται ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα πόλης η οποία αντιπροσωπεύει τον εν λόγω συνδυασμό [7].

Τα 10 κτίρια που προέκυψαν τελικά επιλύθηκαν για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής) καθώς θεωρήθηκαν τα κτίρια ως συνήθη (κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ). Ακόμη θεωρήθηκε πιθανότητα υπέρβασης 50%. Η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέχθηκε σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (αποτίμηση αυθαιρέτου για υφιστάμενα κτίρια και προσθήκες).

Η εκτίμηση και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων στηρίχθηκε κυρίως στους λεγόμενους λόγους επάρκειας λ , οι οποίοι υποδεικνύουν κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής, ($\lambda_\theta = \theta / \theta_{lim}$), ή την οριακή τιμή της τέμνουσας δύναμης αντοχής του ($\lambda_v = V / V_R$) όπως αυτά ορίζονται σύμφωνα με τη στάθμη επιτελεστικότητας. Τα κριτήρια των λόγων επάρκειας ικανοποιούνται στην περίπτωση κατά την οποία η τιμή του είναι μικρότερη ή ίση της μονάδας (ή $< 100\%$). Η ταυτόχρονη ικανοποίηση και των δύο κριτηρίων λόγων επάρκειας απαιτείται μόνο στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ (οιονεί κατάρρευση).

Τα αποτελέσματα των 10 συνδυασμών σε όρους λόγων επάρκειας παρουσιάζονται ξεχωριστά για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Ακόμη ελέγχονται τόσο ο λόγος επάρκειας που σχετίζεται με γωνία στροφής χορδής (στροφής), όσο και ο λόγος επάρκειας τέμνουσας δύναμης (διάτμησης). Στα Σχήματα 10 και 11 δίνονται οι μέσες τιμές των λόγων επάρκειας για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις, ενώ παράλληλα εμφανίζονται και τα σφάλματα μέσης τιμής² για κάθε συνδυασμό. Ακόμη στα Σχήματα 12 και 13 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων για κάθε συνδυασμό, ενώ στον Πίνακα 2 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα αποτελέσματα.

Από τα αποτελέσματα παρατηρείται αρχικά ότι σε κανένα από τους συνδυασμούς δεν παρατηρείται ανεπάρκεια του φορέα, καθώς ακόμα και στην δυσμενέστερη περίπτωση του συνδυασμού 3.4.3. η μέγιστη τιμή του λόγου επάρκειας είναι ίση με την μονάδα (λόγος επάρκειας διάτμησης υποστυλωμάτων). Για τα υποστυλώματα οι μέσες τιμές των λ_θ και λ_v κυμαίνονται από 32% έως 58% και από 36% έως 75%, αντίστοιχα. Οι μέγιστες τιμές επίσης για τα υποστυλώματα είναι από 46% έως 93% και από 58% έως 100%, αντίστοιχα. Για τις δοκούς έχουμε μέσες τιμές των λ_θ και λ_v από 8% έως 16% και από 31% έως 44%, αντίστοιχα. Οι μέγιστες τιμές για τις δοκούς είναι από 22% έως 43% και από 71% έως 91%, αντίστοιχα. Από τα παραπάνω παρατηρείται ότι δυσμενέστερα αποτελέσματα εξάγονται για την περίπτωση των υποστυλωμάτων. Αναφορικά με το είδος του εξεταζόμενου λόγου επάρκειας μεγαλύτερες τιμές καταγράφονται για το λόγο διάτμησης.

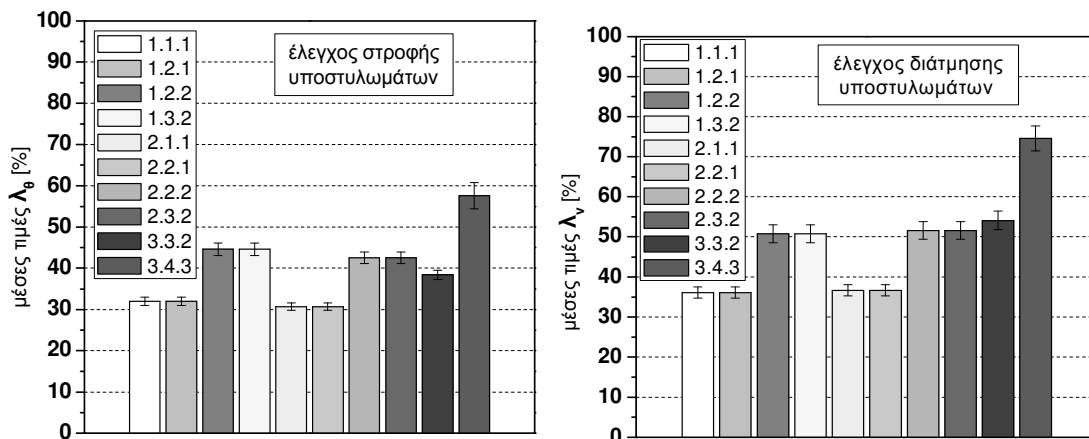
Όσον αφορά στους συνδυασμούς μετάβασης μεταξύ των σεισμικών ζωνών τα αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι καθόσον αυξάνεται η σεισμική επιτάχυνση αυξάνονται και οι τιμές των λόγων επάρκειας. Οι τιμές για αρχική επιτάχυνση 0.06g από τον κανονισμό του '54/'59 (1.1.1, 1.2.1, 1.2.2, 1.3.2) κυμαίνονται από 8% έως 87% για όλα τα μέλη ενώ οι συνδυασμοί με αρχική σεισμική επιτάχυνση 0.12g (3.3.2, 3.4.3) δίνουν τιμές από 11% έως 100%. Τέλος, η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης για την οποία διαστασιοποιείται η

² Το σφάλμα μέσης τιμής ορίζεται ως η τυπική απόκλιση διαιρεμένη με την τετραγωνική ρίζα του πλήθους των μετρήσεων

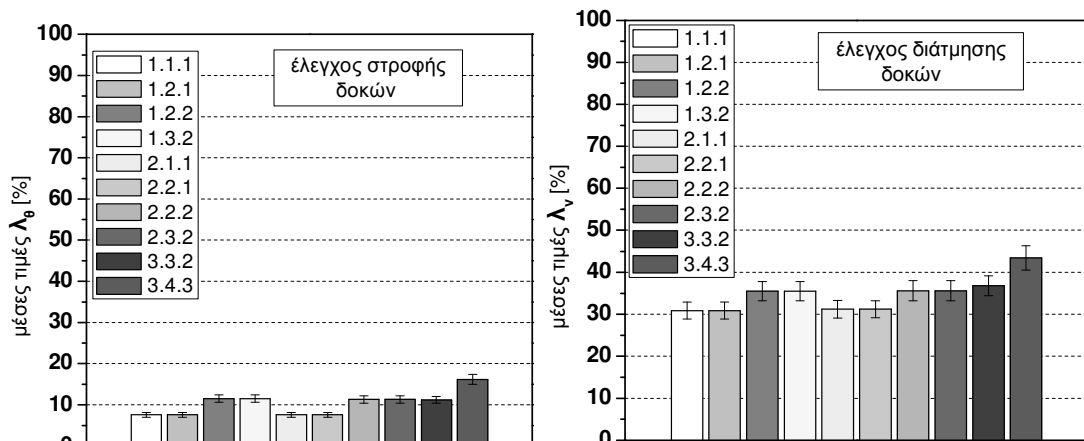
προσθήκη ορόφου δεν φαίνεται να επηρεάζει καθώς οι τιμές των λόγων επάρκειας παραμένουν σταθερές για μεταβαλλόμενη σεισμική ζώνη κατά την προσθήκη.

Ονοματολογία συνδυασμού	Σεισμική επιτάχυνση (1959) - δόμηση κτιρίου	Σεισμική ζώνη κατά ΕΑΚ 2000 -προσθήκη ορόφου	Σεισμική ζώνη κατά EC8 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - αποτίμηση κτιρίου	Παράδειγμα πόλης
1.1.1	0.06	I	I	Αικατερίνη
1.2.1	0.06	II	I	Γρεβενά
1.2.2	0.06	II	II	Καρπενήσι
1.3.2	0.06	III	II	Κιλκίς
2.1.1	0.08	I	I	Νευροκόπι
2.2.1	0.08	II	I	Τρίπολη
2.2.2	0.08	II	II	Σαντορίνη
2.3.2	0.08	III	II	Πάτρα
3.3.2	0.12	III	II	Σητεία
3.4.3	0.12	IV	III	Λευκάδα

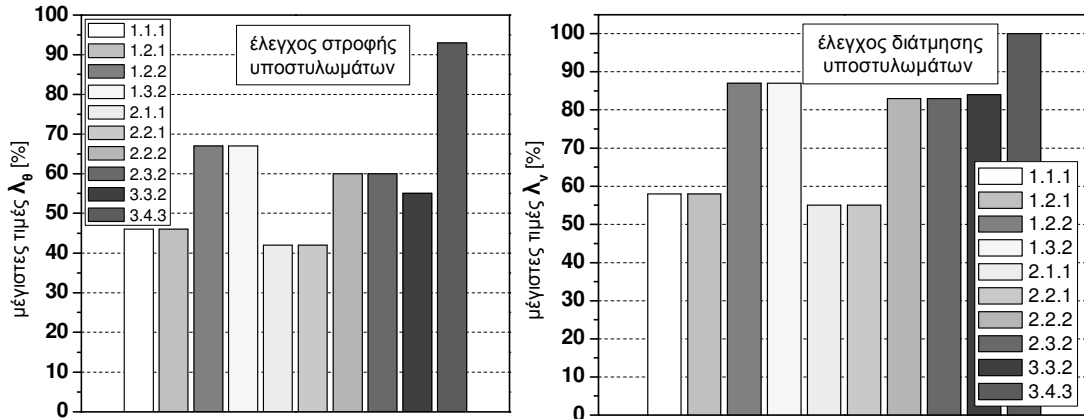
Πίνακας 1: Δυνατοί συνδυασμοί μετάβασης μεταξύ σεισμικών ζωνών και παράδειγμα πόλης



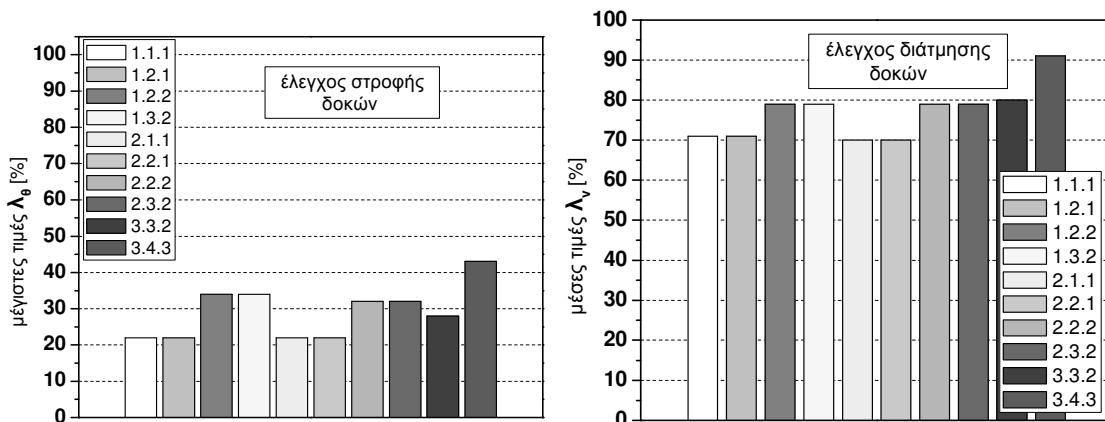
Σχήμα 10: Συγκεντρωτικά διαγράμματα μέσω τιμών λόγων επάρκειας στροφής και διάτμησης υποστλωμάτων



Σχήμα 11: Συγκεντρωτικά διαγράμματα μέσω τιμών λόγων επάρκειας στροφής και διάτμησης δοκών



Σχήμα 12: Συγκεντρωτικά διαγράμματα μέσων τιμών λόγων επάρκειας στροφής και διάτμησης υποστρωμάτων



Σχήμα 13: Συγκεντρωτικά διαγράμματα μέστων τιμών λόγων επάρκειας στροφής και διάτμησης δοκών

Ονοματολογία συνδυασμού	υποστρώματα				δοκοί			
	$\lambda_{\theta,max}$ [%]	$\lambda_{\nu,max}$ [%]	$\lambda_{\theta,mean}$ [%]	$\lambda_{\nu,mean}$ [%]	$\lambda_{\theta,max}$ [%]	$\lambda_{\nu,max}$ [%]	$\lambda_{\theta,mean}$ [%]	$\lambda_{\nu,mean}$ [%]
1.1.1	46.0	58.0	32.0	36.1	22.0	71.0	7.6	30.9
1.2.1	46.0	58.0	32.0	36.1	22.0	71.0	7.6	30.9
1.2.2	67.0	87.0	44.6	50.8	34.0	79.0	11.5	35.5
1.3.2	67.0	87.0	44.6	50.8	34.0	79.0	11.5	35.5
2.1.1	42.0	55.0	30.7	36.7	22.0	70.0	7.6	31.2
2.2.1	42.0	55.0	30.7	36.7	22.0	70.0	7.6	31.2
2.2.2	60.0	83.0	42.5	51.6	32.0	79.0	11.3	35.6
2.3.2	60.0	83.0	42.5	51.6	32.0	79.0	11.3	35.6
3.3.2	55.0	84.0	38.4	54.1	28.0	80.0	11.3	36.8
3.4.3	93.0	100.0	57.6	74.6	43.0	91.0	16.2	43.4

Πίνακας 2: Μέγιστες και μέσες τιμές λόγων επάρκειας για όλους τους συνδυασμούς

4. ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας τα παραπάνω αναφερθέντα συμπεράσματα μπορούμε να καταλήξουμε στα παρακάτω σημαντικότερα:

- Η καταλληλότερη ανάλυση για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου το οποίο δεν έχει σχεδιασθεί με αντισεισμικό κανονισμό είναι η στατική ανελαστική υπερωθητική ανάλυση (pushover)
- Οι λόγοι επάρκειας όπως αυτοί προκύπτουν από την ανάλυση pushover παρουσιάζουν αυξανόμενες τιμές καθώςον το κτίριο έχει κτισθεί σε ζώνες υψηλότερης σεισμικής επιτάχυνσης
- Αντίστοιχα οι τιμές των λόγων επάρκειας αυξάνονται για περιοχές με αυξανόμενη σεισμική επιτάχυνση σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς
- Αντίθετα η σεισμική ζώνη στην οποία έχει γίνει η προσθήκη δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα των λόγων επάρκειας.
- Στο εξεταζόμενο κτίριο δυσμενέστερα μέλη αποδείχθηκαν τα υποστυλώματα έναντι των δοκών, τόσο όσον αφορά στη γωνία στροφής χορδής, όσο και στην τέμνουσα δύναμη
- Συγκρίνοντας τους λόγους επάρκειας στο σύνολο των μελών παρατηρείται ότι κρισιμότερη παράμετρο αποτελεί ο λόγος επάρκειας διάτμησης καθώς παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστυλώματα
- Το εξεταζόμενο κτίριο παρουσιάζει έστω και οριακή επάρκεια ($\lambda_v=1.0$, για τον συνδυασμό 3.4.3) για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς μετάβασης μεταξύ των σεισμικών ζωνών
- Οι δυνατοί συνδυασμοί μετάβασης μεταξύ των σεισμικών ζωνών από τον κανονισμό του '54/'59 μέχρι και σήμερα (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) είναι 10 όπως αυτοί παρουσιάζονται στην παράγραφο 3.2 της παρούσας εργασίας.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Φ.Ε.Κ. 28/2/1959, Τεύχος Α, Φύλλο 36, «Περί αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»
- [2] «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» ΕΑΚ (2000) Ο.Α.Σ.Π., §2.3
- [3] «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος» ΕΚΩΣ (2000) Ο.Α.Σ.Π., §6.2, §6.4
- [4] «Κανονισμός Επεμβάσεων» ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, §2.2, §3.6, §4.1.4, §5.7
- [5] Fespa 10R, LH Logismiki
- [6] «Ανάλυση Pushover», Βοηθητικά κείμενα Fespa 10R, LH Logismiki.
- [7] EC8-1, §4.3.3.
- [8] Γαϊτανάρος Γ., Κοντόπουλος Γ. «Σχεδιασμός Νέου Κτιρίου κατά ΕΚΩΣ/ΕΑΚ και Έλεγχος Επάρκειάς του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.», 19^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών -Αφιέρωμα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πάτρα, Φεβρουάριος 2013.
- [9] Χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας
http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/ARTICLES/033/%D7%C1%D1%D4%C7%D3%20%D3%C5%C9%D3%CC%C9%CA%C7%D3%20%C5%D0%C9%CA%C9%CD%C4%D5%CD%CF%D4%C7%D4%C1%D3.htm

