# ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

# ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ

**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**

ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ**

**ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ : «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»**

# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

**ΙΩΣΗΦ Π. ΧΑΤΖΗΛΙΑΣ**

Επιβλέπων : Επίκουρος Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

**ΧΑΝΙΑ, 2010**

# ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών του Τομέα Μηχανικής ''Μηχανική και Τεχνολογία υλικών και κατασκευών'' του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης. Αντικείμενο της διατριβής αποτελεί η αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας σύμμικτων κτιρίων με προηγμένες μεθόδους δυναμικής ανάλυσης.

Η ανάθεση του θέματος και η επίβλεψη της εργασίας έγινε από τον κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, Επίκουρο Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης. Θεωρώ υποχρέωση μου να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου για την καθοδήγηση και συμπαράσταση που επέδειξε καθ΄ όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω και τα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και την Λέκτορα κ. Μαρία Σταυρουλάκη για τις υποδείξεις τους. Θέλω ακόμα να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου στον κ. Νικόλαο Λαγαρό, Λέκτορα στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π., για την πολύτιμη βοήθεια του στην υλοποίηση των προσομοιωμάτων δυναμικής επαυξητικής ανάλυσης στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων OpenSeeS, το οποίο χρησιμοποίησα στην έρευνα μου. Ευχαριστώ επίσης και τον συνάδελφο πολιτικό μηχανικό κ. Ευάγγελο Νιταδωράκη για την αρωγή του στην εκμάθηση του OpenSeeS. Τέλος, επιθυμώ να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την αμέριστη συμπαράσταση της.

Ιωσήφ Χατζηλίας<br>Χανιά, 2010

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

# ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η σεισμική αποτίμηση συμπεριφοράς σύμμικτων κτιρίων με εφαρμογή της μεθόδου της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης, η οποία θεωρείται ως η πλέον προηγμένη μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού ή/και σεισμικής αποτίμησης κατασκευών στις μέρες μας. Γενικά, οι σύμμικτες κατασκευές κερδίζουν ολοένα και περισσότερο έδαφος καθώς παρουσιάζουν πλεονεκτήματα έναντι των κτιρίων που έχουν κατασκευαστεί αμιγώς από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από δομικό χάλυβα και αποτελούν πλέον μια πολύ συνηθισμένη επιλογή για τη μόρφωση πολυόροφων κτιρίων.

Αρχικά, στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας παρατίθεται μια συνοπτική περιγραφή των σύμμικτων κατασκευών. Γίνεται αναφορά στις ιδιότητες των επιμέρους υλικών που συνθέτουν μια σύμμικτη κατασκευή, δηλαδή το σκυρόδεμα και τον δομικό χάλυβα. Περιγράφονται τα είδη των σύμμικτων μελών, όπως οι σύμμικτες δοκοί, πλάκες και υποστυλώματα, παραθέτοντας ταυτόχρονα και κριτήρια σχεδιασμού διατομών κυρίως για τα σύμμικτα υποστυλώματα έναντι διάφορων καταπονήσεων. Τέλος, γίνεται ιδιαίτερη μνεία στον αντισεισμικό σχεδιασμό των σύμμικτων κατασκευών αλλά και σε περιπτώσεις βλαβών και αστοχιών εξαιτίας δυναμικών καταπονήσεων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύονται οι βασικές αρχές που διέπουν τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών στις μέρες μας, ο οποίος πραγματοποιείται μέσω ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων. Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται παρουσίαση των βασικών μεθόδων κάθε κατηγορίας. Πιο συγκεκριμένα, αναπτύσσονται οι βασικές ελαστικές μέθοδοι, όπως η απλοποιημένη φασματική (ισοδύναμη στατική) και η δυναμική μέθοδος, ενώ ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στις ανελαστικές (μη-γραμμικές) δυναμικές μεθόδους εκτίμησης της σεισμικής απόκρισης, όπως η ανελαστική στατική «υπερωθητική» ανάλυση (pushover analysis) και κυρίως η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history analysis).

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται μια εκτενής περιγραφή της μη-γραμμικής επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis ή IDA) που αφορά τα πλεονεκτήματα, το θεωρητικό υπόβαθρο, τις βασικές παραμέτρους και την ανάλυση των αποτελεσμάτων της μεθόδου. Η εν λόγω τεχνική επιλέχθηκε για την επίλυση των σύμμικτων φορέων της παρούσας εργασίας για την εξαγωγή ρεαλιστικών και αξιόπιστων συμπερασμάτων για την αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς και τρωτότητας.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιλαμβάνει τις βασικές αρχές της σύγχρονης φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών της σεισμικής επιτελεστικής μηχανικής (Performance-Based Design ή PBD), βάσει του επιθυμητού επιπέδου σεισμικής διακινδύνευσης και επίδοσης. Τα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας καθορίζονται συσχετίζοντας κατάλληλα μεγέθη έντασης και βλάβης της κατασκευής που έχουν επιλεγεί για τον σκοπό αυτό. Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκαν ως μέτρο έντασης και βλάβης η φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων, αντίστοιχα. Επίσης, αναλύεται η σεισμική τρωτότητα των κτιριακών κατασκευών, η οποία απεικονίζεται με κατάλληλες καμπύλες τρωτότητας που προκύπτουν μετά από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των δυναμικών επιλύσεων.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα των επιλύσεων των σύμμικτων κτιρίων που εξετάστηκαν, καθώς και η διαδικασία επεξεργασίας και παρουσίασης των αποτελεσμάτων. Επεξηγείται η γεωμετρία των τριδιάστατων φορέων, τα χαρακτηριστικά των υλικών και των διατομών των δομικών μελών, οι σεισμικές διεγέρσεις και όλες οι λεπτομέρειες της προσομοίωση των σύμμικτων φορέων στο ανοικτό λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων OpenSees. Μετά από την παρουσίαση και την ανάλυση των αριθμητικών αποτελεσμάτων παρουσιάζονται τα γενικά συμπεράσματα των επιλύσεων. Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο αναφέρονται τα γενικά συμπεράσματα της σεισμικής αποτίμησης των σύμμικτων κτιρίων που προέκυψαν από την εφαρμογή της μεθόδου IDA.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1$^{ο}$

# ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

## 1.1 Γενικά στοιχεία

Μία από τις πιο σημαντικές εξελίξεις των τελευταίων δεκαετιών στα έργα πολιτικού μηχανικού είναι και η εκτεταμένη χρήση σύμμικτων κατασκευών από δομικό χάλυβα και σκυρόδεμα. Στις κατασκευές αυτές τα δύο δημοφιλέστερα υλικά, ο δομικός χάλυβας και το οπλισμένο σκυρόδεμα, συνδυάζονται με τον βέλτιστο δυνατό τρόπο ώστε να δώσουν ασφαλείς, λειτουργικές, ανθεκτικές στο χρόνο και οικονομικές κατασκευές. Η χρήση των σύμμικτων κατασκευών είναι πολύ διαδεδομένη στις περισσότερες ανεπτυγμένες χώρες του κόσμου. Η εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά τους τις καθιστά ιδιαίτερα δημοφιλείς σε σεισμογενείς περιοχές. Για ορισμένα μάλιστα έργα όπως κτίρια γραφείων και γέφυρες μεσαίων ανοιγμάτων αποτελούν την πιο διαδεδομένη συνήθη δομική λύση.

Οι σύμμικτες κατασκευές παρουσιάζουν ιδιαίτερη ανάπτυξη τα τελευταία χρόνια, και η χρήση τους στην Ευρώπη, στην Αμερική και στην Ιαπωνία είναι ευρύτατη. Ενδεικτικά, μπορεί να αναφερθεί ότι στην Αγγλία το ποσοστό καλυπτόμενου εμβαδού νέων κτιρίων από σύμμικτες κατασκευές αυξήθηκε από 30% στις αρχές της δεκαετίας του '80 στο 50% σήμερα, ενώ το αντίστοιχο ποσοστό των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα έπεσε από το 50% στο 25%. Στις Η.Π.Α., το ποσοστό των σύμμικτων κατασκευών είναι περίπου 11% για νέα κτίρια από 4-7 ορόφους και 21% για κτίρια πάνω από 7 ορόφους.

Στην Ελλάδα δεν είναι ακόμα πολύ διαδεδομένες ως κατασκευές, αλλά τα τελευταία χρόνια αυξάνονται συνεχώς οι περιπτώσεις εφαρμογής τους, λόγω της εξοικείωσης των νέων μηχανικών με το αντικείμενο, το κανονιστικό πλαίσιο των Ευρωκωδίκων που εφαρμόζεται, αλλά και τα πλεονεκτήματα της εφαρμογής τους. Έτσι μετά την έκδοση του Ευρωκώδικα 4 (EC4) για τον σχεδιασμό των σύμμικτων κατασκευών και την ολοκλήρωσή του Ευρωκώδικα 8 (EC8) για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, του Ευρωκώδικα 3 (EC3) για τις μεταλλικές κατασκευές, και την εισαγωγή τους στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ 2000), υπάρχει πλέον το απαραίτητο κανονιστικό πλαίσιο για τη μελέτη και την κατασκευή σύμμικτων κατασκευών.

Τα τελευταία χρόνια οι σύμμικτες κατασκευές βρίσκουν αρκετές εφαρμογές στη χώρα μας, κυρίως με τη μορφή σύμμικτων δοκών σε κτίρια και γέφυρες αλλά και για την κατασκευή μεγάλων έργων (π.χ, υποστυλώματα σταδίων). Το πιο αξιοσημείωτο παράδειγμα σύνθετης- σύμμικτης κατασκευής στην Ελλάδα, είναι η γέφυρα μήκους 2,880 m Ρίου-Αντιρρίου η οποία βελτιώνει σημαντικά την οδική σύνδεση Πελοποννήσου και της υπόλοιπης Δυτικής Ελλάδας.

**Εικόνα 1.1** Η σύμμικτη γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου.

## 1.2 Σύμμικτα δομικά μέλη

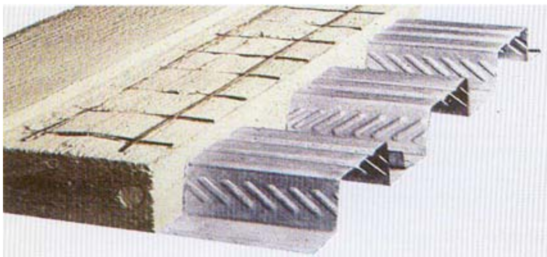
Οι σύμμικτες κατασκευές είναι κατασκευές από συνεργαζόμενα στοιχεία χάλυβα και σκυροδέματος στα οποία έχει εξασφαλιστεί η συνεργασία των δύο υλικών και η διαμήκης διατμητική τους σύνδεση με μηχανικά μέσα (διατμητικοί σύνδεσμοι) και όχι με συνάφεια, ώστε να αποφεύγεται η σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια των υλικών και να διατηρείται η επιπεδότητα των διατομών στην καμπτική (κύρια) αλλά και τη θλιπτική λειτουργία. Οι σύμμικτοι φορείς, που αντιμετωπίζονται στο σύνολο τους από έναν κανονισμό, τον Ευρωκώδικα 4 (EC4), αποτελούνται από τα εξής κύρια δομικά στοιχεία:

- σύμμικτες πλάκες
- σύμμικτες δοκούς
- σύμμικτα υποστυλώματα
- σύμμικτους κόμβους

τα οποία αναπτύσσονται συνοπτικά στην συνέχεια.

### 1.2.1 Σύμμικτες πλάκες

Η χρήση των σύμμικτων πλακών έχει γίνει δημοφιλής τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλλει στην αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών σε οικοδομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από στραντζαριστά χαλυβδόφυλλα και επι τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, ενώ η παραλαβή των λοιπών φορτίων μετά την πήξη του σκυροδέματος γίνεται από τη σύμμικτη πλάκα. Στην πλάκα τοποθετείται και ένας ελαφρύς οπλισμός, όπως φαίνεται στην εικόνα 1.2.

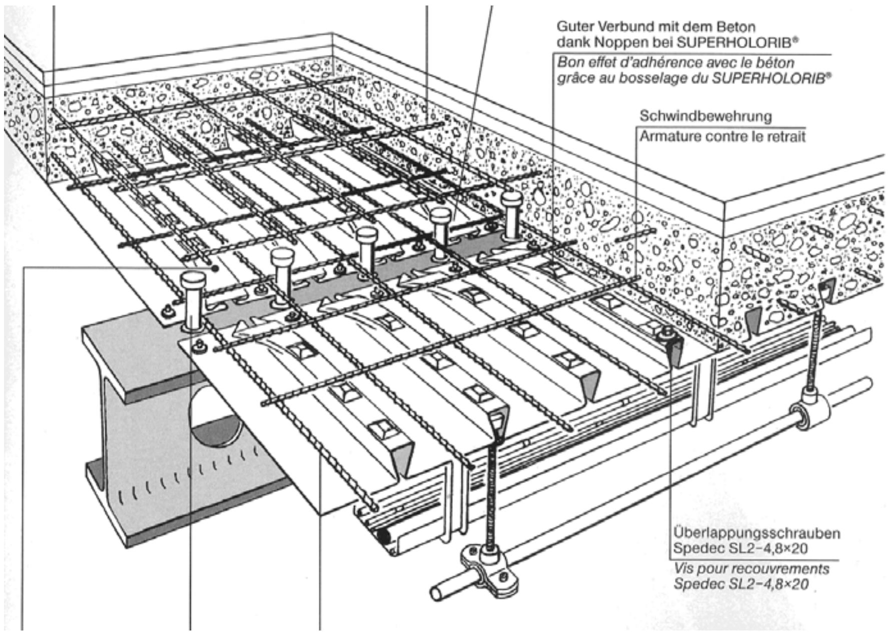


**Εικόνα 1.2:** Τυπική μορφή σύμμικτης πλάκας.

Το χαλυβδοέλασμα έχει συνήθως τραπεζοειδή μορφή με κάποιο σύστημα εγκάρσιων νευρώσεων που παρέχουν διατμητική σύνδεση στην διεπιφάνεια σκυροδέματος–χαλυβδοελάσματος. Επίσης, το χαλυβδοέλασμα έχει ως δεύτερη χρησιμότητα και τη λειτουργία του ως παραμένοντος ξυλότυπου στην φάση σκυροδέτησης και του συνελκόμενου οπλισμού μετά την ωρίμανση του σκυροδέματος.

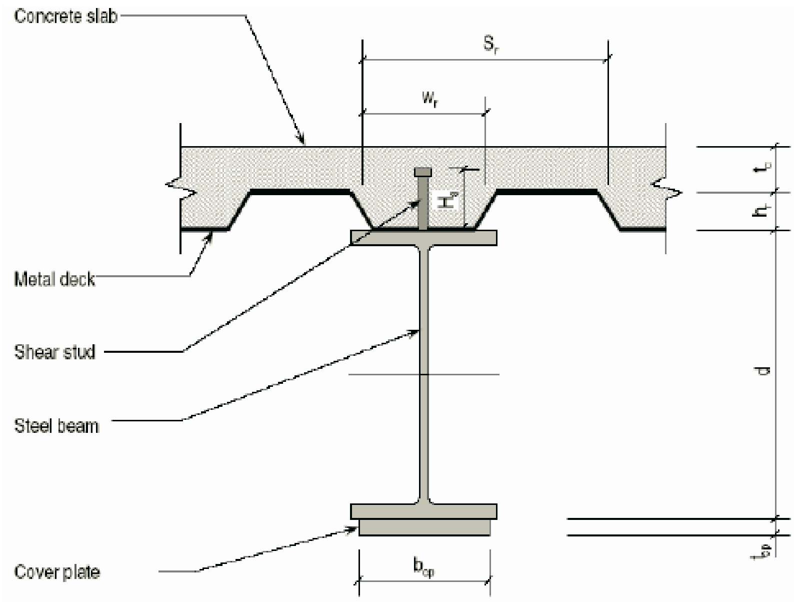
### 1.2.2 Σύμμικτες δοκοί

Οι σύμμικτες δοκοί εξασφαλίζουν τη συνεργασία μεταξύ των σιδηροδοκών των πλαισίων του φορέα με τη σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος που περιγράφηκε προηγουμένως. Η συνεργασία αυτή επιτυγχάνεται με την ενσωμάτωση κατάλληλων διατμητικών συνδέσμων, όπως είναι οι διατμητικοί ήλοι, έτσι ώστε να αποφεύγεται η σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια των υλικών και να διατηρείται η επιπεδότητα των διατομών κυρίως στην καμπτική, αλλά και τις υπόλοιπες πιθανές καταπονήσεις των δοκών.




**Εικόνα 1.3:** Τυπική μορφή σύμμικτης πλάκας σε συνεργασία με μεταλλική δοκό με χρήση διατμητικών ήλων.

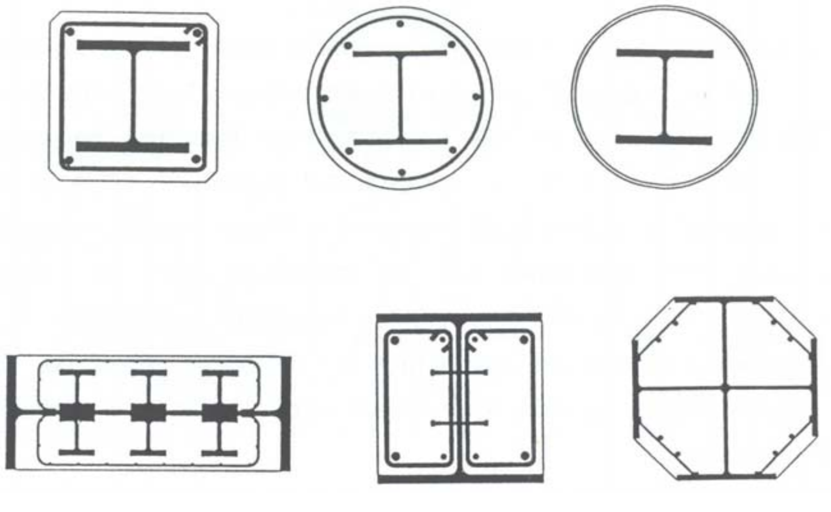
Μία τυπική διάταξη ενός μεταλλικού δαπέδου που φαίνεται στην Εικόνα 1.3, αποτελείται από τις κύριες δοκούς στη μια διεύθυνση και διαδοκίδες στην κάθετη διεύθυνση, ένα τραπεζοειδές χαλυβδοέλασμα και διατμητικούς συνδέσμους. Η διάταξη αυτή γεμίζει με σκυρόδεμα, εξασφαλίζοντας τη σύμμικτη συμπεριφορά των δοκών και των διαδοκίδων και αυξάνοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία τους, ενώ ταυτόχρονα εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία και οι απαιτήσεις σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι ηλεκτροσυγκολλώνται στις δοκούς και στο χαλυβδοέλασμα για να παρέχουν την απαιτούμενη σύνδεση και συνεργασία των δύο δομικών υλικών.




**Εικόνα 1.4:** Τομή σύμμικτης δοκού με σύμμικτη πλάκα.

### 1.2.3 Σύμμικτα υποστυλώματα

Τα σύμμικτα υποστυλώματα αποτελούνται από σιδηροδοκούς εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα (διατομές διπλού ταυ), είτε από χαλύβδινους σωλήνες ή κοιλοδοκούς γεμισμένες με σκυρόδεμα. Στην Εικόνα 1.4, απεικονίζονται μερικές ενδεικτικές μορφές σύμμικτων υποστυλωμάτων. Τα σύμμικτα υποστυλώματα έχουν ιδιαίτερα υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και ολκιμότητα γεγονός που τα καθιστά ιδανικά στοιχεία παραλαβής τόσο κατακόρυφων φορτίων, όσο και οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων.



**Εικόνα 1.5:** Ενδεικτικές μορφές σύμμικτων υποστυλωμάτων.

Σε αντίθεση με τις δοκούς και τις πλάκες όπου τα δύο συνεργαζόμενα υλικά χρησιμοποιούνται ανάλογα με την καλύτερη-οικονομικότερη απόδοσή τους σε αντοχή, δηλαδή ο χάλυβας για τον εφελκυσμό και το σκυρόδεμα για την θλίψη, στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, σημαντικό τμήμα του χάλυβα συμμετέχει στην παραλαβή των θλιπτικών δυνάμεων ακόμη και για καμπτική καταπόνηση. Συνεπώς, τα σύμμικτα υποστυλώματα δεν έχουν τόσο έντονη διαφοροποίηση έναντι αυτών που είναι αμιγώς κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά η χρήση τους πρέπει να αιτιολογείται από άλλους λόγους, όπως π.χ. την ανάγκη παραλαβής μεγάλων φορτίων με μικρές διαστάσεις, κλπ.

Επιπροσθέτως, το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού εμποδίζει την ανάπτυξη τοπικού λυγισμού στον χάλυβα, η σιδηρή κοίλη διατομή (κοιλοδοκός ή σωλήνας) προσφέρει την απαιτούμενη συνεχή περίσφιξη στο σκυρόδεμα και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός εμποδίζεται ως μορφή αστοχίας. Στους λόγους αυτούς οφείλεται και η μεγάλη ολκιμότητα των σύμμικτων υποστυλωμάτων. Επίσης, ο εγκιβωτισμός στο σκυρόδεμα (διατομές διπλού ταυ) αυξάνει κατά πολύ τη θερμοχωρητικότητα και κατά συνέπεια την πυροπροστασία των υποστυλωμάτων, ενώ στην περίπτωση κοίλων διατομών γεμισμένων με σκυρόδεμα τοποθετούνται εσωτερικά της διατομής και διαμήκεις οπλισμοί, ώστε στην περίπτωση πυρκαγιάς όπου η χαλύβδινη κοιλοδοκός θεωρείται ότι χάνει τελείως την αντοχή της, το υποστύλωμα να συμπεριφέρεται ως υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

### 1.2.4 Σύμμικτοι κόμβοι

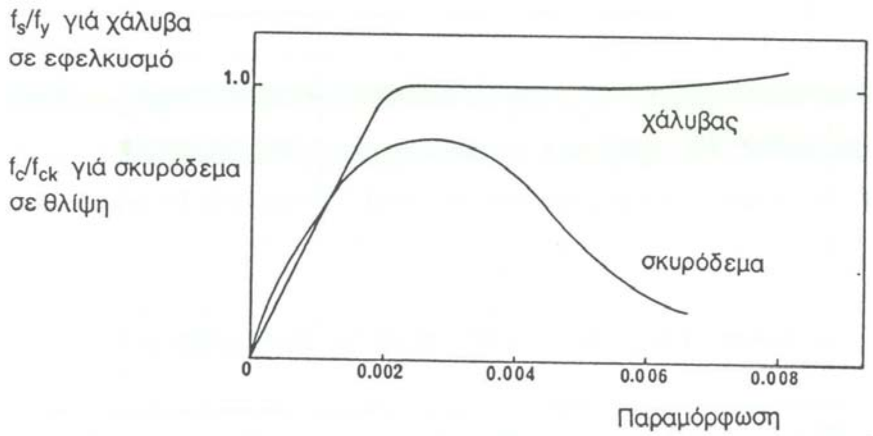
Στην σημερινή του μορφή ο Ευρωκώδικας 4 δεν καλύπτει πλήρως το θέμα των κόμβων, αλλά και γενικότερα η έννοια του σύμμικτου κόμβου, με συνεργασία δομικού χάλυβα και σκυροδέματος αντιμετωπίζεται σε ειδικές μόνο περιπτώσεις σε ερευνητικό επίπεδο. Επομένως, όταν αναφερόμαστε σε σύμμικτες κατασκευές, εννοούμε κατασκευές με μεταλλικούς κόμβους και σύμμικτα συνδεόμενα στοιχεία και σπανιότερα σύμμικτα δομικά στοιχεία συνδεδεμένα με κόμβους από σκυρόδεμα.

**Εικόνα 1.6:** Ενδεικτική μορφή κόμβου σύμμικτης πλάκας.

## 1.3 Υλικά σύμμικτων κατασκευών

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται σε σύμμικτες κατασκευές είναι κυρίως ο δομικός χάλυβας και το σκυρόδεμα. Στη συνέχεια αναφέρονται συνοπτικά τα βασικά τους χαρακτηριστικά και ιδιότητές τους με τη χρήση κατάλληλων πινάκων και σχημάτων. Τυπικά αδιαστατοποιημένα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα και σκυροδέματος (σε θλίψη) για σύμμικτες.

κατασκευές δίνονται στο Σχήμα 1.1, που δείχνουν ότι το σκυρόδεμα φθάνει στη μέγιστη κανονικοποιημένη τάση για παραμόρφωση ίση με περίπου 0.2-0.3%. Η τάση αυτή είναι περίπου ίση με το 80% της κανονικοποιημένης αντοχής του δομικού χάλυβα. Περισσότερα στοιχεία για τα υλικά που χρησιμοποιούνται στις σύμμικτες κατασκευές δίνονται στην συνέχεια.




**Σχήμα 1.1**: Τυπικές καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης χάλυβα και σκυροδέματος.

### 1.3.1 Σκυρόδεμα

Οι κατηγορίες σκυροδέματος δίνονται στον Πίνακα 1.1, όπου $f_{ck}$ είναι η χαρακτηριστική αντοχή που μετράται σε MPa σε κυλίνδρους 150x300 mm και μετά από 28 ημέρες και $f_{ctm}$ είναι η μέση εφελκυστική αντοχή. Στον ίδιο πίνακα δίνεται η μέση τιμή του (τέμνοντος) μέτρου ελαστικότητας $E_{cm}$ του σκυροδέματος για κάθε κατηγορία. Η πυκνότητα του (κοινού) σκυροδέματος θεωρείται ίση με 2400 kg/m$^3$, και ο συντελεστής θερμικής διαστολής λαμβάνεται ίσος με $10^{-5}$/°C.

| Κατηγορία Σκυροδέματος | C12/15 | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/35 | C35/40 | C40/45 | C45/50 | C50/55 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ck}$ (MPa) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| $f_{ctm}$(MPa) | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.4 | 3.7 | 4.0 |
| $E_{cm}$ (GPa) | 26 | 27.5 | 29 | 30.5 | 32 | 33.5 | 35 | 36 | 37 |

**Πίνακας 1.1:** Κατηγορίες και αντοχές σκυροδέματος.

### 1.3.2 Χάλυβες Οπλισμού

Οι χάλυβες οπλισμού του σκυροδέματος ανήκουν σε μία από τις κατηγορίες S220, S400 και S500, όπου οι αριθμοί καθορίζουν το όριο διαρροής σε MPa. Όπως είναι γνωστό, για τους χάλυβες οπλισμού το παραπάνω όριο διαρροής είναι περίπου ίσο με τη χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής, $f_{sk}$. Το μέτρο ελαστικότητας $E_S$ των ράβδων οπλισμού ισούται με 200 GPa, αλλά στους υπολογισμούς μπορεί και να θεωρηθεί ίσο με αυτό του δομικού χάλυβα, δηλαδή 210 GPa. Υπενθυμίζεται ότι η συμπεριφορά του χάλυβα θεωρείται ελαστοπλαστική. Τέλος, ο συντελεστής θερμικής διαστολής είναι περίπου ίσος με $10^{-5}$/°C.

### 1.3.3 Δομικός Χάλυβας

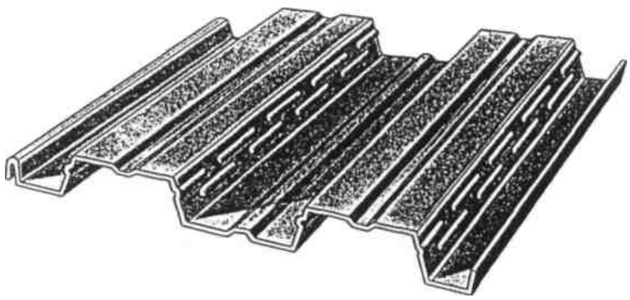
Στο χάλυβα (θερμής εξέλασης) που καλύπτεται από τους Ευρωκώδικες 3 και 4, αλλά και από τον Κανονισμό Σιδηρών Δομικών Έργων (1994) αναφέρονται οι εξής τρεις κατηγορίες: Fe360, Fe430 και Fe510. Οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές (που, όπως και στο σκυρόδεμα, ορίζονται σαν αυτές με πιθανότητα υπέρβασης 5%) του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής δίνονται στον Πίνακα 1.2. Το μέτρο ελαστικότητας του δομικού χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $E_a$ = 210 GPa, η πυκνότητα του είναι $\rho_a$ = 7850 kg/m$^3$ και ο συντελεστής θερμικής διαστολής μπορεί προσεγγιστικά να ληφθεί ίσος με $10^{-6}$/°C.

| Κατηγορία χάλυβα | Ονομαστικό πάχος στοιχείων σε mm<br>t ≤ 40 | | 40 < t ≤ 100 | |
|---|---|---|---|---|
| | $f_y$ | $f_u$ | $f_y$ | $f_u$ |
| Fe 360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| Fe 430 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| Fe 510 | 355 | 510 | 335 | 490 |

**Πίνακας 1.2:** Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής $f_y$ και οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u$ δομικού χάλυβα (σε MPa).

### 1.3.4 Χάλυβας πτυχωτών χαλυβδόφυλλων

Τα πτυχωτά χαλυβδόφυλλα διατίθενται σε διάφορα σχήματα ("προφίλ"), όπως αυτό της Εικόνας 1.7 με αντοχή $f_{yp}$ από 235 MPa έως τουλάχιστον 460 MPa, και πάχος γύρω στα 0.8-1.5 mm. Κατά κανόνα είναι γαλβανισμένα με πάχος επιψευδαργύρωσης ίσο με 0.02 mm περίπου σε κάθε όψη για την προστασία τους από διάβρωση. Οι μηχανικές ιδιότητες τους λαμβάνονται ίδιες με αυτές του δομικού χάλυβα.



**Εικόνα 1.7** Τυπική μορφή πτυχωτού χαλυβδόφυλλου.

## 1.4 Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών βάσει Ευρωκώδικα 4

Παράλληλα με την ευρεία χρήση των σύμμικτων κατασκευών τις τελευταίες δεκαετίες έχει ενταθεί η θεωρητική και πειραματική έρευνα για τη μελέτη της συμπεριφοράς τους. Οι ερευνητικές εργασίες έχουν φθάσει πια σε σημείο ωρίμανσης, έτσι ώστε να είναι διαθέσιμοι σήμερα αρκετοί κανονισμοί και προδιαγραφές ή σχέδια αυτών για τη μελέτη και εκτέλεση έργων βάσει της μεθόδου της συνολικής αντοχής (π.χ. Ευρωκώδικας 4, DIN στη Γερμανία, LRFD στις Η.Π.Α., BS στην Αγγλία). Η μελέτη σύμμικτων κατασκευών γίνεται βάσει του Ευρωκώδικα 4, που σήμερα αποτελεί και τον επίσημο κανονισμό για σύμμικτες κατασκευές στην Ελλάδα. Η φιλοσοφία του Ευρωκώδικα 4 είναι ανάλογη αυτής του Ευρωκώδικα 2 για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, γι' αυτό και περιγράφεται συνοπτικά, για περισσότερες πληροφορίες ο αναγνώστης μπορεί να ανατρέξει στα σχετικά κείμενα των κανονισμών.

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των σύμμικτων κατασκευών γίνεται για τις οριακές καταστάσεις φέρουσας ικανότητας (έλεγχοι αντοχής) και λειτουργικότητας (έλεγχοι παραμορφώσεων), καθώς και για καταστάσεις σχεδιασμού που μπορεί να είναι συνηθισμένες (π.χ., κανονική χρήση), παροδικές (π.χ., κατά τη φάση της κατασκευής) και τυχηματικές (π.χ. σεισμός, πυρκαγιά). Στους υπολογισμούς θεωρούνται εξωτερικά επιβεβλημένα φορτία ή παραμορφώσεις ως δράσεις, οι οποίες μπορεί να είναι μόνιμες (G), όπως το ίδιο βάρος της κατασκευής, μεταβλητές (Q), όπως τα φορτία χρήσης (ή "κινητά"), ο άνεμος, το χιόνι, κ.α., και τυχηματικές (A), όπως ο σεισμός, οι προσκρούσεις οχημάτων, οι τυφώνες, οι κατολισθήσεις, κλπ.

Οι μόνιμες και οι τυχηματικές δράσεις αντιπροσωπεύονται από τη χαρακτηριστική τιμή, $G_K$ και $A_K$, αντίστοιχα, που αναφέρεται σε ένα συγκεκριμένο ποσοστό της στατιστικής κατανομής της δράσης (που θεωρείται σαν τυχαία μεταβλητή). Το ποσοστό αυτό είναι συνήθως για μόνιμα φορτία ίσο με 50% (μέση τιμή φορτίου). Οι μεταβλητές δράσεις έχουν τέσσερις αντιπροσωπευτικές τιμές, που είναι: (α) η χαρακτηριστική τιμή ($Q_K$), που συνήθως αντιστοιχεί στο χαμηλότερο 5% της κατανομής της δράσης, (β) ο συνδυασμός $\psi_0 Q_K$ για περιπτώσεις που η δράση συνοδεύει την τιμή σχεδιασμού μίας άλλης δράσης, (γ) η συχνή (ή βραχυχρόνια) τιμή $\psi_1 Q_K$, και (δ) η οιονεί-μόνιμη (ή μακροχρόνια) τιμή $\psi_2 Q_K$. Οι τιμές των συντελεστών ψ δίνονται στον Πίνακα 1.3 (Eurocode 1).

| Δράση | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|---|---|---|---|
| Ωφέλιμα φορτία κτιρίων | | | |
| Σκάλες, μπαλκόνια, | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Μόνιμα καθίσματα, | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Γενικά | 1.0 | 0.9 | 0.8 |
| Χώροι στάθμευσης | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Άλλα | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Χιόνι | 0.6 | 0.2 | 0 |
| Άνεμος | 0.6 | 0.5 | 0 |
| Θερμοκρασία (όχι πυρκαγιά) | 0.6 | 0.5 | 0 |

**Πίνακας 1.3:** Συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων.

Σαν τιμή σχεδιασμού μίας δράσης F ορίζεται το γινόμενο:

$$F_d = \gamma_F F_k \qquad (1.1)$$

δηλαδή για παράδειγμα:

$$G_d = \gamma_G G_k \qquad (1.1\alpha)$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ ή } Q_d = \gamma_Q \psi_i Q_k \qquad (1.2\beta)$$

όπου $\gamma_G$ και $\gamma_Q$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας για μόνιμα και κινητά φορτία (συντελεστές φορτίου), αντίστοιχα (βλ. πίνακα 1.4).

| **Δράση** | **Μόνιμη (G)** | | **Μεταβλητή (Q)** | | **Τυχηματική** |
|---|---|---|---|---|---|
| | Δυσμενής | Ευμενής | Δυσμενής | Ευμενής | |
| **Αστοχία** | | | | | |
| Συνήθης/Παροδική | 1.35 | 1.0 | 1.5 | 0 | |
| Τυχηματική | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0 | 1.0 |
| **Λειτουργικότητα** | | | | | |
| Συνήθης./Παροδική | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0 | |

**Πίνακας 1.4:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων $\gamma_G$, $\gamma_Q$ ΚΑΙ $\gamma_A$

| Υλικό | Δομικός χάλυβας | Χάλυβας οπλισμού | Πτυχωτά χαλυβδόφυλλα | Σκυρόδεμα | Διατμητικοί σύνδεσμοι |
|---|---|---|---|---|---|
| Ιδιότητα | $f_y$ | $f_{sk}$ | $f_{yp}$ | $f_{ck}$ ή $f_{cu}$ | $P_{Rk}$ |
| Σύμβολο για $\gamma_M$ | $\gamma_a$ | $\gamma_s$ | $\gamma_{ap}$ | $\gamma_c$ | $\gamma_v$ |
| Φέρουσα ικανότητα | 1.1 | 1.15 | 1.1 | 1.5 | 1.25 |
| Λειτουργικό-τητα | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 ή 1.3 | 1.0 |

**Πίνακας 1.5** Συντελεστές $\gamma_M$ για ιδιότητες υλικών

Αποτέλεσμα των δράσεων είναι η ανάπτυξη εσωτερικών εντατικών μεγεθών, $S_d$. Οι έλεγχοι για την οριακή κατάσταση φέρουσας ικανότητας (αστοχίας) γίνονται βάσει της σχέσης:

$$S_d \leq R_d \qquad (1.3)$$

όπου $R_d$ είναι η αντοχή του συστήματος ή μέλους ή διατομής που σχεδιάζεται. Οι αντοχές υπολογίζονται βάσει των τιμών σχεδιασμού για τις ιδιότητες των υλικών, $X_d$, που δίνονται από τη σχέση:

$$X_d = X_k / \gamma_M \qquad (1.4)$$

στην οποία $X_k$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της ιδιότητας και $\gamma_M$ είναι ο αντίστοιχος επιμέρους συντελεστής ασφάλειας (συντελεστής υλικού). Η χαρακτηριστική τιμή $X_k$ ορίζεται σαν εκείνη για την οποία η πιθανότητα να βρεθεί μικρότερη της είναι 5%. Οι τιμές του $\gamma_M$ δίνονται στον Πίνακα 1.5. Στον πίνακα αυτό $f_y$ και $f_{yp}$ είναι οι ονομαστικές τιμές διαρροής, $f_{sk}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή διαρροής του χάλυβα, και $f_{ck}$ και $f_{cu}$ είναι, αντίστοιχα, οι χαρακτηριστικές αντοχές διαρροής και θραύσης του σκυροδέματος.

Για τις οριακές καταστάσεις φέρουσας ικανότητας οι διάφορες δράσεις συνδυάζονται με βάση τις εξής αρχές: (α) οι μόνιμες δράσεις συμμετέχουν σε όλους τους συνδυασμούς, (β) κάθε μεταβλητή δράση επιλέγεται σαν "βασική" δράση και συνδυάζεται με μειωμένες τιμές των υπολοίπων μεταβλητών δράσεων, και (γ) σαν επίδραση των δράσεων σχεδιασμού θεωρείται η δυσμενέστερη που προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία. Για παράδειγμα, αν υποθέσουμε ότι η ροπή κάμψης σε ένα μέλος καθορίζεται από το ίδιο βάρος (G), από ένα κινητό φορτίο ($Q_1$) και από τη δράση ανέμου ($Q_2$), οι συνδυασμοί δράσεων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για την φέρουσα ικανότητα σε κάμψη για συνηθισμένη κατάσταση σχεδιασμού είναι:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \gamma_{Q2} \psi 0{,}2 Q_{k,2} \qquad (1.5\alpha)$$

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} \psi 0{,}1 Q_{k,1} + \gamma_{Q2} Q_{k,2} + \qquad (1.5\beta)$$

Η πιθανότητα εμφάνισης των τυχηματικών δράσεων κατά τη διάρκεια ζωής μίας κατασκευής είναι τόσο μικρή, ώστε να δικαιολογείται η υπόθεση ότι κατά την εμφάνιση τους δρουν ταυτόχρονα μόνο τα μόνιμα φορτία, G, και η μακροχρόνια τιμή, $\psi_{2Q}$, των μεταβλητών φορτίων χρήσης. Για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας θεωρούνται δύο συνδυασμοί δράσεων, ο σπάνιος ή βραχυχρόνιος (για τον έλεγχο ανοίγματος ρωγμών και για τον υπολογισμό βραχυχρόνιων παραμορφώσεων) και ο συχνός ή μακροχρόνιος (για τον υπολογισμό ερπυστικών παραμορφώσεων). Για το παραπάνω παράδειγμα, ο σπάνιος συνδυασμός είναι:

$$G_k + Q_{k,1} + \psi 0{,}2Q_{k,2} \qquad (1.6\alpha)$$

$$G_k + \psi 0{,}1Q_{k,1} + Q_{k,2} + \qquad (1.6\beta)$$

και ο συχνός είναι:

$$G_k + \psi 1{,}1Q_{k,1} + \psi 2{,}2Q_{k,2} \qquad (1.7)$$

Ο Ευρωκώδικας 4 επιτρέπει και τη χρήση απλουστευμένων συνδυασμών. Στην περίπτωση του παραπάνω παραδείγματος, υποθέτοντας ότι το φορτίο Q1 είναι δυσμενέστερο από το Q2, οι συνδυασμοί δράσεων είναι:

- Για τις οριακές καταστάσεις φέρουσας ικανότητας, ο δυσμενέστερος από τους:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1} \qquad (1.8\alpha)$$

$$\gamma_G G_k + 0.9(\gamma Q1 Q_{k,1} + \gamma Q2 Q_{k,2}) \qquad (1.8\beta)$$

- Για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, ο σπάνιος συνδυασμός είναι ο δυσμενέστερος από τους:

$$G_k + Qk{,}1 \qquad (1.9\alpha)$$

$$G_k + 0.9(Q_{k,1} + Q_{k,2}) \qquad (1.9β)$$

Η δράση των μόνιμων φορτίων στις σύμμικτες κατασκευές κατά την φάση κατασκευής τους αξίζει ιδιαίτερης αναφοράς. Οι σύμμικτες δοκοί και πλάκες διακρίνονται σαν υποστηριζόμενες και μη-υποστηριζόμενες, ανάλογα με το αν τα μεταλλικά στοιχεία υποστηρίζονται ανά διαστήματα με κατακόρυφα ικριώματα κατά τη διάρκεια της διάστρωσης και μέχρι τη σκλήρυνση του σκυροδέματος ή όχι. Στην πρώτη περίπτωση το συνολικό ίδιο βάρος ασκείται στα σύμμικτα μέλη. Στη δεύτερη περίπτωση τα μεταλλικά στοιχεία σχεδιάζονται για το ίδιο βάρος τους, το βάρος των ξυλοτύπων και αυτό του σκυροδέματος, και τα σύμμικτα μέλη σχεδιάζονται πλέον για τα πρόσθετα φορτία (π.χ., διαχωριστικά, δάπεδα, κλπ).

## 1.5 Μέθοδοι ανάλυσης και διαστασιολόγησης

Η ανάλυση, δηλαδή ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών, στις σύμμικτες κατασκευές γίνεται συνήθως υποθέτοντας ότι τα υλικά συμπεριφέρονται γραμμικά ελαστικά και θεωρώντας ένα ισοδύναμο (μειωμένο) μέτρο ελαστικότητας για το σκυρόδεμα έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του ερπυσμού. Άλλα φαινόμενα, όπως η ρηγμάτωση και η συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος μπορούν να ληφθούν υπόψη αλλά δεν είναι σημαντικά, ιδίως σε κτίρια. Σε ορισμένες περιπτώσεις η ανάλυση των σύμμικτων κατασκευών γίνεται και βάσει μεθόδων πλαστικής ανάλυσης.

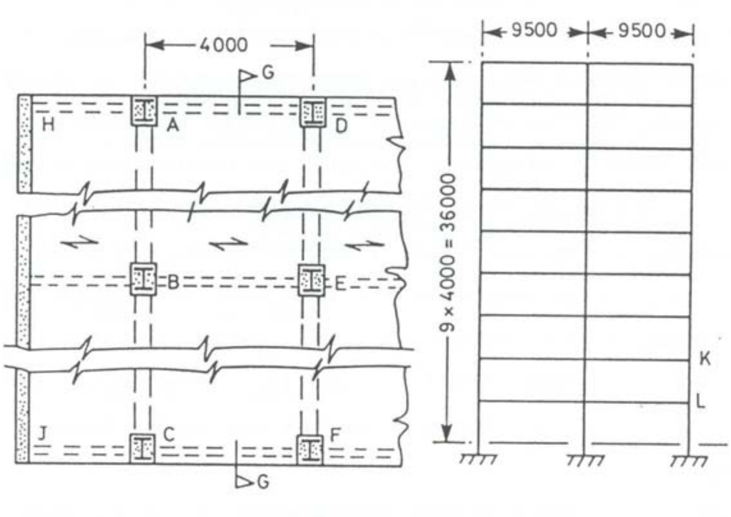
Η πλαστική ανάλυση χρησιμοποιείται κατά κανόνα για τον υπολογισμό των αντοχών σε επίπεδο διατομής όχι μόνο γιατί δίνει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα, αλλά και επειδή είναι απλούστερη και οδηγεί σε οικονομικότερες διατομές. Βασικές υποθέσεις της ανάλυσης και του ελέγχου των διατομών είναι: (α) Το σκυρόδεμα σε εφελκυσμό αγνοείται και σε θλίψη υπολογίζεται βάσει της έννοιας της "μετασχηματισμένης" διατομής, σύμφωνα με την οποία αντικαθίσταται με χάλυβα πλάτους διατομής ίσου με αυτό της διατομής του σκυροδέματος διαιρεμένο με το λόγο $E_a/E_c$. (β) Η τάση στο σκυρόδεμα κατά την αστοχία ισούται με 0.85 $f_{ck}$, όπως ακριβώς δηλαδή και στη διαστασιολόγηση διατομών οπλισμένου σκυροδέματος. Υπενθυμίζεται ότι ο μειωτικός συντελεστής 0.85 χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπόψη η διαφορά αντοχής κυλίνδρου στο εργαστήριο και πραγματικών στοιχείων στην πράξη, που οφείλεται στη μεγαλύτερη διάρκεια της φόρτισης του υλικού στην κατασκευή, στην ανομοιόμορφη κατανομή των τάσεων και στις διαφορές στις συνοριακές συνθήκες.

Κατά τα λοιπά, η ανάλυση των σύμμικτων φορέων και η διαστασιολόγηση των διατομών τους πραγματοποιείται κατ' αντιστοιχία με τη διαδικασία που ακολουθείται και για κατασκευές αμιγώς οπλισμένου σκυροδέματος ή δομικού χάλυβα. Λεπτομέρειες δίνονται στις επόμενες ενότητες.

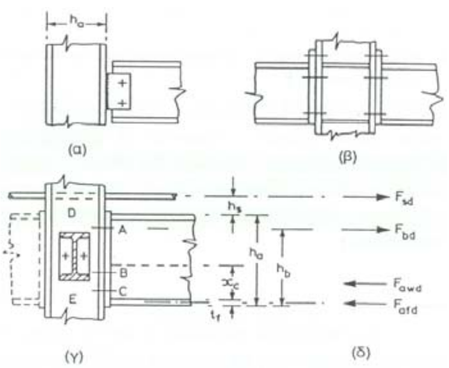
### 1.5.1 Σύμμικτα υποστυλώματα και πλαίσια

Μία τυπική κτιριακή σύμμικτη κατασκευή περιλαμβάνει, εκτός από σύμμικτες δοκούς και πλάκες, και υποστυλώματα τα οποία αποτελούν συνδυασμό μεταλλικών στοιχείων που είτε εγκιβωτίζονται (π.χ., διατομές διπλού ταυ) είτε πληρώνονται με σκυρόδεμα (π.χ., λεπτότοιχες κλειστές διατομές). Μία πλαισιακής μορφής σύμμικτη κατασκευή έχει περισσότερα κοινά χαρακτηριστικά με μία μεταλλική κατασκευή και λιγότερα με μία κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος, αφού τόσο ο τρόπος ανέγερσης όσο και οι συνδέσεις (κόμβοι) στοιχείων γίνονται κατ' αντιστοιχία με τις μεταλλικές κατασκευές. Πρώτα δηλαδή ξεκινά ο μεταλλικός σκελετός και κατόπιν (και σε κάποιο βαθμό παράλληλα) γίνεται η σκυροδέτηση. Σε πρώτη προσέγγιση θα μπορούσε να θεωρήσει κανείς τα σύμμικτα υποστυλώματα μίας τέτοιας κατασκευής σαν μεταλλικά, τα οποία όμως "συμπληρώνονται" με σκυρόδεμα που, εκτός από την πυροπροστασία, παρέχει πρόσθετη δυσκαμψία και αντοχή ώστε να πρέπει να ληφθεί υπόψη στη διαστασιολόγηση (Faber, 1956). Τυπικές μορφές σύμμικτων υποστυλωμάτων δίνονται στην Εικόνα 1.5, ενώ μία ενδεικτική διάταξη τους σε πολυόροφο κτίριο δίνεται στο Σχήμα 1.2.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων υποστυλωμάτων βασίσθηκε αρχικά στις αναλυτικές και πειραματικές εργασίες των Basu and Somerville (1969), Virdi and Dowling (1973) και Johnson and May (1978). Οι εργασίας αυτές έχουν τροποποιηθεί, απλοποιηθεί και συμπληρωθεί σημαντικά από ερευνητές στο Πανεπιστήμιο Bochum της Γερμανίας (π.χ., Roik and Bode, 1994), των οποίων τα αποτελέσματα αποτελούν και τη βάση του Ευρωκώδικα 4 (EC4) για σύμμικτα υποστυλώματα. Η αντιμετώπιση του θέματος στην παρούσα εργασία γίνεται στο πλαίσιο του εν λόγω κανονισμού σε συνδυασμό με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) για τις ειδικές διατάξεις που αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό σύμμικτων κατασκευών.




**Σχήμα 1.2:** Ενδεικτική διάταξη σύμμικτων υποστυλωμάτων σε πολυόροφο κτίριο.



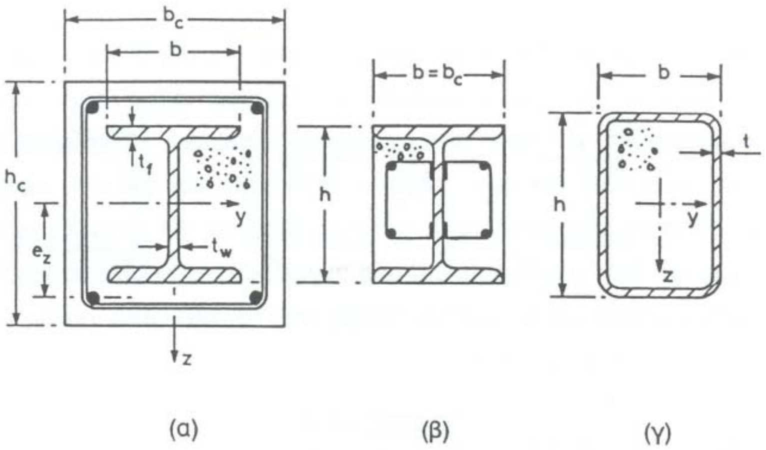

**Σχήμα 1.3:** Τυπικές συνδέσεις σύμμικτων δοκών με υποστυλώματα.

## 1.5.2 Συνδέσεις σύμμικτων δοκών με υποστυλώματα

Για τις συνδέσεις δοκών με υποστυλώματα (βλ. Σχήμα 1.3) ισχύουν τα ίδια με αυτά που ισχύουν για τις μεταλλικές κατασκευές, αφού όπως προαναφέρθηκε πρόκειται ουσιαστικά για συνδέσεις μεταλλικών στοιχείων. Εξαίρεση αποτελούν οι περιπτώσεις σύμμικτων δοκών με ράβδους οπλισμού (και μάλιστα σχετικά μεγάλης διαμέτρου, ώστε να εξασφαλίζεται η αποφυγή θραύσης για μεγάλες γωνίες στροφής) στο επάνω πέλμα αντί για πλέγμα, οπότε η συνεισφορά της εφελκυστικής δύναμης των ράβδων αυτών μπορεί και να ληφθεί υπόψη στην αντοχή μίας σύνδεσης σε κάμψη, όπως παρουσιάζεται και στο Σχήμα 1.2.

### 1.5.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων υποστυλωμάτων

Όπως προαναφέρθηκε, τα σύμμικτα υποστυλώματα που υλοποιούνται είτε από εγκιβωτισμένη σε σκυρόδεμα μεταλλική διατομή με δύο κάθετους άξονες συμμετρίας (π.χ., υψίκορμα ή πλατύπελμα διπλά ταυ), είτε από λεπτότοιχη μεταλλική διατομή που πληρούται με σκυρόδεμα (βλ. Σχήμα 1.4). Τα φορτία θεωρούνται ότι εφαρμόζονται στα άκρα των υποστυλωμάτων, και συνίστανται σε αξονική δύναμη $N_{Sd}$ και ροπές $M_{1.Sd}$ και $M_{2.Sd}$ στα άκρα 1 και 2, αντίστοιχα. Οι ροπές αυτές αναλύονται στους δύο άξονες συμμετρίας (ισχυρός άξονας ο y και ασθενής ο z), οπότε η διαστασιολόγηση γίνεται για αξονική δύναμη με διαξονική κάμψη.




**Σχήμα 1.4:** Τυπικές διατομές και γεωμετρία σύμμικτων υποστυλωμάτων.

Οι έλεγχοι αντοχής εφαρμόζονται ξεχωριστά σε κάθε ένα από τα δύο κύρια επίπεδα κάμψης (z και y). Σημειώνεται ότι η κύρια καταπόνηση των σύμμικτων υποστυλωμάτων συμβαίνει συνήθως σε ένα επίπεδο. Αν το επίπεδο αυτό σχετίζεται με κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα τότε απαιτείται και έλεγχος λυγισμού στο άλλο επίπεδο, λόγω αλληλεπίδρασης, κάτι που δεν χρειάζεται να γίνει για κάμψη ως προς τον ασθενή άξονα.

### 1.5.4 Κατασκευαστικοί κανόνες σύμμικτων υποστυλωμάτων

Οι απαιτήσεις πυροπροστασίας καθορίζουν ελάχιστο πάχος επικάλυψης της μεταλλικής διατομής και του οπλισμού ίσο με 40 mm και 20 mm, αντίστοιχα. Για την ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού ισχύουν και οι προδιαγραφές του κανονισμού σκυροδέματος, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ανθεκτικότητα των οπλισμών σε διάρκεια (αποφυγή διάβρωσης), η ασφαλής μεταβίβαση των δυνάμεων συνάφειας, η αποφυγή ενδεχόμενης αποφλοίωσης του σκυροδέματος και ο τυχόν λυγισμός των ράβδων οπλισμού. Τα όρια για το ποσοστό οπλισμού (λόγος επιφάνειας χάλυβα οπλισμού προς επιφάνεια σκυροδέματος) δίνονται από τη σχέση:

$$0{,}003 \leq A_s/A_c < 0{,}04 \qquad (1.10)$$

Επίσης, καθορίζεται μέγιστο πάχος επικάλυψης της μεταλλικής διατομής ίσο με 1/3 του ύψους της διατομής αυτής, που σχετίζεται με την οριακή αναλογία για την οποία έχουν επαληθευθεί πειραματικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Για τον ίδιο λόγο περιορίζεται και ο λόγος συμμετοχής του χάλυβα, δ, ως εξής:

$$0{,}2 \leq \delta < 0{,}9 \qquad (1.11)$$

ο οποίος ορίζεται ως:

$$\delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} \qquad (1.12)$$

Για δ<0,2 το υποστύλωμα μελετάται σαν να ήταν αμιγώς από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ για δ>0,9 θεωρείται σαν να ήταν εξ' ολοκλήρου από χάλυβα. Υπενθυμίζεται ότι $f_{yd} = f_y/\gamma_a$, $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$ και $f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_c$.

Τέλος, η διαστασιολόγηση σε διάτμηση μπορεί να γίνει θεωρώντας ότι η τέμνουσα δύναμη παραλαμβάνεται μόνο από τον κορμό της μεταλλικής διατομής, ενώ για την αλληλεπίδραση κάμψης-διάτμησης ισχύουν τα προαναφερθέντα για τις δοκούς. Στα υποστυλώματα, πάντως, η τέμνουσα σχεδιαμσού, $V_{Sd}$, είναι συνήθως μικρότερη από $0.5V_{pl.Rd}$, οπότε δεν απαιτείται μείωση της καμπτικής αντοχής.

### 1.5.5 Έλεγχοι αντοχών σύμμικτων υποστυλωμάτων

Μονοαξονική κάμψη: Υποθέτουμε ότι το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπήςαξονικής είναι γνωστό, και ότι έχει υπολογισθεί ο συντελεστής λυγηρότητας χ. Με βάση την $N_{Sd}$ υπολογίζουμε την αντοχή σε αξονική $N_{pl,Rd}$:

$$x_d = N_{Sd} / N_{pl.Rd} \qquad (1.13)$$

Διαξονική κάμψη: Με δεδομένες τις ροπές σχεδιασμού $M_{y.Sd}$ και $M_{z.Sd}$ την αξονική δύναμη σχεδιασμού $N_{Sd}$ και το χ προσδιορίζεται η πλαστιμότητα μ ($=\mu_z$) και άρα οι ροπές πλαστικής αντοχής $M_{pl,Rd}$ :

$$M_{y.Sd} \leq 0.9\mu_y M_{pl.y.Rd} \qquad (1.14)$$

$$M_{z.Sd} \leq 0.9\mu_z M_{pl.z.Rd} \qquad (1.15)$$

$$((M_{y.Sd} / \mu_y M_{pl.y.Rd}) + (M_{z.sd} / \mu_z M_{pl.z.Rd})) \leq 1 \qquad (1.16)$$

Διάτμηση: Το αξονικό φορτίο $N_{Sd}$ που ασκείται σε κάθε όροφο σε ένα σύμμικτο υποστύλωμα μπορεί να θεωρηθεί ότι διανέμεται στο μεταλλικό στοιχείο, διατομής $A_a$ και στο σκυρόδεμα. Η δύναμη που προκαλεί οριζόντια διάτμηση είναι περίπου:

$$N_{S.c} = N_{Sd}(1-A_a/A) \qquad (1.17)$$

Ο έλεγχος των τάσεων στη διεπιφάνεια χάλυβα–σκυροδέματος γίνεται συνήθως βάσει της μέσης τιμής της διατμητικής τάσης $\tau_{Sd}$, που υπολογίζεται διαιρώντας την $N_{S.c}$ με την περίμετρο της διατομής $u_a$ επί ένα υποτιθέμενο μήκος μεταφοράς $l_v$, το οποίο δεν πρέπει να ξεπερνά το διπλάσιο της σχετικής εγκάρσιας διάστασης. Για διατομές πλατύπελμων διπλών ταυ που είναι εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα το μήκος αυτό είναι περίπου ίσο με το πλάτος της μεταλλικής διατομής. Οι τιμές σχεδιασμού για τη διατμητική αντοχή $\tau_{Rd}$ δίνονται από τον Ευρωκώδικα 4, και είναι 0.6 MPa για μεταλλικές διατομές εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα και 0.4 MPa για λεπτότοιχες μεταλλικές διατομές που πληρούνται με σκυρόδεμα.

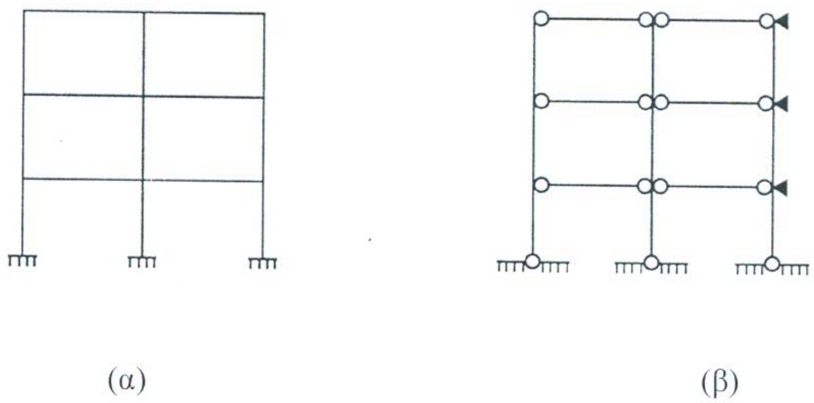
Η χρήση διατμητικών συνδέσμων σε σύμμικτα υποστυλώματα χρησιμοποιείται εφόσον οι οριζόντιες διατμητικές τάσεις είναι σημαντικές. Τέτοιοι σύνδεσμοι συγκολλούνται ανά αποστάσεις στο μέσον του κορμού υψίκορμων ή πλατύπελμων διατομών χάλυβα, έτσι ώστε η διατμητική αντοχή τους να αυξάνεται με τον εγκιβωτισμό που προσφέρουν τα πέλματα.

## 1.6 Αντισεισμικός σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών

Βασική προϋπόθεση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό σύμμικτων κατασκευών αποτελεί αρχικά η εξοικείωση του μελετητή με βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών από χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα, και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Στη συνέχεια παρατίθενται ορισμένα βασικά θέματα αντισεισμικής συμπεριφοράς των σύμμικτων κατασκευών και διάφορες ειδικές αντισεισμικές διατάξεις, οι οποίες θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την εφαρμογή του ΕΑΚ 2000 στις σύμμικτες κατασκευές.

### 1.6.1 Ειδικά θέματα αντισεισμικής συμπεριφοράς

Ο φέρων οργανισμός κτιρίων από σύμμικτα στοιχεία μπορεί να αποτελείται από πλαίσια τα οποία χαρακτηρίζονται ως πλευρικά δύσκαμπτα ή εύκαμπτα (βλ. Σχήμα 1.5). Πλευρικά δύσκαμπτα είναι τα πλαίσια στα οποία το σύνολο σχεδόν των οριζοντίων δράσεων αναλαμβάνεται από κατάλληλα τοιχώματα και πυρήνες οπλισμένου σκυροδέματος ή χαλύβδινους συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής Χ, Λ (τα στοιχεία αυτά θα πρέπει να μειώνουν τις πλευρικές μετακινήσεις των πλαισίων κατά τουλάχιστον 80%, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4), ενώ τα πλαίσια από σύμμικτα στοιχεία αναλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Στην περίπτωση αυτή δεν ισχύουν ιδιαίτερες αντισεισμικές διατάξεις για τα σύμμικτα στοιχεία και ο αντισεισμικός υπολογισμός αφορά είτε στα τοιχώματα (οπότε πρέπει να ανατρέξουμε στις σχετικές διατάξεις για φορείς από σκυρόδεμα), είτε στους κατακόρυφους συνδέσμους (οπότε πρέπει να εφαρμόσουμε τη σχετική διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης μελών μεταλλικών κατασκευών).




**Σχήμα 1.5 :** α) Πλευρικά εύκαμπτο κτίριο, β) πλευρικά δύσκαμπτο κτίριο.

Πλευρικά εύκαμπτα είναι τα πλαίσια τα οποία συμμετέχουν στο (ή αποτελούν το) κύριο σύστημα ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων. Στην περίπτωση αυτή διακρίνουμε δύο υποπεριπτώσεις:

1) Ο σχεδιασμός του φορέα μπορεί να γίνει με τέτοιον τρόπο έτσι ώστε τα σεισμικά φορτία να αναλαμβάνονται αποκλειστικά από τον μεταλλικό σκελετό (ενώ ο σύμμικτος φορέας θα παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία). Αυτό προϋποθέτει ιδιαίτερη επιμέλεια στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες, ώστε η συμμετοχή του σκυροδέματος να μην επηρεάζει δυσμενώς την απόκριση του συστήματος. Χαρακτηριστικό παράδειγμα, αποτελεί η απομόνωση του σκυροδέματος από τις δοκούς (μη σύμμικτη συμπεριφορά) σε μία μεγάλη περιοχή γύρω από τους κόμβους, για λόγους αξιόπιστου ικανοτικού ελέγχου των μεταλλικών στοιχείων (Bouwkamp et al.,1998).

2) Ο σύμμικτος φορέας μπορεί να θεωρηθεί ότι συμμετέχει πλήρως στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων. Σε αυτήν την περίπτωση, η σύμμικτη κατασκευή παραλαμβάνει και σεισμικές δράσεις, οπότε ο σχεδιασμός της καλύπτεται από τις διατάξεις του ΕΑΚ 2000 με ορισμένες συμπληρώσεις, οι οποίες αναφέρονται σε επόμενη ενότητα.

Οι σύμμικτες κατασκευές με πλευρικά δύσκαμπτα πλαίσια είναι ιδιαίτερα δημοφιλείς στην Ευρώπη, σε αντίθεση με την Ιαπωνία όπου συνήθως χρησιμοποιούνται πλευρικώς εύκαμπτα πλαίσια. Στις ΗΠΑ χρησιμοποιούνται και τα δύο συστήματα.

Τέλος, σημειώνουμε ότι τόσο τα πλευρικά δύσκαμπτα όσο και τα πλευρικά εύκαμπτα πλαίσια μπορεί να χαρακτηρισθούν αμετάθετα ή μεταθετά, ανάλογα με το εάν μπορεί να θεωρηθούν επαρκώς δύσκαμπτα ή όχι σε οριζόντιες δράσεις ώστε να αμεληθούν ή όχι όλες οι πρόσθετες δράσεις λόγω μετατοπίσεων των κόμβων (φαινόμενα δεύτερης τάξης). Στην πράξη ένα πλευρικά δύσκαμπτο πλαίσιο είναι αμετάθετο και ένα πλευρικά εύκαμπτο είναι μεταθετό, υπάρχουν όμως και περιπτώσεις όπου ένα πλευρικά εύκαμπτο πλαίσιο είναι αμετάθετο (π.χ. μονόροφα πλαίσια) ή ένα πλευρικά δύσκαμπτο είναι μεταθετό (περίπτωση κτιρίων με μεγάλο αριθμό ορόφων). Η ταξινόμηση ενός φορέα σε αμετάθετο ή μεταθετό γίνεται βάσει του λόγου της τιμής σχεδιασμού όλων των κατακόρυφων φορτίων που ασκούνται στον φορέα προς την ελαστική κρίσιμη τιμή που προκαλεί πλευρική αστάθεια, $V_{Ed}/V_{cr}$. Για τιμές του λόγου αυτού μέχρι 0.1 ο φορέας χαρακτηρίζεται αμετάθετος, ενώ για τιμές επάνω από 0.1 χαρακτηρίζεται μεταθετός.

Αυτό που γενικά πρέπει να θυμόμαστε στον αντισεισμικό σχεδιασμό των σύμμικτων κατασκευών είναι ότι η συμπεριφορά τους προσεγγίζει αυτή των μεταλλικών, με βασική διαφορά ότι η ύπαρξη σκυροδέματος εμποδίζει την εμφάνιση τοπικού λυγισμού, ο οποίος συχνά μειώνει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και άρα και την πλαστιμότητα. Από την άλλη πλευρά, η παρουσία της χαλύβδινης διατομής σε στοιχεία με κοίλες διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα εξασφαλίζει σημαντική περίσφιγξη στο σκυρόδεμα και αυξάνει την πλαστιμότητα. Γενικά, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι οι σύμμικτες κατασκευές έχουν καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά (ικανοποιητική αντοχή, σημαντική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, σταθεροί βρόγχοι υστέρησης, μικρή μείωση της δυσκαμψίας όσο αυξάνεται ο αριθμός των κύκλων φόρτισης, μεγάλη πλαστιμότητα, μεγάλοι συντελεστές συμπεριφοράς (q) που μπορεί να ξεπεράσουν και την τιμή 6, κλπ) σε σύγκριση με τις μεταλλικές και, φυσικά, με εκείνες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτά τα πλεονεκτήματα τους έχουν επιβεβαιωθεί πειραματικά μέσω δοκιμών τόσο σε υποσύνολα κατασκευών (π.χ., Bugeja et al., 2000), όσο και σε κατασκευές υπό κλίμακα 1:1 (π.χ.,Yamamoto and Ohtaki 1997; Bouwkamp et al., 1998; Plumier et al., 1998), αλλά και αριθμητικά μέσω μη-γραμμικών αναλύσεων (π.χ., Mehanny and Deierlein, 2000).

Στη συνέχεια παρατίθενται μία σειρά από χρήσιμα συμπεράσματα και κανόνες αντισεισμικού σχεδιασμού σύμμικτων κατασκευών, βάσει αποτελεσμάτων της πρόσφατης βιβλιογραφίας. Τα περισσότερα από αυτά συνοψίζονται στην εργασία του Plumier (2000):

- Για την εξασφάλιση ικανοποιητικής πλαστιμότητας θα πρέπει να αποφεύγεται η χρήση σκυροδέματος χαμηλής αντοχής (ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει ως ελάχιστη κατηγορία αντοχής την C25/30) και η τοποθέτηση ψαθυρού χάλυβα (π.χ., πλέγματα). Όπου γίνεται χρήση μη όλκιμου οπλισμού (πλεγμάτων) θα πρέπει η ποσότητα οπλισμού να συμπληρώνεται με ίση ποσότητα πλάστιμου οπλισμού (ράβδοι). Επίσης, θα πρέπει να αποφεύγεται η χρήση σκυροδεμάτων υψηλής αντοχής (άνω του C40/50, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8), διότι η οριακή παραμόρφωση $\varepsilon_{cu}$ στα σκυροδέματα αυτά είναι μικρότερη της συνήθως υποτιθέμενης τιμής του 0.0035.
- Οι διατομές μελών που συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίων θα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2 για να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά τους. Στην περίπτωση πλακοδοκών, αυτό σημαίνει ότι η ποσότητα χάλυβα στο συνεργαζόμενο πλάτος θα πρέπει να είναι σχετικά μικρή για να εξασφαλίζεται η διαρροή για αρνητικές ροπές.
- Επειδή σε περίπτωση μερικής διατμητικής σύνδεσης ενδέχεται να αστοχήσουν πρόωρα οι διατμητικοί σύνδεσμοι ή το σκυρόδεμα που τους περιβάλλει (Aribert and Lachal, 1999), ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 80%.
- Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής διατομών ($M_{pl,Rd}$) θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά, εν γένει, μόνο των πλάστιμων στοιχείων χάλυβα της διατομής. Τυχόν μη πλάστιμα στοιχεία (π.χ. δομικά πλέγματα) θα πρέπει να θεωρούνται ότι συνεισφέρουν στη ροπή αντοχής δοκών ($M_{u,Rd}$ = άνω όριο πλαστικής ροπής αντοχής) μόνο στην περίπτωση ικανοτικού ελέγχου κόμβων.
- Για τη δυναμική ελαστική ανάλυση φορέων έναντι σεισμικής δράσης, η δυσκαμψία των μελών θα πρέπει να απομειώνεται για να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος. Οπότε, η

ροπή αδράνειας μελών όπου το σκυρόδεμα κυρίως θλίβεται ($I_1$), μπορεί να υπολογίζεται θεωρώντας τη μετασχηματισμένη διατομή με λόγο $E_a/E_{cm}$ ίσο με 7. Στην περίπτωση μελών όπου το σκυρόδεμα είναι σε εφελκυσμό, η ροπή αδράνειας πρέπει να υπολογίζεται μόνο βάσει της συμβολής του χάλυβα ($I_2$). Για ενδιάμεσες καταστάσεις (π.χ., σε δοκούς), η ροπή αδράνειας μπορεί να λαμβάνεται ίση με $I_{eq} = 0.6*I_1 + 0.4*I_2$.

### 1.6.2 Ειδικές αντισεισμικές διατάξεις κατά ΕΑΚ 2000

Η τελευταία έκδοση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) περιέχει μία σειρά από διατάξεις οι οποίες θα πρέπει να εφαρμόζονται στον αντισεισμικό σχεδιασμό σύμμικτων κτιριακών κατασκευών. Τις διατάξεις αυτές παραθέτουμε συνοπτικά παρακάτω, αποσκοπώντας στο να δοθεί μία σαφέστερη εικόνα των βασικών διαφοροποιήσεων μεταξύ σύμμικτων και κατασκευών από χάλυβα ή σκυρόδεμα, αναφορικά πάντα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους.

#### 1.6.2.1 Θλιβόμενα και εφελκυόμενα στοιχεία

Τόσο τα θλιβόμενα όσο και τα εφελκυόμενα στοιχεία αντιμετωπίζονται σαν να ήταν μεταλλικά. Για τα εφελκυόμενα στοιχεία ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.2 του ΕΑΚ 2000, οι οποίες θα πρέπει να εφαρμόζονται για το χαλύβδινο τμήμα της διατομής. Για τα θλιβόμενα στοιχεία οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q λαμβάνονται βάσει του Πίνακα 1 του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ 2000 με τις εξής τροποποιήσεις:

- Πλήρως εγκιβωτισμένες χαλύβδινες διατομές, οι οποίες ικανοποιούν τις σχετικές απαιτήσεις ελάχιστης επικάλυψης; και εγκάρσιου οπλισμού του Ευρωκώδικα 4 θεωρούνται ως κατηγορίας Α (q ~ 4).
- Χαλύβδινοι σωλήνες διαμέτρου d και πάχους t γεμισμένοι με σκυρόδεμα θεωρούνται ως κατηγορίας Α εάν ισχύει:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y} \qquad (1.18)$$

όπου $f_y$ είναι σε $N/mm^2$.

- Χαλύβδινες ορθογωνικές κοίλες διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα θεωρούνται κατηγορίας Α εάν για το λόγο πλάτους h (ή πλάτους b) προς πάχος t ισχύει:

$$\frac{h}{t} \leq 52 \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} \qquad (1.19)$$

- Μερικώς εγκιβωτισμένες χαλύβδινες διατομές Ι, οι οποίες ικανοποιούν τις σχετικές απαιτήσεις καλού εγκιβωτισμού του Ευρωκώδικα 4 θεωρούνται ως κατηγορίας Α, Β ($2 \leq q < 4$) ή Γ ($q < 2$) σε αντιστοιχία με τις κατηγορίες 1, 2 ή 3 του Ευρωκώδικα 4 συναρτήσει του λόγου πλάτους προς πάχος πελμάτων.
- Θλιβόμενα πέλματα δοκών Ι τα οποία συνδέονται πλήρως με πλάκα σκυροδέματος θεωρούνται ότι ανήκουν στην κατηγορία Α.

### 1.6.2.2 Κόμβοι

Για τους κόμβους στις σύμμικτες κατασκευές ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.3 του ΕΑΚ 2000, με την προϋπόθεση βέβαια ότι οι συνδέσεις γίνονται μεταξύ των μεταλλικών τμημάτων των φερόντων δομικών στοιχείων, θεωρώντας ότι παραλαμβάνουν το σύνολο των δράσεων που προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό και λαμβάνοντας κατά περίπτωση υπόψη τα μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού.

### 1.6.2.3 Πλαίσια και διαφράγματα

Για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου *σε* πλαίσια εφαρμόζονται οι διατάξεις που περιγράφονται στις Ενότητες 4.1.4.1 και 4.1.4.2 του ΕΑΚ 2000, με τις εξής διευκρινήσεις:

- Κατά τον προσδιορισμό της αρνητικής ροπής αντοχής σχεδιασμού σύμμικτων δοκών θα πρέπει να αγνοείται η συμβολή της πλάκας του σκυροδέματος, χωρίς να ισχύει το ίδιο και για τον οπλισμό της.
- Κατά τον προσδιορισμό της θετικής ροπής αντοχής σχεδιασμού σύμμικτων δοκών θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή της πλάκας σκυροδέματος με συνεργαζόμενο πλάτος ίσο με:

$$b_{eff} = \frac{1.8 b_{fc}}{1 + \rho_{s(f_{sd}/f_{cd})}} \qquad (1.20)$$

  όπου $b_{fc}$ = πλάτος πέλματος υποστυλώματος και $\rho_s$ = ποσοστό οπλισμού πλάκας σκυροδέματος.
- Κατά τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής σχεδιασμού σύμμικτων υποστυλωμάτων, όπου η χαλύβδινη διατομή είναι πλήρως εγκιβωτισμένη θα πρέπει να αγνοείται η συμβολή του σκυροδέματος εκτός του περιγράμματος της χαλύβδινης διατομής.
- Κατά τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής σχεδιασμού σύμμικτων υποστυλωμάτων, όπου η χαλύβδινη διατομή είναι μερικώς εγκιβωτισμένη και για γεμισμένες με σκυρόδεμα χαλύβδινων κοιλοδοκών θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή του σκυροδέματος εγκιβωτισμού. Η εφαρμογή των διατάξεων καλού εγκιβωτισμού είναι υποχρεωτική.

Για δοκούς και υποστυλώματα πλαισίων ισχύουν οι διατάξεις των Ενοτήτων Γ.4.2 και Γ.4.3., αντίστοιχα, του ΕΑΚ 2000 με τις παραπάνω διευκρινίσεις εφαρμοζόμενες για όλα τα εντατικά μεγέθη αντοχής. Τέλος, για τα διαφράγματα ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.7 του ΕΑΚ 2000 με την πρόσθετη παρατήρηση ότι τουλάχιστον τα 2/3 του συνολικού πάχους των πλακών θα πρέπει να αποτελείται από έγχυτο σκυρόδεμα.

#### 1.6.2.4 Δικτυωτοί σύνδεσμοι

Για δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα ισχύουν τα παρακάτω:

- Δράση και πλάστιμα στοιχεία: Ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.5.1 του ΕΑΚ 2000.

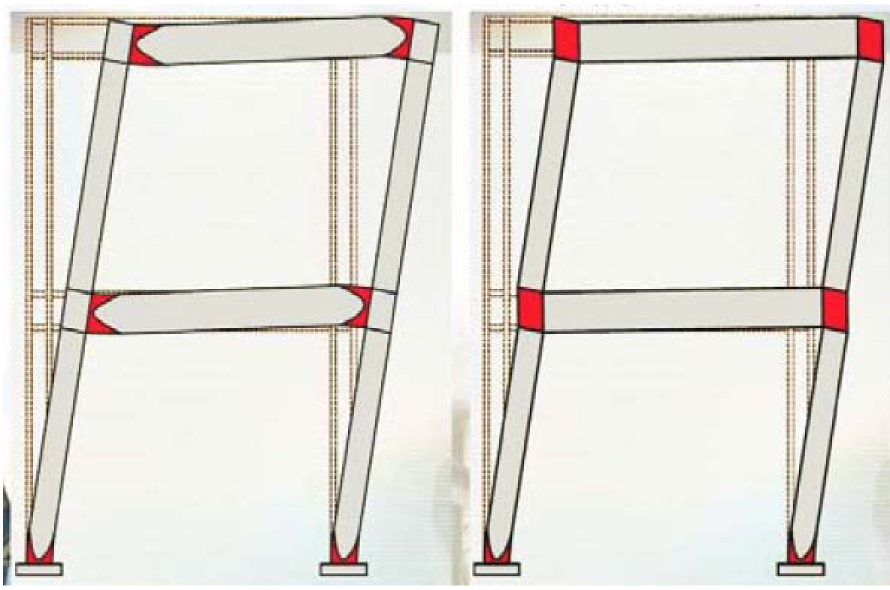
- Διαγώνιοα μέλη: Ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.5.2 του ΕΑΚ 2000 με τη διευκρίνιση ότι εάν οι διαγώνιοι είναι σύμμικτα δομικά στοιχεία ισχύουν οι παραπάνω διευκρινίσεις για υποστυλώματα και για την *αποφυγή* σχηματισμού ορόφου για τον προσδιορισμό των λυγηροτήτων και των αξονικών δυνάμεων αντοχής, αντίστοιχα.
- Υποστυλώματα και δοκοί: Ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.5.3 του ΕΑΚ 2000 με τη διευκρίνιση ότι εάν τα υποστυλώματα και οι δοκοί είναι σύμμικτα ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας 6.3.3 για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών αντοχής.

Για δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα ισχύουν τα παρακάτω:

- Δράση και πλάστιμα στοιχεία: Ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.6.1 του ΕΑΚ 2000 με τη διευκρίνιση ότι εάν οι δοκοί σύζευξης είναι σύμμικτα δομικά στοιχεία αγνοείται η συμβολή του σκυροδέματος κατά τον προσδιορισμό των αντοχών τους σε κάμψη και διάτμηση.
- Δοκοί σύζευξης: Ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.6.2 του ΕΑΚ 2000 με τη διευκρίνιση ότι εάν οι διαγώνιοι είναι σύμμικτα δομικά στοιχεία αγνοείται η συμβολή του σκυροδέματος κατά τον προσδιορισμό όλων των εντατικών μεγεθών αντοχής.
- Υποστυλώματα και διαγώνιοι: Ισχύουν οι διατάξεις της Ενότητας Γ.6.3 του ΕΑΚ 2000 με τη διευκρίνιση ότι εάν τα υποστυλώματα και οι διαγώνιοι είναι σύμμικτα δομικά στοιχεία ισχύουν οι παρατηρήσεις της παραπάνω ενότητας για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, εφαρμοζόμενες κατ' αντιστοιχία για τα υποστυλώματα και τις διαγωνίους.

### 1.6.3 Σεισμικές αστοχίες και βλάβες

Οι συνδέσεις των δομικών μελών είναι αυτές που ουσιαστικά καθορίζουν την συμπεριφορά των πλαισίων στα σύμμικτα κτίρια, κατ’ αντιστοιχία με τα αμιγώς μεταλλικά. Ο Ευρωκώδικας 8 (EC8) δίνει αρκετές κατευθύνσεις για την μόρφωση αντισεισμικών συνδέσεων των σύμμικτων μελών. Όταν οι συνδέσεις είναι καλές, τότε υπό σεισμική καταπόνηση έχουμε αστοχία των όλκιμων συστατικών του μέλους, δηλαδή της δοκού ή της διατεμνόμενης επιφάνειας με αποτέλεσμα την σωστή παραλαβή οριζόντιων φορτίσεων με την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων (q>4). Όταν οι συνδέσεις είναι κακές έχουμε αστοχία των ψαθυρών υλικών αυτών (συγκολλήσεις, κοχλίες) με αποτέλεσμα τη δημιουργία φαινομένων τοπικού λυγισμού και εν συνεχεία απότομης αστοχίας (ψαθυρής) της σύνδεσης χωρίς να αναπτύσσεται καθόλου η πλάστιμη συμπεριφορά των μελών (q άγνωστο). Στην Εικόνα 1.8 φαίνεται η διαφορά συμπεριφοράς της κατασκευής καλής και κακής σύνδεσης μελών.



**Εικόνα 1.8** Περίπτωση καλής (αριστερά) και κακής (δεξιά) σύνδεσης μελών.

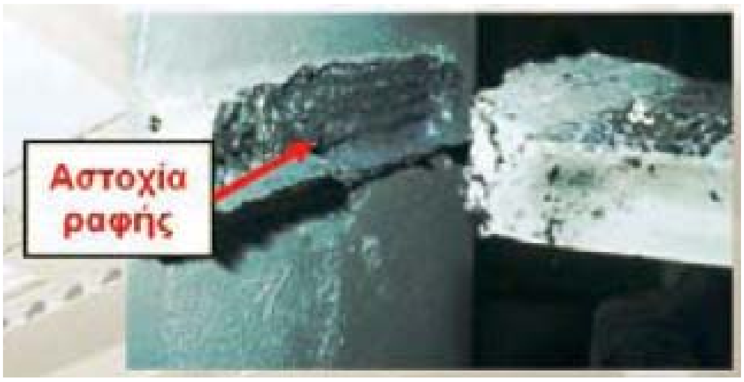
Αξίζει να σημειωθεί στο θέμα της σύνδεσης μέσω κοχλιώσεων, ότι οι κοινοί κοχλίες *¨τζογάρουν¨* εντός των οπών, δίνοντας ολισθήσεις για σχετικά μικρές καταπονήσεις. Οι ολισθήσεις αυτές δημιουργούν στροφές στις συνδέσεις και κατά συνέπεια πριν ενεργοποιηθεί μια σύνδεση ροπής προϋπάρχει ένα χρονικό διάστημα αρθρωτής συμπεριφοράς. Σε περίπτωση σεισμού, η συμπεριφορά αυτή εναλλάσσεται δημιουργώντας ερωτηματικά για τη μεταθετότητα των πλαισίων. Επίσης, οι κοχλίες κοντράρουν στα ελάσματα με τρόπο κρουστικό, κάτι που μπορεί να οδηγήσει και σε χαλάρωση της κοχλίωσης. Προς αποφυγή τέτοιου είδους προβλημάτων, η προτεινόμενη αντιμετώπιση είναι η χρήση προεντεταμένων κοχλιών.


Διεύρυνση ρωγμής
από πέλμα σε κορμό
υποστυλώματος

(α)


• Διάνοιξη οπών σε εργοτάξιο
• Απαράδεκτα μεγάλες οπές
• Κακοτεχνία

(β)


Αστοχία
ραφής

(γ)

(δ)


(ε)


(στ)

**Εικόνα 1.9:** Συνήθεις περιπτώσεις αστοχιών σύμμικτων φορέων.

Επίσης, άλλες σημαντικές αιτίες αστοχιών αποτελούν οι κάθε είδους συγκολλήσεις, οι εσωραφές και οι εξωραφές. Ακόμη και αν έχει πραγματοποιηθεί υπερδιαστασιολόγηση των συνδέσεων, το θέμα των συγκολλήσεων χρειάζεται ιδιαίτερα προσεκτική αντιμετώπιση, διότι δύναται να αστοχήσουν λόγω μεγάλης διακύμανσης των τάσεων. Για τον ίδιο λόγο θα πρέπει ειδικά οι ραφές που πραγματοποιούνται στο εργοτάξιο να είναι καλής ποιότητας και να πληρούν τις απαιτήσεις και τα κριτήρια καταλληλότητας των υλικών. Στις Εικόνες1.9α-ε φαίνονται κάποια χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχιών σύμμικτων φορέων.

## 1.7 Σύνοψη κεφαλαίου

Ο τύπος του σύμμικτου δομικού συστήματος μόρφωσης κτιρίων, όπως περιγράφηκε στο παρόν κεφάλαιο, που αποτελείται από μεταλλικές δοκούς που ενεργούν διαδραστικά με τον μεταλλότυπο-πλάκα σκυροδέματος και στηρίζονται σε σύμμικτα εγκιβωτισμένα υποστυλώματα, θα αποτελεί πάντα μία ανταγωνιστική εναλλακτική λύση έναντι έργων από συμβατικό δομικό χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα, συνδυάζοντας την υψηλή αντοχή και τα υπόλοιπα πλεονεκτήματα αυτού του τρόπου κατασκευής κτιρίων. Η υπεροχή των σύμμικτων κατασκευών σε σύγκριση με τις συμβατικές από αμιγώς οπλισμένο σκυρόδεμα ή από χάλυβα είναι σημαντική, καθότι συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των δύο επιμέρους υλικών.

Έτσι, στα πλεονεκτήματα τους περιλαμβάνονται: η μεγάλη αντοχή, η δυσκαμψία, η πλαστιμότητα και απόσβεση, η προστασία του χάλυβα από διάβρωση και πυρκαγιά, καλή ολκιμότητα, η μείωση διαστάσεων απαιτούμενου χάλυβα και των διατομών γενικά, η αποφυγή φαινομένων λυγισμού του χάλυβα, δηλαδή μείωση ολικών και τοπικών καμπτικών καταπονήσεων, η μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης, η βελτιωμένη αισθητική, το μειωμένο κόστος για ένα ευρύ φάσμα κτιρίων κάτω υπό διάφορες συνθήκες σχεδιασμού, κλπ. Επιπροσθέτως, κατάλληλα σχεδιασμένοι σύμμικτοι φορείς μπορεί να έχουν μια καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από τις συμβατικές κτιριακές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, γεγονός πολύ σημαντικό για την έντονα σεισμογενή χώρα μας.

Στην παρούσα εργασία οι εξεταζόμενοι πολυόροφοι τριδιάστατοι σύμμικτοι φορείς αποτελούνται από σύμμικτα υποστυλώματα διατομής HEA 320 εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα αντοχής C20/25, ενώ οι μεταλλικές δοκοί έχουν διατομές IPE 240 και οι πλάκες είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η έμφαση δώθηκε στη μελέτη της σεισμικής τρωτότητας των σύμμικτων υποστυλωμάτων (μέσω των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων) επειδή αποτελούν τα κύρια δομικά στοιχεία ενός πλαισιακού φορέα, ανεξαρτήτως υλικού κατασκευής.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2$^{ο}$

# ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

## 2.1 Σεισμική απόκριση κατασκευών

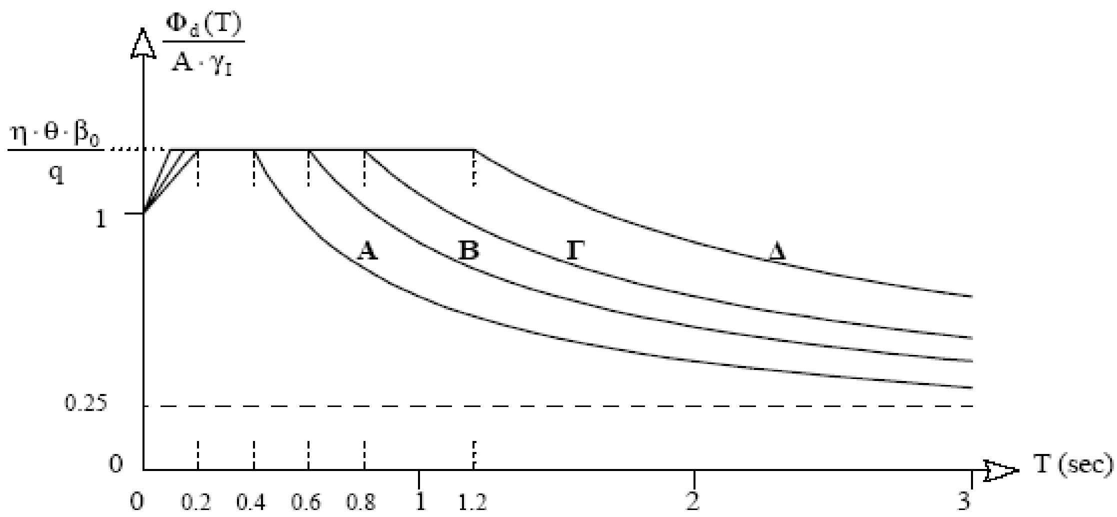
Ο ορισμός των σεισμικών δράσεων ως ταλαντωτικών κινήσεων του εδάφους και όχι ως σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής- είναι σύμφωνος με την πραγματική φύση του φαινομένου και επιτρέπει την εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Με βάση τον ορισμό αυτό ο οποίος υιοθετείται από όλους σχεδόν τους σύγχρονους κανονισμούς οι εισαγόμενες στην κατασκευή δυνάμεις λόγω αδράνειας των μαζών προκύπτουν ως συνέπεια των σεισμικών δράσεων.

Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχαίο σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Η σεισμική απόκριση κτιριακών κυρίως κατασκευών είναι είτε ελαστική-γραμμική είτε, συνηθέστερα, εμφανίζει μη-γραμμικότητες υλικών ή/και γεωμετρικές μη-γραμμικότητες (φαινόμενα 2$^{ης}$ τάξης).

Σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς οι σεισμικές καταπονήσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (με όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι τεταγμένες του φάσματος απόκρισης δίνουν τη μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης συναρτήσει της ιδιοπεριόδου Τ (τετμημένες) αλλά και του ποσοστού της κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ζ. Τα βασικά χαρακτηριστικά των φασμάτων σχεδιασμού (βλ. σχήμα 2.1) είναι τα ακόλουθα :

α) το σχήμα του φάσματος, και

β) την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.




**Σχήμα 2.1 :** Φάσματα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής απαιτείται η επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας, η οποία μπορεί να γίνει είτε με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών (mode superposition method), είτε με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας (direct integration method). Στη δεύτερη περίπτωση, η οποία είναι και ακριβέστερη, για δεδομένη εξωτερική φόρτιση (χρονοϊστορία επιταχύνσεων) ενός συγκεκριμένου σεισμού, υπολογίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή του σεισμικού συμβάντος. Όταν γίνεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός μιας κατασκευής, όταν δηλαδή επιλέγονται οι διατομές του φορέα έτσι ώστε να αντέχει στα φορτία που αναμένεται να παραλάβει, θα πρέπει να ληφθούν υπ' όψη όλοι οι πιθανοί σεισμοί οι οποίοι ενδέχεται να πλήξουν μελλοντικά την κατασκευή. Με δεδομένη την αδυναμία πρόβλεψης με ακρίβεια των μελλοντικών σεισμών το όλο πρόβλημα αντιμετωπίζεται με πιθανοτικές θεωρήσεις σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα της περιοχής.

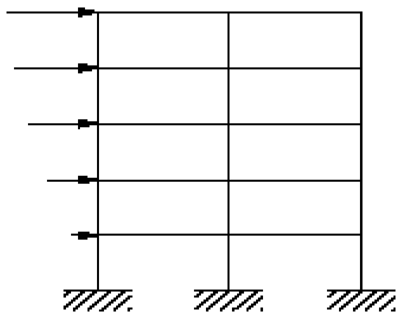
Εξαιτίας των παραπάνω αδυναμιών, οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), έχουν θεσπίσει προσεγγιστικές μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες δεν απαιτούν πλήρη δυναμική ανάλυση της κατασκευής και δεν λαμβάνουν υπ' όψη ευθέως την επιρροή των μη-γραμμικοτήτων της γεωμετρίας και των υλικών. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε απλοποιητικές παραδοχές που ισχύουν κατά κανόνα σε συμβατικές κατασκευές κανονικής διάταξης σε κάτοψη και καθ' ύψος χωρίς σημαντικές ιδιαιτερότητες των δυναμικών τους χαρακτηριστικών, και οι οποίες καταλήγουν σε μια ισοδύναμη στατική ελαστική ανάλυση αντί της πλήρους δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Στον ΕΑΚ 2000 προβλέπεται η εφαρμογή δυο προσεγγιστικών μεθόδων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό με την ισοδύναμη στατική ελαστική ανάλυση: i) η δυναμική φασματική μέθοδος, ii) η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, γνωστή και ως ισοδύναμη στατική μέθοδος από παλαιότερες εκδόσεις του ΕΑΚ.

## 2.2 Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος στηρίζεται στην εύρεση των ανεξάρτητων ιδιομορφών μιας σειράς μονοβάθμιων συστημάτων. Βάσει του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες τιμές των αποκρίσεων για κάθε μια από τις ιδιομορφές. Οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις επαλληλίζονται με κατάλληλες μεθόδους και δίνουν την ολική μέγιστη απόκριση, με βάση την οποία γίνεται και η διαστασιολόγηση της κατασκευής. Κάθε ιδιομορφή ενεργοποιεί κάποιο ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας του δομήματος. Ο ελάχιστος απαιτούμενος αριθμός των ιδιομορφών καθορίζεται έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών αυτών μαζών να μην υπολοίπεται του 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Σε περιπτώσεις κτιρίων που αυτό δε μπορεί να πραγματοποιηθεί, το πλήθος των ιδιομορφών αρκεί εν γένει να είναι ίσο με $3\sqrt{N}$ (όπου N ο αριθμός των ορόφων) και να περιλαμβάνει όλες τις ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο T>0.2 sec.

Είναι προφανές ότι οι μέγιστες αποκρίσεις κάθε ιδιομορφής δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα. Γι' αυτό υπάρχουν διάφορες μέθοδοι που προτείνονται για την επαλληλία τους, εκ των οποίων οι γνωστότερες είναι οι SRSS (Square Root of the Sum of Squares) όπου η πιθανοτικά μέγιστη απόκριση δίνεται από τη τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των αποκρίσεων και η CQC (Complete Quadratic Compination) η οποία κυρίως εφαρμόζεται σε κτίρια που παρουσιάζουν ιδιοπεριόδους που απέχουν λίγο μεταξύ τους. Η δυναμική φασματική μέθοδος ανάλυσης είναι μια προσεγγιστική μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών η οποία στοχεύει στην αποφυγή του υπολογισμού των χρονοϊστοριών που απαιτούνται τόσο στη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών, όσο και στην άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κινήσεως. Για τη δυναμική φασματική μέθοδο θα πρέπει πάντως να υπενθυμίσουμε ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού της οποίας η ακρίβεια μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της δυσκαμψίας ή/και της μάζας των κτιρίων.



**Σχήμα 2.2 :** Ισοδύναμα στατικά φορτία.

## 2.3 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος

Στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο (ισοδύναμη στατική μέθοδος) τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις προκύπτουν από την εφαρμογή ισοδύναμων οριζοντίων σεισμικών φορτίων. Τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Η απλοποιημένη φασματικής μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση της θεμελιώδους μόνο ιδιομορφής, η οποία όμως ενισχύεται κατάλληλα ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς τη μεριά της ασφαλείας. Η μέγιστη σεισμική απόκριση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιομορφή υπολογίζεται με την εύρεση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης από το φάσμα σχεδιασμού. Τα αποτελέσματα της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου πλησιάζουν εκείνα της δυναμικής φασματικής μεθόδου όταν η δυναμική απόκριση της κατασκευής κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

## 2.4 Μέθοδοι εκτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων

Προκειμένου να γίνει αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου που σχεδιάστηκε σύμφωνα με πρόσφατους ή παλαιότερους κανονισμούς, εφαρμόζονται διάφορες μέθοδοι υπολογισμού της μετελαστικής του συμπεριφοράς. Οι μέθοδοι αυτές έχουν έως τώρα εφαρμοστεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών και τον έλεγχο των παραδοχών που έγιναν κατά τον σχεδιασμό τους, μπορεί όμως να αποτελέσουν και μεθόδους ανάλυσης πάνω στις οποίες θα βασιστεί ένας αλγόριθμος βέλτιστου σχεδιασμού με ταυτόχρονη ικανοποίηση των κριτηρίων αντοχής και λειτουργικότητας που ορίζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Οι μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης.

Ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Ο υπολογισμός αυτός είναι εφικτός μόνο με τη διενέργεια ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κινήσεως. Ένας τέτοιος υπολογισμός εξακολουθεί να έχει μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος, ακόμη και για συνήθεις κατασκευές, παρά τη μεγάλη βελτίωση των δυνατοτήτων των Η/Υ και του τεχνικού λογισμικού. Επιπροσθέτως, αντιμετωπίζει προβλήματα προσομοίωσης της μετελαστικής ανακυκλικής συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής η οποία βρίσκεται στο στάδιο της διερεύνησης και της πειραματικής επαλήθευσης.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο ΕΑΚ 2000, επιτρέπουν τον σχεδιασμό των κατασκευών με "ισοδύναμες" ελαστικές αναλύσεις επειδή ο σχεδιασμός με σεισμικά φορτία και δυναμική μη-γραμμική ανάλυση της κατασκευής είναι πολύπλοκος και απαιτεί υπερβολικό υπολογιστικό χρόνο ακόμα και για απλές κατασκευές. Για τον λόγο αυτό, έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης-ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων οι οποίες μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό μέσω των οποίων υπολογίζονται χαρακτηριστικές παράμετροι της απόκρισης της κατασκευής (μετακινήσεις, στροφές, εντατικά μεγέθη, κλπ). Οι τιμές των χαρακτηριστικών παραμέτρων, όπως υπολογίζονται από τις αναλύσεις αυτές, αντιστοιχούν στις διατιθέμενες αντοχές της κατασκευής οι οποίες συγκρίνονται με τις απαιτούμενες τιμές που προκύπτουν μέσω των κανονιστικών διατάξεων.

Στην περίπτωση που αντικείμενο της μελέτης είναι ο υπολογισμός της αντοχής σε σεισμό μιας υφιστάμενης κατασκευής ή γενικά για να αξιολογηθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η αντοχή και η ανελαστική σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου στις σεισμικές διεγέρσεις, οι σύγχρονοι κανονισμοί έχουν υιοθετήσει δύο μεθόδους μη-γραμμικής ανάλυσης:

- την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ή για συντομία ανελαστική δυναμική ανάλυση, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες ανεξαιρέτως τις κτιριακές κατασκευές, και είναι γνωστή με τον όρο “Non-linear Dynamic Analysis (NDA)” ή “Time-History Analysis” εν συντομία,
- την ανελαστική στατική ανάλυση ή στατική υπερωθητική ανάλυση, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε μια ευρεία κατηγορία κτιρίων, τα οποία όμως πρέπει να ικανοποιούν συγκεκριμένα κριτήρια, και είναι γνωστή με τον όρο “Non-linear Static Analysis (NSA)”, “Static Pushover (SPO)” ή απλά “Pushover”.

Ο βασικός σκοπός της μεθόδου pushover είναι η σημαντική μείωση του υπολογιστικού κόστους, χωρίς βλάβη της ακρίβειας και της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων.

### 2.4.1 Ανελαστική στατική υπερωθητική ανάλυση

Η στατική μη-γραμμική (υπερωθητική) μέθοδος ανάλυσης χρησιμοποιείται εκτενώς,τα τελευταία χρόνια, ειδικά για κατασκευές χαμηλής επιτελεστικότητας. Σκοπός της υπερωθητικής ανάλυσης είναι ο ρεαλιστικότερος, σε σχέση με τις υπάρχουσες γραμμικές μεθόδους, προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών που σχεδιάζονται για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας με χρήση απλούστερων διαδικασιών από εκείνες που θα απαιτούσε μια δυναμική μη-γραμμική ανάλυση. Ρεαλιστικότερος σημαίνει εν προκειμένω, ότι η εκτίμηση των αναμενόμενων σεισμικών απαιτήσεων λαμβάνει καλύτερα –αν και προσεγγιστικώς– υπ’ όψιν τις κατανομές των εσωτερικών δυνάμεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών, δηλαδή λόγω της εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή. Η κεντρική ιδέα της μεθόδου είναι ο συσχετισμός της ανελαστικής απόκρισης της πραγματικής κατασκευής με την απόκριση ενός «ισοδύναμου» μονοβάθμιου ταλαντωτή. Αυτό σημαίνει ότι η απόκριση της πραγματικής κατασκευής θεωρείται οτι εξαρτάται από μία μόνο ιδιομορφή ταλάντωσης, της οποίας η μορφή παραμένει σταθερή καθ’ όλη τη διάρκεια του φαινομένου.

Στη στατική υπερωθητική ανάλυση το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι τη κατάρρευση. Δύο προσεγγιστικές μέθοδοι στατικής υπερωθητικής ανάλυσης που χρησιμοποιούνται ευρέως, είναι η μέθοδος της σεισμικής αποτίμησης και σχεδιασμού με επιβολή μετατοπίσεων (displacement-based seismic design) και η μέθοδος της φασματικής ικανότητας (Capacity Spectrum Method) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος της φασματικής ικανότητας θεωρείται ότι είναι πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει υιοθετηθεί από τους αμερικάνικους κανονισμούς ATC-40 (1996) και FEMA-273 (1997).

Τα βήματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης επηρεάζονται από τη θεώρηση που υιοθετείται για την προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η γραμμικοποιημένη μέθοδος βήμα προς βήμα υπολογισμού της καμπύλης ικανότητας προϋποθέτει τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Αυτή η παραδοχή ισχύει με τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας και του ακαριαίου σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέσω μιας ελαστικής-απολύτως πλαστικής θεώρησης. Στην πλέον ρεαλιστική θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας, η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ’ ύψος της διατομής και κατά τον διαμήκη άξονα των ράβδων του φορέα, με αποτέλεσμα ο φορέας να συμπεριφέρεται μη-γραμμικά σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Στην περίπτωση αυτή, ακολουθείται μη-γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης.

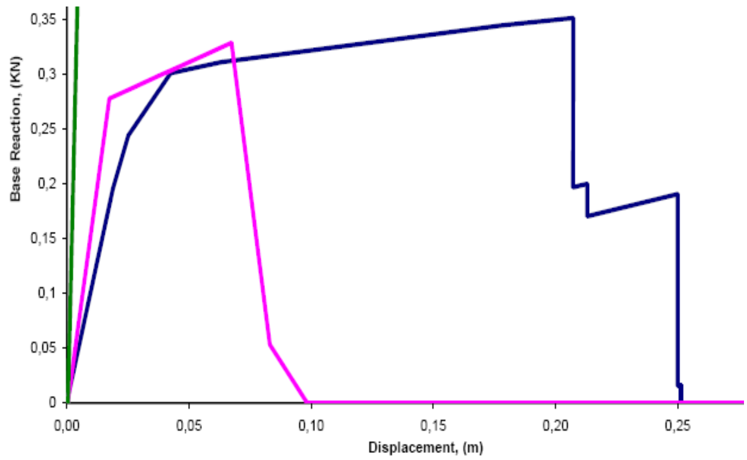
Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου–παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης κατανομής καθ’ ύψος τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η υπερωθητική ανάλυση 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 ότι η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά.

Η υπερωθητική μέθοδος εξελίσσεται συνεχώς για να αντιμετωπισθούν οι εγγενείς αδυναμίες της, ενώ επί του παρόντος στους σύγχρονους κανονισμούς (FEMA 356, 2000), (Eurocode 8, 2002) χρησιμοποιείται η μέθοδος με βάση τις μετακινήσεις. Παράλληλα, σε ερευνητικό επίπεδο έχουν προταθεί και οι παρακάτω παραλλαγές με σκοπό τη βελτίωση της κλασικής μεθοδολογίας:

- Προσαρμοστική μέθοδος Pushover (Adaptive spectra-based procedure) βασισμένη σε φάσματα (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 (Hernandez-Montes et al, 2004), (Tjhin et al., 2005), η οποία προτάθηκε ως βελτίωση της Modal Pushover.

Πολλά έχουν ειπωθεί για την ακρίβεια και τη χρησιμότητα της υπερωθητικής ανάλυσης στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Όπως τονίζουν και οι Lawson et al. (2001), η μέθοδος δεν έχει θεωρητικό υπόβαθρο, οπότε στην καλύτερη περίπτωση παρέχει προσεγγιστικά αποτελέσματα. Αυτό που μπορεί να προσφέρει στον μηχανικό είναι η προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων κρίσιμων δομικών στοιχείων της κατασκευής. Επίσης, μπορεί 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. Φυσικά 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 Pushover εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων και η μεθοδολογία που επιβάλλονται. Μεγάλη κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής (βλ. σχήμα 2.3). 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 πιο ρεαλιστικής μετακίνησης (Hernandez-Montes et al., 2004).

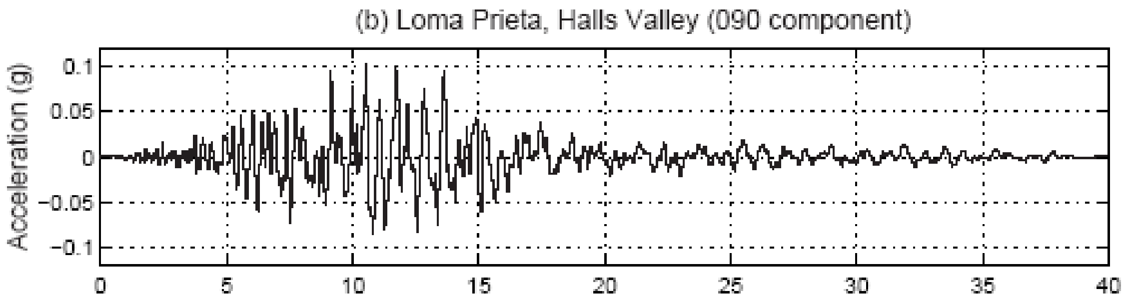



**Σχήμα 2.3 :**Τυπικές καμπύλες Pushover.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί FEMA 356 (2000), EC-8 ( 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. Πιο 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 την 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 EC-8 περιλαμβάνει μία «ομοιόμορφη» και μία «ιδιομορφική» κατανομή.

### 2.4.2 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

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 (βλ. Σχήμα 2.4) . 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 αντισεισμικών κανονισμών.




**Σχήμα 2.4 :** Τυπική χρονοϊστορία επιταχύνσεων.

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 δυναμική μέθοδος 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 αρκετές χαρακτηριστικές εδαφικές διεγέρσεις της περιοχής.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στον 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 μέθοδος 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 (Mwafy & Elnashai, 2001, Chopra & Goel, 2000). Έτσι, ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Ο υπολογισμός αυτός είναι εφικτός μόνο με τη διενέργεια ανελαστικών δυναμικών υπολογισμών με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κίνησης. Παρόλα αυτά, ένας τέτοιος υπολογισμός εξακολουθεί να έχει μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος ακόμη και για συνήθεις κατασκευές, παρά τις συνεχείς τεχνολογικές εξελίξεις.

### 2.4.3 Σύγκριση μεθόδων

Υπάρχει πληθώρα εργασιών στη σχετική βιβλιογραφία στις οποίες γίνεται συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της εφαρμογής της Pushover και της Time-History σε συμβατικές κατασκευές. Η βασική διαφορά είναι ότι ενώ στη στατική υπερωθητική ανάλυση το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι τη κατάρρευση, στην ανελαστική δυναμική ανάλυση και ειδικότερα στην επαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis-IDA) επιβάλλονται οι πραγματικές σεισμικές δράσεις, η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση, όπως θα αναλυθεί εκτενέστερα στο τρίτο κεφάλαιο.

Οι Mwafy & Elnashai (2001) χρησιμοποίησαν τα αποτελέσματα ενός μεγάλου αριθμού ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων διαφόρων τύπων πλαισίων σκυροδέματος για να σχεδιάσουν περιβάλλουσες καμπύλες «δυναμικής Pushover» και να τις συγκρίνουν με τις καμπύλες Pushover λόγω διαφορετικών προφίλ οριζόντιων φορτίων. Κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η ανάλυση Pushover είναι προτιμότερη για χαμηλά κτίρια με μικρή θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και κανονικά στη μορφή. Ακόμη, πρότειναν τη χρήση περισσότερων της μίας κατανομής οριζόντιων δυνάμεων. Οι Lawson et al. (1994) σύγκριναν τα αποτελέσματα (μετακινήσεις ορόφων, στροφές πλαστικών αρθρώσεων, υστερητική ενέργεια) διάφορων μεταλλικών πλαισιακών φορέων, ώστε να καθορίσουν «γιατί, πότε και πώς» θα έπρεπε να χρησιμοποιείται η Pushover αντί της Time-History. Οι Kalkan & Kunnath (2004) πρότειναν μία εναλλακτική υπερωθυτική μέθοδο η οποία χρησιμοποιεί επαλληλία ιδιομορφών για να προσδιορίσει την κατανομή των οριζόντιων φορτίων για την ανάλυση. Η μέθοδος αξιολογήθηκε συγκρίνοντας τα μεγέθη απόκρισης, όπως οι διαφορικές μετατοπίσεις των ορόφων και οι απαιτήσεις πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων, τα οποία προέκυψαν από την εφαρμογή της με τα αντίστοιχα αποτελέσματα άλλων μεθόδων υπερωθητικής ανάλυσης και δυναμικής ανάλυσης.

Οι Papanikolaou et al. (2005) εξέτασαν τη δυνατότητα εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (σε συμβατική και σε εξελιγμένη μορφή) για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, παρουσιάζοντας εκτεταμένα αποτελέσματα υπερωθητικών αναλύσεων που διενεργήθηκαν σε διάφορους τύπους κατασκευών και συγκρίνοντάς τα με τα αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων με χρήση επιταχυνσιογραφημάτων από ισχυρούς σεισμούς. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η υπερωθητική μέθοδος χρειάζεται περαιτέρω βελτίωση ώστε να εκτιμά με αξιοπιστία τη δυναμική απόκριση τριδιάστατων μη συμμετρικών κατασκευών, γιατί δεν λαμβάνει επαρκώς υπόψη τα στρεπτικά φαινόμενα.

## 2.5 Σύνοψη μεθόδων δυναμικής ανάλυσης και αποτίμησης κατασκευών

Συνοψίζοντας, οι μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης και σεισμικής αποτίμησης κατασκευών που χρησιμοποιούνται σήμερα είναι οι ακόλουθες :

- ελαστική στατική (απλοποιημένη φασματική μέθοδος),
- ελαστική δυναμική (δυναμική φασματική μέθοδος),
- ανελαστική στατική (pushover analysis),
- ανελαστική δυναμική (non-linear dynamic analysis),

- ανελαστική επαυξητική δυναμική (incremental dynamic analysis).

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν τη παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπ' όψιν η πιθανότητα εκδήλωσης μη-γραμμικής συμπεριφοράς για τον σεισμό σχεδιασμού.

Η ανελαστική στατική ανάλυση, που συχνά καλείται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων, χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα για την εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν η κατασκευή υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση χρονοϊστορίας, αποτελεί μεν την πιο πλήρη και ρεαλιστική μέθοδο ανάλυσης, αλλά ταυτόχρονα απαιτεί σημαντική κριτική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς και αξιόπιστη γνώση των μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών. Για τους λόγους αυτούς, σε συνδυασμό με την αυξημένη της πολυπλοκότητα, δεν κρίνεται πρακτική για γενική χρήση.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν μεν να δώσουν μια καλή ένδειξη της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δε μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα. Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με τον τρόπο αυτό αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που υιοθετούνται από τους υφιστάμενους αντισεισμικούς κανονισμούς. Στην παρούσα εργασία γίνεται εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, και ειδικότερα της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης σε πολυόροφα τριδιάστατα κτίρια με σκοπό την εφαρμογή των πλέον σύγχρονων και προηγμένων μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού.

## 2.6 Επιλογή καταλληλότερης μεθόδου ανάλυσης/σχεδιασμού

Απαντώντας στο ερώτημα ποια μέθοδος ανάλυσης είναι η καταλληλότερη για την ανάλυση ενός φορέα υπό σεισμική φόρτιση, η απάντηση δεν είναι εύκολη όπως αναλύεται στη συνέχεια. Με δεδομένο τον σεισμό σχεδιασμού βάσει του ισχύοντος κανονισμού ο μελετητής μπορεί να προσδώσει στην κατασκευή του διάφορα επίπεδα δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας ανάλογα με τον επιθυμητό στόχο επίδοσης. Μπορεί να της επιτρέψει να εισέλθει λιγότερο ή περισσότερο στην ανελαστική περιοχή (δηλαδή να υποστεί μικρότερες ή και μεγαλύτερες βλάβες), μπορεί όμως και να τη μελετήσει έτσι ώστε υπό το σεισμό σχεδιασμού να υποστεί ελάχιστες ή και καθόλου βλάβες, δηλαδή να παραμείνει στην ελαστική περιοχή. Στη τελευταία αυτή περίπτωση προφανώς δεν χρειάζεται η διενέργεια ανελαστικών (μη-γραμμικών) υπολογισμών αλλά αρκούν ελαστικοί γραμμικοί υπολογισμοί.

Η απάντηση λοιπόν στη καλύτερη δυνατή επιλογή μεθόδου ανάλυσης εξαρτάται από τον επιθυμητό στόχο του επιπέδου σεισμικής επίδοσης (επιτελεστικότητας) για το οποίο μελετάται ή σχεδιάζεται μια κατασκευή. Η απάντηση αυτή εντάσσεται στη φιλοσοφία του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών με βάση την επίδοσή τους (performance-based design,PBD) η οποία αναλύεται εκτενέστερα στο τέταρτο κεφάλαιο. Ενδεικτικά αναφέρονται στο σημείο αυτό τα εξής επίπεδα επίδοσης ενός κτιρίου:

α) (Operational) OP : ανεπηρέαστη συνέχιση λειτουργίας, μηδενικές βλάβες,

β) (Immediate Occupancy) IO : άμεση χρήση μετά τον σεισμό, περιορισμένες βλάβες,

γ) (Life Safety) LS : προστασία ζωής, σημαντικές βλάβες στα φέροντα στοιχεία αλλά υπάρχει αρκετό περιθώριο από την ολική ή κατάρρευση,

δ) (Collapse Prevention) CP : πρόληψη κατάρρευσης, εκτεταμένες σοβαρές βλάβες, και το κτίριο βρίσκεται στα πρόθυρα της κατάρρευσης, χωρίς να μπορεί να παραλάβει άλλα οριζόντια φορτία.

Οι παραπάνω επιδόσεις θα πρέπει να επιτευχθούν για συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικού κινδύνου (σεισμού σχεδιασμού), π.χ. αν δεχτούμε δύο επίπεδα σεισμικού κινδύνου (Σεισμός-1 και Σεισμός-2) ως ακολούθως:

| Επίπεδο σεισμικού κινδύνου | Σεισμός 1 | Σεισμός 2 |
|---|---|---|
| Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια | 10% | 2% |
| Μέση περίοδος επανάληψης(σε χρόνια) | 474 | 2475 |

προκύπτει το μητρώο στόχων σχεδιασμού της κατασκευής του πίνακα 2.1

Ο διπλός στόχος k+p μπορεί να θεωρηθεί ως βασικός στόχος ασφάλειας που θα πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε περίπτωση. Με τον βασικό αυτό στόχο καλύπτεται η παραδοσιακή απαίτηση ασφάλειας, η οποία ισχύει στους αντισεισμικούς κανονισμούς: α) ασήμαντες βλάβες για συχνούς ασθενείς σεισμούς, β) επισκευάσιμες βλάβες για λιγότερο συχνό και πιο ισχυρό Σεισμό-1, και γ) πρόληψη αποφυγής κατάρρευσης για τον πολύ σπάνιο ισχυρότατο Σεισμό-2. Με τους άλλους διερυμένους-απαιτητικότερους στόχους, π.χ. m ή n, καλύπτονται απαιτήσεις είτε ειδικών κτιρίων όπως σχολεία και νοσοκομεία, είτε πρόσθετες απαιτήσεις του ιδιοκτήτη του έργου για μεγαλύτερη αντισεισμική προστασία.

| *Επίπεδο σεισμού* | *Επίπεδο επίδοσης κτιρίου* | | | |
|---|---|---|---|---|
| | OP | IO | LS | CP |
| *Σεισμός -1* | i | j | k | L |
| *Σεισμός -2* | m | n | o | p |

**Πίνακας 2.1 : Επίπεδα** στόχων σχεδιασμού μιας κατασκευής

Κατ' αυτόν τον τρόπο, οι γραμμικές δυναμικές μέθοδοι ανάλυσης (π.χ. η δυναμική φασματική μέθοδος) είναι εύλογο να εφαρμόζονται σε κτίρια υψηλής επιτελεστικότητας, δηλαδή επιπέδου επίδοσης OP ή IO (μηδενικές εως περιορισμένες βλάβες), ή και σε κτίρια στα οποία τα δομικά τους στοιχεία εμφανίζουν γενικώς μικρό λόγο σεισμικής απαίτησης (δηλαδή σεισμικής καταπόνησης) προς διαθέσιμη αντοχή (demand capacity ratio, DCR), π.χ. για DCR<2. Σε κανονικά κτίρια μικρού αριθμού ορόφων και με δεσπόζουσα τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης είναι υπό όρους αποδεκτή η χρήση γραμμικών στατικών μεθόδων, όπως η απλοποιημένη φασματική μέθοδος. Αξίζει να σημειωθεί ότι η σημαντικότερη διαφορά των γραμμικών αυτών μεθόδων από τις αντίστοιχες μεθόδους των υφιστάμενων κανονισμών για νέα κτίρια (π.χ. ΕΑΚ 2000) αφορά το χρησιμοποιούμενο φάσμα σχεδιασμού και το μέγεθος των σεισμικών φορτίων. Ως φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα χωρίς τροποποιήσεις, ενώ τα δε ελαστικά σεισμικά φορτία εφαρμόζονται αυτούσια χωρίς να διαιρούνται με συντελεστή συμπεριφοράς (q) της κατασκευής.

Οι μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις μπορούν να εφαρμοστούν σε οποιαδήποτε περίπτωση σεισμικής επίδοσης της κατασκευής. Βέβαια η χρήση τους έχει περισσότερο νόημα σε κατασκευές χαμηλού επιπέδου επιτελεστικότητας (LS ή CP, δηλαδή για σημαντικές ή πολύ σοβαρές βλάβες). Η εφαρμογή τους όμως είναι επίπονη και απαιτεί ιδιαίτερη εμπειρία από τον μηχανικό όσον αφορά τα χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα των δομικών στοιχείων, τη χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων καθώς και την αξιοποίηση και την ορθή ερμηνεία των αποτελεσμάτων.

Στον ΕΑΚ 2000 η ιδέα αυτή της κλιμακούμενης επιτελεστικότητας και των επιπέδων επίδοσης μιας κατασκευής υφίσταται με τη κατάλληλη επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς. Για συντελεστή συμπεριφοράς q=3.5 επιτυγχάνεται η προστασία ζωής με σημαντικές βλάβες του φέροντα οργανισμού χωρίς να αποκλείεται η πιθανότητα κατάρρευσης, δηλαδή χαμηλή επιτελεστικότητα, για ένα πολύ ισχυρό σεισμό. Για q=1.5 επιτυγχάνονται ελεγχόμενες και επισκευάσιμες βλάβες μικρής έκτασης, δηλαδή μεσαία επιτελεστικότητα. Τέλος, για q=1 επιτυγχάνονται μηδενικές έως πολύ περιορισμένες βλάβες, δηλαδή υψηλή επιτελεστικότητα.

Στη συνήθη πρακτική ο μέσος μηχανικός χρησιμοποιεί στη χώρα μας κατά κανόνα γραμμικές μεθόδους (τη δυναμική φασματική ή την απλοποιημένη φασματική μέθοδο) ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που θα επιλέξει. Η συνήθης όμως επιλογή της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q=3.5 για τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα δημιουργεί μία αντίφαση, αφού πρακτικά σημαίνει ότι αποδεχόμαστε την είσοδο της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή ενώ πραγματοποιούμε την ανάλυση με γραμμικές μεθόδους. Αυτή η αντίφαση δημιουργεί αμφιβολίες για την αξιοπιστία της ανάλυσης, ενώ αντίθετα θα έπρεπε η επιλογή της μεθόδου (είτε απλοποιητικής γραμμικής, είτε μη-γραμμικής δυναμικής) να ήταν σε συνάρτηση με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας (επίδοσης) που θέλουμε να επιτύχουμε, δηλαδή σε σχέση με την επιλογή του q (Αβραμίδης, 2003).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3$^{ο}$

# ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

## 3.1 Εισαγωγή

Η εξέλιξη των υπολογιστικών συστημάτων και τεχνικού λογισμικού κάνει εφικτή τη συνεχή βελτίωση των διαφόρων μεθόδων ανάλυσης, τόσο ως προς την ακρίβεια των αποτελεσμάτων όσο και ως προς τον απαιτούμενο χρόνο επεξεργασίας. Ως εκ τούτου, η διεθνής επιστημονική κοινότητα έχει στρέψει το ενδιαφέρον της από την ελαστική στατική ανάλυση στη δυναμική ελαστική, κατόπιν στη μη-γραμμική στατική και τελικά στη μη-γραμμική δυναμική. Στην τελευταία περίπτωση, γίνεται έλεγχος ενός υφιστάμενου δομήματος διεξάγοντας αναλύσεις με πολλές σεισμικές καταγραφές. Από την άλλη μεριά, απλούστερες μέθοδοι, όπως η μη-γραμμική στατική ανάλυση ή η μέθοδος της φασματικής ικανότητας προσφέρουν, με κατάλληλη κλιμάκωση της έντασης της σεισμικής φόρτισης, μια ολοκληρωμένη εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Αυτό συμβαίνει διότι διερευνάται όλο το εύρος της δομικής απόκρισης του κτιρίου, από την ελαστική περιοχή έως τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κατάρρευση.

Αν αναλογιστεί κανείς τη μετάβαση από την απλή γραμμική στατική ανάλυση στη μη-γραμμική στατική (pushover) συμπεραίνει ότι κάτι ανάλογο μπορεί να γίνει και με τη δυναμική ανάλυση των κατασκευών. Δηλαδή να μετεξελιχθεί σε μια επαυξητική διαδικασία, στην οποία η σεισμική φόρτιση κλιμακώνεται. Το θεωρητικό υπόβαθρο για αυτήν τη διαδικασία έχει θεμελιωθεί από τον Bertero (1977), και έχει αναπτυχθεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια από τους Psycharis et al. (2000), Luco and Cornell (2000), Vamvatsikos and Cornell (2002), Bazzurro et al. (2004). Πρόσφατα, έχει ενσωματωθεί στους κανονισμούς της FEMA (2005) ως επαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis-IDA) και έχει παγιωθεί ως η πιο ολοκληρωμένη μέθοδος καθορισμού του μηχανισμού κατάρρευσης κτιριακών έργων. Αντικείμενό της μεθοδολογίας αυτής είναι η:

- Καλύτερη δυνατή κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής σε όλο το εύρος έντασης των σεισμικών καταπονήσεων.
- Καλύτερη κατανόηση των μεταβολών στη δομική απόκριση, καθώς η ένταση της εδαφικής κίνησης αυξάνεται (για παράδειγμα μεταβολές στη μέγιστη παραμόρφωση, στη δυσκαμψία, απομείωση αντοχής, κράτυνσης, κλπ).
- Πλήρης αντίληψη της μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής.
- Ικανότητα σύγκρισης των παραπάνω για πολλές σεισμικές καταγραφές με διαφορετικά συχνοτικά χαρακτηριστικά.

## 3.2 Θεωρητικό υπόβαθρο μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης

Πριν περιγράψουμε αναλυτικά τη μέθοδο κρίνεται απαραίτητο να παρουσιαστούν όλα τα θεωρητικά στοιχεία της μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, ώστε να αποσαφηνιστεί το υπόβαθρο της μεθόδου IDA.

### 3.2.1 Μέθοδοι άμεσης ολοκλήρωσης

Μία κατηγορία μεθόδων επίλυσης των διαφορικών εξισώσεων που διέπουν την κίνηση ενός μονοβάθμιου ή πολυβάθμιου συστήματος υποβαλλόμενου σε δυναμικές φορτίσεις είναι οι μέθοδοι άμεσης ολοκλήρωσης (direct intergration methods). Οι μέθοδοι αυτές είναι γενικές, καθώς μπορούν να εφαρμοστούν τόσο για δυναμικές αναλύσεις γραμμικών συστημάτων με τυπική ή μη απόσβεση, όσο και για μη-γραμμικές αναλύσεις. Σύμφωνα με τις μεθόδους αυτές, η μητρωϊκή διαφορική εξίσωση κίνησης:

$$M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = P(t) \qquad (3.1)$$

όπου M, C, K, P(t) συμβολίζουν το μητρώο μάζας, απόσβεσης, δυσκαμψίας και εξωτερικών φορτίσεων, αντίστοιχα.

Η εξίσωση (3.1) ολοκληρώνεται με τη χρήση κάποιας αριθμητικής βήμα προς βήμα διαδικασίας, όπου οι διαφορικές εξισώσεις μπορούν να είναι σε οποιαδήποτε μορφή διαζευγμένες ή όχι. Ο όρος «άμεση» υποδηλώνει ότι πριν την αριθμητική ολοκλήρωση δεν απαιτείται μετασχηματισμός των αρχικών διαφορικών εξισώσεων κίνησης σε κάποια άλλη μορφή. Στην πράξη, υπάρχουν περιπτώσεις που κάποιος μετασχηματισμός λαμβάνει χώρα, αυτό όμως γίνεται όχι εξαιτίας της αδυναμίας των μεθόδων να αντιμετωπίσουν αυτούσιο το αρχικό πρόβλημα, αλλά για τη διευκόλυνση των υπολογισμών και τη μείωση του υπολογιστικού κόστους.

Οι μέθοδοι άμεσης ολοκλήρωσης βασίζονται γενικά σε δύο θεωρήσεις. Κατ' αρχάς, οι μέθοδοι αυτές δεν αναζητούν μια λύση η οποία να ικανοποιεί την εξίσωση (3.1) για κάθε χρονική στιγμή t. Αντίθετα, γίνεται προσπάθεια να ικανοποιηθεί η εν λόγω εξίσωση μονάχα για κάποιες διακριτές τιμές του χρόνου, οι οποίες απέχουν μεταξύ τους κάποιο χρονικό διάστημα Δt, το οποίο τις περισσότερες φορές λαμβάνεται σταθερό για διευκόλυνση των υπολογισμών. Επομένως, η στατική ισορροπία, η οποία εμπεριέχει και τις επιδράσεις των αδρανειακών δυνάμεων και των δυνάμεων απόσβεσης, εξετάζεται μόνο για κάποιες διακριτές τιμές του χρόνου. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι όλες οι τεχνικές επίλυσης που εφαρμόζονται με στατική ανάλυση, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για τις επιλύσεις που απαιτεί κάθε βήμα της διαδικασίας άμεσης ολοκλήρωσης.

Η δεύτερη βασική θεώρηση στην οποία βασίζονται οι μέθοδοι της άμεσης ολοκλήρωσης είναι ότι για κάθε ένα από τα χρονικά υποδιαστήματα Δt προϋποτίθεται μια μεταβολή μετατοπίσεων, ταχυτήτων και επιταχύνσεων. Η υπόθεση που γίνεται για τις μεταβολές αυτές, είναι εκείνο που καθορίζει τελικά την ακρίβεια, την ευστάθεια αλλά και το υπολογιστικό κόστος της διαδικασίας επίλυσης. Επομένως, η απόκριση του συστήματος κατά τη διάρκεια των υποδιαστημάτων υπολογίζεται προσεγγιστικά, βάσει ενός υποθετικού μηχανισμού αποκρίσεως, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η ισορροπία του συστήματος κατά τα διαστήματα αυτά.

Σκοπός των μεθόδων άμεσης ολοκλήρωσης είναι η αριθμητική επίλυση της μητρωϊκής διαφορικής εξίσωσης κίνησης (3.1). Το συνολικό χρονικό διάστημα $t_{ολ}$ για το οποίο ζητείται η απόκριση του συστήματος, χωρίζεται σε n υποδιαστήματα σταθερής διάρκειας Δt = $t_{ολ}$/n. Η διέγερση καθορίζεται για κάθε μία από τις εξεταζόμενες διακριτές τιμές του χρόνου $t_i$ = i*Δt , μέσω των τιμών της $p_i$=p($t_i$). Η απόκριση του συστήματος:$U_i = U(t_i), \dot{U}_i = \dot{U}(t_i), \ddot{U}_i = \ddot{U}(t_i)$ υπολογίζεται για κάθε διακριτή τιμή του χρόνου. Έστω ότι είναι γνωστή η απόκριση $U_i, \dot{U}_i, \ddot{U}_i$ του συστήματος για την χρονική στιγμή $t_i$. Η απόκριση αυτή πρέπει να ικανοποιεί την εξίσωση ισορροπίας (3.1), επομένως:

$$M \cdot \ddot{U}_i + C \cdot \dot{U}_i + K \cdot U_i = P_i \qquad (3.2)$$

Οι μέθοδοι άμεσης ολοκλήρωσης παρέχουν την απόκριση του συστήματος για την χρονική στιγμή $t_{i+1}$, η οποία επίσης ικανοποιεί την συνθήκη ισορροπίας (3.1):

$$M \cdot \ddot{U}_{i+1} + C \cdot \dot{U}_{i+1} + K \cdot U_{i+1} = P_{i+1} \qquad (3.3)$$

Αν εφαρμοστεί σωστά, για i = 0,1,2,3,…,n η βήμα προς βήμα διαδικασία δίνει την απόκριση του συστήματος για κάθε εξεταζόμενη διακριτή χρονική στιγμή, οπότε με τον τρόπο αυτό μορφώνεται ο γενικός αλγόριθμος επίλυσης. Οι γνωστές αρχικές συνθήκες για i=0, παρέχουν τις απαραίτητες πληροφορίες για την έναρξη της διαδικασίας. Αξίζει να σημειωθεί οτι αρκούν δύο μόνο από τα διανύσματα $U_0, \dot{U}_0, \ddot{U}_0$ για τον πλήρη προσδιορισμό των αρχικών συνθηκών, καθώς το τρίτο από αυτά μπορεί να προσδιοριστεί μονοσήμαντα από την εξίσωση ισορροπίας (3.2), για τη χρονική στιγμή μηδέν (i=0).

Η αριθμητική διαδικασία απαιτεί τρεις μητρωϊκές εξισώσεις προκειμένου να προσδιοριστούν τα άγνωστα διανύσματα $U_{i+1}, \dot{U}_{i+1}, \ddot{U}_{i+1}$ Οι δύο από τις εξισώσεις αυτές προκύπτουν είτε από εξισώσεις πεπερασμένων διαφορών για την ταχύτητα και την επιτάχυνση, είτε από άλλη υπόθεση που έχει γίνει σχετικά με τη μεταβολή της απόκρισης μεταξύ των διακριτών τιμών του χρόνου. Η τρίτη απαιτούμενη εξίσωση είναι η εξίσωση ισορροπίας 3.1 εφαρμοζόμενη για μια επιλεγμένη διακριτή τιμή του χρόνου. Αν επιλεγεί η τρέχουσα χρονική στιγμή $t_i$ (3.2), τότε η χρησιμοποιούμενη μέθοδος καλείται explicit method, ενώ αν επιλεγεί η χρονική στιγμή $t_i$ του τέλους κάθε βήματος (3.3), τότε η μέθοδος καλείται implicit method.

Για να είναι μια τέτοια αριθμητική διαδικασία αξιόπιστη και αποτελεσματική, πρέπει να ικανοποιεί τα παρακάτω κριτήρια:

(ι) Να οδηγεί σε σύγκλιση προς την ακριβή λύση του προβλήματος, καθώς το βήμα Δt μειώνεται.

(ιι) Να ανταποκρίνεται με σταθερότητα στην ενδεχόμενη ύπαρξη μικροσφαλμάτων στρογγυλοποίησης.

(ιιι) Να είναι ακριβής, δηλαδή τα υπολογιστικά σφάλματα να είναι αμελητέα και η προκύπτουσα λύση να είναι κοντά στην ακριβή λύση του προβλήματος.

### 3.2.2 Ευστάθεια μεθόδων

Η ευστάθεια μιας μεθόδου αριθμητικής ολοκλήρωσης έγκειται γενικά στα ακόλουθα:

(ι) Για σχετικά μεγάλες τιμές του βήματος Δt (ή καλύτερα του λόγου Δt/T), η μέθοδος δεν πρέπει να οδηγεί σε ανεξέλεγκτα μεγάλες τιμές της απόκρισης, καθώς σε αυτήν την περίπτωση, η ολοκλήρωση των υψηλότερων μορφών αντί να οδηγήσει σε ακριβέστερες λύσεις θα προκαλέσει προβλήματα ευστάθειας στη διαδικασία.

(ιι) Τα μικροσφάλματα που προκαλούνται λόγω στρογγυλοποίησης των αριθμητικών τιμών των μετατοπίσεων, ταχυτήτων και επιταχύνσεων από τον Η/Υ δεν πρέπει να «διογκώνονται» κατά τη διαδικασία της ολοκλήρωσης.

Οι μέθοδοι εκείνες οι οποίες οδηγούν σε καθορισμένη λύση μόνο εάν το βήμα Δt είναι μικρότερο από ένα συγκεκριμένο όριο ευστάθειας καλούνται υπό όρους ευσταθείς μέθοδοι (conditionally stable methods). Από την άλλη πλευρά, οι μέθοδοι εκείνες οι οποίες οδηγούν σε καθορισμένη λύση ανεξάρτητα από την επιλογή του βήματος Δt, καλούνται άνευ όρων ευσταθείς μέθοδοι (unconditionally stable methods). Η μέθοδος της μέσης επιτάχυνσης είναι άνευ όρων ευσταθής. Η μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης είναι ευσταθής μόνο αν $\Delta t/T_n<0.551$, ενώ η μέθοδος κεντρικών διαφορών είναι ευσταθής αν $\Delta t/T_n<1/\pi$.

Τα κριτήρια ευστάθειας δεν είναι εν γένει περιοριστικά όσον αφορά τη δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων, καθώς τις περισσότερες φορές υπερκαλύπτονται από τα κριτήρια ακρίβειας των μεθόδων. Δεν ισχύει όμως το ίδιο και για την ανάλυση πολυβάθμιων συστημάτων, στα οποία οι ιδιοπερίοδοι κάποιων ανώτερων μορφών που συμμετέχουν στην απόκριση ενδέχεται να είναι πολύ μικρές και επομένως στις περιπτώσεις αυτές, τα κριτήρια ευστάθειας είναι εκείνα τα οποία καθορίζουν την τιμή του βήματος Δt. Για τον λόγο αυτό, στην ανάλυση πολυβάθμιων συστημάτων χρησιμοποιούνται πιο συχνά ανευ όρων ευσταθείς μέθοδοι αριθμητικής ολοκλήρωσης για τις οποίες πρέπει να ικανοποιούνται τα κριτήρια ακριβείας.

### 3.2.3 Ακρίβεια μεθόδων

Η ακρίβεια μιας μεθόδου άμεσης ολοκλήρωσης εξαρτάται άμεσα από την επιλογή του χρονικού βήματος Δt. Παράλληλα, η επιλογή του βήματος Δt καθορίζει το πλήθος των απαιτούμενων επαναλήψεων και άρα το συνολικό υπολογιστικό κόστος της διαδικασίας. Επομένως, η επιλογή του Δt σε κάθε περίπτωση θα πρέπει αφενός να εξασφαλίζει επαρκή ακρίβεια στους υπολογισμούς και αφετέρου να οδηγεί στη λύση μέσα σε εύλογο αριθμό επαναλήψεων.

Αν χρησιμοποιείται ένας αλγόριθμος υπό όρους ευσταθής, τότε το βήμα καθορίζεται συχνά από την οριακή τιμή $\Delta t_{cr}$ της ευστάθειας. Στη περίπτωση μιας άνευ όρων ευσταθούς μεθόδου όμως, το Δt θα καθοριστεί από τις απαιτήσεις ακρίβειας. Ένας κάπως εμπειρικός, αλλά αρκετά αποδοτικός τρόπος επιλογής του βήματος Δt προκειμένου να εξασφαλιστεί επαρκής ακρίβεια είναι ο ακόλουθος: λύνεται το πρόβλημα για κάποια λογική αρχική τιμή του Δt και στη συνέχεια πραγματοποιείται νέα επίλυση με βήμα

Δt/2. Αν τα αποτελέσματα των δύο επιλύσεων είναι «επαρκώς» κοντά μεταξύ τους, τότε η αρχική επιλογή του Δt είναι «επαρκώς» ικανοποιητική και ακριβής, ενώ σε αντίθεση περίπτωση πραγματοποιείται νέα επίλυση με βήμα Δt/4 κ.ο.κ. ώσπου να επέλθει σύγκλιση.

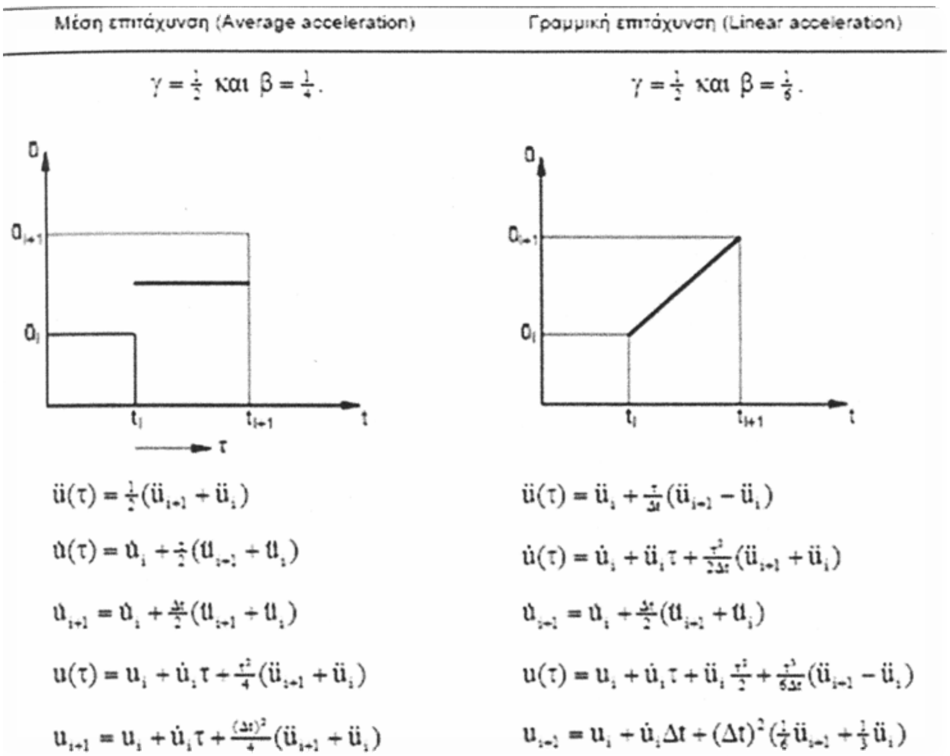
### 3.2.4 Μέθοδος Newmark

Το 1959 ο N.M. Newmark ανέπτυξε μία οικογένεια αριθμητικών βήμα προς βήμα μεθόδων, οι οποίες βασίζονται στις παρακάτω εξισώσεις:

$$\begin{aligned} \dot{U}_{i+1} &= \dot{U}_i + \left[\left(1-\gamma\right)\cdot\Delta t\right]\cdot\ddot{U}_i + \gamma\cdot\Delta t\cdot\ddot{U}_{i+1} \\ U_{i+1} &= U_i + \Delta t\cdot\dot{U}_i + \left[\left(0,5-\beta\right)\cdot(\Delta t)^2\right]\cdot\ddot{U}_i + \left[\beta\cdot(\Delta t)^2\right]\cdot\ddot{U}_{i+1} \end{aligned} \tag{3.4}$$

Οι παράμετροι β και γ επηρεάζουν τον τρόπο που μεταβάλλεται η επιτάχυνση σε ένα χρονικό διάστημα Δt και καθορίζουν την ευστάθεια και την ακρίβεια της αριθμητικής ολοκλήρωσης. Χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων αυτών είναι οι γ=1/2 και 1/6<=β<=1/4, οι οποίες δίνουν γενικά καλά αποτελέσματα τόσο από άποψη ακρίβειας, όσο και από άποψη ευστάθειας της μεθόδου. Οι δύο παραπάνω εξισώσεις, μαζί με την εξίσωση ισορροπίας (3.3) για το τέλος του κάθε υποδιαστήματος, δηλαδή για τη χρονική στιγμή $t_{i+1}$, δίνουν τις τρεις απαραίτητες εξισώσεις για την αριθμητική επίλυση του προβλήματος. Εφόσον η ισορροπία εξετάζεται τη χρονική στιγμή $t_{i+1}$, η μέθοδος Newmark είναι μια implicit method.

Το σχήμα της μεθόδου το οποίο πρότεινε αρχικά ο Newmark, είναι αυτό που προκύπτει για γ=1/2 και β=1/4. Η προκύπτουσα μέθοδος για αυτές τις τιμές των παραμέτρων ονομάζεται μέθοδος μέσης επιτάχυνσης (average acceleration method). Άλλο χαρακτηριστικό ζεύγος τιμών των παραμέτρων είναι το γ=1/2 και β=1/6, για το οποίο άρχουμε τη μέθοδο γραμμικής επιτάχυνσης (linear acceleration method). Στο Σχήμα 3.1, παρουσιάζεται ο τρόπος για κάθε μία από τις δύο αυτές μεθόδους, με τον οποίο υποτίθεται ότι μεταβάλλεται η επιτάχυνση κατά το διάστημα Δt, δηλαδή μεταξύ δύο διαδοχικών διακριτών τιμών του χρόνου $t_i$ και $t_{i+1}$. Στην πρώτη περίπτωση υποτίθεται ότι η επιτάχυνση δεν μεταβάλλεται, αλλά λαμβάνει τη μέση τιμή των $u_i$ και $u_{i+1}$ καθ' όλο το διάστημα Δt. Στη δεύτερη περίπτωση, η επιτάχυνση μεταβάλλεται γραμμικά ως προς τον χρόνο από την τιμή $u_i$ στην τιμή $u_{i+1}$. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η μέθοδος μέσης επιτάχυνσης, δηλαδή γ=1/2 και β=1/4.




**Σχήμα 3.1** : Μέθοδοι μέσης και γραμμικής επιτάχυνσης.

### 3.2.5 Μητρώο απόσβεσης

Στη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση, το μητρώο απόσβεσης C ορίζεται ως γραμμική συνάρτηση των μητρώων M και K, δηλαδή C=*α**M+*β**K. Οι συντελεστές *α* και *β* υπολογίζονται έτσι ώστε να δίνουν προκαθορισμένα ποσοστά απόσβεσης στους δύο πρώτους κανονικούς τρόπους ταλάντωσης. Συγκεκριμένα:

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 * (\xi_2\omega_1 - \xi_1\omega_2)/\omega_1^2 - \omega_2^2$$
$$\beta = 2 * (\xi_1\omega_1 - \xi_2\omega_2)/\omega_1^2 - \omega_2^2 \qquad (3.5)$$

Οι δύο συντελεστές ορίζονται έτσι ώστε να αντιστοιχούν συγκεκριμένα ποσοστά απόσβεσης στις δύο σημαντικές ιδιομορφές. Η επιλογή των δύο ιδιομορφών που ορίζεται απόσβεση 5%, πρέπει να εξασφαλίζει λογικές τιμές για τους λόγους απόσβεσης σε σχέση με τις ιδιομορφικές πληροφορίες της κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο διατηρείται σχεδόν ο ίδιος λόγος απόσβεσης για τις ιδιομορφές που απαιτούνται, ώστε να επιτευχθεί ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικής απόκρισης του κτιρίου.

Το γεγονός ότι το μητρώο απόσβεσης C ορίζεται αναλυτικά μπορεί να θεωρηθεί σαν πλεονέκτημα, γιατί αυξάνει τη γενικότητα της μεθόδου ολοκλήρωσης βήμα προς βήμα έναντι της μεθόδου της επαλληλίας των ιδιομορφών. Δεν απαιτείται αποσύζευξη των αποκρίσεων των ιδιομορφών και ως εκ τούτου το μητρώο απόσβεσης δεν χρειάζεται να ικανοποιεί τις συνθήκες ορθογωνικότητας των ιδιομορφών.

## 3.3 Η επαυξητική δυναμική μέθοδος

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται οι βασικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται στην επαυξητική δυναμική μέθοδο IDA, η οποία βασίζεται στη θεμελιώδη ιδέα της κλιμάκωσης της έντασης των επιταχυνσιογραφημάτων με τα οποία φορτίζεται η υπό μελέτη κατασκευή. Η μέθοδος αυτή ανήκει στις μεθόδους μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων και έχει σαν στόχο τον καθορισμό των μέγιστων μεγεθών απόκρισης ή δεικτών βλάβης (peak response quantities ή damage measures-DM), όπως για παράδειγμα η σχετική μετακίνηση ορόφων (interstory drift), από μια σειρά ανεξάρτητων δυναμικών αναλύσεων της κατασκευής η οποία υποβάλλεται διαδοχικά σε έναν αριθμό χρονοϊστοριών σεισμικών καταγραφών.

Η εφαρμογή της IDA για τον καθορισμό της συμπεριφοράς μιας κατασκευής ακολουθεί τα παρακάτω βήματα:

1) σχεδιασμός ενός κατάλληλου μη γραμμικού προσομοιώματος,
2) κατάρτιση ενός συνόλου καταγραφών,
3) επιλογή για κάθε καταγραφή των επιπέδων κλιμάκωσης,
4) ανάλυση και επεξεργασία των δεδομένων.

Η μέθοδος δυναμικής επαυξητικής ανάλυσης (IDA) περιλαμβάνει μια σειρά μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων που εκτελούνται με κλιμακούμενο επιταχυνσιογράφημα, του οποίου τα συχνοτικά χαρακτηριστικά και οι δείκτες έντασης (IM), ιδανικά, έχουν επιλεγεί ώστε να καλύπτουν όλο το φάσμα συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστική περιοχή, την πλαστική και τελικά την πλήρη κατάρρευση. Σκοπός είναι να καταγραφούν οι δείκτες βλάβης του δομικού μοντέλου σε κάθε επίπεδο δείκτη έντασης της κλιμακούμενης σεισμικής κίνησης. Κατόπιν, τα ζεύγη τιμών που προκύπτουν αποτελούν διαγράμματα μορφής καμπυλών, που προσφέρουν χρήσιμα στοιχεία για τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Με τον καθορισμό των επιθυμητών επιπέδων απαίτησης και ικανότητας και την επιλογή του κατάλληλου πλήθους δυναμικών αναλύσεων μέσω αυτοματοποιημένων διαδικασιών, η εξαιρετική χρονοβόρα διαδικασία της IDA πραγματοποιείται με μια σχετική ευχέρεια.

### 3.3.1 Συντελεστής κλιμάκωσης

Ο συντελεστής κλιμάκωσης (scale factor) είναι ο θετικός συντελεστής λ Є {0,+∞} που παράγει το τροποποιημένο επιταχυνσιογράφημα $α_λ$ όταν εφαρμοστεί στο ακλιμάκωτο πραγματικό επιταχυνσιογράφημα $α_1$. Στην περίπτωση που το λ λαμβάνει την τιμή 1, τότε πρόκειται για το φυσικό επιταχυνιογράφημα, όταν λ<1 είναι ένα επιταχυνσιογράφημα μειωμένης έντασης, ενώ όταν λ>1 έχει μεγαλύτερες τιμές από το αρχικό. Μολονότι ο συντελεστής κλιμάκωσης είναι ο απλούστερος τρόπος για τη δημιουργία των κλιμακούμενων επιταχυνσιογραφημάτων, χρειάζεται προσοχή στην εφαρμογή του για την κατανόηση της απόκρισης της κατασκευής.

Γενικά, έχουν αναπτυχθεί διάφορες τεχνικές για την κλιμάκωση πολλών χρονοϊστοριών που απαιτούνται στην IDA. Η κλιμάκωσή των καταγραφών μπορεί να γίνει είτε με την χρήση κατάλληλου αλγορίθμου ο οποίος κλιμακώνει σε διαφορετικά επίπεδα την κάθε σεισμική καταγραφή μέχρι αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης (η οποία υποδηλεί συνολική δυναμική αστάθεια), είτε με την ομοιόμορφη κλιμάκωση όλων των καταγραφών κάθε καταγραφής στα ίδια επίπεδα (π.χ., 10%, 20%,…της $Sa(T_1)$). Η χρήση πολλών βημάτων κλιμάκωσης πλεονεκτεί ως προς την ακρίβεια των αποτελεσμάτων αλλά μειονεκτεί σε ότι αφορά το υψηλότερο υπολογιστικό κόστος. Οι χρησιμοποιούμενες καταγραφές κλιμακώνονται προοδευτικά από μια μικρή αρχική τιμή και οι μέγιστες ποσότητες απόκρισης σχεδιάζονται με βάση τον εκάστοτε δείκτη έντασης της σεισμικής καταγραφής.

### 3.3.2 Δείκτης έντασης

Ο δείκτης έντασης (Intensity Measure, IM) είναι ο θετικός συντελεστής $IM \in \{0,+\infty\}$ που ορίζεται σαν συνάρτηση $IM = f_{a1}$ (λ), δηλαδή εξαρτάται από το φυσικό επιταχυνσιογράφημα και είναι μονοτονικά αυξανόμενος με τον συντελεστή κλιμάκωσης λ. Αν και πολλοί δείκτες έχουν προταθεί για τον χαρακτηρισμό της έντασης μιας σεισμικής διέγερσης, δεν καθίσταται πάντα εύκολος και αποτελεσματικός τρόπος κλιμάκωσης τους, για παράδειγμα το μέγεθος και η διάρκεια ενός σεισμού. Συνήθεις συντελεστές κλιμακούμενων δεικτών έντασης είναι η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA), η μέγιστη ταχύτητα εδάφους (PGV) και η φασματική επιτάχυνση (Sa(T)) του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Έχει προταθεί επίσης ο κανονικοποιημένος συντελεστής $R = \lambda / \lambda_{yield}$ (όπου το $\lambda_{yield}$ ορίζει τη μικρότερη κλιμάκωση που απαιτείται ώστε να επιτευχθεί διαρροή, για μια συγκεκριμένη σεισμική καταγραφή και κτιριακό μοντέλο), ο οποίος είναι αριθμητικά ισοδύναμος με τον συντελεστή απομείωσης R.

Αυτοί οι δείκτες έχουν την ιδιότητα να είναι αναλογικοί με το συντελεστή κλιμάκωσης αφού ικανοποιούν τη σχέση $IM_{prop} = \lambda * f_{a1}$, όπου $f_{a1}$ είναι συνάρτηση του φυσικού ακλιμάκωτου επιταχυνσιογραφήματος. Αντίθετα, ο δείκτης $S_{am}(T1,\xi,\alpha,b,c) = [S_a(T1,\xi)]^{\alpha} [S_a(cT1,\xi)]^{b}$ που προτείνεται από τους Shome et al., (2002) είναι μονοτονικός, αλλά μη αναλογικός, εκτός αν a + b = 1. Αξίζει να αναφερθεί ότι έχουν προταθεί και μη μονοτονικοί δείκτες έντασης, όπως η ανελαστική μετατόπιση μη γραμμικού ταλαντωτή από τους Luco & Cornell (2000).

### 3.3.3 Δείκτης βλάβης

Αφού λοιπόν έχουν οριστεί τα χαρακτηριστικά του σεισμού ο οποίος εφαρμόζεται στο κτίριο, χρειάζεται ένας τρόπος να αποτυπωθεί η κατάστασή του, δηλαδή η απόκριση του στη σεισμική φόρτιση και οι πιθανές βλάβες που μπορεί να παρουσιάσει. Ο δείκτης βλάβης (Damage Measure, DM) είναι ο θετικός DM Є [0, +∞ ] που χαρακτηρίζει την πρόσθετη απόκριση της κατασκευής εξαιτίας της σεισμικής φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα, ο δείκτης βλάβης είναι μια σημαντική ποσότητα, που μπορεί να εξαχθεί, από τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Πιθανές επιλογές είναι η μέγιστη τέμνουσα βάσης, η στροφή των κόμβων, η πλαστιμότητα, ο δείκτης βλάβης των Park και Ang και η μέγιστη σχετική μετατόπιση ορόφων (interstorey drift).

Η επιλογή του δείκτη βλάβης εξαρτάται από την εφαρμογή και τον σκοπό για τον οποίο χρησιμοποιείται. Πολλές φορές χρησιμοποιούνται δύο ή περισσότεροι δείκτες (από τις ίδιες μη-γραμμικές αναλύσεις) για την εκτίμηση διαφορετικών χαρακτηριστικών της απόκρισης του κτιρίου. Για παράδειγμα, αν επιδιώκεται να εκτιμηθεί η βλάβη ενός δομικού μέλους πλαισιακής κατασκευής, ενδείκνυται η χρήση του δείκτη $\theta_{max}$, ο οποίος περιγράφει ικανοποιητικά στροφές κόμβων και τοπικές ή ολικές καταρρεύσεις ορόφων. Γενικά, η δομική απόκριση είναι συχνά κλιμακούμενης μορφής, είτε όταν χρησιμοποιείται η απόλυτη τιμή, είτε όταν λαμβάνονται χωριστά τα αρνητικά και θετικά μεγέθη.

Υπάρχουν βέβαια και άλλα μεγέθη τόσο για τους δείκτες έντασης (M) όσο και για τους δείκτες βλάβης (DM) που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ποσοτική και ποιοτική εκτίμηση των αποτελεσμάτων, αλλά τα προαναφερθέντα είναι τα συνηθέστερα. Ασφαλώς, δεν είναι δύσκολο να εκτιμηθούν και πρόσθετα DM από τα αποτελέσματα των αναλύσεων χωρίς την ανάγκη επανάληψης της διαδικασίας εξ' αρχής. Σε κάθε περίπτωση, το μεγάλο πλήθος των δεδομένων που προκύπτουν από την IDA πρέπει να ταξινομηθεί και να παρουσιαστεί με κατάλληλο τρόπο για να γίνουν κατανοητά τα αποτελέσματα και να αξιοποιηθούν κατάλληλα.

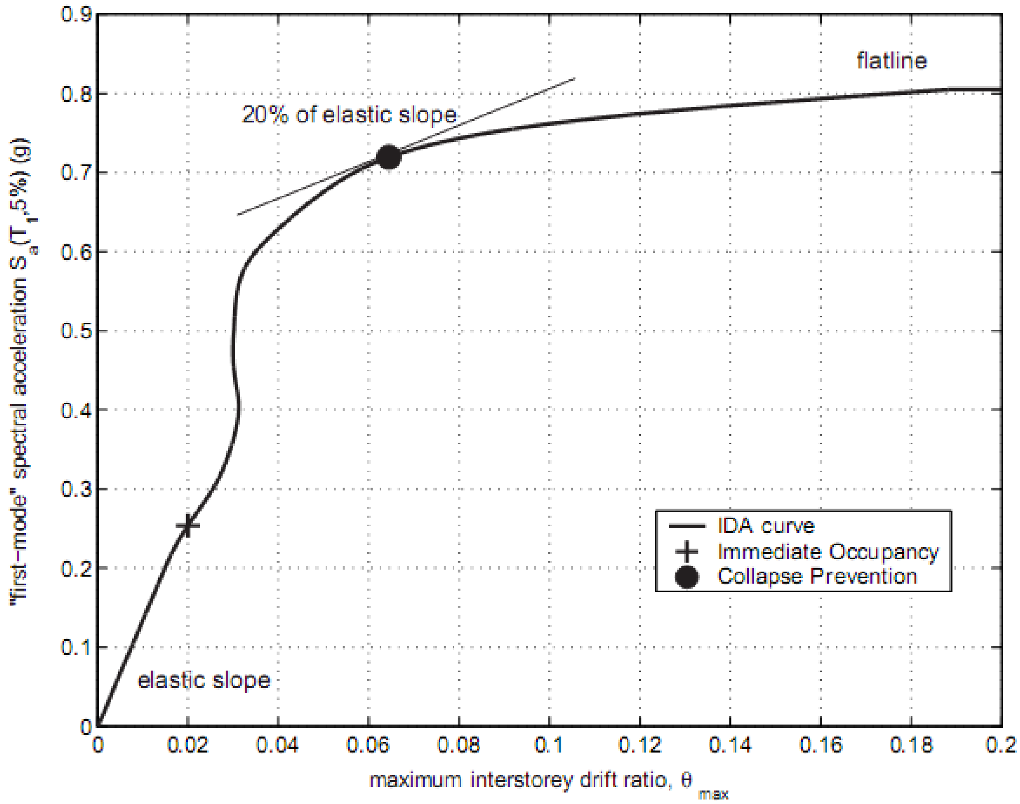
## 3.4. Ανάλυση καμπύλης IDA

Μια καμπύλη IDA είναι ουσιαστικά ένα διάγραμμα ενός δείκτη βλάβης (DM), όπως καταγράφεται από τις μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, συναρτήσει ενός ή περισσοτέρων δεικτών έντασης (IM) που χαρακτηρίζουν το εφαρμοζόμενο κλιμακώμενης έντασης επιταχυνσιογράφημα. Τα ζεύγη τιμών IM-DM για κάθε καταγραφή μπορούν να παρασταθούν σε ένα διάγραμμα και με παρεμβολή ενδιάμεσων σημείων να σχηματιστεί μια καμπύλη IDA με σχετική ακρίβεια, χωρίς την ανάγκη πολλών αναλύσεων, όπως αυτή του Σχήματος 3.2. Κάθε καμπύλη IDA επιτρέπει τον υπολογισμό τιμών DM σε τυχαία επίπεδα IM και αντιστρόφως.

Συνήθως, η σύνδεση των σημείων IM-DM γίνεται με καμπύλες με πολυωνυμικά τμήματα αριθμού ανάλογου με αυτού των αναλύσεων κάθε καταγραφής. Έτσι για μια δεδομένη καταγραφή για την οποία έγιναν π.χ. 10 αναλύσεις για την προσέγγιση της δυναμικής αστάθειας (αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης), προκύπτουν 10 σημεία στο διάγραμμα IM-DM τα οποία θα ενωθούν μεταξύ τους με 10 πολυωνυμικά τμήματα τρίτου βαθμού. Μια τέτοια καμπύλη μπορεί να σχεδιαστεί σε δύο ή περισσότερες διαστάσεις, αναλόγως του αριθμού των δεικτών έντασης. Επίσης, είναι προφανές ότι τα αποτελέσματα μιας μελέτης IDA, να μπορούν να παρουσιαστούν σε πληθώρα διαφορετικών καμπυλών, ανάλογα με την επιλογή των δεικτών έντασης και βλάβης.

Πρέπει να τονιστεί ότι η καμπύλη IDA μιάς μόνο σεισμικής καταγραφής δεν μπορεί να αντικατοπτρίσει πλήρως τη σεισμική συμπεριφορά που μπορεί να επιδείξει ένα κτίριο σε ένα μελλοντικό σεισμικό γεγονός. Δεδομένου ότι η καμπύλη εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη σεισμική καταγραφή που έχει επιλεγεί, απαιτείται η επιβολή ικανοποιητικού αριθμού καταγραφών για να καλύψει όλο το εύρος σεισμικών αποκρίσεων του κτιρίου. Ως εκ τούτου, το εξεταζόμενο κτίριο υπόκειται σε ένα πλήθος εδαφικών σεισμικών καταγραφών, ώστε να προσδιοριστεί αξιόπιστα και ρεαλιστικά η δομική του επίδοση.

Οι μέγιστες ποσότητες απόκρισης που παριστάνονται ως άξονας των τετμημένων στα σχετικά διαγράμματα μπορεί να είναι είτε η σχετική μετακίνηση ορόφων (Cornell & Krawinkler, 2000), είτε η οριζόντια μετακίνηση οροφής (Elnasai, 2001). Στον άξονα των τεταγμένων συνήθως χρησιμοποιείται η φασματική επιτάχυνση της 1ης ιδιομορφής της κατασκευής με απόσβεση 5%, $Sa(T_1,5\%)$ που είναι ένα καλό μέτρο για κτίρια κανονικά ή/και κτίρια χαμηλού ύψους, όπου η πρώτη ιδιομορφή είναι η δεσπόζουσα.

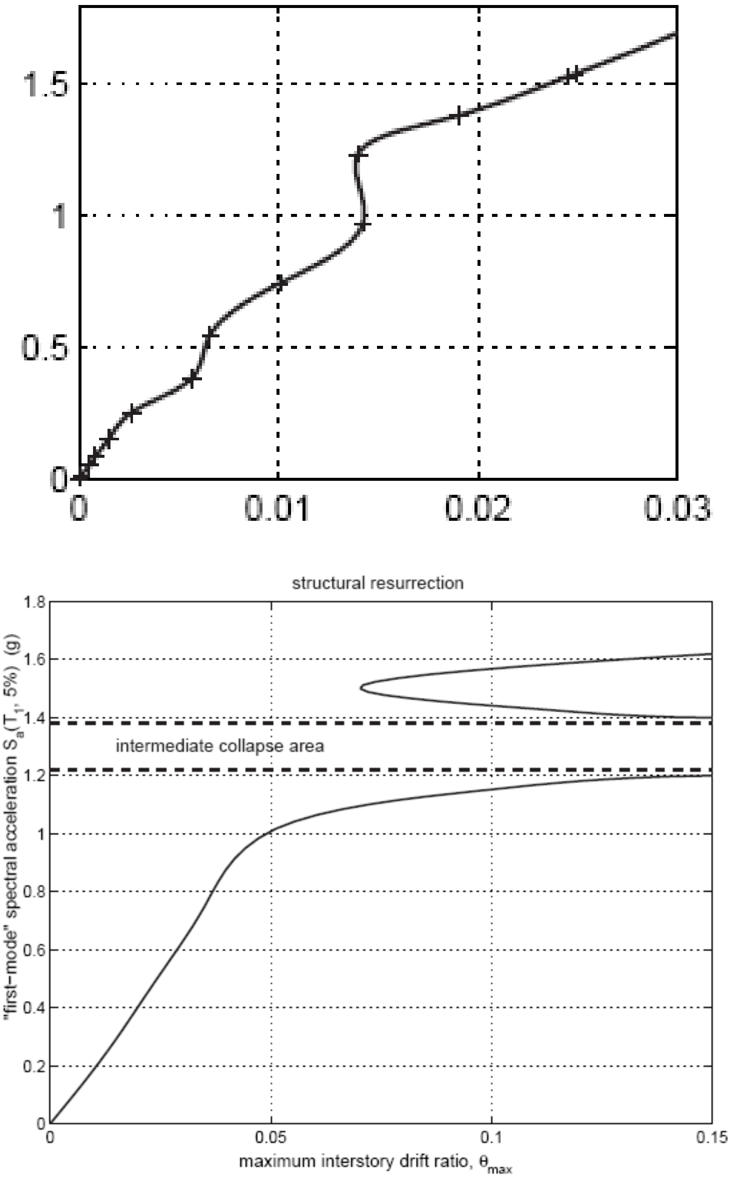



**Σχήμα 3.2:** Τυπική καμπύλη IDA.

Στην μορφή μιας τυπικής καμπύλης IDA, όπως του Σχήματος 3.2, διακρίνονται 5 περιοχές:

1. Η πρώτη είναι η περιοχή της ελαστικότητας και παριστάνεται από ένα ευθύγραμμο τμήμα.
2. Ακολουθεί στη συνέχεια ένα τμήμα με μικρότερη κλίση λόγω της διαρροής.
3. Έπειτα εμφανίζεται ένα τμήμα με μεγαλύτερη κλίση ακόμα και από το πρώτο όπου με σχεδόν σταθερή τιμή του DM αυξάνεται η τιμή του IM.
4. Στο τέταρτο τμήμα αρχίζει και πάλι η μείωση της κλίσης.

5. Στο πέμπτο και τελευταίο τμήμα υπάρχει απεριόριστη αύξηση του DM, δείγμα αριθμητικής μη σύγκλισης της ανάλυσης και συνολικής δυναμικής αστάθειας της κατασκευής




**Σχημα 3.3 :** Περιπτώσεις κράτυνσης και δομικής ανάταξης σε καμπύλες IDA.

Υπάρχουν συχνά περιπτώσεις που σε μια καμπύλη IDA παρατηρείται έντονα το φαινόμενο της κράτυνσης (hardening) όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3. Επίσης, μπορεί να εμφανιστούν διαδοχικές φάσεις έντονης απομείωσης αντοχών (softening) και κράτυνσης (hardening) όπου η τοπική κλίση (δυσκαμψία) άλλοτε ελαττώνεται για υψηλότερα IM και άλλοτε αυξάνεται. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή άλλοτε εμφανίζει ταχύτερο ρυθμό αύξησης του DM και άλλοτε βραδύτερο, τέτοιον ώστε να επιβραδύνει την αύξηση του DM ή ακόμα και να την αντιστρέψει. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, τοπικά να σχηματίζεται καμπύλη IDA με χαμηλότερα DM για υψηλότερες εντάσεις και να γίνεται έτσι μη μονοτονικώς αυξητική συνάρτηση του IM.

Αν και ακούγεται οξύμωρο το γεγονός ότι ένα σύστημα με μεγάλες βλάβες σε ένα δεδομένο επίπεδο έντασης μπορεί να παρουσιάσει ίδια ή και καλύτερη απόκριση όταν υπόκειται σε υψηλότερες σεισμικές εντάσεις, δεν είναι τόσο η ένταση όσο τα συχνοτικά χαρακτηριστικά της και η μορφή της που προκαλούν αυτήν τη διαφοροποίηση. Για παράδειγμα, η κλιμάκωση ενός επιταχυνσιογραφήματος είναι δυνατόν να ενδυναμώσει τους αρχικούς σχετικά ασθενείς κύκλους φόρτισης οι οποίοι μπορούν να προκαλέσουν διαρροή (βλάβη) και να αλλάξουν αισθητά τα χαρακτηριστικά του συστήματος κατά τους επόμενους ισχυρότερους κύκλους, με αποτέλεσμα η πρόωρη διαρροή κάποιων μελών να δρα σαν «προστασία» που μπορεί να ανακουφίσει κάποια άλλα μέλη. Μια ακραία περίπτωση του φαινομένου της σκλήρυνσης αποτελεί η «δομική ανάταξη» (structural resurrection) (βλ. Σχήμα 3.3), όπου το σύστημα ωθείται μέχρι την κατάρρευση για κάποια IM, αλλά επανέρχεται σε υψηλότερα επίπεδα έντασης έχοντας σοβαρές ζημιές μεν αλλά όχι τέτοιες που να το οδηγούν σε κατάρρευση.

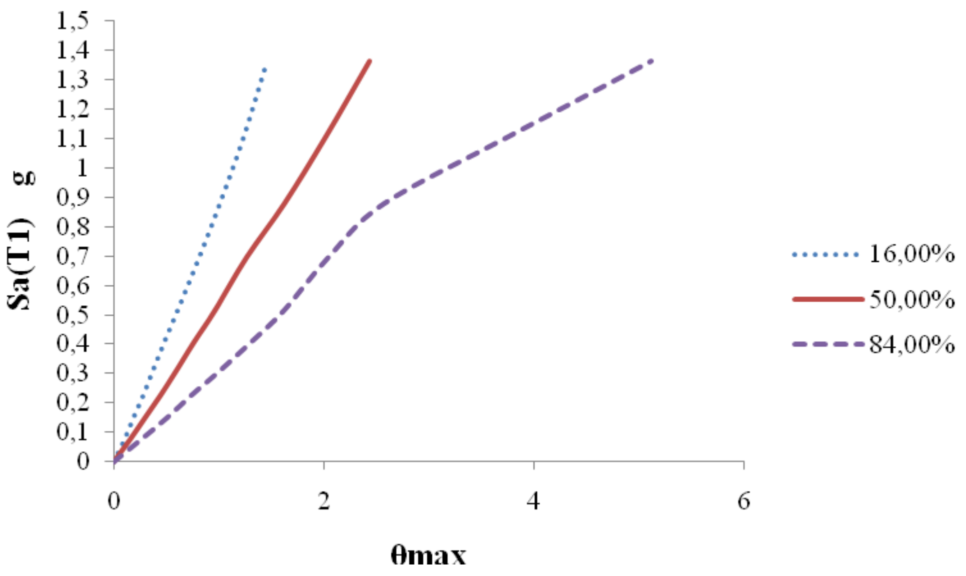
### 3.4.1 Στατιστικές καμπύλες IDA

Η στατιστική ανάλυση είναι απαραίτητη στην IDA για να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες σχετικά με τη σεισμική καταπόνηση που μπορεί να δεχθεί μια κατασκευή επειδή οι δημιουργούμενες καμπύλες IDA είναι συγκεκριμένες για κάθε σύστημα που υπόκειται σε συγκεκριμένες καταγραφές. Για ένα σύστημα και ένα πλήθος καταγραφών οι καμπύλες είναι στατιστικές συναρτήσεις της μορφής *DM = f (IM)* που αναπαριστούν τις βλάβες (DM) συναρτήσει της σεισμικής έντασης (IM). Με την σύνοψη των καταγραφών σε φάσματα απόκρισης (μέσα φάσματα, 16%, 84%, κλπ), μπορούν να καθοριστούν μέσες, διάμεσες και καμπύλες 16%, 84% IDA που συνοψίζουν ένα πλήθος καμπυλών IDA. Η στατιστική επεξεργασία ενός δείγματος καμπυλών μπορεί να γίνει με δύο μεθόδους που αναπτύσσονται στη συνέχεια.

Η πρώτη μέθοδος είναι η παραμετρική κατά την οποία θεωρείται ένα παραμετρικό προσομοίωμα του DM για δεδομένο IM, το οποίο εφαρμόζεται σε κάθε καμπύλη και παρέχει τις τιμές των παραμέτρων στις οποίες γίνεται στατιστική επεξεργασία. Εναλλακτικά, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί ένα παραμετρικό προσομοίωμα της διαμέσου (mean value) των DM για δεδομένο IM το οποίο να εφαρμόζεται ταυτόχρονα για όλες τις καμπύλες.

Η δεύτερη μέθοδος είναι η μη-παραμετρική που περιλαμβάνει την χρήση ομαλοποιητών διασποράς (scatterplot smoothers) όπως είναι π.χ. ο τρέχων μέσος/διάμεσος (running mean, running median) ή η καμπύλη ομαλοποίησης (smoothing splíne), κ.α. Η χρήση του τρέχοντος μέσου με μηδενικό μήκος πλαισίου (cross-sectional mean) είναι η απλούστερη μέθοδος και περιλαμβάνει τον υπολογισμό των τιμών του DM σε κάθε επίπεδο IM και έπειτα εύρεση του μέσου όρου και της τυπικής απόκλισης του DM για κάθε επίπεδο IM. Η χρήση του διαμέσου ενός αντιπροσωπευτικού δείγματος (cross-sectional median) ή του ποσοστημορίου ενός αντιπροσωπευτικού δείγματος (cross-sectional ftactile) δίνουν ακόμα καλύτερα αποτελέσματα.

Με την χρήση γραμμικής παρεμβολής μπορούν να δημιουργηθούν δέσμες τιμών DM σε τυχαία επίπεδα IM οι οποίες περιέχουν τόσες τιμές DM ίσες με τον αριθμό των επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιήθηκαν. Με τη σύνοψη των τιμών αυτών για κάθε δέσμη στα 16%, 50% και 84% ποσοστημόρια, λαμβάνονται τιμές DM με βάσει τα IM, ενώ με παρεμβολή για κάθε ποσοστημόριο δημιουργούν αντίστοιχα τις 16%, 50% και 84% ποσοστιαίες καμπύλες IDA, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4.



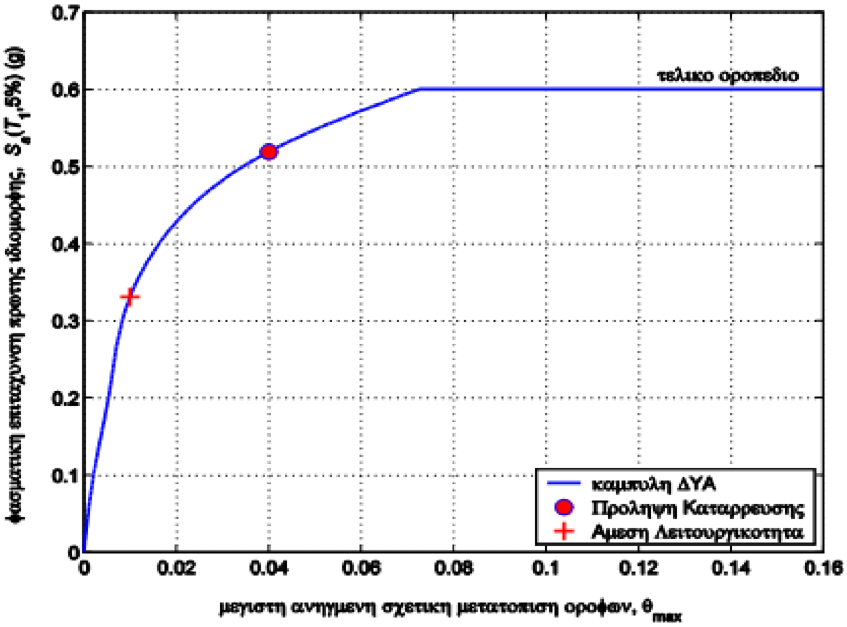

**Σχήμα 3.4:** Ποσοστιαίες καμπύλες IDA.

Στο Σχήμα 3.4, για $Sa(T_l,5\%)=0.97g$, το 16% των επιταχυνσιογραφημάτων θα οδηγήσουν σε $\theta_{max}<1.97\%$, το 50% αυτών θα δώσει $\theta_{max}<3.70\%$ και το 84% αυτών θα προκαλέσει $\theta_{max}<5.16\%$. Υπό κατάλληλες προϋποθέσεις συνέχειας και μονοτονίας των καμπυλών IDA, τα ποσοστημόρια μπορούν να χρησιμοποιηθούν και με αντίστροφο τρόπο. Για παράδειγμα, για να προκύψει $\theta_{max}=3\%$, το 84% των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα $Sa(T_l,5\%)>0.55g$, το 50% αυτών σε επίπεδα $Sa(T_l,5\%)>0.85g$ και το 16% αυτών σε επίπεδα $Sa(T_1,5\%)>1.45g$.

### 3.4.2 Καθορισμός οριακών καταστάσεων επιτελεστικότητας σε μια καμπύλη IDA

Ο καθορισμός οριακών καταστάσεων για τις καμπύλες IDA είναι αναγκαίος για υπολογισμούς επιτελεστικότητας (Performance-based Design, PBD) και οι οριακές καταστάσεις που συνήθως εξετάζονται είναι οι έξης:

1. άμεση επαναχρησιμοποίηση-λειτουργικότητα (IO-Immediate Occupancy),
2. αποφυγή κατάρρευσης (CP-Colapse Prevention),
3. ολική δυναμική αστάθεια (GI- Global Dynamic Instability).

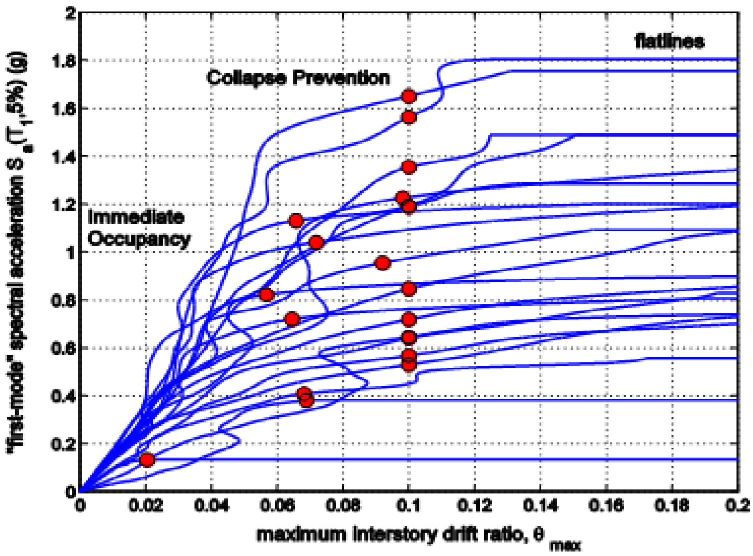



**Σχήμα 3.5 :** Οριακές καταστάσεις επιτελεστικότητας και καμπύλες IDA (ΔΥΑ).

Αναλόγως με τύπο της κατασκευής, υπάρχουν καθορισμένα όρια για κάθε οριακή κατάσταση για τις τιμές του εκάστοτε DM (π.χ. η σχετική μετακίνηση ορόφων $\theta_{max}$) ή της εφαπτομένης της καμπύλης IDA σε σχέση με την κλίση του πρώτου γραμμικώς ελαστικού τμήματος. Προφανώς, επειδή η διαδικασία της IDA δεν περιλαμβάνει μόνο μια καμπύλη αποτελεσμάτων, η χρήση ενός αριθμού επιταχυνσιογραφημάτων θα δημιουργήσει αντίστοιχο αριθμό καμπυλών με ένα μεγάλο εύρος διακύμανσης και μορφών για τις οποίες θα πρέπει να γίνει μια ταξινόμηση και ποσοτικοποίηση της τυχηματικότητας από τις καταγραφές. Με την χρήση κατάλληλων τεχνικών συνόψισης, τα δεδομένα θα μειωθούν στην κατανομή των DM βάσει των IM και στην πιθανότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων βάσει επιπέδων IM.

### 3.5 Παρατηρήσεις επί της μεθόδου IDA

Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου IDA είναι ότι αποτυπώνει διάφορες πτυχές της δυναμικής συμπεριφοράς του συστήματος και όταν αυτή γίνεται για έναν επαρκή αριθμό εδαφικών κινήσεων αντιπροσωπεύει ρεαλιστικά τη διακύμανση της απόκρισης που μπορεί να προκύψει. Υπάρχει μια πληθώρα πιθανών μηχανισμών που μπορεί να ενεργοποιηθούν υπό διαφορετικές διεγέρσεις και οι οποίοι μπορούν να εξεταστούν μέσω της IDA. Γενικά, οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων αυξάνονται δραματικά για μεγάλες τιμές της παραμέτρου έντασης, γεγονός το οποίο δείχνει ότι η κατασκευή έχει φτάσει στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα της (όριο κατάρρευσης). Είναι επόμενο ότι ένα πλήθος διεγέρσεων με διαφορετικά χαρακτηριστικά θα έχει σαν αποτέλεσμα μια σημαντική διασπορά του μηχανισμού κατάρρευσης της κατασκευής (βλ. Σχήμα 3.6).




**Σχήμα 3.6 :** Διασπορά ορίων κατάρρευσης κατασκευής με καμπύλες IDA.

Ζητήματα τα οποία μπορούν να ανακύψουν από τη διαδικασία εφαρμογής της IDA είναι:

1) Η εγκυρότητα ομοιόμορφης κλιμάκωσης του μεγέθους της εδαφικής κίνησης λόγω ταχύτερης εξασθένησης των υψηλών συχνοτήτων καθώς αυξάνεται η απόσταση από το ρήγμα.
2) Η αβεβαιότητα κατά τη μόρφωση ενός ακριβούς προσομοιώματος (εκτίμηση αρχικής αντοχής, δυσκαμψίας, ποιότητας υλικών).
3) Η ασάφεια του όρου «ικανότητα» ως το όριο πέρα από το οποίο το μέτρο βλάβης (π.χ., η $\theta_{max}$) αυξάνεται ραγδαία.
4) Κατά πόσο είναι κατάλληλη η επιλογή μέτρων βλάβης όπως η $\theta_{max}$ για την παρακολούθηση της κατάρρευσης, όταν μπορεί να προηγηθεί κατάρρευση από άλλον μηχανισμό (όπως π.χ. από ίδιον βάρος λόγω

διατμητικής αστοχίας των υποστυλωμάτων ή από αστοχία κόμβων ή συνδέσεων).

Γενικά, υπάρχουν κενά ακόμα και σήμερα όσον αφορά στην πλήρη κατανόηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών υπό πολύπλευρη καταπόνηση (αξονική, διατμητική και καμπτική) και προσομοίωσης με επαρκή υπολογιστικά μέσα (λογισμικό ανάλυσης) αλλά και αξιόπιστης προσομοίωσης του μηχανισμού υποβάθμισης των μελών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Αν και η χρήση της IDA για τον έλεγχο και την αποτίμηση κατασκευών είναι υπό εξέταση ακόμα, η χρησιμότητα της είναι μεγάλη λόγω της απεικόνισης των χαρακτηριστικών απόκρισης που προκύπτουν σε διάφορες φάσεις/περιπτώσεις σεισμικής φόρτισης. Τα αποτελέσματα της IDA μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής, την πιθανή έναρξη αστάθειας και γενικά τη ρεαλιστική παρακολούθηση της μεταβολής της δομικής επάρκειας της συναρτήσει της μεταβολής της σεισμικής καταπόνησης.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4$^{ο}$

# ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

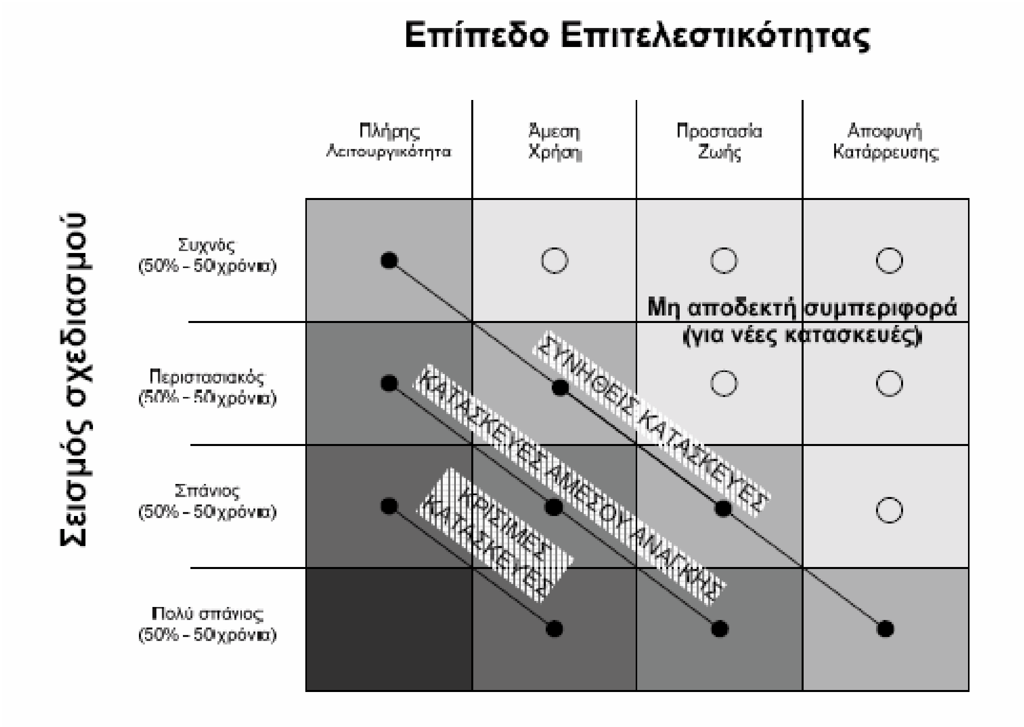
## 4.1 Σχεδιασμός βάσει επίδοσης

### 4.1.1 Επιτελεστική σεισμική μηχανική

Οι πρόσφατες εξελίξεις στη σεισμική μηχανική έχουν φέρει μια επανάσταση στον τρόπο με τον οποίο κατανοούμε τα κτίρια και τη δυναμική συμπεριφορά τους. Τις τελευταίες δύο δεκαετίες ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών τείνει να βασιστεί στην «Επιτελεστική Σεισμική Μηχανική» (Performance-based Earthquake Engineering-PBEE), δηλαδή στην αξιολόγηση της κατασκευής σε πολλαπλά επίπεδα σεισμικής διακινδύνευσης και επίδοσης (βλ. Σχήμα 4.1).

Σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς, ο μηχανικός καλείται να εξασφαλίσει ότι ο σχεδιασμός της κατασκευής είναι επαρκής και ικανοποιεί ένα πλήθος ελέγχων. Ένα σημαντικό μειονέκτημα αυτής της προσέγγισης σχεδιασμού βασισμένου στην αντοχή είναι ότι δεν εξετάζει άμεσα τη μετά τη διαρροή παραμόρφωση των κατασκευών και έτσι δεν ελέγχει αποτελεσματικά τη ζημιά κατά τη διάρκεια των σεισμών. Είναι πλέον ευρέως αποδεχτό ότι υπάρχει μια ανάγκη για την ανάπτυξη μιας νέας μεθοδολογίας βασισμένη στη συμπεριφορά (Performance-based Design-PBD), η οποία υιοθετεί τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων για το σεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων. Πράγματι, η έννοια του σχεδιασμού βασισμένου στην επίδοση/επιτελεστικότητα εμφανίζεται να είναι η μελλοντική κατεύθυνση των σεισμικών κανονισμών.

Στους σύγχρονους σεισμικούς κώδικες, ο σχεδιασμός είναι βασισμένος στη φιλοσοφία ότι τα κτίρια πρέπει να είναι σε θέση να αντισταθούν χωρίς βλάβες στους μικρούς αλλά συχνά εμφανιζόμενους σεισμούς, πρέπει να συνεχίσουν να λειτουργούν με επισκευάσιμη ζημία όταν υπόκεινται σε μέτριας έντασης σεισμούς και δεν πρέπει να καταρρεύσουν όταν υπόκεινται σε σπάνιους αλλά ισχυρούς σεισμούς.




**Σχήμα 4.1 :** Επίπεδα επιτελεστικότητας για διαφορετικά επίπεδα έντασης (ο: μη-αποδεκτή συμπεριφορά, ● αποδεκτή συμπεριφορά) από τις οδηγίες Vision 2000 του SEAOC (1995).

Η φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού βασισμένου στην επίδοση της κατασκευής, έχει καθιερωθεί τα τελευταία χρόνια όσον αφορά στον σχεδιασμό ενός δομικού συστήματος με βάση ένα προκαθορισμένο επίπεδο βλάβης για ένα επίσης προκαθορισμένο επίπεδο έντασης της σεισμικής διέγερσης. Επιπροσθέτως, ο βασισμένος στην επιτελεστικότητα αντισεισμικός σχεδιασμός χρησιμοποιεί πολλαπλά επίπεδα σεισμικών διεγέρσεων και επιπέδων απόκρισης της κατασκευής. Ως επίπεδο απόκρισης ή συμπεριφοράς ονομάζονται διάφορες καταστάσεις παραμόρφωσης (Πίνακας 4.1) που αντιστοιχούν σε διαφορετικές συμπεριφορές της κατασκευής. Τα επίπεδα επικινδυνότητας (hazard levels) αναφέρονται στην ένταση και στην πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμικού γεγονότος (Πίνακας 4.2) (Αβραμίδης, 2003).

| Επίπεδα Συμπεριφοράς | Περιγραφή |
|---|---|
| Πλήρης Λειτουργία | Καμιά σημαντική βλάβη δεν έχει παρουσιαστεί σε δομικά ή μη στοιχεία. Το κτίριο είναι ασφαλές για άμεση κατάληψη και χρήση. |
| Λειτουργία | Πολύ περιορισμένες ζημιές έχουν σημειωθεί στη κατασκευή, η οποία διατηρεί σχεδόν όλη την προ του σεισμού αντοχή και δυσκαμψία. |
| Ασφάλεια Ζωής | Σημαντικές ζημιές έχουν υποστεί τα κύρια δομικά στοιχεία της κατασκευής με ταυτόχρονη μείωση της δυσκαμψίας. Παρόλα αυτά υπάρχει ακόμα περιθώριο έναντι κατάρρευσης. Το κτίριο δε δίδεται προς χρήση έως ότου επισκευασθούν οι ζημιές. |
| Αποφυγή Κατάρρευσης | Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι στα πρόθυρα της κατάρρευσης. Η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής έχουν υποστεί σημαντική μείωση. Το κτίριο διατηρεί την ευστάθειά του αλλά υπάρχει σοβαρός κίνδυνος τραυματισμών από πτώσεις συντριμμιών. Οι επισκευές που πρέπει να γίνουν για να κατοικηθεί το κτίριο είναι πολλές και συχνά ασύμφορες. |

**Πίνακας 4.1 :** Περιγραφή επιπέδων συμπεριφοράς.

Ο συνδυασμός των αναμενόμενων επιπέδων συμπεριφοράς της κατασκευής για τα επίπεδα επικινδυνότητας χαρακτηρίζεται ως «συμπεριφορά στόχος». Στο Σχήμα 4.1 φαίνεται το διάγραμμα των συνδυασμών των επιπέδων συμπεριφοράς σε σχέση με τα επίπεδα επικινδυνότητας, όπως ορίστηκαν από το Vision 2000 (1995) του SEAOC (Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Καλιφόρνιας, Η.Π.Α.) που είναι και το πρώτο επίσημο έγγραφο που επιχείρησε να δώσει τέτοιους ορισμούς. Σύμφωνα με την πρόσφατα αναπτυγμένη σεισμική προσέγγιση του σχεδιασμού βασισμένου στην απόδοση, ένας σχεδιασμός πρέπει να διεξαχθεί σε διάφορα επίπεδα φορτίσεων προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι οι αντίστοιχοι στόχοι απόδοσης είναι ικανοποιητικοί.

| Είδος σεισμού | Μέση περίοδος επαναφοράς | Πιθανότητα υπέρβασης |
|---|---|---|
| Συχνός | 43 έτη | 50% στα 30 έτη |
| Περιστασιακός | 72 έτη | 50% στα 50 έτη |
| Σπάνιος | 475 έτη | 10% στα 50 έτη |
| Εξαιρετικά σπάνιος | 950 έτη | 10% στα 100 έτη |

**Πίνακας 4.2 :** Πιθανότητα εμφάνισης σεισμικών γεγονότων

### 4.1.2 Εξέλιξη μεθόδων επιτελεστικότητας

Η Επιτελεστική Σεισμική Μηχανική (ΕΣΜ) αποσκοπεί στο να προσδώσει επίδοση σε επίπεδο συστήματος (και όχι για μεμονωμένα μέλη του) σε όρους διακινδύνευσης κατάρρευσης, κόστους επισκευών και μετασεισμικών απωλειών λειτουργίας. Το βασικό αντικείμενο της ΕΣΜ είναι η παροχή ενός πλήρους πλαισίου σχεδιασμού, κατασκευής και συντήρησης κατασκευών με σκοπό να έχουν την προβλεπόμενη/επιθυμητή επιτελεστικότητα σε μια ποικιλία επιπέδων σεισμικής διακινδύνευσης καθ’ όλη τη διάρκεια της ζωής τους. Στην κατεύθυνση αυτή έχει προσανατολιστεί σήμερα πλήθος κανονισμών και οδηγιών όπως ο αμερικανικός FEMA 440 (2005).

Ο σχεδιασμός με βάση την ΕΣΜ ξεκίνησε στις ΗΠΑ από τη δεκαετία του '90 με σκοπό τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης υφισταμένων κτιρίων και ενίσχυσης τους, συνδέοντας την τάση για βλάβες με διάφορα επίπεδα σεισμικού κινδύνου. Οι πρώτες προσπάθειες ξεκίνησαν με την έκδοση των

FEMA 273 (1997) και FEMA 274 (1997). Στη συνέχεια αναπτύχθηκε από τον SEAOC η Vision 2000 Report (1995) που περιέγραφε ένα πλαίσιο για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων. Οι διαδικασίες αυτές εισήγαγαν επίσης και αναλυτικές μεθόδους ποικίλων επιπέδων πολυπλοκότητας που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για να προσομοιώσουν τη σεισμική απόκριση κατασκευών και παρείχαν μεθοδολογίες για τεχνικές μη-γραμμικών αναλύσεων και κριτήριων αποδοχής.

Οι νεότερες πρακτικές ΕΣΜ βασίζονται σε μεθόδους και κριτήρια που περιέχονται στον κανονισμό FEMA 356 (2000), ο οποίος αποτελεί εξέλιξη του FEMA 273, με βάση πληροφορίες και εμπειρία που αποκτήθηκε από την χρήση των πρώϊμων μεθόδων επιτελεστικότητας αλλά και από τον FEMA 343 (1999). Με τη δεύτερη γενιά μεθοδολογιών ΕΣΜ έγινε δυνατή η καλύτερη εξοικείωση των μελετητών μηχανικών με τον επιτελεστικό σχεδιασμό και την χρήση προηγμένων μεθόδων ανελαστικών αναλύσεων. Επίσης, αξιοποιήθηκε η γνώση που έχει αποκτηθεί από την υλοποίηση έργων που σχεδιάστηκαν πρόσφατα με κριτήρια επιτελεστικότητας. Αν και οι μέθοδοι που αναπτύχθηκαν προορίζονταν αρχικώς για αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, έχουν επεκταθεί και χρησιμοποιούνται και στον σχεδιασμό και νέων κατασκευών.

### 4.1.3 Κριτήρια αξιολόγησης επίδοσης κτιρίων

Είναι πλέον ευρέως αποδεκτό ότι η μετατόπιση ή ακόμα περισσότερο η σχετική μετακίνηση των ορόφων ενός πολυόροφου κτιρίου αποτελεί ένα καλό κριτήριο αξιολόγησης των επιπέδων ζημίας του κτιρίου που υπόκειται σε διάφορα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας. Η αξιολόγηση της συμπεριφοράς πολυορόφων κτιρίων μπορεί να βασιστεί στον έλεγχο της σχετικής μετακίνησης των ορόφων την περιγραφή της κατάστασης των βλαβών για τα διαφορετικά επίπεδα σχεδιασμού για σεισμούς.

Αν και η ελαχιστοποίηση (τόσο σε μέγεθος, όσο και καθ’ ύψος μεταβολή) της σχετικής μετακίνησης των ορόφων αποτελεί βασικό στόχο στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων, ο βέλτιστος τεχνικά και οικονομικά σχεδιασμός των δομικών μελών των κατασκευών για τα διάφορα επίπεδα ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης για πολλαπλά επίπεδα δυναμικών φορτίσεων είναι γενικά ένας δύσκολος και προκλητικός στόχος. Ο σχεδιασμός βάσει σχετικής μετακίνησης ορόφων απαιτεί την εκτίμηση μιας κατάλληλης κατανομής της δυσκαμψίας όλων των δομικών στοιχείων, ενός ισχυρού σεισμικού γεγονότος και επίσης την εμφάνιση και την ανακατανομή της πλαστικότητας στα δομικά στοιχεία της κατασκευής και είναι ένα «ανοικτό» θέμα έρευνας στο πεδίο της ΕΣΜ.

Στη σύγχρονη φιλοσοφία όπου το βασικό κριτήριο σχεδιασμού για τα διάφορα επίπεδα σεισμού είναι οι μετακινήσεις της κατασκευής (displacement-based design)και κατά συνέπεια οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις (interstory drift), οι οποίες πρέπει να περιορίζονται μεταξύ των τιμών που επιβάλει ο εκάστοτε κανονισμός. Η ποσοστιαία σχετική ορόφου μετακίνηση, που συμβολίζεται με Δ ή με $\theta_{max}$, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

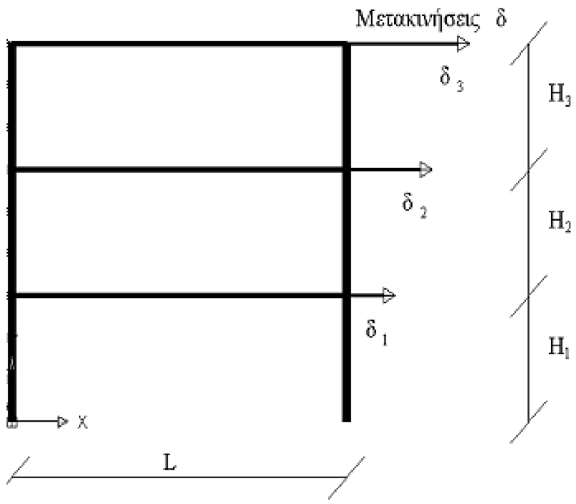
$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_j}{H_{ij}} \% \qquad (4.1)$$

όπου: $\delta_j$ - $\delta_i$ η σχετική μετακίνηση δύο διαδοχικών ορόφων και $H_{ij}$ το ύψος μεταξύ των δύο ορόφων (βλ. Σχήμα 4.2).

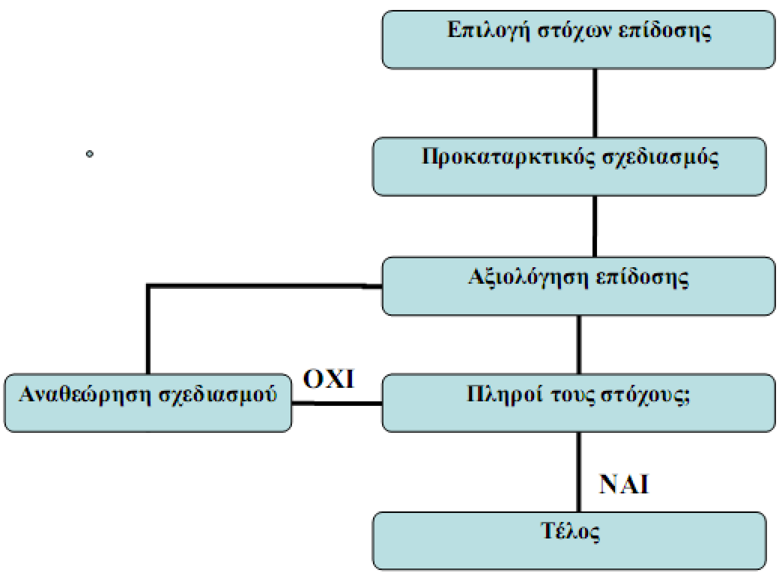
| Επίπεδα επίδοσης | Περιγραφή επιπέδου | Όρια (%) του $\theta_{max}$ |
|---|---|---|
| 1 | Πλήρης λειτουργικότητα | <1 |
| 2 | Άμεση χρήση | 1÷3 |
| 3 | Ασφάλεια ζωής | 3÷6 |
| 4 | Αποφυγή κατάρρευσης | 6÷10 |
| 5 | Κατάρρευση | >10 |

**Πίνακας 4.3 :** Σχέση ορίων σχετικών μετακινήσεων με επίπεδα επίδοσης για μεταλλικά κτίρια.

Το διάγραμμα ροής στο Σχήμα 4.3 απεικονίζει τη διαδικασία επιτελεστικού σχεδιασμού η οποία ξεκινάει με την επιλογή των κριτηρίων σχεδιασμού (στόχοι επίδοσης), συνεχίζει με τον προσχεδιασμό και καταλήγει στην εκτίμηση – αξιολόγηση της επίδοσης. Η διαδικασία τερματίζεται εφόσον οι στόχοι επίδοσης ικανοποιούνται, αλλιώς επαναλαμβάνεται μέχρι να επιτευχθούν. Η απόκριση της κατασκευής προσδιορίζεται με τη χρήση μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης έτσι ώστε οι σχεδιασμοί που προκύπτουν βάσει αυτής να πλησιάζουν τους στόχους συμπεριφοράς, όπως ενδεικτικά παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.3 για μεταλλικά κτίρια μεσαίου ύψους, με άκαμπτες συνδέσεις και αυξημένη πλαστιμότητα. Προφανώς τα όρια των σχετικών μετακινήσεων για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας ποικίλουν ανά περίπτωση. Για παράδειγμα, σύμφωνα με τον Αμερικάνικο FEMA-350 για μεταλλικά πλαίσια με συνδέσεις πλήρους ροπής η οριακή κατάσταση «Άμεσης Χρήσης» υπερβαίνεται όταν $\theta_{max} \geq 2\%$, ενώ η οριακή κατάσταση «Αποφυγή Κατάρρευσης» για $\theta_{max} \geq 10\%$ (Λέτσιος, 2009).




**Σχήμα 4.2 :** Καθορισμός σχετικών μετακινήσεων ορόφων.




**Σχήμα 4.3 :** Μεθοδολογία επιτελεστικού σχεδιασμού.

### 4.1.4 Μεθοδολογία επιτελεστικού σχεδιασμού

Τα βήματα του διαγράμματος ροής του Σχήματος 4.3 περιγράφονται αναλυτικότερα στη συνέχεια:

1. Επιλογή στόχων επίδοσης/επιτελεστικότητας (select performance objectives), δηλαδή καθορισμός αποδεκτής διακινδύνευσης για πρόκληση διαφορετικών επιπέδων βλαβών και των επακόλουθων απωλειών (ζωών, οικονομικές και χρονικές που σχετίζονται με τις βλάβες δομικών στοιχείων, τις αποκατάστασεις, κλπ). Τα κριτήρια σχεδιασμού μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες:
   α) Βάσει έντασης (intensity-based objectives), για την περίπτωση δηλαδή που η κατασκευή υφίσταται συγκεκριμένης έντασης εδαφική διέγερση.
   β) Βάσει σεναρίων (scenario-based objectives), όταν δηλαδή το σεισμικό συμβάν καθορίζεται υπό όρους μεγέθους, ρήγματος, κατεύθυνσης, διάρρηξης, κλπ.
   γ) Βάσει χρόνου (time-based objectives) σε περίπτωση που θεωρούνται αποδεκτές πιθανότητες πρόκλησης βλαβών, απωλειών, κλπ σε μια δεδομένη χρονική περίοδο όπου θεωρούνται όλα τα πιθανά σεισμικά συμβάντα που μπορούν να συμβούν και η πιθανότητα καθενός μέσα σε αυτό το χρονικό πλαίσιο.

2. Ανάπτυξη προσχεδιασμού (preliminary design), δηλαδή εκλογή θέσης, χαρακτηριστικά του κτιρίου (αριθμός ορόφων, ύψος, κλπ), βασικό στατικό σύστημα (μεταλλικό πλαίσιο, φέρουσα τοιχοποιία, κλπ), παρουσία τεχνολογιών προστασίας (αποσβεστήρες, σεισμική μόνωση, κλπ), προσεγγιστικό μέγεθος και θέση διαφόρων φερόντων και μη στοιχείων και του τρόπου εγκατάστασης τους. Μία σωστή προμελέτη είναι απαραίτητη για τη μείωση των δοκιμών πριν την αποδεκτή λύση ή για την εξεύρεση λύσεων που πληρούν αποτελεσματικά τους βασικούς στόχους επίδοσης.

3. Εκτίμηση επίδοσης/επιτελεστικότητας (performance assessment), δηλαδή με μια σειρά προσομοιώσεων εκτιμάται η πιθανή επίδοση της κατασκευής. Τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα εξής:
   - Χαρακτηρισμός του κινδύνου από την εδαφική κίνηση.
   - Ανάλυση της κατασκευής για τον καθορισμό της πιθανής απόκρισης της και της έντασης που μεταβιβάζεται από την διέγερση στα μη φέροντα μέλη σαν συνάρτηση της έντασης της εδαφικής διέγερσης.
   - Καθορισμός της πιθανής βλάβης της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα απόκρισης.
   - Καθορισμός της πιθανής βλάβης μη φερόντων μελών και πιθανών απωλειών ζωών, κεφαλαίου, χρόνου, συναρτήσει της βλάβης φερόντων και μη μελών.
   - Υπολογισμός των αναμενόμενων μελλοντικών απωλειών συναρτήσει της έντασης, απόκρισης φερόντων και μη μελών και σχετιζόμενης βλάβης.

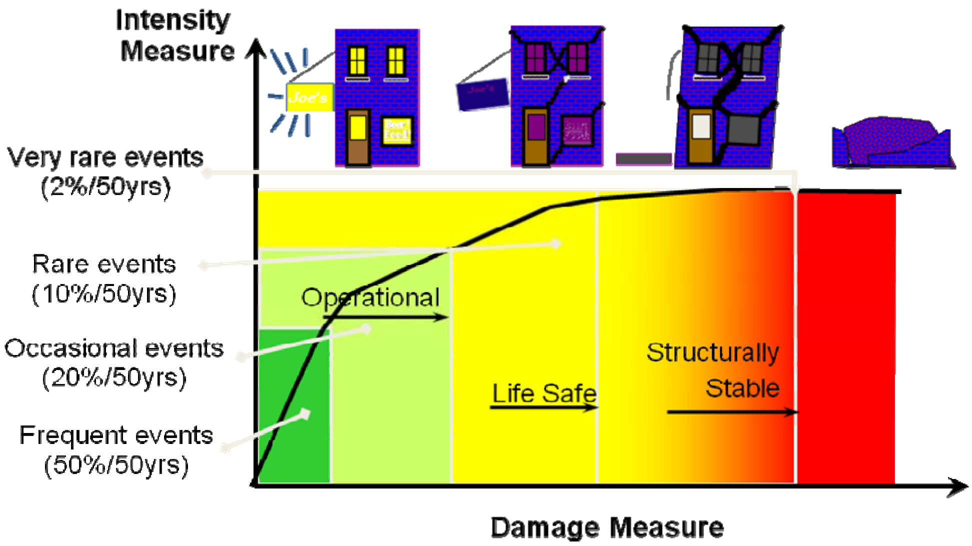
   Η αξιολόγηση της επιτελεστικότητας απαιτεί στατιστικές σχέσεις μεταξύ σεισμικής διακινδύνευσης-δομικής απόκρισης-βλαβών-απωλειών. Γενικά, η διαδικασία περιλαμβάνει τη διατύπωση τεσσάρων ειδών συναρτήσεων πιθανότητας: συναρτήσεις διακινδύνευσης, απόκρισης, βλαβών και απωλειών και μαθηματικό χειρισμό τους για την εκτίμηση των πιθανών απωλειών.

4. Αναθεώρηση σχεδιασμού (design revision):

   Εφόσον η κατασκευή πληροί τους στόχους επιτελεστικότητας ο σχεδιασμός ολοκληρώνεται. Σε αντίθετη περίπτωση, ο σχεδιασμός πρέπει να αναθεωρηθεί με μια επαναληπτική διαδικασία μέχρι να καλυφθούν οι στόχοι. Πρέπει να ακολουθηθούν κατάλληλες στρατηγικές για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό οι οποίες να εξυπηρετούν και τον καλύτερο δυνατό επανασχεδιασμό. Όταν είναι αδύνατον να επιτευχθούν οι καθορισμένοι στόχοι με εύλογο κόστος, μπορεί να χρειάζεται μια αναδιατύπωση των στόχων επιτελεστικότητας που πρέπει να καλυφθούν.

### 4.1.5 Πλεονεκτήματα ΕΣΜ

Σε αντίθεση με τις συμβατικές προσεγγίσεις σχεδιασμού, η ΕΣΜ παρέχει μια μεθοδολογία εκτίμησης της επιτελεστικότητας μιας κατασκευής ή μέρους της. Παρέχει ακόμα ένα σαφές πλαίσιο διαλόγου μεταξύ μηχανικών-ιδιοκτητών για την επιλογή των επιθυμητών λύσεων σχεδιασμού βάσει επίδοσης έναντι διαφόρων επιπέδων διακινδύνευσης (όχι μόνο σεισμικής αλλά και γενικότερα) και προστασίας της επένδυσης για τις ανάγκες ενός τεχνικού έργου (βλ. Σχήμα 4.4).




**Σχήμα 4.4 :** Επίπεδα ασφαλείας – φέρουσα ικανότητα κατασκευής.

Για τον λόγο αυτό, η σεισμική μηχανική βάσει επιτελεστικότητας έχει αρχίσει να καθιερώνεται και οι μελέτες σιγά-σιγά απομακρύνονται από την κλασική σχεδίαση απλής ικανοποίησης του κανονισμού (μια λύση για όλες τις ανάγκες) και στοχεύουν πλέον προς τη σχεδίαση με στόχο τον πελάτη και τις ανάγκες και δυνατότητες του. Ο ιδιοκτήτης κάθε κτιρίου δύναται πλέον να αποφασίζει για την επιθυμητή επιτελεστικότητα σε κάθε επίπεδο έντασης (και συνεπαγόμενης σπανιότητας) του σεισμού. Οι μηχανικοί σήμερα διαθέτουν ισχυρές μεθόδους ανάλυσης καθώς και προγράμματα για την εφαρμογή αυτών σε ακριβή προσομοιώματα των κατασκευών και τα λεπτομερή αποτελέσματα που προκύπτουν για κάθε στοιχείο (π.χ. πλαστικές στροφές των διατομών ή σχετικές μετατοπίσεις ορόφων) δίνουν μια πλήρη εικόνα για τη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Έχουν γίνει προσπάθειες να εκφραστεί η συμπεριφορά μιας κατασκευής σε πιο κατανοητούς όρους, όπως το κόστος της μετασεισμικής αποκατάστασης, ο αριθμός των θυμάτων και ο χρόνος που θα μείνει το κτίριο εκτός λειτουργίας (π.χ., Miranda (2003), Goulet (2007)), ωστόσο εξακολουθεί να λείπει ένας τρόπος απεικόνισης του τι πραγματικά θα συμβεί σε ένα κτίριο, καθώς τα ίδια συνολικά νούμερα κόστους μπορούν να σημαίνουν πολύ διαφορετικά πράγματα για το ίδιο κτίριο. Δηλαδή, να υπάρξει μεθοδολογία που συνδέει την αποτίμηση για μηχανικούς (ροπές, τέμνουσες, μετατοπίσεις) και την συνοπτική εικόνα των «οικονομικών» αριθμών (κόστος, θύματα, χρόνος αποκατάστασης). Στο πλαίσιο αυτό έρχεται να συμπληρώσει την ΕΣΜ η επονομαζόμενη «ανάλυση κόστους κύκλου ζωής» (Life-Cycle-Cost, LCC), σύμφωνα με την οποία υπολογίζονται και λαμβάνονται υπόψη όλα τα τεχνοοικονομικά στοιχεία ενός έργου (κόστος ανέγερσης, συντήρησης, ενίσχυσης, αποκατάστασης, κλπ).

## 4.2 Σεισμική τρωτότητα κατασκευών

Στο παρελθόν, σοβαροί σεισμοί κοντά σε κατοικημένες περιοχές έχουν προκαλέσει σημαντικές υλικές ζημίες και ανθρώπινα θύματα. Δεδομένου ότι μεγάλο μέρος του πληθυσμού ζει σε σεισμογενείς περιοχές, είναι πιθανό τέτοια σεισμικά γεγονότα να εμφανιστούν στο εγγύς μέλλον. Επιπλέον, δεν είναι εύκολο να αντιμετωπιστούν οι άμεσες και έμμεσες οικονομικές ζημίες μετά από κάθε καταστροφικό σεισμό. Ως εκ τούτου, είναι ζωτικής σημασίας η ποσοτικοποίηση του κινδύνου από το σεισμό και η ανάπτυξη στρατηγικών για τη μείωση των καταστροφικών συνεπειών. Για την επίτευξη αυτού του στόχου, απαιτείται μία εκτεταμένη διεπιστημονική μελέτη. Μια τέτοια μελέτη αποτελείται από δύο μέρη: τον προσδιορισμό της επικινδυνότητας και την αξιολόγηση της τρωτότητας. Το μέρος της μελέτης που σχετίζεται με τη δομοστατική μηχανική είναι ο καθορισμός της τρωτότητας των υφιστάμενων τεχνικών έργων. Με τον όρο σεισμική τρωτότητα μια κατασκευής (seismic vulnerability) εννοείται η τάση της να παθαίνει βλάβες όταν υπόκειται σε σεισμική δράση.

Η ανάλυση τρωτότητας μιας κατασκευής, που αποτελεί ουσιαστικά μια ανάλυση βλαβών (damage analysis), δηλαδή ο υπολογισμός των καμπυλών τρωτότητας (fragility curves) προϋποθέτει την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης μέσω μη-γραμμικών αναλύσεων ώστε να σχηματιστούν οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας της που βασίζονται σε μηχανικά χαρακτηριστικά (αντοχή, διαρροή). Η αξιολόγηση της τρωτότητας παριστάνεται γραφικά με τις καμπύλες τρωτότητας με τις οποίες εκτιμάται η πιθανότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων (άμεσης κατοίκησης, αποφυγής κατάρρευσης) σε διάφορα επίπεδα σεισμικής δράσης.

Η εκτίμηση των βλαβών (άμεσων και δευτερογενών) αποτελεί ένα ενδιάμεσο βήμα για την εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης. Στις άμεσες βλάβες συμπεριλαμβάνονται:

- οι βλάβες στον δομικό πλούτο και το περιεχόμενό του,
- οι βλάβες σε κτίρια με λειτουργίες μεγάλης σπουδαιότητας,
- οι βλάβες σε δίκτυα υποδομών,
- οι ανθρώπινες απώλειες,
- οι οικονομικές ζημιές,
- οι ανάγκες για άμεση στέγαση των σεισμοπλήκτων.

Στις δευτερογενείς βλάβες περιλαμβάνονται βλάβες από αίτια όπως τα παρακάτω:

- Πυρκαγιές, παλιρροιακά κύματα, πλημμύρες, εδαφικές καταπτώσεις.
- Διαρροή επικίνδυνων υλικών, βραχυκυκλώματα, αποκομιδή ερειπίων

Τέλος, στις έμμεσες απώλειες περιλαμβάνονται αναπτυξιακές και μακροχρόνιες οικονομικές αναπτυξιακές και κοινωνικές επιπτώσεις όπως π.χ.:

- Μεταβολές στην απασχόληση και τα εισοδήματα, διακοπή λειτουργίας επιχειρήσεων
- Απώλειες φόρων, καθώς και μείωση στη ζήτηση προϊόντων και την κατανάλωση.

### 4.2.1 Καμπύλες τρωτότητας

Στην παρούσα εργασία, προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων που αξιολογούνται, υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας. Εξ ορισμού, οι καμπύλες τρωτότητας παρέχουν εκτιμήσεις για την πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης σε διάφορα επίπεδα έντασης της σεισμικής δράσης για μία κατασκευή. Μια οριακή κατάσταση συνήθως αντιστοιχεί σε μία κατάσταση ζημίας ή σε ένα όριο λειτουργικότητας. Κατά τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας μίας κατασκευής, είναι αναγκαίο να εξεταστούν τα ειδικά χαρακτηριστικά της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Ο λόγος είναι ότι οι κατασκευαστικές πρακτικές μπορεί να διαφέρουν σημαντικά από χώρα σε χώρα και καθώς αυτές οι διαφορές των ειδικών χαρακτηριστικών των κτιρίων καθορίζουν τις καμπύλες τρωτότητας, ενδέχεται να προκύψουν λανθασμένες εκτιμήσεις σε ότι αφορά τις σεισμικές (ή και άλλες) βλάβες. Ωστόσο, το γεγονός αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη κατά την εκτίμηση των ζημιών από σεισμούς και η ανάλυση τρωτότητας των κατασκευών θεωρείται η ίδια σε όλες τις χώρες.

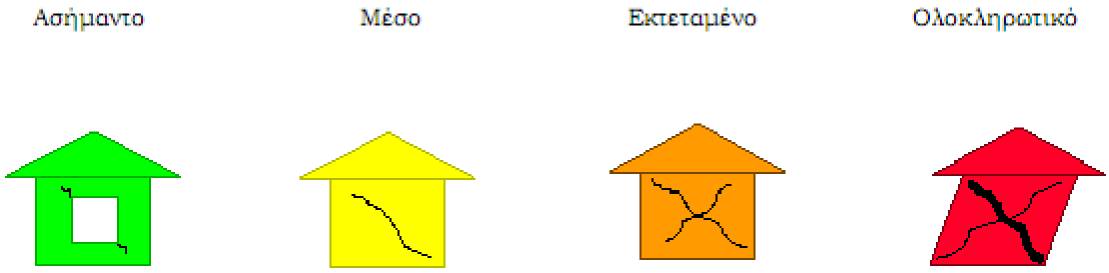
Το πρώτο βήμα στην ανάλυση τρωτότητας και συγκεκριμένα στον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής σε διαφορετικά επίπεδα της σεισμικής δράσης. Αυτό γίνεται είτε μέσω της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) είτε μέσω της μη-γραμμικής επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA) που αναπτύχθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια. Αποτέλεσμα των αναλύσεων και στις δύο περιπτώσεις είναι η δημιουργία των καμπυλών φέρουσας ικανότητας.

Οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας βασίζονται σε μηχανικές παραμέτρους (όπως είναι η διαρροή και η μέγιστη αντοχή) που χαρακτηρίζουν τη γραμμική και τη μη-γραμμική συμπεριφορά των κατασκευών. Για κάθε διαφορετική κατασκευή, οι παράμετροι της φέρουσας ικανότητας διαφέρουν μεταξύ τους για διαφορετικά επίπεδα σεισμικού σχεδιασμού και αναμενόμενης σεισμικής συμπεριφοράς. Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν ζημίες που αντιστοιχούν:

1. στο κατασκευαστικό σύστημα,

2. στα μη κατασκευαστικά μέρη ευαίσθητα στη σχετική μετακίνηση,
3. στα μη κατασκευαστικά μέρη (και περιεχόμενα όπως έπιπλα, Η/Μ εξοπλισμός, κλπ) ευαίσθητα στην επιτάχυνση.

Για κάθε κατασκευή οι καμπύλες τρωτότητας υπολογίζονται για διαφορετικά επίπεδα ζημίας, που αυτά μπορεί να είναι (βλ. Σχήμα 5.1) από ασήμαντο επίπεδο ζημίας έως και ολοκληρωτική κατάρρευση.




**Σχήμα 4.5 :** Επίπεδα ζημίας.

Για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας έχουν προταθεί διεθνώς διάφορες μεθοδολογίες είτε εμπειρικές, είτε αναλυτικές. Οι αναλυτικές μεθοδολογίες διαφοροποιούνται κυρίως ως προς:

- Τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται (στατική ανελαστική και δυναμική ανελαστική ανάλυση),
- την παράμετρο του σεισμού, συναρτήσει της οποίας παράγονται οι καμπύλες τρωτότητας (επιτάχυνση εδάφους, PGA, PGV, φασματική μετακίνηση $S_d$ ή επιτάχυνση $S_a$),
- τον τρόπο καθορισμού της αθροιστικής συνάρτησης κατανομής, που υιοθετείται για την περιγραφή των καμπυλών για κάθε στάθμη βλάβης (π.χ. τον τρόπο εκτίμησης της διασποράς), ενώ είναι κοινή στις περισσότερες από τις σχετικές εργασίες η παραδοχή ότι η μορφή των καμπυλών τρωτότητας ακολουθεί εκείνη της αθροιστικής (σωρευτικής) συνάρτησης της λογαριθμοκανονικής (lognormal) κατανομής πιθανότητας.

Για τους σκοπούς της εργασίας αυτής εφαρμόσθηκε η μέθοδος μη-γραμμικής επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), επειδή η μεθοδολογία αυτή είναι η πιο ακριβής από τις υπόλοιπες. Η προτεινόμενη μεθοδολογία είναι παρόμοια με εκείνη που υιοθετήθηκε στο λογισμικό εκτίμησης σεισμικών απωλειών HAZUS (1999, 2003) και βασίζεται αφενός σε σειρά προηγούμενων εργασιών που αφορούσαν κτίρια (π.χ. ATC, 1996), και αφετέρου σε εκείνες των Mander & Basöz (1999) και Mander (2004). Η πρόταση που ακολουθεί περιλαμβάνει και στοιχεία που τη διαφοροποιούν από εκείνη των Mander & Basöz (1999).

Πιο συγκεκριμένα, ακολουθήθηκαν τα παρακάτω βήματα για τον υπολογισμό των καμπύλων τρωτότητας:

1. Προσομοίωση της κατασκευής με κατάλληλα μη-γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία.

2. Επαυξητική δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος, για διάφορες σεισμικές φορτίσεις, χρησιμοποιώντας κατάλληλο λογισμικό (στην παρούσα διερεύνηση το OpenSees και εναλλακτικά SAP Nonlinear, IDARC, κ.α.).

3. Από την ανάλυση του βήματος 2 προκύπτει η καμπύλη IDA για την εξεταζόμενη κατασκευή, που εν γένει συνιστάται να σχεδιάζεται σε όρους φασματικής επιτάχυνσης ($S_a$) και αντίστοιχης ανηγμένης σχετικής μετατόπισης ορόφων (interstory drift, $\theta_{max}$).

4. Με βάση τη καμπύλη IDA μπορεί να γίνει ο καθορισμός των σταθμών βλάβης που απαιτούνται για τη δημιουργία των καμπυλών τρωτότητας.

5. Με βάση την προτεινόμενη μεθοδολογία η καμπύλη τρωτότητας εκφράζεται από την παρακάτω αθροιστική (σωρευτική) συνάρτηση κατανομής πιθανότητας:

$$F(DS\,|\,PHA) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}}\ln\left(\frac{PHA}{PHA_{DS}}\right)\right] \quad (4.2)$$

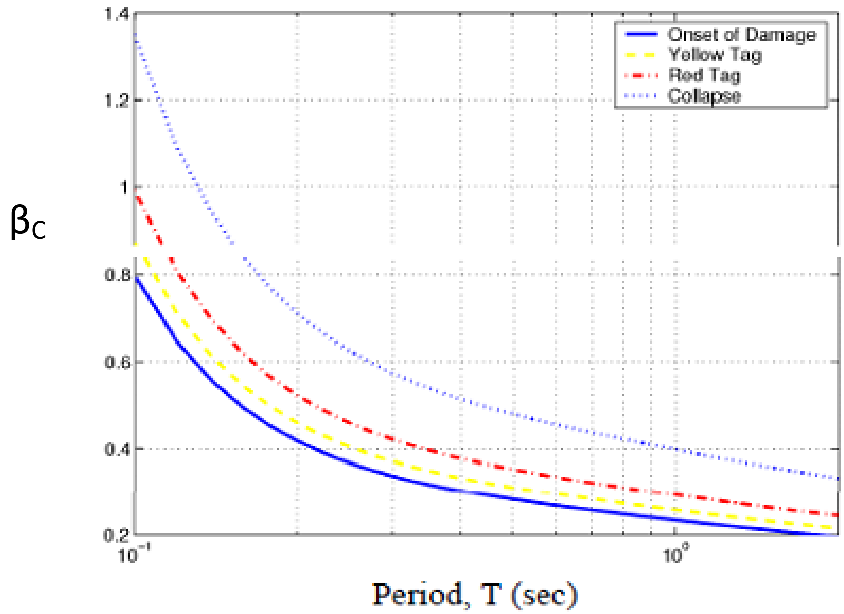
όπου: $F(\cdot)$ = η πιθανότητα υπέρβασης του συγκεκριμένου επιπέδου τρωτότητας, $\Phi$ = η τυπική κανονική κατανομή της αθροιστικής συνάρτησης πιθανότητας, PHA = ενδεικτικό μέγεθος της σεισμικής έντασης (π.χ., στην παρούσα εργασία η φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%)$), $PHA_{DS}$ = η μέση τιμή του PHA για την οποία η κατασκευή εμφανίζει ένα συγκεκριμένο επίπεδο τρωτότητας και $\beta_{tot}$ = η τυπική απόκλιση του φυσικού λογάριθμου του ΣΑ για κάθε επίπεδο τρωτότητας. Οι τιμές των δύο παραμέτρων ($PHA_{DS}$, $\beta_{tot}$) που απαιτούνται για τον υπολογισμό της (4.2) εκτιμώνται με τη διαδικασία που περιγράφεται στη συνέχεια.

Το πρώτο ζητούμενο για την εφαρμογή της προαναφερθείσας μεθοδολογίας είναι ο υπολογισμός της μέσης τιμής του δείκτη της σεισμικής έντασης $PHA_{DS}$. Συνήθως η $PHA_{DS}$ υπολογίζεται ως η μέση τιμή των διαφόρων μεγεθών του δείκτη της σεισμικής έντασης PHA που αντιστοιχούν στις αναλύσεις όπου παρατηρείται υπέρβαση της εξεταζόμενης στάθμης επιτελεστικότητας. Η δεύτερη βασική παράμετρος της σχέσης (4.2), η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση $\beta_{tot}$, ενσωματώνει τις αβεβαιότητες: α) στην σεισμική καταπόνηση (demand) που συμβολίζεται με $\beta_d$, β) στην απόκριση και την αντίσταση της κατασκευής (capacity) που συμβολίζεται με $\beta_C$, γ) αλλά και στον καθορισμό του δείκτη και των σταθμών βλάβης (damage index ή damage states (DS)) που συμβολίζεται με $\beta_{DS}$. Η παράμετρος $\beta_{tot}$ δίνεται από την ακόλουθη σχέση (που βασίζεται στην παραδοχή ότι οι επιμέρους αβεβαιότητες είναι στατιστικώς ανεξάρτητες):

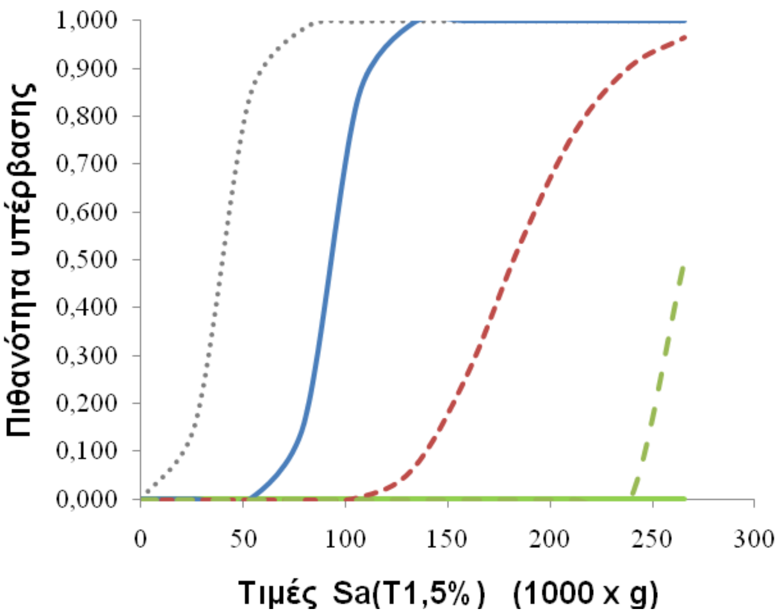
$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2 + \beta_{DS}^2} \qquad (4.3)$$

Η παράμετρος $\beta_{tot}$ στη ανωτέρω σχέση υπολογίζεται ως η τυπική απόκλιση των μεγεθών για τις αναλύσεις που υπερβαίνουν την εξεταζόμενη κατάσταση επίδοσης. Οι αβεβαιότητες που σχετίζονται με την τυχηματικότητα των αντοχών είναι πολλές και ο σχετικός συντελεστής συνήθως έχει τιμή περίπου $\beta_C$=0.4. Στο Σχήμα 4.6 παρουσιάζονται καμπύλες μεταβολής των συνιστώμενων τιμών του $\beta_C$, που εξαρτώνται από την αρχική κατάσταση της κατασκευής και βασίζονται σε αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων και με βάση τον καθορισμό των επιπέδων βλάβης για μέσα επίπεδα δομικής παραμόρφωσης.

Όσον αφορά τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με την φέρουσα ικανότητα κάθε κατασκευής, οι προτεινόμενες τιμές για τον συντελεστή $\beta_d$ είναι από 0.25 έως 0.3. Ο συντελεστής αυτός αντιπροσωπεύει την αξιοπιστία της προσομοίωσης, ότι δηλαδή το επιλεχθέν προσομοίωμα και η διαδικασία της ανάλυσης θα δώσουν ακριβή αποτελέσματα. Οι μεγάλες τιμές δείχνουν λιγότερη εμπιστοσύνη και αφορούν για παράδειγμα παλαιότερες κατασκευές που προσομοιώνονται με απλοποιημένα προσομοιώματα και προσεγγιστικές ιδιότητες υλικών, απομειωμένων αντοχών σε σύγκριση με τα υλικά μιας σύγχρονης κατασκευής.




**Σχήμα 4.6:** Συνιστώμενες τιμές για την παράμετρο $\beta_C$.




**Σχήμα 4.7**: Τυπικές καμπύλες τρωτότητας.

Τέλος, η παράμετρος $β_{DS}$ αποτελεί ένα μέτρο διασποράς των αποτελεσμάτων και επηρεάζει την κλίση της καμπύλης τρωτότητας. Μεγαλύτερες τιμές του $β_{DS}$ αντιστοιχούν σε καμπύλες με μικρότερη κλίση που συνήθως προκύπτουν για τα δυσμενέστερα επίπεδα επιτελεστικότητας, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.7, όπου παρουσιάζονται τυπικές καμπύλες τρωτότητας.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5$^{Ο}$

# ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

## 5.1 Περιγραφή προσομοιωμάτων

Στη παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εφαρμόζεται η μέθοδος IDA σε κανονικό σε κάτοψη (Σχήμα 5.1) και καθ' ύψος 8-όροφο σύμμικτο κτίριο με χρήση του λογισμικού προγράμματος OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Το λογισμικό αυτό έχει αναπτυχθεί στο πανεπιστήμιο Berkeley της Καλιφόρνιας και είναι πολύ διαδεδομένο παγκοσμίως, κυρίως επειδή είναι ανοικτού κώδικα (συνεπώς κάθε ερευνητής μπορέι να το εμπλουτίσει) και αποτελεί μια κοινή υπολογιστική πλατφόρμα για την αντιμετώπιση δύσκολων προβλημάτων της μηχανικής χρησιμοποιώντας προηγμένες μεθόδους ανάλυσης που βασίζονται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Στην παρούσα διερεύνηση εξετάζονται τέσσερις διαφορετικές παραλλαγές του αρχικού μοντέλου (κτίριο Α, Σχήμα 5.2) που αφορούν αλλαγές στη γεωμετρία, τη δυσκαμψία και τη μάζα του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα:

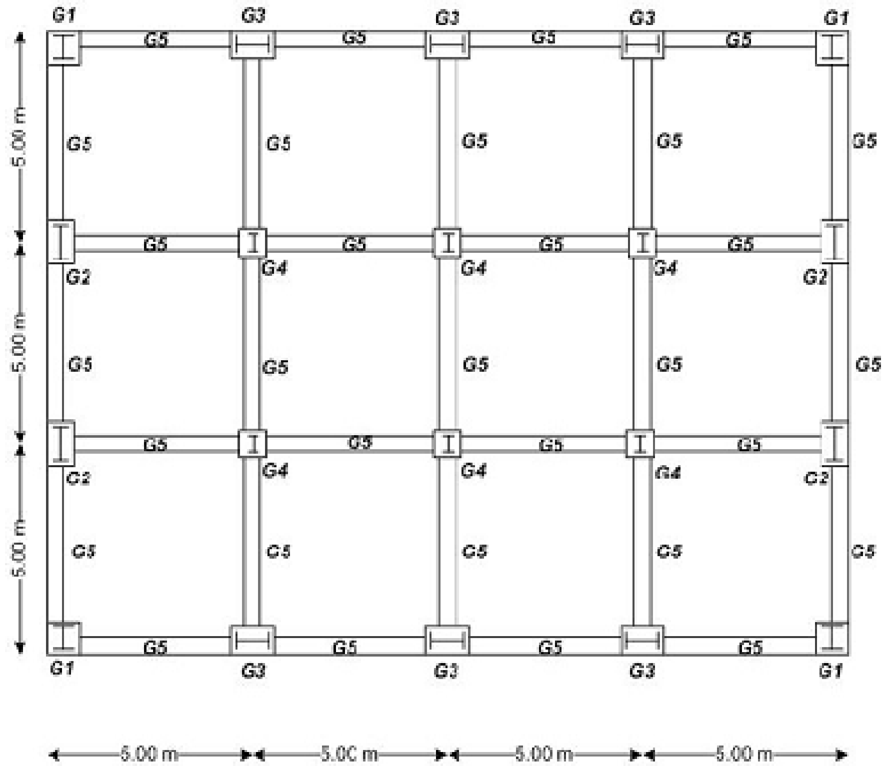
- στην πρώτη παραλλαγή τοποθετήθηκαν σε όλα τα ακραία ανοίγματα και σε όλους τους ορόφου «αντιανέμιοι» χιαστί σύνδεσμοι (bracings) (κτίριο Β, Σχήμα 5.3) για να προσομοιωθεί η λειτουργία της τοιχοποιΐας,
- στη δεύτερη παραλλαγή τοποθετήθηκαν σε όλα τα ακραία ανοίγματα και σε όλους τους ορόφου «αντιανέμιοι» χιαστί σύνδεσμοι (bracings) πλην του ισογείου για να προσομοιωθεί μια κατάσταση με Pilotis (κτίριο Γ, Σχήμα 5.4),
- στην τρίτη παραλλαγή δεν τοποθετήθηκαν αντιανέμιοι σύνδεσμοι αλλά μειώσαμε το ύψος του α' ορόφου κατά 50%, για να προσομοιωθεί μια κατάσταση με «κοντό όροφο» (κτίριο Δ, Σχήμα 5.5), και

- στην τέταρτη παραλλαγή διπλασιάσαμε τη μάζα του αρχικού κτιρίου (κτίριο Ε, Σχήμα 5.2).

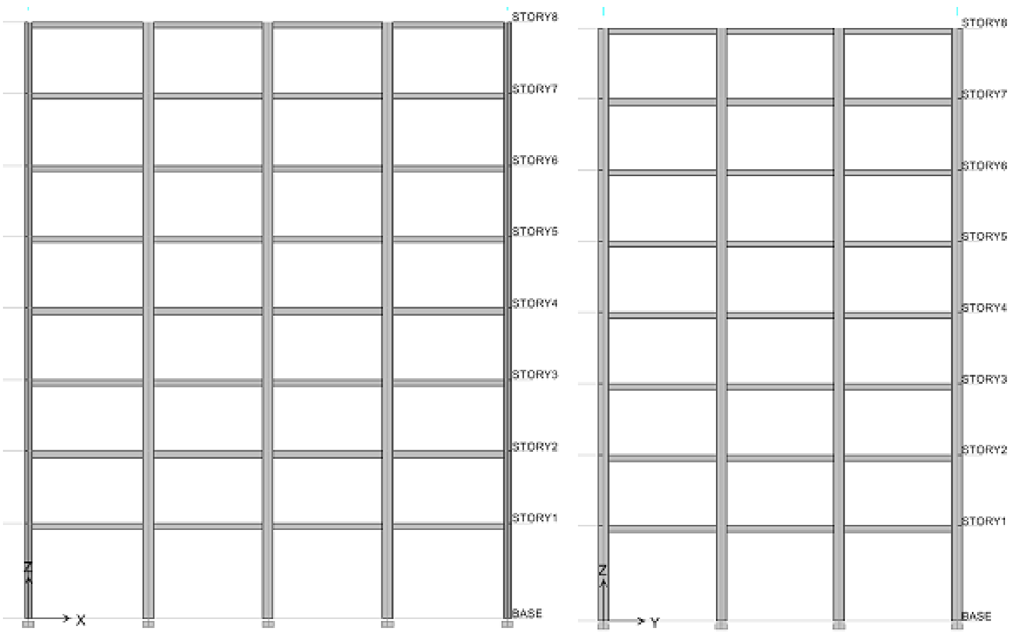
### 5.1.1 Περιγραφή βασικού προσομοιώματος (κτίριο Α)

Πρόκειται για ένα 8-όροφο σύμμικτο κτίριο διπλής συμμετρίας (κατά τον άξονα χ-χ και κατά τον άξονα y-y) με τα παρακάτω γεωμετρικά χαρακτηριστικά (βλέπε Σχήμα 5.1 και 5.2):

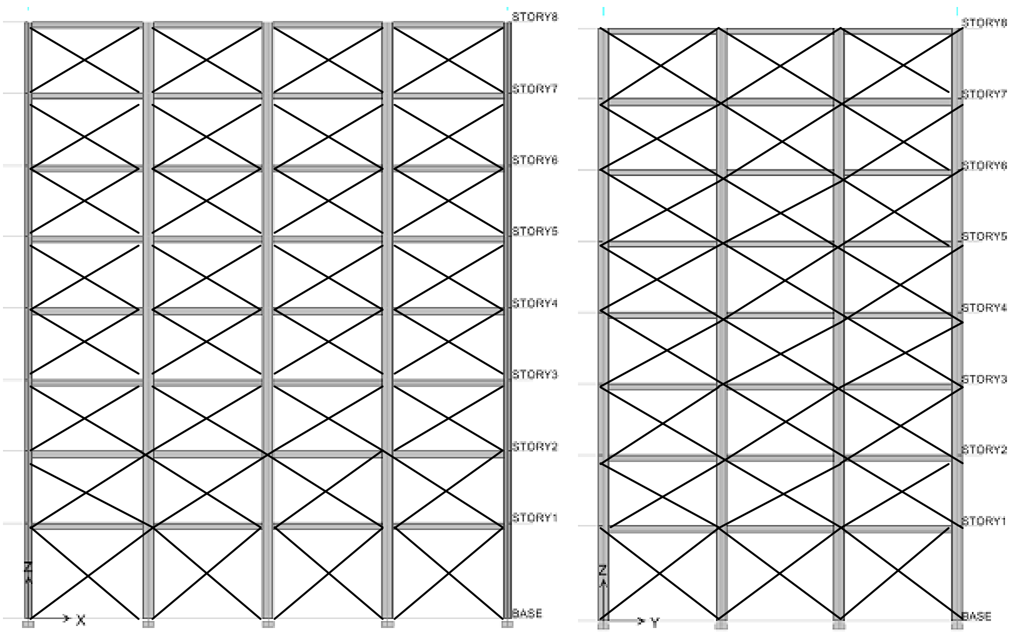
- Διαστάσεις κάτοψης : 20m x 15 m
- Κάνναβος υποστυλωμάτων : ανά 5 m
- Ύψος τυπικού ορόφου : 3 m
- Ύψος ισογείου ορόφου : 4 m
- Συνολικό ύψος κτιρίου : 25 m



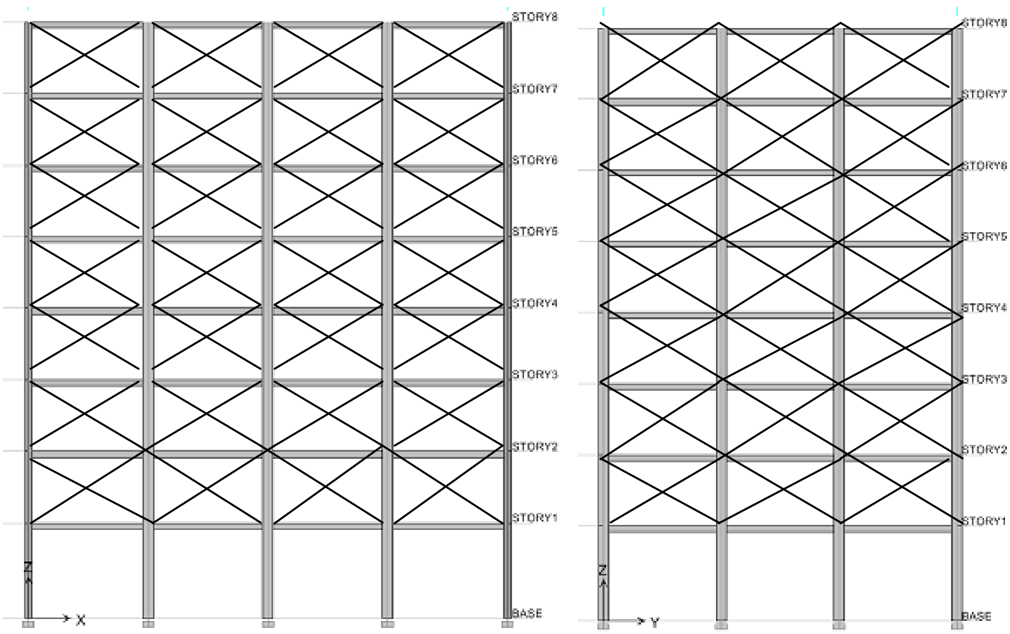

**Σχήμα 5.1 :** Τυπική κάτοψη, κοινή για όλα τα κτίρια.



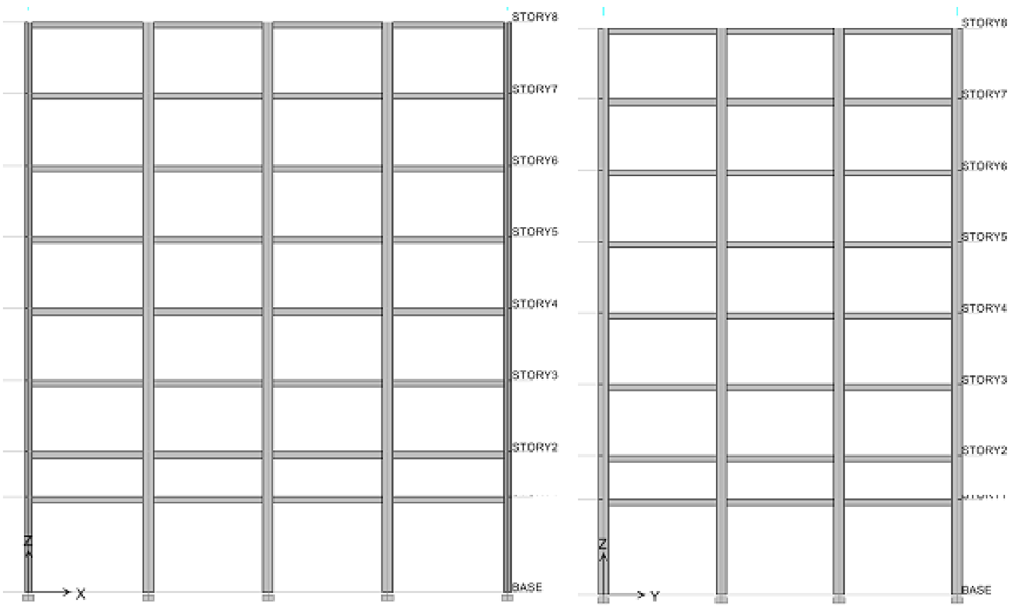

**Σχήμα 5.2 :** Πλάγιες όψεις αρχικού κτιρίου (κτίρια Α,Ε).




**Σχήμα 5.3 :** Πλάγιες όψεις κτιρίου με bracings (κτίριο Β).




**Σχήμα 5.4 :** Πλάγιες όψεις κτιρίου με pilotis (κτίριο Γ).




**Σχήμα 5.5 :** Πλάγιες όψεις κτιρίου με κοντό όροφο (κτίριο Δ).

| Σύμμικτα κτίρια 8 ορόφων (Α,Β,Γ,Δ,Ε) | |
|---|---|
| Υποστυλώματα | HEB 340 (εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα 50cm x 50 cm) |
| Δοκοί | IPE 240 |
| Χιαστοί σύνδεσμοι | L 100x8 |
| Υψος κτιρίου | H=25 m |

**Πίνακας 5.1 :** Διατομές δομικών μελών 8-ορόφων κτιρίων.

Οι διατομές των δομικών μελών που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1. Η μάζα των κτιρίων υπολογίστηκε θεωρώντας 6 kN/m$^2$ για τα κτίρια Α,Β,Γ και Δ και 12 kN/m$^2$ για το κτίριο Ε. Οι μηχανικές ιδιότητες για τα υλικά: δομικό χάλυβα και σκυρόδεμα (υπό περίσφιξη στον πυρήνα των διατομών και χωρίς περίσφιξη περιμετρικά στις επικαλύψεις των οπλισμών) που χρησιμοποιήθηκαν για τις δυναμικές αναλύσεις των σύμμικτων κατασκευών που μελετήθηκαν, όπως εισήχθησαν στο λογισμικό OpenSees, είναι τα ακόλουθα:

- Core concrete (confined)

concrete compressive strength at 28 days; $f'_c$ =20000 kPa
concrete strain at maximum strength; $e_{pscu}$ = -2 ‰
concrete crushing strength; $f'_{cu}$ = 16000 kPa
concrete strain at crushing strength; $e_{psu}$ = -3.5 ‰

- Cover concrete (unconfined)

concrete compressive strength at 28 days; $f'_c$ =16000 kPa
concrete strain at maximum strength; $e_{pscu}$ = -2 ‰
concrete crushing strength; $f'_{cu}$ = 12800 kPa
concrete strain at crushing strength; $e_{psu}$ = -3.5 ‰

- Reinforcing steel

yield strength; fy = 500000 kPa
initial elastic tangent; Es = 220 GPa
strain-hardening ratio (ratio between post-yield tangent and initial elastic tangent); b = 0.01

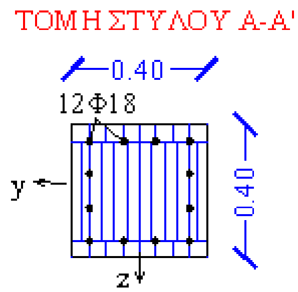
- Structural steel

yield strength; $f_y$ = 235000 kPa
initial elastic tangent; $E_s$ = 210 GPa
strain-hardening ratio (ratio between post-yield tangent and initial elastic tangent); b = 0.01

### 5.1.2 Λεπτομέρειες προσομοίωσης

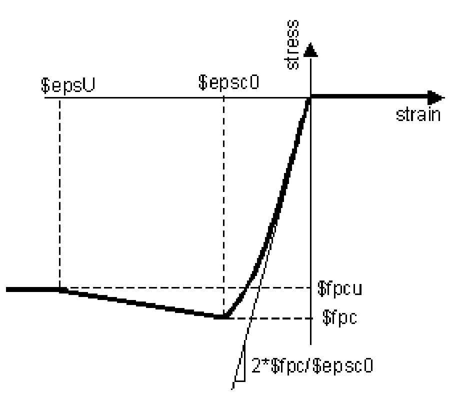
Αρχικά για τη προσομοίωση της γεωμετρίας των κτιρίων τοποθετήθηκαν οι κόμβοι στήριξης στη στάθμη θεμελίωσης και στις επτά ανώτερες στάθμες με αύξουσα αρίθμηση καθ' ύψος. Για τους κόμβους του κτιρίου στη στάθμη της θεμελίωσης z=0, δεσμεύθηκαν όλοι οι βαθμοί ελευθερίες, θεωρήθηκαν δηλαδή ότι είναι πλήρως πακτωμένοι.

Οι κόμβοι του κτιρίου σε κάθε στάθμη (κάθε όροφο) συνδέθηκαν άκαμπτα με ένα κεντρικό κόμβο που δημιουργήθηκε στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου, ώστε όλοι να έχουν κοινή μετακίνηση κατά τις διευθύνσεις x και y, θεωρήθηκε δηλαδή ότι έχουμε διαφραγματική λειτουργία ορόφων. Στο κεντροβαρικό αυτό κόμβο θεωρείται ότι ασκείται συγκεντρωμένη η μάζα κάθε ορόφου. Οι διατομές των υποστυλωμάτων των κτιρίων κατατμήθηκαν σε επιμέρους περιοχές με στοιχεία ινών (section fibers) οι οποίες περιγράφονται με σημεία που ορίζουν την κάθε υπο-περιοχή (patch quad) όπως ενδεικτικά φαίνεται στο Σχήμα 5.6.

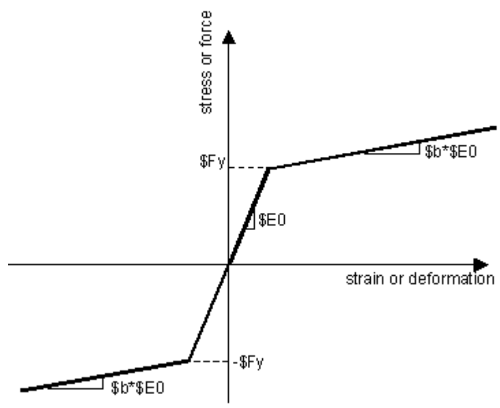



**Σχήμα 5.6 :** Ενδεικτική διατομή υποστυλώματος οπλισμένου σκυροδέματος με διακριτοποίηση σε ίνες (fibers) στο OpenSees.

Τα στοιχεία των υποστυλωμάτων και των δοκών προσομοιώνονται ως στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας (non-linear beam-column element) όπου η ολοκλήρωση βασίζεται στον κανόνα Gauss-Lobatto με δύο σημεία ολοκλήρωσης σε κάθε άκρο του στοιχείου. Τα στοιχεία των πλακών προσομοιώνονται ως ισοπαραμετρικά πεπερασμένα στοιχεία (quad elements). Η προσομοίωση των υλικών πραγματοποιήθηκε με διαφορετικές ιδιότητες για κάθε υλικό δηλαδή του σκυροδέματος (πυρήνας, επικαλύψεις) και του δομικού χάλυβα (βλ. Σχήμα 5.7).




(α)




(β)

**Σχήμα 5.7:** Διαγράμματα τάσεων παραμόρφωσης για σκυρόδεμα (α), και χάλυβα (β).

### 5.1.3 Σεισμικά φορτία

Οι δυναμικές αναλύσεις έγιναν με μεθόδους άμεσης χρονικής ολοκλήρωσης. Στις αναλύσεις αυτές χρησιμοποιήθηκε συγκεκριμένα η μέθοδος Newmark, και προκειμένου να έχουμε άνευ όρων ευστάθεια, επιλέχτηκαν οι τιμές των παραμέτρων $\gamma = \frac{1}{2}$ και $\beta = \frac{1}{4}$, που αντιστοιχούν στη μέθοδο της μέσης επιταχύνσεως.

Οι δυναμικές αναλύσεις επιτρέπεται να γίνονται με μεθόδους άμεσης ολοκλήρωσης, με χρήση πραγματικών ή συνθετικών (τεχνητών) επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού, αρκεί να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

- Χρησιμοποιούνται τουλάχιστον πέντε διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα.
- Επιλέγονται ώστε να αντιπροσωπεύουν, κατά το δυνατόν, τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του δομήματος.
- Είναι ψηφιοποιημένα ανά 0.02 sec, το μέγιστο.
- Έχουν διάρκεια σύμφωνη με τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τοπικές συνθήκες της τοποθεσίας του δομήματος, και οπωσδήποτε τουλάχιστον 15 δευτερόλεπτα.

- Το μέσο φάσμα δηλαδή ο μέσος όρος των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων είναι ισοδύναμο με το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού.

Για να υπάρχει συμφωνία με τις απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού, τα επιταχυνσιογραφήματα με τα οποία θα φορτιστεί δυναμικά η κατασκευή πρέπει να είναι τέτοια ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού. Η πιο ουσιώδης και δύσκολα υλοποιήσιμη απαίτηση είναι φυσικά η πέμπτη, σύμφωνα με την οποία τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά πρέπει να είναι συμβατά με το φάσμα απόκρισης του κανονισμού.

| | Record Station | R[1] (km) | EpiD[1] (km) | Recording Angle log/tran ($^0$) | Duration (Sec) | $PGA_{log}$ (g) | $PGA_{tran}$ (g) | Campell's GEOCODE[3] | Fault rupture[4] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Superstition Hlills 1987 (B) (M=6.7) | | | | | | | | | |
| 1 | El Centro Imp. Co Cent | 18.5 | 35.83 | 000/090 | 40.00 | 0.36 | 0.26 | A | SS |
| 2 | Wildlife Liquefaction Array | 24.1 | 29.41 | 090/360 | 44.00 | 0.18 | 0.21 | A | SS |
| Imperial Valley 1979 [23:16] (M=6.5) | | | | | | | | | |
| 3 | Chihuahua | 8.4 | 18.88 | 012/282 | 40.00 | 0.27 | 0.25 | A | SS |
| 4 | Compuertas | 15.3 | 24.43 | 015/285 | 36.00 | 0.19 | 0.15 | A | SS |
| 5 | Plaster City | 31.1 | 54.26 | 045/135 | 18.75 | 0.042 | 0.057 | A | SS |
| 6 | El Centro Array #12 | 18.85 | 31.99 | 140/230 | 39.00 | 0.143 | 0.116 | A | SS |
| 7 | El Centro Array #13 | 22.83 | 35.95 | 140/230 | 39.50 | 0.117 | 0.139 | A | SS |
| San Fernando 1971 (M=6.6) | | | | | | | | | |
| 8 | LA, Hollywood Stor. Lot | 25.9 | 39.49 | 090/180 | 28.00 | 0.21 | 0.17 | A | RN |
| Northridge 1994 (M=6.7) | | | | | | | | | |
| 9 | Leona Valley #2 | 37.2 | 51.88 | 000/090 | 32.00 | 0.09 | 0.06 | A | RN |
| 10 | LA, Baldwin Hills | 29.9 | 28.20 | 090/360 | 40.00 | 0.24 | 0.17 | C | RN |
| 11 | Lake Hughes #1 | 89.67 | 93.22 | 000/090 | 32.00 | 0.087 | 0.077 | A | RN |
| 12 | LA, Hollywood Stor.FF | 114.62 | 118.26 | 090/360 | 40.00 | 0.231 | 0.358 | A | RN |
| 13 | LA, Centinela St. | 31.53 | 32.72 | 155/245 | 30.00 | 0.465 | 0.322 | A | RN |
| Loma Prieta 1989 (M=6.9) | | | | | | | | | |
| 14 | Hollister Diff Array | 24.8 | 45.1 | 165/255 | 39.64 | 0.27 | 0.28 | A | RO |
| 15 | WAHO | 17.5 | 12.56 | 000/090 | 24.96 | 0.37 | 0.64 | C | RO |
| 16 | Halls Valley | 30.5 | 36.31 | 000/090 | 39.95 | 0.13 | 0.1 | B | RO |
| 17 | Agnews State Hospital | 24.6 | 40.12 | 000/090 | 40.00 | 0.17 | 0.16 | A | RO |
| 18 | Anderson Dam (Downstream) | 4.4 | 16.67 | 270/360 | 39.61 | 0.244 | 0.240 | B | RO |
| 19 | Coyote Lake Dam (Downstream) | 20.8 | 30.89 | 195/285 | 39.95 | 0.160 | 0.179 | B | RO |
| 20 | Hollister - South & Pine | 27.93 | 48.24 | 000/090 | 60.00 | 0.371 | 0.177 | A | RO |

[1] Campell's R Distance

[2] Distance from the recording site to the epicentre

[3] Campell's site classification : A (Firm Soil), B (Very Firm Soil), C (Soft Rock), D (Firm Rock) E (Shallow Soil)

[4] Fault rupture mechanism : SS (Strike Slip), N (Normal), RN (Reverse-Normal), RO (Reverse-Oblique), NO (Normal-Oblique)

**Πίνακας 5.2 :** Χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν.

Γνωρίζουμε ότι σε ένα επιταχυνσιογράφημα αντιστοιχεί ένα μοναδικό φάσμα απόκρισης, το οποίο μάλιστα μπορεί να ευρεθεί σχετικά εύκολα με διαδοχικές δυναμικές αναλύσεις ενός μονοβαθμίου συστήματος για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου. Αντίθετα, σε ένα φάσμα απόκρισης αντιστοιχούν άπειρα το πλήθος επιταχυνσιογραφήματα, τα οποία μπορεί να διαφέρουν μεταξύ τους από λίγο έως πολύ. Η παραγωγή επιταχυνσιογραφημάτων τα οποία να αντιστοιχούν σε ένα δεδομένο φάσμα σχεδιασμού είναι ένα ιδιαίτερα δύσκολο θέμα, για την αντιμετώπιση του οποίου έχουν κατά καιρούς προταθεί και εφαρμοστεί διάφορες τεχνικές. Γενικά, το φάσμα των προκυπτόντων από τέτοιες διαδικασίες επιταχυνσιογραφημάτων πλησιάζει μεν το ζητούμενο φάσμα απόκρισης, είναι όμως εξαιρετικά απίθανο να ταυτίζεται πλήρως με αυτό.

Για τους σκοπούς της εργασίας επιλέχθηκε ένα σύνολο 20 καταγραφών εδαφικής επιτάχυνσης (από διάφορους σεισμούς και σταθμούς μέτρησης). Τα χαρακτηριστικά των καταγραφών παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2, όπου ο αύξων αριθμός στην πρώτη στήλη του πίνακα εμφανίζεται και στις καμπύλες των γραφημάτων IDA που παρουσιάζονται στη συνέχεια. Όλες οι δυναμικές επιλύσεις έγιναν μέσω άμεσης χρονικής ολοκλήρωσης με βάση τις οποίες η δυναμική φόρτιση προκύπτει από ένα επιταχυνσιογράφημα ενώ η απόκριση της κατασκευής από τη βήμα προς βήμα ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης.

## 5.2 Περιγραφή διαδικασίας εφαρμογής μεθόδου IDA

Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για τη δημιουργία των προσομοιωμάτων στο OpenSees και την επίλυσή του με την Επαυξητική Δυναμική Ανάλυση (IDA), που αναπτύχθηκε στο τρίτο κεφάλαιο, είναι τα ακόλουθα :

- Ιδιομορφική ανάλυση, εύρεση και καταγραφή των ιδιοπεριόδων των τριών πρώτων ιδιομορφών
- Καθορισμός οριζόντιας σεισμικής φόρτισης κατά τους 2 κύριους άξονες του κτιρίου με βάση επιταχυνσιογραφήματα και επιβολή της φόρτισης στο φορέα
- Δυναμική επίλυση μοντέλου με εφαρμογή 20 σεισμικών καταγραφών με σταδιακή κλιμάκωση της έντασής τους $S_a$ ($T_1$, 5%) σε 10 βήματα. (0,1-0,2-0,3-0,4-0,5-0,6-0,7-0,8-0,9-1,0).
- Καταγραφή σχετικών μετακινήσεων όλων των ακραίων κόμβων των υποστυλωμάτων σε όλους τους ορόφους και καταγραφή των επιταχύνσεων στους κύριους κόμβους κάθε διαφράγματος κατά τους 2 κύριους άξονες.

- Ως μέτρο για την απόκριση της κατασκευής (damage measure-DM) επιλέχθηκε η μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων (max interstory drift $\theta_{max}$), αν και θα μπορούσαν να είχαν επιλεγεί και άλλα μέτρα όπως π.χ. η μέγιστη επιτάχυνση ορόφου.
- Ως μέτρο για τον υπολογισμό της σεισμικής έντασης (intensity measure – IM) επιλέχθηκε η φασματική επιτάχυνση στη πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής με απόσβεση 5% ($S_a(T_1)$ 5 %), όμως θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν εκτός των άλλων και οι μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ή η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV).

Η εφαρμογή της IDA και η εξαγωγή αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων έγινε μέσω του προγράμματος StripesCal το οποίο αναπτύχθηκε από τον Δρ. Ν. Λαγαρό με σκοπό την αυτοματοποίηση της διαδικασίας. Το πρόγραμμα το οποίο βασίζεται στο OpenSees, δέχεται σαν αρχεία εισαγωγής αρχεία μορφής Tcl (τη γλώσσα προγραμματισμού που βασίζεται και το OpenSees), άλλης μορφής αρχεία που αφορούν ιδιότητες του προσομοιώματος (διατομές μελών, ιδιότητες υλικών, κ.ά) και επιπλέον αρχεία για την επιλογή και τον έλεγχο καταγραφών της εδαφικής κίνησης που θα χρησιμοποιηθούν (όπως τα βήματα κλιμάκωσης τους, η γωνία εφαρμογής τους ως προς τους κύριους άξονες του κτιρίου, κ.α.) Η ευχέρεια που παρέχει το πρόγραμμα έγκειται στο ότι μπορεί να εκτελεστεί ένα πλήθος διαδοχικών επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων χωρίς τη παρέμβαση του χρήστη, αφού τόσο η κλιμάκωση κάθε επιταχυνσιογραφήματος αλλά και συνολικά και η εκτέλεση όλων των δυναμικών αναλύσεων για πλήθος επιτάχυνσιογραφημάτων γίνεται αυτοματοποιημένα.

## 5.3 Αριθμητικά αποτελέσματα

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σεισμικής αποτίμησης των πέντε σύμμικτων προσομοιωμάτων που εξετάστηκαν σύμφωνα με τη διαδικασία (αναλύσεις IDA και μόρφωση καμπυλών τρωτότητας) που αναπτύχθηκε προηγουμένως. Τα επίπεδα τρωτότητας που θεωρείται ότι χαρακτηρίζουν το εκάστοτε υπό εξέταση κτίριο είναι αυτά που φαίνονται στον Πίνακα 5.3. Ως γνωστόν, για σύμμικτα κτίρια η αποφυγή κατάρρευσης τίθεται συνήθως για τιμές του $\theta_{max}$ της τάξης του 3%. Οι υψηλές τιμές σχετικών μετακινήσεων των επιπέδων 3 και 4 χρησιμοποιήθηκαν για να συγκριθούν με αντίστοιχες καταστάσεις από παράλληλη διερεύνηση που έγινε για την αποτίμηση σεισμικής τρωτότητας αμιγώς μεταλλικών κτιρίων με παρεμφερή διάταξη για να συγκριθεί η απόκριση των δύο τύπων κτιρίων. Όπως παρουσιάζεται και στη συνέχεια στις καμπύλες IDA για τα πέντε σύμμικτα και αρκετά δύσκαμπτα -ακόμα και χωρίς χιαστί συνδέσμους (bracings)- κτίρια που μελετήθηκαν, τιμές της $\theta_{max}$ άνω του 6% εμφανίστηκαν σε ελάχιστες περιπτώσεις και μόνο για πολύ υψηλές εντάσεις. Χαρακτηριστικό είναι το γεγονός ότι οι καμπύλες τρωτότητας των σύμμικτων κτιρίων είναι στα δύο πρώτα επίπεδα τρωτότητας και μόνο για το μοντέλο Ε με τη διπλάσια μάζα, που έχει αρκετά διαφορετική περίοδο από τα υπόλοιπα, εμφανίζεται και το τρίτο επίπεδο τρωτότητας για υψηλές τιμές σεισμικής έντασης.

| Επίπεδο | Όρια % μεταβολής του $\theta_{max}$ |
|---|---|
| 1 | <1 |
| 2 | 1÷3 |
| 3 | 3÷6 |
| 4 | >6 |

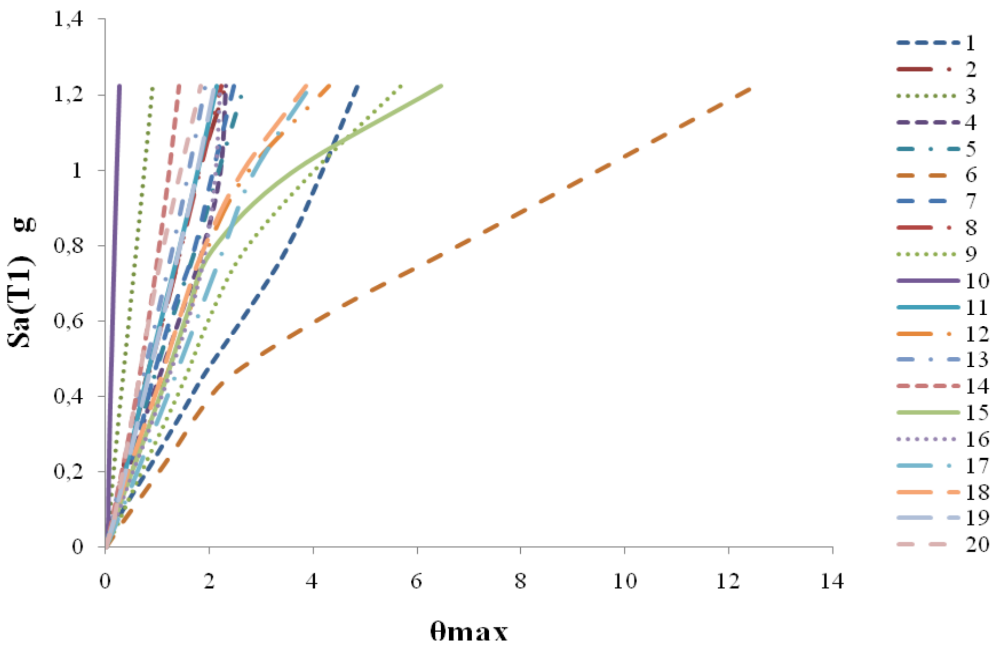
**Πίνακας 5.3** : Επίπεδα $\theta_{max}$ βάσει των οποίων σχηματίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας.

### 5.3.1 Αποτελέσματα αποτίμησης κτιρίου Α

Στη παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης του αρχικού μοντέλου του κτιρίου Α.

#### 5.3.1.1 Καμπύλες IDA

Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα και για τα 10 βήματα κλιμάκωσης που προαναφέρθηκαν φαίνονται στο παρακάτω Σχήμα 5.8.



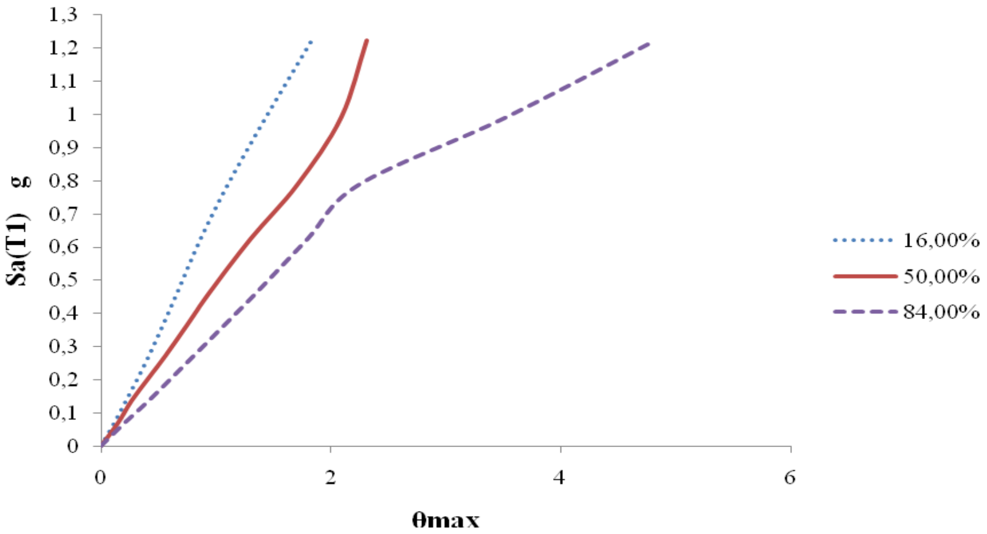

**Σχήμα 5.8** : Καμπύλες IDA - Κτίριο Α.

| Βήματα κλιμάκωσης | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Τιμές Sa | 0 | 0,06804 | 0,13609 | 0,20413 | 0,27218 | 0,36744 | 0,4627 | 0,62601 | 0,78931 | 0,99345 | 1,2248 |
| ποσοστημόριο 16% | 0 | 0,11391 | 0,21679 | 0,32059 | 0,41772 | 0,54294 | 0,66358 | 0,86847 | 1,10509 | 1,4377 | 1,83598 |
| ποσοστημόριο 50% | 0 | 0,14526 | 0,26545 | 0,41205 | 0,56035 | 0,75404 | 0,94351 | 1,30359 | 1,7102 | 2,0927 | 2,31354 |
| ποσοστημόριο 84% | 0 | 0,2006 | 0,41416 | 0,61116 | 0,80719 | 1,08109 | 1,35151 | 1,79927 | 2,2462 | 3,531 | 4,8243 |

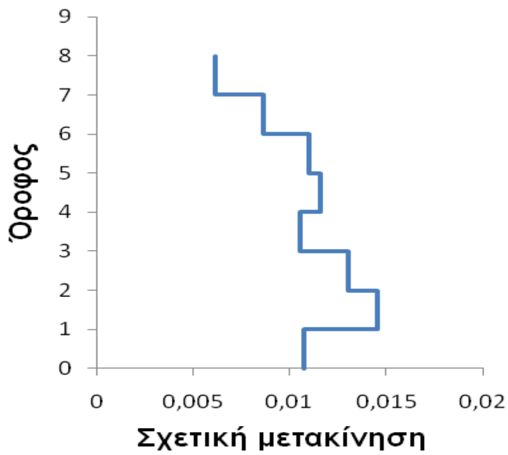
| | | |
|---|---|---|
| | θ<1% | ΕΠΙΠΕΔΟ 1 |
| | 1%<θ<3% | ΕΠΙΠΕΔΟ 2 |
| | 3%<θ<6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 3 |
| | θ>6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 4 |

**Πίνακας 5.4**: Τιμές του $\theta_{max}$ αυξανόμενου του μέτρου έντασης για καθένα από τα τρία ποσοστημόρια.

Από τις καμπύλες αυτές μπορεί κανείς να υπολογίσει τη μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων ανάλογα με το βήμα κλιμάκωσης και τον υπό εξέταση σεισμό. Για παράδειγμα, για το όγδοο βήμα κλιμάκωσης ($S_a$=0,789313g) του έκτου σεισμού έχουμε μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ όλων των ορόφων $\theta_{max}$=6,6337%. Ακολουθεί ο υπολογισμός και ο σχεδιασμός των μέσων καμπυλών, 50%, 16%, και 84% προκειμένου να συνοψιστούν τα παραπάνω αποτελέσματα των 20 καμπυλών IDA στο Σχήμα 5.9. Οι τιμές από τις οποίες προκύπτουν οι μέσες καμπύλες IDA φαίνονται στον Πίνακα 5.4, όπου το κάθε κελί χρωματίζεται ανάλογα με το επίπεδο επιτελεστικότητας.




**Σχήμα 5.9** : Καμπύλες ικανότητας κτιρίου Α.




**Σχήμα 5.10** : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων κτιρίου Α για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού.

### 5.3.1.2 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

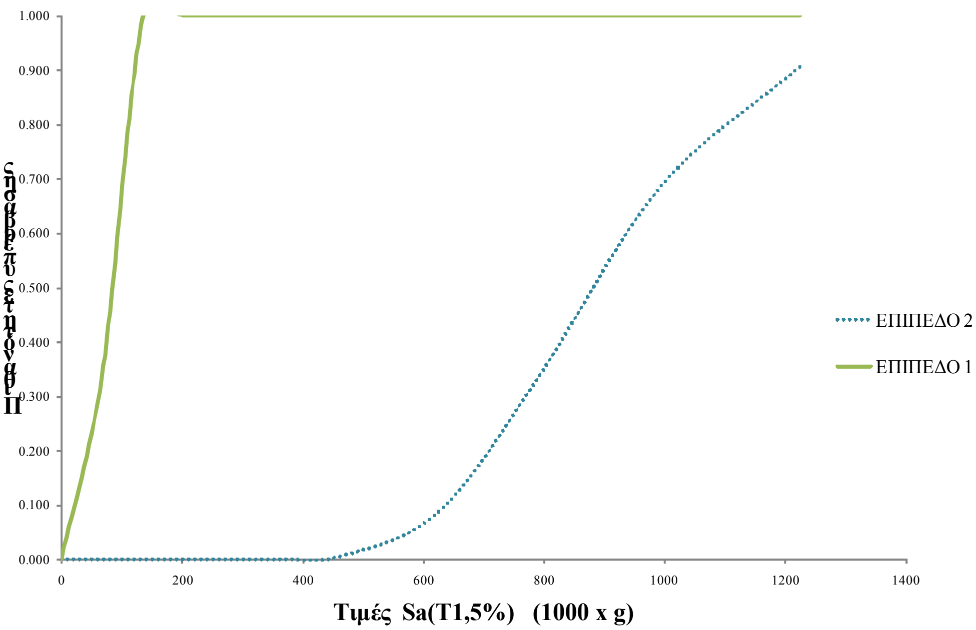
Για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού με τον οποίο επιλύθηκε το μοντέλο τα αποτελέσματα για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.10.

### 5.3.1.3 Επίπεδα τρωτότητας

Από τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων εκτελείται η ανάλυση τρωτότητας του κάθε μοντέλου σε σχέση με τις τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων της μέσης καμπύλης IDA 50%. Τα επίπεδα τρωτότητας που χαρακτηρίζουν το εκάστοτε υπό εξέταση μοντέλο είναι αυτά που φαίνονται στον Πίνακα 5.3.

| | ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 4 | 3 | 2 | 1 |
| **ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ** | 6< | 3< <6 | 1< <3 | <1 |
| **ΠΛΗΘΟΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ** | 0 | 0 | 4 | 7 |
| **ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ ΤΙΜΩΝ Sa** | - | - | 0,91 | 0,22 |

**Πίνακας 5.5** : Πίνακας τιμών $S_a$ και επίπεδα τρωτότητας κτιρίου Α.

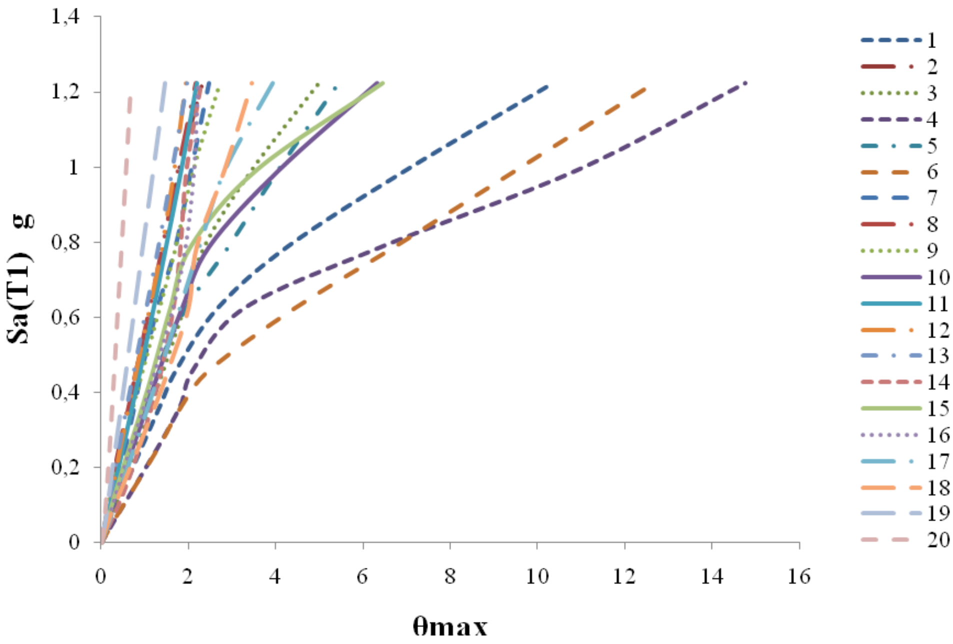



**Σχήμα 5.11 :** Καμπύλες τρωτότητας κτιρίου Α.

Για το συγκεκριμένο κτίριο ο μέσος όρος των τιμών του $S_a$ για το πλήθος των περιπτώσεων που υπερβαίνουν το κάθε επίπεδο τρωτότητας φαίνονται στον Πίνακακα 5.5. Στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας του αρχικού μοντέλου οι οποίες ορίζονται βάσει των παραπάνω επιπέδων. Δηλαδή, η πιθανότητα υπέρβασης του επιπέδου 2 ($1\%<\theta_{max}<3\%$) για $S_a$=1g είναι περίπου 70%.

### 5.3.2 Αποτελέσματα αποτίμησης κτιρίου Β

Στη παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αποτίμησης για το μοντέλο με τους χιαστί συνδέσμους (bracings) σε όλα τα περιμετρικά ανοίγματα του κτιρίου σε όλους τους ορόφους.




**Σχήμα 5.12** : Καμπύλες IDA - Κτίριο Β.

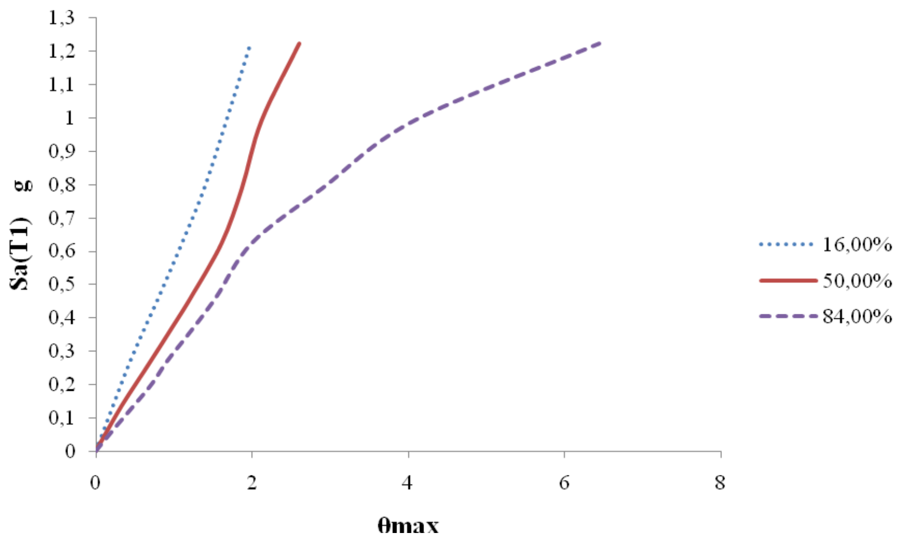
| Βήματα κλιμάκωσης | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Τιμές Sa | 0 | 0,06804 | 0,13609 | 0,20413 | 0,27218 | 0,36744 | 0,4627 | 0,62601 | 0,78931 | 0,99345 | 1,2248 |
| ποσοστημόριο 16% | 0 | 0,11102 | 0,21964 | 0,32909 | 0,44423 | 0,62191 | 0,80528 | 1,10562 | 1,3877 | 1,67224 | 1,98074 |
| ποσοστημόριο 50% | 0 | 0,1625 | 0,32983 | 0,51803 | 0,70749 | 0,96573 | 1,21884 | 1,61284 | 1,869 | 2,12192 | 2,60492 |
| ποσοστημόριο 84% | 0 | 0,23692 | 0,4842 | 0,72404 | 0,91809 | 1,23881 | 1,53913 | 1,99934 | 2,89402 | 4,07532 | 6,43984 |

| | | |
|---|---|---|
| | θ<1% | ΕΠΙΠΕΔΟ 1 |
| | 1%<θ<3% | ΕΠΙΠΕΔΟ 2 |
| | 3%<θ<6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 3 |
| | θ>6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 4 |

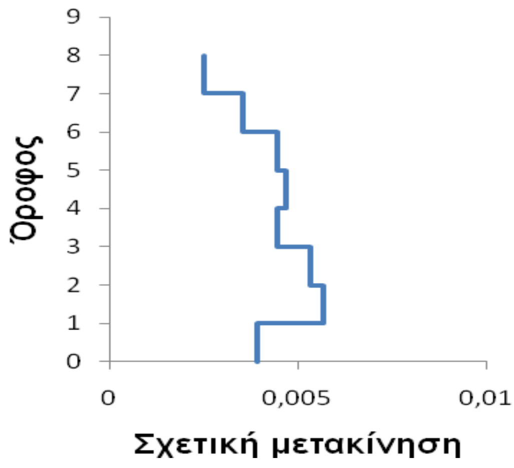
**Πίνακας 5.6**: Τιμές του $θ_{max}$ αυξανόμενου του μέτρου έντασης για κάθε ένα από τα τρία ποσοστημόρια.

### 5.3.2.1 Καμπύλες IDA

Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης φαίνονται στο Σχήμα 5.12. Στη συνέχεια, γίνεται ο υπολογισμός και ο σχεδιασμός της μέσων καμπυλών, 50%, 16%, και 84% προκειμένου να συνοψιστούν τα παραπάνω αποτελέσματα των 20 καμπυλών IDA στο Σχήμα 5.13.




**Σχήμα 5.13** : Καμπύλες ικανότητας κτιρίου Β.



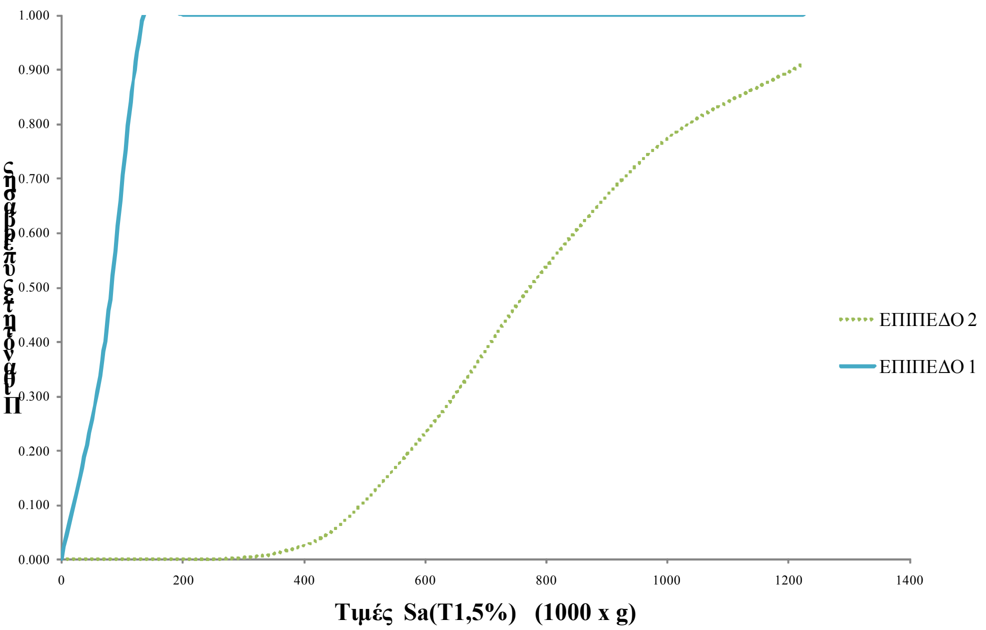

**Σχήμα 5.14** : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων κτιρίου Β για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού.

### 5.3.2.2 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού με τον οποίο επιλύθηκε το μοντέλο τα αποτελέσματα για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.14.

| | ΕΠΙΠΕΔΑ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 4 | 3 | 2 | 1 |
| **MAX I.D** | 6< | 3< <6 | 1< <3 | <1 |
| **ΠΛΗΘΟΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ** | 0 | 0 | 5 | 6 |
| **ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ ΤΙΜΩΝ Sa** | - | - | 0,82 | 0,17 |

**Πίνακας 5.7** : Πίνακας τιμών $S_a$ και επίπεδα τρωτότητας κτιρίου Β.




**Σχήμα 5.15** : Καμπύλες τρωτότητας κτιρίου Β.

### 5.4.2.3 Επίπεδα τρωτότητας

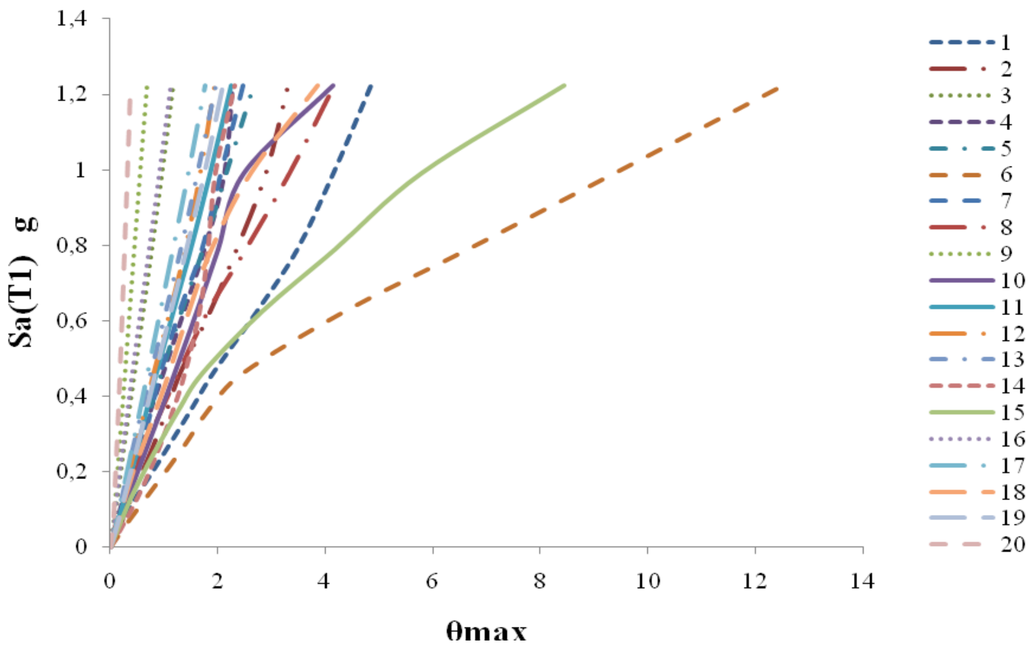
Από τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων εκτελείται η ανάλυση τρωτότητας του κάθε μοντέλου σε σχέση με τις τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων της μέσης καμπύλης IDA 50%. Για το συγκεκριμένο κτίριο ο μέσος όρος των τιμών του $S_a$ για το πλήθος των περιπτώσεων που υπερβαίνουν το κάθε επίπεδο τρωτότητας φαίνονται στον Πίνακα 5.7. Στο Σχήμα 5.15 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας του δεύτερου μοντέλου οι οποίες ορίζονται βάσει των παραπάνω επιπέδων.

### 5.3.3 Αποτελέσματα αποτίμησης κτιρίου Γ

Στη παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αποτίμησης για το μοντέλο με χιαστί συνδέσμους (bracings) σε όλα τα περιμετρικά ανοίγματα του κτιρίου σε όλους τους ορόφους εκτός του ισογείου ορόφου (προσομοίωμα Pilotis)

#### 5.3.3.1 Καμπύλες IDA

Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης φαίνονται στο Σχήμα 5.16.



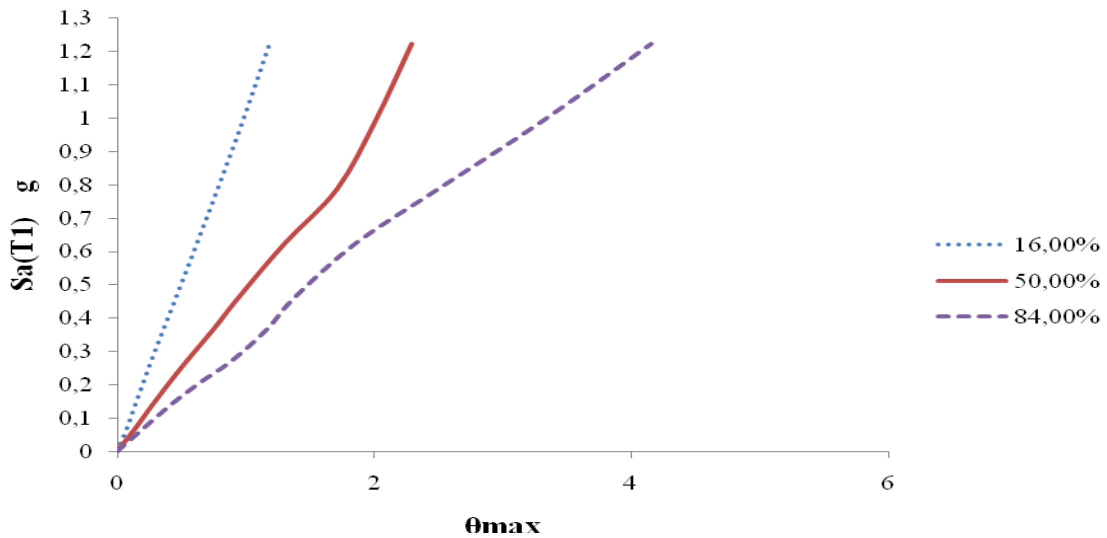

**Σχήμα 5.16** : Καμπύλες IDA - Κτίριο Γ.

Ακολουθεί ο υπολογισμός και ο σχεδιασμός της διάμεσων καμπυλών IDA, 50%, 16%, και 84% προκειμένου να συνοψιστούν τα παραπάνω αποτελέσματα των 20 καμπυλών IDA στο Σχήμα 5.17. Ο Πίνακας 5.8 παρουσιάζει τις τιμές κάθε μιας καμπύλης ανά βήμα κλιμάκωσης.

| Βήματα κλιμάκωσης | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Τιμές Sa | 0 | 0,06804 | 0,13609 | 0,20413 | 0,27218 | 0,36744 | 0,4627 | 0,62601 | 0,78931 | 0,99345 | 1,2248 |
| ποσοστημόριο 16% | 0 | 0,07464 | 0,13648 | 0,20151 | 0,26539 | 0,36196 | 0,45855 | 0,62227 | 0,78353 | 0,97934 | 1,18832 |
| ποσοστημόριο 50% | 0 | 0,13885 | 0,26628 | 0,40107 | 0,5419 | 0,74896 | 0,94353 | 1,30361 | 1,71022 | 2,00618 | 2,28838 |
| ποσοστημόριο 84% | 0 | 0,20145 | 0,40427 | 0,63565 | 0,89142 | 1,16768 | 1,381 | 1,85851 | 2,50133 | 3,31222 | 4,15548 |

| | | |
|---|---|---|
| | θ<1% | ΕΠΙΠΕΔΟ 1 |
| | 1%<θ<3% | ΕΠΙΠΕΔΟ 2 |
| | 3%<θ<6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 3 |
| | θ>6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 4 |

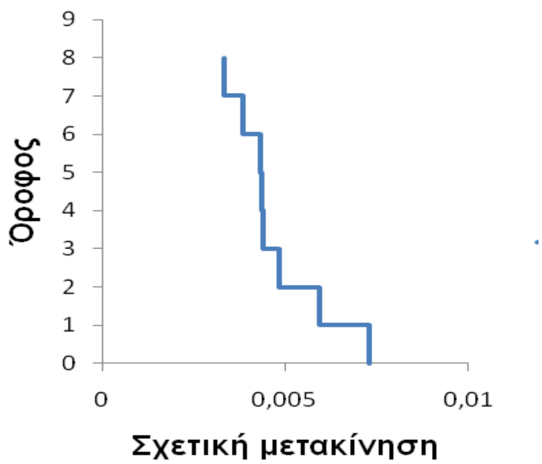
**Πίνακας 5.8** : Τιμές του $\theta_{max}$ αυξανόμενου του μέτρου έντασης για κάθε ένα από τα τρία ποσοστημόρια.




**Σχήμα 5.17** : Καμπύλες ικανότητας κτιρίου Γ.

### 5.3.3.2 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20[ου] σεισμού με τον οποίο επιλύθηκε το μοντέλο τα αποτελέσματα για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.18.



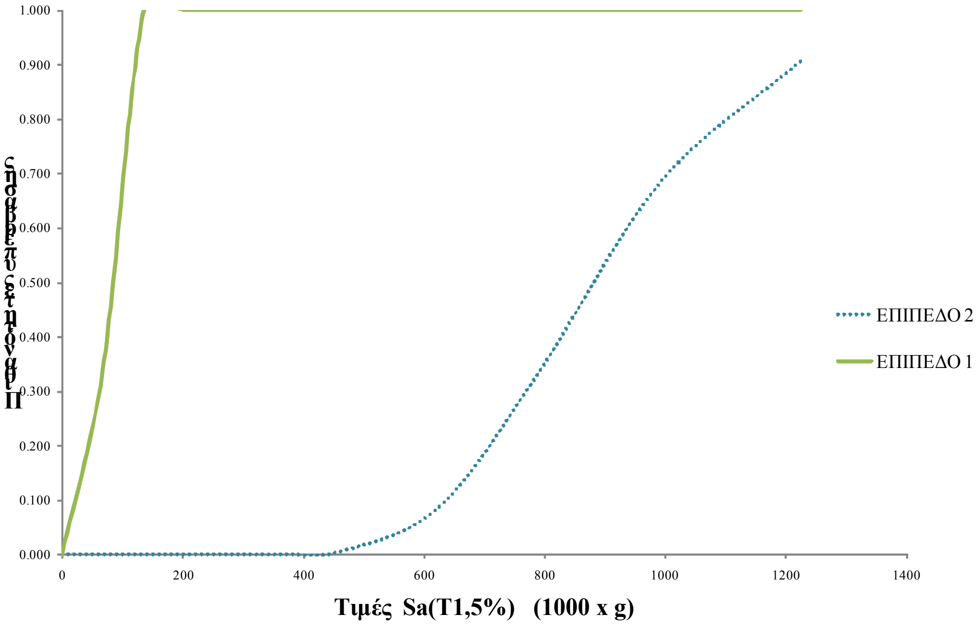

**Σχήμα 5.18** : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων κτιρίου Γ για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού.

### 5.3.3.3 Επίπεδα τρωτότητας

Από τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων εκτελείται η ανάλυση τρωτότητας του κάθε μοντέλου σε σχέση με την τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων ($\theta_{max}$). Για το συγκεκριμένο κτίριο ο μέσος όρος των τιμών του Sa και το πλήθος των περιπτώσεων κλιμάκωσης (10 περιπτώσεις) παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.9. Στο Σχήμα 5.19 φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας του τρίτου μοντέλου οι οποίες ορίζονται βάσει των προαναφερθέντων επιπέδων επιτελεστικότητας.

| | ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 4 | 3 | 2 | 1 |
| **MAX I.D** | 6< | 3< <6 | 1< <3 | <1 |
| **ΠΛΗΘΟΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ** | 0 | 0 | 4 | 7 |
| **ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ ΤΙΜΩΝ Sa** | - | - | 0,91 | 0,22 |

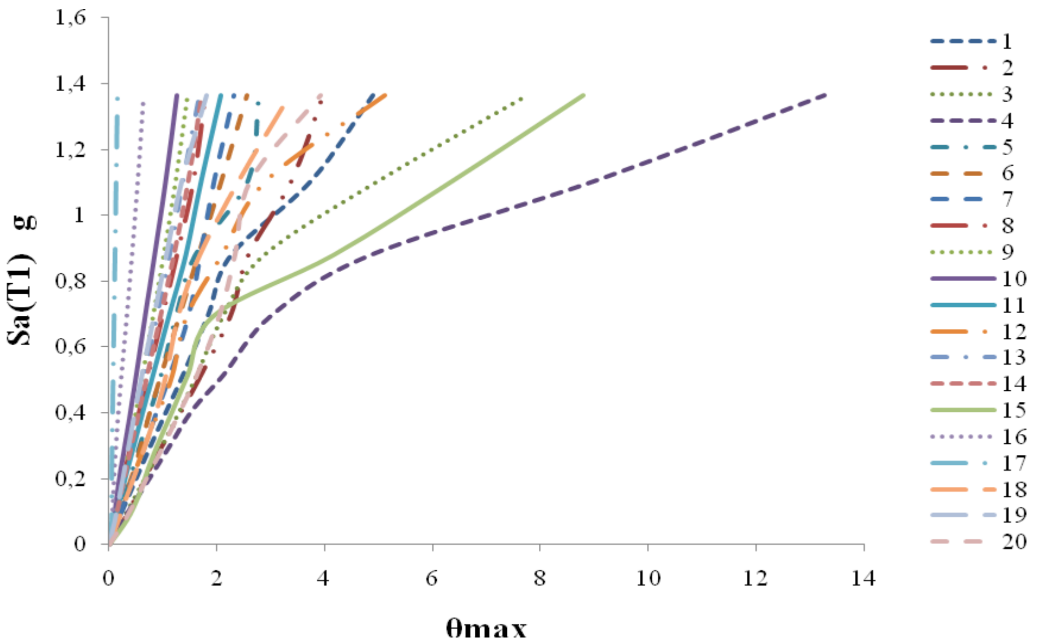
**Πίνακας 5.9** : Πίνακας τιμών $S_a$ και επίπεδα τρωτότητας κτιρίου Γ.




**Σχήμα 5.19** : Καμπύλες τρωτότητας κτιρίου Γ.

### 5.3.4 Αποτελέσματα αποτίμησης κτιρίου Δ

Στη παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αποτίμησης για το κτίριο Δ του οποίου το ύψος του πρώτου ορόφου είναι 1,5 μέτρα αντί για 3 μέτρα. (προσομοίωμα κοντού ορόφου).




**Σχήμα 5.20** : Καμπύλες IDA - Κτίριο Δ.

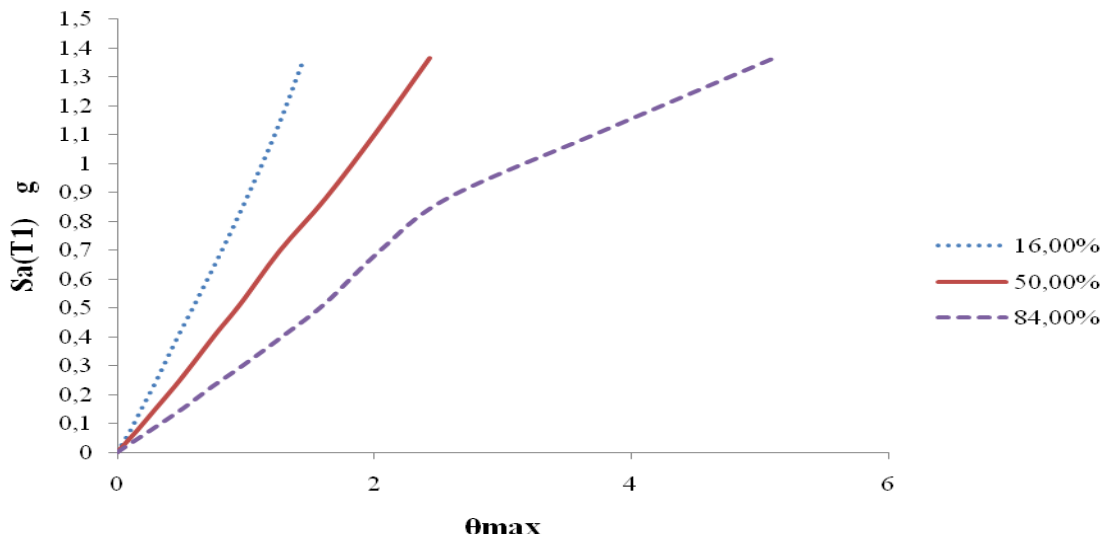
### 5.3.4.1 Καμπύλες IDA

Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης φαίνονται στο Σχήμα 5.20. Ακολουθεί ο υπολογισμός και ο σχεδιασμός της διάμεσων καμπυλών IDA, 50%, 16%, και 84% προκειμένου να συνοψιστούν τα παραπάνω αποτελέσματα των 20 καμπυλών IDA στο Σχήμα 5.21. Ο Πίνακας 5.10 παρουσιάζει τις τιμές κάθε μιας καμπύλης ανά βήμα κλιμάκωσης.

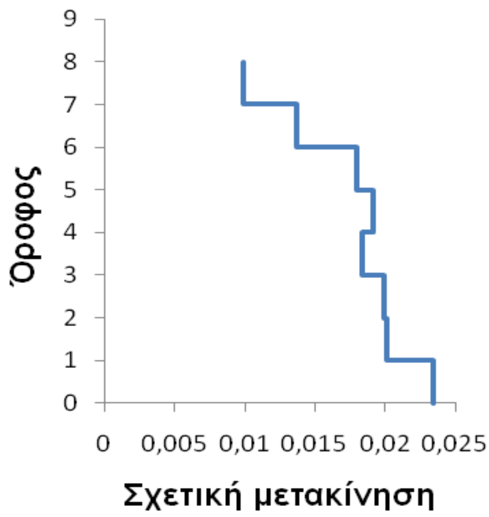
| Βήματα κλιμάκωσης | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Τιμές Sa | 0 | 0,07584 | 0,15168 | 0,22752 | 0,30336 | 0,40954 | 0,51572 | 0,69774 | 0,87976 | 1,10728 | 1,36514 |
| ποσοστημόριο 16% | 0 | 0,10349 | 0,19069 | 0,28276 | 0,36547 | 0,48372 | 0,60841 | 0,81525 | 1,00961 | 1,23627 | 1,45876 |
| ποσοστημόριο 50% | 0 | 0,15556 | 0,30117 | 0,4471 | 0,58282 | 0,7674 | 0,96299 | 1,26627 | 1,62432 | 2,01709 | 2,43456 |
| ποσοστημόριο 84% | 0 | 0,25815 | 0,51087 | 0,73955 | 0,98617 | 1,31055 | 1,61786 | 2,0433 | 2,56955 | 3,74856 | 5,11017 |

| | | |
|---|---|---|
| | θ<1% | ΕΠΙΠΕΔΟ 1 |
| | 1%<θ<3% | ΕΠΙΠΕΔΟ 2 |
| | 3%<θ<6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 3 |
| | θ>6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 4 |

**Πίνακας 5.10** : Τιμές του $\theta_{max}$ αυξανόμενου του μέτρου έντασης για κάθε ένα από τα τρία ποσοστημόρια.




**Σχήμα 5.21** : Καμπύλες ικανότητας κτιρίου Δ.




**Σχήμα 5.22** : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων κτιρίου Δ.

### 5.3.4.2 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

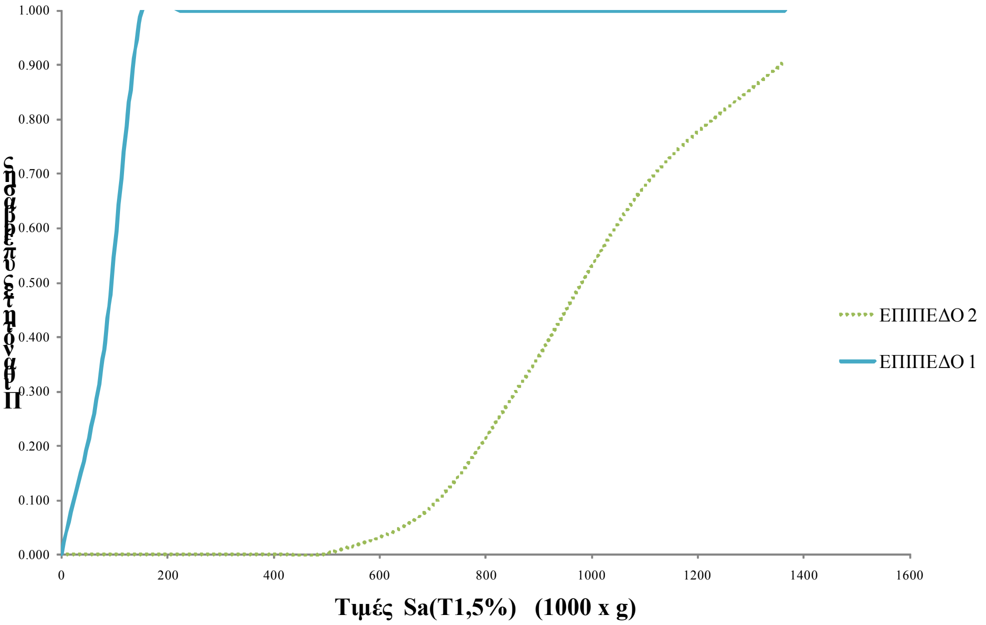
Για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού με τον οποίο επιλύθηκε το μοντέλο τα αποτελέσματα για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.22.

### 5.3.4.3 Επίπεδα τρωτότητας

Από τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων εκτελείται η ανάλυση τρωτότητας του κάθε μοντέλου σε σχέση με την τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων ($\theta_{max}$). Για το συγκεκριμένο κτίριο ο μέσος όρος των τιμών του $S_a$ και το πλήθος των περιπτώσεων κλιμάκωσης (10 περιπτώσεις) παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.11. Στο Σχήμα 5.23 φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας του τέταρτου μοντέλου οι οποίες ορίζονται βάσει των παραπάνω επιπέδων.

| | ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 4 | 3 | 2 | 1 |
| **MAX I.D** | 6< | 3< <6 | 1< <3 | <1 |
| **ΠΛΗΘΟΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ** | 0 | 0 | 4 | 7 |
| **ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ ΤΙΜΩΝ Sa** | - | - | 1,01 | 0,24 |

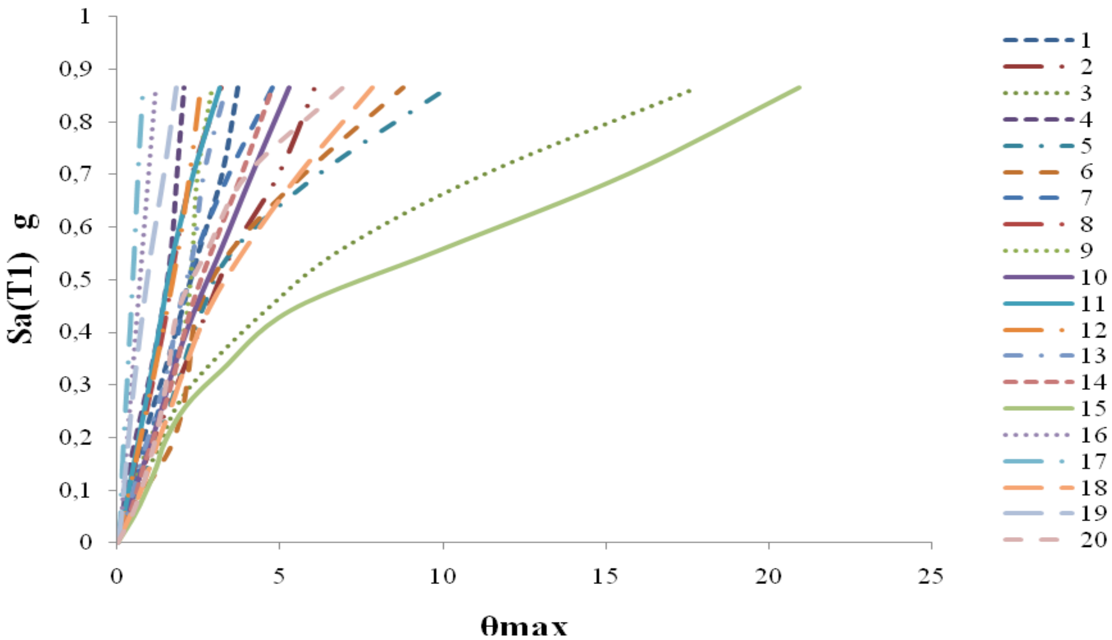
**Πίνακας 5.11** : Πίνακας τιμών $S_a$ και επίπεδα τρωτότητας κτιρίου Δ.




**Σχήμα 5.23** : Καμπύλες τρωτότητας κτιρίου Δ.

### 5.3.5 Αποτελέσματα αποτίμησης κτιρίου Ε.

Στη παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αποτίμησης για το κτίριο Ε του οποίου η μάζα είναι διπλάσια από το αρχικό μοντέλο.




**Σχήμα 5.24** : Καμπύλες IDA - Κτίριο Ε.

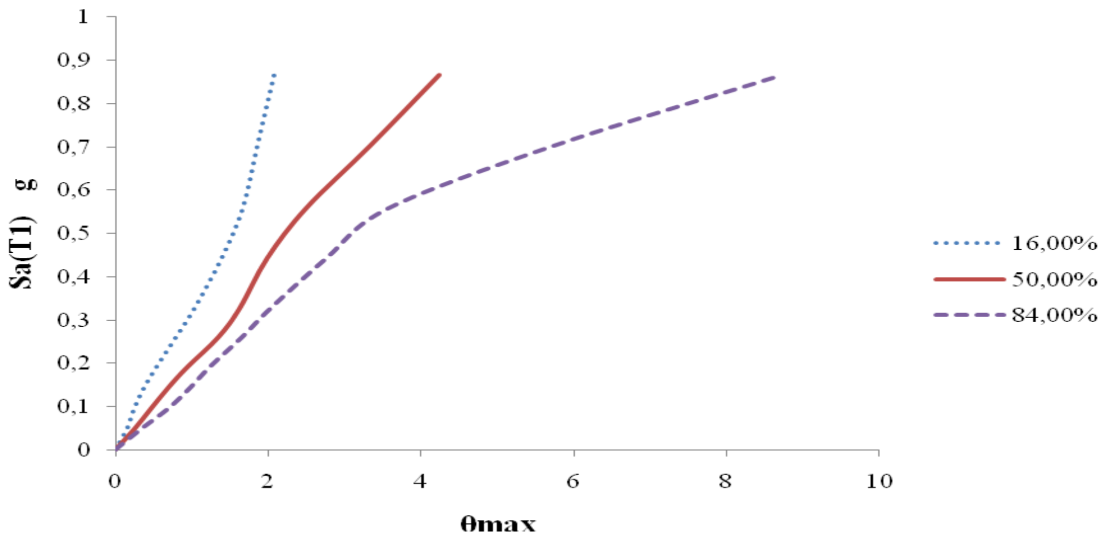
### 5.3.5.1 Καμπύλες IDA

Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης φαίνονται στο Σχήμα 5.24. Ακολουθεί ο υπολογισμός και ο σχεδιασμός της διάμεσων καμπυλών IDA, 50%, 16%, και 84% προκειμένου να συνοψιστούν τα παραπάνω αποτελέσματα των 20 καμπυλών IDA στο Σχήμα 5.25. Ο Πίνακας 5.12 παρουσιάζει τις τιμές κάθε μιας καμπύλης ανά βήμα κλιμάκωσης.

| Βήματα κλιμάκωσης | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Τιμές Sa | 0 | 0,04811 | 0,09623 | 0,14434 | 0,19246 | 0,25982 | 0,32718 | 0,44265 | 0,55813 | 0,70247 | 0,86606 |
| ποσοστημόριο 16% | 0 | 0,15072 | 0,24721 | 0,37708 | 0,54186 | 0,78987 | 1,03322 | 1,38744 | 1,66272 | 1,85216 | 2,07205 |
| ποσοστημόριο 50% | 0 | 0,25042 | 0,47223 | 0,69731 | 0,95042 | 1,34739 | 1,62787 | 1,98674 | 2,49665 | 3,33353 | 4,23904 |
| ποσοστημόριο 84% | 0 | 0,3388 | 0,69935 | 0,98432 | 1,24217 | 1,65513 | 2,03284 | 2,76127 | 3,57526 | 5,73605 | 8,72569 |

| | | |
|---|---|---|
| | θ<1% | ΕΠΙΠΕΔΟ 1 |
| | 1%<θ<3% | ΕΠΙΠΕΔΟ 2 |
| | 3%<θ<6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 3 |
| | θ>6% | ΕΠΙΠΕΔΟ 4 |

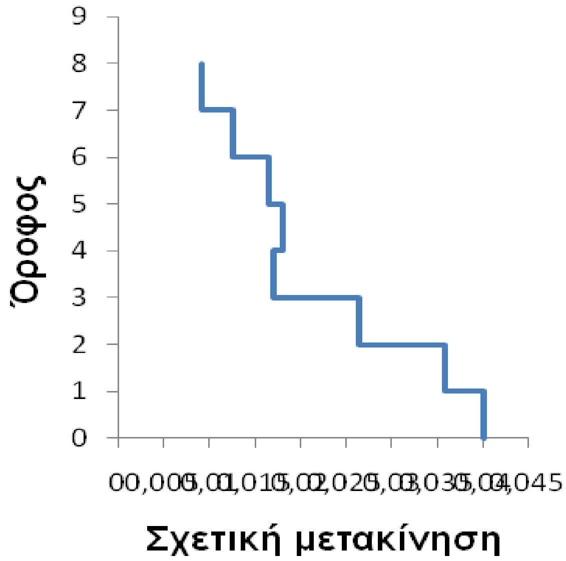
**Πίνακας 5.12** : Τιμές του $\theta_{max}$ αυξανόμενου του μέτρου έντασης για κάθε ένα από τα τρία ποσοστημόρια.




**Σχήμα 5.25** : Καμπύλες ικανότητας για το κτίριο Ε.

### 5.3.5.2 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Για το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης του 20ου σεισμού με τον οποίο επιλύθηκε το μοντέλο τα αποτελέσματα για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.26.



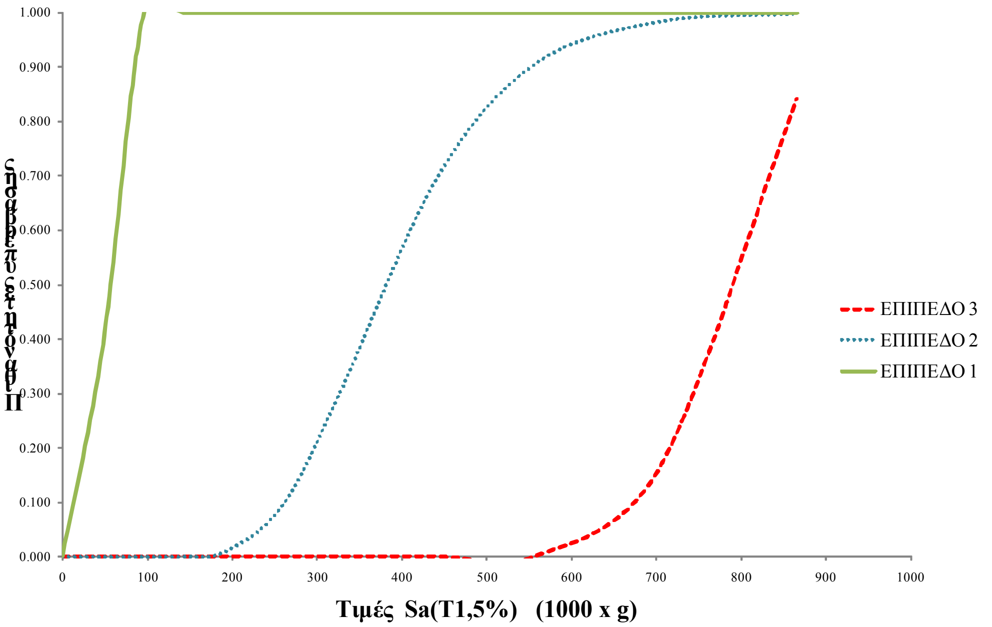

**Σχήμα 5.26** : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων κτιρίου Ε.

### 5.3.5.3 Επίπεδα τρωτότητας

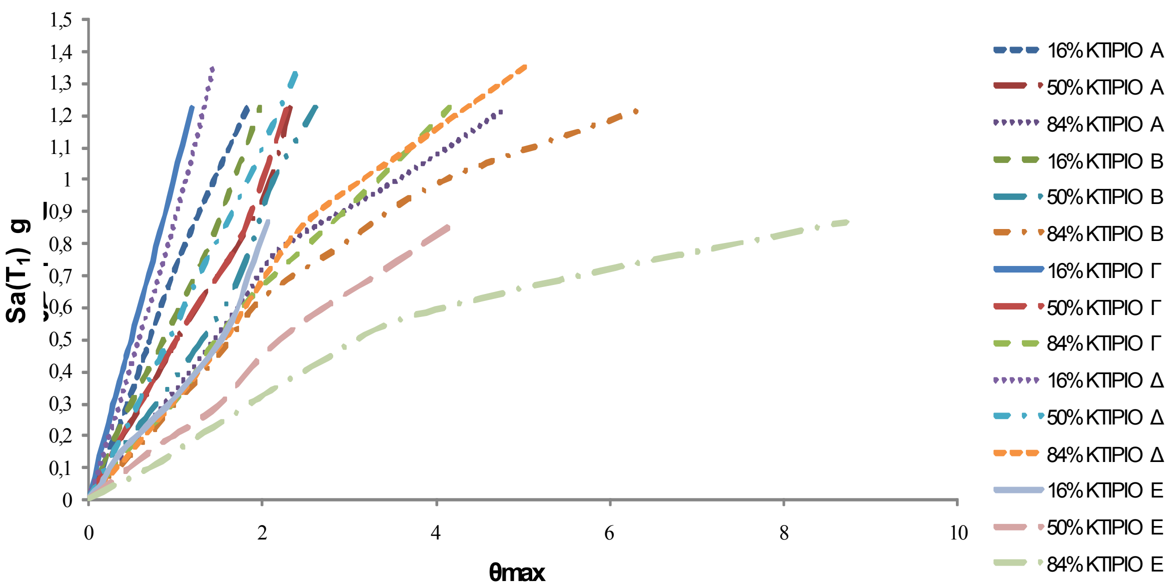
Από τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων εκτελείται η ανάλυση τρωτότητας του κάθε μοντέλου σε σχέση με την τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων ($\theta_{max}$). Για το συγκεκριμένο κτίριο ο μέσος όρος των τιμών του Sa και το πλήθος των περιπτώσεων κλιμάκωσης (10 περιπτώσεις) παρουσιάζεται στον Πίνακα 5.13. Στο Σχήμα 5.27 φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας του πέμπτου κτιρίου οι οποίες ορίζονται βάσει των παραπάνω επιπέδων.

| | ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 4 | 3 | 2 | 1 |
| MAX I.D | 6< | 3< <6 | 1< <3 | <1 |
| ΠΛΗΘΟΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ | 0 | 2 | 4 | 5 |
| ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ ΤΙΜΩΝ Sa | - | 0,78 | 0,40 | 0,10 |

**Πίνακας 5.13** : Πίνακας τιμών $S_a$ και επίπεδα τρωτότητας κτιρίου Ε.




**Σχήμα 5.27** : Καμπύλες τρωτότητας για το κτίριο Ε.




**Σχήμα 5.28 :** Σύγκριση στατιστικών καμπύλων ικανότητας (16%, 50%,84%) για όλα τα σύμμικτα κτίρια.

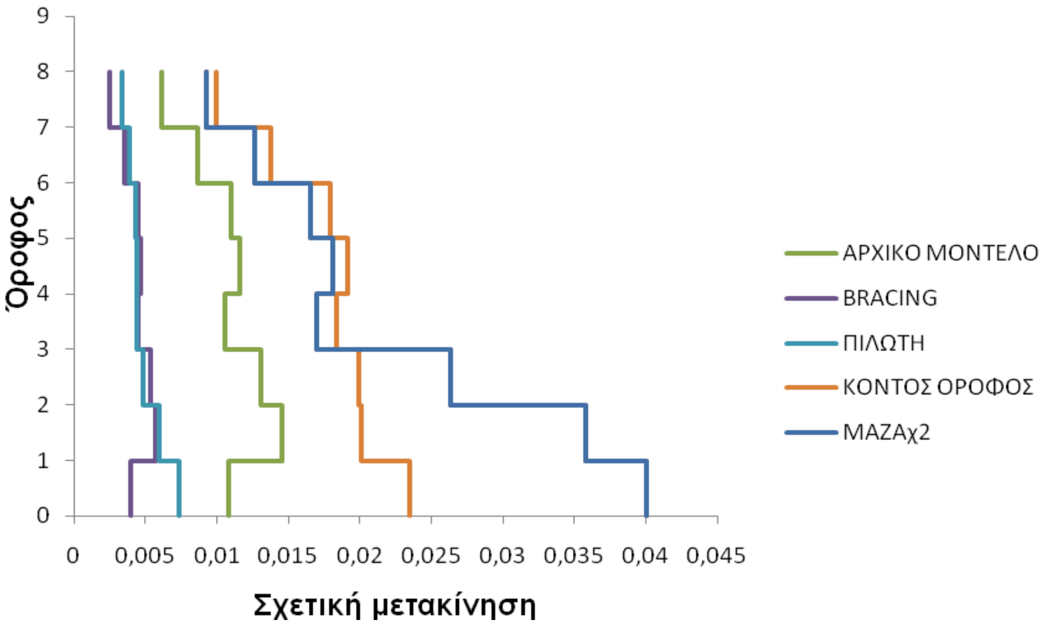
### 5.4 Σύγκριση αποτίμησης κτιρίων

#### 5.4.1 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας

Στο διάγραμμα του Σχήματος 5.28 φαίνονται οι στατιστικές καμπύλες ικανότητας των ποσοστημορίων 16%, 50%, 84% για κάθε παραλλαγή του αρχικού κτιρίου Α.

#### 5.4.2 Σύγκριση διαγραμμάτων σχετικών μετακινήσεων

Στο διάγραμμα του Σχήματος 5.29 φαίνονται τα διαγράμματα μέγιστων σχετικών μετακινήσεων για το 10ο βήμα κλιμάκωσης της 20ης σεισμικής καταγραφής.




**Σχήμα 5.29** : Σύγκριση διαγραμμάτων σχετικών μετακινήσεων ορόφων για όλα τα κτίρια.

### 5.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων αριθμητικών αναλύσεων

Στην παρούσα αριθμητική διερεύνηση πραγματοποιήθηκε ανάλυση ενός σύμμικτου χωρικού πλαισιακού φορέα καθώς και τεσσάρων παραλλαγών του με τη μέθοδο της δυναμικής επαυξητικής ανάλυσης. Με τη μέθοδο αυτή πραγματοποιούμε κλιμάκωση σεισμικών επιταχυνσιογραφημάτων διάφορων σεισμικών διεγέρσεων και επιλύουμε το φορέα με το σύνολο αυτών των «κλιμακούμενων» χρονοϊστοριών. Κατ' αυτόν τον τρόπο μπορούμε να δούμε πως αποκρίνεται ο υπό μελέτη πλαισιακός φορέας σε ένα μεγάλο πλήθος σεισμικών καταπονήσεων και να βγάλουμε συμπεράσματα από αυτήν την ευρεία και ενδελεχή δυναμική του ανάλυση.

Η πρώτη παραλλαγή του αρχικού μοντέλου είναι αυτή στην οποία τοποθετήθηκαν μεταλλικοί διαγώνιοι σύνδεσμοι (bracings) σε όλα τα περιμετρικά ανοίγματα όλων των ορόφων (κτίριο Β). Από τα αποτελέσματα της επίλυσης αυτού του μοντέλου μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι ο φορέας έγινε πιο δύσκαμπτος, γεγονός που αποδεικνύεται από την μείωση αφενός μεν της τιμής της φασματικής επιτάχυνσης, αφετέρου δε από τις μικρότερες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων σε σχέση με το αρχικό μοντέλο (κτίριο Α). Ενώ λοιπόν στη περίπτωση του κτιρίου Α η κατανομή των καμπυλών IDA είναι πιο διευρυμένη προς μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις, για παράδειγμα πάνω από τις μισές καμπύλες φθάνουν σε τιμές $\theta_{max}$>3%, στο μοντέλο με τα bracings το όριο αυτό το υπερβαίνουν μόνο πέντε από τις είκοσι καμπύλες και το υπόλοιπο πλέγμα των καμπυλών IDA παραμένει σε χαμηλές τιμές χωρίς μεγάλη διασπορά. Το ίδιο μπορούμε να συμπεράνουμε από το Σχήμα 5.29 όπου γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων για τον τελευταίο ($20^o$) σεισμό, όπου οι σχετικές μετακινήσεις στο κτίριο Α είναι μεγαλύτερες από αυτές στο κτίριο Β.

Η δεύτερη παραλλαγή του αρχικού μοντέλου είναι αυτή στην οποία τοποθετήθηκαν μεταλλικοί διαγώνιοι σύνδεσμοι (bracings) σε όλα τα περιμετρικά ανοίγματα όλων των ορόφων εκτός του ισογείου ορόφου, δηλαδή δημιουργήθηκε κτιρίο τύπου πυλωτής (pilotis). Όπως παρατηρήθηκε από τα αποτελέσματα της αποτίμησης αυτής της παραλλαγής, όπως ήταν αναμενόμενο αυξήθηκε η δυσκαμψία του φορέα στους ανώτερους επτά ορόφους ενώ δεν έγινε το ίδιο με τον όροφο του ισογείου, όπου οι σχετικές μετακινήσεις ήταν πολύ μεγαλύτερες από αυτές των ορόφων που ενισχύθηκαν με τους χιαστί συνδέσμους. Στις δύο παραπάνω περιπτώσεις ενίσχυσης του αρχικού κτιρίου, παρατηρούμε επίσης ότι οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων είναι μικρότερες από ότι στο κτίριο Α. Εξάλλου, συγκρίνοντας τα Σχήματα 5.8 και 5.12 φαίνεται ότι και η απόκριση των παραλλαγών αυτών είναι παρεμφερής, αφού το πλέγμα των καμπυλών IDA για κάθε ένα από τα κτίρια Β και Γ είναι παρόμοιο, αλλά και από το Σχήμα 5.29 όπου οι σχετικές μετακινήσεις -εκτός του ισογείου- είναι περίπου ίδιες στα κτίρια Β και Γ.

Η τρίτη παραλλαγή δεν αφορά αλλαγή της δυσκαμψίας του φορέα μέσω χιαστί στοιχείων, αλλά μέσω αλλαγής της γεωμετρίας του με μείωση του ύψους του πρώτου ορόφου από 3 μέτρα σε 1,5 μέτρο. Η δημιουργία ενός τέτοιου προσομοιώματος με «κοντό όροφο» δεν αφήνει ανεπηρέαστη τη σεισμική απόκριση, αφού όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα της επίλυσης αυτή η γεωμετρική «μη-κανονικότητα», αυξάνοντας τα επίπεδα φασματικής επιτάχυνσης του φορέα, επιδείνωσε τη συμπεριφορά της κατασκευής οδηγώντας σε μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις. Συγκρίνοντας τα Σχήματα 5.8 και 5.16, παρατηρούμε μέσω των καμπυλών IDA ότι, όπως ήταν αναμενόμενο, η συμπεριφορά αυτού του μοντέλου πλησιάζει πιο πολύ αυτή του αρχικού και όχι των ενισχυμένων φορέων με τα χιαστί μέλη. Εξετάζοντας, όμως, το Σχήμα 5.29 φαίνεται ότι το κτίριο Δ παρουσιάζει μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις σε όλους τους ορόφους σε σχέση με το αρχικό κτίριο Α.

Στην τέταρτη παραλλαγή (κτίριο Ε) διπλασιάσαμε τη μάζα του αρχικού μοντέλου χωρίς καμμία άλλη μεταβολή της γεωμετρίας ή την προσθήκη στοιχείων δυσκαμψίας στο φορέα. Ο φορέας με τη διπλάσια μάζα συμπεριφέρθηκε χειρότερα από το αρχικό προσομοίωμα του κτιρίου Α, αφού παρουσιάζεται μεγάλη αύξηση των σχετικών μετακινήσεων όλων των ορόφων, η οποία μάλιστα είναι μεγαλύτερη στους κατώτερους από ότι στους ανώτερους ορόφους του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, στο ισόγειο, στον πρώτο και δεύτερο όροφο η αύξηση της σχετικής μετακίνησης είναι τριπλάσια με τετραπλάσια, ενώ στον έβδομο και όγδοο όροφο είναι λιγότερη από διπλάσια. Γενικά, αυτή η παραλλαγή εμφάνισε τη χειρότερη συμπεριφορά από όλα τα μοντέλα, όπως φαίνεται στα Σχήματα 5.28 και 5.29 όπου γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των στατιστικών καμπύλων ικανότητας και των σχετικών μετακινήσεων όλων των κτιρίων που εξετάστηκαν, αλλά και συγκρίνοντας τις καμπύλες τρωτότητας όλων των κτιρίων.

Πιο συγκεκριμένα, σε σχέση με τα επίπεδα τρωτότητας, σε όλα τα μοντέλα παρατηρείται ότι κανένα δεν ξεπέρασε το δεύτερο επίπεδο, δηλαδή βρισκόμαστε σε περιοχή είτε πλήρους λειτουργικότητας, είτε σχετικά ελαφρών έως μέτριων βλαβών, εκτός του τελευταίου κτιρίου Ε με τη διπλάσια μάζα, που εισήλθε και στο τρίτο επίπεδο τρωτότητας δηλαδή οι βλάβες αυξήθηκαν μέχρι και για πιθανότητα πρόκλησης κατάρρευσης. Το γεγονός ότι σε όλες τις παραλλαγές της γεωμετρίας του αρχικού κτιρίου (Α, Β, Γ, Δ) βρισκόμαστε εκτός επιπέδου κατάρρευσης, εξηγείται από τη μεγάλη δυσκαμψία αυτού λόγω των μεγάλων σύμμικτων διατομών των υποστυλωμάτων που επιλέχθηκαν αλλά και των χιαστί συνδέσμων, όπου αυτοί χρησιμοποιήθηκαν (κτίρια Β, Γ).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6$^{o}$

# ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

## 6.1 Σύνοψη και συμπεράσματα

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε σεισμική αποτίμηση σύμμικτων κτιρίων με χρήση της δυναμικής επαυξητικής μεθόδου (Incremental Dynamic Analysis). Σκοπός της εργασίας είναι η κατανόηση της μεθόδου αυτής, η οποία τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται ολοένα και περισσότερο για την ανελαστική ανάλυση κατασκευών. Στο πλαίσιο της εργασίας γίνεται αναφορά αρχικά στις σύμμικτες κατασκευές, σε γενικά στοιχεία αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών και περιγραφή μεθόδων ανάλυσης με ιδιαίτερη έμφαση στην δυναμική επαυξητική ανάλυση. Επίσης, έγινε αναφορά στις βασικές αρχές της σεισμικής επιτελεστικής μηχανικής που αφορούν τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, υπό όρους και κριτήρια βλαβών και καμπυλών τρωτότητας.

Η προσομοίωση των σύμμικτων κτιρίων που εξετάστηκαν, πραγματοποιήθηκε στο προηγμένο λογισμικό ανοικτού κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, OpenSees. Από τις αριθμητικές επιλύσεις και τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων της παρούσας εργασίας, μπορούμε να μελετήσουμε την συμπεριφορά των υπό εξέταση σύμμικτων κτιρίων και να συγκρίνουμε τα χαρακτηριστικά στοιχεία που οδήγησαν στις διαφοροποιήσεις μεταξύ τους. Συγκεκριμένα, εξετάστηκαν πέντε διαφορετικοί σύμμικτοι οκταόροφοι τριδιάστατοι φορείς, με διαφορές στη γεωμετρία αλλά και στη δυσκαμψία του φέροντος οργανισμού τους και πραγματοποιήθηκε σύγκριση της δυναμικής απόκρισης και της τρωτότητας τους.

Ο πρώτος φορέας, είναι ένα απλό σύμμικτο κτίριο (κτίριο Α), και σε γενικές γραμμές παρουσίασε καλή συμπεριφορά σε όλο το φάσμα των σεισμικών διεγέρσεων λόγω των ήδη αυξημένων διατομών των υποστυλωμάτων του σε σχέση με τα στατικά φορτία του. Ο δεύτερος φορέας στον οποίο τοποθετήσαμε χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (bracings) σε όλους τους ορόφους (κτίριο Β), όπως ήταν αναμενόμενο, εμφάνισε την καλύτερη δυναμική συμπεριφορά με ελάχιστες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων. Ο τρίτος φορέας, τύπου pillotis (κτίριο Γ), με μικρές σχετικές μετακινήσεις (και περίπου ίδιες με αυτές του κτιρίου Β) μεταξύ των άνω επτά ορόφων, ο οποίος όμως λόγω της διαφοράς δυσκαμψίας μεταξύ ισογείου και πρώτου ορόφου, παρουσιάζει διαφοροποίηση της σχετικής μετακίνησης στην στάθμη αυτή, γεγονός που επιβεβαιώνει ότι σε πυλωτές απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στους κόμβους και ενίσχυση των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Ο τέταρτος φορέας (κτίριο Δ), χωρίς ενίσχυση της δυσκαμψίας με χιαστί συνδέσμους, αλλά με τη δημιουργία κοντύτερου πρώτου ορόφου στο μισό ύψος σε σχέση με τους άλλους, και κατά συνέπεια δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων, παρουσιάζει παρόμοια αλλά μειωμένης αντοχής συμπεριφορά και μεγαλύτερες μετακινήσεις στην στάθμη αυτή σε σχέση με τον πρώτο φορέα του κτιρίου Α. Τέλος, ο πέμπτος φορέας (κτίριο Ε) έχοντας διπλάσια μάζα από το κτίριο Α, παρουσιάζει τη δυσμενέστερη συμπεριφορά με έντονες σχετικές μετακινήσεις, τουλάχιστον διπλάσιες και τριπλάσιες σε όλες τις στάθμες των ορόφων σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

Η παρούσα διερεύνηση επιβεβαίωσε ότι -πάρα το μεγάλο υπολογιστικό κόστος και την πολυπλοκότητα εφαρμογής της- η μέθοδος της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης, αποτελεί μια αξιόπιστη μέθοδο ανάλυσης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ή/και τη σεισμική αποτίμηση διαφόρων κατασκευών, όπως τα εξεταζόμενα σύμμικτα κτίρια, η οποία εκμεταλλευόμενη την πολύ ρεαλιστική προσομοίωση και την πληθώρα των δυναμικών αποτελεσμάτων που μπορούν να εξαχθούν μέσω κατάλληλου τεχνικού λογισμικού, όπως το OpenSees, μπορούν να αποδώσουν μια πλήρη εικόνα μέσα από ένα μεγάλο φάσμα επιλύσεων, που βοηθά στην ορθή εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, συμβάλλοντας έτσι στην καλύτερη κατανόηση αυτής από έναν έμπειρο μελετητή μηχανικό και κατά συνέπεια στην ανέγερση ασφαλέστερων δομημάτων. Ανακεφαλαιώνοντας, ένα γενικό συμπέρασμα της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ότι με την εφαρμογή της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης και τη δημιουργία καμπυλών τρωτότητας, μπορούμε να εξάγουμε χρήσιμα συμπεράσματα για την απόκριση και την πιθανή ευπάθεια του φορέα μιας κατασκευής υπό έντονες σεισμικές καταπονήσεις.

# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ


Aschheim, M. Tjhin,T. and Hernandez-Montes, E. (2006). Observations on the reliability ofalternative multiple-mode pushover analysis methods. *J. of Structural Engineering* 2006.132: 471:477.

ATC-40 (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings- Volume1 (ATC-40). AppliedTechnology Council: Redwood City, CA.

Basöz, N. and Mander, J.B., (1999), Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS, Final Pre-Publication Draft (#7) prepared for the National Institute of Building Sciences.

Bazzurro P, Cornell CA, Shome N, Carballo JE. (1998). Three proposals for characterizing MDOF nonlinear seismic response. ASCE Journal of Structural Engineering; 124:1281-1289.

Bazzurro P, Cornell CA. (1994). Seismic Hazard Analysis for Non-Linear Structures. I: Methodology.ASCE Journal of Structural Engineering; 120(11).

Bertero VV. (1977) Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments.Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed) ; Prentice Hall: New Jersey, 211-215.

Chopra & Goel, (2002), A Modal Pushover Analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, California.

Chopra, Anil K., Goel, Rakesh K. (2000) Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 4, 482-490.

Cornell CA, Krawinkler H. (2000) Progress and challenges in seismic performance assessment. PEER News 3(2).

Eurocode 1 (1994). Basis of Design and Actions on Structures.

Eurocode 2 (1992). Design of Concrete Structures.

Eurocode 3 (1992). Design of Steel Structures.

Eurocode 4 (1994), Design of composite steel and concrete structures.

Eurocode 8 (1998), Design provisions for earthquake resistance of structures.

FEMA 274 (1997). FEMA, NEHRP commentary on the NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-274). Building Seismic Safety Council: Washington DC.

FEMA 343 (1999). FEMA, NEHRP commentary on the NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-343). Building Seismic Safety Council: Washington DC.

FEMA 440 (2005). FEMA, NEHRP commentary on the NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-440).Improvement of non linear static seismic analysis procedures, Building Seismic Safety Council: Washington DC.

FEMA-273 (1997), FEMA, NEHRP commentary on the NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-273). Building Seismic Safety Council: Washington DC.

FEMA-356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency,Washington, DC.

Goulet, C.A., Haselton, C.B., Mitrani-Reiser, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, K.A., and Stewart, J.P. (2007). "Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building - from seismic hazard to collapse safety and economic losses," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36 (13), 1973-1997.

Gupta, B. and Kunnath, S.K. (2000). Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures. *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.2, 367-392

Hernandez-Montes, E., Kwon, O-S., Aschheim, M.A. (2004). An energy-based formulation for first-and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 1, 69-88.

Kalkan E. & Kunnath S.K (2004). Evaluation of seismic deformation demands using nonlinear procedures in multistory steel and concrete moment frames, University of California.

Kalkan, E. and Kunnath, S.K. (2004). Method of Modal Combinations for Pushover Analysis of Buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C.Canada.

Luco N and Cornell CA. (2000). Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands. ASCE Journal of Structural Engineering; 126:127-136.

Luco N, Cornell CA. (1998). Effects of random connection fractures on demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure. Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, Washington, EERI, El Cerrito, California.

Luco N, Cornell CA. (2001). Structure-specific, scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Mander J, Basoz N (1999) Seismic fragility curve theory for highway bridges. In: Elliot M and McDonough P (eds) Proceedings, 5th US conference on lifeline earthquake engineering, TCLEE/ASCE, Monograph No.16, pp 31–40.

Mander J.B (2004). Seismic performance of post-tensioned precast concrete beam to column connections with supplementary energy dissipation H.A. Spieth, D. Arnold, M. Davies, J.B. Mander, A.J.Carr (eds), University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Mehanny SS, Deierlein GG. (2000) Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams. Report No.136, The John A.Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford.

Miranda, E. and Akkar, S., (2003). “Dynamic instability of simple structural systems,” Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(12), 1722-1726.

Mwafy A.M. & Elnashai A.S. (2001). Static Pushover Versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings, *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 407–424.

Papanikolaou, V. S., Elnashai, A.S. and Pareja J. F., (2005),Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment. *Mid*-America Earthquake Center, Civil and Environmental Engineering Department of University of Illinois: Urbana-Champaign.

Psycharis IN, Papastamatiou DY, Alexandris AP. (2000), Parametric investigation of the stability of classical comlumns under harmonic and earthquake excitations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 29:1093-1109.

SEAOC, Vision 2000, (1995). Performance based seismic engineering of buildings, part 2: Conceptual framework. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.

Shome N, Cornell CA. (2002) Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures.Report No. RMS–35, RMS Program, Stanford University, Stanford 1999. http://pitch.stanford.edu/rmsweb/Thesis/NileshShome.pdf (access date: 14/1/2002)

Vamvatsikos D, Cornell CA. (2002), Tracing and post-processing of IDA curves: Theory and software implementation. Report No. RMS–44, RMS Program, Stanford University, Stanford.

Αβραμίδης Ι.Ε, (2003), Ανάλυση κατασκευών – Γενική Εισήγηση, Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Μηχανικής Α.Π.Θ, Θεσσαλονίκη.

Αναστασιάδης Κ, (2001). Φασματική Υπερωθητική Ανάλυση (Spectral Pushover Analysis) για εκτίμηση σεισμικής επίδοσης κτιρίων, 2$^{o}$ Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Σεισμολογίας, Θεσσαλονίκη.

Βάγιας Ι. (2001), Σύμμικτες κατασκευές, Αθήνα.

ΕΑΚ 2000 (2000). Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΟΑΣΠ.

Καρυδάκης Φ. (2009), Ημερίδα ΤΕΕ, Σύμμικτες κατασκευές, Ηράκλειο.

Λέτσιος Χ., (2009). Ανάλυση ευαισθησίας τρωτότητας κατασκευών σε περιβάλλον αβεβαιοτήτων. Μεταπτυχιακή Εργασία, Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π.

Τριανταφύλλου Α. Χ (2009), Σύμμικτες κατασκευές, Πάτρα.