

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ: «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ
ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ-ΑΝΩΔΟΜΗΣ

ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ Γ. ΝΙΤΑΔΩΡΑΚΗΣ

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

ΧΑΝΙΑ, 2011

Πρόλογος

Η παρούσα διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης «Εφαρμοσμένες Επιστήμες & Τεχνολογία», στον Τομέα Μηχανικής, υπό την επίβλεψη του Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη. Πραγματεύεται θέματα μη-γραμμικής συμπεριφοράς κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής υπό σεισμικά φορτία.

Είναι το αποτέλεσμα μιας προσπάθειας που ξεκίνησε περί τα τέλη Μαΐου του 2010 και ολοκληρώθηκε σχεδόν ένα χρόνο αργότερα. Όπως συχνά συμβαίνει κατά τη διάρκεια μιας ερευνητικής προσπάθειας, έτσι και στην περίπτωση αυτή έγιναν αρκετές διορθωτικές κινήσεις έως ότου ολοκληρωθεί η παρούσα διατριβή, όμως παρά τις δυσκολίες που αντιμετώπισα όλο αυτό το διάστημα είχα την ευκαιρία να διευρύνω τις γνώσεις μου σε πολλά θέματα τα οποία μέχρι πρότινος γνώριζα μόνο επιφανειακά. Είναι σημαντικό ότι είχα την τύχη, ως μεταπτυχιακός φοιτητής να έχω πρόσβαση μέσω του Πολυτεχνείου Κρήτης (με το πρόγραμμα «Δίοδος») σε μια πληθώρα επιστημονικών άρθρων, συγγραμμάτων και βιβλίων στα οποία βασίστηκε μεγάλο μέρος της διατριβής μου.

Η προσπάθεια μου θα ήταν σίγουρα πολύ δυσκολότερη αν δεν είχα πρώτα απ' όλα την πολύτιμη συνεργασία και καθοδήγηση του επιβλέποντος της παρούσας διατριβής κ. Τσομπανάκη, ο οποίος αφιέρωσε αρκετό χρόνο και προσπάθεια, ενώ είχε τη διάθεση και το κουράγιο να διορθώσει αυτήν την πολυσέλιδη διατριβή. Ήταν εκείνος που με καθοδήγησε να εργαστώ αρχικά με μεθόδους μη-γραμμικής ανάλυσης και στη συνέχεια με το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, εμπλουτίζοντας την παρούσα διατριβή. Για το πρώτο μέρος της διατριβής υπήρξε μέσω του κ. Τσομπανάκη εξ' αποστάσεως συνεργασία με τον

Αναπληρωτή Καθηγητή στο Πανεπιστήμιο της Ljubljana της Σλοβενίας κ. Matjaž Dolšek, ο οποίος με ιδιαίτερη προθυμία βοήθησε σημαντικά στους πρώτους δύσκολους μήνες στο να κατανοήσω τη λειτουργία του Matlab PBEE toolbox (το οποίο έχει αναπτύξει με την ομάδα του), που χρησιμοποίησα για τις αναλύσεις των χωρικών φορέων με το λογισμικό OpenSees. Σημαντική ήταν επίσης στη συνέχεια η βοήθεια της μεταδιδακτορικής ερευνήτριας στο Πανεπιστήμιο του Berkeley των ΗΠΑ και υπεύθυνης για το message board του OpenSees, κ. Vesna Terzić, η οποία μου έλυσε πολλές απορίες σχετικά με τη χρήση του προγράμματος σε συχνή επικοινωνία που είχαμε ιδιαίτερα τους τελευταίους μήνες. Θα ήθελα να τους ευχαριστήσω θερμά για τη βοήθειά τους.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω και τα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και την Λέκτορα κ. Μαρία Σταυρουλάκη, όχι μόνο για τις υποδείξεις τους επί της παρούσας διατριβής αλλά και γενικότερα, γιατί όπως και οι υπόλοιποι καθηγητές του Τομέα Μηχανικής με διευκόλυναν ιδιαίτερα όλο το διάστημα που έκανα αρκετά συχνά τη διαδρομή Ηράκλειο-Χανιά-Ηράκλειο. Τέλος, δεν θα ξεχάσω όλους εκείνους που με στήριξαν ο καθένας με τον δικό του τρόπο, όχι μόνο κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της διατριβής αυτής, αλλά και συνολικά για όλο το διάστημα που υπήρξα μεταπτυχιακός φοιτητής στο Πολυτεχνείο Κρήτης: τους καθηγητές, τους συμφοιτητές και τη Γραμματεία του Τμήματος για την άριστη συνεργασία που είχαμε, και ιδιαίτερα την οικογένειά μου. Λυπάμαι μονάχα γιατί με την ολοκλήρωση της διατριβής μου χάνω μετά από σχεδόν δύομισι χρόνια την ιδιότητα μου ως μεταπτυχιακός φοιτητής του Πολυτεχνείου Κρήτης, η οποία μου χάρισε εκτός από νέες γνώσεις και πολύ ευχάριστες αναμνήσεις.

Ηράκλειο, 21 Μαΐου 2011

Ευάγγελος Γ. Νιταδωράκης

Abstract

New sophisticated seismic design approaches emerged after extremely catastrophic seismic incidents, such as Northridge (1994) and Kobe (1995) earthquakes, which not only caused many human losses but also massive damages on structures and infrastructures. Post-earthquake observations revealed that seismic energy dissipation and absorption through an appropriate mechanism of plastic deformation of selected structural members is much more desirable than an over-conservative increase of the overall structural strength.

Consequently, existing seismic design approaches and norms have been improved and many new have been developed in the framework of Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) that take into account important issues, such as geometrical and material non-linearities. The most popular analysis methods nowadays are the static pushover analysis (SPO) and the incremental dynamic analysis (IDA). In particular, SPO-based methods have been already incorporated in several modern seismic regulations and are implemented not only for designing new structures but also for the assessment and mitigation of existing ones.

This thesis which is entitled ‘**Non-linear analysis of reinforced concrete structures and research on the foundation-superstructure interaction**’, focuses in the aforementioned contemporary approaches and their implementation for the performance evaluation of reinforced concrete (RC) buildings. Moreover, it discusses the impact of soil-structure interaction (SSI), which is often underestimated or even ignored in engineering practice. Nevertheless, there are many seismic incidents with distinctive (unexpected and extremely detrimental) results of SSI, e.g., the Mexico earthquake (1985). For this purpose, theory and methods related to SSI phenomena are presented in details and in the sequence it is studied how they affect the response of the examined RC buildings compared to non-compliant foundation conditions. All numerical runs were performed utilizing the advanced simulation and analysis capabilities of the state-of-the-art engineering software OpenSees.

Πίνακας περιεχομένων

Πρόλογος.....	i
Abstract.....	iii
Πίνακας περιεχομένων.....	v
Περίληψη.....	xiii
Κεφάλαιο 1^ο-Δυναμική ανάλυση κατασκευών.....	1
1.1. Εισαγωγή.....	1
1.2. Διαφορές μεταξύ γραμμικής και μη-γραμμικής ανάλυσης.....	2
<i>1.2.1. Γεωμετρική μη-γραμμικότητα.....</i>	<i>2</i>
<i>1.2.2. Μη-γραμμικότητα υλικού.....</i>	<i>3</i>
1.3. Σύντομη περιγραφή των μεθόδων υπολογισμού.....	3
1.4. Μέθοδοι υπολογισμού στους σύγχρονους κανονισμούς.....	4
1.5. Η ανελαστική ανάλυση στο πλαίσιο της επιτελεστικής σεισμικής μηχανικής.....	6
<i>1.5.1. Προσομοίωμα κατασκευής.....</i>	<i>7</i>
<i>1.5.2. Σεισμική εδαφική κίνηση.....</i>	<i>7</i>
<i>1.5.3. Είδη ανελαστικής ανάλυσης.....</i>	<i>11</i>
<i>1.5.4. Σύγκριση μεταξύ μεθόδων στατικών και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων.....</i>	<i>13</i>
1.6. Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	14
<i>1.6.1. Μεθοδολογία.....</i>	<i>14</i>

1.6.2. Παρατηρήσεις επί της μεθόδου	17
1.7. Επαυξητική δυναμική ανάλυση	19
1.7.1. Μεθοδολογία.....	19
1.7.2. Τυπική καμπύλη αποτελεσμάτων.....	20
1.7.3. Στατιστική επεξεργασία.....	23
1.7.4. Καθορισμός οριακών καταστάσεων.....	24
1.7.5. Παρατηρήσεις επί της μεθόδου	25
1.8. Φαινόμενα «P-Δ» στις ανελαστικές αναλύσεις.....	26
Κεφάλαιο 2^ο-Προσομοίωση της ανελαστικότητας των δομικών μελών	31
2.1. Εισαγωγή.....	31
2.1.1. Προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας	36
2.1.2. Συμπεράσματα.....	39
2.2. Δομικά μέλη	40
2.2.1. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας.....	40
2.2.2. Στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας.....	41
2.2.2.1. Στοιχεία δυνάμεων.....	43
2.2.2.2. Στοιχεία μετακινήσεων	46
2.3. Διατομές.....	46
2.3.1. Προσομοίωση μη-γραμμικότητας διατομών.....	47
2.3.2. Προσομοίωση μη-γραμμικότητας υλικού.....	48
2.3.3. Παρατηρήσεις.....	48
2.4. Καταστατικά προσομοιώματα υλικών	49
2.4.1. Οπλισμός διατομών.....	50
2.4.2. Σκυρόδεμα διατομών.....	51
2.4.3. Πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα δοκών και στύλων.....	51
2.4.4. Ευστρεψία-δυστένια-δυστμησία	52
2.4.5. Έδαφος θεμελίωσης.....	53
2.4.6. Παρατηρήσεις.....	54

3.5.2.2.1. Ορισμός οριακών καταστάσεων των πλαστικών αρθρώσεων στις καμπύλες ικανότητας.....	94
Κεφάλαιο 4^ο-Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.....	101
4.1. Εισαγωγή.....	101
4.2. Ιστορική επισκόπηση.....	102
4.3. Ευμενής επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.....	109
4.4. Παράγοντες δυσμενούς αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.....	111
4.5. Μέθοδοι ανάλυσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.....	116
4.6. Είδη αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής.....	119
4.7. Τοπική ενίσχυση σεισμικής κίνησης.....	121
4.8. Η κανονιστική αντιμετώπιση της αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής.....	124
4.8.1. Αμερικάνικοι Κανονισμοί FEMA.....	124
4.8.2. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ε.Α.Κ. 2000.....	130
4.8.3. Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	130
4.8.4. Ευρωκώδικες.....	131
4.9. Προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής.....	134
4.10. Εφαρμογή της μεθόδου «δοκός επί ανελαστικής θεμελίωσης Winkler» στο OpenSees.....	136
Κεφάλαιο 5^ο-Διδιάστατη προσομοίωση και μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.....	143
5.1. Εισαγωγή.....	143
5.2. Τετραόροφο 2Δ.....	146
5.2.1. Κατακόρυφα φορτία.....	147
5.2.2. Μάζα.....	149
5.2.3. Δυσκαμψία.....	152
5.3. Οκταόροφο 2Δ.....	152
5.3.1. Κατακόρυφα φορτία.....	153
5.3.2. Μάζα.....	156
5.3.3. Δυσκαμψία.....	158

5.4. Μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.....	159
5.5. Διαδικασία ανάλυσης για τους διδιάστατους φορείς.....	161
5.5.1. Μέρος 1 : Προσομοίωση	161
5.5.1.1. Γεωμετρία.....	161
5.5.1.2. Υλικά.....	162
5.5.1.3. Διατομές δομικών μελών	162
5.5.1.4. Δομικά μέλη	162
5.5.1.5. Προσομοίωση της θεμελίωσης	162
5.5.2. Μέρος 2 : Υπολογισμοί.....	163
5.5.2.1. Στατική ανάλυση	163
5.5.2.2. Ιδιομορφική ανάλυση	163
5.5.2.3. Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	163
5.5.2.4. Δυναμική ανάλυση	164
5.5.3. Μέρος 3 : Αποτελέσματα.....	165
5.6. Αποτελέσματα των αναλύσεων	166
5.6.1. Τετραόροφο 2Δ-Σταθερή έδραση	166
5.6.1.1. Ιδιομορφική ανάλυση	166
5.6.1.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	166
5.6.1.2.1. Καμπύλη ικανότητας.....	167
5.6.1.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων	168
5.6.1.2.3. Μεταβολή κύριας ιδιοπεριόδου.....	169
5.6.1.3. Δυναμική ανάλυση	170
5.6.1.3.1. Απόσβεση	173
5.6.1.3.2. Τέμνουσα βάσης	176
5.6.1.3.3. Μετακινήσεις.....	177
5.6.1.3.4. Ιδιοπερίοδος.....	179
5.6.1.3.5. Επιταχύνσεις	179
5.6.1.4. Σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής και της δυναμικής ανάλυσης	183
5.6.2. Τετραόροφο 2Δ -Έδραση σε οριζόντια & κατακόρυφα ανελαστικά ελατήρια.....	187
5.6.2.1. Ιδιομορφική ανάλυση	187
5.6.2.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	188
5.6.2.2.1. Καμπύλη ικανότητας.....	188

5.6.2.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων	190
5.6.2.3. Δυναμική ανάλυση	192
5.6.2.3.1. Τέμνουσα βάση	192
5.6.2.3.2. Μετακινήσεις.....	193
5.6.2.3.3. Ιδιοπερίοδος.....	197
5.6.2.3.4. Επιταχύνσεις	197
5.6.3. Οκταόροφο 2Δ-Σταθερή έδραση.....	203
5.6.3.1. Ιδιομορφική ανάλυση	203
5.6.3.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	203
5.6.3.2.1. Καμπύλη ικανότητας.....	204
5.6.3.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων	205
5.6.3.2.3. Μεταβολή κύριας ιδιοπεριόδου.....	206
5.6.3.3. Δυναμική ανάλυση	208
5.6.3.3.1. Τέμνουσα βάση	208
5.6.3.3.2. Μετακινήσεις.....	209
5.6.3.3.3. Ιδιοπερίοδος.....	211
5.6.3.3.4. Επιταχύνσεις	211
5.6.3.4. Σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής και της δυναμικής ανάλυσης	214
5.6.4. Οκταόροφο 2Δ -Έδραση σε οριζόντια & κατακόρυφα ανελαστικά ελατήρια.....	217
5.6.4.1. Ιδιομορφική ανάλυση	217
5.6.4.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	218
5.6.4.2.1. Καμπύλη ικανότητας.....	219
5.6.4.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων	220
5.6.4.3. Δυναμική ανάλυση	222
5.6.4.3.1. Τέμνουσα βάση	222
5.6.4.3.2. Μετακινήσεις.....	223
5.6.4.3.3. Επιταχύνσεις	227
Κεφάλαιο 6^ο-Συμπεράσματα	231
6.1. Εισαγωγή.....	231
6.2. Χωρικοί φορείς	231
6.3. Επίπεδοι φορείς.....	232
6.4. Αλληλεπίδραση εδάφους-επίπεδων φορέων.....	234

6.4.1. Αμμώδες έδαφος.....	234
6.4.2. Αργιλώδες έδαφος.....	235
6.5. Γενικές παρατηρήσεις	236
6.6. Μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις.....	239
Παράρτημα Α-OpenSees.....	241
Παράρτημα Β-Matlab PBEE toolbox.....	247
Ευρετήριο συμβόλων	251
Βιβλιογραφία	255

Περίληψη

Οι παλαιότερες εκδόσεις των αντισεισμικών κανονισμών οι οποίες βασίζονταν σε μεθόδους ισοδύναμων ελαστικών δυνάμεων αποδείχτηκαν ανεπαρκείς και αναποτελεσματικές στην αποτροπή των καταστροφικών αποτελεσμάτων εξαιτίας ισχυρών σεισμών. Παραδείγματα τόσο από τον ελληνικό χώρο, με τον σεισμό της Καλαμάτας (1986), του Αιγίου (1995), κ.α., αλλά και γενικότερα, από σεισμούς όπως στο Northridge (1994), στο Kobe (1995), κατέστησαν σαφές ότι η αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας μέσω ενός κατάλληλου μηχανισμού ανελαστικών παραμορφώσεων και τοπικών αστοχιών των δομικών μελών είναι σημαντικότερη από την υπερσυντηρητική ή/και μη στοχευμένη αύξηση της αντοχής των κατασκευών. Το γεγονός αυτό έκανε περισσότερο αναγκαία την εξέλιξη και τη χρήση ακριβέστερων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής καταπόνησης και των αντοχών των κατασκευών.

Υπό το πρίσμα αυτό, έχουν εξελιχθεί σε μεγάλο βαθμό μέθοδοι οι οποίες συνυπολογίζουν ζητήματα γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων και ανελαστικότητας των υλικών, όπως η ανελαστική υπερωθητική στατική ανάλυση (γνωστή και ως ανάλυση pushover), και η ανελαστική δυναμική ανάλυση (γνωστή και ως ανάλυση χρονοϊστορίας) με αρκετές παραλλαγές τους. Οι μέθοδοι αυτές έχουν ενσωματωθεί πλέον στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και εφαρμόζονται κυρίως για την αξιολόγηση υφιστάμενων κατασκευών και την επιλογή της καταλληλότερης ενίσχυσής τους.

Στη παρούσα διατριβή επιχειρείται μια ανάπτυξη των παραπάνω μεθόδων, με τη παρουσίαση και στη συνέχεια την εφαρμογή τους σε πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος. Επιπροσθέτως, η διατριβή αυτή πραγματεύεται το κρίσιμο θέμα της αλληλεπίδρασης μεταξύ του εδάφους και των κατασκευών η αγνόηση ή η υποτίμηση του

οποίου, έχει οδηγήσει πολλές φορές σε καταστροφικά αποτελέσματα, με χαρακτηριστικά παραδείγματα περιπτώσεις μη αναμενόμενων καταρρεύσεων κατασκευών κατά τον σεισμό του Μεξικού (1986) και του Kobe (1995). Επιχειρείται αρχικά μια εξήγηση του φαινομένου και στη συνέχεια ο συνυπολογισμός του μέσω ανελαστικών αναλύσεων ώστε να διαπιστωθεί η σημασία του στην απόκριση των πλαισιακών φορέων που εξετάστηκαν.

Το κυρίως μέρος της διατριβής αποτελείται συνολικά από έξι κεφάλαια και συμπληρώνεται από δύο παραρτήματα με λεπτομέρειες για το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε. Πιο αναλυτικά, η διάρθρωση της διατριβής παρατίθεται στη συνέχεια.

Στο **πρώτο κεφάλαιο** γίνεται μια γενική αναφορά στη δυναμική ανάλυση των κατασκευών με έμφαση στην ανελαστική ανάλυση και στην επιτελεστική σεισμική μηχανική (performance-based earthquake engineering). Επίσης, γίνεται περιγραφή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (static pushover analysis) η οποία έχει ευρύτατη ανταπόκριση από τους μηχανικούς, καθώς και της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (incremental dynamic analysis), ως μια πρόσφατη και ρεαλιστικότερη μέθοδο για τη σεισμική και γενικότερα τη δυναμική απόκριση νέων και υφιστάμενων κατασκευών. Αναλύονται επίσης τα φαινόμενα β' τάξης τα οποία είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη σε κάθε περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται αναφορά σε ζητήματα προσομοίωσης της ανελαστικότητας των δομικών στοιχείων. Γίνεται επίσης και μια συνοπτική παρουσίαση των προηγμένων μεθόδων προσομοίωσης της ανελαστικότητας των κατασκευών με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων OpenSees (McKenna et al., 2000). Δίνεται έμφαση κυρίως στις παραμέτρους που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση των φορέων που εξετάστηκαν στην παρούσα διατριβή.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** γίνεται περιγραφή του τετραόροφου πλαισιακού φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οποίος κατασκευάστηκε και δοκιμάστηκε σε πραγματική κλίμακα στο εργαστήριο ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) στην Ispra της βόρειας Ιταλίας το 1994, με σκοπό την επαλήθευση των αποτελεσμάτων δοκιμών σε επίπεδο μελών (member-level tests) και την παροχή αποτελεσμάτων που θα διεύρυναν τους δείκτες τοπικών βλαβών σε δείκτες γενικών βλαβών της κατασκευής. Απώτερος στόχος ήταν να προκύψουν δείκτες βλάβης και κριτήρια αστοχίας που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν κατά τη φάση διόρθωσης-βελτίωσης της αρχικής έκδοσης του Ευρωκώδικα 8 (CEC, 1988) (Negro et al., 1996). Ο φορέας αυτός προσομοιώθηκε κατάλληλα και αναλύθηκε με στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover), δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (με εν χρόνω ολοκλήρωση) και επαυξητική ανελαστική δυναμική ανάλυση (IDA). Στο ίδιο κεφάλαιο

περιγράφεται επίσης και ένας οκταόροφος πλαισιακός φορέας από οπλισμένο σκυρόδεμα, στον οποίο έγινε στατική υπερωθητική ανάλυση. Στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων των δύο φορέων και γίνεται σχολιασμός τους.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** γίνεται μία επεξήγηση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής με έμφαση στις συνήθεις κτιριακές κατασκευές. Αναλύεται το φαινόμενο, οι παράγοντες που το επηρεάζουν, οι δυνατοί τρόποι προσομοίωσής του, η αντιμετώπισή του από τους σύγχρονους κανονισμούς και τέλος η απλούστερη δυνατή προσομοίωσή του με χρήση του OpenSees.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** γίνεται «διδιαστατοποίηση» των δύο χωρικών φορέων που περιγράφηκαν στο τρίτο κεφάλαιο με σκοπό να γίνει εφαρμογή μιας απλοποιητικής μεθόδου για τον συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής στην απόκριση τους. Η διαδικασία αυτή έγινε μέσω άκαμπτων συνδέσμων μεταξύ των πλαισίων του τριδιάστατου κτιρίου που προσομοιάζουν ικανοποιητικά τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Διενεργήθηκαν όπως και στην περίπτωση των χωρικών φορέων, στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover) και δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Σχετικά με τη διερεύνηση της επίδρασης του εδάφους στην απόκριση των φορέων, μελετήθηκαν δύο εδαφικές κατηγορίες, και συγκεκριμένα αμμώδες και αργιλώδες έδαφος. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων των πακτωμένων διδιάστατων φορέων σχολιάζονται και συγκρίνονται με εκείνα των ελαστικά εδραζόμενων.

Τέλος, στο **έκτο κεφάλαιο** παρουσιάζεται μια σύνοψη και σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων του τρίτου και πέμπτου κεφαλαίου, ορισμένα γενικά συμπεράσματα και παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων και τέλος κάποιες μελλοντικές κατευθύνσεις για τη συνέχιση της έρευνας.

Στο **Παράρτημα Α** γίνεται αναφορά στο OpenSees (McKenna, Fenves, & Scott, 2000), ένα λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ανοικτού κώδικα που χρησιμοποιείται ευρέως από τη διεθνή επιστημονική κοινότητα για την προσομοίωση της απόκρισης κατασκευών υπό σεισμική διέγερση το οποίο χρησιμοποιήθηκε για όλες τις αναλύσεις που διεξήχθησαν στην παρούσα διατριβή. Στο **Παράρτημα Β** παρουσιάζεται το PBEE toolbox (Performance-Based Earthquake Engineering toolbox) (Dolsek, 2009 & 2010), το οποίο βασίζεται στο Matlab (MathWorks, 2011) και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ταχεία ανάλυση κατασκευών και επεξεργασία των αποτελεσμάτων με τη χρήση του OpenSees. Το PBEE toolbox χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διατριβή για τις αναλύσεις μόνο των δύο χωρικών φορέων που περιγράφονται στο τρίτο κεφάλαιο. Τέλος, παρατίθεται ένα εκτενές **ευρετήριο συμβόλων**, καθώς και η **βιβλιογραφία** που μελετήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής.

Κεφάλαιο 1^ο

Δυναμική ανάλυση κατασκευών

1.1. Εισαγωγή

Με τον όρο «ανάλυση κατασκευών» νοείται ο προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών καταστάσεων μιας κατασκευής υπό την ενέργεια φορτίων ή/και καταναγκασμών. Ο όρος περιλαμβάνει τους παρακάτω τρεις όρους (Αβραμίδης, 2003):

1. την **προσομοίωση** της κατασκευής,
2. την **επίλυση** του προσομοιώματος,
3. την **αξιολόγηση** των αποτελεσμάτων.

Η **προσομοίωση** περιλαμβάνει την ανωδομή, τη θεμελίωση, το έδαφος θεμελίωσης και τη φόρτιση. Γενικά, σκοπός είναι να διατυπωθεί ένα κατά το δυνατόν απλούστερο μοντέλο που να αποδίδει ικανοποιητικά τις μηχανικές ιδιότητες της κατασκευής. Οι ελάχιστες απαιτήσεις ακριβείας και οι υπάρχουσες δυνατότητες υπολογισμών μέσω κατάλληλου λογισμικού είναι εκείνες που θα καθορίσουν το βαθμό της προσεγγιστικής απλούστευσης. Μετά από τη φάση της προσομοίωσης, ακολουθεί η φάση των επίλυσεων του προσομοιώματος, της αξιολόγησης των αποτελεσμάτων (εντάσεις και παραμορφώσεις) και πιθανόν της τροποποίησης και επανεπίλυσης του. Εφόσον τα αποτελέσματα της επίλυσης είναι αποδεκτά, ακολουθεί η φάση της διαστασιολόγησης και ενδεχομένως της τροποποίησης και επανεπίλυσης του προσομοιώματος στη περίπτωση που η διαστασιολόγηση οδηγήσει σε μη ικανοποιητικά αποτελέσματα με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς.

Η **επίλυση** μπορεί να γίνει με διάφορες μεθόδους ανάλογα με το είδος των προβλεπόμενων φορτίσεων (στατικές, δυναμικές, κλπ) και την ένταση τους, η οποία θα

καθορίσει αν ο φορέας θα συμπεριφερθεί ελαστικά ή όχι. Με βάση τα παραπάνω, προκύπτουν οι εξής **κατηγορίες υπολογισμών**:

- στατικοί ελαστικοί (γραμμική απόκριση),
- δυναμικοί ελαστικοί (γραμμική απόκριση),
- στατικοί ανελαστικοί (μη-γραμμική απόκριση),
- δυναμικοί ανελαστικοί (μη-γραμμική απόκριση).

Για κάθε κατηγορία υπολογισμού μπορούν να εφαρμοστούν μία ή περισσότερες μέθοδοι επίλυσης, και η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου επίλυσης (και του προσομοιώματος) εξαρτάται από το επίπεδο της σεισμικής επίδοσης ή επιτελεστικότητας (performance) για το οποίο μελετάται μια νέα κατασκευή ή εκείνο που εκτιμάται ότι διαθέτει μια υφιστάμενη κατασκευή, στο πλαίσιο της σύγχρονης φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών με βάση την επίδοση τους (performance-based design), όπως αποτυπώνεται στους σύγχρονους κανονισμούς.

1.2. Διαφορές μεταξύ γραμμικής και μη-γραμμικής ανάλυσης

Η ειδοποιός διαφορά ανάμεσα στη γραμμική και στη μη-γραμμική ανάλυση καθορίζεται από τον όρο «δυσκαμψία» (stiffness), την ιδιότητα εκείνη που χαρακτηρίζει την απόκριση στην όποια φόρτιση. Η δυσκαμψία ενός δομικού μέλους ως γνωστόν επηρεάζεται από τη γεωμετρία, το υλικό και τις συνθήκες στήριξης του. Όταν ένα μέλος παραμορφώνεται υπό ένα φορτίο, η δυσκαμψία του μεταβάλλεται εξαιτίας ενός ή περισσότερων από τους παραπάνω παράγοντες. Αν η μεταβολή της δυσκαμψίας είναι μικρή είναι ακριβής η υπόθεση της μεταβολής των υπολοίπων παραγόντων, η οποία είναι και η βασική αρχή της γραμμικής ανάλυσης. Αντιθέτως, η μη-γραμμική ανάλυση δεν βασίζεται στη μη μεταβολή της δυσκαμψίας. Στην περίπτωση αυτή η δυσκαμψία μεταβάλλεται κατά την παραμόρφωση και η πηγή αυτής της μη-γραμμικότητας της σχέσης $F=K \cdot \delta$, δηλαδή της σχέσης μεταξύ φορτίου και παραμόρφωσης, μπορεί να είναι λόγω γεωμετρίας, λόγω υλικού ή ακόμα και από συνδυασμό τους.

1.2.1. Γεωμετρική μη-γραμμικότητα

Στην περίπτωση κατά την οποία η μεταβολή της δυσκαμψίας προέρχεται αποκλειστικά από μεταβολή του σχήματος, τότε αυτή οφείλεται σε γεωμετρικές μη-γραμμικότητες. Αυτό μπορεί να συμβεί όταν ένα μέλος έχει μεγάλες παραμορφώσεις (π.χ., μεγάλη μετακίνηση του άκρου ενός προβόλου, φαινόμενο που δημιουργεί πρόσθετη επιπόνηση) ή μικρές (π.χ.,

καμπτόμενη μεμβράνη που εκτός από την αρχική καμπτική της δυσκαμψία αναπτύσσει και μεμβρανική δυσκαμψία). Οι περιπτώσεις μεγάλων παραμορφώσεων που δημιουργούν πρόσθετη καταπόνηση και κατά συνέπεια τάση για αστάθεια στα μέλη ονομάζονται φαινόμενα β' τάξης με χαρακτηριστικότερα τα φαινόμενα τύπου «P-Δ», περισσότερο για τα οποία αναφέρονται στην ενότητα 1.8.

1.2.2. Μη-γραμμικότητα υλικού

Στην περίπτωση αυτή η μεταβολή της δυσκαμψίας προέρχεται αποκλειστικά από μεταβολή των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών. Ενώ ένα γραμμικό μοντέλο υλικού υποθέτει τάσεις ανάλογες προς τις παραμορφώσεις και μη παραμένουσες παραμορφώσεις κατά την αποφόρτιση, στην περίπτωση μεγάλων φορτίων που προκαλούν μόνιμες παραμορφώσεις ή στην περίπτωση μεγάλων παραμορφώσεων πρέπει να χρησιμοποιηθούν μη-γραμμικά προσομοιώματα υλικών. Υπάρχει μια πληθώρα καταστατικών νόμων υλικών που χρησιμοποιούνται από τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων ανάλογα με την φύση του εκάστοτε προβλήματος (π.χ., για ελαστοπλαστικά υλικά το μοντέλο Von Mises ή Tresca, για εδάφη το μοντέλο Drucker-Prager, για υλικά με υστερητική συμπεριφορά το μοντέλο Mooney-Rivlin ή το μοντέλο Blatz-Ko, κ.α.). Η παρούσα διατριβή θα επικεντρωθεί σε θέματα μη-γραμμικότητας υλικού και την επίδραση τους στην απόκριση των κατασκευών, αλλά και θέματα μη-γραμμικότητας της γεωμετρίας έχουν συμπεριληφθεί κατά τους υπολογισμούς μέσω κατάλληλων ρυθμίσεων στο λογισμικό OpenSees.

1.3. Σύντομη περιγραφή των μεθόδων υπολογισμού

Στις γραμμικές μεθόδους (στατικές και δυναμικές) γίνεται παραδοχή γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς των υλικών και εφόσον τα δομικά μέλη παραμένουν αρηγμάτωτα, τα αποτελέσματα τους είναι ρεαλιστικά. Έχουν εφαρμογή κυρίως σε κτίρια υψηλής επιτελεστικότητας (δηλαδή για μηδενικές ή πολύ περιορισμένες βλάβες από σεισμό) και σε κανονικά κτίρια με προεξέχουσα την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης.

Στις μη-γραμμικές (ανελαστικές) μεθόδους επειδή γίνεται η παραδοχή ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των υλικών, απαιτείται επαρκής πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων. Οι μέθοδοι μπορούν να εφαρμοστούν σε οποιαδήποτε κατασκευή και ιδιαίτερα σε εκείνες που σχεδιάζονται για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας (σημαντικές βλάβες), αλλά η εφαρμογή τους είναι επίπονη, παρουσιάζει ακόμα κάποιες ελλείψεις (π.χ., στα μοντέλα δυναμικής απόκρισης υλικών και ειδικά του εδάφους), και απαιτεί ιδιαίτερη εμπειρία για τη

χρήση επιταχυνσιογραφημάτων, ερμηνεία και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και φυσικά προϋποθέτει την ύπαρξη ισχυρών υπολογιστικών μέσων.

Γενικότερα, οι ανελαστικές μέθοδοι παρέχουν πληροφορίες που δεν μπορούν να δοθούν από τις ελαστικές μεθόδους όπως είναι η ρεαλιστική εκτίμηση των δυνάμεων σε σχετικά ψαθυρά στοιχεία, οι πλαστικές παραμορφώσεις σε διαρρέοντα μέλη, ο εντοπισμός ασθενών (κρίσιμων) περιοχών από άποψη αντοχής όπου συγκεντρώνονται απαιτήσεις πλαστικών παραμορφώσεων και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αυτών στην συνολική απόκριση του φορέα και τέλος η δυνατότητα ελέγχου της απόκρισης ενός φορέα (ανακατανομή δυνάμεων, κλπ) στο σύνολο του με προσομοίωση όλων των επιμέρους στοιχείων που την επηρεάζουν (ακόμα και των τοιχοποιιών).

Τα τελευταία χρόνια έχουν αναπτυχθεί αποτελεσματικές στατικές ανελαστικές μέθοδοι, όπως π.χ. η υπερωθητική στατική ανάλυση (static pushover analysis) και οι παραλλαγές της, που είναι απλούστερες από τις αντίστοιχες δυναμικές ανελαστικές και ρεαλιστικότερες από τις αντίστοιχες ελαστικές, αλλά μπορούν να εφαρμόζονται επιτυχώς μόνο υπό κάποιες προϋποθέσεις. Οι στατικές αυτές μέθοδοι υπολογισμού επειδή βασίζονται σε ψευδοστατική επιβολή των σεισμικών δράσεων αδυνατούν να προσομοιώσουν ικανοποιητικά τα δυναμικά φαινόμενα. Κατά συνέπεια, είναι πολύ πιθανόν να προκύψουν σημαντικές ανακρίβειες στον υπολογισμό των παραμορφώσεων όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική (υψηλά κτίρια, μη κανονικοί φορείς, κλπ), όποτε δεν είναι εύκολος ο καθορισμός των μηχανισμών αστοχίας και ως εκ τούτου είναι δυσχερής η εφαρμογή τους σε τριδιάστατους ή/και μη κανονικούς φορείς.

1.4. Μέθοδοι υπολογισμού στους σύγχρονους κανονισμούς

Σε κανονιστικό επίπεδο ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000 (ΟΑΣΠ, 2001) διακρίνει στο τρίτο κεφάλαιο, δύο μεθόδους γραμμικών υπολογισμών, τη δυναμική φασματική μέθοδο και την απλοποιημένη φασματική μέθοδο. Επιτρέπει μάλιστα μόνο συμπληρωματικά προς τις μεθόδους αυτές, την εφαρμογή και άλλων μεθόδων υπολογισμού (π.χ., γραμμική ή μη-γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων). Η δυναμική φασματική μέθοδος είναι μια δυναμική ελαστική μέθοδος που βασίζεται σε έναν αριθμό «σημαντικών» ιδιομορφών, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος (ισοδύναμη στατική) βασίζεται αποκλειστικά στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση, η οποία τροποποιείται κατάλληλα και

εφαρμόζεται με ορισμένους περιορισμούς (κανονικότητα, διαφραγματική λειτουργία πλακών, κλπ).

Ο αντίστοιχος ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός EN1998-1, δηλαδή ο Ευρωκώδικας 8, (European Committee for Standardization, 2004) αναφέρει στην ενότητα 4.3 δύο μεθόδους ελαστικού υπολογισμού ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, τη μέθοδο οριζόντιας δύναμης (lateral force method) που εφαρμόζεται σε κατασκευές που πληρούν ορισμένες προϋποθέσεις και τη φασματική ιδιομορφική ανάλυση (modal response spectrum analysis) που μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς. Διακρίνει ακόμα δύο μεθόδους ανελαστικών υπολογισμών, την ανελαστική στατική ανάλυση (non-linear static ή pushover analysis) και την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (non-linear time history ή dynamic analysis).

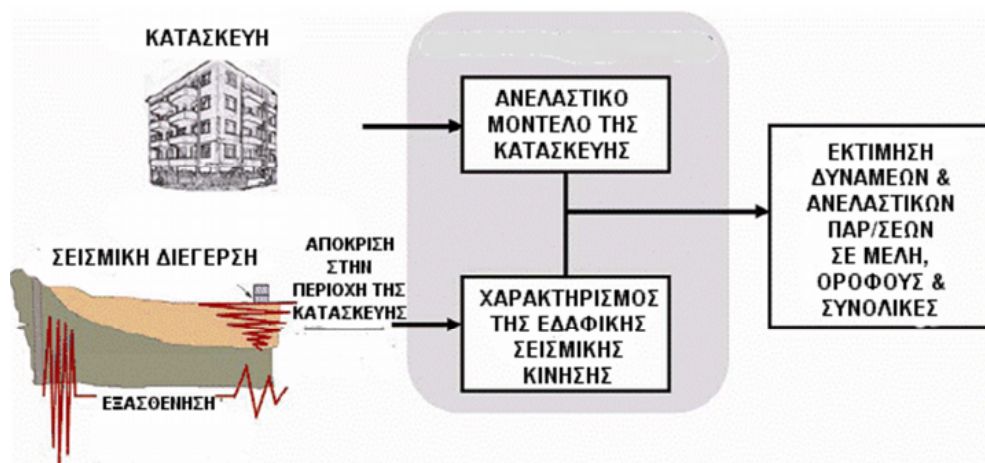
Ο αμερικάνικος κανονισμός ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2005) στην ενότητα 12.7 προτείνει τέσσερις μεθόδους ανάλυσης με βάση και τις οδηγίες της FEMA P750 (BSSC, 2009). Οι μέθοδοι ανάλυσης εφαρμόζονται ανάλογα με την κατηγορία σχεδιασμού (seismic design category), το δομικό σύστημα (structural system), τις δυναμικές ιδιότητες και την κανονικότητα της κατασκευής. Οι μέθοδοι (που αναφέρονται για κτίρια χωρίς σεισμική μόνωση ή διατάξεις απόσβεσης) είναι η μέθοδος της ισοδύναμης οριζόντιας δύναμης (equivalent lateral force analysis-ELF), η μέθοδος της φασματικής ιδιομορφικής απόκρισης (modal response spectrum analysis-MRS) και οι γραμμικές και μη-γραμμικές μέθοδοι απόκρισης χρονοϊστορίας (linear/non-linear response history procedures-LRH/NRH).

Η μέθοδος ELF επιτρέπεται να εφαρμόζεται μόνο σε κανονικά κτίρια και σε κτίρια με ύψος έως 48 μέτρα. Η μέθοδος MRS και οι μέθοδοι LRH και NRH μπορούν να εφαρμοστούν στις υπόλοιπες περιπτώσεις. Η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover analysis) δεν περιλαμβάνεται στον κανονισμό. Η εφαρμογή των αναλύσεων χρονοϊστορίας δεν είναι υποχρεωτική, αλλά είναι χρήσιμη στην επικύρωση αποτελεσμάτων των μεθόδων LRH και MRS. Ο κανονισμός αναφέρει ότι η μέθοδος LRH πλεονεκτεί ως προς την MRS στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων και στο ότι τα πρόσημα των μεγεθών απόκρισης (π.χ., εφελκυσμός/θλίψη) δεν συμψηφίζονται ως αποτέλεσμα της επαλληλίας των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Συμπερασματικά, οι μέθοδοι υπολογισμού στους σύγχρονους κανονισμούς δεν έχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ τους. Παρατηρείται ότι η απλοποιημένη φασματική μέθοδος είναι εκείνη που εφαρμόζεται στις περιπτώσεις συνήθων κατασκευών, ότι κυριαρχούν γενικότερα οι γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, ενώ οι μη-γραμμικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο επικουρικά και κυρίως σε ειδικά έργα.

1.5. Η ανελαστική ανάλυση στο πλαίσιο της επιτελεστικής σεισμικής μηχανικής

Η ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται τα τελευταία χρόνια τόσο για την αξιολόγηση και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών, όσο και για τον σχεδιασμό νέων με βασικό στόχο την πρόβλεψη της προσδοκώμενης συμπεριφοράς μιας κατασκευής σε μια μελλοντική σεισμική διέγερση ή οποιασδήποτε άλλης εντατικής κατάστασης. Η πρόβλεψη της συμπεριφοράς/επίδοσης (performance) των κατασκευών χρησιμοποιείται στην επιτελεστική σεισμική μηχανική (performance-based earthquake engineering-PBEE) με σκοπό τη λήψη αποφάσεων για τη μείωση της τρωτότητας τους. Η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται κυρίως υπό όρους αναμενόμενων βλαβών τόσο σε κύρια όσο και σε δευτερεύοντα δομικά στοιχεία οι οποίες προϋποθέτουν ανελαστική συμπεριφορά, την οποία δεν μπορούν να προβλέψουν οι γραμμικές ελαστικές αναλύσεις και τεχνικές, αφού το μέγεθος αυτών των ανελαστικών παραμορφώσεων μπορεί να εκτιμηθεί άμεσα μέσω ανελαστικών σεισμικών αναλύσεων.



Εικόνα 1.1: Απεικόνιση της χρήσης της ανελαστικής ανάλυσης για την εκτίμηση δυνάμεων και ανελαστικών παραμορφώσεων ενός μη-γραμμικού προσομοιώματος της κατασκευής.

Η διαδικασία που ακολουθείται στην ανελαστική ανάλυση είναι παρόμοια με εκείνη για τη γραμμική ανάλυση και παριστάνεται εποπτικά στην Εικόνα 1.1 (ATC, 2005). Συνεπώς, αρχικά μορφώνεται ένα προσομοίωμα της κατασκευής το οποίο στη συνέχεια υποβάλλεται σε μια αναπαράσταση της προσδοκώμενης σεισμικής διέγερσης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι προβλέψεις των παραμέτρων απαίτησης (engineering demand parameters) για το προσομοίωμα (όπως π.χ., οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων ή οι συνολικές μετατοπίσεις), τα οποία στη συνέχεια χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό της επιτελεστικότητας βάσει κριτηρίων αποδοχής (ATC, 2005).

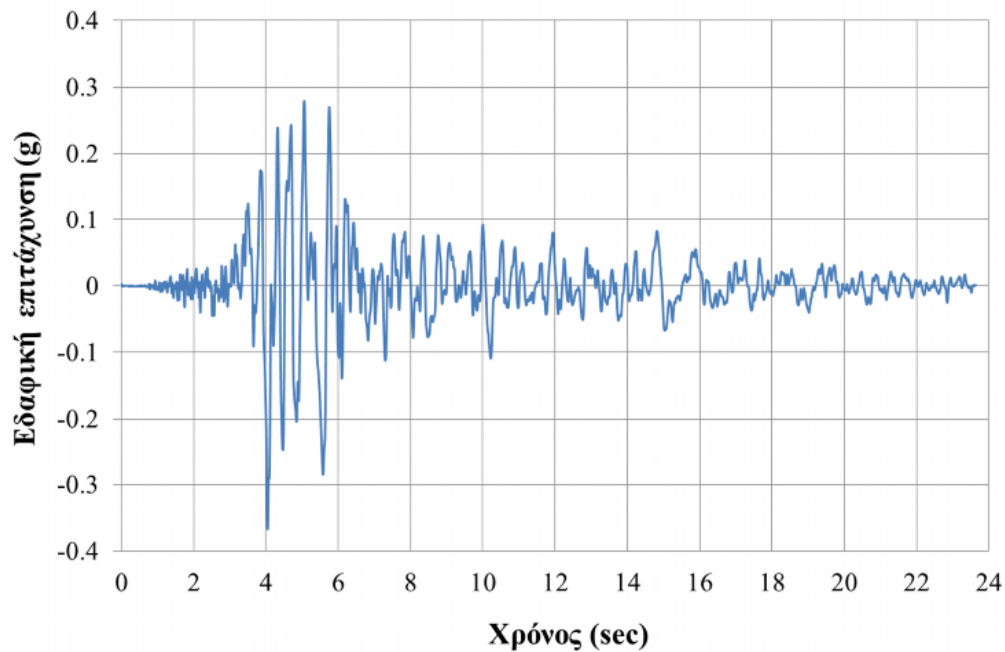
1.5.1. Προσομοίωμα κατασκευής

Τα προσομοιώματα για τις ανελαστικές αναλύσεις κατασκευών διαφέρουν από τα αντίστοιχα γραμμικά ελαστικά στο ότι οι ιδιότητες μερικών ή όλων των μελών του προσομοιώματος περιλαμβάνουν εκτός από τις αρχικές ελαστικές ιδιότητες και ορισμένα χαρακτηριστικά μετελαστικής αντοχής και παραμόρφωσης, τα οποία βασίζονται σε αποτελέσματα πειραμάτων ή σε θεωρητικές αναλύσεις. Φυσικά, όλα τα προσομοιώματα εμπεριέχουν προσεγγίσεις και αβεβαιότητες στη διαδικασία της ανάλυσης και αυτό καθιστά αναγκαία την επιλογή των κατάλληλων αναμενόμενων ιδιοτήτων της κατασκευής κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος. Οπότε, τα αποτελέσματα της ανάλυσης αποτελούν εκτιμήσεις των τιμών των παραμέτρων απαίτησης με τα ελάχιστα δυνατά σφάλματα, τα οποία θα χρειαστεί ο εκάστοτε μηχανικός να ερμηνεύσει. Επιπλέον, μπορούν να γίνουν απλοποιήσεις των αναλυτικών προσομοιωμάτων, π.χ. σε ισοδύναμα προσομοιώματα πολλών βαθμών ελευθερίας με σκοπό τη μείωση του υπολογιστικού κόστους, την καλύτερη διαχείριση των δεδομένων, αλλά και την καλύτερη εποπτεία της διαδικασίας, με τίμημα βέβαια επιπρόσθετες προσεγγίσεις και αβεβαιότητες στην ανάλυση.

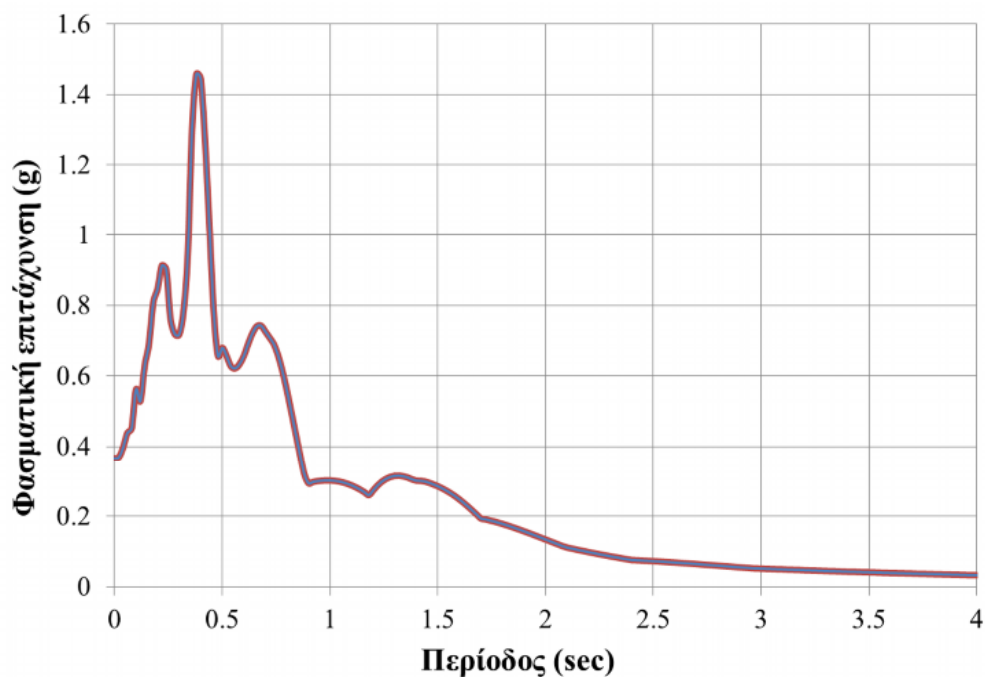
1.5.2. Σεισμική εδαφική κίνηση

Τα χαρακτηριστικά μιας σεισμικής διέγερσης (ιδιαίτερα το συχνοτικό περιεχόμενό της το οποίο περιγράφει τη διαφοροποίηση του πλάτους της σεισμικής κίνησης στις διαφορετικές συχνότητες) δεν εξαρτώνται μόνο από τα χαρακτηριστικά της πηγής (μέγεθος, μηχανισμός θραύσης, προσανατολισμός ρήγματος, κ.α.) αλλά επηρεάζονται και από την εξασθένιση κατά τη διάδοση των κυμάτων από το επίκεντρο προς την περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή και επίσης από τις τοπικές συνθήκες (τοπογραφία περιοχής, ύπαρξη ιζηματογενών στρωμάτων, κ.α.). Οι τρεις αυτοί παράγοντες επηρεάζουν τα χαρακτηριστικά της εδαφικής διέγερσης για τον ίδιο σεισμό, όπως παριστάνεται από τα επιταχυνσιογραφήματα και άλλες καταγραφές της εδαφικής κίνησης (χρονοϊστορία ταχύτητας ή μετατόπισης) σε διάφορες θέσεις. Με τη χρήση των σεισμικών καταγραφών καθορίζονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης τα οποία παριστάνουν μια σχέση μεταξύ της μέγιστης απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή καθ' όλη τη χρονοϊστορία της επιβαλλόμενης διέγερσης συναρτήσει της συχνότητας (ή συνηθέστερα της περιόδου) του ταλαντωτή για ένα δεδομένο ποσοστό απόσβεσης. Σημειώνεται ότι το συχνοτικό περιεχόμενο μιας σεισμικής διέγερσης μπορεί εκτός από τα ελαστικά φάσματα απόκρισης, να εκτιμηθεί και με τα φάσματα Fourier, τα οποία έχουν γενικότερο ενδιαφέρον στην τεχνική σεισμολογία, σε σχέση με τα ελαστικά φάσματα που ενδιαφέρουν ιδιαίτερα την αντισεισμική μηχανική (Πιτιλάκης, 2010).

Στην Εικόνα 1.2 παρουσιάζεται μια καταγραφή σεισμικής διέγερσης και στις Εικόνες 1.3 και 1.4 το προκύπτον ελαστικό φάσμα απόκρισης και το φάσμα πλάτους Fourier αντίστοιχα, που δημιουργήθηκαν από το λογισμικό SeismoSignal της Seismosoft¹.

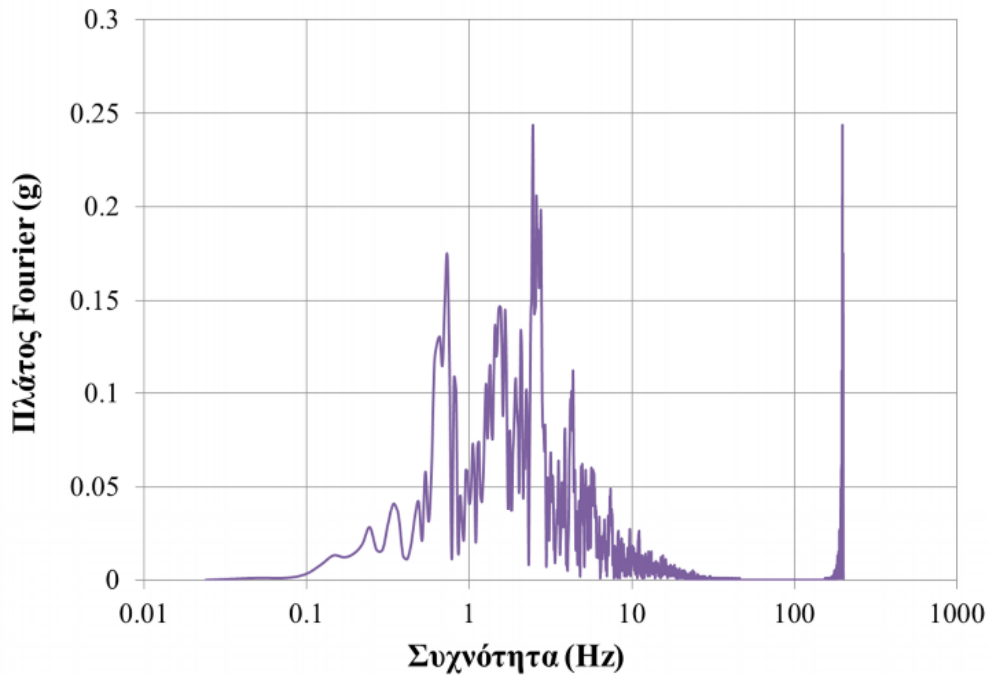


Εικόνα 1.2: Χρονοϊστορία καταγραφής επιτάχυνσης από το σεισμό στη Loma Prieta (18/10/89).



Εικόνα 1.3: Φάσμα ψευδο-επιτάχυνσης από την καταγραφή της Εικόνας 1.2 (ποσοστό απόσβεσης 5%).

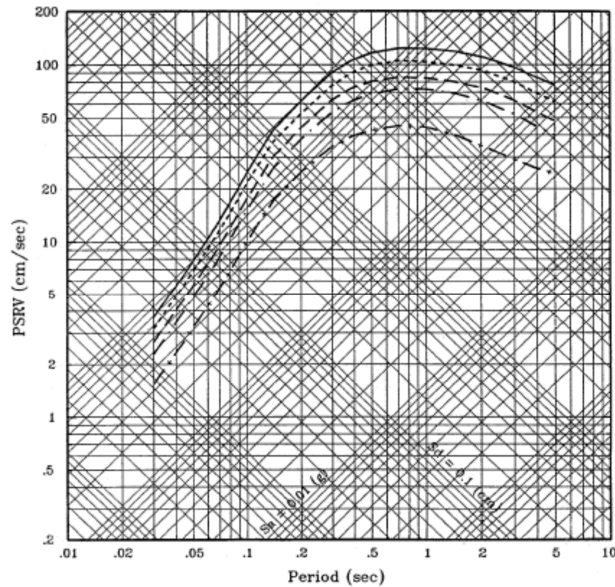
¹ <http://www.seismosoft.com/>



Εικόνα 1.4: Φάσμα πλάτους Fourier από την καταγραφή της Εικόνας 1.2.

Οι τεταγμένες των φασμάτων σχεδιασμού χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της σεισμικής απαίτησης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Η υψηλού βαθμού διακύμανση μιας μεμονωμένης εδαφικής καταγραφής, οδηγεί στη χρήση συνδυασμού και ομαλοποίησης πολλαπλών καταγράφων αντιπροσωπευτικών μιας πηγής διέγερσης σε μια συγκεκριμένη απόσταση από την κατασκευή. Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας αιτιοκρατικής ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας (deterministic seismic hazard analysis-DSHA) για την εκτίμηση μιας εδαφικής κίνησης για ένα συγκεκριμένο ζεύγος πηγής-παραμέτρων διαδρομής είναι ένα *αιτιοκρατικό φάσμα* (deterministic spectrum).

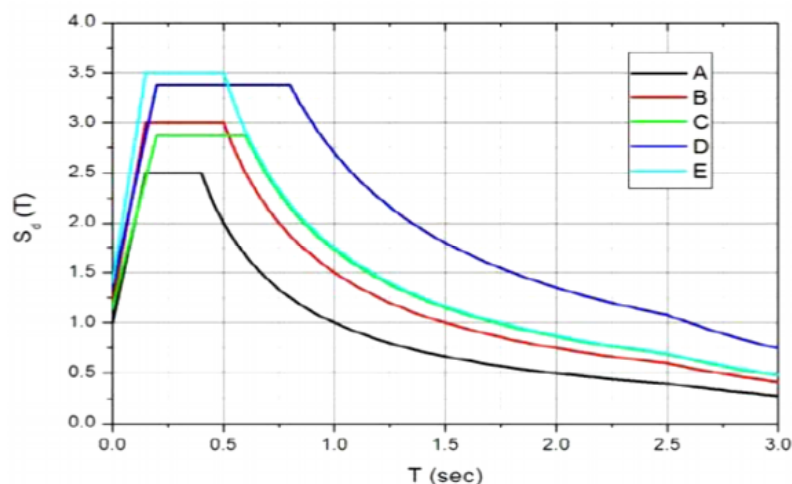
Τα επίπεδα αβεβαιότητας σχετικά με την εδαφική κίνηση (επίκεντρο, διαδρομή και τοπικές συνθήκες) που σχετίζεται με το αιτιοκρατικό φάσμα είναι χαμηλά ορισμένο και αυτές οι αβεβαιότητες υπεισέρχονται άμεσα στην πιθανοτική ανάλυση σεισμικής διακινδύνευσης (probabilistic seismic hazard analysis-PSHA) η οποία χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των παραμέτρων εδαφικής κίνησης με μια συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης σε ένα καθορισμένο χρονικό διάστημα. Η ανάλυση αυτή περιλαμβάνει όλους τους σεισμούς που πιθανόν να προκαλέσουν σημαντική σεισμική διέγερση στη συγκεκριμένη περιοχή. Με τη διαδικασία υπολογισμού για μια συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης όλων των φασματικών συντεταγμένων, δημιουργείται το *φάσμα ισοδύναμης επικινδυνότητας* (equal hazard spectrum) όπως αυτό της Εικόνας 1.5.



Εικόνα 1.5: Φάσμα ισοδύναμης επικινδυνότητας (σχετικής ψευδοταχύτητας) για σεισμούς με περίοδο επαναφοράς 100, 300, 500, 1000 και 2000 έτη.

Η χρήση απλουστευμένων *φασμάτων σχεδιασμού* (design spectra) τα οποία αναπαριστούν μια απλοποίηση του φάσματος ισοδύναμης επικινδυνότητας σε τοπική βάση επιτρέπεται από τους σύγχρονους κανονισμούς και οδηγίες (FEMA, ATC, Eurocode 8). Τα φάσματα αυτά έχουν κανονικοποιημένα σχήματα (βλ. Εικόνα 1.6) και μπορούν να υπολογιστούν βάσει τιμών φασματικών επιταχύνσεων, χαρτογραφημένων σε εθνικό επίπεδο, για μικρές και μεγάλες περιόδους εμφάνισης σεισμικής επικινδυνότητας.

Γενικά, η απόκριση των κατασκευών σε μια πραγματική σεισμική διέγερση είναι πιθανόν να είναι ευαίσθητη στην πολύπλοκη φύση του προκύπτοντος φάσματος του σεισμού το οποίο δεν εξαλείφεται με τη χρήση ομαλοποιημένων φασμάτων (αιτιοκρατικά, ισοδύναμης επικινδυνότητας και σχεδιασμού).



Εικόνα 1.6: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (τύπος 1) του Ευρωκώδικα 8 για πέντε εδαφικές κατηγορίες.

1.5.3. Είδη ανελαστικής ανάλυσης

Υπάρχουν πολλές επιλογές για την ανελαστική ανάλυση οι οποίες προκύπτουν από διάφορους συνδυασμούς διαφόρων ειδών προσομοιωμάτων και χαρακτηρισμών της σεισμικής εδαφικής κίνησης. Όπως προαναφέρθηκε, η εκάστοτε επιλογή βασίζεται στους στόχους της ανάλυσης, στην αναμενόμενη απόκριση, στο αποδεκτό επίπεδο αβεβαιότητας, στη διαθεσιμότητα πόρων και τεχνογνωσίας και στην επάρκεια των δεδομένων. Η διαδικασία μπορεί να καθορίζεται σε μερικές περιπτώσεις από τους ισχύοντες κανονισμούς και οδηγίες.

Με τη χρήση ενός συνδυασμού καταγραφών εδαφικής κίνησης και ενός λεπτομερούς προσομοιώματος μπορεί η χρήση της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης να παράγει αποτελέσματα χαμηλής (συγκριτικά με την ελαστική δυναμική ανάλυση) αβεβαιότητας. Πιο συγκεκριμένα, στο λεπτομερές υπολογιστικό προσομοίωμα, με την επιβολή των χρονοϊστοριών εδαφικών κινήσεων παράγονται εκτιμήσεις των παραμορφώσεων των μελών για κάθε βαθμό ελευθερίας. Από τις μεταβολές στους βαθμούς ελευθερίας των στοιχείων μπορούν άμεσα να προκύψουν υψηλότερου βαθμού απαιτήσεις (παραμορφώσεις μελών, σχετικές μετατοπίσεις ορόφων, μετατόπιση οροφής, κ.α.), όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 1.7 (ATC, 2005).



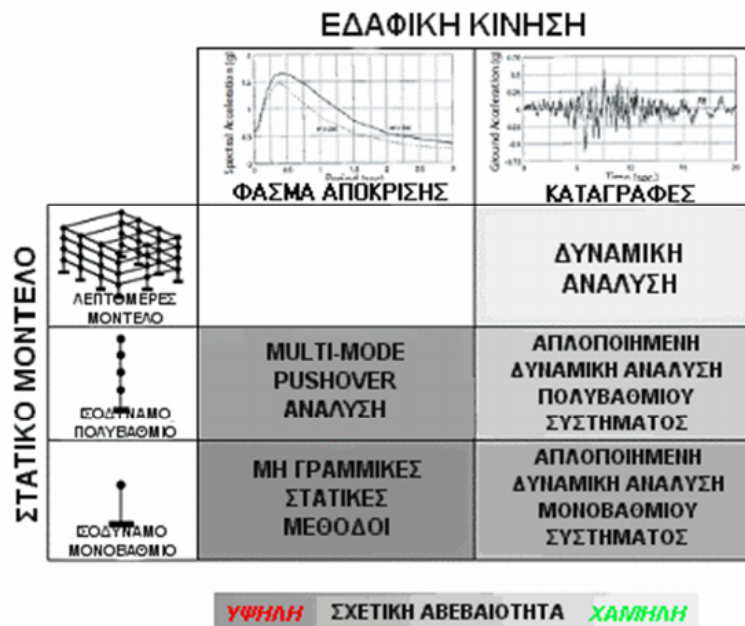
Εικόνα 1.7: Εκτίμηση συνολικής μετατόπισης ενός συστήματος.

Φυσικά, εξακολουθεί να υπάρχει αβεβαιότητα ως προς την πραγματική συμπεριφορά των στοιχείων ιδιαίτερα σε μεγάλες παραμορφώσεις. Όμως και η τυχηματικότητα των εδαφικών κινήσεων (και ιδιαίτερα η ένταση τους) οδηγεί σε σημαντική διασπορά των παραμέτρων απαίτησης (demand parameters) όταν εκτελούνται επαυξητικές ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις (incremental dynamic analyses-IDAs) ανάλογα και με τις ιδιότητες του προσομοιώματος υπο ελαστική παραμόρφωση. Ανάμεσα στα είδη μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων είναι και:

- η απλοποιημένη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με ισοδύναμα πολυβάθμια προσομοιώματα (simplified non-linear dynamic analysis with equivalent multi-degree-of-freedom models),

- η απλοποιημένη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με ισοδύναμα μονοβάθμια προσομοιώματα (simplified non-linear dynamic analysis with equivalent single-degree-of-freedom models), και
- οι μη-γραμμικές στατικές μέθοδοι (non-linear static procedures).

Η σχέση μεταξύ των ειδών ανελαστικής ανάλυσης ανάλογα με το είδος του προσομοιώματος και τον χαρακτηρισμό της εδαφικής κίνησης, παρουσιάζονται στον πίνακα της Εικόνας 1.8 (ATC, 2005), όπου παρατίθεται και η σχετική αβεβαιότητα κάθε είδους ανάλυσης. Οι μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις εμπεριέχουν λιγότερες αβεβαιότητες από άλλες τεχνικές υπό την προϋπόθεση ότι οι ανελαστικές ιδιότητες των στοιχείων στο αναλυτικό προσομοίωμα είναι ακριβείς και αξιόπιστες. Σε αντίθετη περίπτωση τα αποτελέσματα δεν θα είναι καλύτερα από αυτά των εναλλακτικών επιλογών. Ανάλογα με την υπό διερεύνηση παράμετρο (συνολική μετακίνηση, σχετικές μετακινήσεις ορόφων, κλπ), κάποιες μέθοδοι πλεονεκτούν έναντι άλλων.



Εικόνα 1.8: Δυνατές ανελαστικές μέθοδοι ανάλογα με τα διάφορα στατικά μοντέλα και τα είδη εδαφικών κινήσεων, με την προκύπτουσα αβεβαιότητα τους.

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται κυρίως για τις μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις είναι αυτή του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum method), αυτή του συντελεστή μετακίνησης (displacement coefficient method) και η γνωστή υπερωθητική ανάλυση (static pushover analysis). Σχετικά με τις μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται συνήθως είναι η επαυξητική δυναμική ανάλυση (incremental dynamic analysis-IDA) και κάποια απλοποιημένα προσομοιώματα (simplified models) τα οποία επιτρέπουν μεν τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και τον σχηματισμό

μηχανισμών ορόφων, αλλά δεν υπολογίζουν επακριβώς τις δράσεις σε μεμονωμένα μέλη ενός πλαισίου.

1.5.4. Σύγκριση μεταξύ μεθόδων στατικών και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων

Οι στατικές και οι δυναμικές αναλύσεις διαφέρουν αρκετά σε επίπεδο πολυπλοκότητας και υπολογιστικού κόστους για τους παρακάτω λόγους (Papanikolaou et al., 2005):

- Αν και τόσο οι στατικές όσο και οι δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιούν κοινούς καταστατικούς νόμους για τα υλικά, οι στατικές μονοτονικές αναλύσεις δεν απαιτούν μοντέλα φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης όπως εκείνα που χρησιμοποιούνται στις δυναμικές αναλύσεις.
- Και οι δύο μέθοδοι χρησιμοποιούν τα αξιώματα ισορροπίας (equilibrium) και συμβιβαστού (compatibility) των παραμορφώσεων με μόνη διαφορά ότι η δυναμική ισορροπία δυνάμεων περιλαμβάνει φαινόμενα απόσβεσης και αδράνειας (κατανομή μαζών-αδρανειακή διακριτοποίηση).
- Αν και αμφότεροι χρησιμοποιούν επαναληπτικές μεθόδους για να επιτύχουν συγκλίνουσες λύσεις, οι στατικές μέθοδοι χρησιμοποιούν ως μεταβλητή την τρέχουσα μετακίνηση ή δύναμη ενώ οι δυναμικές τον χρόνο. Οπότε, μια στατική ανάλυση επαναλαμβάνεται όσες φορές χρειάζεται για να επιτευχθεί η παραμόρφωση που προκαλεί κατάρρευση επιλέγοντας το κατάλληλο επαυξητικό βήμα για την επίτευξη σύγκλισης (συνήθως απαιτούνται μερικές δεκάδες βήματα), ενώ μια δυναμική ανάλυση επαναλαμβάνεται τόσες φορές όσες η διάρκεια του σεισμού υποδιαιρεμένη σε μικρά χρονικά βήματα (απαιτείται πολύ μεγαλύτερος αριθμός, πιο χρονοβόρων αναλύσεων).

Συμπερασματικά, οι στατικές μέθοδοι χρησιμοποιούν απλούστερα μοντέλα που αναπαριστούν μόνο την αντοχή και τη δυσκαμψία και απαιτούν πολύ λιγότερες αναλύσεις σε σχέση με τις δυναμικές μεθόδους. Ως αποτέλεσμα όλων αυτών είναι η ευρεία εφαρμογή από τους μηχανικούς των στατικών ανελαστικών μεθόδων (και ιδιαίτερα της ανάλυσης pushover), οι οποίες υιοθετούνται πλέον και σε κανονιστικό επίπεδο (π.χ., Ευρωκώδικας 8), αλλά και ως οδηγίες αποτίμησης (π.χ., FEMA). Στην παρούσα διατριβή γίνεται ιδιαίτερη αναφορά στη μέθοδο της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης και στη μέθοδο της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης οι οποίες αναλύονται στις επόμενες ενότητες.

1.6. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Αποτελεί μια μέθοδο προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών σχεδιαζόμενων για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας (ή υφιστάμενων κατασκευών) με μια απλούστερη διαδικασία από εκείνη που θα απαιτούσε μια δυναμική ανελαστική ανάλυση, αλλά και ρεαλιστικότερη σε σχέση με τις γνωστές ελαστικές μεθόδους. Η μέθοδος χρησιμοποιούνταν ήδη από τη δεκαετία του '70 για ερευνητικούς σκοπούς και για πολύ εξειδικευμένες εφαρμογές (π.χ., μελέτη εξέδρων άντλησης πετρελαίου) και επίσης για τη βελτίωση των κανονισμών και έγινε γνωστή όταν υιοθετήθηκε από τις οδηγίες για προσεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών (FEMA 273 και 274). Η απλότητα της μεθόδου σε συνδυασμό με την αμεσότητα της και τη διαθεσιμότητα της σε αξιόπιστα και φιλικά προς το χρήστη προγράμματα ανάλυσης, την έκαναν κυρίαρχη μέθοδο για τη σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση των κατασκευών (Fardis, 2009). Η εκτίμηση των αναμενόμενων σεισμικών απαιτήσεων με τη μέθοδο αυτή είναι πιο ρεαλιστική αφού περιλαμβάνονται οι ανακατανομές εσωτερικών δυνάμεων λόγω βλαβών (πλαστικοποιήσεις).

Στη λογική αυτή με την εφαρμογή της μεθόδου παρέχεται μια καλύτερη εικόνα για μερικά βασικά ζητήματα όπως (Αβραμίδης, 2003):

- Εξετάζεται η σεισμική απαίτηση έντασης σε μέλη με πιθανή ψαθυρή απόκριση (π.χ., υψίκορμες δοκοί, κοντά υποστυλώματα).
- Ελέγχεται η σεισμική απαίτηση ανελαστικών παραμορφώσεων σε πλάστιμα μέλη (απορρόφηση ενέργειας μέσω υστερητικής συμπεριφοράς).
- Αποτιμάται η επίδραση της μείωσης της δυσκαμψίας και αντοχής ορισμένων μελών στο σύνολο της κατασκευής.
- Εντοπίζονται τμήματα του φορέα όπου υπάρχουν υψηλές απαιτήσεις ανελαστικής παραμόρφωσης και πρέπει να εξεταστούν κατάλληλα («μαλακοί» ή και «ασθενείς» όροφοι).
- Οι σχετικές μετακινήσεις και στροφές των ορόφων ώστε να περιοριστούν (για αποφυγή βλαβών) ή να ληφθούν κατάλληλα υπόψη (θεώρηση φαινομένων β' τάξης).
- Γίνεται εκτίμηση της επίδρασης μη φερόντων στοιχείων, όπως οι τοιχοποιίες.

1.6.1. Μεθοδολογία

Η μέθοδος βασίζεται στη θεώρηση του συσχετισμού της ανελαστικής απόκρισης μιας κατασκευής με την απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η απόκριση της κατασκευής θεωρείται ότι εξαρτάται μόνο από μια ιδιομορφή ταλάντωσης και η οποία δεν

μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια του φαινομένου. Αποτελεί ουσιαστικά μια γενίκευση της ψευδοστατικής μεθόδου ανάλυσης στην περιοχή της ανελαστικότητας. Διενεργείται υπό σταθερά φορτία βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενα οριζόντια ψευδοστατικά φορτία εφαρμοζόμενα στις μάζες του φορέα με σκοπό την προσομοίωση των αδρανειακών δυνάμεων λόγω της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής δράσης. Αυξανόμενων των οριζόντιων δυνάμεων, μπορεί να γίνει αντιληπτός ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων και βλαβών συναρτήσει του μεγέθους των δυνάμεων αυτών και των παραγόμενων μετακινήσεων.

Υπάρχουν δύο βασικές κατηγορίες της μεθόδου, με βάση τις δυνάμεις (force-controlled) και με βάση τις μετακινήσεις (displacement-controlled). Στην πρώτη, η συνολική οριζόντια δύναμη εφαρμόζεται βηματικά και το μητρώο δυσκαμψίας \mathbf{K} της κατασκευής αλλάζει όταν αυτή μεταβεί από την ελαστική κατάσταση στην πλαστική. Στη δεύτερη, η μετακίνηση οροφής της κατασκευής αυξάνεται βηματικά έτσι ώστε η απαιτούμενη οριζόντια δύναμη να ωθεί την κατασκευή κατανεμημένη στις στάθμες ανάλογα με την μεταφορική ιδιομορφή της κατασκευής στην κατεύθυνση εφαρμογής της φόρτισης. Και στην περίπτωση αυτή το μητρώο δυσκαμψίας μπορεί να αλλάζει από βήμα σε βήμα. Η δεύτερη μέθοδος είναι προτιμότερη έναντι της πρώτης γιατί η ανάλυση μπορεί να γίνει μέχρι ένα επιθυμητό επίπεδο μετακίνησης (Datta, 2010).

Τα βήματα που ακολουθούνται για την εφαρμογή της μεθόδου είναι τα εξής:

1. Αρχικά καθορίζεται ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής και υπολογίζεται η ανελαστική του μετακίνηση λόγω του σεισμού σχεδιασμού, από την οποία προκύπτει η ανελαστική μετακίνηση στην κορυφή της πραγματικής κατασκευής (μετακίνηση στόχος-target displacement) η οποία θεωρείται ότι εκφράζει τη σεισμική απαίτηση της κατασκευής. Καθορίζεται ταυτόχρονα και το βήμα επαύξησης της μετακίνησης $\delta\Delta_i$.
2. Γίνεται το πρώτο βήμα επαύξησης της μετακίνησης οροφής και υπολογίζονται οι ανταποκρινόμενες μετακινήσεις στους άλλους ορόφους πολλαπλασιάζοντας τη με τους παράγοντες της ιδιομορφής (mode shape coefficients) δηλαδή $\delta\Delta_i^r = \delta\Delta_i \cdot \varphi^r$ όπου:
 - $\delta\Delta_i^r$ η επαύξηση μετακίνησης του ορόφου r
 - φ^r η συνιστώσα του ιδιοδιάνυσματος στον όροφο r
3. Υπολογίζεται το διάνυσμα φόρτισης $\Delta p = \mathbf{K} \cdot \delta\Delta_i$ όπου:
 - \mathbf{K} το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής

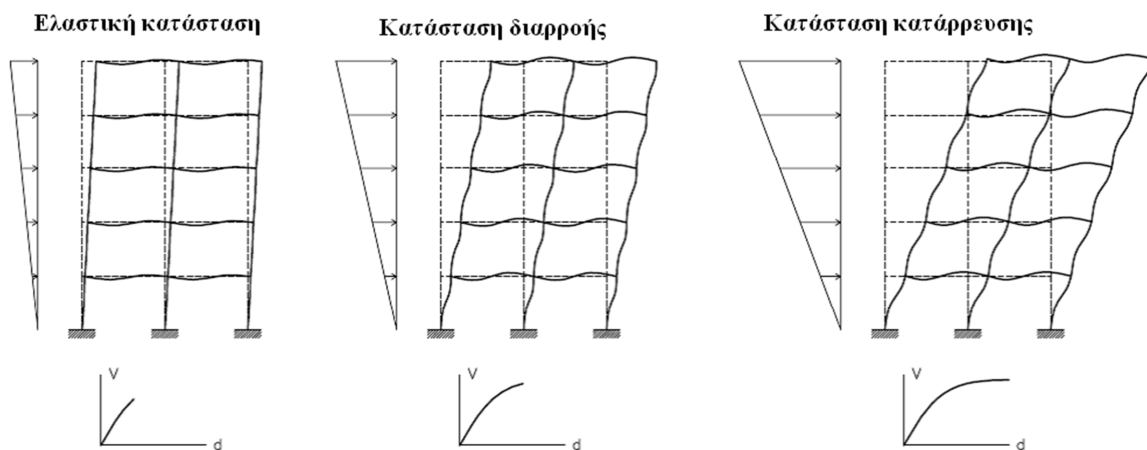
- $\delta\Delta_i$ το διάνυσμα επαυξητικής που ανταποκρίνεται στους οριζόντιους βαθμούς ελευθερίας. Από το διάνυσμα αυτό υπολογίζεται η επαυξητική τέμνουσα βάσης ΔV_{Bi} .
4. Γίνεται επαύξηση της μετακίνησης οροφής και υπολογίζεται για κάθε βήμα n η συνολική τέμνουσα βάσης $V_{Bn} = \sum_{i=1}^n \Delta V_{Bi}$ που αντιστοιχεί στη μετακίνηση οροφής $\Delta_n = \sum_{i=1}^n \delta\Delta_i$.
 5. Στο τέλος κάθε βήματος επαύξησης, γίνεται έλεγχος των ροπών σε κάθε πιθανή θέση πλαστικών αρθρώσεων (συνήθως στα άκρα των δομικών στοιχείων). Αυτό γίνεται με υπολογισμό των στροφών $\theta_n = -\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1} \mathbf{K}_{\theta\Delta} \cdot \Delta_n$ στα άκρα των δοκών όπου:
 - $\mathbf{K}_{\theta\theta}$ και $\mathbf{K}_{\theta\Delta}$ οι μερικοί πίνακες που χρησιμοποιούνται στη μέθοδο συμπύκνωσης των πινάκων (matrix condensation) για τη συμπύκνωση των στροφών,
 - Δ_n το διάνυσμα οριζόντιας μετακίνησης της κατασκευής.

Στην περίπτωση που στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτυχθούν ροπές που φτάσουν τη ροπή διαρροής, θεωρείται ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις θέσεις αυτές. Για το επόμενο βήμα επαύξησης της μετακίνησης το μητρώο δυσκαμψίας τροποποιείται θεωρώντας ως αρθρώσεις τις θέσεις σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων.
 6. Υπολογίζεται η στροφή των διατομών στη θέση πλαστικών αρθρώσεων για την αντίστοιχη επαυξητική μετακίνηση και η συνολική στροφή σε οποιοδήποτε βήμα n ελέγχεται με βάση την υποτιθέμενη ικανότητα στροφής. Στην περίπτωση υπέρβασης της ικανότητας στροφής η επαυξητική μετακίνηση διακόπτεται. Η αστοχία στις αρθρώσεις (μερική κατάρρευση) προηγείται του υποτιθέμενου μηχανισμού αστοχίας. Η υπόθεση της απεριόριστης στροφικής ικανότητας στις πλαστικές αρθρώσεις γίνεται ώστε να αποφευχθεί η μερική κατάρρευση. Η καμπύλη φόρτισης-παραμόρφωσης (δηλαδή τέμνουσας βάσης-μετακίνησης) σχεδιάζεται μέχρι την τελική κατάρρευση ή έως το καθορισμένο επίπεδο μετακίνησης (συνήθως ίσο με το 150% της μετακίνησης στόχου).
 7. Τέλος γίνεται αξιολόγηση των αποτελεσμάτων δηλαδή των αναμενόμενων βλαβών αλλά και γενικότερα της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται συνήθως με τη μορφή διαγράμματος τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής ($V_{\text{base}}-\delta_{\text{roof}}$), γνωστό και ως «καμπύλη pushover», όπως αυτό της Εικόνας 1.9 (Gioncu & Mazzolani, 2011) στα διαδοχικά στάδια ελαστικότητας, διαρροής και κατάρρευσης του φορέα. Μερικές παράμετροι για τον

καθορισμό των χαρακτηριστικών της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης και παράμετροι με σημαντικό ρόλο στην αποτελεσματικότητα και αξιοπιστία της μεθόδου είναι:

- το είδος των οριζόντιων φορτίσεων (δηλαδή δυνάμεις ή μετακινήσεις),
- η κατανομή των φορτίσεων καθ' ύψος (π.χ. ομοιόμορφη, ιδιομορφική σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας, γραμμική σταθερής αναλογίας, πολύ-ιδιομορφική σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας, κλπ),
- το μέγεθος των φορτίσεων,
- η σχέση ροπών-στροφών στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων,
- η στρωφική ικανότητα των πλαστικών αρθρώσεων,
- τα βήματα επαύξησης της φόρτισης,
- τα κριτήρια σύγκλισης και ο τρόπος διενέργειας των επαναλήψεων.



Εικόνα 1.9: Τυπική «καμπύλη pushover» για την απόκριση δύναμης (τέμνουσας βάσης)-μετακίνησης.

1.6.2. Παρατηρήσεις επί της μεθόδου

Η μέθοδος στην κλασική της μορφή που περιγράφηκε προηγουμένως, δίνει αποδεκτά αποτελέσματα μόνο για φορείς που ταλαντώνονται κυρίως με βάση την πρώτη τους ιδιομορφή ταλάντωσης με αποτέλεσμα να δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα μόνο για επίπεδα συστήματα ή και χωρικά διπλής συμμετρίας (και κατά συνέπεια μηδενική στρέψη) τα οποία έχουν επίσης ομοιόμορφη κατανομή μαζών και δυσκαμψιών ώστε να εμφανίζουν σχετικά ομοιόμορφη κατανομή των ανελαστικών παραμορφώσεων καθ' ύψος. Οπότε, η μέθοδος δεν μπορεί να εκτιμήσει με απόλυτη αξιοπιστία την πραγματική δυναμική απόκριση μιας κατασκευής όταν μάλιστα είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκρισή της (Krawinkler & Seneviratna, 1998). Πάντως, η χρήση της μεθόδου επιτρέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 ακόμα και σε αυτήν την περίπτωση, αλλά απαιτεί τη

χρήση δύο κατανομών καθ' ύψος της οριζόντιας φόρτισης ως ρεαλιστική προσέγγιση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, μιας ομοιόμορφης και μιας ιδιομορφικής.

Μερικές ακόμα επισημάνσεις που αφορούν τη μέθοδο είναι ότι δεν λαμβάνει υπόψη τη μεταβολή των ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών κατά τη σταδιακή δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων (μεταβολή του μητρώου δυσκαμψίας του φορέα), αλλά θεωρεί την κατανομή των σεισμικών φορτίων σταθερή σε όλη τη διάρκεια των υπολογιστικών βημάτων. Με τον τρόπο αυτό αγνοείται τόσο η ανακατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, αλλά και της διαφοροποίησης των αποτελεσμάτων από τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης.

Η παραδοχή ότι οι βλάβες εξαρτώνται μόνο από την οριζόντια μετακίνηση της κατασκευής και η αγνόηση της επίδρασης των αποτελεσμάτων της διάρκειας και της απαίτησης διάχυσης συσσωρευτικής ενέργειας (cumulative energy dissipation demand) δεν είναι σωστή. Οι βλάβες εξαρτώνται τόσο από την παραμόρφωση όσο και από την απορρόφηση ενέργειας, οπότε η εφαρμογή της μεθόδου είναι υπεραπλουστευτική, ιδιαίτερα σε ψαθυρούς φορείς με μηδαμινή υστερητική συμπεριφορά. Επιπροσθέτως, δεν επιτρέπεται κατά την εφαρμογή της η χρήση της αρχής της επαλληλίας, όπως στις γραμμικές μεθόδους, γιατί η μέθοδος είναι μη-γραμμική. Η επιλογή της μετακίνησης οροφής της κατασκευής σαν παράμετρος ελέγχου και συνολικής απόκρισης της, είναι υπό αμφισβήτηση αφού το «έργο» (εμβადόν) που ορίζεται από την καμπύλη ικανότητας δεν έχει κάποια φυσική σημασία και για τον σκοπό αυτό έχει προταθεί η χρήση μιας εργικά ανταποκρινόμενης ισοδύναμης μετακίνησης (Κοτανίδης και συν., 2006).

Έχουν γίνει προσπάθειες να αντιμετωπιστούν όλα τα παραπάνω ζητήματα με διάφορες παραλλαγές της μεθόδου. Έτσι, σε ερευνητικό επίπεδο έχουν προταθεί μερικές παραλλαγές της κλασικής μεθόδου, όπως είναι η φασματική (spectral pushover analysis), η προσαρμοστική φασματική (adaptive spectra-based procedure), η ιδιομορφική (modal pushover analysis), η ενεργειακή, κ.α. (Κοτανίδης και συν., 2006). Πάντως, η εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να στοχεύει κυρίως για ποιοτική εκτίμηση της ανελαστικής απόκρισης των κατασκευών και όχι την ποσοτική εκτίμηση της, με δεδομένη την περιορισμένη θεωρητική της τεκμηρίωση και τους περιορισμούς της, και θα πρέπει να χρησιμοποιείται όχι αυτοδύναμα και εναλλακτικά προς τις γραμμικές μεθόδους ανάλυσης αλλά ως πρόσθετος έλεγχος της ανελαστικής απόκρισης των κατασκευών. Η υπερωθητική ανάλυση μπορεί σε γενικές γραμμές να προσφέρει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των κρίσιμων δομικών στοιχείων της κατασκευής, να αποκαλύψει αδυναμίες του φορέα (π.χ., ασυνέχειες στη δυσκαμψία και αντοχή, υπερφόρτιση ψαθυρών

στοιχείων), να εντοπίσει περιοχές του φορέα με έντονες παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του φορέα.

1.7. Επαυξητική δυναμική ανάλυση

Πρόκειται για μια παραμετρική μέθοδο ανάλυσης που αναπτύχθηκε σχετικά πρόσφατα, με σκοπό την πλήρη εκτίμηση της απόκρισης των κατασκευών υπό σεισμική καταπόνηση, από την ελαστικότητα έως την τελική συνολική δυναμική αστάθεια. Η μέθοδος είναι επαυξητική, όπως και η στατική υπερωθητική ανάλυση που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα, μόνο που αυτή βασίζεται σε μια σειρά δυναμικών και όχι στατικών αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα, μέσα από την επιβολή μιας σειράς χρονοϊστοριών επιτάχυνσης στην κατασκευή, οι οποίες κλιμακώνονται σταδιακά, δημιουργούνται καμπύλες απόκρισης παραμετροποιημένες για κάθε επίπεδο έντασης. Η μέθοδος έχει ως στόχο τον καθορισμό των μέγιστων μεγεθών απόκρισης (peak response quantities ή damage measures-DM), όπως είναι για παράδειγμα η σχετική μετακίνηση ορόφων, από μια σειρά ανεξάρτητων δυναμικών αναλύσεων της κατασκευής όταν αυτή υποβάλλεται σε ένα ή περισσότερα επιταχυνσιογραφήματα. Η χρήση της μεθόδου έχει σκοπό τόσο την κατανόηση της απόκρισης της κατασκευής σε σχέση με τα διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης στην οποία υποβάλλεται και ιδιαίτερα σε υψηλά (και σπανιότερα) επίπεδα σεισμικής καταπόνησης, αλλά και τις επιμέρους αλλαγές της απόκρισης σε αυξανόμενα επίπεδα έντασης (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

1.7.1. Μεθοδολογία

Για την εφαρμογή της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (που στο εξής για συντομία θα καλείται IDA) και τον καθορισμό της συμπεριφοράς μιας κατασκευής ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- σχεδιασμός ενός κατάλληλου μη-γραμμικού προσομοιώματος,
- κατάρτιση ενός συνόλου καταγραφών,
- επιλογή για κάθε καταγραφή των επιπέδων κλιμάκωσης,
- ανάλυση και επεξεργασία των δεδομένων.

Οι χρησιμοποιούμενες καταγραφές κλιμακώνονται προοδευτικά από μια μικρή αρχική τιμή και οι μέγιστες ποσότητες απόκρισης σχεδιάζονται με βάση την εκάστοτε ένταση της σεισμικής κίνησης (intensity measure-IM). Η κλιμάκωση μπορεί να γίνει με δύο τρόπους:

- Με τη χρήση κατάλληλου αλγορίθμου ο οποίος κλιμακώνει σε διαφορετικά επίπεδα την σεισμική καταγραφή μέχρι την αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης (η οποία υποδηλοί συνολική δυναμική αστάθεια).
- Με την ομοιόμορφη κλιμάκωση κάθε καταγραφής στα ίδια επίπεδα (π.χ., 10%, 20%, κλπ της $S_a(T_1)$), δηλαδή με σταθερό βήμα κλιμάκωσης.

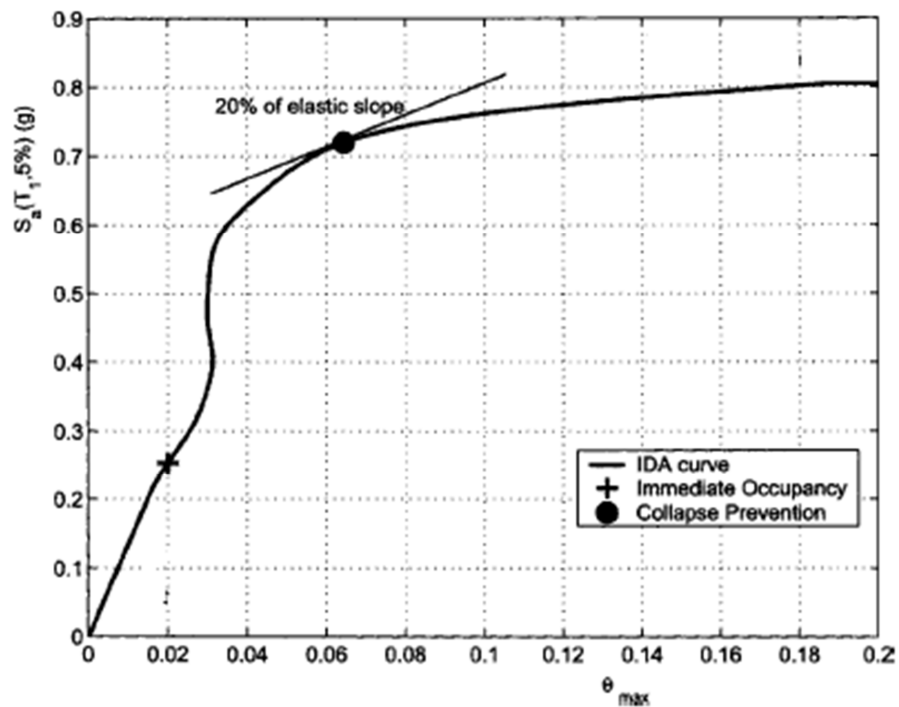
Η χρήση πολλών «βημάτων» κλιμάκωσης πλεονεκτεί ως προς την ακρίβεια των αποτελεσμάτων, αλλά μειονεκτεί σε ότι αφορά το υπολογιστικό κόστος. Με τον καθορισμό των επιθυμητών επιπέδων απαίτησης και ικανότητας και την επιλογή του μέγιστου αριθμού δυναμικών αναλύσεων μέσω του αλγορίθμου που περιγράφηκε προηγουμένως και με τη χρήση κατάλληλου λογισμικού, η διαδικασία της IDA πραγματοποιείται με σχετική ευχέρεια.

Οι μέγιστες ποσότητες απόκρισης (damage measures-DM) που παριστάνονται ως άξονας των τετμημένων στα σχετικά διαγράμματα είναι συνήθως είτε η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (Cornell & Krawinkler, 2002), είτε η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση οροφής (Mwafy & Elnashai, 2001). Στον άξονα των τεταγμένων παριστάνεται η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής της κατασκευής ($S_a(T_1)$). Πιο συγκεκριμένα, η $S_a(T_1, 5\%)$, δηλαδή η φασματική επιτάχυνση της 1^{ης} ιδιομορφής με απόσβεση 5%, είναι ένα καλό μέτρο για κτίρια χαμηλού ύψους όπου η 1^η ιδιομορφή είναι η δεσπόζουσα. Υπάρχουν βέβαια και άλλοι δείκτες τόσο για το IM (π.χ., μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ή ταχύτητα κ.α.), όσο και για το DM (π.χ., μέγιστη τέμνουσα βάσης, μέγιστη μετακίνηση οροφής, κ.α.) 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 εξαρχής. Η πληθώρα των δεδομένων που προκύπτει από την IDA πρέπει να ταξινομηθεί και να παρουσιαστεί με κατάλληλο τρόπο για να γίνουν κατανοητά τα αποτελέσματα.

1.7.2. Τυπική καμπύλη αποτελεσμάτων

Τα διακεκριμένα 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 της Εικόνας 1.9 που επιτρέπει τον υπολογισμό τιμών DM σε τυχαία επίπεδα IM και αντιστρόφως. Συνήθως η σύνδεση των σημείων στο επίπεδο 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., δέκα αναλύσεις για την προσέγγιση της δυναμικής αστάθειας (αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης), προκύπτουν δέκα σημεία στο διάγραμμα IM-

DM τα οποία μεταξύ τους θα ενωθούν με έντεκα πολυωνμικά τμήματα τρίτου βαθμού. Μια τυπική καμπύλη IDA παρουσιάζεται στην Εικόνα 1.10 (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

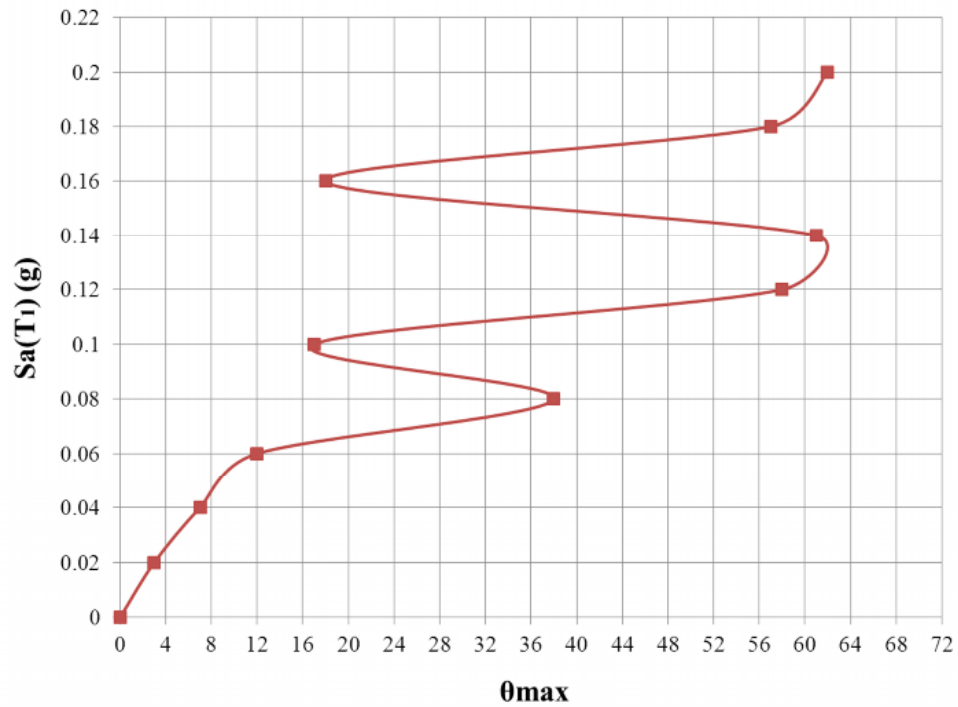


Εικόνα 1.10: Τυπική καμπύλη IDA.

Στην μορφή μιας τυπικής καμπύλης IDA, όπως αυτή της Εικόνας 1.9, διακρίνονται συνήθως πέντε τμήματα:

- Το πρώτο αντιστοιχεί στην ελαστική απόκριση για χαμηλά επίπεδα σεισμικής έντασης και παριστάνεται από ένα ευθύγραμμο τμήμα.
- Ακολουθεί στη συνέχεια ένα τμήμα με μικρότερη κλίση λόγω αρχικών αστοχιών.
- Έπειτα ακολουθεί ένα τμήμα με μεγαλύτερη κλίση ακόμα και από το πρώτο, όπου ενώ αυξάνεται η τιμή του IM παραμένει σταθερή η τιμή του DM.
- Στο τέταρτο τμήμα αρχίζει και πάλι η μείωση της κλίσης της καμπύλης.
- Στο πέμπτο και τελευταίο τμήμα υπάρχει απεριόριστη αύξηση του DM, χωρίς ουσιαστική αύξηση του IM, δείγμα αριθμητικής μη σύγκλισης της ανάλυσης και συνολικής δυναμικής αστάθειας της κατασκευής.

Υπάρχουν συχνά περιπτώσεις που σε μια καμπύλη IDA παρατηρείται έντονα το φαινόμενο της κράτυνσης (hardening), όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.11.



Εικόνα 1.11: Περίπτωση κράτνσης και δομικής ανάταξης σε καμπύλες IDA.

Ουσιαστικά πρόκειται για διαδοχικές φάσεις εξασθένησης (softening) και κράτνσης (hardening), όπου η τοπική κλίση (εφαπτομενική δυσκαμψία) άλλοτε ελαττώνεται και άλλοτε αυξάνεται για μεγαλύτερα IM. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή άλλοτε υφίσταται επιτάχυνση στον ρυθμό αύξησης του DM και άλλοτε επιβράδυνση αρκετή ώστε να μειώσει την αύξηση του DM ή ακόμα και να την αντιστρέψει, έτσι ώστε τοπικά να ωθεί την καμπύλη IDA σε χαμηλότερα DM και να την μετατρέψει σε μη μονότονη συνάρτηση του IM. Αν και ακούγεται αντιφατικό το γεγονός ότι ένα σύστημα με σοβαρές 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 η διάρκεια της και το συχνοτικό περιεχόμενο της που προκαλούν τέτοια φαινόμενα.

Για παράδειγμα, η αυξητική κλιμάκωση (scale up) ενός επιταχυνσιογραφήματος είναι δυνατόν να ενδυναμώσει τους αρχικά ασθενείς κύκλους απόκρισης οι οποίοι μπορούν να προκαλέσουν διαρροή (βλάβη) και να αλλάξουν τα χαρακτηριστικά του συστήματος κατά τους επόμενους ισχυρότερους κύκλους με αποτέλεσμα η πρόωρη διαρροή κάποιων μελών να ενεργοποιήσει μηχανισμούς και να ανακουφίσει κάποια άλλα μέλη. Μια ακραία περίπτωση του φαινομένου της κράτνσης αποτελεί η «δομική ανάταξη» (structural resurrection) όπου το σύστημα ωθείται μέχρι την κατάρρευση για κάποια IM, αλλά επανέρχεται και αντέχει για υψηλότερα επίπεδα έντασης, με σοβαρές μεν αλλά όχι απολύτως καταστρεπτικές βλάβες (βλ. Εικόνα 1.10).

1.7.3. Στατιστική επεξεργασία

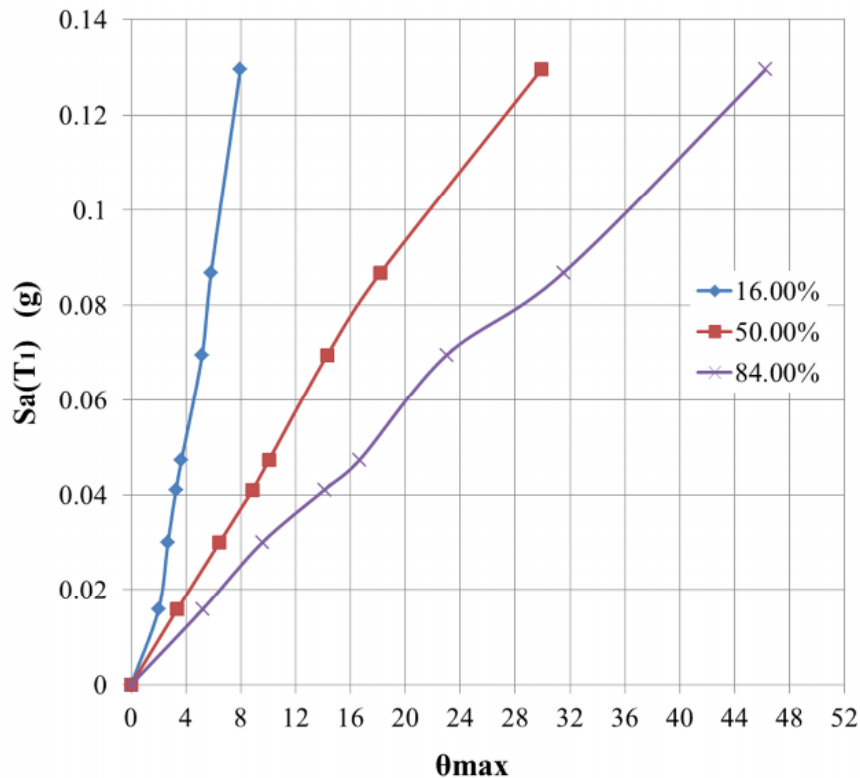
Η πιθανοτική επεξεργασία είναι απαραίτητη για να ληφθεί υπ' όψιν η αβεβαιότητα σχετικά με το σεισμικό συμβάν που μπορεί να πλήξει μια κατασκευή επειδή οι δημιουργούμενες καμπύλες IDA είναι συγκεκριμένες για κάθε σύστημα με βάση συγκεκριμένες καταγραφές. Για ένα συγκεκριμένο όμως σύστημα και ένα στατιστικό πλήθος καταγραφών οι καμπύλες είναι πλέον τυχαίες και είναι συναρτήσεις της μορφής $DM=f(IM)$. Με τη σύνοψη των καταγραφών σε φάσματα απόκρισης (μέσα φάσματα, 16%, 84%, κλπ), μπορούν να καθοριστούν μέσες, διάμεσες και ποσοστημόρια 16%, 84% των καμπυλών IDA που συνοψίζουν ένα πλήθος από καμπύλες IDA.

Η στατιστική επεξεργασία ενός δείγματος καμπυλών μπορεί να γίνει με δύο μεθόδους (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Η πρώτη μέθοδος είναι η παραμετρική κατά την οποία θεωρείται ένα παραμετρικό προσομοίωμα του DM για δεδομένο IM, εφαρμόζεται σε κάθε καμπύλη και παρέχει δείγμα τιμών παραμέτρων στο οποίο γίνεται στατιστική επεξεργασία. Επίσης, θα μπορούσε να βρεθεί ένα παραμετρικό προσομοίωμα της διαμέσου των DM για δεδομένο IM το οποίο να εφαρμόζεται ταυτόχρονα για όλες τις καμπύλες. Η δεύτερη μέθοδος είναι η μη-παραμετρική που βασίζεται στη χρήση ομαλοποιητών διασποράς (scatterplot smoothers) όπως είναι π.χ. ο τρέχων μέσος/διάμεσος (running mean, running median) ή η καμπύλη ομαλοποίησης (smoothing spline), κ.α. Η χρήση του εγκάρσιου τρέχοντος μέσου² (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 fractile) δίνουν ακόμα καλύτερα αποτελέσματα.

Με τη χρήση γραμμικής παρεμβολής μπορούν να δημιουργηθούν δέσμες τιμών DM σε τυχαία επίπεδα IM οι οποίες περιέχουν 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 που στη συνέχεια με παρεμβολή για κάθε ποσοστημόριο, δημιουργούνται οι 16%, 50% και 84% ποσοστιαίες καμπύλες IDA. Στην Εικόνα 1.11, για $S_a(T_1, 5\%)=0.07g$, το 16% των επιταχυνσιογραφημάτων θα οδηγήσουν σε $\theta_{max}<5.2\%$, το 50% αυτών θα προκαλέσουν $\theta_{max}<14.3\%$ και το 84% αυτών θα δημιουργήσουν $\theta_{max}<23\%$. Υπό κατάλληλες προϋποθέσεις συνέχειας και μονοτονίας των καμπυλών IDA, τα ποσοστημόρια μπορούν να

² Running mean with a zero-length window.

χρησιμοποιηθούν και με αντίστροφο τρόπο. Για παράδειγμα, σύμφωνα με τις καμπύλες της Εικόνας 1.12 για απαίτηση $\theta_{\max}=5\%$, το 84% των χρονοϊστοριών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα $S_a(T_1,5\%)>0.015g$, το 50% αυτών σε επίπεδα $S_a(T_1,5\%)>0.022g$ και το 16% αυτών σε επίπεδα $S_a(T_1,5\%)>0.065g$.



Εικόνα 1.12: Ποσοστιαίες καμπύλες IDA.

1.7.4. Καθορισμός οριακών καταστάσεων

Ο καθορισμός οριακών καταστάσεων για τις καμπύλες IDA είναι αναγκαίος για τους υπολογισμούς επιτελεστικότητας και οι οριακές καταστάσεις που συνήθως εξετάζονται είναι οι έξης:

1. **άμεση χρήση** (IO-Immediate Occupancy),
2. **προστασία ζωής** (LS-Life Safety),
3. **αποφυγή κατάρρευσης** (CP-Collapse Prevention),
4. **συνολική δυναμική αστάθεια** (GI-Global Dynamic Instability).

Αναλόγως με τον τύπο της κατασκευής, υπάρχουν καθορισμένα όρια για κάθε οριακή κατάσταση για τις τιμές του εκάστοτε DM (π.χ., θ_{\max}) ή της εφαπτομένης της καμπύλης IDA σε σχέση με την κλίση του πρώτου ελαστικού τμήματος.

Η διαδικασία της IDA δεν περιλαμβάνει μόνο μια καμπύλη, συνεπώς η χρήση ενός ικανού αριθμού κατάλληλα επιλεγμένων και κλιμακουμένων επιταχυνσιογραφημάτων θα

δημιουργήσει ίσο αριθμό καμπυλών με ένα μεγάλο εύρος διακύμανσης και μορφών για τις οποίες θα πρέπει να γίνει μια ταξινόμηση και ποσοτικοποίηση των αβεβαιοτήτων που σχετίζονται με τις καταγραφές. Με τη χρήση κατάλληλων στατιστικών τεχνικών, τα δεδομένα θα μειωθούν στην κατανομή των DM συναρτήσεων των IM και στην πιθανότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων για συγκεκριμένα επίπεδα IM.

1.7.5. Παρατηρήσεις επί της μεθόδου

Θα πρέπει να τονιστεί ότι η απόκριση της κατασκευής σε κάθε επαύξηση της σεισμικής έντασης στην οποία υποβάλλεται είναι ανεξάρτητη από τις προηγούμενες, δηλαδή δεν γίνεται εφαρμογή του εκάστοτε επόμενου βήματος στον ήδη πλαστικοποιημένο από το προηγούμενο βήμα φορέα, αλλά γίνεται εφαρμογή του στον αρχικό απαραμόρφωτο φορέα. Η μέθοδος δεν βασίζεται σε μια σειρά διαδοχικών δυναμικών αναλύσεων, αλλά σε μια σειρά ανεξάρτητων αναλύσεων. Το βασικό πλεονέκτημα της IDA είναι ότι αποτυπώνει διάφορες πτυχές της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και εφόσον η ανάλυση γίνεται για έναν επαρκή αριθμό σεισμικών καταγραφών, αντιπροσωπεύει τη διακύμανση της πιθανής της απόκρισης για διάφορα σενάρια σεισμικής διακινδύνευσης.

Υπάρχει μια πληθώρα δυνατών μηχανισμών αστοχίας που μπορεί να προκύψουν υπό διαφορετικές διεγέρσεις και οι οποίοι μπορούν να εξεταστούν. Οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων αυξάνουν πάντως δραματικά για μεγάλες τιμές της σεισμικής έντασης, γεγονός το οποίο δείχνει ότι η κατασκευή έχει φτάσει στο όριο την ικανότητα της (όριο κατάρρευσης) δηλαδή έχει οδηγηθεί σε απώλεια της δυναμικής ευστάθειας της καθώς η σεισμική καταπόνηση αυξάνεται σε υψηλά επίπεδα. Είναι προφανές ότι ένα πλήθος διεγέρσεων με διαφορετικά χαρακτηριστικά θα έχει ως αποτέλεσμα μια διασπορά του ορίου κατάρρευσης της κατασκευής. Ζητήματα τα οποία ανακύπτουν κατά την εφαρμογή της IDA είναι:

- Η επιλογή βάσει σεισμολογικών παραμέτρων (π.χ., έδαφος καταγραφής, μέγεθος σεισμού, επικεντρική απόσταση, μηχανισμός διάρρηξης ρήγματος) ή/και ταύτισης με φάσματα σχεδιασμού και η διαδικασία κλιμάκωσης (στο πεδίο του χρόνου ή των συχνοτήτων) των χρονοϊστοριών οι οποίες μπορούν να είναι πραγματικές, τεχνητές ή συνθετικές (Bommer & Acevedo, 2004).
- Η αξιοπιστία της ομοιόμορφης κλιμάκωσης του μεγέθους της εδαφικής κίνησης λόγω ταχύτερης εξασθένησης των υψηλών συχνοτήτων καθώς αυξάνεται η απόσταση από το ρήγμα.
- Οι αβεβαιότητες κατά την μόρφωση ενός ακριβούς προσομοιώματος (εκτίμηση αρχικής αντοχής, δυσκαμψίας, ποιότητας υλικών, κ.α.).

- Η «ασάφεια» του όρου ικανότητα ως το όριο πέρα από το οποίο το μέτρο βλάβης (π.χ., η θ_{max}) αυξάνεται δραματικά.
- Κατά πόσο είναι κατάλληλη η επιλογή δεικτών βλάβης, όπως η θ_{max} για την παρακολούθηση της δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης, όταν αυτή μπορεί να προηγηθεί από άλλον μηχανισμό (όπως π.χ. από το ίδιο βάρος λόγω διατμητικής αστοχίας των υποστυλωμάτων, ή από αστοχία κόμβων ή συνδέσεων).

Γενικά δεν είναι εφικτή μέχρι σήμερα η πλήρης 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 στον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών παρουσιάζει ακόμα εγγενείς αδυναμίες, η χρησιμότητα της είναι μεγάλη λόγω της πληθώρας αποτελεσμάτων της απόκρισης που προκύπτουν και τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας μιας κατασκευής.

1.8. Φαινόμενα «P-Δ» στις ανελαστικές αναλύσεις

Οι γραμμικές αναλύσεις (ή α' τάξης) υποθέτουν μικρές παρεκκλίσεις των κατασκευών οπότε οι επακόλουθες δυνάμεις και ροπές από τα φορτία δεν εμπεριέχουν φαινόμενα παραμόρφωσης της κατασκευής. Αντίθετα, οι μη-γραμμικές (ή β' τάξης) αναλύσεις συνδυάζουν δύο φαινόμενα κατά τον υπολογισμό:

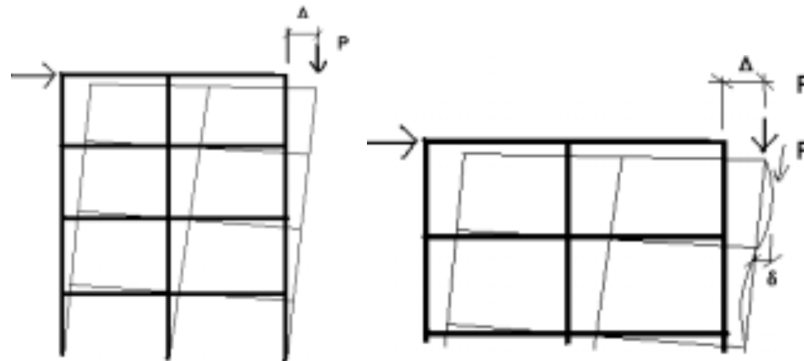
- τη θεωρία μεγάλων παραμορφώσεων δηλαδή οι προκύπτουσες δυνάμεις και ροπές συνυπολογίζουν πλήρως τα φαινόμενα λόγω παραμορφωμένου σχήματος τόσο του φορέα όσο και των μελών του,
- το φαινόμενο «stress stiffening» δηλαδή ότι οι εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις κάνουν ένα στοιχείο πιο δύσκαμπτο ενώ οι θλιπτικές το εξασθενούν.

Το φαινόμενο P-Δ είναι το μη-γραμμικό φαινόμενο που συμβαίνει σε κάθε κατασκευή της οποίας τα μέλη υπόκεινται σε αξονικά φορτία και η ένταση του εξαρτάται από:

- το μέγεθος του αξονικού φορτίου P,
- την πλευρική δυσκαμψία/ λυγηρότητα της κατασκευής συνολικά,
- τη λυγηρότητα των μεμονωμένων στοιχείων της κατασκευής.

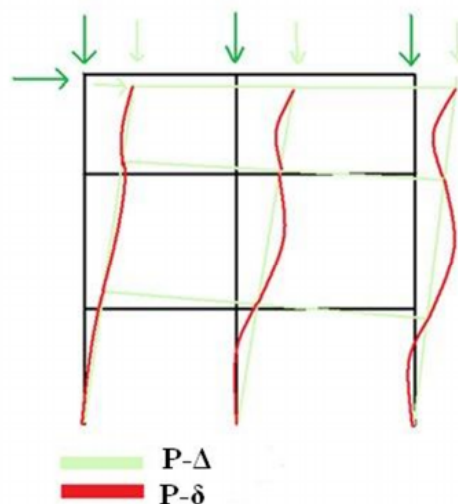
Η λυγηρότητα μπορεί να ελεγχθεί ώστε το φαινόμενο P-Δ να περιοριστεί σε τέτοιο βαθμό ώστε να θεωρηθεί αμελητέο, μέσω βελτίωση της πλευρικής δυσκαμψίας (προσθήκη στοιχείων δυσκαμψίας) ή σε επίπεδο στοιχείων με την αύξηση του μεγέθους τους. Το

φαινόμενο αυτό σχετίζεται με το γεγονός ότι με μια οριζόντια φόρτιση ένας φορέας μετατοπίζεται σε σχέση με τη βάση του κατά Δ και ένα έκκεντρο πλέον κατακόρυφο φορτίο P δημιουργεί πρόσθετες ροπές (φαινόμενο P- Δ) όπως φαίνεται αριστερά στην Εικόνα 1.13.



Εικόνα 1.13: Τα φαινόμενα P- Δ και P- δ .

Επιπρόσθετα όμως, η εκκεντρότητα του φορτίου καταπονεί περισσότερο τα στοιχεία του φορέα, (φαινόμενο P- δ), όπως απεικονίζεται στο δεξιό σχήμα στην Εικόνα 1.13. Γενικά, τα φαινόμενα P- δ σχετίζονται με τις παραμορφώσεις κατά μήκος των δομικών στοιχείων μετρούμενες ως προς τη χορδή του μέλους, ενώ τα φαινόμενα P- Δ μετρούνται ανάμεσα στα άκρα των στοιχείων και σχετίζονται με σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Το παραμορφωμένο σχήμα μιας κατασκευής με βάση το αν λαμβάνονται υπόψη μόνο τα φαινόμενα P- Δ ή επιπλέον και τα φαινόμενα P- δ , φαίνεται στην Εικόνα 1.14.



Εικόνα 1.14: Διαφορές στην ανάλυση όταν εκτός από τα φαινόμενα P- Δ , περιλαμβάνονται και τα φαινόμενα P- δ .

Στην Εικόνα 1.14, με κόκκινο χρώμα απεικονίζονται οι τοπικές αποκλίσεις των υποστρωμάτων στην περίπτωση που λαμβάνονται υπόψη και τα φαινόμενα P- δ . Στην

περίπτωση αυτή τα υποστυλώματα προς τα αριστερά έχουν μικρότερες τοπικές αποκλίσεις από τα αντίστοιχα στα αριστερά λόγω του εφελκυστικού φορτίου που επιβάλλεται σε αυτά (έμμεσα από την οριζόντια φόρτιση) το οποίο προσπαθεί να τα ισιώσει. Αντίθετα, στα υποστυλώματα προς τα δεξιά επιβάλλεται πρόσθετο θλιπτικό φορτίο το οποίο προσπαθεί να τα κάμψει περισσότερο. Το φαινόμενο αυτό είναι γνωστό ως ‘stress stiffening effect’. Η ανελαστική ανάλυση του φορέα πρέπει να περιλαμβάνει και τα δύο αυτά φαινόμενα τα οποία είναι αλληλένδετα (η αύξηση του πρώτου, αυξάνει και το δεύτερο) ώστε τα αποτελέσματα να είναι όσο το δυνατόν ακριβή. Έχει παρατηρηθεί ότι η κατάρρευση κατασκευών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού δεν προκαλείται μόνο από τις σεισμικές δυνάμεις, αλλά και από τις σεισμικές οριζόντιες μετακινήσεις που σε συνδυασμό με το βάρος τους, δημιουργούν ροπές P-Δ (και P-δ) στα κατακόρυφα στοιχεία μειώνοντας την ενεργό οριζόντια δυσκαμψία και τη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής σε οριζόντια φόρτιση και οδηγώντας σε μείωση της ενεργού οριζόντιας αντοχής της. Τα φαινόμενα P-Δ μπορούν να οδηγήσουν σε απώλεια πλευρικής αντίστασης, διαδοχική ανάπτυξη μόνιμων παραμορφώσεων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και δυναμική αστάθεια (Deierlein et al., 2010). Όλοι οι αντισεισμικοί κανονισμοί απαιτούν να συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των φαινομένων P-Δ όταν σε κάθε όροφο τα μεγέθη στα κατακόρυφα μέλη υπερβαίνουν το 10% των αντίστοιχων από την ανάλυση α' τάξης. Κριτήριο για αυτό είναι ο συντελεστής ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης ορόφων³ θ που ορίζεται σε κάθε όροφο i από την παρακάτω σχέση ως ο λόγος της συνολικής ροπής β' τάξης προς τη μεταβολή στη ροπή ανατροπής α' τάξης στον όροφο αυτό (Fardis, 2009):

$$\theta_i = \frac{N_{tot,i} \Delta d_i}{V_{tot,i} H_i} \quad (1.1)$$

όπου:

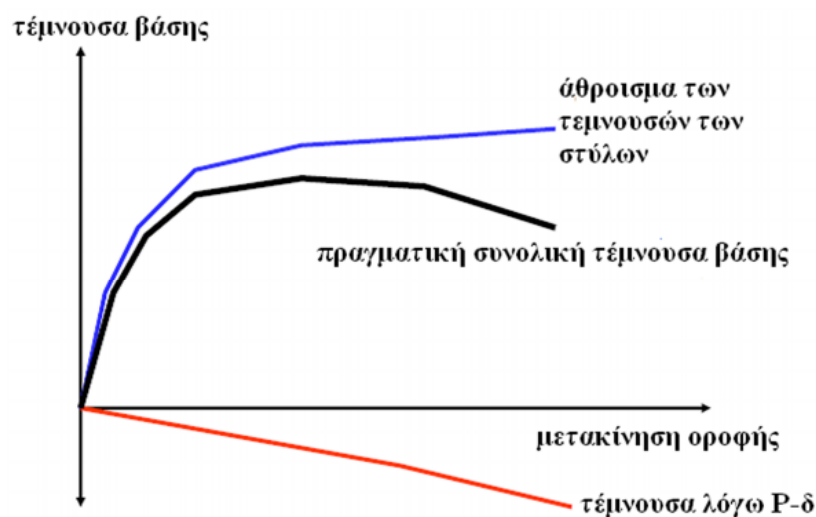
- $N_{tot,i}$ το συνολικό κατακόρυφο φορτίο ταυτόχρονο με την σεισμική δράση στον όροφο i και στον υπερκείμενό του,
- $V_{tot,i}$ η ολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου i ,
- H_i το ύψος του ορόφου i ,
- Δd_i η σχετική μετακίνηση ορόφων στον όροφο i , δηλαδή η διαφορά μεταξύ των οριζόντιων μετακινήσεων στην κορυφή και στη βάση του ορόφου ($d_i - d_{i-1}$) μετρούμενες στο κέντρο μάζας του. Στον Ευρωκώδικα 8 είναι η ανελαστική σχετική μετακίνηση που υπολογίζεται μέσω του κανόνα των ίσων μετακινήσεων (δηλαδή

³ Συντελεστής ευστάθειας κατά το NEHRP Recommended Seismic Provisions (2009).

πολλαπλασιάζοντας τον συντελεστή συμπεριφοράς q με τις τιμές d_i και d_{i-1} που υπολογίστηκαν από την ελαστική φασματική ανάλυση.

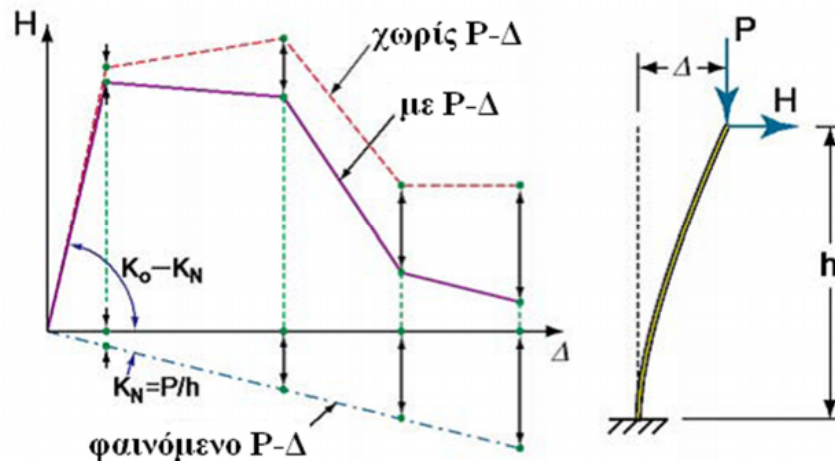
Εφόσον για κάθε όροφο ισχύει $\theta_i \leq 0.1$, τα φαινόμενα P-Δ μπορούν να αγνοηθούν. Στην περίπτωση όπου $0.1 \leq \theta_i \leq 0.2$ επιτρέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 να υπολογίζονται χωρίς ανάλυση β' τάξης, αλλά κατά προσέγγιση πολλαπλασιάζοντας όλες τις δράσεις από την ανάλυση α' τάξης λόγω της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής δράσης με τον διορθωτικό παράγοντα $1/(1-\theta_i)$. Αυτή η διαδικασία όμως αδυνατεί να προβλέψει την αύξηση των ιδιοπεριόδων λόγω των φαινομένων P-Δ. Επίσης, αν για την προαναφερθείσα διόρθωση χρησιμοποιείται το θ_i κάθε ορόφου, τότε είναι προς την πλευρά της ασφάλειας η χρήση της μέγιστης τιμής θ_i για ολόκληρη την κατασκευή. Τέλος, όταν $\theta_i > 0.2$ απαιτείται ακριβής ανάλυση β' τάξης.

Γενικά, τα φαινόμενα P-Δ πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε κάθε ανελαστική δυναμική ανάλυση γιατί αν και η επίδραση τους στην ελαστική απόκριση μπορεί να αγνοηθεί, στην ανελαστική απόκριση της ίδιας κατασκευής μπορεί να είναι σημαντική. Αυτό έχει μεγάλη σημασία για κατασκευές με μικρή υπεραντοχή ή όταν το μετελαστικό τμήμα της καμπύλης pushover εμφανίζει σχεδόν οριζόντια ή αρνητική κλίση. Με χρήση υπερωθητικής ανάλυσης με βάση τις μετακινήσεις⁴ (displacement-controlled) ή όταν γίνεται ανάλυση χρονοϊστορίας, η τέμνουσα βάσης δεν πρέπει να υπολογίζεται μόνο από τις τέμνουσες δυνάμεις των στύλων αλλά και τις τεμνουσες δυνάμεις των ορόφων λόγω P-δ, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.15 (NEHRP, 2007).



Εικόνα 1.15: Καμπύλη ικανότητας για φαινόμενα P-Δ.

⁴ Όταν η υπερωθητική ανάλυση γίνεται με βάση τις δυνάμεις (force-controlled), η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται άμεσα από τα φορτία.



Εικόνα 1.16: Η καμπύλη δύναμης-παραμόρφωσης ενός προβόλου με και χωρίς το φαινόμενο P-Δ.

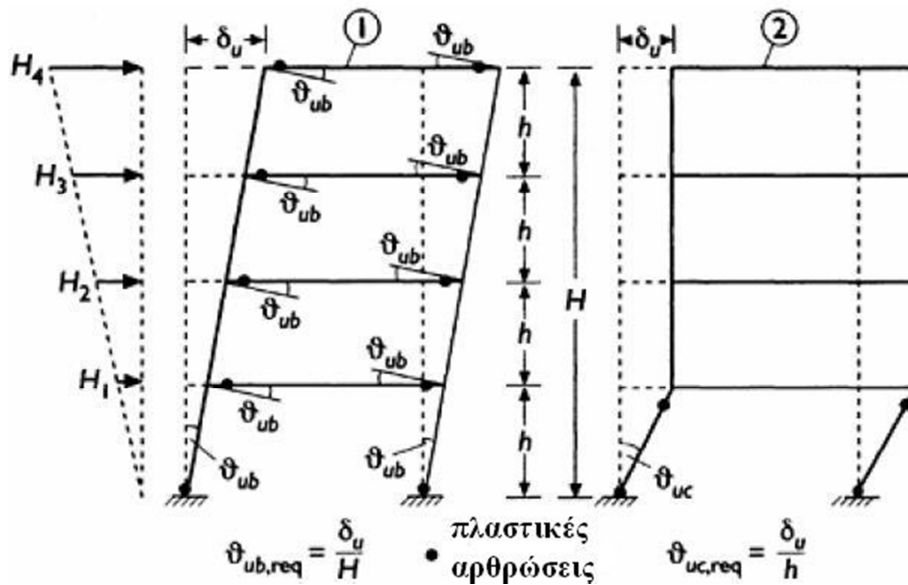
Επίσης, στην περίπτωση ενός προβόλου η γραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης με υπολογισμό ή όχι των φαινομένων P-Δ φαίνεται στην Εικόνα 1.16. (Deierlein et al., 2010). Για μεγάλα φορτία βαρύτητας P, η μείωση της δυσκαμψίας είναι μεγάλη και συμβάλει στην απώλεια πλευρικής αντίστασης και ευστάθειας. Συνεπώς, πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατάλληλη μέθοδος που να συνυπολογίζει το φαινόμενο P-Δ.

Κεφάλαιο 2^ο

Προσομοίωση της ανελαστικότητας των δομικών μελών

2.1. Εισαγωγή

Ο σχεδιασμός κατασκευών οι οποίες παραμένουν ελαστικές κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών κινήσεων θεωρείται αντιοικονομικός, με αποτέλεσμα να γίνεται πρόβλεψη ώστε οι μέγιστες ροπές να μπορούν να υπερβούν τη ροπή διαρροής σε κρίσιμες περιοχές της κατασκευής, δηλαδή να γίνεται διάχυση και απόσβεση της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας, και κατά συνέπεια να προκύπτουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι κρίσιμες αυτές περιοχές επιδιώκεται με βάση τον λεγόμενο «ικανοτικό σχεδιασμό» (capacity design) να βρίσκονται κυρίως στα άκρα των δοκών και στη βάση των στύλων του ισογείου, έτσι ώστε ο δημιουργούμενος μηχανισμός αστοχίας της κατασκευής να είναι ευνοϊκός, δηλαδή να μην επηρεάζεται η συνολική ευστάθεια του φορέα που θα οδηγούσε στην μερική ή ολική κατάρρευση της. Όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.1 (Kappos, 2002), ο μηχανισμός αστοχίας με σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στην κεφαλή και τον πόδα των στύλων του ισογείου, γνωστός και ως «μηχανισμός μαλακού (ή ασθενούς) ορόφου», επιβάλλει τετραπλάσια απαιτούμενη πλαστιμότητα για την ίδια μετακίνηση οροφής δ_u . Επειδή η πλαστιμότητα των στύλων ενός ορόφου λόγω θλιπτικών αξονικών φορτίων είναι μικρότερη από εκείνη των δοκών και λόγω γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων (φαινόμενα P- Δ), ο μηχανισμός δοκών θεωρείται ευνοϊκότερος.



Εικόνα 2.1: Μηχανισμός αστοχίας δοκών (αριστερά) και υποστλωμάτων (δεξιά).

Επειδή λοιπόν η απόκριση των κατασκευών σε σεισμό εξαρτάται από την υστερητική συμπεριφορά των κρίσιμων περιοχών σε δοκούς, στύλους και στους κόμβους τους, είναι πολύ σημαντική η ύπαρξη προσομοιωμάτων αυξημένης ακριβείας που να μπορούν να περιγράψουν αυτή τη συμπεριφορά. Γενικότερα πάντως, από πειραματικές μελέτες υποφορέων οπλισμένου σκυροδέματος, πραγματικών πολυόροφων κτιρίων και δυναμικών δοκιμών έχει προκύψει ότι όταν καλά σχεδιασμένες και οπλισμένες κρίσιμες περιοχές υπόκεινται σε μεγάλες ανακυκλιζόμενες φορτίσεις, το κυριότερο πρόβλημα είναι η απομείωση της δυσκαμψίας. Τα βασικότερα αποτελέσματά της απομείωσης της δυσκαμψίας είναι (Fillipou & Issa, 1988):

- αύξηση της ευκαμψίας και της περιόδου ταλάντωσης λόγω μεγάλων ανακυκλιζόμενων παραμορφώσεων,
- μείωση της ικανότητας διάχυσης ενέργειας,
- σημαντική ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων που μπορεί να οδηγήσει σε υπερβολικές παραμορφώσεις σε ορισμένες περιοχές.

Επειδή οι επιβαλλόμενες σεισμικές δυνάμεις και παραμορφώσεις εξαρτώνται από τη δυσκαμψία, την ιδιοπερίοδο και την ικανότητα διάχυσης ενέργειας της κατασκευής, η απομείωση της δυσκαμψίας μεταβάλλει τη συνολική απόκριση της κατασκευής. Για τον λόγο αυτό είναι πολύ σημαντική η κατάλληλη προσομοίωση της υστερητικής συμπεριφοράς. Η πρωταρχική προσέγγιση στο πρόβλημα της προσομοίωσης της υστερητικής συμπεριφοράς των κρίσιμων περιοχών ήταν με ανελαστικά ελατήρια στα άκρα των στοιχείων που είναι γνωστή και ως μέθοδος των σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (lumped plasticity). Για τη μέθοδο αυτή έχουν προταθεί πολλά μοντέλα που αντιμετωπίζουν ζητήματα όπως η

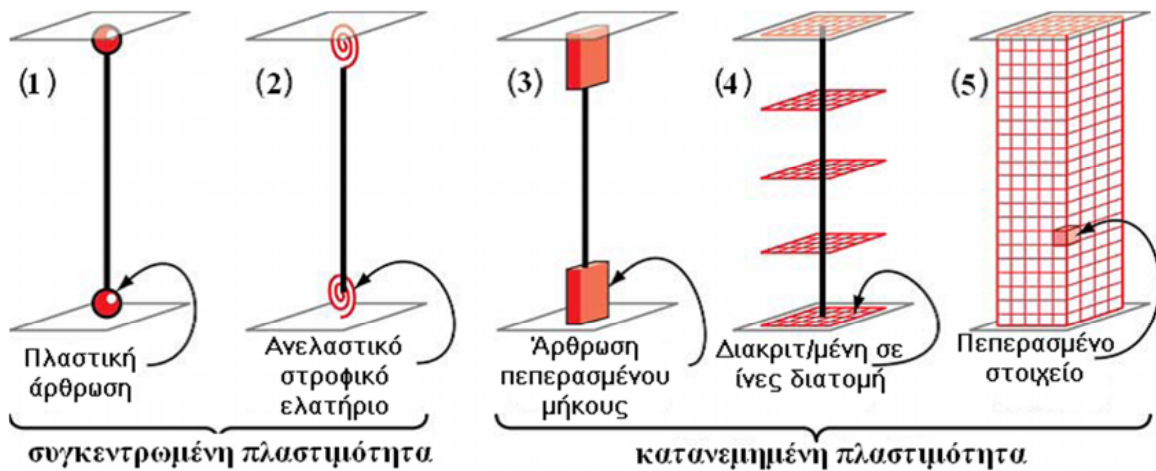
υποβάθμιση της δυσκαμψίας σε κάμψη και διάτμηση, καθώς και στροφές πακτωμένων άκρων στη διεπιφάνεια κόμβων δοκών-στύλων για την προσομοίωση του φαινομένου εξόλκευσης των ράβδων οπλισμού. Όλα αυτά τα μοντέλα όμως πρέπει να χρησιμοποιούνται με προσοχή αφού απαιτούν εμπειρία από τους χρήστες για τον καθορισμό των παραμέτρων τους.

Εκτός από την απλούστερη και διαδεδομένη μέθοδο των σημειακών πλαστικών αρθρώσεων, που επινοήθηκε πριν από περίπου πέντε δεκαετίες, έχουν προκύψει νέες μέθοδοι που βασίζονται στην κατανεμημένη πλαστιμότητα των δομικών μελών. Οι μέθοδοι αυτές περιγράφουν ακριβέστερα τα συνεχή χαρακτηριστικά των μελών οπλισμένου σκυροδέματος, απαιτώντας από τον χρήστη ως δεδομένα μόνο γεωμετρικά στοιχεία και χαρακτηριστικά υλικών. Η καταστατική συμπεριφορά των διατομών των μελών στην περίπτωση αυτή μπορεί να διατυπωθεί είτε με βάση την κλασική θεωρία πλαστιμότητας (σε όρους τάσης-παραμόρφωσης), είτε να παραχθεί λεπτομερώς από διακριτοποίηση των διατομών σε ίνες. Στην περίπτωση της διακριτοποίησης γίνεται δυνατή η ακριβέστερη εκτίμηση της κατανομής των δομικών βλαβών, αφού αναπαρίσταται η επέκταση της μη-γραμμικότητας του υλικού τόσο εγκάρσια στη διατομή, όσο και κατά μήκος του στοιχείου (Pinho, 2007).

Τα τελευταία χρόνια, χρησιμοποιούνται κυρίως προσομοιώματα με πεπερασμένα στοιχεία για δομικά μέλη όπου η κατασκευή προσομοιώνεται με αλληλοσυνδεόμενα μέλη με συγκεντρωμένη ή κατανεμημένη ανελαστικότητα ή προσομοιώματα όπου τόσο τα μέλη όσο και οι κόμβοι τους διακριτοποιούνται σε διδιάστατα ή τριδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία όπως εποπτικά παρουσιάζεται για την περίπτωση προσομοίωσης ενός υποστυλώματος στην Εικόνα 2.2. (Deierlein et al., 2010).

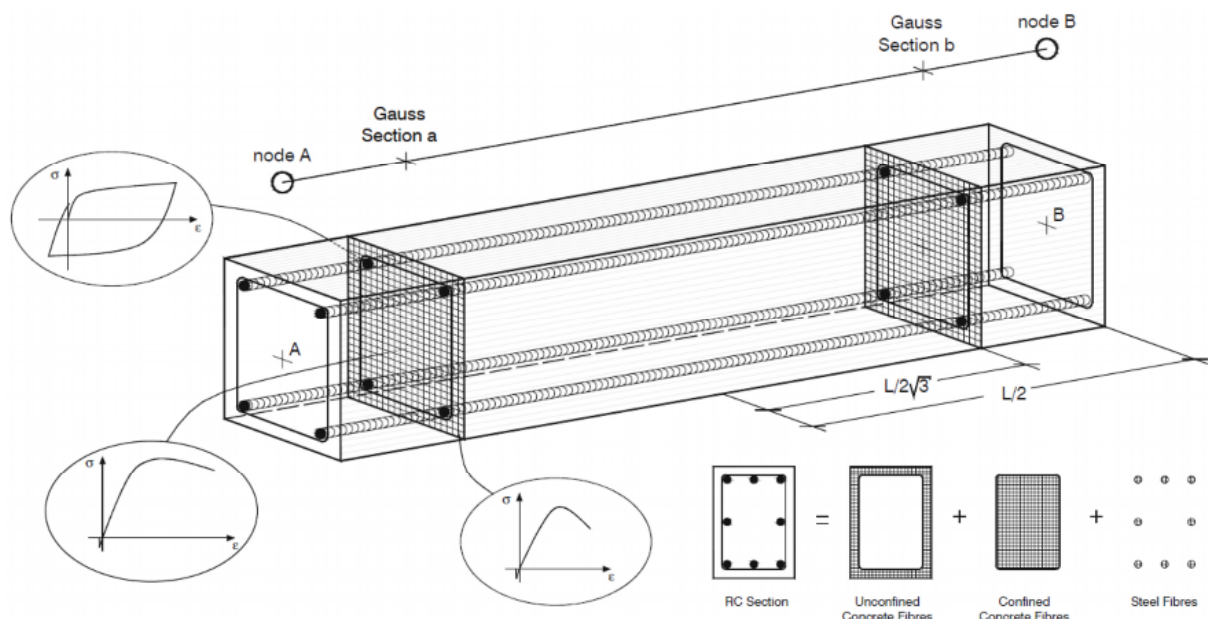
Στο προσομοίωμα 1, που είναι το απλούστερο δυνατό, η ανελαστικότητα είναι συγκεντρωμένη στο κάθε άκρο του στοιχείου σε πλαστική άρθρωση η οποία έχει τέλεια πλαστική συμπεριφορά (rigid-plastic), χωρίς δηλαδή ελαστική παραμόρφωση πριν την διαρροή ή κράτυνση μετά από αυτήν, ενώ στο προσομοίωμα 2 σε ένα ανελαστικό ελατήριο με υστερητική συμπεριφορά. Στα δύο αυτά προσομοιώματα το μέγεθος των αριθμητικών εξισώσεων είναι αρκετά μειωμένο λόγω συγκέντρωσης της πλαστιμότητας σε σημειακές πλαστικές αρθρώσεις. Στο προσομοίωμα 3, η ανελαστικότητα είναι συγκεντρωμένη σε περιοχές στα άκρα του στοιχείου που μπορεί να είναι σταθερού ή μεταβλητού μήκους (ανάλογα με τη σχέση ροπής-καμπυλότητας των διατομών, το μέγεθος της ροπής και της αξονικής δύναμης). Η επέκταση της περιοχής διαρροής αποδίδεται καλύτερα, σε σύγκριση με τη θεώρηση σημειακής πλαστικής άρθρωσης με την ολοκλήρωση των παραμορφώσεων κατά

μήκος της πλαστικής περιοχής, και επιπλέον διευκολύνεται και ο υπολογισμός των στροφών των αρθρώσεων.



Εικόνα 2.2: Προσομοιώματα για στοιχεία δοκών-στύλων.

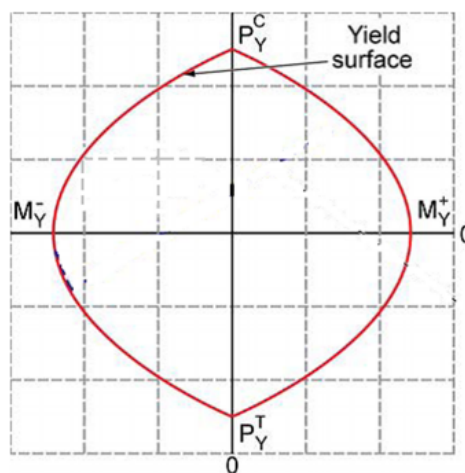
Στο προσομοίωμα 4, η πλαστιμότητα κατανέμεται (μέσω αριθμητικών ολοκληρώσεων) εγκάρσια στις διακριτοποιημένες διατομές και κατά μήκος του στοιχείου. Η ανελαστική υστερητική σχέση αξονικής τάσης-παραμόρφωσης στις διατομές καθορίζεται από καταστατικούς νόμους (προσομοιώματα μονοαξονικών) υλικών. Από τις ίνες μονοαξονικού υλικού, δηλαδή του χάλυβα και του σκυροδέματος (περισφιγμένου και απερίσφικτου), με αριθμητική ολοκλήρωση σε ολόκληρη τη διατομή υπολογίζονται η συνισταμένη αξονική δύναμη και ροπή και επίσης οι σχέσεις ροπής-καμπυλότητας και αξονικής δύναμης-παραμόρφωσης όπως εποπτικά παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.3 (Pinho, 2007).



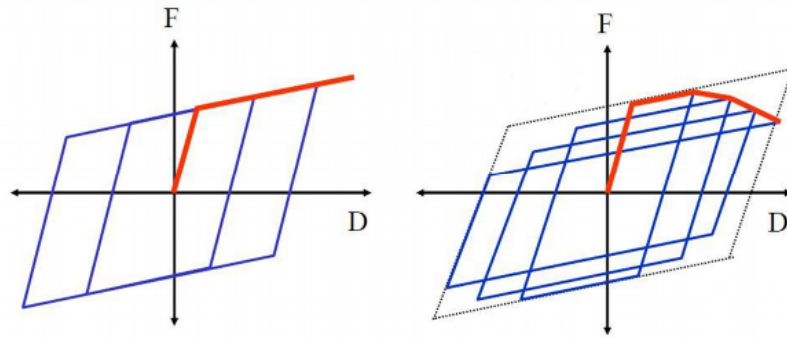
Εικόνα 2.3: Διακριτοποίηση μιας τυπικής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος.

Στη συνέχεια, γίνεται αριθμητική ολοκλήρωση σε συγκεκριμένες θέσεις κατά μήκος του στοιχείου, μέσω κατάλληλων συναρτήσεων παρεμβολής (μετακίνησης ή δύναμης). Οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις των ινών των υλικών εξαρτώνται από το μέγεθος της ροπής, το μήκος του στοιχείου, τη μέθοδο ολοκλήρωσης και άλλες παραμέτρους, συνεπώς τα αποτελέσματα από τα προσομοιώματα αυτού του είδους θα πρέπει να αντιπαραβάλλονται με εκείνα των προσομοιωμάτων συγκεντρωμένης πλαστιμότητας που έχουν μελετηθεί περισσότερο από άποψη οριακών καταστάσεων στροφών και παραμορφώσεων.

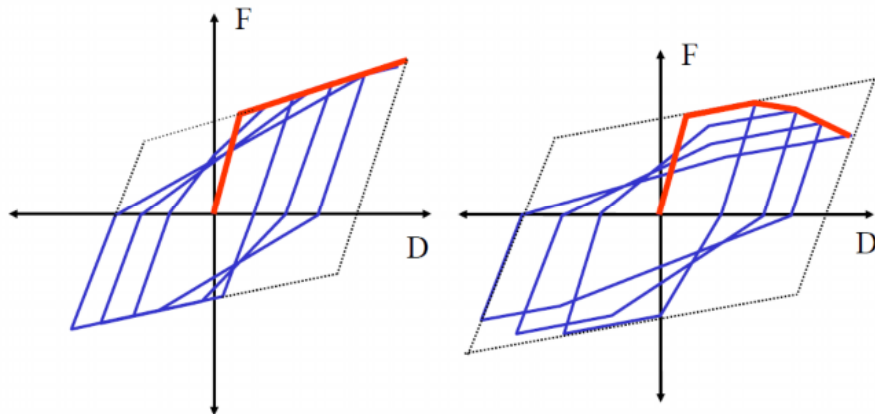
Τέλος, στο προσομοίωμα 5, το οποίο είναι και το πλέον πολύπλοκο, γίνεται διακριτοποίηση του συνεχούς μέσου τόσο διαμήκως όσο και εγκάρσιως σε πεπερασμένα στοιχεία με ανελαστική υστερητική συμπεριφορά. Η μέθοδος αυτή παρέχει ευελιξία προσομοίωσης, αλλά είναι ιδιαίτερα απαιτητική υπολογιστικά. Η διαδικασία των υπολογισμών είναι η ίδια με εκείνη που περιγράφηκε στο προσομοίωμα 4. Ενώ τα προσομοιώματα 4 και 5 υπολογίζουν άμεσα την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης-ροπής (P-M), τα προσομοιώματα 1, 2 και 3 μπορούν να λάβουν υπόψη αλληλεπιδράσεις αξονικής δύναμης-ροπής μέσω επιφανειών διαρροής (yield surfaces) όπως παριστάνεται στην Εικόνα 2.4. Πάντως, αν και η έναρξη της διαρροής εντοπίζεται με ακρίβεια, η μετά τη διαρροή φθίνουσα απόκριση συνήθως δεν αποδίδεται επαρκώς. Επίσης, λεπτομερή προσομοιώματα ροπής-στροφής (M-φ) όπως εκείνα των Εικόνων 2.5 έως 2.7 που χρησιμοποιούνται από μερικά προσομοιώματα στοιχείων, δεν μπορούν να προσομοιώσουν ρεαλιστικά την αλληλεπίδραση P-M ενώ και η απόκριση M-φ καθορίζεται από υποτιθέμενες μέσες τιμές αξονικής δύναμης και τέμνουσας στην πλαστική άρθρωση. Ιδιαίτερη αναφορά στα ανελαστικά υστερητικά προσομοιώματα γίνεται στην επόμενη ενότητα.



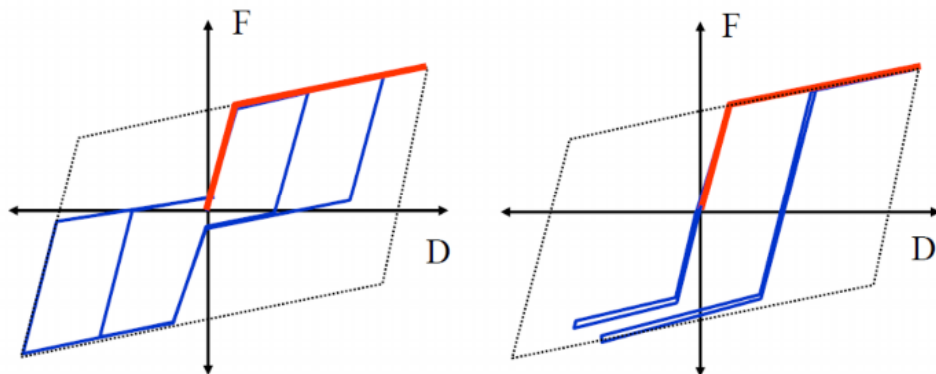
Εικόνα 2.4: Τυπική επιφάνεια αλληλεπίδρασης αξονικής-ροπής για υποστυλώματα.



Εικόνα 2.5: Υστερητικά προσομοιώματα απλής διαρροής (αριστερά) και απώλειας αντοχής (δεξιά).



Εικόνα 2.6: Υστερητικά προσομοιώματα απώλειας μόνο δυσκαμψίας (αριστερά) και απώλειας αντοχής και δυσκαμψίας (δεξιά).

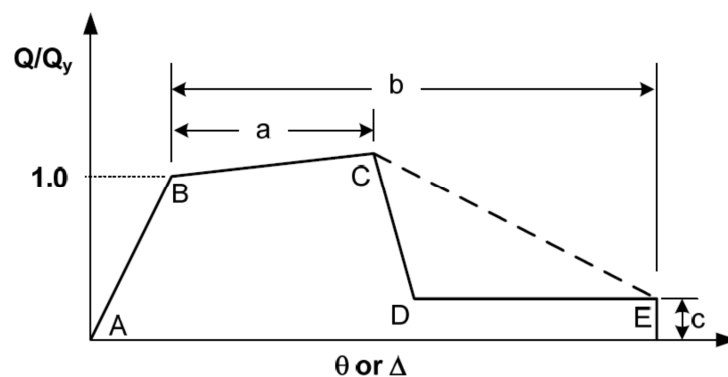


Εικόνα 2.7: Υστερητικά προσομοιώματα με «στένωση» (αριστερά) και λυγισμό (δεξιά).

2.1.1. Προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας

Γενικότερα, η προσομοίωση της υστερητικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων καθορίζεται από τις διατομές τους είτε θεωρητικά ή/και με βάση πειραματικά δεδομένα που λαμβάνουν υπόψη όχι μόνο τις αλληλεπιδράσεις αξονικής-τέμνουσας-ροπής, αλλά και την επίδραση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, στον καθορισμό της αρχικής δυσκαμψίας, αντοχής αλλά και της μετελαστικής απόκρισής τους. Η απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας

υπό μεγάλες ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις λόγω θραύσης ράβδων οπλισμού, σύνθλιψης σκυροδέματος, ολίσθησης ράβδων οπλισμού, τοπικού λυγισμού και άλλων φαινομένων πρέπει να περιλαμβάνεται στα αναλυτικά προσομοιώματα. Για τον σκοπό αυτό, παρέχονται οδηγίες από τους σύγχρονους κανονισμούς για την εκτίμηση της αντοχής, της δυσκαμψίας αλλά και των ορίων παραμόρφωσης μελών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά ακόμα και για τοιχοποιία, τοιχώματα, έδαφος θεμελίωσης, κλπ. Υπάρχουν «εξιδανικευμένες» σχέσεις δύναμης-παραμόρφωσης (ροπής-καμπυλότητας ή δύναμης-μετακίνησης), γνωστές και ως «υστερητικά μοντέλα», οι οποίες παριστάνουν υπό μορφή περιβάλλουσας την απομείωση της αντοχής υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση όπως για παράδειγμα αυτό της Εικόνας 2.8 (ATC, 2010).

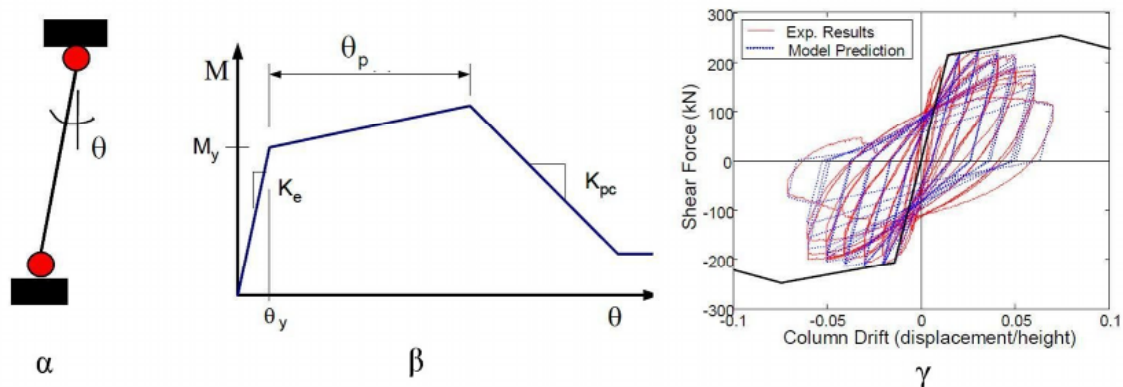


Εικόνα 2.8 : Καμπύλη απόκρισης δύναμης-μετακίνησης.

Μια καμπύλη απόκρισης δύναμης-μετατόπισης ή συνηθέστερα ροπής-καμπυλότητας (μορφής ‘backbone’), όπως αυτή της Εικόνας 2.8, ορίζεται από παραμέτρους παραμόρφωσης a και b (πλαστική παραμόρφωση πριν τη μεγιστοποίηση της δύναμης και συνολική πλαστική παραμόρφωση αντίστοιχα) και παραμένουσας αντοχής c και διακρίνονται σε αυτήν τα σημεία ενεργού διαρροής (effective yield) B, μέγιστης αντοχής (peak strength) C, παραμένουσας αντοχής (residual strength) D, και τέλος της οριακής παραμόρφωσης (ultimate deformation) E. Η διακεκομμένη γραμμή αντιστοιχεί στην προτεινόμενη κλίση που αντιπροσωπεύει τη φθίνουσα απόκριση μετά τη μέγιστη αντοχή ως ρεαλιστικότερη, όπως δείχνουν πειραματικά δεδομένα, έναντι της απότομης πτώσης από το σημείο C (που είναι γνωστό και ως ‘capping point’) στο σημείο D, και καλύτερη έναντι της αρνητικής κλίσης (τμήμα CD) η οποία μπορεί να προκαλέσει αριθμητικά προβλήματα κατά την ανελαστική ανάλυση.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην προηγούμενη ενότητα, τα προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας απαιτούν την ύπαρξη κατάλληλων σχέσεων δύναμης-παραμόρφωσης για τον καθορισμό της ανελαστικότητας στις πλαστικές αρθρώσεις, ώστε να

δώσουν ακριβή αποτελέσματα. Στο πλαίσιο ερευνητικού προγράμματος συντονισμένου από το PEER⁵, αναπτύχθηκαν υστερητικά προσομοιώματα όπως αυτό της Εικόνας 2.9. (Haselton et al., 2008). Σκοπός του ερευνητικού προγράμματος ήταν η ανάπτυξη αξιόπιστων και ακριβών προσομοιωμάτων δομικών στοιχείων για την αξιολόγηση της επίδοσης πλασιακών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος μέσω ανελαστικών αναλύσεων, με απώτερο σκοπό την περαιτέρω εξέλιξη της επιτελεστικής σεισμικής μηχανικής (βελτίωση και τελειοποίηση μεθόδων PBEE που έχουν αναπτυχθεί από την FEMA και το ATC).



Εικόνα 2.9 : Προσομοίωμα με πλαστικές αρθρώσεις, καμπύλη απόκρισης και προσομοίωμα απόκρισης σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση για ένα υποστύλωμα οπλισμένου σκυροδέματος.

Συγκεκριμένα, στην Εικόνα 2.9-α παρουσιάζεται ένα προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας (σημειακές πλαστικές αρθρώσεις), για υποστύλωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Μια πολυγραμμική καμπύλη η οποία συνδέει τη ροπή με τη στρόφη στις πλαστικές αρθρώσεις όπως αυτή στην Εικόνα 2.9-β αναπαριστά την ανελαστική απόκριση του προσομοιώματος της Εικόνας 2.9-α. Οι χαρακτηριστικές παράμετροι και ο καθορισμός της πολυγραμμικής καμπύλης της Εικόνας 2.9-β εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του ανελαστικού προσομοιώματος (degrading cyclic model) της Εικόνας 2.9-γ που χρησιμοποιήθηκε για να αποδώσει την υστερητική απόκριση σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το υστερητικό προσομοίωμα της Εικόνας 2.9-γ, που αποτέλεσε τη βάση για τον καθορισμό της καμπύλης της Εικόνας 2.9-β, αναπτύχθηκε από τους Ibarra, Medina και Krawinkler (Ibarra et al., 2005) και χρησιμοποιείται πλέον και στο OpenSees. Βασίζεται στον καθορισμό επτά παραμέτρων απόκρισης (όπως π.χ. η ροπή και η χορδή διαρροής, η δυσκαμψία κράτυνσης, η ικανότητα υστερητικής απόσβεσης ενέργειας, κ.α.) και περιλαμβάνει συνολικά τέσσερις τρόπους ανακυκλιζόμενης εξασθένησης, δηλαδή την εξασθένηση αντοχής του κλάδου

⁵ Pacific Earthquake Engineering Research Center

κράτυνσης καθώς και του κλάδου μετά τη μέγιστη τιμή, καθώς και την εξασθένηση δυσκαμψίας κατά την επαναφόρτιση και την αποφόρτιση. Οι παράμετροι του προσομοιώματος συνδέονται έμμεσα με την πραγματική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων. Για παράδειγμα, η ροπή και η χορδή διαρροής σχετίζονται με τη διαρροή των διαμήκων ράβδων οπλισμού και τη ρηγμάτωση (ή σύνθλιψη) του σκυροδέματος, ενώ η στροφή χορδής στη μέγιστη τιμή αντοχής σχετίζεται με τη θραύση ή το λυγισμό των διαμήκων ράβδων οπλισμού και την αστοχία του πυρήνα σκυροδέματος λόγω μεγάλων φορτίων ή/και ανεπαρκούς εγκάρσιας περίσφιξης.

Στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος του PEER, έγινε βαθμονόμηση («καλιμπράρισμα») του προσομοιώματος των Ibarra, Medina και Krawinkler με βάση μια σειρά πειραματικών δεδομένων. Χρησιμοποιήθηκε μια βάση από δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη και μονοτονική φόρτιση 255 υποστυλωμάτων η οποία περιελάμβανε πληροφορίες όπως χρονοϊστορίες δύναμης-μετακίνησης, τη γεωμετρία και τον οπλισμό των υποστυλωμάτων, τη μορφή αστοχίας (καμπτική ή καμπτο-διατμητική), κ.α. Η βαθμονόμηση έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να προσομοιώνεται ικανοποιητικά μέσω ενός τριγραμμικού διαγράμματος (backbone curve) και υστερητικών κανόνων η συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση των δοκιμών και ιδιαίτερα η αρνητική δυσκαμψία μετά την μέγιστη απόκριση (post-peak response) που θα βοηθούσε στην προσομοίωση της συμπεριφοράς αύξησης παραμόρφωσης μετά τη μέγιστη δύναμη/ροπή (strain-softening) η οποία είναι κρίσιμη για την κατάρρευση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Για κάθε δοκίμιο έγινε προσπάθεια ώστε οι παράμετροι του μοντέλου να δίνουν αποτελέσματα ανάλυσης που να πλησιάζουν πολύ τα αντίστοιχα πειραματικά. Αποτέλεσμα της όλης διαδικασίας ήταν μια σειρά εξισώσεων που μπορούν να προβλέπουν τις παραμέτρους ενός προσομοιώματος υποστυλώματος έτσι ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί στα αριθμητικά προσομοιώματα, όταν είναι γνωστές ορισμένες παράμετροι σχεδιασμού του πραγματικού μέλους της εξεταζόμενης κατασκευής.

2.1.2. Συμπεράσματα

Γενικά, αναφορικά με τα προσομοιώματα της Εικόνας 2.2, τα προσομοιώματα 1 έως 4 είναι περισσότερο κατάλληλα για τους φορείς όταν εξετάζονται ως σύνολο ως ο βέλτιστος συμβιβασμός μεταξύ απλότητας και ακρίβειας στη μελέτη της ανελαστικότητας των κατασκευών, ενώ το προσομοίωμα 5 λόγω υψηλότερου υπολογιστικού κόστους είναι περισσότερο κατάλληλο για τη λεπτομερή μελέτη μικρών τμημάτων της κατασκευής (όπως κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων). Επίσης, αν και με τα προσομοιώματα 3, 4 και 5 η προσομοίωση των διακυμάνσεων τάσης και παραμόρφωσης είναι πιο λεπτομερής, δεν είναι

εύκολο να προσομοιωθούν φαινόμενα τοπικής φύσης (π.χ., απομείωση αντοχής λόγω τοπικού λυγισμού ράβδων οπλισμού) ή ανελαστικής αλληλεπίδρασης κάμψης-διάτμησης. Από την άλλη πλευρά, τα προσομοιώματα 1 και 2 συνίστανται κυρίως για την περιγραφή της φθίνουσας απόκρισης δομικών στοιχείων μέσω βαθμονόμησης των σχέσεων ροπής-καμπυλότητας και υστερητικών καμπυλών από πειραματικά δεδομένα. Τα προσομοιώματα αυτά είναι περισσότερο «συμβατά» με τους συνήθεις ελέγχους οριακών καταστάσεων που συνδέουν τις δυνάμεις με συγκεντρωμένες παραμορφώσεις που υπάρχουν στους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Η επιλογή του εκάστοτε προσομοιώματος πρέπει να γίνεται έχοντας υπόψη την αναμενόμενη συμπεριφορά, τις παραδοχές και τις προσεγγίσεις που το συνοδεύουν. Πάντως, η συνήθης πρακτική για την αναλυτική προσομοίωση βασίζεται ως επί το πλείστον στα προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας (σημειακές πλαστικές αρθρώσεις) και στα διακριτοποιημένα σε ίνες προσομοιώματα κατανεμημένης πλαστιμότητας. Στη συνέχεια θα γίνει μια σύντομη αναφορά στις δυνατότητες προσομοίωσης της ανελαστικότητας στο πρόγραμμα OpenSees με στοιχεία που βασίζονται στα προσομοιώματα 2, 3 και 4 της Εικόνας 2.2.

2.2. Δομικά μέλη

Όπως αναλύεται στη συνέχεια, η ανελαστικότητα μιας κατασκευής κατά τη διενέργεια στατικών και δυναμικών αναλύσεων μπορεί προσομοιωθεί με το OpenSees σε επίπεδο δομικών μελών τόσο με τη χρήση στοιχείων συγκεντρωμένης όσο και με τη χρήση στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας τα οποία περιγράφονται παρακάτω.

2.2.1. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας

Η πλαστιμότητα των στοιχείων αυτών θεωρείται συγκεντρωμένη μόνο στα δύο τους άκρα (σε απειροστό μήκος, δηλαδή σημειακά), ενώ το ενδιάμεσο τμήμα παραμένει στην ελαστική περιοχή (elastic BeamColumn elements). Στην περίπτωση αυτή οι σημειακές πλαστικές αρθρώσεις αναπαριστώνται με στροφικά ελατήρια τα οποία έχουν συνήθως μια διγραμμική μορφή υστερητικής απόκρισης (zeroLength elements).



Εικόνα 2.10: Σχηματική απεικόνιση ενός στοιχείου συγκεντρωμένης (σημειακής) πλαστιμότητας.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα στοιχεία αυτά πλεονεκτούν σε απλότητα και ενδείκνυνται για προσομοίωση φαινομένων διεπιφανειών (interface effects) όπως π.χ., η ολίσθηση ράβδων οπλισμού. Μειονεκτούν στο γεγονός ότι η αλληλεπίδραση αξονικής-ροπής είναι διαχωρισμένη από τη συμπεριφορά του μέλους. Επίσης, ο καταστατικός νόμος που πρέπει να χρησιμοποιηθεί για τα στρωφικά ελατήρια των άκρων είναι της μορφής ροπής-στρωφής, κάτι το οποίο είναι δύσκολο να γίνει γιατί απαιτούνται πειραματικά δεδομένα, αλλιώς θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν πληροφορίες γεωμετρικού χαρακτήρα (μήκος πλαστικών αρθρώσεων, μήκος στοιχείου, κλπ).

2.2.2. Στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας

Τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας βασίζονται στη θεωρία Euler–Bernoulli περί επιπεδότητας και καθετότητας των διατομών ως προς τον ουδέτερο διαμήκη άξονα με αποτέλεσμα να αγνοείται τόσο η επιρροή της τέμνουσας (η οποία περιλαμβάνεται στη θεωρία Timoshenko) όσο και της ολίσθησης συνάφειας. Η αγνόηση της επιρροής της τέμνουσας είναι μια εύλογη παραδοχή από την άποψη ότι τα ραβδωτά μέλη δεν έχουν μεγάλο λόγο μήκους προς ύψος (Sracone et al., 1996). Από την άλλη πλευρά, ο συνυπολογισμός των παραμορφώσεων λόγω ολίσθησης συνάφειας (οι οποίες εξαρτώνται από το μέγεθος και από τον αριθμό των κύκλων φόρτισης) είναι ένα ιδιαίτερα απαιτητικό υπολογιστικό θέμα.

Με τη χρήση των στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε οποιαδήποτε θέση και όχι μόνο στα άκρα των μελών και περιλαμβάνεται η αλληλεπίδραση δύναμης-παραμόρφωσης με ολοκλήρωση (integration) της απόκρισης δύναμης-παραμόρφωσης σε διατομές κατά μήκος του δομικού μέλους (Scott & Fenves, 2006) Σε επίπεδο διατομών η συμπεριφορά περιγράφεται συνηθέστερα με ένα μοντέλο ινών (fiber-model) ή με ένα μοντέλο πλαστιμότητας συνισταμένης τάσης (stress-resultant plasticity model), δηλαδή των δυνάμεων της διατομής. Τόσο ο αριθμός όσο και η θέση των διατομών καθορίζεται από κανόνες αριθμητικής ολοκλήρωσης όπως π.χ., του Gauss. Οι κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας είναι οι εξής :

- τα **στοιχεία μετατοπίσεων** (displacement-based beam-column elements) που βασίζονται στη μέθοδο δυσκαμψίας, και
- τα **στοιχεία δυνάμεων** (force-based beam-column elements) που βασίζονται στη μέθοδο ευκαμψίας.

Τα στοιχεία μετατοπίσεων είναι απλούστερα τόσο στη διατύπωση, όσο και στην εφαρμογή τους και βασίζονται σε συναρτήσεις σχήματος οι οποίες κατανέμουν τις

μετακινήσεις στο εσωτερικό του στοιχείου. Τα στοιχεία δυνάμεων έχουν εντατική κατάσταση στο εσωτερικό τους που προσδιορίζεται από συναρτήσεις παρεμβολής για τις μετακινήσεις και τις εσωτερικές δυνάμεις. Με βάση τη μέθοδο ευκαμψίας, γίνεται υπολογισμός του μητρώου ευκαμψίας του στοιχείου με χρήση συναρτήσεων παρεμβολής των εσωτερικών του δυνάμεων και με αντιστροφή του μητρώου αυτού προκύπτει το μητρώο δυσκαμψίας. Τα δύο στοιχεία διαφέρουν στον υπολογισμό των εσωτερικών τους δυνάμεων αφού σε ανελαστικές αναλύσεις στα μεν στοιχεία μετακινήσεων αυτές προκύπτουν από απλή ολοκλήρωση των τάσεων, ενώ στα στοιχεία δυνάμεων από μια μη-γραμμική διαδικασία γεγονός που τα καθιστά πιο ακριβή, αλλά και πιο πολύπλοκα στην εφαρμογή τους.

Η κυβική σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του μητρώου δυσκαμψίας ενός στοιχείου επιτρέπει την απεικόνιση της εξάπλωσης της πλαστικοποίησης κατά μήκος του στοιχείου, αλλά και την άμεση ενσωμάτωση της αλληλεπίδρασης αξονικής-διατμητικής παραμόρφωσης του στοιχείου. Διακριτοποιώντας κάθε δομικό μέλος με ένα ικανό αριθμό τμημάτων, προσομοιώνεται η πλαστική άρθρωση για στοιχεία με υψηλά επίπεδα ανελαστικότητας του υλικού. Τόσο η εγκάρσια όσο και η διαμήκης εξάπλωση της πλαστικότητας επιτυγχάνεται χωρίς τις αναγκαίες διορθώσεις και ρυθμίσεις των στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστιμότητας. Τα στοιχεία μετακινήσεων έχουν ένα πεδίο μετακινήσεων που εκφράζεται συναρτήσει των μετακινήσεων των κόμβων τους το οποίο είναι προσεγγιστικό. Για τον λόγο αυτό απαιτούνται περισσότερα του ενός υποστοιχεία για να αποδοθούν οι παραμορφώσεις σε μια περιοχή πλαστικής άρθρωσης ενός δομικού μέλους. Συνήθως οι δοκοί υποδιαιρούνται σε περισσότερα στοιχεία ώστε να αποδοθεί καλύτερα κυρίως η διαφοροποίηση του διαμήκους οπλισμού τους, ενώ οι στύλοι προσομοιώνονται είτε ως ένα στοιχείο μόνο, είτε υποδιαιρούνται σε περισσότερα για ρεαλιστικότερη προσομοίωση.

Στα στοιχεία δυνάμεων γίνεται παρεμβολή των φορτίων διατομής σε όρους βασικών δυνάμεων ικανοποιώντας τις εξισώσεις ισορροπίας ακόμα και στην ανελαστική περιοχή απόκρισης των υλικών. Πλεονεκτούν έναντι των στοιχείων μετακινήσεων κυρίως στη δυνατότητα χρήσης ενός μόνο στοιχείου για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των υλικών ενός δομικού μέλους, ελαχιστοποιώντας τους βαθμούς ελευθερίας του φορέα. Βέβαια, η μετελαστική συμπεριφορά «χαλάρωσης» της παραμόρφωσης του σκυροδέματος (strain-softening) λόγω της ετερογενούς του φύσης, (για αστοχία τόσο υπό θλίψη, όσο και υπό εφελκυσμό), μπορεί να προκαλέσει τοπική συγκέντρωση παραμορφώσεων (strain localization) ιδιαίτερα σε περιπτώσεις στύλων από οπλισμένο σκυρόδεμα με μεγάλα κατακόρυφα φορτία (Scott & Fenves, 2006). Βάσει αυτής της συμπεριφοράς του σκυροδέματος η μέθοδος μετακινήσεων (displacement-based approach) οδηγεί σε εντοπισμό (localization) της απόκρισης σε ένα στοιχείο μετατοπίσεων, (το οποίο

υποβάλλεται σε «χαλάρωση»), το μήκος του οποίου (χαρακτηριστικό μήκος) ελέγχει τη δομική απόκριση. Αντίθετα, στη μέθοδο των δυνάμεων (force-based approach) οι παραμορφώσεις εντοπίζονται σε ένα μόνο σημείο ολοκλήρωσης και όχι σε ολόκληρο το μήκος του στοιχείου, (δηλαδή το χαρακτηριστικό μήκος στην περίπτωση αυτή ισούται με τον συντελεστή βάρους ολοκλήρωσης της διατομής που υπόκειται σε «χαλάρωση» παραμόρφωσης), με αποτέλεσμα να μην υπεισέρχεται ο υποκειμενικός παράγοντας της επιλογής μήκους του στοιχείου (όπως στα στοιχεία μετατοπίσεων), αφού η απόκριση είναι συνάρτηση του αριθμού των σημείων ολοκλήρωσης του στοιχείου και ανεξάρτητη του μήκους του (Coleman & Spacone, 2001).

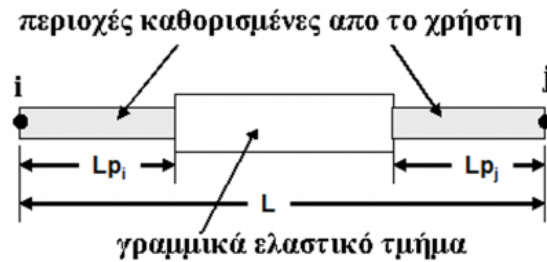
Γενικά, έχει αποδειχθεί ότι τα στοιχεία δυνάμεων είναι λιγότερο ευσταθή από τα στοιχεία μετακινήσεων, με πολλά προβλήματα αριθμητικής αστάθειας να δημιουργούνται ιδιαίτερα σε περιπτώσεις επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων (IDAs). Για τον λόγο αυτό τα βήματα επανάληψης (iteration steps) και τα μικρά χρονικά διαστήματα (time-stepping), καθώς και προσαρμοζόμενοι αλγόριθμοι επίλυσης (adaptive solution techniques) είναι απαραίτητα όταν χρησιμοποιούνται τα στοιχεία αυτά. Από την άλλη πλευρά, τα στοιχεία μετακινήσεων εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη διακριτοποίησή τους (απαιτούν περισσότερα υποστοιχεία) για να δώσουν ακριβή αποτελέσματα (Vamvatsikos et al., 2006). Επίσης, με βάση αποτελέσματα αναλύσεων ευαισθησίας (π.χ., για εφαρμογές όπως ανάλυση στατικής επάρκειας, βελτιστοποίηση, κ.λπ.) σε παραμέτρους φόρτισης και υλικών, έχει αποδειχθεί η υπεροχή των στοιχείων δυνάμεων έναντι των στοιχείων μετακινήσεων από άποψη ακρίβειας στους υπολογισμούς και υπολογιστικού κόστους. Ενώ για τα στοιχεία μετακινήσεων απαιτείται βελτίωση της διακριτοποίησής τους για βελτίωση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων, για τα στοιχεία δυνάμεων τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευαισθησίας είναι ικανοποιητικά χωρίς περαιτέρω αύξηση της διακριτοποίησής τους (Barbato & Conte, 2004).

2.2.2.1. Στοιχεία δυνάμεων

Στην κατηγορία των στοιχείων αυτών διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις προσομοίωσης στο OpenSees:

1. Όταν οι περιοχές σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα άκρα των στοιχείων αλλά έχουν ένα μη πεπερασμένο μήκος (**beamWithHinges element**) όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.11 (Filippou et al, 2011). Το μήκος αυτό μπορεί να δοθεί για παράδειγμα από τον τύπο του Priestley: $l_p = 0.08l_0 + 0.022f_y d_b$ όπου l_0 είναι το μήκος μεταξύ μέγιστης ροπής και σημείου μηδενισμού της (συνήθως

λαμβάνεται ίσο με το μισό του μήκους του καθαρού ανοίγματος), f_y η τάση διαρροής του σπλισμού και d_b η μέγιστη διάμετρος του διαμήκους σπλισμού.



Εικόνα 2.11: Σχηματική απεικόνιση ενός στοιχείου κατανεμημένης (σε ορισμένο μήκος) πλαστιμότητας.

Οι περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων έχουν ελαστική αξονική απόκριση και διγραμμική στρωφική απόκριση. Η αξονική και η καμπτική δυσκαμψία στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων καθορίζονται ως χωριστές διατομές (elastic section και uniaxial section, αντίστοιχα). Στη συνέχεια, οι δύο αποκρίσεις συνδυάζονται σε μια διατομή με τη χρήση κατάλληλης εντολής (section aggregator command).

Η εντολή έχει δεκατέσσερα υποχρεωτικά ορίσματα που περιγράφουν τη συνδεσμολογία του στοιχείου, το μήκος πλαστικής άρθρωσης σε κάθε άκρο του, τις διατομές του ελαστικού τμήματος αλλά και των πλαστικών αρθρώσεων και επίσης τρία προαιρετικά ορίσματα μεταξύ των οποίων είναι και ο τύπος αριθμητικής ολοκλήρωσης που θα χρησιμοποιηθεί, (δηλαδή Lobatto που είναι ο προεπιλεγμένος, Legendre, Radau, NewtonCotes ή Trapezoidal).

```
element beamWithHinges $eleTag $iNode $jNode $secTagI $Lpi $secTagJ $Lpj $E $A $Iz $Iy $G $J $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol>
```

όπου:

\$eleTag	χαρακτηριστικός αριθμός του μέλους,
\$iNode	κόμβος αρχής του μέλους,
\$jNode	κόμβος τέλους του μέλους,
\$secTagI	χαρακτηριστικός αριθμός διατομής στο άκρο i,
\$Lpi	μήκος πλαστικής άρθρωσης στο άκρο i,
\$secTagJ	χαρακτηριστικός αριθμός διατομής στο άκρο j,
\$Lpj	μήκος πλαστικής άρθρωσης στο άκρο j,
\$E	μέτρο ελαστικότητας του ελαστικού τμήματος του μέλους,
\$A	εμβαδόν της διατομής του ελαστικού τμήματος του μέλους,

<i>\$Iz</i>	ροπή αδράνειας ως προς τον τοπικό άξονα z του ελαστικού τμήματος του μέλους,
<i>\$Iy</i>	ροπή αδράνειας ως προς τον τοπικό άξονα y του ελαστικού τμήματος του μέλους,
<i>\$G</i>	στρεπτική ροπή αδράνειας ελαστικού τμήματος του μέλους,
<i>\$J</i>	μέτρο διάτμησης του ελαστικού τμήματος του μέλους,
<i>\$transfTag</i>	γεωμετρικός μετασχηματισμός,
<i>\$massDens</i>	μάζα ανά μονάδα μήκους,
<i>\$maxIters, \$tol</i>	μέγιστος αριθμός επαναλήψεων για την επίτευξη συμβατότητας (προεπιλεγμένη τιμή 1) και τιμή της ανοχής.

2. Όταν η πλαστιμότητα θεωρείται κατανεμημένη σε όλο το μήκος του στοιχείου (**element forceBeamColumn**), τότε η σχετική εντολή έχει έξι υποχρεωτικά ορίσματα σχετικά με τη συνδεσμολογία, τον αριθμό των σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του μέλους, τη διατομή και τέσσερα προαιρετικά ορίσματα μεταξύ των οποίων υπάρχει και επιλογή για τον τύπο της αριθμητικής ολοκλήρωσης, όπως για παράδειγμα των Lobatto (προεπιλογή), Legendre, Radau, NewtonCotes ή Trapezoidal. Προεπιλογή για τον τύπο αριθμητικής ολοκλήρωσης είναι ο κανόνας Gauss-Lobatto (δύο σημεία ολοκλήρωσης στα άκρα του στοιχείου) και το κάθε στοιχείο αναπαρίσταται από μια διατομή σε κάθε σημείο ολοκλήρωσης για τα πρισματικά μέλη των ραβδωτών φορέων.

```
element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts -sections $secTag1
$secTag2 ... $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol> <-integration $intType>
```

όπου:

<i>\$eleTag</i>	χαρακτηριστικός αριθμός του μέλους,
<i>\$iNode</i>	κόμβος αρχής του μέλους,
<i>\$jNode</i>	κόμβος τέλους του μέλους,
<i>\$numIntgrPts</i>	αριθμός σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του μέλους,
<i>\$secTag1</i>	χαρακτηριστικός αριθμός διατομής στο σημείο ολοκλήρωσης 1,
<i>\$transfTag</i>	γεωμετρικός μετασχηματισμός,
<i>\$massDens</i>	μάζα ανά μονάδα μήκους,
<i>\$maxIters, \$tol</i>	μέγιστος αριθμός επαναλήψεων για την επίτευξη συμβατότητας (προεπιλεγμένη τιμή 1) και τιμή της ανοχής,
<i>\$intType</i>	τύπος αριθμητικής ολοκλήρωσης.

2.2.2.2. Στοιχεία μετακινήσεων

Στην κατηγορία των στοιχείων αυτών υπάρχει μόνο μία δυνατότητα προσομοίωσης στο OpenSees που είναι τα στοιχεία με κατανεμημένη πλαστιμότητα σε όλο το μήκος του στοιχείου (**element dispBeamColumn**). Η εντολή έχει τα ίδια ακριβώς ορίσματα με τα **element forceBeamColumn**, δηλαδή έξι υποχρεωτικά ορίσματα που περιγράφουν τη συνδεσμολογία, τον αριθμό των σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του μέλους, τη διατομή και τέσσερα προαιρετικά ορίσματα μεταξύ των οποίων υπάρχει και επιλογή για τον τύπο της αριθμητικής ολοκλήρωσης, όπως Lobatto (προεπιλογή), Legendre, Radau, NewtonCotes ή Trapezoidal. Προεπιλογή για τον τύπο αριθμητικής ολοκλήρωσης είναι ο κανόνας Gauss-Lobatto (δύο σημεία ολοκλήρωσης στα άκρα του στοιχείου) και το κάθε στοιχείο αναπαρίσταται από μια διατομή σε κάθε σημείο ολοκλήρωσης για τα εξεταζόμενα πρισματικά μέλη.

```
element dispBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts -sections $secTag1 $secTag2 ... $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol> <-integration $intType>
```

όπου:

\$eleTag	χαρακτηριστικός αριθμός του μέλους,
\$iNode	κόμβος αρχής του μέλους,
\$jNode	κόμβος τέλους του μέλους,
\$numIntgrPts	αριθμός σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του μέλους,
\$secTag1	χαρακτηριστικός αριθμός διατομής στο σημείο ολοκλήρωσης 1,
\$transfTag	γεωμετρικός μετασχηματισμός,
\$massDens	μάζα ανά μονάδα μήκους,
\$maxIters, \$tol	μέγιστος αριθμός επαναλήψεων για την επίτευξη συμβατότητας (προεπιλεγμένη τιμή 1) και τιμή της ανοχής,
\$intType	τύπος αριθμητικής ολοκλήρωσης.

2.3. Διατομές

Βασικό όρισμα σε κάθε εντολή σχηματισμού μέλους είτε πρόκειται για ελαστικά μέλη είτε πρόκειται για μέλη με συγκεντρωμένη ή κατανεμημένη πλαστιμότητα είναι εκείνο που αφορά τη διατομή (section) που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση. Γενικά, όλα τα μέλη θεωρούνται πρισματικά οπότε δεν υπάρχει η δυνατότητα άμεσης εισαγωγής των διαστάσεων των διατομών (εκτός από τη περίπτωση της διακριτοποίησης των διατομών σε ίνες), παρά μόνο των αδρανειακών τους μεγεθών (δηλαδή καμπτικές ροπές αδράνειας περί τους κύριους άξονες, στρεπτική ροπή αδράνειας, κλπ) ή των καταστατικών νόμων των

υλικών τους. Ειδική αναφορά στους καταστατικούς νόμους των υλικών γίνεται στις επόμενες ενότητες. Γενικότερα, υπάρχει δυνατότητα χρησιμοποίησης διατομών με:

- **Ελαστική απόκριση** οι οποίες ορίζονται με την εντολή:

section Elastic \$secTag \$E \$A \$Iz <\$Iy \$G \$J>

όπου:

\$secTag	χαρακτηριστικός αριθμός του μέλους,
\$E	μέτρο ελαστικότητας του ελαστικού τμήματος του μέλους,
\$A	εμβαδόν της διατομής του ελαστικού τμήματος του μέλους,
\$Iz	ροπή αδράνειας ως προς τον τοπικό άξονα z του ελαστικού τμήματος του μέλους,
\$Iy	ροπή αδράνειας ως προς τον τοπικό άξονα y του ελαστικού τμήματος του μέλους (μόνο για τριδιάστατες αναλύσεις),
\$G	στρεπτική ροπή αδράνειας ελαστικού τμήματος του μέλους (μόνο για τριδιάστατες αναλύσεις),
\$J	μέτρο διάτμησης του ελαστικού τμήματος του μέλους (μόνο για τριδιάστατες αναλύσεις).

- **Ανελαστική απόκριση** για τις οποίες διακρίνονται οι περιπτώσεις ορισμού ανελαστικότητας σε επίπεδο διατομής ή σε επίπεδο υλικού όπως παρουσιάζεται στη συνέχεια.

2.3.1. Προσομοίωση μη-γραμμικότητας διατομών

Οι ανελαστικές ασύζευκτες μεταξύ τους δυστένια ($=A \cdot E$) και καμπτική δυσκαμψία ($=E \cdot I$) καθορίζονται σε επίπεδο διατομής, η πρώτη οριζόμενη από τον χρήστη μέσω του εμβαδού της διατομής A και η δεύτερη με τη χρήση ενός καταστατικού νόμου για το υλικό της διατομής (uniaxial material command), δηλαδή μιας σχέσης τάσης-παραμόρφωσης (σ - ϵ) ή δύναμης-μετατόπισης. Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται η εντολή:

section Uniaxial \$secTag \$matTag \$quantity

Το όρισμα *\$quantity* υποδηλώνει τη σχέση μεταξύ ενός εντατικού μεγέθους και του εργατικά ανταποκρινόμενου μεγέθους μετακίνησης/παραμόρφωσης το οποίο θα προσομοιωθεί με τη χρησιμοποιούμενη διατομή. Αυτό μπορεί να είναι κάποιο από τα παρακάτω:

- αξονική δύναμη-μετακίνηση,
- ροπή-στροφή (περί τους 2 άξονες),
- τέμνουσα-διατμητική παραμόρφωση (κατά μήκος των 2 τοπικών αξόνων),
- στρέψη-γωνία συστροφής.

Μέσω της εντολής **SectionAggregator** μπορούν να συνδυαστούν πολλοί καταστατικοί νόμοι για κάθε βαθμό ελευθερίας της διατομής σε μια μοναδική διατομή αλλά τελικά δεν

υπάρχει σύζευξη μεταξύ των αποκρίσεων των διαφορετικών βαθμών ελευθερίας. Για παράδειγμα, είναι δυνατόν στην ίδια διατομή η τέμνουσα να παρασταθεί με ένα καταστατικό νόμο A και η ροπή με ένα νόμο B, η στρέψη με ένα νόμο Γ κλπ.

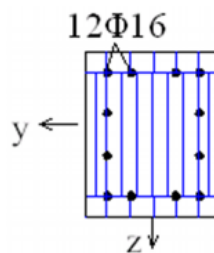
2.3.2. Προσομοίωση μη-γραμμικότητας υλικού

Γίνεται διακριτοποίηση της διατομής σε ίνες, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.12, με τους καταστατικούς νόμους να καθορίζονται ανεξάρτητα από αυτές. Υπολογίζονται έτσι η συζευγμένη αξονική και καμπτική αντοχή και δυσκαμψία μέσω αριθμητικής ενοποίησης (integration) των παραμορφώσεων των ινών στη διατομή. Στην περίπτωση της διακριτοποίησης ο χρήστης ορίζει εκτός από τους καταστατικούς νόμους (uniaxial material) που αντιστοιχούν σε ομάδες ινών, τη γεωμετρία της διατομής μέσω ορθογωνικών ή κυκλικών ομάδων ινών (patches) και στρωμάτων (layers) δηλαδή σειράς ινών κατά μήκος μιας ευθείας ή κυκλικού τόξου, χρησιμοποιώντας την εντολή:

```

section Fiber $secTag {
  fiber...
  patch...
  layer...
  ...
}

```



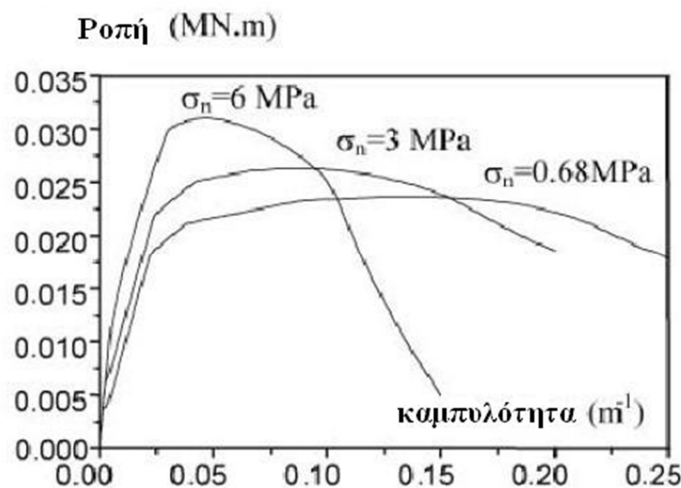
Εικόνα 2.12: Τυπική διατομή δομικού στοιχείου διακριτοποιημένη σε ίνες.

2.3.3. Παρατηρήσεις

Η μέθοδος της διακριτοποίησης βασίζεται σε στοιχεία δοκού και καλύπτει τους συμβατικούς νόμους της θεωρίας δοκών (π.χ., Timoshenko), αλλά οι εσωτερικές τάσεις υπολογίζονται απευθείας από μονοαξονικούς νόμους που αντιπροσωπεύουν τα υλικά και όχι από εμπειρικούς νόμους, με αποτέλεσμα να προκύπτουν μοντέλα με ικανοποιητική ακρίβεια συγκρινόμενα με εκείνα που χρησιμοποιούν συνήθη πεπερασμένα στοιχεία (διδιάστατα ή τριδιάστατα), όταν η διακριτοποίηση, οι καταστατικοί νόμοι και οι συνοριακές συνθήκες είναι καλά ορισμένες (Mazars & Millard, 2009).

Ο βαθμός διακριτοποίησης της διατομής επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό το υπολογιστικό κόστος. Στην περίπτωση που εξετάζεται ένα μέγεθος συνολικής απόκρισης του φορέα όπως π.χ. η σχετική μετακίνηση ορόφων, η έντονη διακριτοποίηση πολύ λίγο θα επηρεάσει το τελικό αποτέλεσμα. Αντίθετα, στην περίπτωση που εξετάζεται ένα τοπικό μέγεθος απόκρισης όπως π.χ. η παραμόρφωση σε μια ράβδο οπλισμού της διατομής, τότε η διακριτοποίηση πρέπει να είναι μεγάλη, αλλά σε κάθε περίπτωση πρέπει να αποφεύγονται υπερβολές με τη χρήση εκατοντάδων ινών σε διατομές συνήθων δομικών στοιχείων που εκτοξεύουν το υπολογιστικό κόστος, χωρίς να έχουν ουσιαστικό αποτέλεσμα στη βελτίωση των αποτελεσμάτων.

Γενικά πάντως, η διαδικασία της διακριτοποίησης σε επίπεδο διατομής έχει ορισμένα πλεονεκτήματα έναντι της προσομοίωσης της συμπεριφοράς ολόκληρου του μέλους με νόμους συμπεριφοράς, αφού όλες οι παράμετροι καθορίζονται σε επίπεδο υλικού και γεωμετρίας της διατομής, επιτρέποντας έτσι την αναγνώριση της πρωταρχικής καμπύλης (first load-curve) ενός μοντέλου ροπής-καμπυλότητας ορισμένου σε επίπεδο διατομής και επιπλέον περιλαμβάνει στον υπολογισμό και την επίδραση της αξονικής δύναμης τόσο στην καμπτική ροπή, όσο και στην πλαστιμότητα της διατομής. Η επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστιμότητα μιας διατομής υποστυλώματος φαίνεται στην Εικόνα 2.13.



Εικόνα 2.13: Επίδραση της αξονικής δύναμης στην αντοχή και πλαστιμότητα ενός υποστυλώματος.

2.4. Καταστατικά προσομοιώματα υλικών

Υπάρχει μια πληθώρα καταστατικών προσομοιωμάτων των υλικών (uniaxial material models) για την ακριβή απόδοση της απόκρισης των διατομών. Σε αυτά τα μονοαξονικά αυτά προσομοιώματα μπορούν να συμπεριληφθούν και τριδιάστατα φαινόμενα, αφού τροποποιηθούν κατάλληλα οι παράμετροι που τα καθορίζουν, και έτσι είναι δυνατόν να

αποδοθούν φαινόμενα όπως π.χ., της περίσφιξης του οπλισμένου σκυροδέματος. Για τους σκοπούς της παρούσας διατριβής χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω καταστατικά προσομοιώματα:

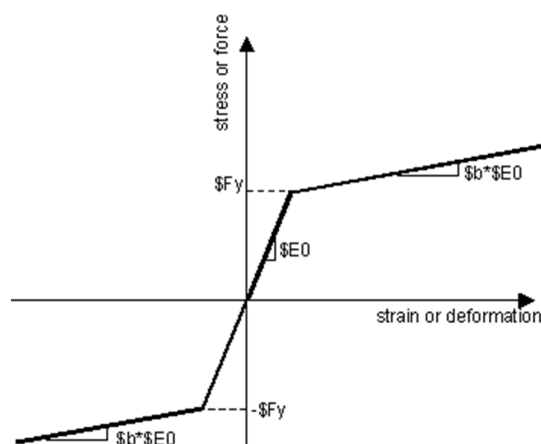
2.4.1. Οπλισμός διατομών

Η συμπεριφορά του χάλυβα οπλισμού προσομοιώθηκε με ένα διγραμμικό μοντέλο τάσης-παραμόρφωσης με κινηματική και προαιρετικά ιστροπική κράτνση, όπως αυτό της Εικόνας 2.14. Διακρίνονται δύο γραμμικοί κλάδοι, για τους οποίους το μέτρο ελαστικότητας είναι E_0 και $b \cdot E_0$, που αντιπροσωπεύουν την ελαστική (όλες οι παραμορφώσεις είναι αντιστρέψιμες) και την ελαστοπλαστική περιοχή (με εμφάνιση παραμενουσών παραμορφώσεων) αντίστοιχα. Χαρακτηριστικά του προσομοιώματος αυτού είναι η απλότητα, η ευκολία προγραμματισμού, αλλά και η μειωμένη αξιοπιστία του λόγω σημαντικής απόκλισης κατά την αναπαραγωγή πειραματικών αποτελεσμάτων (Παπαιωάννου, 2005). Η εντολή ορισμού του είναι η εξής:

```
uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b <$a1 $a2 $a3 $a4>
```

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
\$Fy	τάση διαρροής,
\$E0	αρχικό μέτρο ελαστικότητας,
\$b	λόγος κράτνσης (λόγος ανάμεσα μετά τη διαρροή και στο αρχικό μέτρο ελαστικότητας)
\$a1, \$a2, \$a3, \$a4	προαιρετικές παράμετροι ισότροπης κράτνσης (αύξηση περιβάλλουσας της διαρροής κατ' αναλογία με τη τάση διαρροής μετά από μια ορισμένη πλαστική παραμόρφωση).



Εικόνα 2.14: Καταστατικός νόμος του υλικού Steel01.

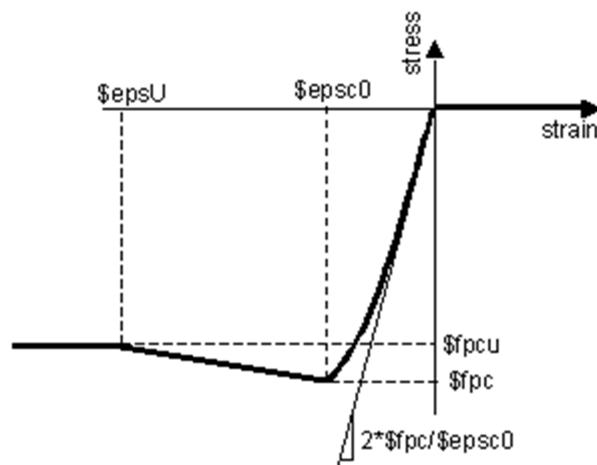
2.4.2. Σκυρόδεμα διατομών

Η συμπεριφορά του σκυροδέματος προσομοιώθηκε με το προσομοίωμα Kent-Scott-Park με φθίνουσα δυσκαμψία αποφόρτισης/επαναφόρτισης όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 2.15. Το προσομοίωμα αυτό εκτός από το ότι είναι σχετικά απλό στον προγραμματισμό του, δίνει και καλή ακρίβεια στην αναπαραγωγή πειραματικών αποτελεσμάτων. Στο προσομοίωμα αυτό αγνοείται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Η εντολή ορισμού του είναι η εξής:

`uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $epsc0 $fpcu $epsU`

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
\$fpc	θλιπτική αντοχή 28 ημερών του σκυροδέματος (θλίψη με -),
\$epsc0	παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή,
\$fpcu	αντοχή θραύσης,
\$epsU	παραμόρφωση θραύσης.



Εικόνα 2.15: Καταστατικός νόμος του υλικού Concrete01.

2.4.3. Πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα δοκών και στύλων

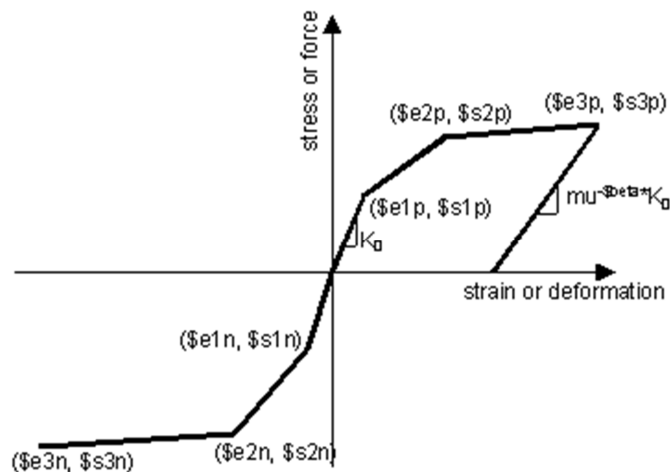
Στην περίπτωση των προσομοιωμάτων συγκεντρωμένης πλαστιμότητας η συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων περιγράφεται από ένα υστερητικό προσομοίωμα όπως αυτό της Εικόνας 2.16 (βλ. Εικόνα 2.7). Το προσομοίωμα περιλαμβάνει «στένωση» (pinching) του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης, βλάβη λόγω πλαστικοποίησης και απορρόφησης ενέργειας και φθίνουσα δυσκαμψία αποφόρτισης βάσει πλαστιμότητας.

`uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n $e2n <$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>`

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
-----------------	-------------------------------------

\$s1p \$e1p	τάση και παραμόρφωση (ή δύναμη και παραμόρφωση ⁶) του 1 ^{ου} σημείου της περιβάλλουσας προς τη θετική διεύθυνση,
\$s2p \$e2p	τάση και παραμόρφωση (ή δύναμη και παραμόρφωση) του 2 ^{ου} σημείου της περιβάλλουσας προς τη θετική διεύθυνση,
\$s3p \$e3p	τάση και παραμόρφωση (ή δύναμη και παραμόρφωση) του 3 ^{ου} σημείου της περιβάλλουσας προς τη θετική διεύθυνση,
\$s1n \$e1n	τάση και παραμόρφωση (ή δύναμη και παραμόρφωση) του 1 ^{ου} σημείου της περιβάλλουσας προς την αρνητική διεύθυνση,
\$s2n \$e2n	τάση και παραμόρφωση (ή δύναμη και παραμόρφωση) του 2 ^{ου} σημείου της περιβάλλουσας προς την αρνητική διεύθυνση,
\$s3n \$e3n	τάση και παραμόρφωση (ή δύναμη και παραμόρφωση) του 3 ^{ου} σημείου της περιβάλλουσας προς την αρνητική διεύθυνση,
\$pinchx	συντελεστής pinching για την παραμόρφωση κατά την επαναφόρτιση,
\$pinchy	συντελεστής pinching για την τάση (ή τη δύναμη) κατά την επαναφόρτιση,
\$damage1	βλάβη λόγω πλαστιμότητας: $D1(\mu-1)$,
\$damage2	βλάβη λόγω ενέργειας: $D2(E_{ii}/E_{ult})$,
\$beta	εκθέτης για τον καθορισμό της απομειωμένης δυσκαμψίας στην αποφόρτιση με βάση την πλαστιμότητα, μ^{-beta} , προαιρετικός (προεπιλογή: 0).



Εικόνα 2.16: Καταστατικός νόμος υστερητικού υλικού Hysteretic.

2.4.4. Ευστρεψία-δυστένια-δυστημήςια

Για την προσομοίωση της ευστρεψίας (T), δυστένιας (P) και δυστημήςιας (V) των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και των στύλων χρησιμοποιείται ένα καταστατικό προσομοίωμα με έναν γραμμικό κλάδο όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.17. Το ίδιο προσομοίωμα χρησιμοποιείται για να αποδώσει τη δυσκαμψία των συνδέσμων που ενώνουν

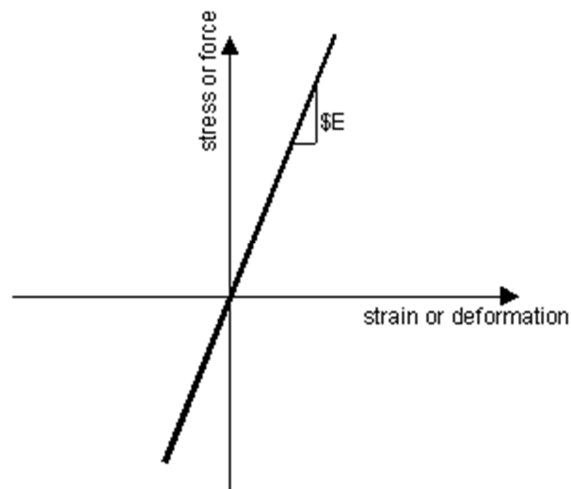
⁶Δηλαδή οποιοδήποτε εντατικό μέγεθος και το εργικά ανταποκρινόμενο μέγεθος μετακίνησης/παραμόρφωσης.

τα πλαίσια στις στάθμες ορόφων στην περίπτωση της διδιάστατης προσομοίωσης. Η εντολή ορισμού είναι η εξής:

uniaxialMaterial Elastic *\$matTag* *\$E* *<\$eta>*

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
\$E	μέτρο ελαστικότητας,
\$eta	απόσβεση του E, προαιρετικό (προεπιλογή 0).



Εικόνα 2.17: Καταστατικός νόμος ελαστικού υλικού Elastic.

2.4.5. Έδαφος θεμελίωσης

Για την προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης μέσω γραμμικών ελατηρίων σε αναλύσεις αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής χρησιμοποιούνται τρεις καταστατικοί νόμοι που προκύπτουν έπειτα από υπολογισμούς μέσω παραμέτρων που καθορίζει ο χρήστης ως ορίσματα της εντολής *ShallowFoundationGen*. Ορίζονται συνολικά δύο καταστατικά προσομοιώματα για την οριζόντια διεύθυνση (για την παθητική αντίσταση και την αντίσταση σε ολίσθηση του θεμελίου) και ένα για την κατακόρυφη διεύθυνση (για τη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου). Οι εντολές ορισμού τους είναι οι εξής:

1. Για την κατακόρυφη διεύθυνση:

uniaxialMaterial QzSimple2 *\$matTag* *\$SoilType* *\$Qult-end-extreme* *\$z50-end* *<TpSoil>* *<CradSoil>*

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
\$SoilType	είδος του εδάφους (=1 για αργιλώδη και =2 για αμμώδη εδάφη),
\$Qult-end-extreme	κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα,

\$z50-end	μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% της q_{ult} υπό μονότονη φόρτιση,
TPsoil	εφελκυστική ικανότητα του εδάφους (σε ποσοστό), προαιρετικό,
CradSoil	απόσβεση ακτινοβολίας (σε ποσοστό), προαιρετικό.

2. Για την οριζόντια διεύθυνση (παθητική αντίσταση):

uniaxialMaterial PySimple2 \$matTag \$SoilType \$Pp \$xp50 Cd <CradSoil>

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
\$SoilType	είδος του εδάφους (=1 για αργιλώδη και =2 για αμμώδη εδάφη),
\$Pp	οριζόντια φέρουσα ικανότητα,
\$xp50	μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% της p_{ult} υπό μονότονη φόρτιση,
Cd	καθορίζει την αντίσταση σε ολίσθηση σε ένα πλήρως ελεύθερο κενό (fully-mobilized gap) ως $C_d \cdot p_{ult}$,
CradSoil	απόσβεση ακτινοβολίας (σε ποσοστό), προαιρετικό.

3. Για την οριζόντια διεύθυνση (αντίσταση ολίσθησης):

uniaxialMaterial TzSimple2 \$matTag \$SoilType \$Tult \$xt50 <CradSoil>

όπου:

\$matTag	χαρακτηριστικός αριθμός του υλικού,
\$SoilType	είδος του εδάφους (=1 για αργιλώδη και =2 για αμμώδη εδάφη),
\$Tult	οριζόντια φέρουσα ικανότητα,
\$xt50	μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% της t_{ult} υπό μονοτονική φόρτιση,
CradSoil	απόσβεση ακτινοβολίας (σε ποσοστό) προαιρετικό.

2.4.6. Παρατηρήσεις

Οι καταστατικοί νόμοι «υλικών» βασίζονται στη θεωρία πλαστιμότητας και βλαβών.

Διακρίνονται μερικές κατηγορίες όπως:

- Ημι-εμπερικά μοντέλα: Είναι γενικά μονοαξονικά και βασίζονται άμεσα σε πειραματικές παρατηρήσεις. Επιτρέπουν την απόδοση της εξασθένησης μετά τη ρηγμάτωση (post-cracking softening), τη μονόπλευρη συμπεριφορά του σκυροδέματος (αύξηση δυσκαμψίας με το κλείσιμο των ρηγματώσεων) και την απομείωση των αντοχών μετά τη μέγιστη θλιπτική αντοχή.
- Μοντέλα βλαβών: Βασίζονται στη θραυστομηχανική και περιγράφουν τη συμπεριφορά σε βλάβες που προέρχεται από τη δημιουργία μικρορηγματώσεων (μείωση δυσκαμψίας).
- Μοντέλα πλαστιμότητας σκυροδέματος: Αρχικά αναπτύχθηκαν για μέταλλα όμως με μερικές τροποποιήσεις εφαρμόζονται και σε υλικά όπως το σκυρόδεμα υπακούοντας τις

αρχές των προσομοιωμάτων βλαβών και μπορούν να περιγράψουν την εμφάνιση ρωγμών και των αποτελεσμάτων τους (άνοιγμα-κλείσιμο).

- Κυκλικά μοντέλα για τον χάλυβα: Λόγω γεωμετρίας ο οπλισμος μπορεί να προσομοιωθεί με απλώς μονοαξονικούς νόμους, τόσο για διδιάστατα όσο και τριδιάστατα προβλήματα. Οι νόμοι είναι ελαστοπλαστικοί με ή χωρίς κράτυνση και αναπαριστούν επιτυχώς φαινόμενα όπως η μη-γραμμική κράτυνση, το φαινόμενο Bauschinger και τον λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων.
- Μοντέλα που εμπεριέχουν λεπτομέρειες και φαινόμενα P-Δ: Αναπαριστούν φαινόμενα που σχετίζονται με προβλήματα διεπιφανειών (π.χ., στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος ή εδάφους-κατασκευής) ή φαινόμενα που σχετίζονται με υπολογιστικές παραδοχές (π.χ., αυτά του εγκάρσιου φορτίου ή των αποτελεσμάτων της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας σε λυγηρά μέλη).

Η ακρίβεια της προσομοίωσης βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στην ικανότητα των παραπάνω καταστατικών νόμων να αποδώσουν με ικανοποιητική ακρίβεια φαινόμενα που χαρακτηρίζουν σύνθετα και πολύπλοκα υλικά, όπως είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα. Για τον λόγο αυτό η χρήση τους απαιτεί εμπειρία και πολύ καλή γνώση της δυναμικής ανελαστικής απόκρισης των υλικών και των κατασκευών.

Κεφάλαιο 3^ο

Ανελαστική ανάλυση χωρικών πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος

3.1. Εισαγωγή

Στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής εξετάστηκαν δύο κτίρια στα οποία πραγματοποιήθηκε μια σειρά στατικών και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων (στατική υπερωθητική ανάλυση, δυναμική και επαυξητική δυναμική ανάλυση). Πρόκειται για ένα τετραόροφο και ένα οκταόροφο κτίριο, αμφότερα με φορέα αμιγώς πλαισιακό από οπλισμένο σκυρόδεμα, σχεδιασμένα με βάση τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 2 και 8. Εκτός από τις αναλύσεις στα τριδιάστατα προσομοιώματα που περιγράφονται στο τέλος του κεφαλαίου, εξετάστηκαν στο κεφάλαιο 5 και τα αντίστοιχα διδιάστατα προσομοιώματα, με ορισμένες διαφοροποιήσεις για να ληφθούν υπόψη φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής. Ο σκοπός της ανάλυσης των αυτών κτιρίων ήταν μελετηθεί και να συγκριθεί η απόκριση ενός δύσκαμπτου (τετραόροφο κτίριο) και ενός εύκαμπτου φορέα (οκταόροφο κτίριο) σε μια σειρά φορτίσεων υπό διαφορετικές συνθήκες έδρασης. Τα δύο κτίρια που στο εξής θα αναφέρονται ως τετραόροφο και οκταόροφο, περιγράφονται στη συνέχεια.

Η προσομοίωση των δύο κτιρίων βασίστηκε στις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 βάσει του οποίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί απλοποιητικά μια γραμμική σχέση για την αναπαράσταση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών λόγω μη-γραμμικότητας των υλικών. Οπότε, η καμπτική συμπεριφορά των δοκών και των στύλων προσομοιώθηκε με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας (one-component lumped plasticity elements)

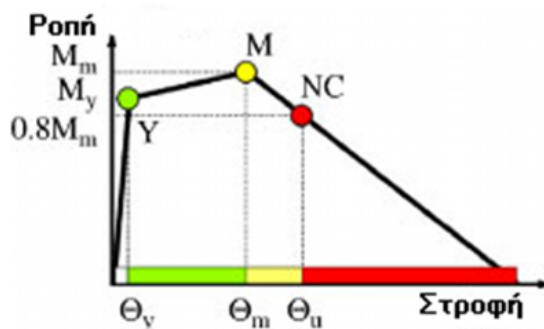
αποτελούμενα από μία ελαστική δοκό και δύο ανελαστικές στρωφικές αρθρώσεις στα άκρα του, των οποίων η συμπεριφορά καθορίζεται από μια πολυγραμμική σχέση ροπής-στροφής. Για τις μεν δοκούς η πλαστική άρθρωση θεωρήθηκε μόνο για κάμψη περί τον κύριο άξονα (εντός επιπέδου), ενώ για τους στύλους χρησιμοποιήθηκαν δύο ανεξάρτητες πλαστικές αρθρώσεις για κάμψη περί τους δύο κύριους άξονες λόγω της δι-αξονικής τους καταπόνησης.

3.2. Σχέση ροπών-στροφών στις πλαστικές αρθρώσεις

Για τον υπολογισμό της σχέσης ροπής-στροφής των δοκών και των στύλων των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε το PBEE Matlab toolbox, περισσότερες λεπτομέρειες για το οποίο αναφέρονται στο Παράρτημα Β. Η σχέση ροπής-στροφής των διατομών των πλαστικών αρθρώσεων θεωρήθηκε της μορφής του διαγράμματος της Εικόνας 3.1. (Dolsek, 2008), τα σημεία του οποίου αντιπροσωπεύουν τις ακόλουθες καταστάσεις:

1. τη διαρροή του οπλισμού (Y-Yielding),
2. τη μέγιστη ροπή (M-Maximum moment),
3. την οιονεί-κατάρρευση (NC-Near Collapse).

Για το χάλυβα οπλισμού θεωρήθηκε μια ελαστοπλαστική σχέση τάσης-παραμόρφωσης, ενώ για το σκυρόδεμα η σχέση που περιγράφεται από τον Ευρωκώδικα 2. Η ανάλυση ροπής-καμπυλότητας (moment-curvature analysis) βάσει της οποίας υπολογίζονται τα ζεύγη ροπής-στροφής του διαγράμματος της Εικόνας 3.1 πραγματοποιήθηκε μέχρι την οριακή κανονιστική παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος $\epsilon_{cu}=3.5\%$ ή/και την οριακή παραμόρφωση του χάλυβα $\epsilon_{su}=10\%$.



Εικόνα 3.1: Σχέση ροπής-στροφής.

3.2.1. Ροπή και στροφή διαρροής

Η ροπή διαρροής και η μέγιστη ροπή υπολογίζονται όπως προαναφέρθηκε από ανάλυση ροπής-καμπυλότητας της διατομής του δομικού στοιχείου, στην οποία λαμβάνεται υπόψη για την περίπτωση των στύλων η αξονική δύναμη, αλλά αγνοείται στην περίπτωση των δοκών.

Στις περισσότερες περιπτώσεις η ροπή καθορίζεται από την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην κατάσταση διαρροής της πρώτης διαρρέουσας ράβδου οπλισμού, δηλαδή f_{sy}/E_s , όπου f_{sy} η τάση διαρροής και E_s το αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας. Στην περίπτωση όμως που η διατομή των δοκών ή των στύλων αστοχήσει πριν από την οριακή παραμόρφωση του χάλυβα (ψαθυρή αστοχία), τότε η ροπή διαρροής καθορίζεται από την υπόθεση των ίσων εμβαδών μεταξύ της σχέσης ροπής-καμπυλότητας και της εξιδανικευμένης ροπής-καμπυλότητας στο σημείο Υ. Η στροφή διαρροής υπολογίζεται άμεσα με βάση την ανάλυση ροπής-καμπυλότητας της διατομής.

3.2.2. Μέγιστη και οριακή ροπή και στροφή

Η μέγιστη ροπή υπολογίζεται επίσης άμεσα από την ανάλυση ροπής-καμπυλότητας της διατομής του δομικού στοιχείου λαμβάνοντας υπόψη για τους στύλους τα κατακόρυφα αξονικά φορτία, ενώ για τις δοκούς αγνοώντας τα. Ο υπολογισμός της στροφής που αντιστοιχεί στη μέγιστη ροπή και στη ροπή που αντιστοιχεί στην οιονεί-κατάρρευση της διατομής των στύλων λόγω της αβεβαιότητας στην ανελαστική περιοχή μπορεί να βασιστεί στην εμπειρική, μη παραμετρική μέθοδο της μέσης εξαρτημένης εκτίμησης (Conditional Average Estimator-CAE). Η εν λόγω μεθοδολογία επιτρέπει τη σχετικά απλή εμπειρική προσομοίωση διαφορετικών φυσικών φαινομένων και έχει ήδη χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος (σε διάτμηση, πλαστιμότητα, οριακή γωνιακή παραμόρφωση), για τη προσομοίωση σχέσεων εξασθένησης αντοχών και για την πρόβλεψη της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος.

Η μέθοδος απαιτεί μια κατάλληλη βάση πειραματικών δεδομένων. Για τη παρούσα διατριβή έγινε η επιλογή της PEER Structural Performance Database του παν/μιου Washington με 156 πειραματικά δοκίμια, από την οποία επιλέχθηκαν τέσσερις παράμετροι για τον καθορισμό της στροφής θ_m που αντιστοιχεί στη μέγιστη ροπή και της θ_{nc} που αντιστοιχεί στην «οιονεί-κατάρρευση». Οι παράμετροι αυτές είναι:

- ο δείκτης του αξονικού φορτίου P^* , δηλαδή ο λόγος $P/P_o = P/(b \cdot h \cdot f_{cm})$, όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, h το ύψος της ορθογωνικής διατομής στη διεύθυνση της φόρτισης,
- ο δείκτης μήκους διάτμησης L^* , δηλαδή ο λόγος L_v/h όπου $L_v = M/V$ το μήκος από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης έως το σημείο μηδενικής ροπής,
- η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος f_{cm} ,
- ο δείκτης περίσφιξης $p_s^* = p_s \cdot f_{sy}/f_{cm}$ πολλαπλασιασμένος με τον συντελεστή αποτελεσματικότητας της περίσφιξης α , ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad (3.1)$$

όπου τα b_0 και h_0 αντιπροσωπεύουν το πλάτος και το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα, s_h την απόσταση των συνδετήρων και b_i την απόσταση των διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται πλευρικά από τους συνδετήρες.

Η παράμετρος $p_s = A_{sx}/b \cdot s_h$ είναι ο λόγος εγκάρσιου οπλισμού παράλληλου προς τη διεύθυνση φόρτισης και της επιφάνειας που ορίζεται από το γινόμενο του πλάτους του στύλου και της απόστασης των συνδετήρων. Οι τέσσερις προαναφερθείσες βασικές παράμετροι b_i , για τον καθορισμό της στροφής θ_m στη μέγιστη ροπή και της στροφής θ_{nc} στην οριακή κατάσταση κατάρρευσης είναι:

$$0 < P^* < 0.6$$

$$2 < L^* < 6$$

$$20 < f_{cm} < 120$$

$$0 < \alpha p_s^* < 0.14$$

και κανονικοποιήθηκαν ως εξής:

$$\bar{b}_l = \frac{b_l - b_{l,min}}{b_{l,max} - b_{l,min}} \quad (3.2)$$

όπου $b_{l,min}$ και $b_{l,max}$ είναι τα κάτω και άνω όρια των παραμέτρων.

Η στροφή θ που αντιστοιχεί στη μέγιστη ροπή ή στην οριακή κατάσταση «οιονεί-κατάρρευση» μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση:

$$\theta = \sum_{n=1}^N A_n \theta_n \quad (3.3)$$

όπου:

- N είναι ο αριθμός των πειραμάτων στη βάση δεδομένων,
- θ_n είναι η στροφή του n -οστού πειράματος,
- $A_n = \frac{a_n}{\sum_{n=1}^N a_i}$

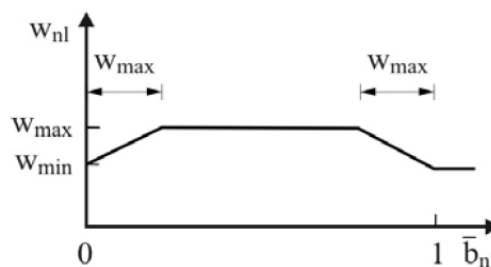
Για το οποίο:

$$a_n = \frac{1}{(2\pi)^{D/2} w_{n1} \dots w_{nD}} \exp \left[- \sum_{l=1}^D \frac{(\bar{b}_l - \bar{b}_{nl})^2}{2w_{nl}^2} \right] \quad (3.4)$$

όπου:

- \bar{b}_{nl} είναι η i -οστή παράμετρος από το n -οστό πείραμα της βάσης δεδομένων,

- $\overline{b_{ni}}$ είναι η i-οστή παράμετρος από το n-οστό πείραμα της βάσης δεδομένων,
- $\overline{b_i}$ είναι η i-οστή παράμετρος από τις P^* , L^* , f_{cm} και α_{ps}^* ,
- D είναι ο αριθμός των παραμέτρων εισαγωγής, και
- w_{nl} είναι η λεγόμενη «παράμετρος ομαλοποίησης» (smoothing parameter) που καθορίζει πόσο γρήγορα μειώνεται η επιρροή των δεδομένων στον δειγματοχώρο, αυξανόμενης της απόστασης από το σημείο του οποίου οι συντεταγμένες καθορίστηκαν από τις παραμέτρους εισαγωγής. Θεωρείται ότι δεν έχει σταθερή, αλλά τραπεζοειδή μορφή, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.2 (Dolsek, 2008).

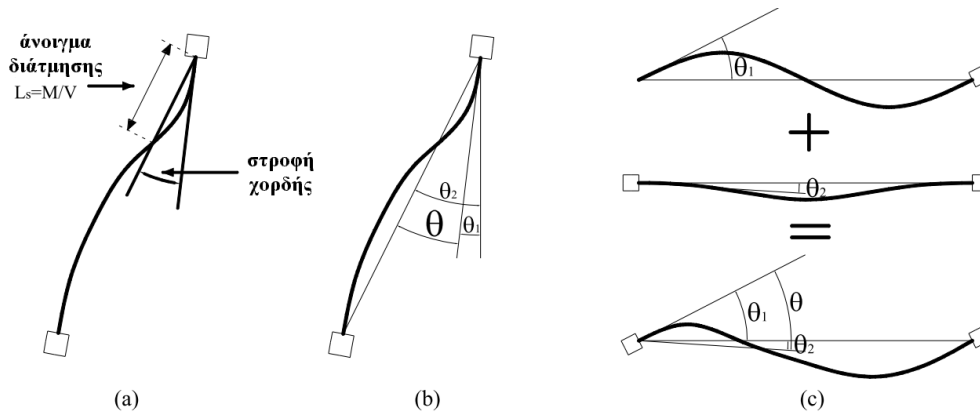


Εικόνα 3.2: Διάγραμμα μεταβολής του w_{nl} .

Στο Matlab toolbox οι στροφές θ_m και θ_{nc} των στύλων υπολογίζονται αυτόματα με βάση τη γεωμετρία τους, την ποιότητα των υλικών, το διαμήκη οπλισμό, τον συντελεστή αποτελεσματικότητας της περίσφιξης, την παράμετρο p_s και το αξονικό φορτίο λόγω ίδιου βάρους. Για τις δοκούς χρησιμοποιείται η σχέση του Ευρωκώδικα 8, μέρος 3, παράγραφος A.3.2.1., σύμφωνα με την οποία η οριακή στρόφη χορδής στην οριακή κατάσταση «οιονεί-κατάρρευση» είναι:

$$\theta_{nc} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{el}} \cdot 0.16 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_{cm} \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha_{ps} \frac{f_{sy}}{f_{cm}}} \cdot (1.25^{100 p_d}) \quad (3.5)$$

Στην Εικόνα 3.3 (Mrampatsikos, Nascimbene, & Petrini, 2008) παρουσιάζεται ο ορισμός της στροφής χορδής των δομικών μελών, δηλαδή η γωνία που σχηματίζει η εφαπτομένη στο άκρο του δομικού στοιχείου με τη χορδή που ενώνει το άκρο του μέλους με το σημείο καμπής. Στο σχήμα a το δομικό μέλος μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από δύο προβόλους, πακτωμένους σε κάθε άκρο, με μήκος ίσο με το μήκος διάτμησης ($L_s=M/V$). Αν θ_1 είναι η στρόφη του κόμβου και θ_2 η σχετική μετακίνηση στο τέλος του μήκους διάτμησης, τότε για τους στύλους η στρόφη χορδής θα είναι $\theta_c = \theta_2 - \theta_1 \approx \theta_2$ (αφού υπό σεισμική φόρτιση είναι $\theta_2 \gg \theta_1$), ενώ για τις δοκούς $\theta_b = \theta_1 + \theta_2 \approx \theta_1$ (αφού υπό σεισμική φόρτιση είναι $\theta_1 \gg \theta_2$).



Εικόνα 3.3: Ορισμός της στροφής χορδής, γενικά (a), σε ένα υποστύλωμα (b) και σε μία δοκό (c).

Στην παραπάνω σχέση:

- γ_d είναι η παράμετρος που αφορά τον αντισεισμικό οπλισμό με βάση τις διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού που μπορεί να θεωρηθεί 0.825 αντί για 1 για τα μέλη χωρίς αντισεισμικό οπλισμό (στην προκειμένη περίπτωση θεωρήθηκε 0.85 ως συνιστώμενη τιμή από προηγούμενη έκδοση του EC8),
- γ_{el} είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομικού μέλους (1.5 για πρωτεύοντα και 1 για δευτερεύοντα μέλη),
- v είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη, ενώ ο δείκτης αξονικού φορτίου P^* υποτίθεται ότι είναι 0 για τις δοκούς,
- α , ρ_s , L_v και h είναι ίδια μεγέθη με αυτά των υποστυλωμάτων,
- ω και ω' είναι το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού αντίστοιχα, τα οποία ορίζονται ως εξής:

$$\omega = \frac{A_{st} f_{sy}}{A_c f_{cm}} \quad \text{και} \quad \omega' = \frac{A_{sc} f_{sy}}{A_c f_{cm}} \quad (3.6)$$

- A_{st} και A_{sc} είναι τα εμβαδά των διαμήκων οπλισμών σε εφελκυσμό και θλίψη που στην προκειμένη περίπτωση καθορίζονται για τη μέγιστη ροπή που προκύπτει από την ανάλυση ροπής-καμπυλότητας,
- A_c είναι το εμβαδόν της διατομής της δοκού,
- f_{sy} και f_{cm} είναι η εφελκυστική και θλιπτική αντοχή του χάλυβα και του σκυροδέματος αντίστοιχα,
- ρ_d είναι το ποσοστό του διαγώνιου οπλισμού σε κάθε διαγώνια διεύθυνση.

Ο Ευρωκώδικας 8 δεν ορίζει κάποια σχέση για τον υπολογισμό της στροφής στη μέγιστη ροπή. Υπάρχουν εμπειρικές σχέσεις που έχουν δοθεί από ερευνητές (Haselton, 2006) για την πρόβλεψη της στροφής που αντιστοιχεί στη μέγιστη ροπή αλλά τα αποτελέσματα

τους παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις σε σύγκριση με τα εμπειρικά αποτελέσματα. Στην περίπτωση του Matlab toolbox η θ_m καθορίζεται από τον λόγο που επιλέξει ο χρήστης μεταξύ της στροφής στην κατάσταση οιονεί-κατάρρευση (βλ. σχέση 3.5) και της στροφής που αντιστοιχεί στη μέγιστη ροπή και συνήθως έχει τιμή μεταξύ 3 και 4. Στην παρούσα διατριβή ο λόγος στροφών θ_{nc}/θ_m θεωρήθηκε σταθερός και ίσος με 3.5 για όλες τις δοκούς κατά τον καθορισμό της στροφής που αντιστοιχεί στη μέγιστη ροπή.

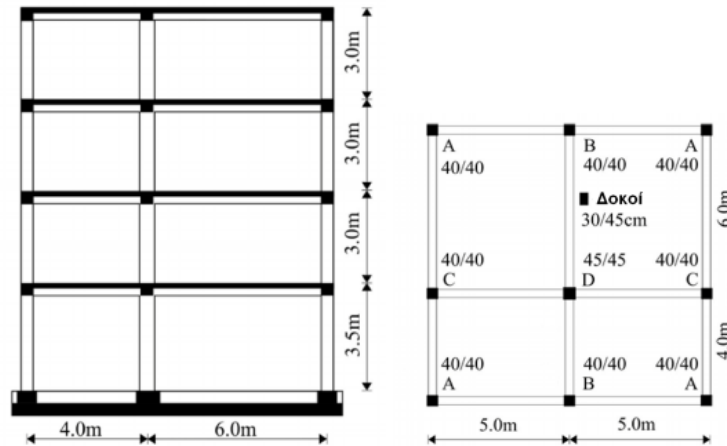
3.3. Τετραόροφο κτίριο

Πρόκειται για ένα συμμετρικό, τετραόροφο πλαισιακό φορέα με τετραγωνική κάτοψη ο οποίος κατασκευάστηκε και δοκιμάστηκε σε πραγματική κλίμακα στο εργαστήριο ELSA⁷ (European Laboratory for Structural Assessment), στην Ispra της βόρειας Ιταλίας το 1994. Ο σκοπός των δοκιμών ήταν η επαλήθευση των αποτελεσμάτων δοκιμών σε επίπεδο μελών (member-level tests) και η παροχή αποτελεσμάτων που θα διεύρυναν τους δείκτες τοπικών βλαβών σε δείκτες γενικών βλαβών της κατασκευής με απώτερο σκοπό οι δείκτες βλάβης και τα κριτήρια αστοχίας να χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της ασφάλειας κατά την φάση διόρθωσης-βελτίωσης της αρχικής έκδοσης του Ευρωκώδικα 8 (CEC, 1988) (Negro, Pinto, Verzeletti, & Magonette, 1996).

3.3.1. Γεωμετρία

Στην Εικόνα 3.4 (Dolsek, 2008) παρουσιάζονται η κάτοψη και η πλάγια όψη του κτιρίου συνολικού ύψους 12.5 μέτρων με ύψος ισογείου 3.5 μέτρα και ύψος τυπικού ορόφου 3 μέτρα. Η κάτοψή του είναι τετραγωνική, με πλευρές 10 μέτρων. Το κτίριο έχει δύο ανοίγματα σε κάθε του διάσταση, με διάταξη υποστυλωμάτων ανά 5 μέτρα στη διεύθυνση X και ανά 4 και 6 μέτρα στη διεύθυνση Y, αντίστοιχα. Οι διαστάσεις των περιμετρικών στύλων είναι 40x40 εκατοστά, ενώ του εσωτερικού είναι 45x45 εκατοστά. Όλες οι δοκοί είναι ορθογωνικής διατομής πλάτους 30 και ύψους 45 εκατοστών, ενώ η πλάκα κάθε ορόφου έχει πάχος 15 εκατοστών. Σημειώνεται ότι όλα τα δεδομένα για τον φορέα ελήφθησαν από τη σχετική δημοσίευση (Dolsek, 2008), χωρίς να γίνει περαιτέρω επανέλεγχος τους, και επίσης με αλλαγές ήσσονος σημασίας.

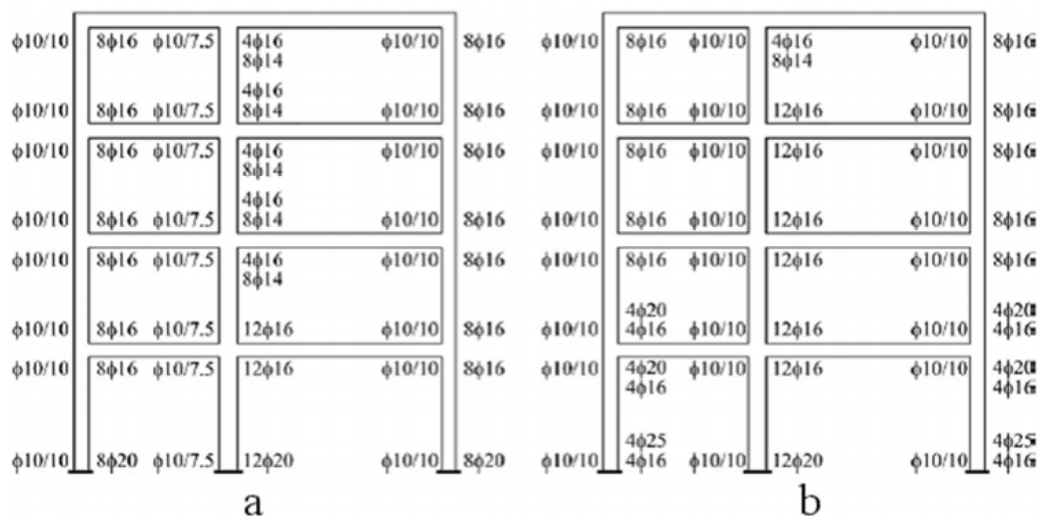
⁷ <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/home.php>



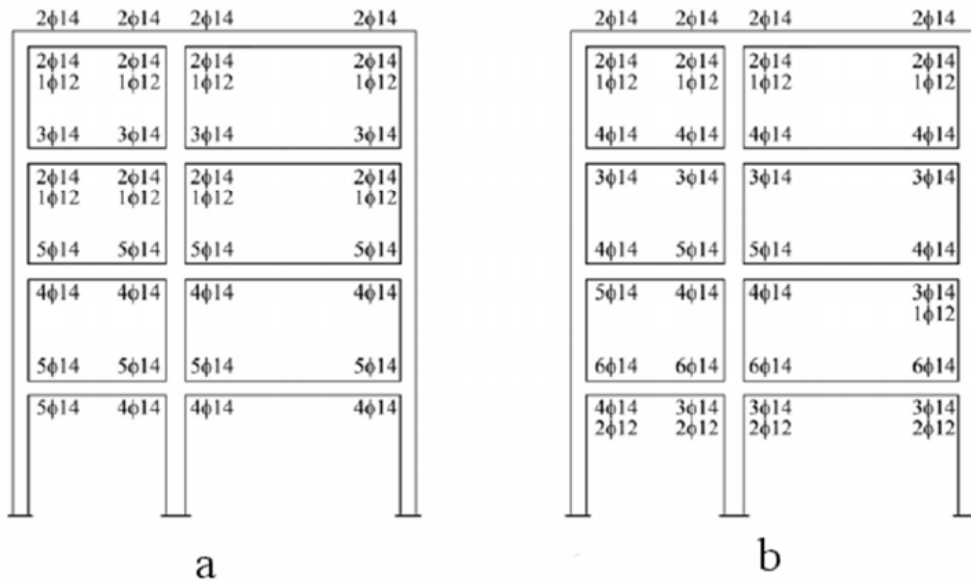
Εικόνα 3.4: Κάτοψη και πλάγια όψη του τετραόροφου κτιρίου.

3.3.2. Υλικά-οπλισμός

Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C25/30 και του χάλυβα οπλισμού είναι B500. Το κτίριο σχεδιάστηκε με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 θεωρώντας μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA=0.3g$, τύπο εδάφους B, κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (DCH) και συντελεστή συμπεριφοράς $q=5$. Ο διαμήκης οπλισμός των στύλων αποτελείται από 8 ή 12 ράβδους διαμέτρου $\Phi 16$, $\Phi 20$ και $\Phi 25$, ενώ ο εγκάρσιος αποτελείται από συνδετήρες $\Phi 10/10$ στις κρίσιμες περιοχές. Αντίστοιχα για τις δοκούς χρησιμοποιούνται ράβδοι $\Phi 14$ και $\Phi 12$ ως διαμήκης οπλισμός με τουλάχιστον μισές από τις συνολικές ράβδους να τοποθετούνται στο κάτω τμήμα των δοκών στους κόμβους. Ο διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός των στύλων και των δοκών στην διεύθυνση Y παρουσιάζεται στις Εικόνες 3.5 και 3.6 (Dolsek, 2008).



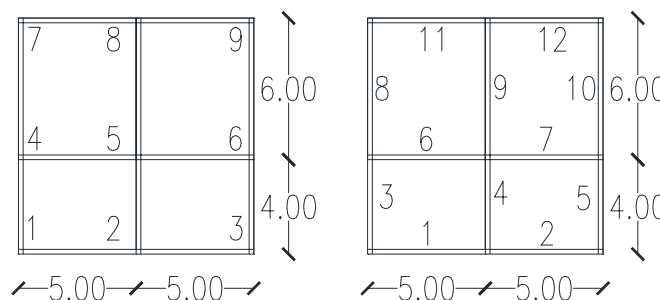
Εικόνα 3.5: Οπλισμός των στύλων του εσωτερικού (a) και εξωτερικού (b) πλαισίου κατά Y.



Εικόνα 3.6: Οπλισμός των δοκών του εσωτερικού (α) και εξωτερικού (β) πλαισίου κατά Υ.

3.3.3. Κατακόρυφα φορτία

Για την αξιολόγηση της σεισμικής επιτελεσματικότητας μιας κατασκευής με τη χρήση ανελαστικών αναλύσεων, το εφαρμοζόμενο φορτίο βαρύτητας πρέπει να ισούται με το αναμενόμενο φορτίο και όχι με το αυξημένο με συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιείται κατά τη διαστασιολόγηση της στη φάση του σχεδιασμού (ATC, 2010). Συνεπώς, τα κατακόρυφα φορτία για τη φόρτιση των δοκών προέκυψαν από το ίδιο βάρος της κατασκευής, με ένα μόνιμο φορτίο επικαλύψεων ίσο με 2kN/m^2 και επιπλέον ένα κινητό φορτίο 2kN/m^2 (το ίδιο βάρος των στύλων εφαρμόζεται μόνο σε αυτούς). Το φορτίο αυτό κατανεμήθηκε στις δοκούς θεωρώντας τριγωνική κατανομή από την πλάκα σε αυτές. Για το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων χρησιμοποιήθηκε η τιμή 25 kN/m^3 ως ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος. Αναλυτικά, το φορτίο που κατανέμεται στις δοκούς παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.1. με βάση την αρίθμηση της Εικόνας 3.7.



Εικόνα 3.7: Αρίθμηση δοκών και στύλων κάθε ορόφου.

α/α δοκού	Φορτίο δοκών (σε kN/m) ανά όροφο			
	1	2	3	4
1	9.36	9.36	9.36	9.64
2	9.36	9.36	9.36	9.64
3	10.68	10.68	10.68	11.03
4	15.49	15.49	15.49	16.09
5	10.68	10.68	10.68	11.03
6	15.49	15.49	15.49	16.09
7	15.49	15.49	15.49	16.09
8	10.68	10.68	10.68	11.03
9	15.49	15.49	15.49	16.09
10	10.68	10.68	10.68	11.03
11	12.00	12.00	12.00	12.41
12	12.00	12.00	12.00	12.41

Πίνακας 3.1: Φορτία των δοκών σε κάθε όροφο.

Ως κατακόρυφο φορτίο για τους στύλους εφαρμόστηκε στην κεφαλή τους μόνο το ίδιο βάρος τους, αφού τα λοιπά φορτία εφαρμόστηκαν στις δοκούς. Αναλυτικά, το ίδιο βάρος των στύλων υπολογίζεται ως εξής:

- $G_{c1}=0.4m \cdot 0.4m \cdot 0.5 \cdot (3.5+3)m \cdot 25kN/m^3=13kN$ (16.5kN για τον στύλο με διαστάσεις 45x45) για τους στύλους του ισογείου (ύψος 3.5m),
- $G_{c2}=0.4m \cdot 0.4m \cdot 3m \cdot 25kN/m^3=12kN$ (15.2kN για τον στύλο με διαστάσεις 45x45) για τους στύλους του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου (ύψος 3m),
- $G_{c3}=0.4m \cdot 0.4m \cdot 0.5 \cdot 3m \cdot 25kN/m^3=6kN$ (7.6kN για τον στύλο με διαστάσεις 45x45) για τους στύλους του 4^{ου} ορόφου (ύψος 3m).

Τα φορτία των υποστλωμάτων παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.2.

α/α στύλου	Φορτίο στύλων (σε kN) ανά όροφο			
	1	2	3	4
1	13.00	12.00	12.00	6.00
2	13.00	12.00	12.00	6.00
3	13.00	12.00	12.00	6.00
4	16.50	15.20	15.20	7.60
5	13.00	12.00	12.00	6.00
6	13.00	12.00	12.00	6.00
7	13.00	12.00	12.00	6.00
8	13.00	12.00	12.00	6.00
9	13.00	12.00	12.00	6.00

Πίνακας 3.2: Φορτία των υποστλωμάτων σε κάθε όροφο.

3.3.4. Μάζες

Η μάζα θωρήθηκε συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο κάθε ορόφου και υπολογίστηκε αθροίζοντας τη μάζα των δομικών στοιχείων (πλάκας, δοκών και κατά το ήμισυ των στύλων από τον κατώτερο και τον ανώτερο όροφο), και της μάζας που αντιστοιχεί στην επικάλυψη (2kN/m^2) και στο κινητό φορτίο ($q=2\text{kN/m}^2$) που επιβάλλεται σε κάθε πλάκα ορόφου (δηλαδή με βάση τον συνδυασμό $G=g+0.6\cdot q$). Με βάση τα παραπάνω η ολική μάζα κάθε ορόφου βάση της σχετικής δημοσίευσης (Dolsek, 2008) είναι 87t για τον 1^ο όροφο, 86t για τον 2^ο και τον 3^ο όροφο, και 83t για τον 4^ο όροφο, δηλαδή η συνολική μάζα του κτιρίου είναι 342t.

3.3.5. Δυσκαμψία

Η μονολιθικότητα δοκών και πλακών λόγω της ταυτόχρονης σκυροδέτησής τους, έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής των δοκών λόγω συνεισφοράς ενός τμήματος της πλάκας. Η συνεισφορά αυτή είναι μεγαλύτερη στη δυσκαμψία παρά στην καμπτική αντοχή. Το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) για κάθε πλακοδοκό (μορφής T ή Γ) που χρησιμοποιήθηκε για τις δοκούς στο συγκεκριμένο κτίριο, υπολογίστηκε με βάση τον EC2 (βάσει του μήκους των δοκών και των συνθηκών στήριξής τους). Τα αποτελέσματα των σχετικών υπολογισμών παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3 (Dolsek, 2008).

			Δοκός	$b_{\text{eff, EC2}}$ (cm)
			B3, B5	70
B8	B9	B10	B1, B2, B11, B12	80
			B8, B10	90
			B4	110
			B6, B7	130
			B9	150

Πίνακας 3.3: Συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών.

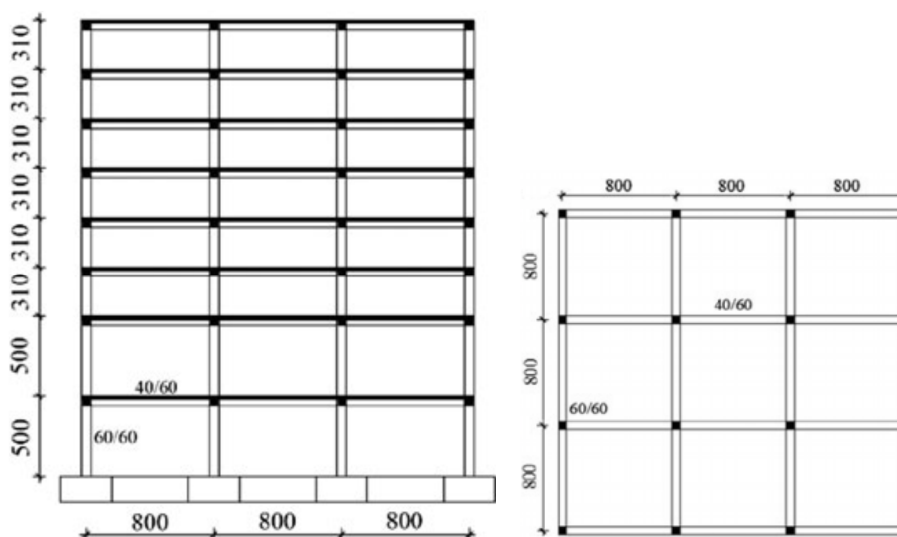
Το συνεργαζόμενο πλάτος κυμαίνεται από 70 έως 90 εκατοστά για τις εξωτερικές δοκούς (μορφής Γ) και από 110 έως 150 εκατοστά για τις εσωτερικές δοκούς (μορφής T), αλλά για λόγους απλοποίησης θεωρήθηκε κοινό συνεργαζόμενο πλάτος 80 εκατοστών για τις πρώτες και 130 εκατοστών για τις δεύτερες. Πάντως, είναι γεγονός ότι το συνεργαζόμενο πλάτος δεν παραμένει σταθερό σε όλη τη διάρκεια μιας δυναμικής ή στατικής φόρτισης, μεταβάλλοντας διαρκώς την αντοχή και τη δυσκαμψία. Οι τύποι υπολογισμού αναφέρονται σε μέσες τιμές και πιθανότατα υποεκτιμούν την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους (Negro et al., 1996).

3.4. Οκταόροφο κτίριο

Πρόκειται για έναν συμμετρικό, κανονικό καθ' ύψος και κάτοψη οκταόροφο πλαίσιακό φορέα με τετραγωνική κάτοψη. Ο φορέας αναλύθηκε σε συγκριτική παραμετρική μελέτη ανελαστικών αναλύσεων με βάση μεθόδους του Ευρωκώδικα 8 και αντίστοιχων αμερικάνικων κανονισμών (Causevic & Mitrovic, 2010).

3.4.1. Γεωμετρία

Στην Εικόνα 3.8 (Causevic & Mitrovic, 2010) παρουσιάζονται η κάτοψη και η πλάγια όψη του κτιρίου συνολικού ύψους 28.60 μέτρων, με ύψος ισογείου και πρώτου ορόφου 5 μέτρα και ύψος τυπικού ορόφου 3.10 μέτρα. Η κάτοψή του είναι τετραγωνική, με πλευρές 24 μέτρων, έχει 3 ανοίγματα σε κάθε του διάσταση, με διάταξη υποστυλωμάτων ανά 8 μέτρα τόσο στη διεύθυνση X όσο και στη διεύθυνση Y.



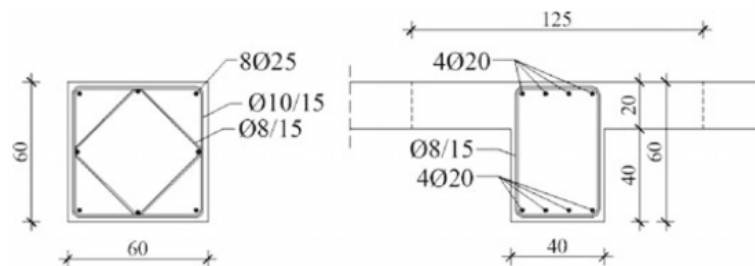
Εικόνα 3.8: Κάτοψη και πλάγια όψη του οκταόροφου κτιρίου.

Οι διαστάσεις όλων των στύλων είναι 60x60 εκατοστά, όλες οι δοκοί είναι ορθογωνικής διατομής πλάτους 40 και ύψους 60 εκατοστών, ενώ η πλάκα κάθε ορόφου έχει πάχος 20 εκατοστά. Σημειώνεται ότι όπως όλα τα δεδομένα γεωμετρίας, υλικών, φορτίσεων, κλπ, έτσι και τα δεδομένα διαστασιολόγησης του φορέα ελήφθησαν από τη δημοσίευση των (Causevic & Mitrovic, 2010), χωρίς να γίνει περαιτέρω έλεγχος τους ούτε οποιαδήποτε αλλαγή.

3.4.2. Υλικά-οπλισμός

Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C25/30 και του χάλυβα των οπλισμών είναι B500. Το κτίριο σχεδιάστηκε με βάση το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 (για

αναμενόμενο μέγεθος σεισμού $M_s > 5.5$), θεωρώντας μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0.3g$, τύπο εδάφους B, κατηγορία σπουδαιότητας II, λόγο ιξώδους απόσβεσης $\zeta = 5\%$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 5.85$. Ο διαμήκης οπλισμός όλων των στύλων αποτελείται από 8 ράβδους διαμέτρου $\Phi 25$ ενώ ο εγκάρσιος αποτελείται από συνδετήρες $\Phi 10/15$ και $\Phi 8/15$. Αντίστοιχα, για τις δοκούς ως διαμήκης οπλισμός τους χρησιμοποιούνται 4 ράβδοι $\Phi 20$ στην άνω και κάτω παρειά τους, ενώ ως εγκάρσιος οπλισμός χρησιμοποιούνται συνδετήρες $\Phi 8/15$ εντός και εκτός κρίσιμων περιοχών, αντίστοιχα. Οι διατομές των δομικών στοιχείων παρουσιάζονται στην Εικόνα 3.9 (Causevic & Mitrovic, 2010).



Εικόνα 3.9: Διαστάσεις και οπλισμός των δομικών στοιχείων.

3.4.3. Κατακόρυφα φορτία

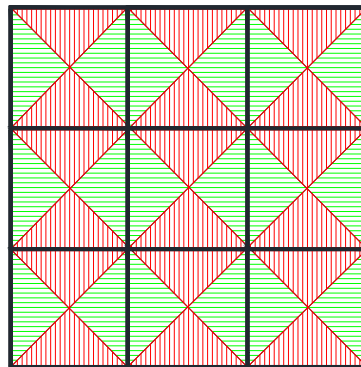
Για την αξιολόγηση της σεισμικής επιτελεσματικότητας μιας κατασκευής με τη χρήση ανελαστικών αναλύσεων το εφαρμοζόμενο μόνιμο φορτίο πρέπει να ισούται με το αναμενόμενο φορτίο και όχι με το αυξημένο με συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιείται κατά τη διαστασιολόγηση της στη φάση του σχεδιασμού. Γενικότερα, το αναμενόμενο μόνιμο φορτίο ισούται με το μόνιμο φορτίο (ίδιο βάρος) και κάποιο ποσοστό του κινητού φορτίου το οποίο είναι μειωμένο από το ονομαστικό κινητό φορτίο ώστε να αναπαριστάει τη χαμηλή πιθανότητα να εφαρμόζεται σε όλη την κατασκευή ($\times 0.4$) και να εφαρμόζεται ταυτόχρονα με έναν σεισμό ($\times 0.5$), με συνιστώμενη τιμή το $0.2 (=0.4 \times 0.5)$ (ATC, 2010). Στην συγκεκριμένη περίπτωση τα κατακόρυφα φορτία υπολογίστηκαν με βάση τον συνδυασμό $G = g + 0.6q$ όπου g είναι το ίδιο βάρος των δομικών μελών και q είναι το κινητό φορτίο ($= 2 \text{ kN/m}^2$), γιατί στο ίδιο βάρος δεν συμπεριλήφθηκαν παραρτήματα της κατασκευής όπως τοιχοποιίες, επικαλύψεις, μηχανολογικός εξοπλισμός, κλπ). Συνιστάται μάλιστα το ίδιο φορτίο να χρησιμοποιείται και για τον υπολογισμό της σεισμικής μάζας.

Για τις δοκούς, τα κατακόρυφα φορτία για τη φόρτιση τους προέκυψαν από τη κατανομή των φορτίων κάθε ορόφου σε αυτές (εξαιρώντας μόνο το ίδιο βάρος των στύλων το οποίο εφαρμόζεται αποκλειστικά σε αυτούς). Έτσι, το φορτίο που κατανέμεται στις

δοκούς σε κάθε όροφο θεωρώντας τριγωνική κατανομή από την πλάκα σε αυτές όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.10 είναι:

- ίδιο βάρος πλάκας: $24\text{m}\cdot 24\text{m}\cdot 0.2\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 2880\text{kN}$,
- ίδιο βάρος δοκών: $24\cdot 0.4\text{m}\cdot 0.4\text{m}\cdot 8\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 768\text{kN}$,
- κινητό φορτίο: $0.6\cdot 24\text{m}\cdot 24\text{m}\cdot 2\text{ kN/m}^2 = 691.2\text{kN}$,

Οπότε συνολικά δηλαδή για κάθε όροφο είναι $G_b = 4339.2\text{kN}$ και για όλους τους ορόφους είναι $G_{b,\text{tot}} = 34713.6\text{kN}$.



Εικόνα 3.10: Κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς (με κόκκινο χρώμα κατά τη διεύθυνση X και με πράσινο κατά τη διεύθυνση Y).

Η επιφάνεια επιρροής των εξωτερικών δοκών είναι 16m^2 ενώ για τις εσωτερικές είναι 32m^2 αντίστοιχα. Έτσι, οι εξωτερικές δοκοί φορτίζονται με $4339.2 \cdot \frac{16}{24\cdot 24} = 120.5\text{kN}$ και μετατρέποντας την τριγωνική φόρτιση σε ομοιόμορφη προκύπτει φορτίο ίσο με $\frac{120.5}{8} = 15.07\text{kN/m}$. Το φορτίο που μεταβιβάζεται στις εσωτερικές δοκούς, λόγω διπλάσιας επιφάνειας επιρροής, θα είναι 30.14kN/m . Τα φορτία των δοκών κατανέμονται όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.4 βάσει της αρίθμησης της Εικόνας 3.11.

Ως κατακόρυφο φορτίο για τους στύλους εφαρμόστηκε στην κεφαλή τους μόνο το ίδιο βάρος τους, αφού τα λοιπά φορτία εφαρμόστηκαν ως φόρτιση στις δοκούς. Αναλυτικά, το ίδιο βάρος των στύλων υπολογίζεται ως εξής:

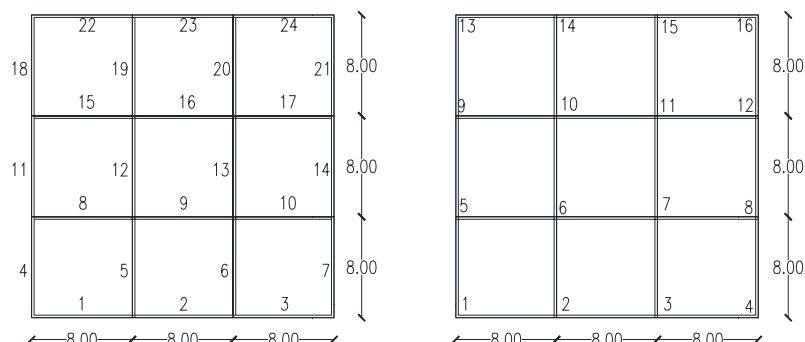
- $G_{c1} = 0.6\text{m}\cdot 0.6\text{m}\cdot 4.7\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 42.3\text{kN}$ για τους στύλους του πρώτου ορόφου,
- $G_{c2} = 0.6\text{m}\cdot 0.6\text{m}\cdot 5\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 45\text{kN}$ για τους στύλους του δεύτερου ορόφου,
- $G_{c3,4,5,6,7,8} = 0.6\text{m}\cdot 0.6\text{m}\cdot 3.1\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 27.9\text{kN}$ για τους στύλους των υπολοίπων ορόφων.

Δηλαδή συνολικά,

- για τους στύλους του 1^{ου} ορόφου $G_{c1} = 676.8\text{kN}$,
- για τους στύλους του 2^{ου} ορόφου $G_{c2} = 720\text{kN}$,

- για τους στύλους των επόμενων ορόφων $G_{c3,4,5,6,7,8} = 446.4\text{kN}$, και
- συνολικά για τους στύλους όλων των ορόφων $G_c = 4075.2\text{kN}$.

Συγκεντρωτικά, τα φορτία κάθε στύλου παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.5.



Εικόνα 3.11: Αρίθμηση δοκών και στύλων κάθε ορόφου.

α/α δοκού	Φορτίο δοκών (σε kN/m) ανά όροφο							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
2	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
3	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
4	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
5	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
6	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
7	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
8	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
9	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
10	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
11	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
12	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
14	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
15	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
16	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
17	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
18	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
19	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
20	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
21	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
22	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
23	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
24	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07

Πίνακας 3.4: Φορτία δοκών σε κάθε όροφο.

α/α στήλου	Φορτίο στύλων (σε kN) ανά όροφο							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
2	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
3	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
4	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
5	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
6	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
7	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
8	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
9	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
10	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
11	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
12	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
13	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
14	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
15	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
16	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90

Πίνακας 3.5: Φορτία στύλων σε κάθε όροφο.

3.4.4. Μάζες

Η μάζα θεωρήθηκε συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο κάθε ορόφου και υπολογίστηκε αθροίζοντας τη μάζα των δομικών στοιχείων (πλάκας, δοκών και κατά το ήμισυ των στύλων από τον κατώτερο και τον ανώτερο όροφο) και της μάζας που αντιστοιχεί στο κινητό φορτίο ($q=2\text{kN/m}^2$) που επιβάλλεται σε κάθε πλάκα ορόφου (δηλαδή με βάση τον συνδυασμό $G=g+0.6\cdot q$). Όπως υπολογίστηκε προηγουμένως:

- η μάζα της πλάκας κάθε ορόφου (συμπεριλαμβανομένων και των δοκών) είναι $m_s = 4339.2/9.81=442.3\text{t}$
- η μάζα που αντιστοιχεί στους στύλους του 1^{ου} ορόφου είναι $m_{c1} = 676.8/9.81=69.0\text{t}$
- η μάζα που αντιστοιχεί στους στύλους του 2^{ου} ορόφου είναι $m_{c2} = 720/9.81=73.4\text{t}$
- η μάζα που αντιστοιχεί στους στύλους των υπολοίπων ορόφων είναι $m_{c3} = 446.4/9.81= 45.5\text{t}$

Με βάση τα παραπάνω η ολική μάζα κάθε ορόφου είναι:

$$1^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \mathbf{m_1} = m_s + \frac{1}{2}(m_{c1}+m_{c2}) = 442.3 + \frac{1}{2}(69 + 73.4) = 513.5\text{t}$$

$$2^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \mathbf{m_2} = m_s + \frac{1}{2}(m_{c2}+m_{c3}) = 442.3 + \frac{1}{2}(73.4 + 45.5) = 501.8\text{t}$$

$$3^{\text{ος}}\text{-}7^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \mathbf{m_{3,4,5,6,7}} = m_s + \frac{1}{2}(m_{c3}+m_{c3}) = 442.3 + \frac{1}{2}(45.5 + 45.5) = 487.8\text{t}$$

$$8^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \mathbf{m}_8 = m_s + \frac{1}{2}(m_{c3} + 0) = 442.3 + \frac{1}{2}(45.5) = 465.1t$$

Τελικά, οι αντίστοιχες μάζες είναι 513.5t για τον 1^ο όροφο, 501.8t για τον 2^ο όροφο, 487.8t για κάθε επόμενο όροφο και 465.1t για τον τελευταίο, δηλαδή η συνολική μάζα του κτιρίου είναι 3919.4t.

3.4.5. Δυσκαμψία

Με ανάλογη διαδικασία με αυτή που ακολουθήθηκε για το τετραόροφο κτίριο, συμπεριλήφθηκε στην ανάλυση η συνεισφορά ενός τμήματος της πλάκας στην αντοχή και κυρίως στη δυσκαμψία των δοκών. Το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) για κάθε πλακοδοκό (μορφής T ή Γ) που χρησιμοποιήθηκε για τις δοκούς στο συγκεκριμένο κτίριο, υπολογίστηκε με βάση τον EC2 (συναρτήσει των μηκών των δοκών και των συνθηκών στήριξης τους). Συγκεκριμένα, συνυπολογίστηκε η συνεισφορά των πλακών στη δυσκαμψία και την αντοχή των δοκών σε πλάτος $b_{\text{eff},i}=0.4\text{m}$ εκατέρωθεν της δοκού, καταλήγοντας σε πλακοδοκούς μορφής T με συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff},T}=0.4+2\cdot 0.4=1.2\text{m}$ για τα εσωτερικά πλαίσια και σε πλακοδοκούς μορφής Γ με συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff},\Gamma}=0.4+0.4=0.8\text{m}$ για τα εξωτερικά πλαίσια.

3.5. Αποτελέσματα αναλύσεων

3.5.1. Τετραόροφο κτίριο

Στον φορέα διενεργήθηκε ιδιομορφική ανάλυση, στατική υπερωθητική ανάλυση, δυναμική ανάλυση σε σειρά καθώς και επαυξητική δυναμική ανάλυση σε σειρά.

3.5.1.1. Ιδιομορφική Ανάλυση

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του τετραόροφου κτιρίου για τις πέντε πρώτες ιδιομορφές παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.6. Τα ιδιοδιανύσματα παρουσιάζονται κανονικοποιημένα ως προς τη μονάδα. Παρατηρείται ότι η 1^η και η 4^η ιδιομορφή είναι μεταφορικές κατά τον άξονα X, η 2^η και η 5^η είναι μεταφορικές κατά τον άξονα Y, ενώ η 3^η είναι στρεπτική κατά τον άξονα Z. Η μικρή διαφοροποίηση του κανάβου των υποστλωμάτων κατά τη διεύθυνση Y (4 και 6 μέτρα αντί για 5 και 5 μέτρα) σε σύγκριση με τη διεύθυνση X έχει ως αποτέλεσμα ότι οι τιμές των ιδιοπεριόδων στις 2 διευθύνσεις να διαφέρουν ελάχιστα μεταξύ τους.

α/α Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (sec)	όροφος	Ιδιοδιανύσματα		
			X	Y	Z
1 ^η	0.724	1 ^{ος}	0.363	0.000	-0.008
		2 ^{ος}	0.655	0.000	-0.015
		3 ^{ος}	0.878	0.000	-0.023
		4 ^{ος}	1.000	0.000	-0.023
2 ^η	0.721	1 ^{ος}	0.000	0.362	0.000
		2 ^{ος}	0.000	0.653	0.000
		3 ^{ος}	0.000	0.877	0.000
		4 ^{ος}	0.000	1.000	0.000
3 ^η	0.518	1 ^{ος}	0.143	0.000	0.361
		2 ^{ος}	0.251	0.000	0.656
		3 ^{ος}	0.338	0.000	0.879
		4 ^{ος}	0.383	0.000	1.000
4 ^η	0.238	1 ^{ος}	-0.990	0.000	0.022
		2 ^{ος}	-0.952	0.000	0.022
		3 ^{ος}	0.024	0.000	-0.000
		4 ^{ος}	1.000	0.000	-0.023
5 ^η	0.237	1 ^{ος}	0.000	-0.994	0.000
		2 ^{ος}	0.000	-0.955	0.000
		3 ^{ος}	0.000	0.025	0.000
		4 ^{ος}	0.000	1.000	0.000

Πίνακας 3.6: Οι πέντε κύριες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές του τετραόροφου κτιρίου.

3.5.1.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover) διενεργήθηκε κατά τη διεύθυνση X και Y με σημείο εφαρμογής των δυνάμεων καθ' ύψος το κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Αν και υπάρχουν πολλοί διαφορετικοί τρόποι κατανομής των δυνάμεων ορόφου (τριγωνική, ομοιόμορφη, κλπ), η καθ' ύψος κατανομή των δυνάμεων (force pattern) για την ανάλυση pushover υπολογίστηκε με βάση την πρώτη ιδιομορφή (για τη διεύθυνση X) και τη δεύτερη ιδιομορφή (για τη διεύθυνση Y) και συγκεκριμένα πολλαπλασιάζοντας κάθε μια από τις ιδιομορφές με τις μάζες κάθε ορόφου. Συνεπώς, το διάνυσμα των δυνάμεων που ασκείται σε κάθε όροφο είναι:

$$f_{t,x} = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.878 \\ 0.655 \\ 0.363 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 83.0 \\ 86.0 \\ 86.0 \\ 87.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 83.0 \\ 75.5 \\ 56.3 \\ 31.5 \end{bmatrix} \text{ (tn) ή με κανονικοποίηση } f_{t,x} = \begin{bmatrix} \frac{83.0}{246.3} = 0.337 \\ \frac{75.5}{246.3} = 0.306 \\ \frac{56.3}{246.3} = 0.229 \\ \frac{31.5}{246.3} = 0.128 \end{bmatrix} \text{ κατά } X,$$

$$f_{t,y} = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.877 \\ 0.653 \\ 0.362 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 83.0 \\ 86.0 \\ 86.0 \\ 87.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 83.0 \\ 75.4 \\ 56.1 \\ 31.5 \end{bmatrix} \text{ (tn) ή με κανονικοποίηση } f_{t,y} = \begin{bmatrix} \frac{83.0}{246.0} = 0.337 \\ \frac{75.4}{246.0} = 0.306 \\ \frac{56.1}{246.0} = 0.228 \\ \frac{31.5}{246.0} = 0.128 \end{bmatrix} \text{ κατά } Y.$$

Οι βασικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον καθορισμό των αναλύσεων είναι οι εξής:

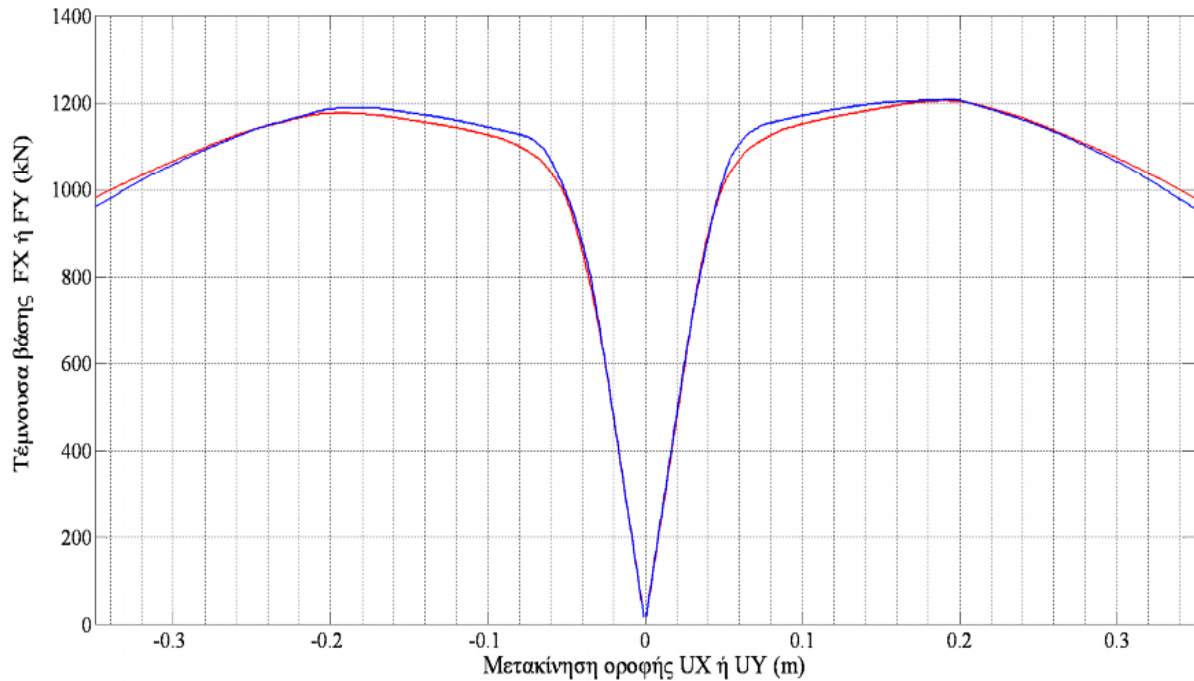
- όριο μέγιστης μετακίνησης του κέντρου μάζας της πλάκας οροφής 0.80m,
- βήμα επαύξησης της εφαρμοζόμενης μετακίνησης 1.0mm,
- λόγος μεταξύ τέμνουσας βάσης τερματισμού της ανάλυσης και μέγιστης τέμνουσας βάσης 0.80 (δηλαδή, η ανάλυση τερματίζεται όταν η τέμνουσα βάσης φτάσει στο 80% της μέγιστης τιμής της, εφόσον δεν έχει γίνει υπέρβαση της μέγιστης μετακίνησης).

Από τις τέσσερις αναλύσεις ($\pm X$ και $\pm Y$) πρόεκυψε το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής, δηλαδή η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, της Εικόνας 3.12.

Με βάση το διάγραμμα της Εικόνας 3.12, η μέγιστη τέμνουσα βάσης ισοδυναμεί με το:

- $1205/342.0 \cdot 9.81 = 36\%$ του βάρους της κατασκευής για την ανάλυση κατά $+X$,
- $1176/342.0 \cdot 9.81 = 35.1\%$ του βάρους της κατασκευής για την ανάλυση κατά $-X$,
- $1207/342.0 \cdot 9.81 = 36\%$ του βάρους της κατασκευής για την ανάλυση κατά $+Y$,
- $1188/342.0 \cdot 9.81 = 35.4\%$ του βάρους της κατασκευής για την ανάλυση κατά $-Y$.

Οι μέγιστες αυτές τιμές αντιστοιχούν σε μετακίνηση του κέντρου μάζας της οροφής 4^{ου} ορόφου περίπου 20 εκατοστών. Έπειτα από τη μετακίνηση αυτή εμφανίζεται απομείωση της αντοχής της κατασκευής και το όριο μείωσης 20% της μέγιστης τέμνουσας βάσης αντιστοιχεί σε μετακίνηση πάνω από 80 εκατοστά τόσο για την ανάλυση κατά X όσο και κατά Y . Παρατηρείται μια διαφοροποίηση στις καμπύλες κατά την Y διεύθυνση και ιδιαίτερα κατά την $-Y$ όπου εμφανίζεται μια πρόωρη διακοπή των υπολογισμών, οφειλόμενη πιθανότατα σε αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης λόγω έντονων ανελαστικών παραμορφώσεων σε δομικά μέλη.

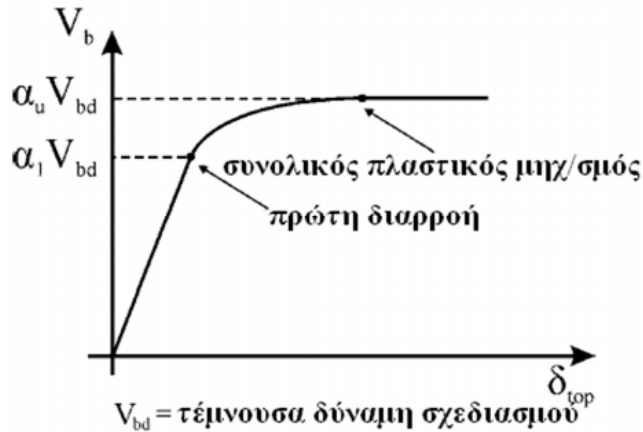


Εικόνα 3.12: Καμπύλες ικανότητας για τις διευθύνσεις $\pm X$ (με κόκκινο χρώμα) και $\pm Y$ (με μπλέ χρώμα).

3.5.1.2.1. Ορισμός οριακών καταστάσεων των πλαστικών αρθρώσεων στις καμπύλες ικανότητας.

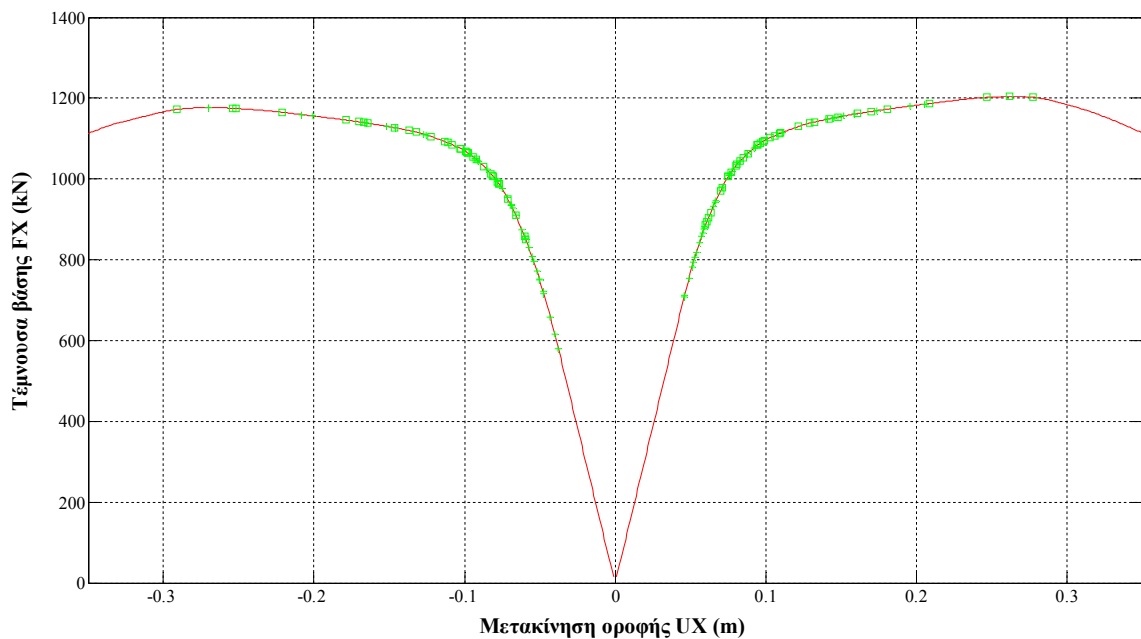
Στις τέσσερις καμπύλες της Εικόνας 3.12 μπορούν να παρουσιαστούν οι οριακές καταστάσεις για τη διαρροή οπλισμού, τη μέγιστη ροπή και τη μέγιστη στροφή στην οριακή κατάσταση κατάρρευσης, για τις πλαστικές αρθρώσεις των στύλων και των δοκών. Με τον τρόπο αυτό μπορούν να εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα όπως π.χ., για το επίπεδο βλαβών της κατασκευής σε μία στοχευμένη μετακίνηση, να υπολογιστεί ο λόγος α_u/α_1 (μέγιστη τέμνουσα βάσης προς τέμνουσα που αντιστοιχεί στη πρώτη διαρροή ράβδου οπλισμού), για το καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς βάσει του EC8 κ.α.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος για πολυώροφους κανονικούς πλαισιακούς φορείς έχει προτεινόμενη τιμή 1.3, εκφράζει την υπεραντοχή του φορέα που υπεισέρχεται στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q . Είναι ο λόγος της σεισμικής δράσης που προκαλεί ανάπτυξη του πλήρους πλαστικού μηχανισμού, προς την τιμή της σεισμικής δράσης για τον σχηματισμό της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο σύστημα. Οι συντελεστές α_1 και α_u ορίζονται όπως στην Εικόνα 3.13 (Fardis, 2009).

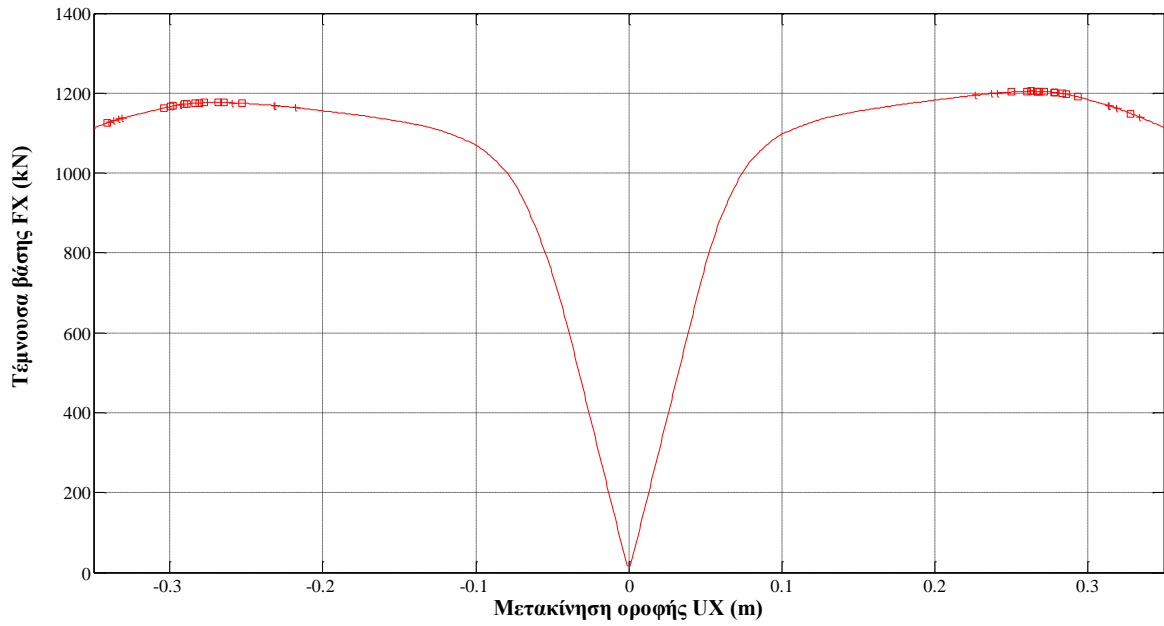


Εικόνα 3.13: Ορισμός των συντελεστών α_1 και α_u σε μια καμπύλη ικανότητας.

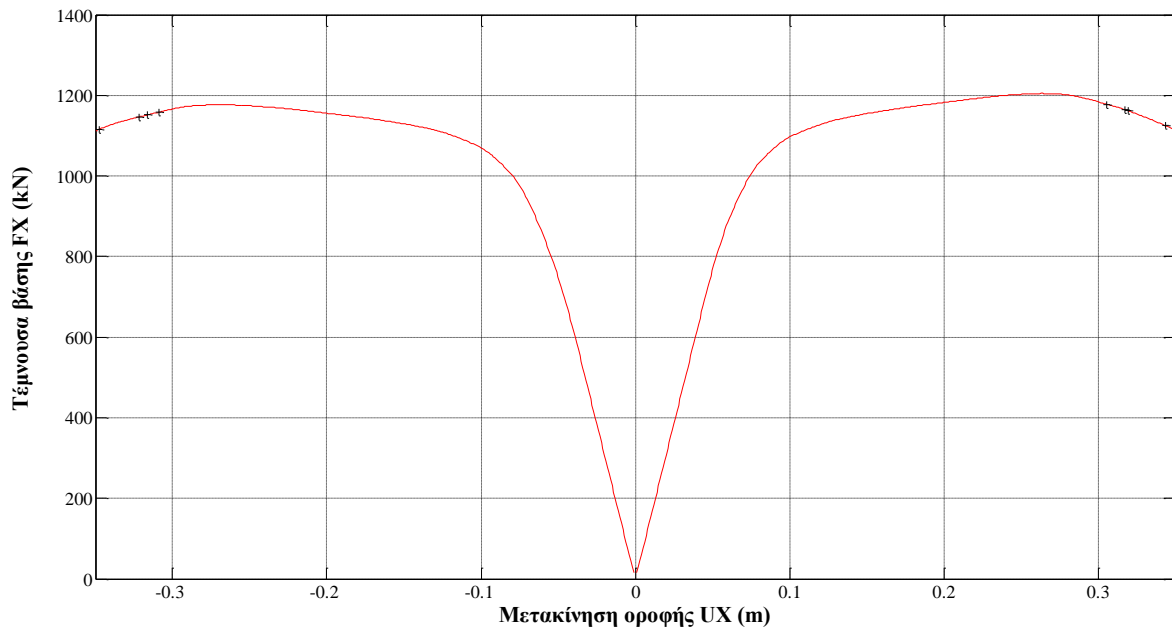
Στις Εικόνες 3.14 έως 3.19 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας και τα σημεία των οριακών καταστάσεων διαρροής οπλισμού, μέγιστης ροπής και κατάρρευσης κατά τη διεύθυνση $\pm X$ και $\pm Y$, αντίστοιχα, για κάθε πλαστική άρθρωση στα υποστυλώματα και στις δοκούς. Παρατηρείται ότι επί των καμπυλών ικανότητας, υπάρχει ένα αρκετά μεγάλο εύρος στο οποίο εντοπίζονται τα σημεία των τριών οριακών καταστάσεων και επίσης ότι δεν υπάρχει διαχωρισμός μεταξύ των σημείων που αντιστοιχούν σε υποστυλώματα και εκείνων που αντιστοιχούν σε δοκούς (δηλαδή δεν υπάρχει κάποια ορισμένη σειρά διαδοχής τους).



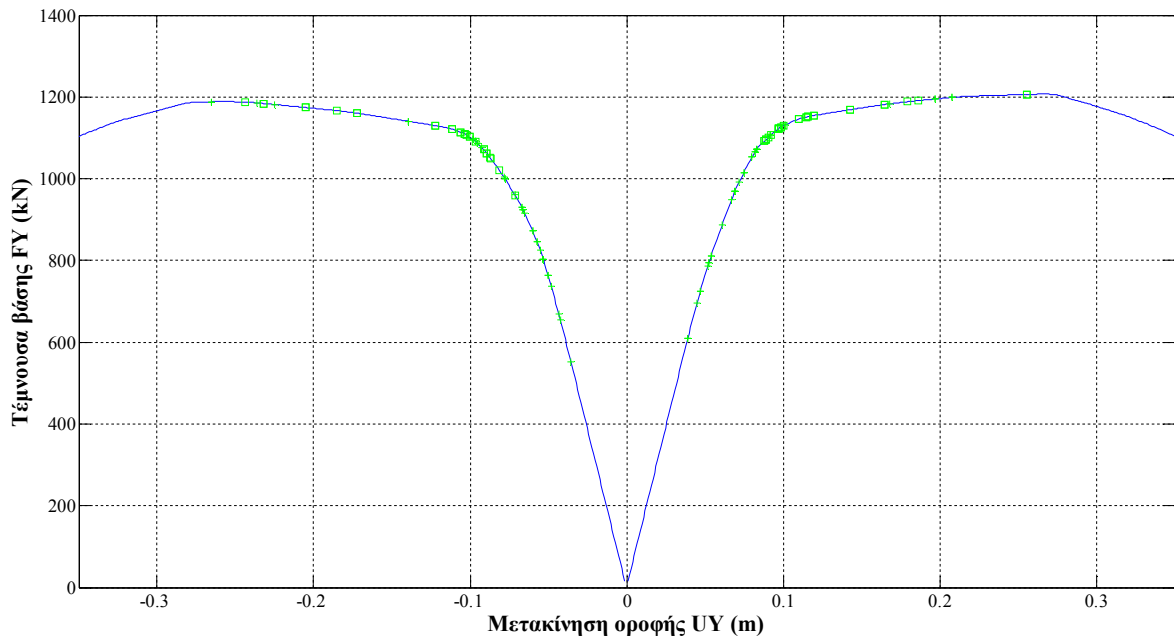
Εικόνα 3.14: Η οριακή κατάσταση διαρροής οπλισμού επι των καμπυλών pushover κατά τη διεύθυνση X.



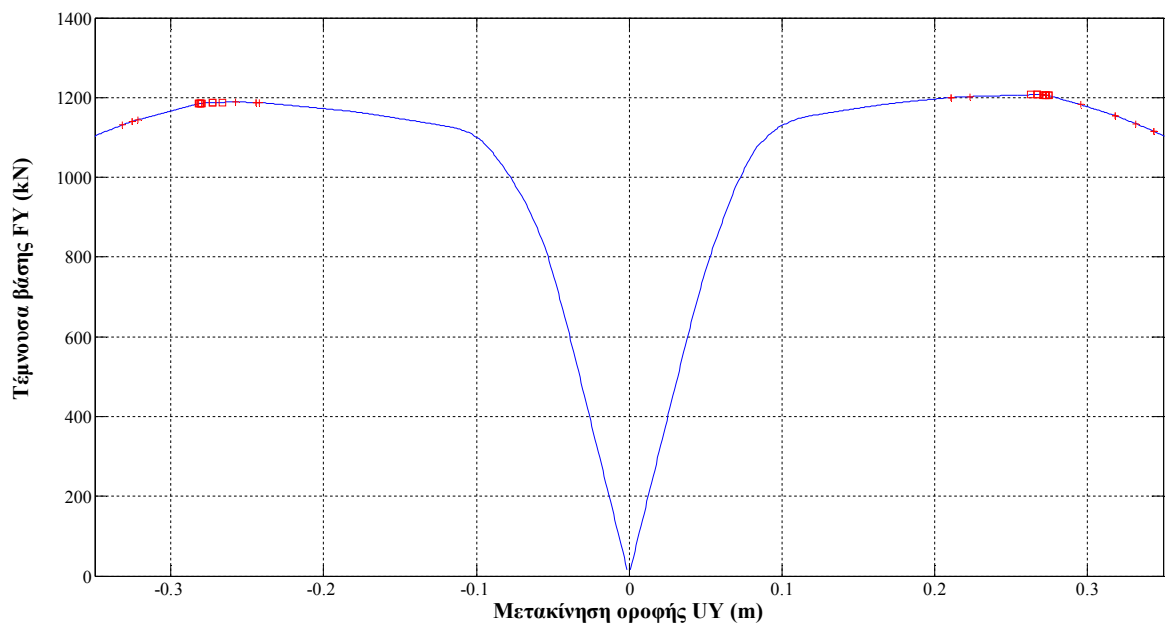
Εικόνα 3.15: Η οριακή κατάσταση μέγιστης ροπής επι των καμπυλών pushover κατά τη διεύθυνση X.



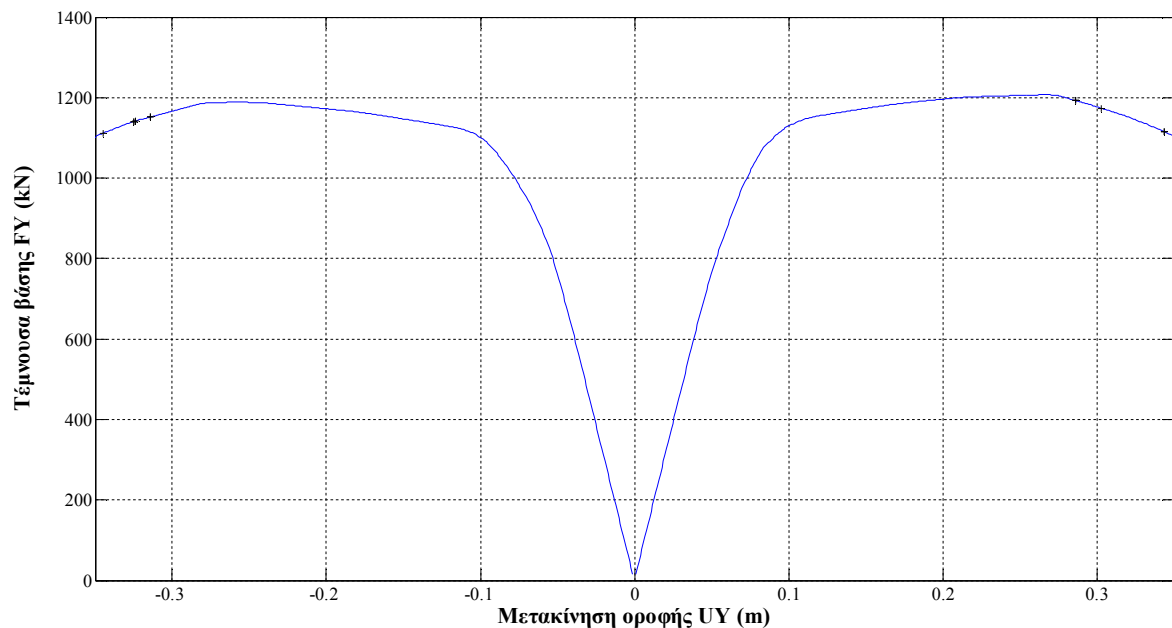
Εικόνα 3.16: Η οριακή κατάσταση κατάρρευσης επι των καμπυλών pushover κατά τη διεύθυνση X.



Εικόνα 3.17: Η οριακή κατάσταση διαρροής οπλισμού επι των καμπυλών pushover κατά τη διεύθυνση Y.



Εικόνα 3.18: Η οριακή κατάσταση μέγιστης ροπής επι των καμπυλών pushover κατά τη διεύθυνση Y.



Εικόνα 3.19: Η οριακή κατάσταση κατέρρευσης επι των καμπυλών pushover κατά τη διεύθυνση Y.

3.5.1.3. Δυναμική Ανάλυση

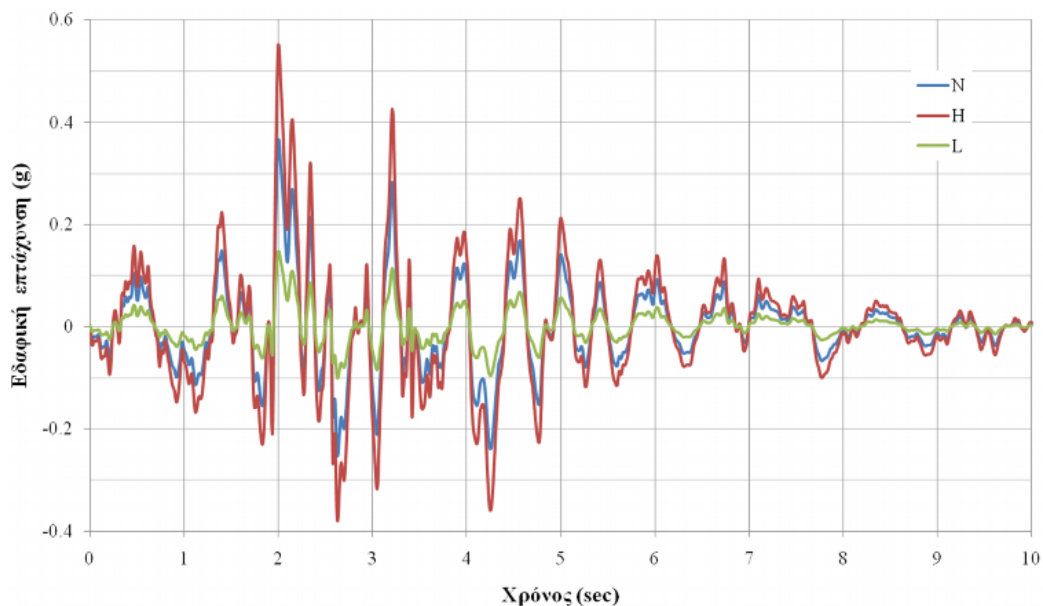
Έγιναν δύο δυναμικές αναλύσεις για το προσομοίωμα με το ίδιο επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκε στη ψευδοδυναμική δοκιμή του πραγματικού φορέα στο εργαστήριο ELSA. Πιο συγκεκριμένα, έγιναν δύο διαδοχικές αναλύσεις με PGA^8 0.12g (L-test) και 0.45g (H-test) αντίστοιχα, στις οποίες θεωρήθηκε μηδενική ιξώδης απόσβεση θεωρώντας ότι η τιμή 0.12g της PGA ανταποκρίνεται σε μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ενώ η τιμή 0.45g είναι αντιπροσωπευτική των μέγιστων σεισμικών δυνάμεων για τις οποίες σχεδιάστηκε η κατασκευή. Οι αντίστοιχοι συντελεστές κλιμάκωσης ήταν 0.40 και 1.50 επί του βασικού επιταχυνσιογραφήματος. Οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης εφαρμόστηκαν στους κόμβους της βάσης του κτιρίου στη διεύθυνση Y (Negro et al., 1996).

Το επιταχυνσιογράφημα N (Normal) το οποίο χρησιμοποιήθηκε ως βάση για τα επιταχυνσιογραφήματα H (High) και L (Low) είναι τεχνητό (artificial), έχει διάρκεια 10 δευτερολέπτων και δημιουργήθηκε βάσει καταγραφών από τον σεισμό του Friuli (1976) με τρόπο ώστε να ανταποκρίνεται στο φάσμα του EC8 για κατηγορία εδάφους B και 5% απόσβεση και απεικονίζεται στην Εικόνα 3.20 μαζί με τα επιταχυνσιογραφήματα των δοκιμών H και L. Τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης που προέκυψαν από τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα με χρήση του λογισμικού SeismoSignal της Seismosoft⁹, συγκρινόμενα το φάσμα σχεδιασμού του EC8 με το οποίο σχεδιάστηκε η κατασκευή,

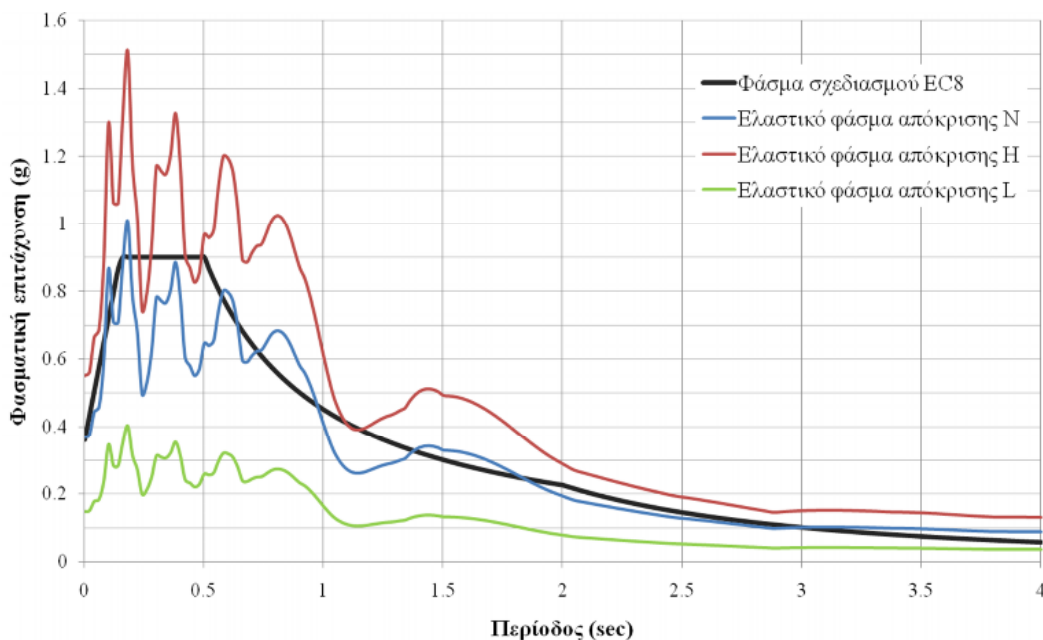
⁸ PGA: Peak Ground Acceleration.

⁹ <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSignal.aspx>

παρουσιάζονται στην Εικόνα 3.21. Οι παράμετροι σχεδιασμού του φάσματος του EC8 είναι $\alpha_g=0.30g$, $T_B=0.15sec$, $T_C=0.50sec$, $T_D=2sec$, $S=1.20$ και $n=1$.



Εικόνα 3.20: Η αρχική (N) και οι δύο χρονοϊστορίες (H και L) εδαφικής επιτάχυνσης που χρησιμοποιήθηκαν.



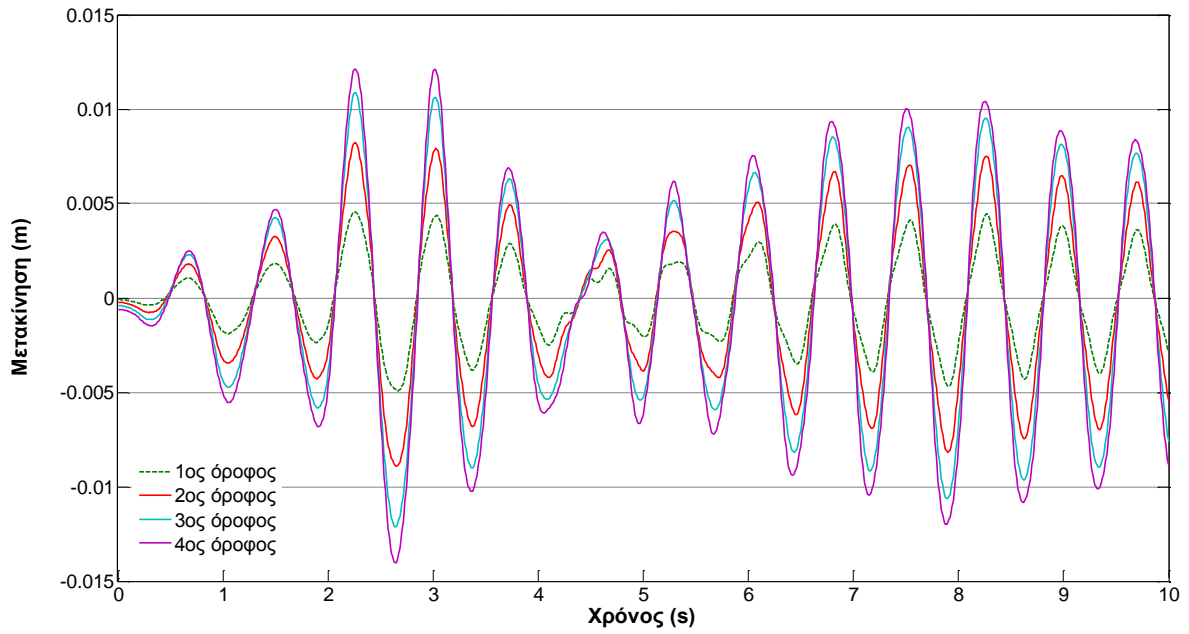
Εικόνα 3.21: Τα ελαστικά φάσματα απόκρισης των τριών επιταχυνσιογραφημάτων συγκρινόμενα με το φάσμα σχεδιασμού του EC8.

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων παρουσιάζονται στις Εικόνες 3.22 έως 3.23 υπό τη μορφή χρονοϊστοριών μετακίνησης και τέμνουσας σε κάθε όροφο, καθώς και

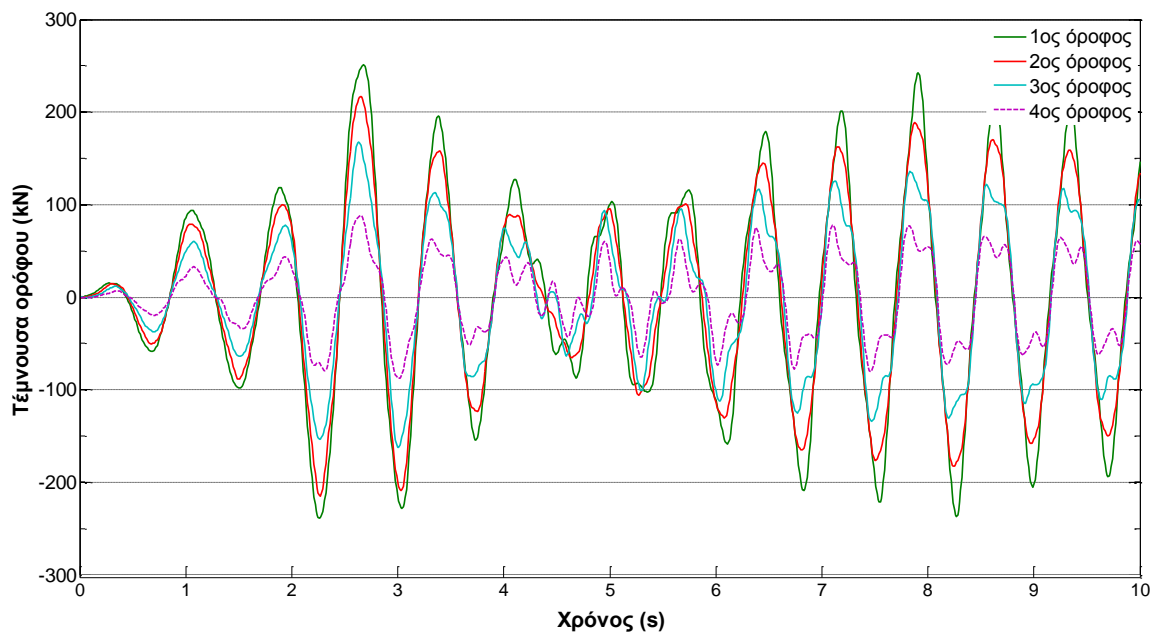
διαγραμμάτων τέμνουσας ορόφου-μετακίνησης σε όλους τους κύκλους φόρτισης. Επί των διαγραμμάτων των αποτελεσμάτων παρατηρούνται τα εξής:

- Αύξηση των απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων καθ' ύψος, η οποία είναι αναμενόμενη εφόσον ο φορέας είναι αμιγώς πλαισιακός άρα παρουσιάζει προφίλ μετακινήσεων ανάλογο με ενός καμπτόμενου προβόλου. Οι μέγιστες τιμές δεν ξεπερνούν τα 1.4 εκατοστά για το L-επιταχυνσιογράφημα (για $t=2.6$ sec) και τα 4.6 εκατοστά (για $t=2$ sec) για το H-επιταχυνσιογράφημα. Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων μειώνονται καθ' ύψος και έχουν μέγιστη τιμή τα 0.1% (ισόγειο) για το L-επιταχυνσιογράφημα και τα σχεδόν 0.5% για το H-επιταχυνσιογράφημα.
- Οι χρονοϊστορίες μετακίνησης για κάθε όροφο έχουν παραπλήσια μορφή και παρουσιάζουν μέγιστες τιμές σε σχεδόν ίδιες χρονικές στιγμές. Σε αντίθετη περίπτωση θα υπήρχαν πολύ μεγάλες σχετικές μετακινήσεις ορόφων και οι μετακινήσεις αυτές θα υπερέβαιναν την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών μελών με αποτέλεσμα τον σχηματισμό μαλακού ορόφου.
- Μείωση των τεμνουσών ορόφων καθ' ύψος, αφού οι τέμνουσες κάθε ορόφου είναι ανάλογες με τη σχετική μετακίνηση κάθε ορόφου. Πιο συγκεκριμένα, για το L-επιταχυνσιογράφημα οι μέγιστες τέμνουσες ορόφων κυμαίνονται από τα 88 έως τα 251 kN για $t=2.6$ sec, ενώ για το H-επιταχυνσιογράφημα από τα 349 έως τα 873kN για t από 8 έως 9.1 sec.
- Αμελητέα μείωση των τεμνουσών υπό τη δράση του L-επιταχυνσιογραφήματος (ο φορέας παραμένει ελαστικός σε μεγάλο βαθμό), αλλά μείωση της δυσκαμψίας (χωρίς ιδιαίτερη απομείωση της αντοχής) και απορρόφηση ενέργειας ιδιαίτερα στους κατώτερους ορόφους για την περίπτωση δράσης του H-επιταχυνσιογραφήματος (υπάρχουν πλαστικές παραμορφώσεις σε αρκετά μέλη).

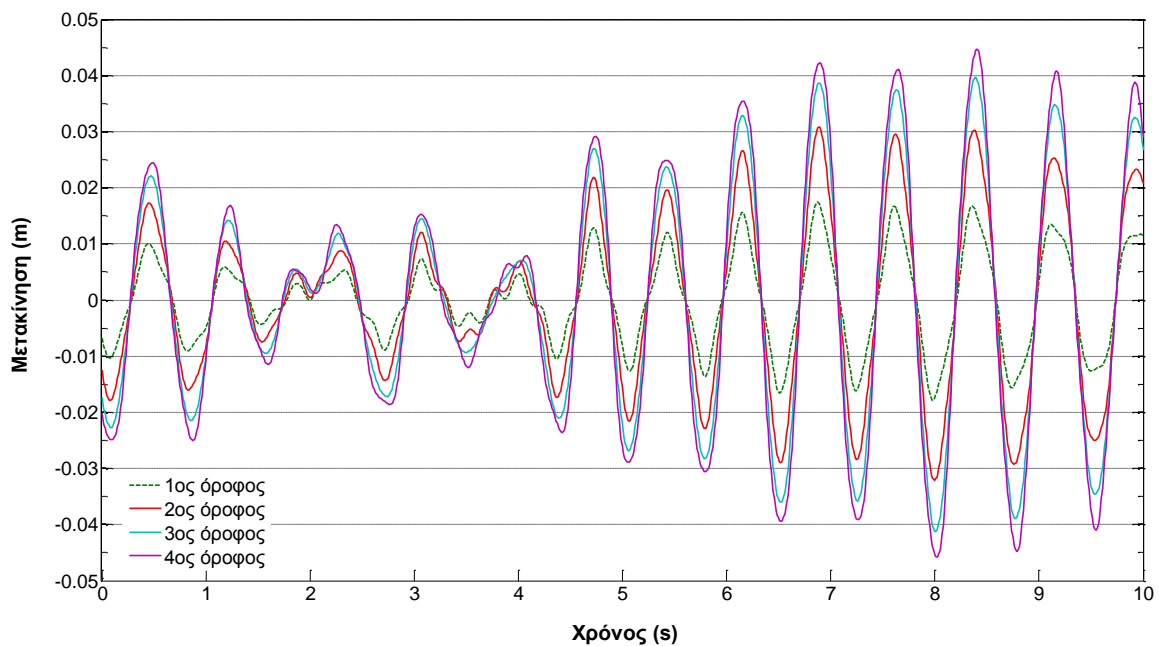
Οι μέγιστες τέμνουσες ανά όροφο που υπολογίστηκαν για κάθε δυναμική ανάλυση παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.7. Η επιβολή του ισχυρότερου επιταχυνσιογραφήματος μετά το ασθενέστερο ουσιαστικά εφαρμόστηκε στον αρχικό-ελαστικό φορέα αφού η πολύ μικρή τιμή της σεισμικής έντασης δεν προκαλεί πλαστικοποιήσεις στον φορέα. Στην περίπτωση όμως που η σειρά εφαρμογής ήταν αντίστροφη, τότε θα είχαν προηγηθεί πλαστικοποιήσεις μελών, οπότε η απόκριση του φορέα στο L-επιταχυνσιογράφημα δεν θα ήταν η ίδια. Αξίζει να σημειωθεί ότι πριν από την επιβολή του ισχυρότερου επιταχυνσιογραφήματος προηγήθηκε μια περίοδος 30 δευτερολέπτων με ελευθερη ταλάντωση ώστε ο φορέας να επανέλθει σε κατάσταση «ηρεμίας».



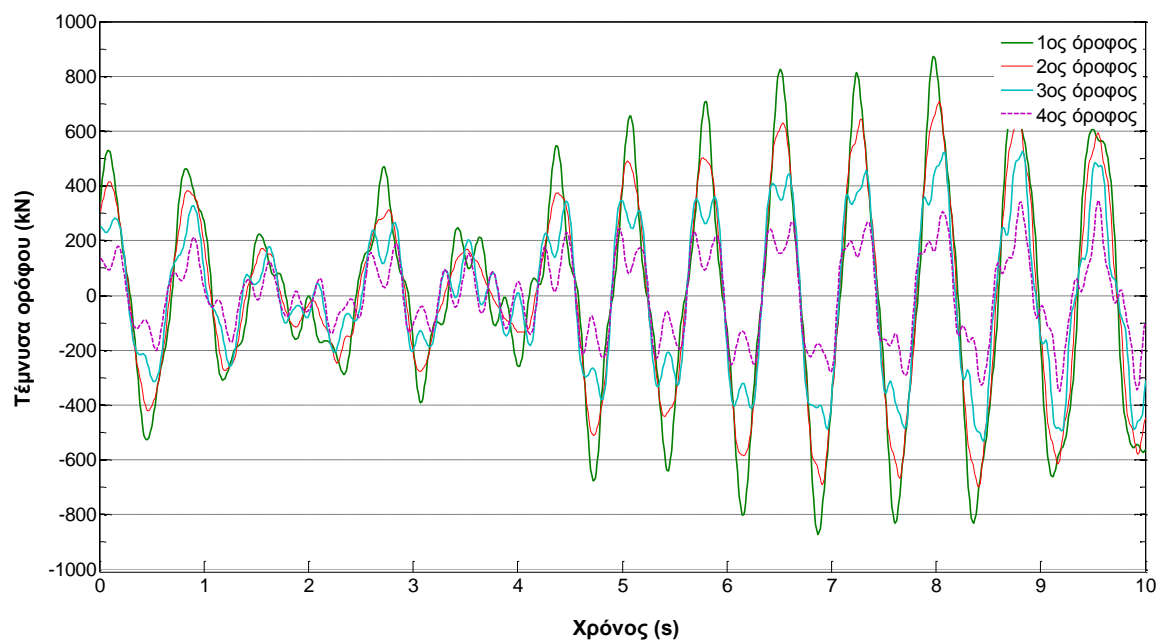
Εικόνα 3.22 Οι χρονοϊστορίες απόλυτης μετακίνησης ορόφων για το L-επιταχυνσιογράφημα.



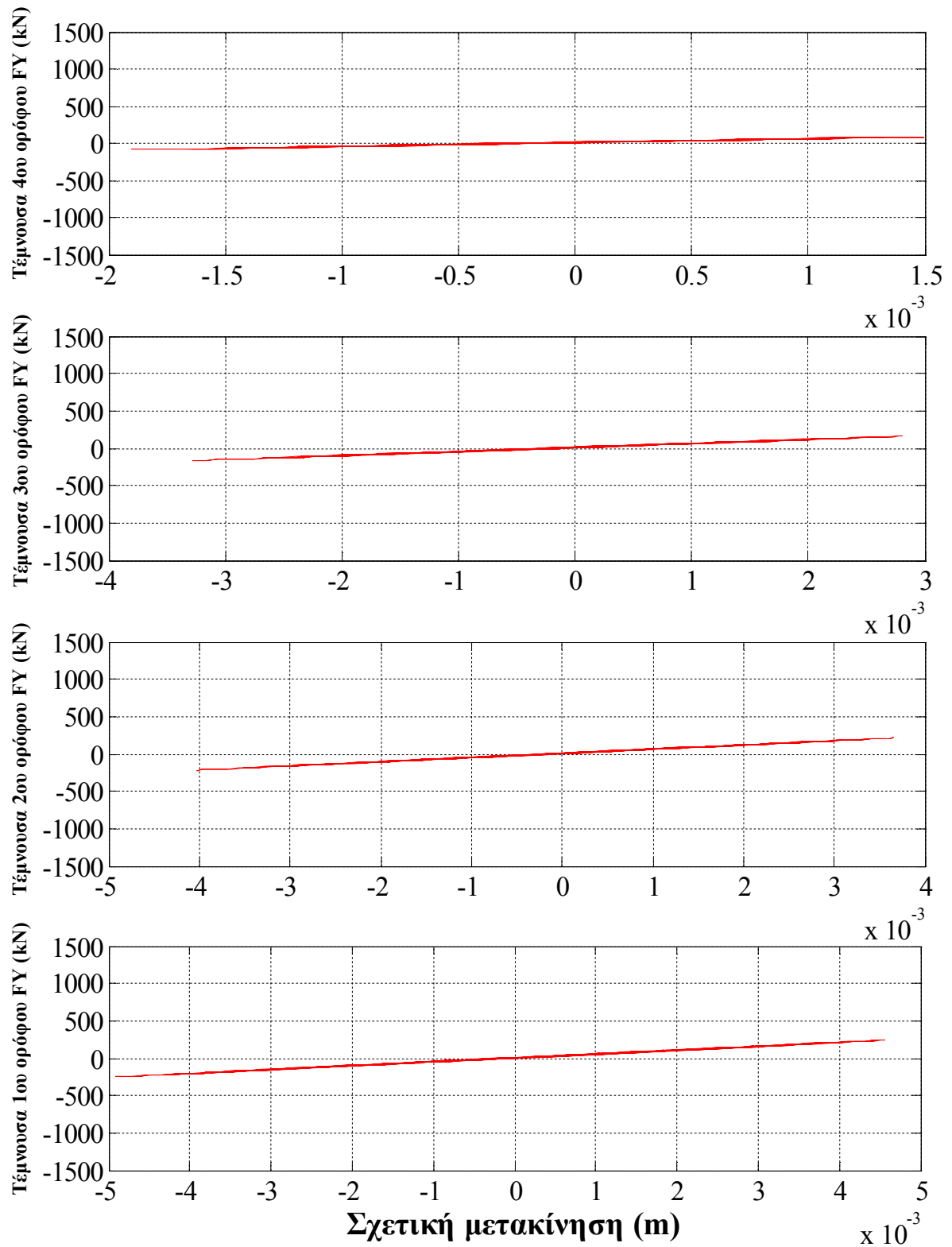
Εικόνα 3.23: Οι χρονοϊστορίες τέμνουσών ορόφων για το L-επιταχυνσιογράφημα.



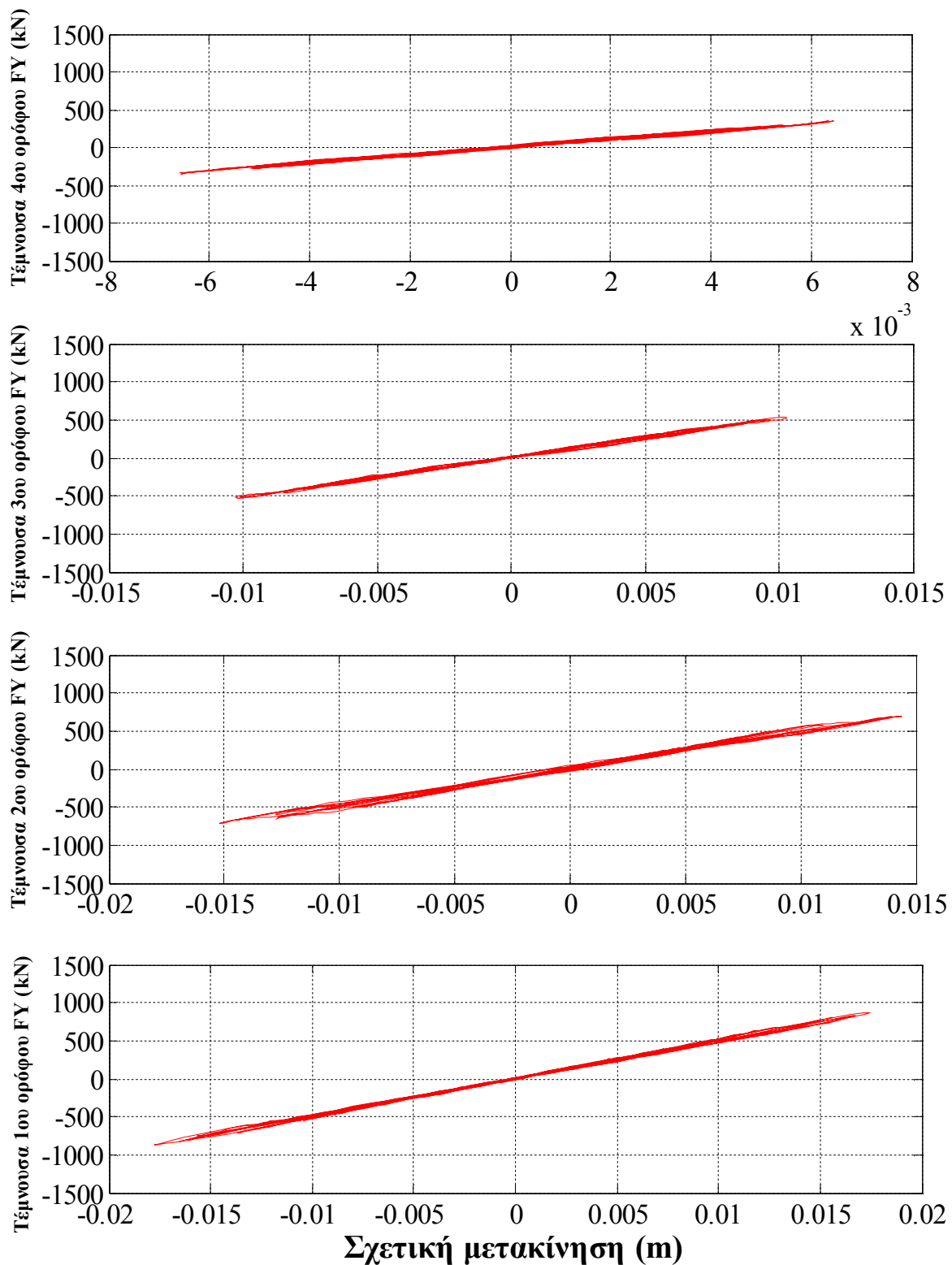
Εικόνα 3.24 Οι χρονοϊστορίες απόλυτης μετακίνησης ορόφων για το Η-επιταχυνσιογράφημα.



Εικόνα 3.25: Οι χρονοϊστορίες τεμνουσών ορόφων για το Η-επιταχυνσιογράφημα.



Εικόνα 3.26: Σχέση τεμνουσών ορόφων και σχετικής μετακίνησης για το L-επιταχυνσιογράφημα.



Εικόνα 3.27: Σχέση τεμνουσών ορόφων και σχετικής μετακίνησης για το Η-επιταχυνσιογράφημα.

Μέγιστες τέμνουσες ορόφου (kN)		
Όροφος	Επιταχυνσιογράφημα	
	L	H
1 ^{ος}	251	873
2 ^{ος}	217	709
3 ^{ος}	168	531
4 ^{ος}	88	349

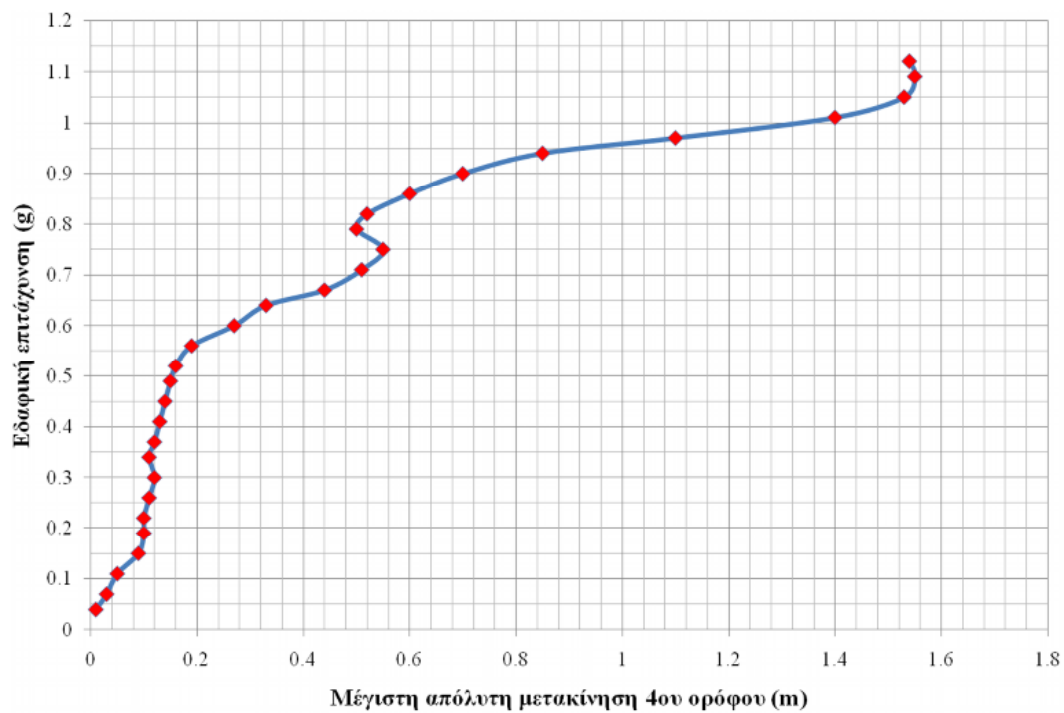
Πίνακας 3.7: Συγκριτική παρουσίαση των τεμνουσών ορόφων για τα δύο επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν.

3.5.1.4. Επαυξητική δυναμική ανάλυση

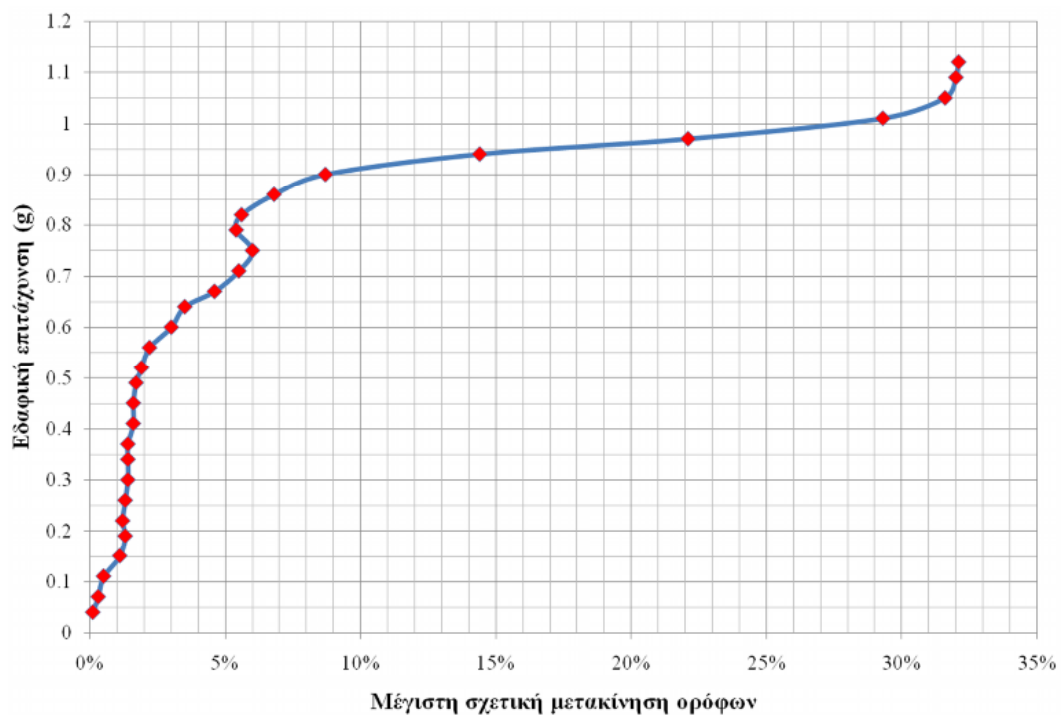
Για την εκτίμηση της σεισμικής απαίτησης και ικανότητας της κατασκευής σε πολλαπλά επίπεδα σεισμικής έντασης διενεργήθηκε επαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA) για την οποία χρησιμοποιήθηκε το ίδιο επιταχυνσιογράφημα με τη δυναμική ανάλυση της προηγούμενης ενότητας και των ψευδοδυναμικών δοκιμών της πραγματικής κατασκευής. Η μόνη διαφοροποίηση από τη συνήθη μεθοδολογία της IDA έγκειται στο ότι στις αναλύσεις που έγιναν, οι αυξανόμενες σεισμικές εντάσεις ασκούνταν στο φορέα ο οποίος είχε ήδη υποστεί βλάβες κατά το προηγούμενο στάδιο και όχι στον αρχικό, απαραμόρφωτο φορέα. Στο προσομοίωμα διενεργήθηκε επαυξητική δυναμική ανάλυση σε συνολικά 30 βήματα κλιμάκωσης του επιταχυνσιογραφήματος που χρησιμοποιήθηκε και στις προηγούμενες δυναμικές αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα, έγινε κλιμάκωση σε βήματα από 10-300%, οπότε διαδοχικά επιβλήθηκαν στην κατασκευή χρονοϊστορίες επιταχύνσεων κατά τη διεύθυνση Y, με PGA που κυμαίνονταν από 0.04g έως και 1.12g. Στην Εικόνα 3.28 παρουσιάζεται η καμπύλη IDA που προέκυψε για την PGA κάθε επικλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος με την αντίστοιχη απόλυτη μετακίνηση του κέντρου μάζας του 4^{ου} ορόφου, ενώ στην Εικόνα 3.29 παρουσιάζεται η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων, συναρτήσει της PGA.

Συνολικά, τα αποτελέσματα για τις σχετικές μετακινήσεις όλων των ορόφων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.8. Πιο συγκεκριμένα, με κίτρινη σκίαση παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές σχετικών μετακινήσεων (max interstorey drifts) σε κάθε βήμα κλιμάκωσης, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στη συνέχεια για τη δημιουργία της καμπύλης της Εικόνας 3.24. Στην Εικόνα 3.28 παρατηρείται επίσης μια έντονη αύξηση των σχετικών μετακινήσεων ορόφων για τιμές της σεισμικής έντασης άνω των 0.8g, ενώ κάτι ανάλογο συμβαίνει και στην Εικόνα 3.29 για τη μετακίνηση οροφής. Αυτό αποτελεί δείγμα αστάθειας του φορέα ο οποίος πρακτικά οδηγείται σε κατάρρευση για τιμές επιτάχυνσης άνω του 0.8g, ίσως μάλιστα και για

μικρότερες τιμές, αφού ήδη για επιτάχυνση 0.7g η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων υπερβαίνει το 5% και η μετακίνηση οροφής υπερβαίνει τα 40 εκατοστά.



Εικόνα 3.28: Μεταβολή της μέγιστης απόλυτης μετακίνησης οροφής συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.



Εικόνα 3.29: Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.

PGA (g)	Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων κατά Υ (%)			
	βάση-1 ^{ος}	1 ^{ος} -2 ^{ος}	2 ^{ος} -3 ^{ος}	3 ^{ος} -4 ^{ος}
0.04	0.14	0.13	0.11	0.06
0.07	0.35	0.30	0.21	0.12
0.11	0.51	0.51	0.34	0.22
0.15	0.82	1.07	0.66	0.27
0.19	0.82	1.31	0.92	0.35
0.22	0.89	1.24	0.89	0.34
0.26	0.94	1.27	0.98	0.39
0.30	1.06	1.38	1.09	0.42
0.34	1.23	1.38	1.11	0.49
0.37	1.27	1.42	1.09	0.48
0.41	1.34	1.55	1.16	0.49
0.45	1.37	1.65	1.26	0.53
0.49	1.37	1.75	1.38	0.66
0.52	1.38	1.88	1.47	0.82
0.56	1.77	2.25	1.67	0.93
0.60	2.60	3.03	2.82	1.31
0.64	3.16	3.53	3.03	1.99
0.67	3.71	4.64	4.29	2.35
0.71	4.49	5.52	4.79	2.31
0.75	4.88	5.97	4.90	2.19
0.79	4.49	5.02	4.72	3.07
0.82	4.15	4.93	5.62	4.18
0.86	3.88	4.90	6.76	5.78
0.90	3.04	4.62	8.63	8.74
0.94	3.35	3.89	12.60	14.44
0.97	3.47	4.46	20.56	22.14
1.01	4.27	4.57	26.83	29.29
1.05	4.47	4.57	29.10	31.63
1.09	4.56	4.74	29.44	32.04
1.12	4.70	4.98	29.46	32.13

Πίνακας 3.8: Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων σε κάθε βήμα κλιμάκωσης της σεισμικής έντασης.

Στον Πίνακα 3.8 οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων παρατηρούνται στις περισσότερες των περιπτώσεων (περίπου το 60%) μεταξύ 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου, ενώ για μεγαλύτερες τιμές της σεισμικής έντασης οι μέγιστες τιμές εντοπίζονται στους ανώτερους ορόφους. Σημασία έχει επίσης το γεγονός ότι κατά τη διάρκεια των 10 δευτερολέπτων που διαρκεί η κλιμακούμενη διέγερση οι παραπάνω τιμές μεγιστοποιούνται μεν τις περισσότερες φορές σε πολύ κοντινές μεταξύ τους χρονικές στιγμές, όμως σε κάθε βήμα ανάλυσης με

μεγιστοποίηση πραγματοποιείται σε διαφορετική χρονική στιγμή, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.9.

PGA (g)	Χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης των σχετικών μετακινήσεων ορόφων κατά Y (sec)			
	βάση-1 ^{ος}	1 ^{ος} -2 ^{ος}	2 ^{ος} -3 ^{ος}	3 ^{ος} -4 ^{ος}
0.04	2.67	2.65	2.63	2.64
0.07	7.92	7.93	7.86	7.84
0.11	7.98	8.03	8.82	8.81
0.15	2.78	2.32	2.83	2.39
0.19	2.93	2.88	3.86	3.38
0.22	3.92	3.94	2.92	2.93
0.26	3.94	3.95	2.93	2.93
0.30	3.53	3.48	2.94	2.94
0.34	3.56	3.49	3.44	2.97
0.37	3.56	1.79	3.44	2.98
0.41	3.57	1.81	3.44	2.99
0.45	1.78	1.8	3.45	3.45
0.49	1.78	1.83	3.46	3.47
0.52	1.35	1.35	3.48	3.49
0.56	2.95	2.96	3.54	3.5
0.60	3.12	2.98	4.5	4.54
0.64	3.17	3.13	4.59	4.6
0.67	3.2	3.18	3.09	3.03
0.71	3.22	3.21	3.13	3.05
0.75	3.26	3.24	3.29	2.44
0.79	3.36	3.27	2.55	2.49
0.82	3.4	2.64	2.58	2.52
0.86	3.38	2.55	2.6	2.57
0.90	3.59	2.53	2.67	2.73
0.94	4.46	2.39	2.79	2.79
0.97	4.53	4.52	2.87	2.94
1.01	3.00	2.93	2.92	2.97
1.05	3.00	2.95	2.93	2.98
1.09	3.02	2.49	2.94	2.99
1.12	3.03	2.5	2.95	3.00

Πίνακας 3.9: Χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης των σχετικών μετακινήσεων ορόφων ανά βήμα κλιμάκωσης της σεισμικής έντασης.

Στον Πίνακα 3.9 με πράσινο και κόκκινο χρώμα επισημαίνονται η ελάχιστη και η μέγιστη χρονική στιγμή αντίστοιχα, σε κάθε βήμα κλιμάκωσης που παρατηρούνται οι

μέγιστες τιμές μετακινήσεων. Παρατηρείται ότι, στις περισσότερες περιπτώσεις, οι μέγιστες τιμές πραγματοποιούνται μεταξύ 3^{ου} και 4^{ου} δευτερολέπτου της διέγερσης, ενώ οι τιμές πριν από το 2^ο και μετά από το 4^ο δευτερόλεπτο της διέγερσης είναι πολύ μικρότερες. Μάλιστα, σε ποσοστό άνω του 50% των περιπτώσεων, η δυσμενέστερη κατάσταση αφορά τη σχετική μετακίνηση μεταξύ 1^{ου} ορόφου και βάσης, ιδιαίτερα για τις μεγαλύτερες τιμές της σεισμικής έντασης.

3.5.2. Οκταόροφο κτίριο

Στο φορέα διενεργήθηκε ιδιομορφική ανάλυση και στατική υπερωθητική ανάλυση.

3.5.2.1. Ιδιομορφική Ανάλυση

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του φορέα για τις πέντε πρώτες ιδιομορφές παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.10. Τα ιδιοδιανύσματα παρουσιάζονται κανονικοποιημένα ως προς τη μονάδα. Η 1^η και η 4^η ιδιομορφή είναι μεταφορικές κατά τον άξονα Y, η 2^η και η 5^η μεταφορικές κατά τον X, ενώ η 3^η είναι στρεπτική κατά τον άξονα Z. Λόγω διπλής συμμετρίας της κάτοψης, αλλά και της διάταξης των υποστλωμάτων οι ιδιοπερίοδοι έχουν ίδια τιμή και στις δύο διευθύνσεις, ενώ δεν επίσης αναμένεται και ιδιαίτερη στρεπτική καταπόνηση του κτιρίου.

α/α Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (sec)	Όροφος	Ιδιοδιανύσματα		
			X	Y	Z
1 ^η	1.847	1 ^{ος}	0.208	0.208	0.185
		2 ^{ος}	0.540	0.540	0.481
		3 ^{ος}	0.672	0.672	0.613
		4 ^{ος}	0.778	0.778	0.743
		5 ^{ος}	0.863	0.863	0.845
		6 ^{ος}	0.928	0.928	0.925
		7 ^{ος}	0.973	0.973	0.983
		8 ^{ος}	1.000	1.000	1.000
2 ^η	1.847	1 ^{ος}	0.208	0.208	0.420
		2 ^{ος}	0.540	0.540	0.933
		3 ^{ος}	0.672	0.672	1.000
		4 ^{ος}	0.778	0.778	0.909
		5 ^{ος}	0.863	0.863	0.755
		6 ^{ος}	0.928	0.928	0.588

α/α Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (sec)	Όροφος	Ιδιοδιανύσματα		
			X	Y	Z
		7 ^{ος}	0.973	0.973	0.406
		8 ^{ος}	1.000	1.000	0.270
3 ^η	1.416	1 ^{ος}	0.007	0.216	0.210
		2 ^{ος}	-0.035	0.550	0.543
		3 ^{ος}	-0.010	0.677	0.676
		4 ^{ος}	0.120	0.776	0.781
		5 ^{ος}	0.387	0.852	0.866
		6 ^{ος}	0.713	0.915	0.931
		7 ^{ος}	0.936	0.964	0.975
		8 ^{ος}	1.000	1.000	1.000
4 ^η	0.523	1 ^{ος}	-0.488	-0.488	0.500
		2 ^{ος}	-0.967	-0.967	1.000
		3 ^{ος}	-0.925	-0.925	0.915
		4 ^{ος}	-0.642	-0.642	0.586
		5 ^{ος}	-0.199	-0.199	0.219
		6 ^{ος}	0.295	0.295	-0.201
		7 ^{ος}	0.721	0.721	-0.626
		8 ^{ος}	1.000	1.000	-0.927
5 ^η	0.523	1 ^{ος}	-0.488	-0.488	0.528
		2 ^{ος}	-0.967	-0.967	1.000
		3 ^{ος}	-0.925	-0.925	0.899
		4 ^{ος}	-0.642	-0.642	0.567
		5 ^{ος}	-0.199	-0.199	0.256
		6 ^{ος}	0.295	0.295	-0.057
		7 ^{ος}	0.721	0.721	-0.376
		8 ^{ος}	1.000	1.000	-0.629

Πίνακας 3.10: Οι πέντε πρώτες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές του οκταόροφου κτιρίου.

3.5.2.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η στατική υπερωθητική ανάλυση διενεργήθηκε μόνο κατά τη διεύθυνση X (λόγω συμμετρίας τα αποτελέσματα είναι ίδια και στην άλλη διεύθυνση) με σημείο εφαρμογής των δυνάμεων καθ' ύψος στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Όπως και στην περίπτωση του τετραόροφου κτιρίου, έτσι και σε αυτήν την περίπτωση εφαρμόστηκε κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων ορόφου με βάση την πρώτη ιδιομορφή και συγκεκριμένα πολλαπλασιάζοντας κάθε μία από

τις ιδιομορφές με τις μάζες κάθε ορόφου. Συνεπώς, το διάνυσμα των δυνάμεων που ασκείται σε κάθε όροφο είναι:

$$f_{t,x} = \begin{bmatrix} 507 \\ 493 \\ 479 \\ 479 \\ 479 \\ 479 \\ 461 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.208 \\ 0.540 \\ 0.672 \\ 0.778 \\ 0.863 \\ 0.928 \\ 0.973 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 105.7 \\ 266.0 \\ 321.9 \\ 372.5 \\ 413.3 \\ 444.6 \\ 466.3 \\ 461.0 \end{bmatrix} \text{ (tn) ή με κανονικοποίηση } f_{t,x} = \begin{bmatrix} \frac{105.7}{2851.3} = 0.037 \\ \frac{266.0}{2851.3} = 0.093 \\ \frac{321.9}{2851.3} = 0.112 \\ \frac{372.5}{2851.3} = 0.131 \\ \frac{413.3}{2851.3} = 0.145 \\ \frac{444.6}{2851.3} = 0.156 \\ \frac{466.3}{2851.3} = 0.166 \\ \frac{461.0}{2851.3} = 0.162 \end{bmatrix}$$

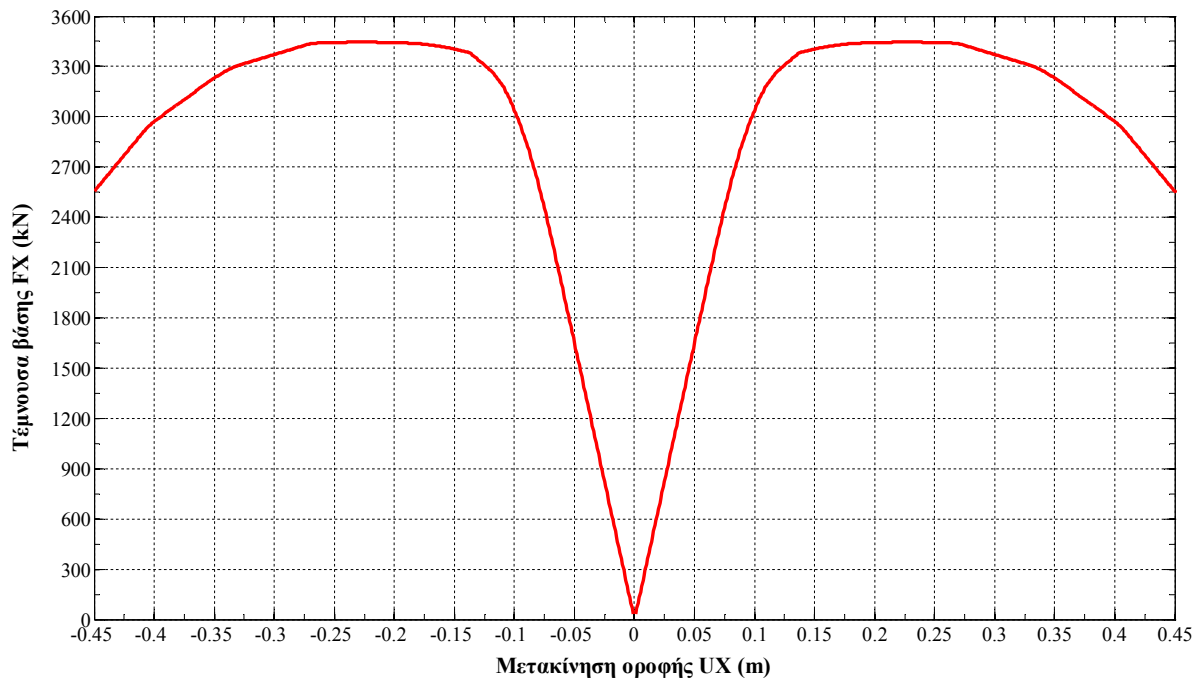
Μερικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον καθορισμό των αναλύσεων είναι οι εξής:

- όριο μέγιστης μετακίνησης του κέντρου μάζας της οροφής 1.0m,
- βήμα επαύξησης της εφαρμοζόμενης μετακίνησης 1.0mm,
- λόγος μεταξύ τέμνουσας βάσης τερματισμού της ανάλυσης και μέγιστης τέμνουσας βάσης 0.75 (δηλαδή η ανάλυση τερματίζεται όταν η τέμνουσα βάσης φτάσει στο 75% της μέγιστης τιμής της, εφόσον δεν έχει γίνει υπέρβαση της μέγιστης μετακίνησης οροφής).

Από τις δύο αναλύσεις (κατά +X και -X) πρόεκυψε το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής της Εικόνας 3.26 στο οποίο όπως φαίνεται οι δύο καμπύλες είναι απολύτως συμμετρικές ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Με βάση το διάγραμμα αυτό, η μέγιστη τέμνουσα βάσης που είναι $V_{\max}=3445.7$ kN ισοδυναμεί με το: $\frac{3445.7}{3919.4 \cdot 9.81} = 9\%$ του βάρους της κατασκευής για την ανάλυση κατά +X και κατά -X. Οι μέγιστες αυτές τιμές αντιστοιχούν σε μετακίνηση του κέντρου μάζας της οροφής του κτιρίου κατά περίπου 22.1 εκατοστά. Έπειτα από τη μετακίνηση αυτή υπάρχει μια απομείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και το όριο μείωσης 30% της μέγιστης τέμνουσας βάσης στα 2584 kN αντιστοιχεί σε μετακίνηση περίπου 45 εκατοστών.

Στις καμπύλες της Εικόνας 3.30, μπορούν να οριστούν οι οριακές καταστάσεις για τη διαρροή οπλισμού, μέγιστη ροπή και στροφής στην οριακή κατάσταση κατάρρευσης στις αρθρώσεις των στύλων και των δοκών όπως έγινε και στην περίπτωση του τετραόροφου κτιρίου ώστε με τον τρόπο αυτό να βγουν συμπεράσματα, π.χ. για τη βλάβη της κατασκευής σε μια στοχευμένη μετακίνηση, να υπολογιστεί ο λόγος $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ (μέγιστη τέμνουσα βάσης προς

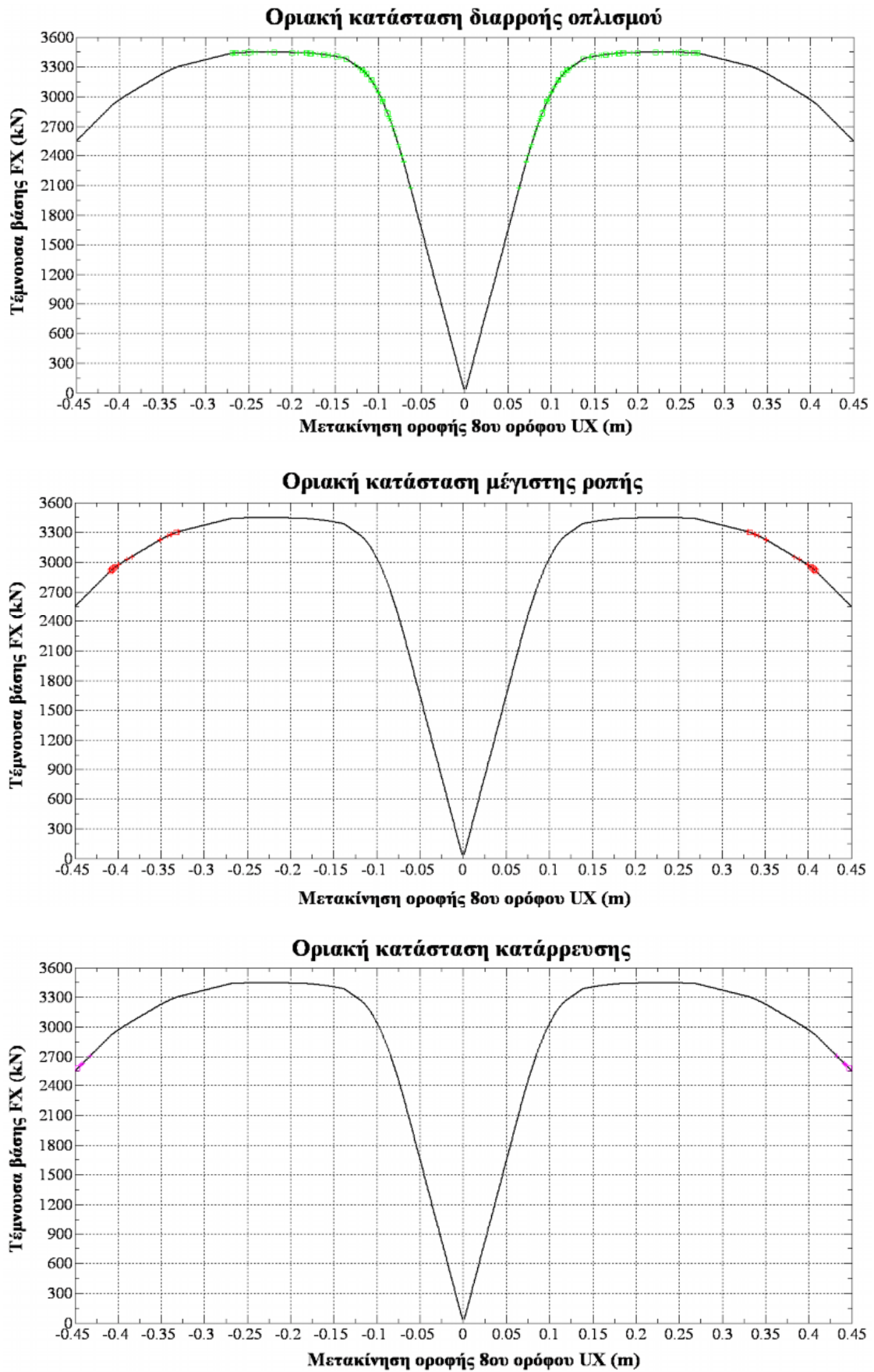
τέμνουσα που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή ράβδου οπλισμού), για τον καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς βάσει του EC8 κ.α.



Εικόνα 3.30: Καμπύλη ικανότητας του οκταόροφου κτιρίου κατά τη διεύθυνση $\pm X$.

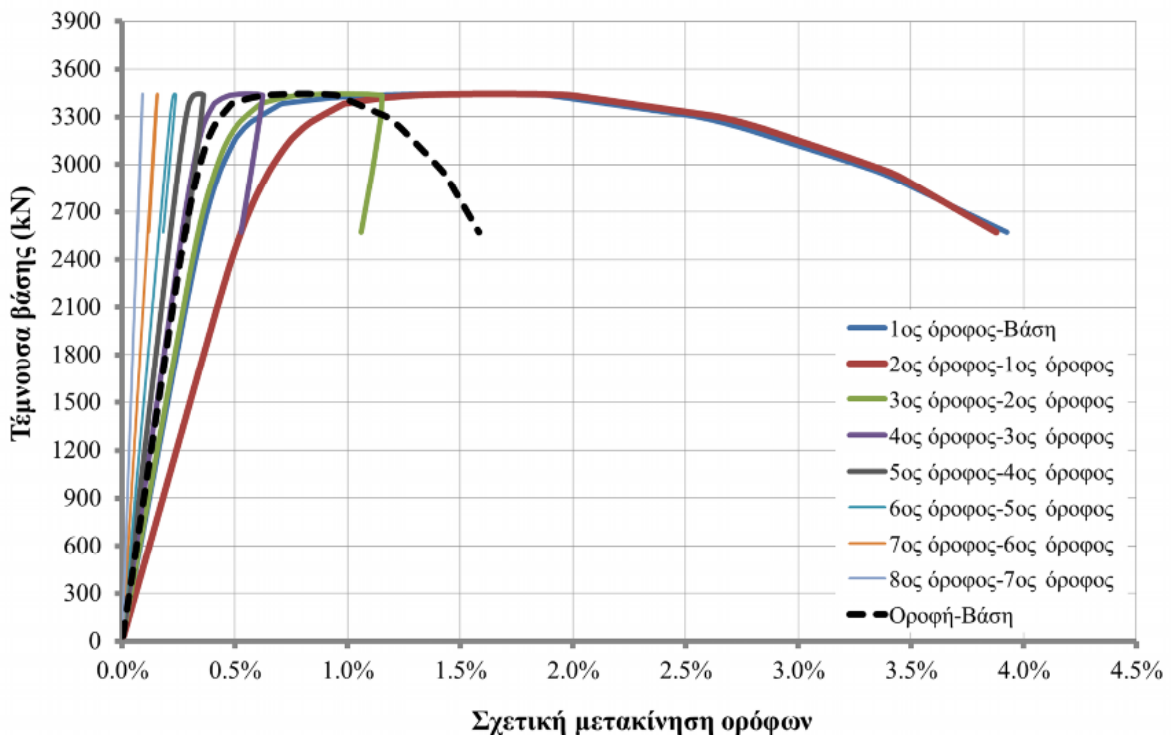
3.5.2.2.1. Ορισμός οριακών καταστάσεων των πλαστικών αρθρώσεων στις καμπύλες ικανότητας.

Όπως έχει προαναφερθεί, έχουν οριστεί τρεις οριακές καταστάσεις σε επίπεδο πλαστικών αρθρώσεων των δοκών και των στύλων με βάση τις σχέσεις ροπής-στροφής που περιγράφουν τη συμπεριφορά τους. Οι σχέσεις αυτές βασίζονται στο υστερητικό προσομοίωμα και ορίζονται από τρία σημεία για θετική και άλλα τρία σημεία για αρνητική ροπή. Οι τρεις οριακές καταστάσεις ορίστηκαν με βάση τα τρία αυτά σημεία των διαγραμμάτων ροπής-στροφής και συγκεκριμένα οι δύο πρώτες (διαρροή οπλισμού και μέγιστη ροπή) ταυτίζονται με αυτά, ενώ η τρίτη (κατάρρευση) ορίζεται στο 20% μεταξύ της στροφής που αντιστοιχεί στη M_{\max} και τη θ_{\max} . Στην Εικόνα 3.31 παρουσιάζονται σε κάθε καμπύλη τα σημεία των οριακών καταστάσεων υποστύλωματων και δοκών. Όπως φαίνεται στο πρώτο διάγραμμα, η πρώτη διαρροή ράβδου γίνεται για τέμνουσα βάσης ίση με 2072 kN, μετακίνηση οροφής ίση με 6.3 εκατοστά και αφορά ράβδο δοκού συνεπώς $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{3445.7}{2072} = 1.66$. Η διαρροή της πρώτης ράβδου σε υποστύλωμα γίνεται για τέμνουσα βάσης 2950 kN και αντιστοιχεί σε μετακίνηση οροφής ίση με 9.5 εκατοστά.



Εικόνα 3.31: Ορισμός των τριών οριακών καταστάσεων στις καμπύλες ικανότητας.

Στο διάγραμμα της Εικόνας 3.32 απεικονίζονται οι σχετικές μετακινήσεις όλων των ορόφων κατά την εξέλιξη της ανάλυσης, οι οποίες έχουν σημαντικό ρόλο ως δείκτες βλαβών του φορέα. Παρουσιάζεται επιπλέον και η συνολική σχετική μετακίνηση της οροφής του κτιρίου ως προς τη βάση του. Γενικά, παρατηρείται ότι οι σχετικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση των δύο κατώτερων ορόφων, δηλαδή μεταξύ του 1^{ου} ορόφου-βάσης και μεταξύ του 2^{ου}-1^{ου} ορόφου, ενώ υπάρχει μια τάση μείωσης των σχετικών μετακινήσεων καθ' ύψος. Στη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης οι σχετικές μετακινήσεις δεν απέχουν σημαντικά μεταξύ τους με εκείνες των δύο κατώτερων ορόφων να είναι 1.5 και 1.6% αντίστοιχα, ενώ οι υπόλοιπες να κυμαίνονται από 1 έως 0.1%. Μετά το σημείο αυτό παρατηρείται μια απότομη πτώση των σχετικών μετακινήσεων όλων των ορόφων πλην των δύο κατώτερων οι οποίες εξακολουθούν να αυξάνονται μέχρι το σημείο τερματισμού της ανάλυσης.

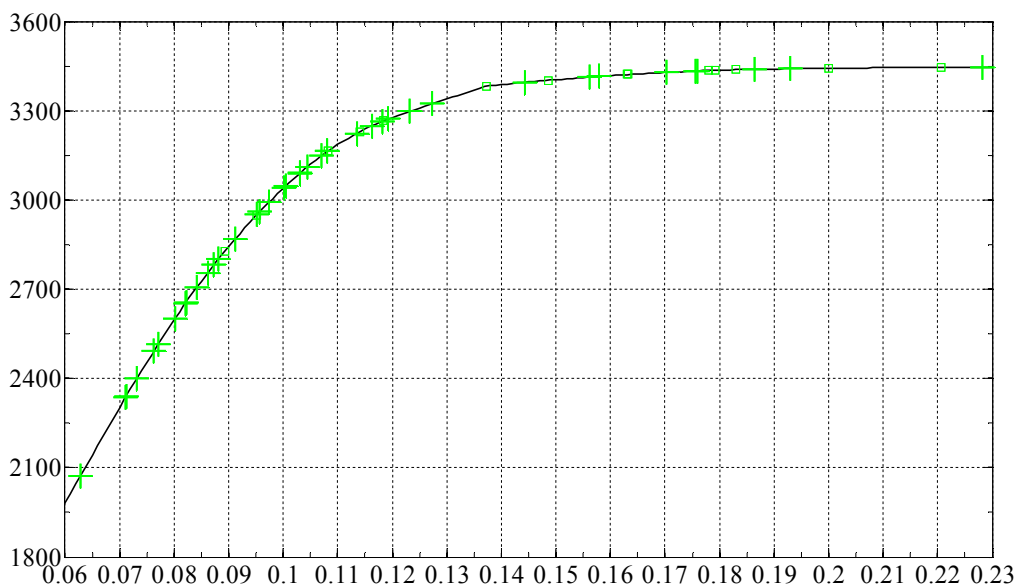


Εικόνα 3.32: Μεταβολή των σχετικών μετακινήσεων ορόφων αυξανομένης της τέμνουσας βάσης.

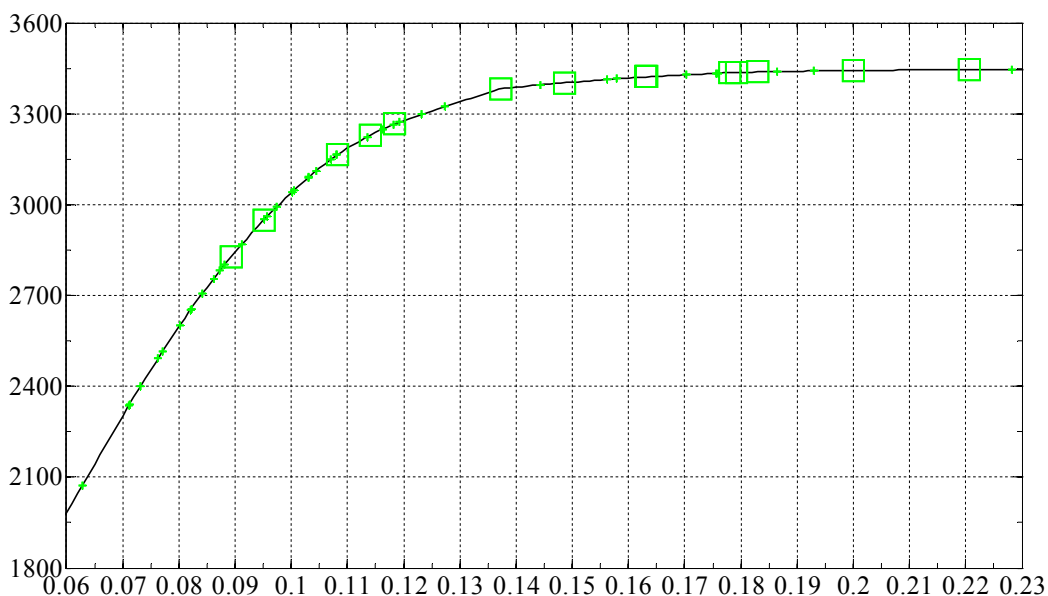
Σε ότι αφορά τη μέγιστη μετακίνηση οροφής όπου τερματίζεται η ανάλυση (δηλαδή για τέμνουσα βάσης ίση με 2584 kN), οι τιμές και των δύο μεγαλύτερων σχετικών μετακινήσεων είναι σχεδόν στο 4% όταν οι υπόλοιπες κυμαίνονται από 1.2% έως 0.09%. Από τα παραπάνω διαπιστώνεται ο σχηματισμός μαλακού ορόφου λόγω υπερβάσεων πλαστικών ροπών και σχηματισμού αρκετών πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα της βάσης με αποτέλεσμα τη δραστική μείωση της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής. Πρέπει να σημειωθεί

πάντως ότι η μέγιστη συνολική σχετική μετακίνηση της οροφής ως προς τη βάση δεν ξεπερνά το 1.6%.

Στις Εικόνες 3.33 και 3.34 παρουσιάζεται μια μεγέθυνση του διαγράμματος που αφορά την οριακή κατάσταση διαρροής οπλισμού, για τέμνουσα βάση από 1980 έως 3445kN, στο οποίο διαπιστώνεται καλύτερα ότι προηγείται η διαρροή των δοκών έναντι των στύλων το οποίο είναι ιδιαίτερα δυσμενές και ότι με τη μεγιστοποίηση της τέμνουσας βάσης έχουν διαρρεύσει σχεδόν όλες οι δοκοί.



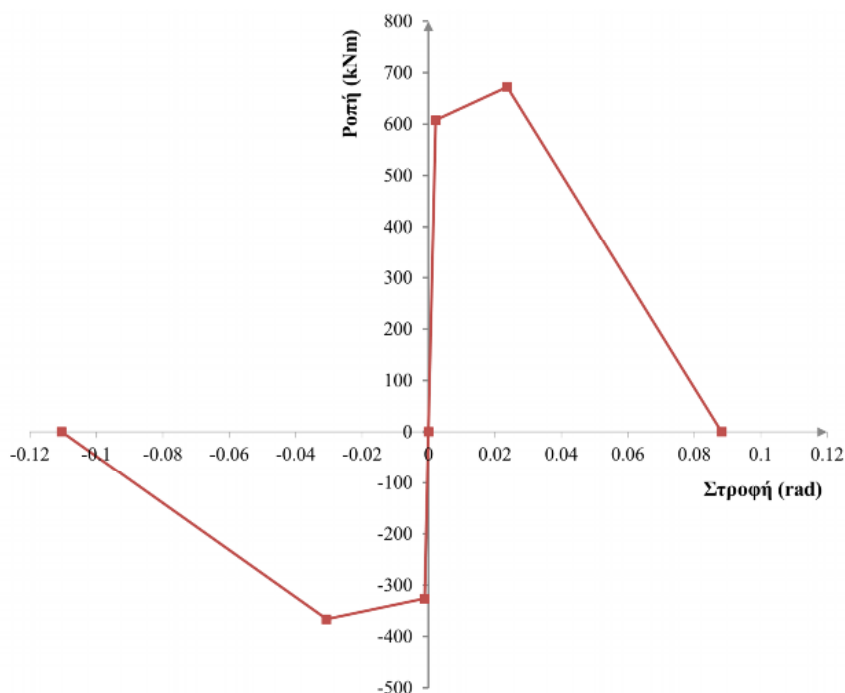
Εικόνα 3.33: Σημεία διαρροής των οπλισμών δοκών επί της καμπύλης ικανότητας.



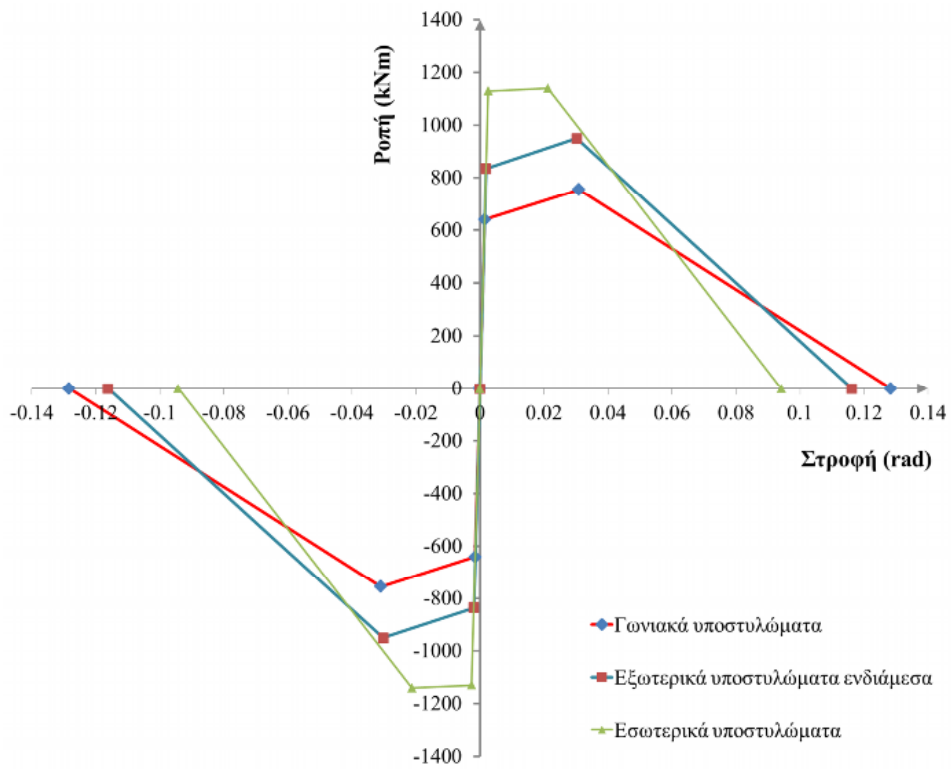
Εικόνα 3.34: Σημεία διαρροής των οπλισμών στύλων επί της καμπύλης ικανότητας.

Επειδή η διάταξη οπλισμού και οι διαστάσεις των μελών είναι κοινές σε όλους τους ορόφους, αυτό συνεπάγεται ότι τα δομικά μέλη με τη μεγαλύτερη καταπόνηση θα διαρρεύσουν πρώτα. Από το σύνολο των στύλων τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση έχουν οι στύλοι της βάσης (μεγάλη ροπή, τέμνουσα και αξονικό φορτίο από όλους τους υπερκείμενους ορόφους).

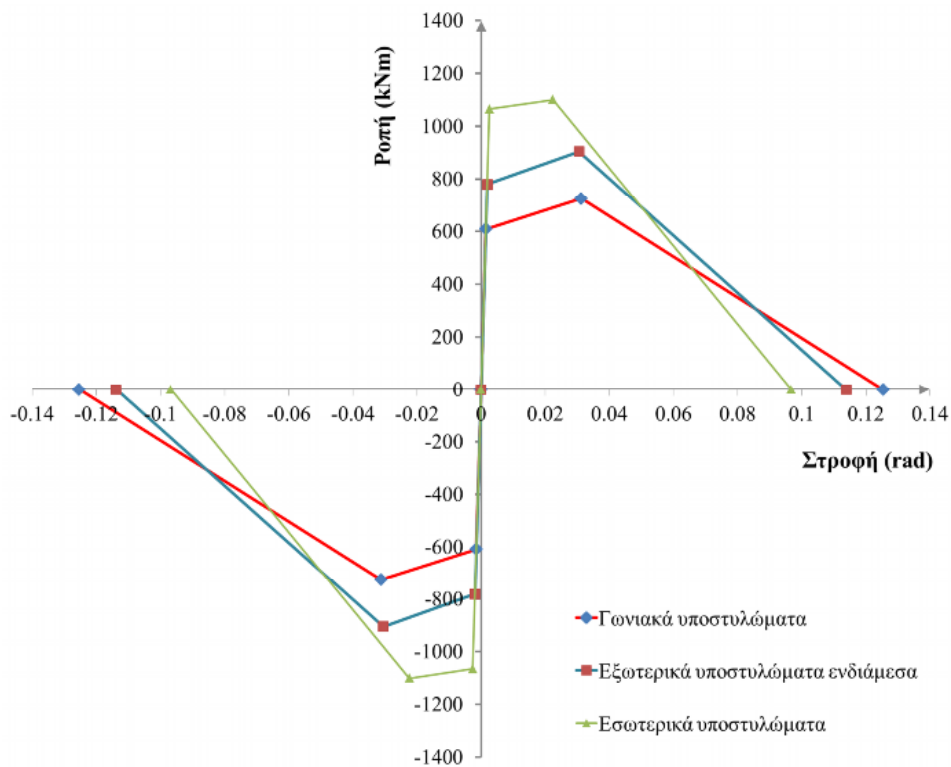
Στις Εικόνες 3.35 έως 3.37 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής-στροφής των όλων των δοκών και στύλων του ισογείου, του πρώτου, του δεύτερου και του όγδοου ορόφου αντίστοιχα. Παρουσιάζεται μια διαφοροποίηση μεταξύ των διαγραμμάτων των στύλων ανάλογα με τον όροφο, η οποία οφείλεται στη συνεισφορά του αξονικού φορτίου που είναι αυξημένο για τους στύλους των κατώτερων ορόφων. Επίσης, η σχέση $M-\theta$ για τις δοκούς δεν είναι συμμετρική για θετική και αρνητική ροπή αν και η διάταξη οπλισμού είναι συμμετρική στην άνω και κάτω παρειά τους, γεγονός το οποίο οφείλεται στο ότι οι διατομές των δοκών είναι πλακοδοκοί και όχι ορθογωνικές με αποτέλεσμα να έχουν διαφορετική στροφική απόκριση. Όπως είναι φανερό, οι στύλοι του ισογείου έχουν τη μεγαλύτερη ροπή διαρροής σε σχέση με τους στύλους των υπερκείμενων ορόφων (λόγω της ευνοϊκής επιρροής του αξονικού φορτίου), αλλά συγκεντρώνουν και τη μεγαλύτερη ροπή, οπότε είναι λογικό να διαρρεύσουν αυτοί πρώτοι.



Εικόνα 3.35: Σχέση ροπής-στροφής για τις πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών του οκταόροφου κτιρίου.

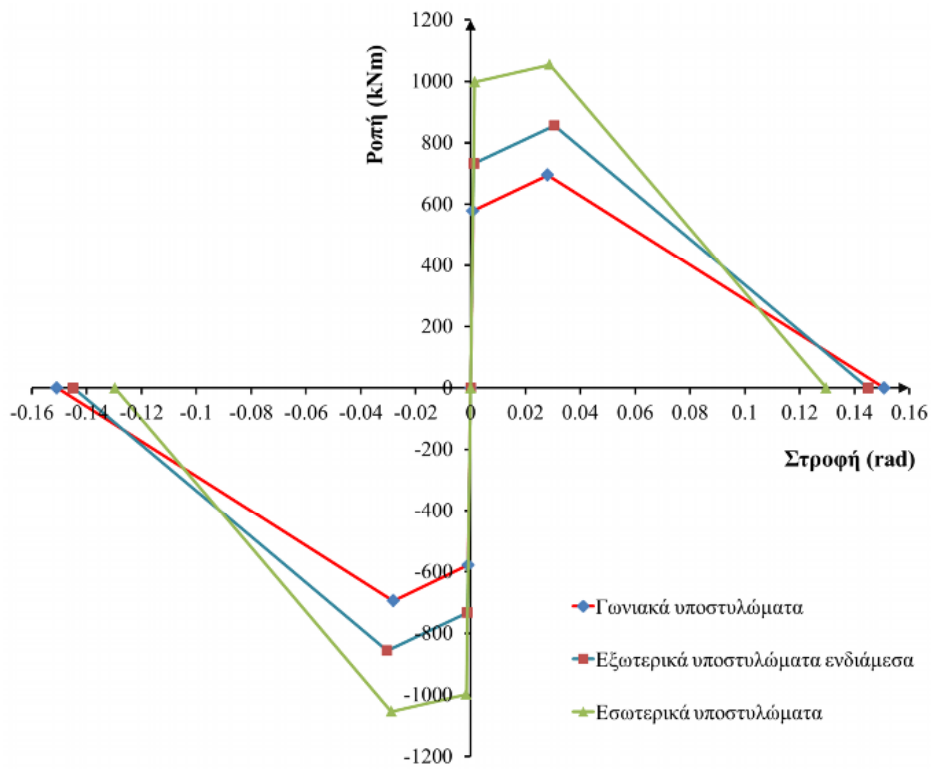


(a)

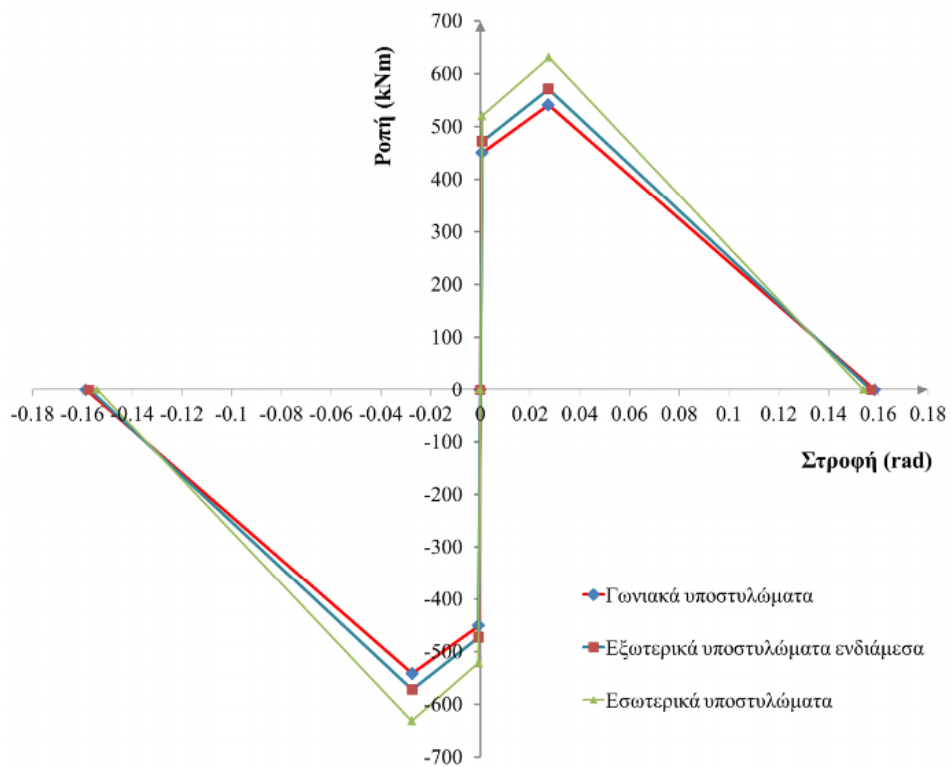


(b)

Εικόνα 3.36: Σχέση ροπής-στροφής για τις πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των στύλων του ισογείου (a) και του 1^{ου} ορόφου (b) του οκταόροφου κτιρίου.



(a)



(b)

Εικόνα 3.37: Σχέση ροπής-στροφής για τις πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των στύλων του 2^{ου} ορόφου (a) και του 8^{ου} ορόφου (b) του οκταόροφου κτιρίου.

Κεφάλαιο 4^ο

Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

4.1. Εισαγωγή

Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (soil-structure interaction-SSI) ή καλύτερα εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής, που στο εξής για συντομία θα γράφεται «ΑΕΘΚ», είναι ένα από τα ζητήματα που εξακολουθεί να απασχολεί σε μεγάλο βαθμό την ερευνητική κοινότητα στην επιστημονική περιοχή της σεισμικής μηχανικής, για το οποίο ακόμα και σήμερα δεν υπάρχει σαφής άποψη για τον ρόλο του εδάφους στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών. Ο όρος αναφέρεται στην αλληλεξάρτηση της δυναμικής απόκρισης του συστήματος κατασκευής-εδάφους, η οποία εξαρτάται από την ευκαμψία της κατασκευής και την ενδοσιμότητα του εδάφους υπό εξωτερική δυναμική διέγερση.

Η ενδοσιμότητα (ευστρεψία, ευτμησία) του εδάφους επηρεάζει τη μεταβιβαζόμενη σεισμική ένταση στην ανωδομή και κατ' επέκταση την καταπόνησή της. Αυτό συμβαίνει γιατί τόσο το έδαφος όσο και η θεμελίωση δεν είναι παθητικοί αποδέκτες των φορτίων της ανωδομής αλλά με τα χαρακτηριστικά τους (ενδοσιμότητα, ευκαμψία) επηρεάζουν τόσο την ένταση στην ανωδομή αλλά και τα μεταβιβαζόμενα από την ανωδομή προς αυτά φορτία. Επηρεάζουν ακόμα τις παραμορφώσεις και τις ιδιοπεριόδους της ανωδομής σε δυναμικές φορτίσεις και δύνανται να τροποποιήσουν σημαντικά την απόκριση της. Η αλληλεπίδραση των τριών αυτών παραγόντων μπορεί να παρασταθεί σχηματικά με τη μορφή των τριών «γρاناζιών» της Εικόνας 4.1, όπου το γρανάζι «έδαφος» μπορεί περιστρεφόμενο να επηρεάσει το γρανάζι «θεμελίωση» και στη συνέχεια το γρανάζι «ανωδομή», αλλά και να επηρεαστεί από αυτά.



Εικόνα 4.1: Σχηματική απεικόνιση της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής.

4.2. Ιστορική επισκόπηση

Η μελέτη του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής βασίζεται αρχικά στην κατανόηση και επίλυση προβλημάτων φόρτισης εδάφους. Χωρίς την εύρεση θεμελιωδών λύσεων για τα προβλήματα φόρτισης, δηλαδή αναλυτικών εκφράσεων για την απόκριση σε οποιοδήποτε σημείο ενός στερεού σώματος που υπόκειται σε στατικό ή δυναμικό φορτίο σε οποιαδήποτε θέση, δεν θα ήταν δυνατή η διατύπωση και η επίλυση του πολύπλοκου προβλήματος της αλληλεπίδρασης. Στη συνέχεια περιγράφονται οι σημαντικότεροι επιστήμονες και ερευνητές που ασχολήθηκαν αρχικά με προβλήματα φόρτισης του εδάφους, μετέπειτα με προβλήματα θεμελιώσεων και πιο πρόσφατα με θέματα αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής, όπως παρουσιάστηκε σε μια πολύ λεπτομερή επισκόπηση από τον Kausel (2010), στην οποία παρατίθενται και οι βιβλιογραφικές αναφορές που αναφέρονται στη συνέχεια της παρούσας ενότητας.

Το πρόβλημα της φόρτισης σε άπειρο ή ημιάπειρο ελαστικό μέσο απασχόλησε τους μαθηματικούς Lamé και Clapeyron οι οποίοι ασχολήθηκαν με το πρόβλημα του ημιχώρου στις αρχές του 18^{ου} αιώνα. Ο λόρδος Kelvin (1848) έδωσε σχέσεις για τις μετακινήσεις υπό συγκεντρωμένα στατικά φορτία δρώντα σε τυχαίο σημείο ελαστικού άπειρου στερεού. Αργότερα, ο μαθηματικός Stokes (1849) διατύπωσε μία λύση για χρονικά μεταβαλλόμενα φορτία σε άπειρο μέσο. Η θεμελιώδης λύση (fundamental solution) του Stokes αποτελεί τη βάση της μεθόδου των Συνοριακών Στοιχείων (Boundary Element Method) και έχει βρει εφαρμογές στη γεωφυσική, ακουστική, κ.α. Ο μαθηματικός Boussinesq (1878) δημοσίευσε μια σειρά εργασιών που αφορούσαν μια μέθοδο επίλυσης για στατικά, κατακόρυφα σημειακά φορτία επί επιφάνειας ελαστικού ημιχώρου και επίσης διατύπωσε και μια λύση για συμπαγή δίσκο σε επαφή με επιφάνεια ελαστικού ημιχώρου, υπό κατακόρυφα φορτία. Λίγο αργότερα, ο μαθηματικός Cerruti (1882) δημοσίευσε ένα σύγγραμμα για την απόκριση στο εσωτερικό

ενός τυχαίου στερεού υπό δυνάμεις ή μετακινήσεις ασκούμενες στα εξωτερικά όρια (boundary value problem).

Ο μαθηματικός Lamb (1904) διαμόρφωσε σε ένα σύγγραμμα του μια θεμελιώδη λύση για ένα ομογενή ημιχώρο που υπόκειται σε ένα δυναμικό φορτίο στην επιφάνεια του, λόγω όμως απουσίας μαθηματικών και υπολογιστικών μέσων την εποχή εκείνη, μπόρεσε να δώσει με λεπτομέρειες μόνο την απόκριση σε μακρινό πεδίο σε μεγάλες αποστάσεις από την πηγή. Ο Mindlin (1936) δημοσίευσε μια σειρά εξισώσεων κλειστού τύπου για τις μετακινήσεις που δημιουργούνται από στατικά κατακόρυφα και οριζόντια φορτία σε τυχαίο βάθος από την επιφάνεια ενός ελαστικού ημιχώρου, ενώ προηγουμένως ο μηχανικός Melan (1932) είχε δημοσιεύσει μια λύση για κατανεμημένα φορτία σε τυχαίο βάθος. Ο Cagniard (1939) κατάφερε να υπολογίσει τους διπλούς ολοκληρωτικούς μετασχηματισμούς στο πρόβλημα του Lamb τους οποίους απλοποίησε ο de Hoop (1960) (Cagniard-de Hoop method). Αργότερα οι Pekeris (1955) και Chao (1960) έδωσαν κλειστού τύπου αναλυτικές λύσεις για παλμικά κατακόρυφα και οριζόντια σημειακά φορτία σε ημιχώρο μόνο για λόγο Poisson $\nu=0.25$. Ο Mooney (1974) γενίκευσε τα αποτελέσματα του Pekeris για κατακόρυφα σημειακά φορτία σε ημιχώρο με τυχαίο λόγο Poisson.

Από τις πρώτες αναφορές για θέματα θεμελιώσεων υπήρξε το σύγγραμμα του Engesser (1893) ο οποίος ασχολήθηκε με την ευστάθεια και τη φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων. Μεγάλη υπήρξε η συμβολή του αυστριακού μηχανικού Terzaghi όπως και πολλών ακόμα τη δεκαετία του 1930 στον τομέα της εδαφομηχανικής όπως των Schleicher, Borowicka, Schubert κ.α. Ο Schleicher ασχολήθηκε με το πρόβλημα του Boussinesq για κατακόρυφα φορτία κατανεμημένα στην επιφάνεια ελαστικού ημιχώρου και επιβεβαίωσε τα αποτελέσματα του για πλάκες μηδενικής και άπειρης δυσκαμψίας. Επίσης, τα χρησιμοποίησε για να βρει την τιμή του μέτρου της αντίδρασης του υπεδάφους που χρησιμοποιείται σε προβλήματα θεμελιώσεων με κατανεμημένα ελατήρια Winkler και αναφέρει ότι ο συντελεστής αυτός δεν είναι σταθερά εδαφικού υλικού, αλλά είναι αντιστρόφως ανάλογος με τις γραμμικές διαστάσεις των υποστηριζόμενων φορτίων. Διατύπωσε επίσης εκφράσεις για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις οπουδήποτε στην επιφάνεια του ημιχώρου, εντός και εκτός της φορτιζόμενης περιοχής, και παρατήρησε ότι οι ελάχιστες παραμορφώσεις εμφανίζονται στις τέσσερις γωνίες και ισούται με το $\frac{1}{4}$ της παραμόρφωσης στο κέντρο, ανεξαρτήτως του λόγου των διαστάσεων του φορτίου και του λόγου του Poisson. Υπολόγισε ακόμα τη μέση παραμόρφωση και προχώρησε σε γενίκευση για λωριδωτά και τετραγωνικά φορτία τα οποία συγκρίνει τελικά με φορτία δίσκου.

Ο Steinbrenner (1934) δημοσίευσε μία μελέτη για ορθογωνικά φορτία στην οποία επεσήμανε ότι οι κατακόρυφες τάσεις οπουδήποτε στο έδαφος μπορούν να προκύψουν από

τις τάσεις κάτω από το κέντρο συμμετρίας της φορτιζόμενης επιφάνειας και από εκεί προς τα άκρα και αντίστροφα, με μια απλή ολοκλήρωση της λύσης του Boussinesq για σημειακά φορτία. Οι τάσεις σε οποιοδήποτε σημείο μπορούν να προκύψουν με επαλληλία κατάλληλων διαστάσεων ορθογωνικών φορτίων. Διατύπωσε μάλιστα σχέσεις υπολογισμού που χρησιμοποιούνται ακόμα και σήμερα. Λίγο αργότερα, ο Bogowicka (1943) δημοσίευσε μια εργασία για λωριδωτά πέδιλα και κυκλικούς δίσκους φορτιζόμενα με έκκεντρα κατακόρυφα φορτία στην οποία υπολόγιζε την κατανομή των τάσεων κάτω από αυτά και τη «δυσκαμψία» τους σε λυκνισμό (rocking stiffness) K_r .

Οι Reissner και Sagoci (1944) υπολόγισαν τη δυστρεψία (torsional stiffness) K_t μιας κυκλικής πλάκας σε ελαστικό ημιχώρο. Ο Mindlin (1949) υπολόγισε τελικά και τις τέσσερις δυσκαμψίες ενός στερεού δίσκου παρουσιάζοντας τα αποτελέσματα για μια πλάκα που υπόκειται σε εφαπτομενικά φορτία σε πλευρική παλινδρόμηση (swaying). Υπολόγισε την οριζόντια δυσκαμψία K_h μιας στερεάς κυκλικής μεμβράνης που είναι άκαμπτη στο επίπεδο της, αλλά απείρως εύκαμπτη εκτός του επιπέδου, οπότε δεν προκαλούνταν κάθετες τάσεις επαφής. Μάλιστα οι οριζόντιες τάσεις επαφής, που είναι παράλληλες στο εφαπτομενικό φορτίο, είναι ανεξάρτητες του λόγου Poisson.

Ο Reissner (1936, 1937) ήταν ο πρώτος που ασχολήθηκε ουσιαστικά με τη δυναμική ΑΕΘΚ, βέβαια μόνο σε επίπεδο θεμελίωσης, όταν αρχικά ανέλυσε το πρόβλημα κυκλικού δίσκου επί ελαστικού ημιχώρου υποβαλλόμενου σε αρμονικά μεταβαλλόμενα κατακόρυφα φορτία. Στη συνέχεια, ασχολήθηκε και με την περίπτωση ελαστικού ημιχώρου που υπόκειται στην επιφάνεια του σε συγκεντρωμένα και κατανεμημένα στρεπτικά φορτία. Θεώρησε σημειακές ροπές, περιμετρικές ροπές και κατανεμημένες στρεπτικές φορτίσεις και υπολόγισε τη στρεπτική απόκριση κυλίνδρων υπό την υπόθεση διατμητικών τάσεων επαφής που αυξάνουν γραμμικά σε σχέση με την απόσταση από τον άξονα αναφοράς. Επιπλέον, θεώρησε την περίπτωση εδαφικού στρώματος πεπερασμένου βάθους, ενός εδαφικού στρώματος κάτω από ελαστικό ημιχώρο και γενίκευσε τη μεθοδολογία του και για την περίπτωση εδαφών με ιδιότητες που μεταβάλλονται με το βάθος. Ήταν επίσης ο πρώτος που κατανόησε την απόσβεση λόγω ακτινοβολίας (radiation damping) και το ισοδύναμο σύστημα μάζας-ελατηρίου-αποσβεστήρα και δικαίως θεωρείται πρωτοπόρος στον τομέα της δυναμικής ΑΕΘΚ. Σε συνεργασία με τον Sagoci, ο Reissner (1944) έδωσε λύση για το πρόβλημα μικτών συνοριακών τιμών (mixed boundary value problem) με μια δυναμικά φορτιζόμενη πλάκα αλλά και σχέσεις για άκαμπτες σφαίρες, κ.α.

Οι Arpsel και Luco (1976) έδωσαν μια ακριβή λύση για τη στρεπτική απόκριση επιμήκων και πεπλατυσμένων ελλειψοειδών θεμελιώσεων σε ελαστικό ημιχώρο υποβαλλόμενων σε αρμονική στρέψη περί τον κατακόρυφο άξονα και σε κύματα SH που

διαδίδονται σε τυχαίες κατευθύνσεις. Ο Bycroft (1956) δημοσίευσε ένα σύγγραμμα στο οποίο θεωρούσε τέσσερις ιδιομορφές ταλάντωσης και υπέθετε κατανομή τάσεων σε δυναμική φόρτιση προσεγγιστικά ίση με στατική κατανομή και καθόριζε την ενδοσιμότητα της πλάκας ως τον σταθμισμένο μέσο όρο των μετακινήσεων της φορτιζόμενης επιφάνειας, αλλά περιόριζε την ανάλυση του φαινομένου σε μια περιοχή χαμηλών συχνοτήτων μόνο, και την επέκτεινε αργότερα (1977) και για την περίπτωση υψηλών συχνοτήτων.

Το πρόβλημα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής είχε απασχολήσει και τους Sezawa και Kanai (1935) που δημοσίευσαν ένα σύγγραμμα έχοντας μοντελοποιήσει μια ιδεατή κατασκευή σαν μια λεπτή κυλινδρική ράβδο που στη βάση της είχε ένα ημισφαιρικό άκρο το οποίο είχε ενσωματωθεί σε ένα ομογενή ημιχώρο ο οποίος υποβαλλόταν σε επίπεδα, κάθετα διαδιδόμενα κύματα P τα οποία προσκρούοντας στην ημισφαιρική θεμελίωση σκεδαζόταν μερικώς προς όλες τις κατευθύνσεις και μεταφερόταν μερικώς και στη ράβδο η οποία με τη σειρά της ανατροφοδοτούσε το έδαφος και συνέβαλε στο σκεδαζόμενο πεδίο. Οι απλοποιητικές τους παραδοχές ήταν ότι το μήκος των κυμάτων P ήταν πολύ μεγαλύτερο από το πλάτος της κατασκευής και επίσης αγνόησαν τα φαινόμενα διάθλασης στο πεδίο σκέδασης από την παρακείμενη ελεύθερη επιφάνεια. Συμπέραναν ότι η δριμύτητα της κίνησης στην κατασκευή περιοριζόταν από την απώλεια ενέργειας υπό τη μορφή κυμάτων που ανακλώνταν στο έδαφος ακόμα και στην περίπτωση ανωδομής χωρίς απόσβεση έτσι ώστε τα όποια φαινόμενα συντονισμού να περιορίζονται, οπότε η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής θεωρήθηκε ως ευεργετική.

Ο Martel (1940) σχολίασε την πιθανή αλληλεπίδραση μεταξύ κατασκευών και εδαφών βασιζόμενος μεταξύ των άλλων σε παρατηρήσεις από τον σεισμό του Long Beach το 1933 και θεώρησε ότι οι βλάβες σε κτίρια σε μαλακά εδάφη ή σε επιχώσεις είναι αναμενόμενο να είναι πιο εκτεταμένες απ' ό,τι σε κτίρια θεμελιωμένα σε σκληρά ή ομαλά εδάφη. Παρατηρώντας επίσης τη σχετική απουσία σεισμικών παραμορφώσεων σε σήραγγες, κατέληξε στο συμπέρασμα ότι η ένταση της σεισμικής κίνησης μειώνεται με το βάθος σε μια εποχή που τα όργανα καταγραφής ήταν σπάνια και οι σεισμικές καταγραφές ήταν ελάχιστες.

Ο Merrit σε συνεργασία με τον Housner (1954) είχαν παρατηρήσει ότι οι οριζόντιες καταγραφές σε υπόγεια είναι παραπλήσιες με καταγραφές σε γειτονικούς υπαίθριους χώρους στάθμευσης το οποίο είναι ένδειξη ότι η οριζόντια ενδοσιμότητα της θεμελίωσης έχει ελάχιστη ή μηδενική επίδραση στα σεισμικά κύματα. Υπέθεσαν ότι ο λυκνισμός (rocking) μπορεί να είναι σημαντικός και ότι μπορεί να αποτυπωθεί σε καταγραφές στο πεδίο και για να το αποδείξουν θεώρησαν μια ανωδομή ως άκαμπτο στερεό εδραζόμενο σε ένα στροφικό ελατήριο του οποίου η δυσκαμψία βασιζόταν στη ροπή αδράνειας της θεμελίωσης περί τον άξονα λυκνισμού και τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους και ανέλυσαν αυτό το σύστημα με

ένα αναλογικό υπολογιστή με ηλεκτρικά κυκλώματα. Συμπέραναν ότι τα ευεργετικά αποτελέσματα του λυκνισμού στη μείωση της τέμνουσας βάσης βασίζονται τόσο στα χαρακτηριστικά του σεισμού όσο και στο ύψος του κτιρίου. Αργότερα, ο Housner (1957) εξέτασε την περίπτωση ενός επιμήκους κτιρίου (Hollywood Storage Building) και παρατήρησε από τις καταγραφές στο υπόγειο αλλά και στον εξωτερικό χώρο στάθμευσης του κτιρίου ότι τα κύματα στο έδαφος που διαδίδονταν κατά μήκος της μεγάλης πλευράς παρουσίαζαν σημαντικό φιλτράρισμα, ενώ τα κύματα που μεταδίδονταν κατά μήκος της μικρής πλευράς όχι. Ήταν ο πρώτος ερευνητής που απέδειξε ότι το φαινόμενο της κινηματικής αλληλεπίδρασης (kinematic interaction) είναι πραγματικό και ότι συντελεί σε μειωμένες ενεργές κινήσεις στην εγγύτερη περιοχή μιας σχετικά δύσκαμπτης κατασκευής σημαντικών διαστάσεων, γιατί η κατασκευή δεν μπορεί να παραλάβει τις παραμορφώσεις του εδάφους που δημιουργούνται από κύματα με μήκος κύματος μικρότερο από τις διαστάσεις της θεμελίωσης και επομένως τα φιλτράρει.

Ο μηχανικός και καθηγητής Newmark (1969) μελέτησε τη στρεπτική απόκριση διαφορετικών συμμετρικών κατασκευών που προέκυπτε από κύματα τα οποία περνούσαν κάτω από τη θεμελίωση. Το φαινόμενο T όπως ο ίδιος το ονόμασε (Tau effect), υπονοώντας τη χρονική καθυστέρηση στη διέγερση τμημάτων της θεμελίωσης από κύματα τα οποία τα οποία επιδρούσαν πρώτα στη μια πλευρά της κατασκευής και έπειτα στην άλλη. Το φαινόμενο αυτό είναι απόρροια της κινηματικής αλληλεπίδρασης και έχει ως αποτέλεσμα ενεργές σεισμικές κινήσεις στην κατασκευή που δεν θα υπήρχαν αν τα κύματα διαδίδονταν κατακορύφως και η κατασκευή δεν ήταν εγκιβωτισμένη (embedded).

Με το φαινόμενο αυτό ασχολήθηκε ο Scanlan (1976) καθώς και ο Iguchi (1982) ο οποίος έδωσε μια προσεγγιστική λύση που απαιτούσε μόνο γνώση του προβλήματος ελεύθερου πεδίου υπολογισμένο στη διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής μαζί με τις συναρτήσεις δυσκαμψίας για μη επιφανειακή θεμελίωση. Ο Parmelee (1967, 1968) έκανε υπολογισμούς για την ΑΕΘΚ χρησιμοποιώντας ένα απλό στατικό μοντέλο τριών βαθμών ελευθερίας (μετακίνηση και στροφή βάσης και οριζόντια μετακίνηση οροφής) το οποίο ήταν εδρασμένο σε οριζόντια και στροφικά ελατήρια βάσει των συναρτήσεων δυσκαμψίας του Bycroft. Αρχικά χρησιμοποίησε μόνο στατικές δυσκαμψίες χωρίς απόσβεση και αρμονικές συναρτήσεις απόκρισης, ενώ έπειτα χρησιμοποίησε αντιστάσεις θεμελίωσης (foundation impedances) εξαρτώμενες από τη συχνότητα (αλλά για περιορισμένο εύρος συχνοτήτων) και εφάρμοσε συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα με έως 10 όρους. Επειδή δεν είχε ακόμα διατυπωθεί η μέθοδος του γρήγορου μετασχηματισμού Fourier (FFT), η μελέτη του είχε μικρή επιτυχία.

Ο Sarrazin (1970, 1972) σε συνεργασία με άλλους ερευνητές, βασίστηκε στο μοντέλο του Parmelee και το βελτίωσε περιλαμβάνοντας το ύψος του κέντρου μάζας της θεμελίωσης πάνω από την ευθεία δράσης των εδαφικών ελατηρίων. Χρησιμοποίησαν αντιστάσεις θεμελίωσης εξαρτώμενες από τη συχνότητα αλλά και με βάση τις συζευγμένες (coupled) συχνότητες εδάφους-κατασκευής ώστε να μπορέσουν να βασιστούν σε ελατήρια και αποσβεστήρες ανεξάρτητους από τη συχνότητα. Κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η απόσβεση λυκνισμού (rocking damping) μπορεί να είναι χαμηλή, αλλά η απόσβεση παλινδρόμησης (swaying damping) είναι τυπικά υψηλή (30%-100% της κρίσιμης τιμής), σε αντίθεση με την άποψη του Housner ότι στις περισσότερες περιπτώσεις στην πράξη η παλινδρόμηση δεν είναι σημαντική. Σε συνέχεια της έρευνας τους συμπέραναν ότι η ΑΕΘΚ είναι ευεργετική από την άποψη μείωσης των μεγεθών απόκρισης συγκρινόμενα με την απόκριση στην περίπτωση σταθερής έδρασης και ότι η υστερητική απόσβεση του εδάφους είναι σημαντική ιδιαίτερα στην περίπτωση χαμηλής συζευγμένης συχνότητας εδάφους-κατασκευής (όταν δηλαδή η απόσβεση ακτινοβολίας στον λυκνισμό είναι χαμηλή).

Ο Veletsos σε συνεργασία με τους Meek και Nair (1975, 1977) έδειξε ότι αλληλεπιδρώντα συστήματα μπορούν να προσομοιωθούν με ακρίβεια με απλά συστήματα τροποποιημένων περιόδων και κατάλληλων επιπέδων απόσβεσης που επιτρέπουν τον σχεδιασμό των κατασκευών με βάση συνήθη φάσματα απόκρισης. Παρατήρησε ακόμα ότι η μετακίνηση βάσης είναι παρόμοια με εκείνη του ελεύθερου πεδίου, ότι ο λυκνισμός είναι σημαντικός, ότι η ΑΕΘΚ αυξάνει την απόσβεση και μειώνει τις παραμορφώσεις στην κατασκευή και ότι η ενεργός απόσβεση για υψηλές κατασκευές μπορεί να είναι μικρότερη απ' ό,τι στις κατασκευές με πακτωμένη βάση. Η δημοσίευση των συγραμμάτων των Veletsos και Wei (1971) και των Lucio και Westman (1971, 1972) ήταν η απαρχή μιας νέας εποχής για την ΑΕΘΚ. Έδωσαν πλήρεις λύσεις στο πρόβλημα των κυκλικών πλακών επί ελαστικών ημιχώρων διεγερόμενων δυναμικά σε μεγάλο ευρος συχνοτήτων και για μεγάλο αριθμό λόγων Poisson. Εκτός από τους προαναφερθέντες, σημαντική υπήρξε και η συνεισφορά ερευνητών όπως οι Seed, Chopra, Jennings, Wong, Kobori, κ.α.

Η πρόοδος στον τομέα της ΑΕΘΚ επιταχύνθηκε από τη δεκαετία του '60 και έπειτα ραγδαία, με εφαρμογές κυρίως στον τομέα της πυρηνικής ενέργειας (κατασκευή πυρηνικών σταθμών) αλλά και των παράκτιων κατασκευών (εξέδρες άντλησης πετρελαίου) και υποβοηθούμενη από την πρόοδο στους ηλεκτρονικούς υπολογιστές και τις αριθμητικές μεθόδους (πεπερασμένα στοιχεία) στις οποίες δώθηκε πλέον το βάρος και όχι σε αμιγώς αναλυτικές μεθόδους. Έγινε εφικτή η αντιμετώπιση πιο πολύπλοκων προβλημάτων (εύκαμπτες ακανόνιστου σχήματος θεμελιώσεις, εγκιβωτισμένες σε μη ομογενή ή στρωματοποιημένα μέσα, αντιμετώπιση της μη-γραμμικότητας του εδάφους, κλπ).

Ακολουθήσαν οι πειραματικές μέθοδοι και η εργαστηριακή επαλήθευση που βοήθησαν στο να υπάρξει μια ρεαλιστική επαλήθευση των πολύπλοκων αριθμητικών προσομοιωμάτων.

Η ανάπτυξη αριθμητικών μεθόδων (Finite Element Method, Boundary Element Method, κ.α.) περί τα τέλη της δεκαετίας του 1970 έκανε εφικτή την εύρεση σύνθετων αντιστάσεων ή εμπεδήσεων (embedances) ορθογωνικών, μη επιφανειακών θεμελιώσεων σε ελαστικό ημιχώρο από τον Dominguez (1978). Οι ασυμβατότητες μεταξύ των αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων που παρατηρούνταν στις αναλύσεις υπήρξαν αντικείμενο διερεύνησης από τους Kausel και Roesset οι οποίοι ανέπτυξαν τη μέθοδο τριών βημάτων (three-step solution) που παρείχε τα μέσα για σύγκριση των αποτελεσμάτων των αμιγώς αριθμητικών προσομοιωμάτων με πεπερασμένα στοιχεία με εκείνα από τη μέθοδο συγκεντρωμένης παραμέτρου (lumped parameter method) βάσει των σύνθετων αντιστάσεων της θεμελίωσης ή ελατηρίων μαζί με σεισμικές κινήσεις κάτω από τα ελατήρια αυτά. Τα τρία βήματα της μεθόδου είναι:

1. Κινηματική αλληλεπίδραση, που θεωρεί την απόκριση της μη επιφανειακής θεμελίωσης σε πραγματικό έδαφος και υποβαλλόμενη σε σεισμική κίνηση ορισμένη στο ελεύθερο πεδίο στη διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής πριν την εκσκαφή του εδάφους.
2. Δυσκαμψίες θεμελίωσης, που παρέχουν τις συνθετες αντιστάσεις εξαρτώμενες από τη συχνότητα για μη επιφανειακή θεμελίωση σε πραγματικό εδαφικό μέσο.
3. Αδρανειακή αλληλεπίδραση, όπου η κατασκευή στηρίζεται στις σύνθετες αντιστάσεις του προηγούμενου βήματος και υπόκειται σε κινήσεις στη βάση της από το βήμα 1.

Με τον τρόπο αυτό οι συγκρίσεις μεταξύ των αποτελεσμάτων από την άμεση μέθοδο (π.χ. με πεπερασμένα στοιχεία) και με τη μέθοδο συγκεντρωμένης παραμέτρου είναι αντιφατικές λόγω των λανθασμένων δυσκαμψιών και κινήσεων στη βάση που χρησιμοποιούνταν. Οι όροι «κινηματική αλληλεπίδραση» και «αδρανειακή αλληλεπίδραση» οφείλονται στον καθηγητή Whitman.

Η έρευνα στον τομέα της ΑΕΘΚ περιλαμβάνει πολλά επιμέρους πεδία όπως είναι ενδεικτικά τα παρακάτω:

- Το πρόβλημα ελεύθερου πεδίου (free field problem) και ιδιαίτερα την ενίσχυση των κατακορύφως διαδιδόμενων κυμάτων με αλγορίθμους που συνυπολογίζουν ανελαστικά φαινόμενα από τον Schnabel κ.α. (1972).
- Σύνθετη συμπεριφορά υλικού από τους Seed και Idriss (1969).
- Θεώρηση μη οριζοντίων εδαφικών στρωμάτων υποβαλλόμενα σε διαφόρων ειδών σεισμικά κύματα.

- Εδάφη με ιδιότητες μεταβαλλόμενες με το βάθος από τον Vrettos (1991, 1999).
- Διάθλαση κυμάτων από τοπογραφικούς παράγοντες (λεκάνες, κοιλάδες, φαράγγια, λόφους, κλπ) και τα αποτελέσματα τους στις κατασκευές από τον Wong (1976) και Sanchez-Sesma (2000), αλλά και τους Assimaki et al. (2005).
- Πέδιλα διαφόρων σχημάτων και βαθμών εγκιβωτισμού υπό σεισμικά φορτία από τους Wong και Lucio (1978) και τους Gazetas et al. (1985).
- Επίδραση της ευκαμψίας της θεμελίωσης από τους Savidis και Richter (1979).
- Πορο-ελαστικά φαινόμενα και φαινόμενα ανελαστικότητας.
- Πειράματα μεγάλης κλίμακας για τα αποτελέσματα της ΑΕΘΚ από τον Negro (2000), τους Lucio, Trifunac και Wong (2006), κ.α.
- Επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην ανελαστική συμπεριφορά από τους Mahsulı και Ghannad (2008), κ.α.

Συμπερασματικά, ο τομέας της ΑΕΘΚ είναι αρκετά ευρύς και η ερευνητική προσπάθεια για την κατανόηση του φαινομένου η οποία ξεκίνησε 150 χρόνια νωρίτερα με αναλυτικές μεθόδους, συνεχίζεται μέχρι σήμερα με συγχρονα υπολογιστικά αλλά και πειραματικά μέσα.

4.3. Ευμενής επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

Παραδοσιακά ο ρόλος του εδάφους θεωρούνταν ευεργετικός ή ουδέτερος και συχνά αγνοούνταν (και εξακολουθεί σε κάποιες περιπτώσεις να αγνοείται) από τους αντισεισμικούς κανονισμούς, σαν μια συντηρητική και ασφαλής απλοποιητική παραδοχή. Αυτό οφείλονταν κυρίως στους παρακάτω τρεις παράγοντες:

1. Στη μορφή των φασμάτων σχεδιασμού στα οποία η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού μειώνεται με την αύξηση της περιόδου της κατασκευής για μεγάλες τιμές περιόδων.
2. Στους συντελεστές συμπεριφοράς των κατασκευών οι οποίοι είτε είναι ανεξάρτητοι της περιόδου της κατασκευής ή αυξάνονται αναλογικά με αυτήν.
3. Στην υπόθεση ύπαρξης ομογενούς ημιχώρου στο έδαφος, γεγονός το οποίο υπερεκτιμά την απόσβεση μιας κατασκευής θεμελιωμένης σε ανομοιογενή εδαφικά στρώματα.

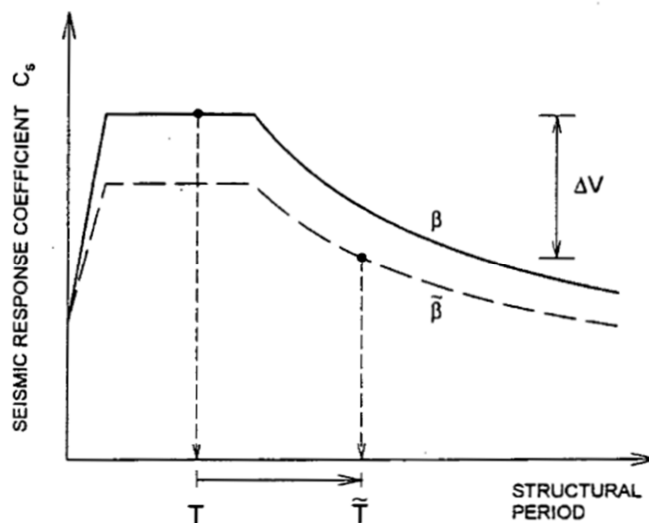
Σε θεωρητικό επίπεδο, στην απλοποιητική θεώρηση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, η παραμορφωσιμότητα του εδάφους επηρεάζει τη σεισμική του απόκριση με πολλούς τρόπους.

Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής με ελαστικές συνθήκες έδρασης έχει διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά, όπως μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο T από τον αντίστοιχα σταθερά εδραζόμενο λόγω των περισσότερων βαθμών ελευθερίας που διαθέτει. Επιπλέον, γίνεται διάχυση στο έδαφος της ενέργειας ταλάντωσης της θεμελίωσης μέσω ακτινοβολίας (γεωμετρική απόσβεση) και υστερητικής απόσβεσης του εδαφικού υλικού, οπότε ο ενεργός συντελεστής απόσβεσης β είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο ενός πακτωμένου ταλαντωτή.

Οι κυριότεροι παράγοντες που επηρεάζουν το φαινόμενο της ΑΕΘΚ στην περίπτωση γραμμικά ελαστικού εδάφους είναι:

- Η σχετική δυσκαμψία μεταξύ του εδάφους θεμελίωσης και της ανωδομής.
- Ο σχετικός λόγος των διαστάσεων της ανωδομής (ύψος) προς τη χαρακτηριστική διάσταση της θεμελίωσης (πλάτος ή ακτίνα).
- Ο σχετικός λόγος της ιδιοπεριόδου της διέγερσης προς τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Με βάση τη μορφή των σύγχρονων φασμάτων σχεδιασμού, η αύξηση των T και β , οδηγούν κανονιστικά στην περίπτωση ελαστικά θεμελιωμένων κατασκευών σε μικρότερες επιταχύνσεις σχεδιασμού και τάσεις στην ανωδομή και στη θεμελίωση της λόγω ΑΕΘΚ, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.2 (Mylonakis & Gazetas, 2000). Η διαπίστωση αυτή οδηγεί συχνά στην πράξη στην αγνόηση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής σε δυναμικές αναλύσεις (η οποία είναι εξάλλου υπολογιστικά δυσχερής) ως μια απλοποιητική παραδοχή, υποτίθεται προς την πλευρά της ασφάλειας. Παρά ταύτα, υπάρχει πλήθος περιπτώσεων που ο ρόλος της ΑΕΘΚ κάθε άλλο παρά ευεργετικός ήταν και η αγνόηση της οδήγησε σε αστοχίες τόσο της ανωδομής όσο και της θεμελίωσης.

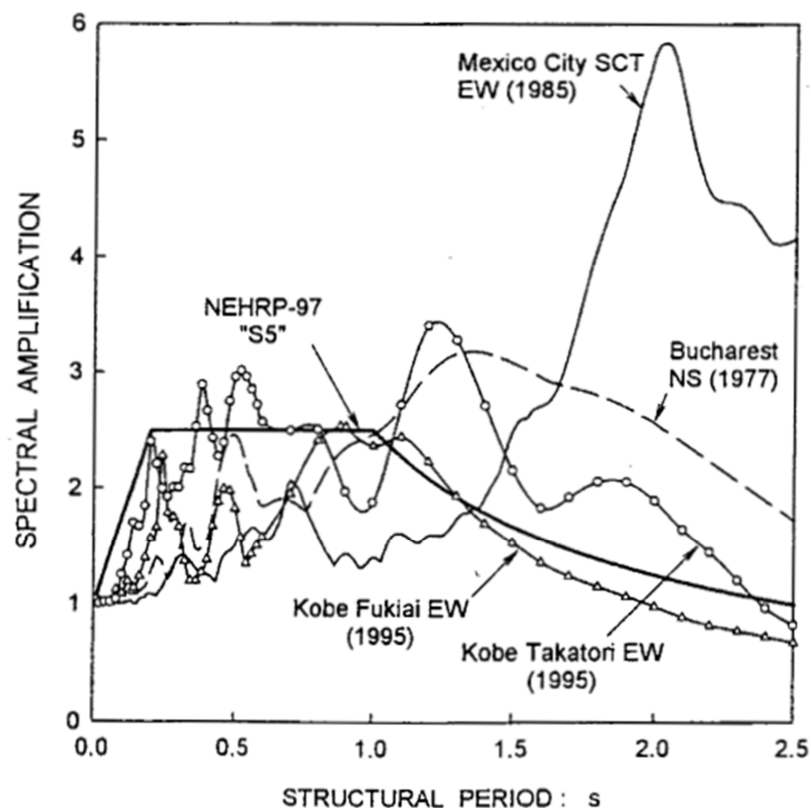


Εικόνα 4.2: Η προκαλούμενη μείωση της τέμνουσας βάσης λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης της κατασκευής σε ένα τυπικό φάσμα σχεδιασμού εξαιτίας της ΑΕΘΚ.

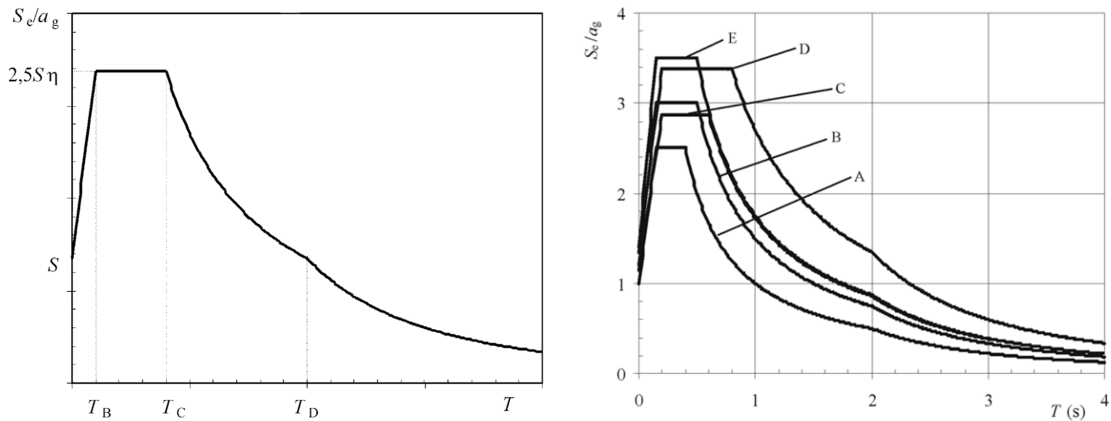
4.4. Παράγοντες δυσμενούς αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

Τόσο γεωτεχνικοί αλλά και σεισμολογικοί παράγοντες μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την καταστροφικότητα ενός σεισμού. Για παράδειγμα, τα φάσματα απόκρισης των σεισμών του Μεξικού (1985) και του Βουκουρεστίου (1977) παρουσιάζουν τη μέγιστη τιμή τους σε περιόδους που υπερβαίνουν το 1 δευτερόλεπτο, με συντελεστή φασματικής ενίσχυσης περίπου 6 και 3.5, αντίστοιχα, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.3 (Mylonakis & Gazetas, 2000). Οι υψηλές φασματικές τιμές των δύο καταγραφών που αναφέρθηκαν είναι αποτέλεσμα του συντονισμού εδάφους-σεισμικών κυμάτων.

Αντίθετα, το φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 (κατάλληλο για σεισμογενείς περιοχές με αναμενόμενο $M_w > 5.5$) παρουσιάζει μέγιστο (δηλαδή οριζόντιο τμήμα) για εύρος περιόδων από 0.15-0.80 δευτερόλεπτα και με έναν συντελεστή φασματικής ενίσχυσης της επιτάχυνσης σχεδιασμού $2.5 \cdot S$ δηλαδή 2.5-3.5 ανάλογα με τον τύπο του εδάφους ($S=1$ για έδαφος τύπου A έως $S=1.4$ για έδαφος τύπου E), όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.4 (European Committee for Standardization, 2004).

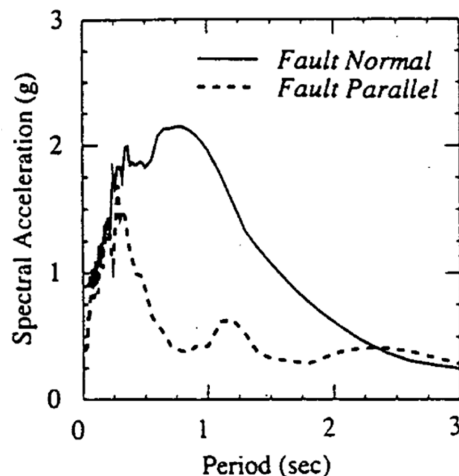


Εικόνα 4.3: Σύγκριση μεταξύ των φασμάτων απόκρισης καταγραφών των σεισμών του Μεξικού, του Βουκουρεστίου και του Κόμπε και του φάσματος σχεδιασμού NEHRP 97.



Εικόνα 4.4: Το φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 σε γενική μορφή αριστερά και αναλυτικά για τις πέντε κατηγορίες εδάφους δεξιά.

Ένας ακόμα παράγοντας που μπορεί να είναι εξίσου σημαντικός είναι η κατευθυντικότητα διάρρηξης του ρήγματος (directivity) η οποία επηρεάζει σημαντικά τις σεισμικές κινήσεις κοντά στα ρήγματα. Η διάρρηξη ενός ρήγματος διαδίδεται με μεγάλη ταχύτητα και η περισσότερη σεισμική ενέργεια από τη διάρρηξη φτάνει στην περιοχή της κατασκευής με τη μορφή ενός μοναδικού παλμού μεγάλης περιόδου στην αρχή της καταγραφής, ο οποίος λόγω της μορφής που ακτινοβολείται ο σεισμός, είναι προσανατολισμένος σε διεύθυνση κάθετη προς το ρήγμα. Αυτό το γεγονός προκαλεί διαφοροποίηση στις μέγιστες ταχύτητες μεταξύ δύο κάθετων μεταξύ τους οριζόντιων αξόνων και κατά συνέπεια στις φασματικές τιμές των δύο οριζόντιων συνιστωσών των φασμάτων απόκρισης συνήθως για περιόδους μεγαλύτερες των 0.5sec. Παραδείγματα μεγάλης επίδρασης της κατευθυντικότητας παρατηρούνται σε καταγραφές του σεισμού του Kobe (1995), του Northridge (1994), κ.α. όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.5 (Mylonakis & Gazetas, 2000).



Εικόνα 4.5: Φάσμα απόκρισης (με 5% ποσοστό απόσβεσης) κατά τον σεισμό του Northridge (1994), αποτέλεσμα καταγραφής χρονοϊστοριών κάθετα και παράλληλα στο ρήγμα διάρρηξης.

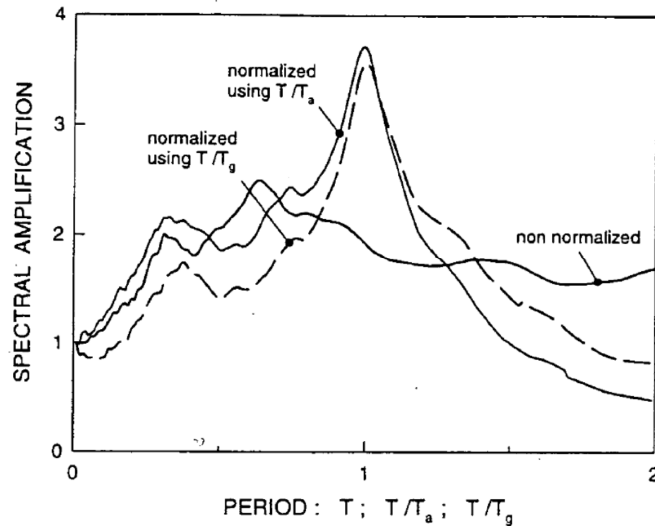
Το αποτέλεσμα των δύο παραπάνω παραγόντων είναι ότι, σε αντίθεση με την επικρατούσα άποψη, η αύξηση της ιδιοπεριόδου μιας κατασκευής λόγω της ΑΕΘΚ δύναται να επιδεινώσει τη σεισμική καταπόνηση της. Αξίζει να σημειωθεί ότι, στην περίπτωση του σεισμού της Πόλης του Μεξικού (1985), παρά την πολύ μεγάλη επικεντρική απόσταση (400χλμ), παρατηρήθηκαν πολλές ζημιές σε κτίρια περιόδων 1.5 έως 2sec σε μια περιοχή της πόλης όπου υπήρχε επιφανειακή στρώση πολύ μαλακής ιλυώδους αργίλου η οποία παρουσιάζει σχεδόν ελαστική συμπεριφορά ακόμα και για μεγάλα πλάτη παραμόρφωσης, με αποτέλεσμα να μεγεθύνει αρκετά τη σεισμική διέγερση. Η σύμπτωση της ιδιοπεριόδου της εδαφικής αυτής στρώσης (περίπου 2.1sec) με την κύρια περίοδο πολυώροφων κατασκευών (περίπου 1.5-2sec) αποτέλεσε τη βασικότερη αιτία καταστροφών σε κτίρια αυτής της κατηγορίας, τη στιγμή που κτίρια με περιόδους εκτός αυτού του εύρους συμπεριφέρθηκαν αρκετά καλά (Πιτιλάκης, 2010). Εκτός αυτού, η ιδιοπερίοδος πολυώροφων κατασκευών με τη θεώρηση της ΑΕΘΚ αυξήθηκε από το 1 δευτερόλεπτο στα 2 δευτερόλεπτα περίπου¹⁰. Συμπερασματικά, οι συνέπειες της ΑΕΘΚ πρέπει να αξιολογηθούν με βάση τόσο τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης διέγερσης, όσο και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες κάτι στο οποίο δεν μπορούν να συνεισφέρουν αποτελεσματικά τα συμβατικά φάσματα σχεδιασμού και τα απλοποιημένα εδαφικά προφίλ των σύγχρονων κανονισμών.

Σε κανονιστικό επίπεδο, η χρήση των φασμάτων σχεδιασμού τα οποία προκύπτουν από στατιστική επεξεργασία φασμάτων απόκρισης σεισμών που δημιουργούνται από στατιστική επεξεργασία επιταχυνσιογραφημάτων μπορεί να οδηγήσει σε αποτελέσματα που διαφέρουν σημαντικά από τα αναμενόμενα, ιδιαίτερα μάλιστα στην περίπτωση μαλακών εδαφών. Αυτό συμβαίνει γιατί ένα μέσο φάσμα απόκρισης μπορεί να δημιουργηθεί:

- α) με βάση την πραγματική περίοδο της κατασκευής,
- β) να κανονικοποιηθεί ως προς την ενεργό περίοδο του εδάφους T_a (εκείνη δηλαδή που μεγιστοποιείται το 5% του φάσματος ταχύτητας) ή
- γ) να κανονικοποιηθεί με βάση την περίοδο T_g για την οποία το φάσμα επιτάχυνσης μεγιστοποιείται.

Ένα παράδειγμα στατιστικής επεξεργασίας επιταχυνσιογραφημάτων με τους τρεις παραπάνω τρόπους και δημιουργίας του μέσου φάσματος απόκρισης απεικονίζεται στην Εικόνα 4.6 (Mylonakis & Gazetas, 2000).

¹⁰ Γενικά, η αύξηση των ιδιοπεριόδων κατά 25% περίπου λόγω ΑΕΘΚ είναι συνήθης σε υψηλές και δύσκαμπτες κατασκευές θεμελιωμένες σε μαλακά εδάφη.



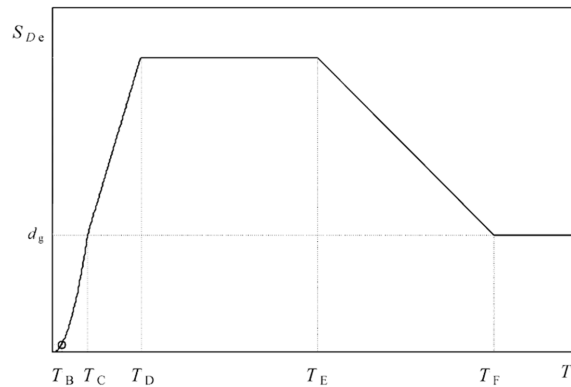
Εικόνα 4.6: Μέσα φάσματα επιτάχυνσης με βάση επιταχυνσιογραφήματα σε μαλακά εδάφη με περιόδους χωρίς κανονικοποίηση ή κανονικοποιημένες.

Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, όπως είναι φανερό και από την Εικόνα 4.6, ότι:

- Στην περίπτωση (α), το μέσο φάσμα έχει ένα σχήμα ανάλογο με εκείνο των φασμάτων των κανονισμών που ελάχιστα σχετίζεται με ένα πραγματικό φάσμα απόκρισης, αφού η μεγιστοποίηση κάθε φάσματος απόκρισης γίνεται σε διαφορετικές περιόδους, οπότε με τον υπολογισμό του μέσου όρου οι διάφορες αιχμές ομαλοποιούνται.
- Στις περιπτώσεις (β) και (γ) το μέσο φάσμα παρουσιάζει μια χαρακτηριστική αιχμή κοντά στη μονάδα που αντιπροσωπεύει τη μορφή των πραγματικών φασμάτων απόκρισης.

Το ζήτημα του καθορισμού της χαρακτηριστικής περιόδου σχεδιασμού για μια συγκεκριμένη περιοχή είναι αμφιλεγόμενο και δεν έχει ενσωματωθεί στους κανονισμούς. Είναι όμως σαφές ότι η σεισμική απαίτηση σε μαλακά εδάφη δεν αντιμετωπίζεται από τους κανονισμούς με έναν ρεαλιστικό τρόπο και ενδεχομένως να παρέχει στους μηχανικούς ανακριβείς πληροφορίες για τη σπουδαιότητα των αποτελεσμάτων της ΑΕΘΚ.

Με τη χρήση φασμάτων μετατόπισης (displacement spectra) αντί φασμάτων επιτάχυνσεων (δηλαδή σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις), τα αποτελέσματα της ΑΕΘΚ δεν παρουσιάζονται ως μονίμως ευεργετικά για τη σεισμική απόκριση. Στην Εικόνα 4.7 παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακινήσεων του Ευρωκώδικα 8 (European Committee for Standardization, 2004).



Εικόνα 4.7: Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακινήσεων τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8.

Σε σύγκριση με το φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων (βλ. Εικόνα 1.5), είναι φανερό ότι για εύρος περιόδων έως T_D η φασματική μετακίνηση σχεδιασμού έχει αυξητική τάση, ενώ η αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού μετά τη χαρακτηριστική περίοδο T_E μειώνεται. Για εύρος περιόδων στο διάστημα μεταξύ T_D και T_E οι τιμές σχεδιασμού του φάσματος μετακινήσεων παραμένουν σταθερές οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι στο διάστημα αυτό υπάρχει ευεργετική δράση της ΑΕΘΚ. Η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού d_g δίνεται από τη σχέση $d_g=0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$ ενώ οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων σχεδιασμού παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1 για κάθε εδαφική κατηγορία.

Τύπος εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	T_E (s)	T_F (s)
A	1.00	0.15	0.40	2.00	4.50	10.00
B	1.20	0.15	0.50	2.00	5.00	10.00
C	1.15	0.20	0.60	2.00	6.00	10.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00	6.00	10.00
E	1.40	0.15	0.50	2.00	6.00	10.00

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικές περίοδοι σχεδιασμού του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 και τιμές συντελεστή εδάφους S ανάλογα με την εδαφική κατηγορία.

Πρέπει να σημειωθεί ότι το φάσμα σχεδιασμού μετακινήσεων του Ευρωκώδικα 8 που προκύπτει από μετατροπή του φασμάτος σχεδιασμού επιτάχυνσης, μέσω της σχέσης

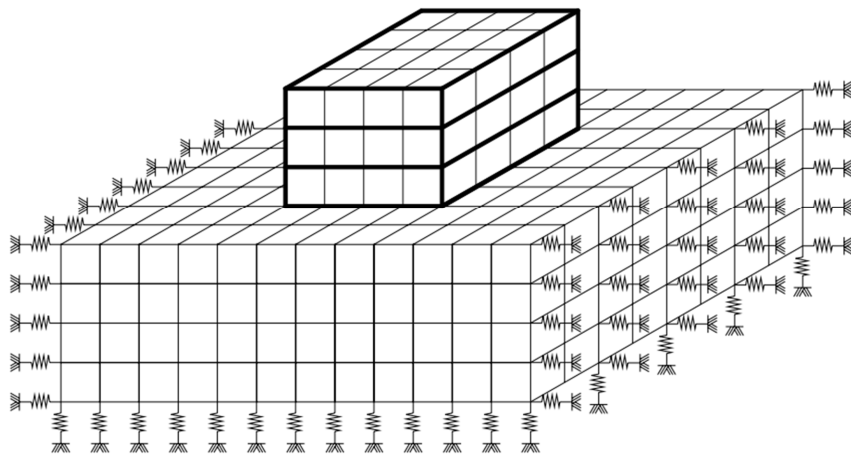
— μέχρι την T_E , ενώ μετά την τιμή αυτή δίνεται από άλλες σχέσεις. Στην περίπτωση που η μετατροπή μέσω της παραπάνω σχέσης γινόταν για όλο το ευρος περιόδων, θα υπήρχε μια υπερεκτίμηση των φασματικών μετακινήσεων, η οποία έχει αποδειχθεί ότι είναι λανθασμένη και μάλιστα αποδεικνύεται από στατιστική επεξεργασία πραγματικών καταγραφών ότι ακόμα και στην περιοχή χαμηλών περιόδων (μικρότερων του T_D) τα

φάσματα απόκρισης μετακινήσεων σε ορισμένες εδαφικές κατηγορίες έχουν μεγαλύτερες τιμές από εκείνες του φάσματος απόκρισης μετακινήσεων του Ευρωκώδικα 8 (Μάνου & Πιτιλάκης, 2006).

4.5. Μέθοδοι ανάλυσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

Για την επίλυση του προβλήματος της ΑΕΘΚ υπάρχουν δύο κύριες κατηγορίες ανάλυσης, η κατηγορία των άμεσων και η κατηγορία των έμμεσων μεθόδων. Στην κατηγορία των άμεσων μεθόδων (direct methods) ανήκουν μέθοδοι οι οποίες αναλύουν το σύστημα έδαφος-θεμελίωση-κατασκευή με τη χρήση πεπερασμένων ή συνοριακών στοιχείων για την προσομοίωση όχι μόνο της κατασκευής και της θεμελίωσης, αλλά και ενός τμήματος του εδάφους περιφερειακά της θεμελίωσης και είναι πιο κατάλληλες για μη-γραμμικές αναλύσεις. Το σύστημα διεγείρεται από ένα πολύπλοκο και χωρίς συνοχή κυματικό πεδίο και λόγω της υπολογιστικής δυσκολίας του προβλήματος, ιδιαίτερα όταν το σύστημα εμφανίζει σημαντικές μη-γραμμικότητες, η μέθοδος εφαρμόζεται σπανίως στη πράξη.

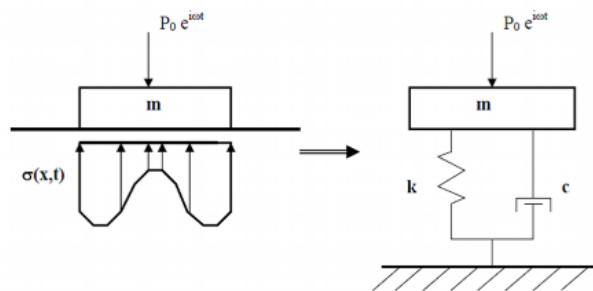
Αντιπροσωπευτικές μέθοδοι της κατηγορίας αυτής είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM) και η μέθοδος των συνοριακών στοιχείων (BEM). Σχετικά πρόσφατη είναι η υβριδική μέθοδος πεπερασμένων-συνοριακών στοιχείων (hybrid FE-BE method), όπου η FEM χρησιμοποιείται για τη διακριτοποίηση του εγγύς πεδίου (near-field) και η BEM εφαρμόζεται για την προσομοίωση του ημι-άπειρου μακρινού πεδίου (far-field). Στη συνέχεια γίνεται σύζευξη των δύο μεθόδων μέσω ισορροπίας και συνθηκών συμβιβαστού στη διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής (Yazdchi et al., 1999). Η Εικόνα 4.8 αναπαριστά ένα παράδειγμα χρήσης της άμεσης μεθόδου (Σπυράκος, 2008).



Εικόνα 4.8: Παράδειγμα ανάλυσης ΑΕΘΚ με χρήση άμεσης μεθόδου.

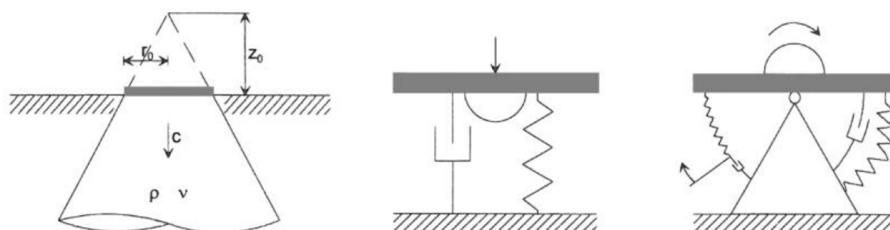
Στην κατηγορία των έμμεσων μεθόδων (substructure methods) ανήκουν μέθοδοι οι οποίες διακριτοποιούν το σύστημα σε ένα υποσύστημα ημι-άπειρου εδάφους και ένα υποσύστημα της κατασκευής και είναι πιο κατάλληλες για γραμμικές αναλύσεις και έχουν υιοθετηθεί από κανονισμούς. Τα δύο υποσυστήματα επιλύονται χωριστά και στη συνέχεια πραγματοποιείται η σύζευξη τους για τον υπολογισμό της συνολικής απόκρισης του συστήματος. Οι μέθοδοι αυτές είναι πιο αποτελεσματικές υπολογιστικά από τις άμεσες μεθόδους.

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν μέθοδοι, όπως αυτές που βασίζονται σε συναρτήσεις εμπέδησης (impedance functions) που αποτελούν τον απλούστερο τρόπο ανάλυσης του φαινομένου της ΑΕΘΚ που βασίζονται όμως σε κρίσιμες απλουστεύσεις. Οι συναρτήσεις εμπέδησης βασίζονται στη διακριτοποίηση του συστήματος σε δύο μέρη, ένα σύστημα μιας συγκεντρωμένης παραμέτρου (lumped parameter system) και σε έναν συνδυασμό ελατηρίου-αποσβεστήρα (spring-dashpot) ο οποίος υποκαθιστά το έδαφος σε δυσκαμψία και απόσβεση ακτινοβολίας, αντίστοιχα, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.9. (Nasser, 2009).



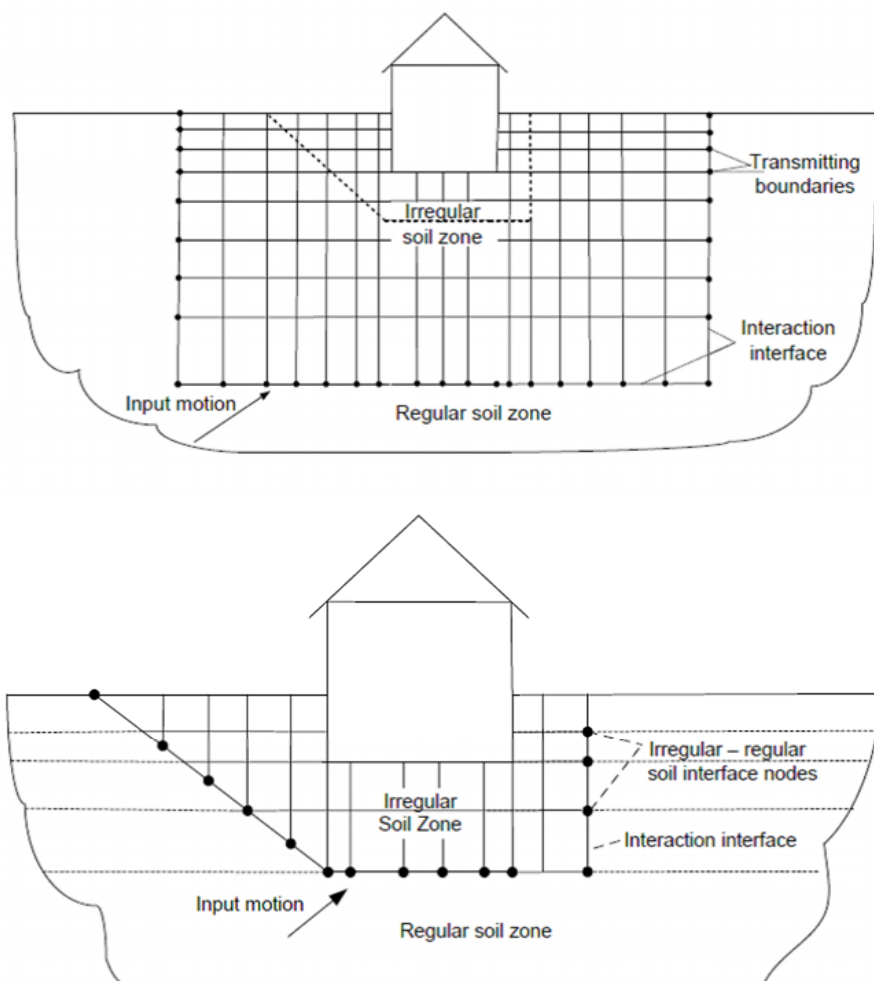
Εικόνα 4.9: Το πραγματικό μοντέλο και το ισοδύναμο σύστημα ελατηρίου-αποσβεστήρα.

Στα απλά φυσικά μοντέλα το έδαφος (ημι-άπειρος χώρος) προσομοιώνεται με έναν εδαφικό κώνο μέσω του οποίου αναπτύσσονται κατάλληλες συναρτήσεις εμπέδησης. Μπορούν να προκύψουν μοντέλα με κώνους, ελατήρια-αποσβεστήρες-μάζα και οριζόμενες κυματομορφές σε οριζόντιο επίπεδο, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.10 (Nasser, 2009). Γενικά, τα φυσικά μοντέλα υπερέχουν έναντι των υπολοίπων σε εποπτική σαφήνεια και απλότητα.



Εικόνα 4.10: Βασικό μοντέλο κώνου και διακριτά μοντέλα για μετακίνηση και περιστροφή.

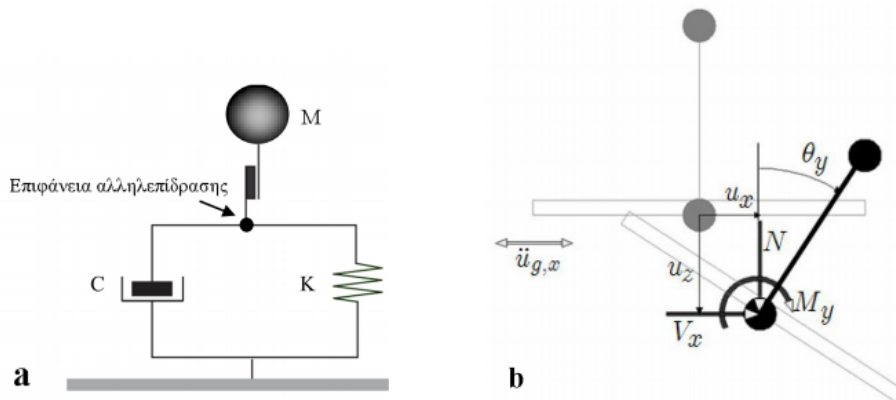
Στη μέθοδο των υποσυστημάτων, όπως προαναφέρθηκε, διακρίνονται δύο υποσυστήματα. Το πρώτο αντιπροσωπεύει την ανωδομή και μπορεί να περιλαμβάνει και ένα μέρος μη-γραμμικού εδάφους γειτονικά της θεμελίωσης και το δεύτερο περιλαμβάνει το έδαφος σε μεγαλύτερη απόσταση, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.11 (Nasser, 2009). Τα δύο υποσυστήματα συνδέονται με μια γενική διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής (soil-structure interface). Απαιτείται ανάλυση της κίνησης εισαγωγής της θεμελίωσης (κινηματική αλληλεπίδραση). Η δύσκαμψία και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους χαρακτηρίζονται μέσω απλών συναρτήσεων εμπέδησης (για δύσκαμπτες θεμελιώσεις) ή μέσω ελατηρίων και αποσβεστήρων κατανεμημένων σε σειρά κοντά στη θεμελίωση.



Εικόνα 4.11: Σύγκριση προσομοιωμάτων της άμεσης μεθόδου και της μεθόδου των υποσυστημάτων.

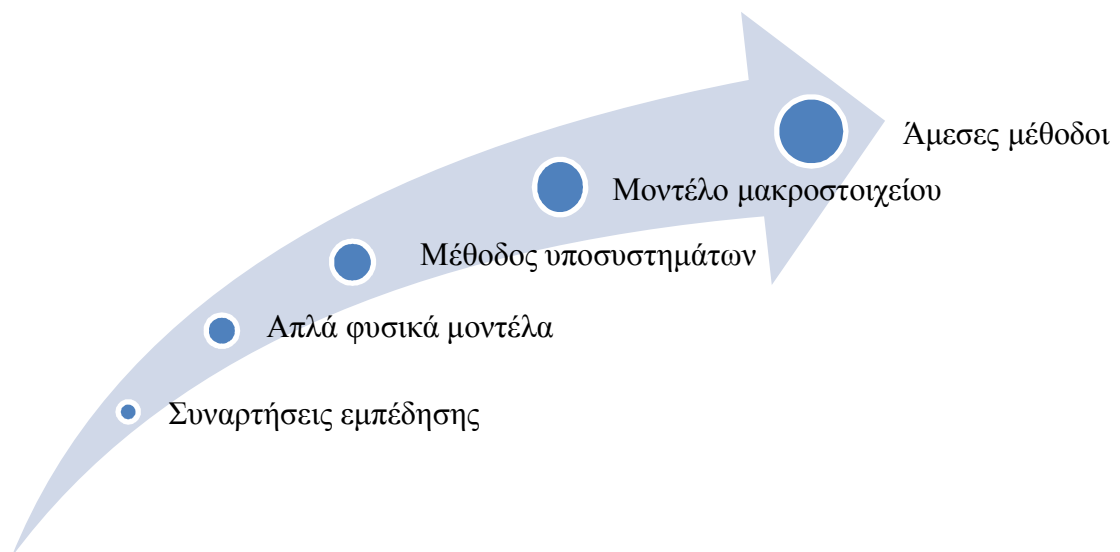
Η μέθοδος των μακροστοιχείων (macro-element approach) βασίζεται στη θεώρηση της γενικευμένης τάσης και παραμόρφωσης. Η θεμελίωση και το έδαφος που την περιβάλλει αντικαθίσταται από μια πλαστική άρθρωση και η κατασκευή από έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή (lumped mass), όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.12-a (Nasser, 2009). Η κίνηση της

πλαστικής άρθρωσης υπό σεισμική διέγερση περιγράφει την κίνηση της θεμελίωσης όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.12-b.



Εικόνα 4.12: Αναπαράσταση του μακροστοιχείου.

Οι συνήθεις μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ΑΕΘΚ παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα, ταξινομημένες ανάλογα με τη δυσκολία εφαρμογής και την πολυπλοκότητα τους (Nasser, 2009).



Εικόνα 4.13: Ταξινόμηση των συνήθων μεθόδων δυναμικής αλληλεπίδρασης ανάλογα με την πολυπλοκότητα και τη δυσκολία εφαρμογής τους.

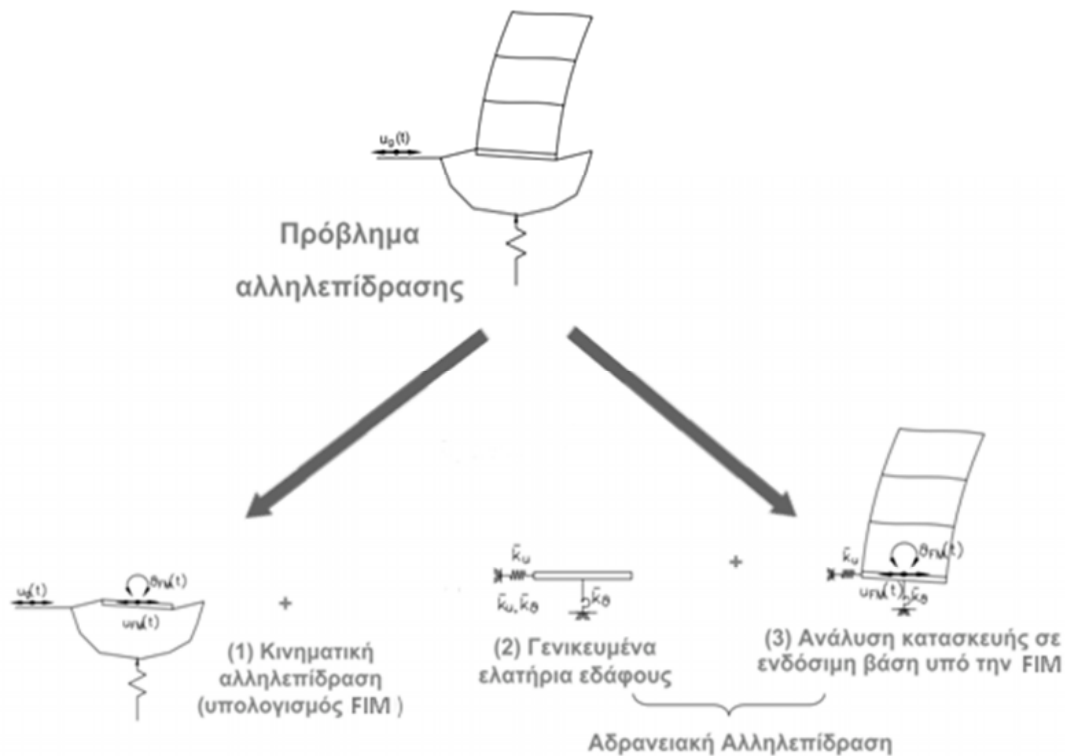
4.6. Είδη αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής

Το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής έχει δύο βασικά αποτελέσματα. Πρώτον, η διαφορά δυσκαμψιών μεταξύ της θεμελίωσης και του περιβάλλοντος εδάφους προκαλεί διαφορά στην κίνηση μεταξύ μιας δύσκαμπτης θεμελίωσης

και στην κίνηση του ελεύθερου πεδίου, το οποίο συμβαίνει ακόμα και στην περίπτωση θεμελίωσης χωρίς μάζα. Η κίνηση αυτή είναι το αποτέλεσμα γεωμετρικής ισοστάθμισης (geometric averaging) της σεισμικής κίνησης εισαγωγής στο ελεύθερο πεδίο (free-field motion ή FFM). Δεύτερον, η παραμορφωσιμότητα του εδάφους επηρεάζει την απόκριση της κατασκευής που υπόκειται στη διαφοροποιημένη κίνηση που περιγράφηκε προηγουμένως με αποτέλεσμα το σύστημα εδάφους-κατασκευής να συμπεριφέρεται ως ένα νέο σύστημα με διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά (ιδιοπεριόδους και απόσβεση). Συνεπώς, διακρίνονται δύο είδη αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής: η κινηματική και η αδρανειακή.

Η κινηματική αλληλεπίδραση αναφέρεται στην ύπαρξη της θεμελίωσης που διαφοροποιεί την κίνηση του ελεύθερου πεδίου (δηλαδή την κίνηση απουσία της κατασκευής, η οποία εξαρτάται από φαινόμενα διάδοσης κύματος, τα χαρακτηριστικά της πηγής και φαινόμενα σχετιζόμενα με τις τοπικές εδαφικές συνθήκες). Η κινηματική αλληλεπίδραση επηρεάζεται από το μέγεθος και το βάθος της θεμελίωσης και ο συνυπολογισμός της οδηγεί στην τροποποίηση της εδαφικής κίνησης ελεύθερου πεδίου (FFM) σε κίνηση εισαγωγής της θεμελίωσης (foundation input motion-FIM). Γενικά, έχει σαν αποτέλεσμα δύο συνιστώσες, την οριζόντια (sliding FIM) και την λικνιστική (rocking FIM). Η οριζόντια συνήθως είναι μικρότερη σε σχέση με τη FFM, ιδιαίτερα για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού. Αντίθετα, η λικνιστική αυξάνεται με το βάθος εγκιβωτισμού (Mahsuli & Ghannad, 2009). Η αδρανειακή αλληλεπίδραση αναφέρεται στην αδράνεια, στη δυσκαμψία και στην απόσβεση της κατασκευής και του εδάφους που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος υπό σεισμική δράση στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου. Η Εικόνα 4.14 παρουσιάζει την ανάλυση του προβλήματος της αλληλεπίδρασης με έμμεσες μεθόδους (Σπυράκος, 2008).

Στη δυναμική ανάλυση των κατασκευών παραδοσιακά θεωρείται ότι η σεισμική κίνηση που καταγράφεται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου είναι εκείνη που εισάγεται στη θεμελίωση της κατασκευής. Αυτό ισχύει όμως μόνο για μια κατασκευή πακτωμένη σε άκαμπτη θεμελίωση, άρρηκτα συνδεδεμένη με το έδαφος θεμελίωσης το οποίο δεν μπορεί να παραμορφωθεί τοπικά κάτω από τη θεμελίωση. Στην περίπτωση κατά την οποία η κατασκευή εδράζεται σε ένα σύστημα θεμελίωσης-εδάφους το οποίο είναι εύκαμπτο, η ταλάντωση της θεμελίωσης σε έναν σεισμό είναι διαφορετική από εκείνη του εδάφους, άρα και της ανωδομής σε σχέση με την περίπτωση της πλήρως άκαμπτης θεμελίωσης.



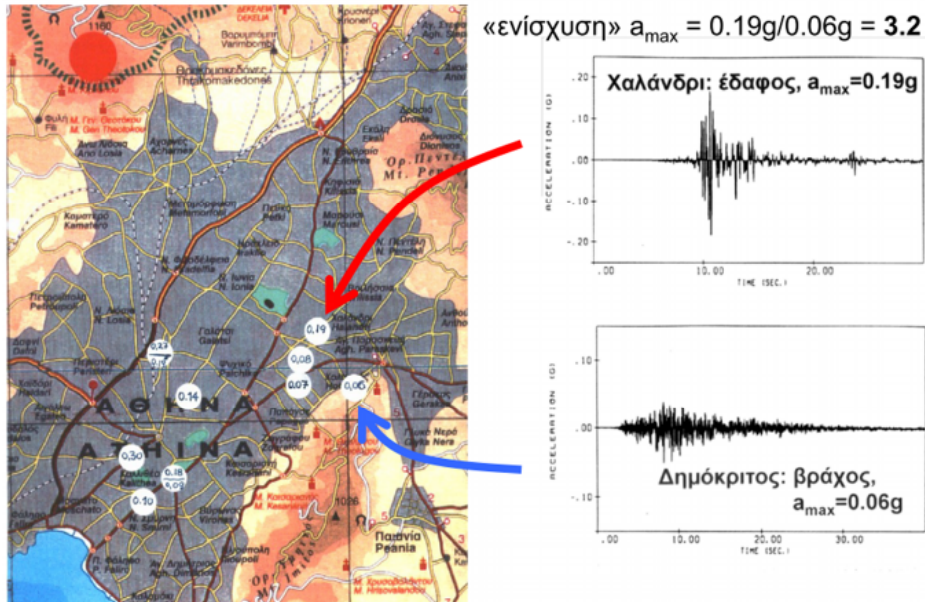
Εικόνα 4.14: Σχηματική απεικόνιση της αντιμετώπισης της ΑΕΘΚ με έμμεσες μεθόδους.

Το φαινόμενο της ΑΕΘΚ είναι πιο σημαντικό σε κατασκευές όπως οι γέφυρες γιατί η δυναμική απόκριση τους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι πιο δύσκολα προβλέψιμη απ' ό,τι σε κτιριακά έργα. Στην περίπτωση γεφυρών μεγάλου μήκους τα σεισμικά κύματα προκαλούν ασύγχρονη κίνηση των θεμελίων των βάθρων (αυτό ισχύει και σε άλλες κατασκευές μεγάλων διαστάσεων) και δεδομένου ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι συχνά προβληματικό (π.χ., σε κοιλαδογέφυρες), η σεισμική τους απόκριση μεταβάλλεται αρκετά.

4.7. Τοπική ενίσχυση σεισμικής κίνησης

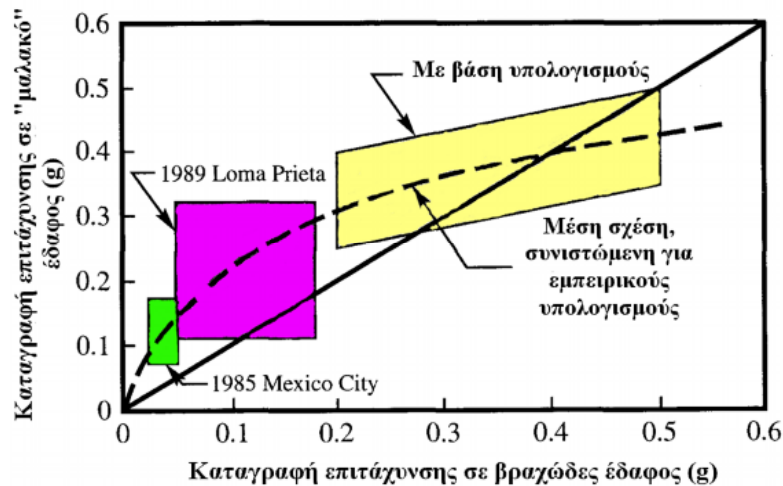
Η ΑΕΘΚ δεν πρέπει να συγχέεται με το ζήτημα της διαφοροποίησης της σεισμικής κίνησης λόγω τοπικών συνθηκών (site effects/local soil conditions), δηλαδή λόγω της στρωματογραφίας και της τοπογραφίας της περιοχής (μορφή υποβάθρου και επιφανειακού ανάγλυφου) οι οποίες προκαλούν ενίσχυση από το βραχώδες υπόβαθρο (bedrock) έως την ελεύθερη επιφάνεια. Το πάχος, τα χαρακτηριστικά και η διαμόρφωση των εδαφικών στρωμάτων μπορεί να ενισχύσουν πολύ τις σεισμικές επιταχύνσεις σε διαφορετικά σημεία μιας ευρύτερης περιοχής (Assimaki & Gazetas, 2004) όπως έχει αποδειχτεί σε πολλούς μεγάλους σεισμούς, όπως π.χ., San Francisco (1989), Mexico City (1985), Kobe (1995), Αθήνα (1999), κ.α. όπου παρατηρήθηκαν τοπικές ενισχύσεις της σεισμικής επιτάχυνσης κατά 230%, 370%, 250% και 320%, αντίστοιχα, μεταξύ καταγραφών σε μαλακά και βραχώδη

εδάφη όπως φαίνεται και στην Εικόνα 4.13 (Παπαδημητρίου & Μπουκουβάλας, 2009). Επιταχυνσιογραφήματα των εν λόγω σεισμών δείχνουν ότι σε αρκετές περιπτώσεις όπως τις παραπάνω, τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους επηρέασαν σημαντικά το μέγεθος, το συχνοτικό περιεχόμενο και τη διάρκεια της διέγερσης.



Εικόνα 4.15: Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση κατά τον σεισμό της Αθήνας (1999) σε δύο σχετικά κοντινές περιοχές.

Ο όρος «εδαφική ενίσχυση» (soil amplification) περιγράφει το «φιλτράρισμα» που υπόκεινται τα σεισμικά κύματα κατά τη διέλευση τους από το έδαφος, το οποίο τείνει να ενισχύσει συγκεκριμένες αρμονικές (harmonic components) των κυμάτων αυτών και να αποδυναμώσει άλλες οι οποίες έχουν συχνότητες που υπερβαίνουν κατά πολύ τις ιδιοσυχνότητες του εδάφους. Η εν λόγω ενίσχυση που έχει άμεση σχέση με την μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, εξαρτάται και από το επίπεδο της σεισμικής έντασης και είναι εντονότερη για χαμηλά επίπεδα, δεν υφίσταται για μεσαία επίπεδα και σε μεγάλες εντάσεις υπάρχει και απομείωση (de-amplification) όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.16 (Idriss, 1990). Η καμπύλη δημιουργήθηκε από τον Idriss βάσει καταγραφών από τους σεισμούς του Mexico City (1985) και της Loma Prieta (1989), αλλά χρησιμοποιήθηκαν και υπολογισμοί για μεγαλύτερες επιταχύνσεις βραχώδους εδάφους. Για μικρές επιταχύνσεις έως 0.1g οι επιταχύνσεις του «μαλακού» εδάφους είναι 150-400% μεγαλύτερες, αλλά σταδιακά μειώνονται και φτάνουν στα επίπεδα των επιταχύνσεων του βραχώδους εδάφους για επιτάχυνση 0.4g, ενώ για μεγαλύτερη επιτάχυνση μειώνονται περαιτέρω. (Dorby, et al., 2000).



Εικόνα 4.16: Σχέση μεταξύ της μέγιστης επιτάχυνσης σε βραχώδες και σε «μαλακό» έδαφος.

Επιπροσθέτως, η ύπαρξη έντονου τοπογραφικού ανάγλυφου (λόφοι, χαράδρες, βουνοπλαγιές) μπορεί να έχει έντονη επίδραση στην ένταση και στο συχνοτικό περιεχόμενο λόγω διάθλασης, ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων όπως αποδείχθηκε και από πλήθος σεισμών, όπως π.χ. San Fernando (1971), Friuli (1976), Northridge (1994), Κοζάνη (1995), Αθήνα (1999), κ.α. Το θέμα της επίδρασης της τοπογραφίας είναι ιδιαίτερα σημαντικό και έχει απασχολήσει αρκετούς ερευνητές τόσο σε θεωρητικό όσο και σε αριθμητικό επίπεδο. Για παράδειγμα, έχει παρατηρηθεί μετά από καταστροφικούς σεισμούς ότι κατασκευές σε κορυφές λόφων, χαράδρες και βουνοπλαγιές είχαν υποστεί μεγαλύτερες βλάβες απ' ό,τι εκείνες που βρισκόταν στη βάση τους και έχει μετρηθεί και καταγραφεί ότι στις θέσεις αυτές δεν αλλάζει μόνο η ένταση, αλλά και το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής δράσης. Οι παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση στις θέσεις έντονου ανάγλυφου είναι το ύψος και η κλίση της τοπικής διακύμανσης (σχετίζεται με τη διάθλαση των κυμάτων S, P και Rayleigh), το μήκος κύματος η γωνία πρόσπτωσης, η φύση των σεισμικών κυμάτων (SH, SV κύματα των οποίων η διάθλαση δημιουργεί πρόσθετους τύπους κυμάτων, όπως Rayleigh) και η στρωματογραφία της περιοχής (μεταβολή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος). Ο Ευρωκώδικας 8, Μέρος 5, Παράρτημα Α προτείνει σχετικούς συντελεστές τοπογραφικής ενίσχυσης (S_T) για να ληφθεί υπόψη η τοπογραφία του ανάγλυφου της περιοχής, για κατασκευές μεσαίας και υψηλής σπουδαιότητας, με τιμές από 1.2 έως και πάνω από 1.4, κατά περίπτωση.

Ανακεφαλαιώνοντας, η επίδραση των τοπικών συνθηκών σχετίζεται με το γεγονός ότι οι σεισμικές κινήσεις του ελεύθερου πεδίου εξαρτώνται από τις εδαφομηχανικές ιδιότητες και τα γεωλογικά χαρακτηριστικά των εδαφών και του υποκείμενου βράχου και την τοπογραφία της περιοχής, ενώ η ΑΕΘΚ σχετίζεται με το ότι η απόκριση μιας κατασκευής

εξαρτάται όχι μόνο από τα δυναμικά της χαρακτηριστικά, αλλά και από τις ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης (Κωνσταντόπουλος, 2003).

4.8. Η κανονιστική αντιμετώπιση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

Η καταστροφικότητα των σεισμών του Northridge (1994) και του Kobe (1995) υπήρξε η αφορμή να γίνουν περισσότερες έρευνες πάνω στην αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής. Η επικρατούσα για πολλά χρόνια άποψη της ευεργετικής επίδρασης του εδάφους και η συντηρητική παραδοχή (όπως πιστεύονταν μέχρι τότε) αγνόησής της στη μελέτη των κατασκευών έδωσε τη θέση της στον σκεπτικισμό και τη διεξοδική διερεύνηση του προβλήματος. Συνειδητοποιήθηκε ότι η παρουσία μιας κατασκευής όχι μόνο μεταβάλλει την κίνηση ελεύθερου πεδίου (free field motion), αλλά ακόμα ότι η θεμελίωση της και το υποκείμενο έδαφος παραμορφώνονται με διαφορετικό τρόπο. Εκτός από μετασεισμικές παρατηρήσεις, η διεξαγωγή πειραμάτων σε προσομοιώματα θεμελιωμένα σε έδαφος και οι αριθμητικές προσομοιώσεις με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων έκαναν εφικτή την ενσωμάτωση της ΑΕΘΚ σε αρκετούς σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, τόσο για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών όσο και για την αποτίμηση υφισταμένων.

Στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς η ΑΕΘΚ αντιμετωπίζεται κυρίως με έμμεσες μεθόδους υπολογισμού που είναι κατάλληλες για γραμμικές αναλύσεις. Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στους αμερικάνικους κανονισμούς FEMA, τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000) και τους Ευρωκώδικες, με έμφαση στις κτιριακές κατασκευές.

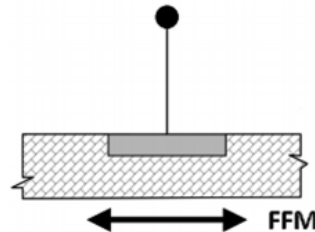
4.8.1. Αμερικάνικοι Κανονισμοί FEMA

Ο αμερικάνικος κανονισμός FEMA 440 (ATC, 2005) στο Κεφάλαιο 8 (Procedures for Including Soil-Structure Interaction Effects) διακρίνει τρεις βασικές κατηγορίες επιδράσεων της ΑΕΘΚ:

- την ευκαμψία του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης (flexible foundation effects),
- το φιλτράρισμα των εδαφικών κινήσεων που μεταδίδονται στην κατασκευή (kinematic effects),
- τη διάχυση ενέργειας από το σύστημα εδάφους-κατασκευής μέσω της ακτινοβολίας και υστερητικής απόσβεσης του εδάφους (foundation damping effects).

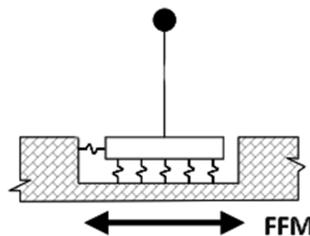
Ο εν λόγω κανονισμός αναφέρει ότι σε ένα πρώτο επίπεδο γίνεται η απλοποιητική παραδοχή ότι ένα στατικό προσομοίωμα είναι θεμελιωμένο σε μια άκαμπτη βάση που

διεγείρεται από την κίνηση ελεύθερου πεδίου (FFM) όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.17. Αυτή η παραδοχή όμως είναι ακατάλληλη για κατασκευές με ισχυρά συστήματα οριζόντιας δυσκαμψίας (τοιχία, χιαστί σύνδεσμοι), τα οποία είναι ιδιαίτερα επιρρεπή σε μικρομετακινήσεις και στροφές της βάσης τους οι οποίες αγνοούνται στην περίπτωση θεώρησης άκαμπτων θεμελίων.



Εικόνα 4.17: Προσομοίωμα πακτωμένης βάσης.

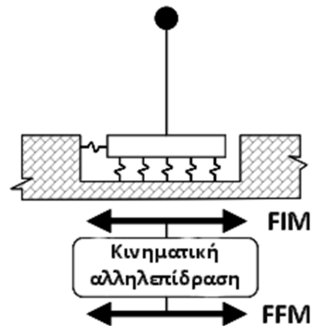
Σε δεύτερο επίπεδο, θεωρώντας την κίνηση ελεύθερου πεδίου ως διεγείρουσα κίνηση με ενσωμάτωση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης εισάγοντάς την στο προσομοίωμα δομικά (ως μέλος) και γεωτεχνικά (ως ελατήρια) όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.18, οδηγεί σε αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, μεταβολή της κατανομής των δυνάμεων στα μέλη της (και κατά συνέπεια διαφοροποίηση στην ανελαστική συμπεριφορά της) και επίσης έχει ως αποτέλεσμα να προκύψει μια πιο ρεαλιστική αξιολόγηση της δομικής απόκρισης.



Εικόνα 4.18: Προσομοίωμα ελαστικά έδραζόμενης βάσης.

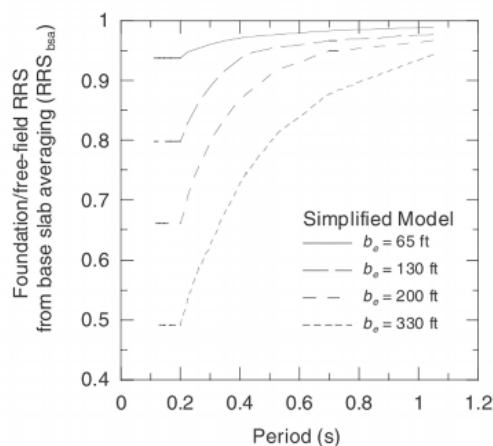
Σε ένα τρίτο επίπεδο, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.19, μπορούν να εξεταστούν και τα αποτελέσματα φιλτραρίσματος της εδαφικής κίνησης (κινηματική αλληλεπίδραση). Αναγνωρίζονται φαινόμενα ισοσταθμισμού βάσης-πλάκας (base-slab averaging) όσο και φαινόμενα εγκιβωτισμού (embedment). Το πρώτο προκύπτει από τη διαφοροποίηση που υπάρχει στην ταυτόχρονη εδαφική κίνηση ελεύθερου πεδίου από σημείο σε σημείο η οποία επηρεάζει στη συνέχεια και την κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση (FIM). Ο ισοσταθμισμός αυτών των κινήσεων οδηγεί σε μια ενδιάμεση κίνηση με τιμή μικρότερη από τις μέγιστες τοπικές τιμές που θα επικρατούσαν στο ελεύθερο πεδίο. Είναι σημαντικό για περιπτώσεις κοιτοστρώσεων, πεδילוδοκών και πεδύλων συνδεδεμένων μεταξύ τους με συνδετήριες

δοκούς ή πλάκες και μπορεί να αγνοηθεί στην περίπτωση κατασκευών που δεν έχουν οριζόντια συνδεδεμένα συστήματα θεμελιώσεων και κατασκευές χωρίς οριζόντια διαφράγματα σε ορόφους ή στέγη.



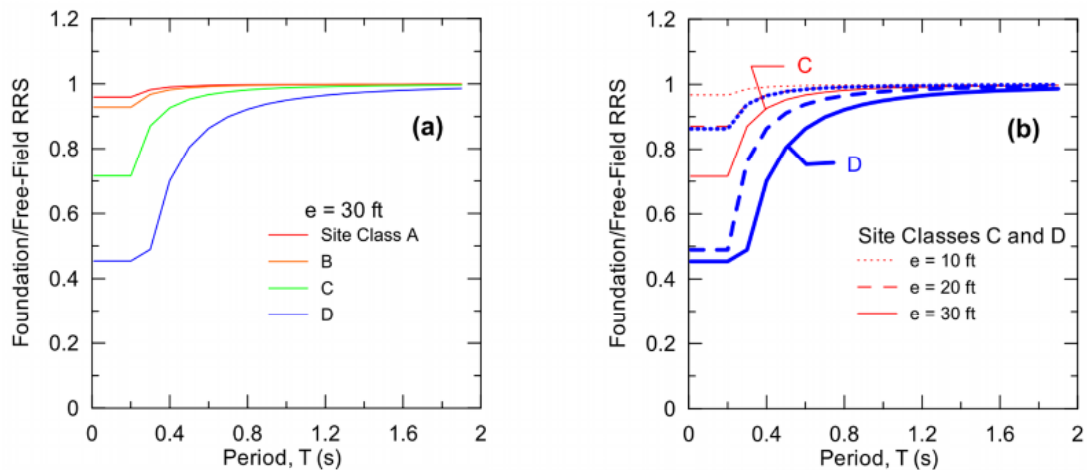
Εικόνα 4.19: Προσομοίωμα με κινηματική αλληλεπίδραση.

Το δεύτερο φαινόμενο, δηλαδή του εγκιβωτισμού, σχετίζεται με την τάση μείωσης της εδαφικής κίνησης με το βάθος σε ένα εδαφικό στρώμα και σε συνδυασμό με το πρώτο φαινόμενο επηρεάζει την κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση ανεξάρτητα από την ανωδομή. Πρέπει να υπολογίζεται μόνο σε κτίρια με υπόγεια και να αγνοείται στην περίπτωση κτιρίων χωρίς υπόγεια (ακόμα και αν δεν έχουν επιφανειακή θεμελίωση) και για την περίπτωση συμπαγούς βράχου. Τα φαινόμενα που λειτουργούν σαν ένα είδος φίλτρου των υψίσυχων (μικρής περιόδου) συνιστώσων της κίνησης ελεύθερου πεδίου (FFM), εξαρτώνται από την περίοδο και μάλιστα μεγιστοποιούνται σε χαμηλές τιμές περιόδων. Το αποτέλεσμα είναι ότι η επίδρασή τους στην απόκριση της ανωδομής θα είναι μεγάλη για χαμηλής περιόδου κατασκευές. Μάλιστα ο FEMA 440 (ATC, 2005) υπολογίζει απλοποιητικά τα παραπάνω φαινόμενα μέσω μείωσης των φασματικών τιμών της FIM λόγω μείωσης της FFM, ως μειωτικός συντελεστής RRS_{bsa} ανάλογα με το ενεργό μέγεθος της θεμελίωσης b_e .



Εικόνα 4.20: Συντελεστής μείωσης φάσματος σχεδιασμού λόγω μεγέθους της θεμελίωσης.

Στην περίπτωση ύπαρξης υπογείου με επαρκές βάθος εγκιβωτισμού, π.χ. $e=3\text{m}$ από την επιφάνεια του εδάφους, προκύπτει από την Εικόνα 4.21 (ATC, 2005) ένας ακόμα μειωτικός συντελεστής RRS_e που εξαρτάται από τη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων v_s στο βάθος αυτό (δηλαδή εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους), που ανάλογα με την PGA πρέπει να λαμβάνεται μειωμένη κατά συντελεστή n όπως στον Πίνακα 4.2. Το γινόμενο των δύο μειωτικών συντελεστών δίνει τον συνολικό μειωτικό συντελεστή για το φάσμα σχεδιασμού.



Εικόνα 4.21: α) Μειωτικός συντελεστής συναρτήσει του τύπου εδάφους για βάθος ορύγματος 10m και β) μειωτικός συντελεστής λόγω βάθους μόνο στην περίπτωση εδαφών κατηγορίας C και D.

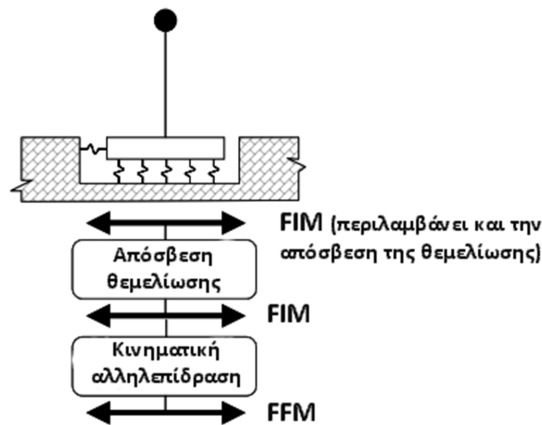
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA)			
0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
0.90	0.80	0.70	0.65

Πίνακας 4.2: Μειωτικός συντελεστής n των μέσων τιμών της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων v_s συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.

Τα φαινόμενα κινηματικής αλληλεπίδρασης πρέπει να αγνοούνται για μαλακά αργιλώδη εδάφη. Γενικά πάντως, το μοντέλο ισοσταθμισμού βάσης-πλάκας (base-slab averaging) υποτιμά τη μείωση στην εδαφική κίνηση για την περίπτωση βραχωδών εδαφών, δεν έχει εξεταστεί επαρκώς για την περίπτωση κατασκευών μεγάλων σε κάτοψη και κατασκευών χωρίς μεγάλη δυσκαμψία εντός επιπέδου (π.χ. κοιτοστρώσεις), αλλά ούτε και για κατασκευές θεμελιωμένες σε πασσάλους. Γίνεται όμως αποδεκτή η εφαρμογή του για θεμελιώσεις με στοιχεία σταθερά συνδεδεμένα μεταξύ τους.

Σε ένα τέταρτο επίπεδο, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.22, λαμβάνονται επιπλέον υπόψη και φαινόμενα απόσβεσης λόγω της αδρανειακής αλληλεπίδρασης τα οποία προκύπτουν από τις σχετικές μετακινήσεις της θεμελίωσης και του υποκείμενου εδάφους. Αυτά τα φαινόμενα σχετίζονται με την ακτινοβολία ενέργειας από τη θεμελίωση και την

υστερητική απόσβεση μέσα στο έδαφος και έχει σαν αποτέλεσμα μια ενεργό μείωση των φασματικών τιμών της εδαφικής κίνησης που δέχεται η κατασκευή. Η απόσβεση της θεμελίωσης σχετίζεται με τον λόγο ιδιοπεριόδου της κατασκευής με ελαστική έδραση και σταθερή έδραση, με το μέγεθος της θεμελίωσης και τον εγκιβωτισμό της. Η απόσβεση της θεμελίωσης σε συνδυασμό με την απόσβεση της κατασκευής (λόγω πλαστικών παραμορφώσεων των μελών της) δίνουν έναν λόγο απόσβεσης για το σύστημα έδαφος-θεμελίωση-κατασκευή ο οποίος μεταβάλλει την κίνηση εισαγωγής στο σύστημα ως απαίτηση σεισμικής διέγερσης.



Εικόνα 4.22: Προσομοίωμα με κινηματική αλληλεπίδραση και απόσβεση της θεμελίωσης.

Η επίδραση της απόσβεσης της θεμελίωσης γίνεται πιο σημαντική για δύσκαμπτες κατασκευές (με τοιχία και συνδέσμους δυσκαμψίας) θεμελιωμένες σε σχετικά μαλακά εδάφη. Η εν λόγω επίδραση ποσοτικοποιείται με έναν συντελεστή απόσβεσης του συστήματος β_0 , ο οποίος είναι μεγαλύτερος από τον συντελεστή απόσβεσης της κατασκευής β_i αγνοώντας την απόσβεση της θεμελίωσης και ο οποίος υπολογίζεται από μια διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή απόσβεσης της θεμελίωσης β_f . Με τη χρήση του συντελεστή β_0 υπολογίζονται οι φασματικές τεταγμένες και μεταβάλλεται το φάσμα της FIM. Πρέπει να σημειωθεί ότι η ύπαρξη πολλών κοντινών τοιχιών ή συνδέσμων δυσκαμψίας, επηρεάζει αρνητικά τη διάχυση της σεισμικής ενέργειας στο έδαφος και έτσι προκύπτει υπερεκτίμηση του συντελεστή β_0 . Επιπροσθέτως, η ύπαρξη υποκείμενου βραχώδους εδάφους κάτω από μια μαλακή εδαφική στρώση, κατασκευής με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από εκείνη του εδάφους ή όταν η δυστημψία του εδάφους αυξάνεται με το βάθος, η ανάλυση κατά FEMA 440 είναι μη συντηρητική. Επίσης, η ανάλυση μπορεί να είναι συντηρητική (υπο-εκτίμηση της απόσβεσης) όταν ο λόγος διαστάσεων της θεμελίωσης υπερβαίνει το 2:1 ή όταν οι θεμελιώσεις είναι βαθιές.

Στον κανονισμό FEMA 450 (BSSC, 2003) στο κεφάλαιο 5 (Structural Analysis Procedures) γίνεται αναφορά για την επίδραση της ΑΕΘΚ. Αναφέρεται ότι οι κανονιστικές οδηγίες που παρέχει μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενσωμάτωση των φαινομένων ΑΕΘΚ στον καθορισμό των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού και στις αντίστοιχες μετακινήσεις της κατασκευής μόνο όταν το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται δεν τα ενσωματώνει άμεσα στην ευκαμψία της θεμελίωσης (πακτωμένη βάση, χωρίς ελατήρια). Σημειώνεται δε ότι οι απαιτήσεις που θέτει ο FEMA 450 θα μειώσουν μεν την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού και τις οριζόντιες δυνάμεις και ροπές ανατροπής, αλλά πιθανόν να αυξήσουν τις υπολογισθείσες τιμές των οριζόντιων μετακινήσεων και των δευτερευόντων δυνάμεων λόγω φαινομένων Ρ-δ. Ο εν λόγω κανονισμός δίνει οδηγίες για την ενσωμάτωση των φαινομένων ΑΕΘΚ σε δύο μεθόδους σχεδιασμού τη μέθοδο ισοδύναμης οριζόντιας δύναμης και τη μέθοδο του φάσματος απόκρισης (δυναμική φασματική ανάλυση).

Στην πρώτη μέθοδο αναφέρεται η μείωση της τέμνουσας βάσης ΔV που προκαλείται συνυπολογίζοντας το ενεργό φορτίο βαρύτητας, την ενεργό ιδιοπερίοδο, τον ενεργό συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης του συστήματος κατασκευή-θεμελίωση, τον ενεργό σεισμικό συντελεστή και άλλες παραμέτρους. Η μέθοδος δεν επιτρέπει μείωση της τέμνουσας βάσης πάνω από 30% της τιμής της τέμνουσας που αντιστοιχεί στη σταθερά εδραζόμενη κατασκευή $V=C_s W$. Όπου, C_s ο συντελεστής σεισμικής απόκρισης και W το ολικό μόνιμο φορτίο λόγω ιδίου βάρους και μέρους του κινητού.

Στη δεύτερη μέθοδο αναφέρεται η μείωση της τέμνουσας βάσης ΔV χρησιμοποιώντας για τον υπολογισμό των ενεργών μεγεθών τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της ελαστικά εδραζόμενης κατασκευής. Η συμβολή ανώτερων ιδιομορφών στην τέμνουσα βάση δεν περιλαμβάνεται στους υπολογισμούς, για τον σκοπό αυτό δίνονται σχέσεις και οδηγίες για τον υπολογισμό των τροποποιημένων ιδιομορφικών σεισμικών δυνάμεων, τεμνουσών ορόφου και ροπών ανατροπής και παραμορφώσεων. Τέλος, για τις τιμές σχεδιασμού (τέμνουσες, ροπές, παραμορφώσεις, σχετικές μετακινήσεις ορόφων) αναφέρεται ότι θα υπολογίζονται με τον κανόνα SSRS. Ειδικά στον υπολογισμό της θεμελίωσης η ροπή ανατροπής στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίωσης επιτρέπεται να μειωθεί κατά 10% από την τιμή της αν θεωρούνταν ως πακτωμένη. Η μέθοδος δεν επιτρέπει μείωση της τέμνουσας βάσης πάνω από 30% της τιμής της τέμνουσας που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή κατ' αντιστοιχία με τις απαιτήσεις της άλλης μεθόδου.

4.8.2. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ε.Α.Κ. 2000

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ε.Α.Κ.2000 (ΟΑΣΠ, 2001) δεν δίνει κάποια συγκεκριμένη μεθοδολογία για την αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής, αλλά αρκείται σε συστάσεις και οδηγίες για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης και την πρόληψη καταστάσεων αστοχίας. Στο κεφάλαιο 5 (Θεμελιώσεις, Αντιστηρίξεις, Γεωκατασκευές) στην παράγραφο 5.2.3.2 (Επιφανειακές θεμελιώσεις) συνιστά τα δομικά στοιχεία του θεμελίου να ελέγχονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας υπό την επίδραση συγκεκριμένων δράσεων σχεδιασμού και αντιδράσεων του εδάφους. Για τις εδαφικές αντιδράσεις αναφέρει ότι επιτρέπεται να υπολογίζονται από τις συνθήκες ισορροπίας με δύο τρόπους: με τη θεώρηση ελαστικής έδρασης (τύπου Winkler), που εξαρτάται από τη μορφή και το μέγεθος του θεμελίου και την παραμορφωσιμότητα του εδάφους ή απλούστερα με την παραδοχή γραμμικής κατανομής των εδαφικών αντιδράσεων. Δεν αναφέρονται όμως πουθενά σχέσεις και τιμές ελατηριακών σταθερών, ούτε και μεθοδολογία προσομοίωσης του εδάφους.

4.8.3. Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2009) στο κεφάλαιο 5 θεωρεί σημαντική την επιρροή της ΑΕΘΚ μόνο σε εκείνες τις κατασκευές για τις οποίες λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου τους προκύπτει αύξηση των φασματικών επιταχύνσεων (π.χ. σε ποσοστό άνω του 15%). Για τις υπόλοιπες κατασκευές η επιρροή της ΑΕΘΚ μπορεί να αγνοηθεί. Πιο συγκεκριμένα, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ διακρίνει δύο μεθόδους υπολογισμού. Μια απλοποιημένη διαδικασία που μπορεί να εφαρμοστεί μόνο για την περίπτωση στατικής ελαστικής ανάλυσης και επιτρέπει μείωση έως 25% των σεισμικών απαιτήσεων στα επιμέρους δομικά μέλη και μια λεπτομερή προσομοίωση που θα χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με δυναμική ελαστική ανάλυση ή με ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης.

Με την απλοποιημένη διαδικασία υπολογίζεται η ενεργός ιδιοπερίοδος και απόσβεση του συστήματος θεμελίωσης-ανωδομής από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\tilde{T} = T_0 \sqrt{\left[1 + \frac{k_0}{k_x} \left(1 + \frac{k_x h_{ef}^2}{k_\phi} \right) \right]} \quad (4.1)$$

$$\tilde{\zeta} = \zeta_\theta + \frac{\zeta_0}{(\tilde{T}/T)^3} \quad (4.2)$$

όπου:

- T_0 η ιδιοπερίοδος του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του,

- k_0 η δυσκαμψία του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του,
- k_x και k_φ η πλευρική και η στρωφική δυσκαμψία της θεμελίωσης (στην εξεταζόμενη διεύθυνση) οι οποίες υπολογίζονται με βάση δόκιμες σχέσεις από τη βιβλιογραφία,
- h_{ef} το ενεργό ύψος του κτιρίου (μπορεί να λαμβάνεται ίσο με τα 2/3 του πραγματικού ύψους, εκτός από τα μονόροφα κτίρια όπου λαμβάνεται ίσο με το πραγματικό ύψος),
- ζ_0 ο λόγος απόσβεσης του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του (γενικά ίσος με 5%), και
- ζ_θ ο λόγος απόσβεσης της θεμελίωσης, που υπολογίζεται με βάση σχέσεις που δίνονται στη βιβλιογραφία.

Με την λεπτομερή προσομοίωση προσομοιώνεται άμεσα η δυσκαμψία και η απόσβεση των στοιχείων της θεμελίωσης και εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, ο ισοδύναμος λόγος απόσβεσης ζ του συστήματος ανωδομή-θεμελίωση μπορεί να υπολογίζεται με βάση την απλοποιημένη διαδικασία. Ο λόγος απόσβεσης για τα στοιχεία της θεμελίωσης δεν επιτρέπεται να ξεπερνά την τιμή που χρησιμοποιείται για τα μέλη της ελαστικής ανωδομής (συνήθως 5%). Στην ανελαστική στατική ανάλυση, ο ισοδύναμος λόγος απόσβεσης του συστήματος ανωδομή-θεμελίωση θα χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των φασματικών απαιτήσεων (δηλαδή, για τον υπολογισμό της μετακίνησης στόχου). Αν χρησιμοποιηθεί η απλοποιημένη διαδικασία για τον υπολογισμό του ισοδύναμου λόγου απόσβεσης, τότε η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 25% αυτών που προκύπτουν αγνοώντας την ΑΕΘΚ.

4.8.4. Ευρωκώδικες

Στο μέρος 1-1 του Ευρωκώδικα 2 (European Committee for Standardization, 2004), περί γενικών αρχών και κανόνων για κτίρια από σκυρόδεμα και συγκεκριμένα στο Παράρτημα G, γίνεται λόγος για την ΑΕΘΚ τόσο για αβαθείς θεμελιώσεις όσο και για θεμελιώσεις με πασσάλους. Αναφέρεται ότι η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους, θεμελίωσης και ανωδομής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ακόμα ότι η κατανομή των τάσεων επαφής στις θεμελιώσεις και οι δυνάμεις των υποστυλωμάτων εξαρτώνται από τις σχετικές καθιζήσεις και επίσης ότι η επίλυση του προβλήματος μπορεί να γίνει με εξασφάλιση συμβιβαστού των μετακινήσεων και των σχετικών αντιδράσεων.

Στον Ευρωκώδικα 8 (European Committee for Standardization, 2004) καθορίζονται διαφορετικά επίπεδα ανάλυσης λόγω αβεβαιοτήτων στην φόρτιση και αντιμετώπισης φαινομένων όπως ο ερπυσμός. Στην περίπτωση εύκαμπτης ανωδομής, τα μεταφερόμενα

φορτία είναι ανεξάρτητα των σχετικών καθιζήσεων εξαιτίας της έλλειψης στιβαρότητας της κατασκευής. Τα φορτία παύουν να είναι άγνωστα και το πρόβλημα μετατρέπεται σε πρόβλημα θεμελίωσης επί ελαστικού εδάφους. Στην περίπτωση δύσκαμπτης ανωδομής τα φορτία μπορούν να υπολογιστούν με το όρο ότι οι καθιζήσεις πρέπει να βρίσκονται σε ένα αποδεκτό επίπεδο. Αυτό ισχύει μέχρι την οριακή κατάσταση αστοχίας. Στην περίπτωση που η θεμελίωση είναι πολύ δύσκαμπτη ή το υποκείμενο έδαφος είναι πολύ στιβαρό, τότε οι σχετικές καθιζήσεις μπορούν να αγνοηθούν και δεν απαιτείται καμία τροποποίηση στα μεταβιβαζόμενα από την ανωδομή φορτία.

Ο καθορισμός της δυσκαμψίας του συστήματος μπορεί να γίνει με συγκριτική ανάλυση της συνδυαζόμενης δυσκαμψίας K_R της θεμελίωσης, της ανωδομής και του εδάφους. Αυτή η δυσκαμψία θα καθορίσει αν η θεμελίωση ή το σύστημα μπορούν να θεωρηθούν εύκαμπτα ή δύσκαμπτα. Για συνήθεις κατασκευές ισχύει:

$$K_R = \frac{(EJ)_s}{(EI^3)} \quad (4.3)$$

όπου:

- $(EJ)_s$ η τιμή της καμπτικής δυσκαμψίας ανά μονάδα πλάτους της κατασκευής με την άθροιση της δυσκαμψίας των επιμέρους υποσυστημάτων (θεμελίωσης και ανωδομής),
- E το μέτρο παραμόρφωσης του εδάφους,
- I το μήκος της θεμελίωσης,

Αν $K_R > 0.5$ τότε το σύστημα θεωρείται δύσκαμπτο.

Τα επίπεδα ανάλυσης που επιτρέπονται για τον σχεδιασμό είναι:

- Επίπεδο 0: Υπόθεση γραμμικής κατανομής της τάσης επαφής (contact pressure).

Για να ισχύει πρέπει να τηρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η τάση επαφής να μην υπερβαίνει τις τιμές σχεδιασμού για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).
 - Οι καθιζήσεις να μην επηρεάζουν την κατασκευή στην Ο.Κ.Λ. ούτε και οι αναμενόμενες διαφορικές καθιζήσεις να είναι σημαντικές.
 - Να υπάρχει επαρκής ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του συστήματος στην Ο.Κ.Α. ώστε οι διαφορές στις καθιζήσεις να μην επηρεάζουν τον σχεδιασμό.
- Επίπεδο 1: Η τάση επαφής μπορεί να καθοριστεί υπολογίζοντας τη σχετική δυσκαμψία της θεμελίωσης και του εδάφους και τις προκύπτουσες παραμορφώσεις ώστε αυτές να είναι σε αποδεκτά όρια. Για να ισχύει πρέπει η λειτουργικότητα της

ανωδομής να μην επηρεάζεται από την παραμόρφωση του εδάφους και το σύστημα να διαθέτει επαρκή πλαστιμότητα στην Ο.Κ.Α.

- Επίπεδο 2: Λαμβάνεται υπόψη επιρροή των εδαφικών παραμορφώσεων στην ανωδομή και η κατασκευή αναλύεται με την επιβαλλόμενη παραμόρφωση στη θεμελίωση για να καθοριστούν οι μεταβολές στα φορτία που θα εφαρμοστούν σε αυτήν. Στην περίπτωση μεγάλων μεταβολών (άνω του 10%) τότε πρέπει να γίνει ανάλυση επιπέδου 3.
- Επίπεδο 3: Πρόκειται για μια πλήρως διαδραστική διαδικασία που περιλαμβάνει την κατασκευή, τη θεμελίωση και το υποκείμενο έδαφος.

Η ανάλυση που γίνεται στον Ευρωκώδικα 8, στο Παράρτημα D για το αποτέλεσμα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη σεισμική απόκριση μιας ελαστικά εδραζόμενης κατασκευής, διαφέρει για σταθερά εδραζόμενη κατασκευή υποβαλλόμενη σε μια ίδια διέγερση ελεύθερου πεδίου για τους εξής λόγους:

- Η κίνηση της θεμελίωσης ελαστικά θεμελιωμένης κατασκευής διαφέρει από την κίνηση ελεύθερου πεδίου και μπορεί να περιλαμβάνει μια σημαντική συνιστώσα λυκνισμού (rocking component).
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ελαστικά θεμελιωμένης κατασκευής είναι μεγαλύτερη από εκείνη της αντίστοιχης σταθερά θεμελιωμένης.
- Οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές και οι ιδιομορφικοί συντελεστές συμμετοχής θα είναι διαφορετικοί.
- Η συνολική απόσβεση θα περιλαμβάνει τόσο την απόσβεση ακτινοβολίας όσο και εσωτερική απόσβεση στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίωσης επιπρόσθετα με την απόσβεση της ανωδομής.

Αν και τα αποτελέσματα της ΑΕΘΚ είναι ευεργετικά για τις περισσότερες κατασκευές επειδή μειώνουν τις καμπτικές ροπές και τις τέμνουσες δυνάμεις σε διάφορα μέλη της ανωδομής, η επίδρασή της μπορεί να είναι επιβαρυντική και πρέπει να υπολογίζονται για τις κατασκευές που αναφέρονται στο μέρος 5.6 και συγκεκριμένα:

- όταν τα φαινόμενα P-δ είναι σημαντικά,
- για μεγάλες ή βαθιές θεμελιώσεις (βάθρα γεφυρών, εξέδρες),
- για λυγερές και υψηλές κατασκευές (πύργοι, σιλό),
- για κατασκευές θεμελιωμένες σε πολύ μαλακά εδάφη με μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $v_{s,max} < 100$ m/s (τύπος εδάφους S1).

Στον Ευρωκώδικα 7 (European Committee for Standardization, 2006), που αναφέρεται στον γεωτεχνικό σχεδιασμό τεχνικών έργων, γίνεται αναφορά για τον υπολογισμό των γεωτεχνικών δράσεων στις κατασκευές, καθώς και για την εδαφική καταπόνηση από τις

κατασκευές. Δίνονται ακόμα όλες οι οδηγίες και οι κανόνες για τη διεξαγωγή του γεωτεχνικού μέρους μιας μελέτης, είτε αναλυτικά είτε και με αριθμητικές μεθόδους. Γενικότερα, δίνονται οι κανόνες για τις οριακές καταστάσεις αντοχής και λειτουργικότητας, χωρίς όμως να δίδεται ιδιαίτερη έμφαση στην αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής, όπως αναφέρονται στους Ευρωκώδικες 2 και 8. Βέβαια, στο κεφάλαιο 6 περί επιφανειακών θεμελιώσεων αναφέρεται στην ενότητα 3 ότι εφόσον η δυσκαμψία της κατασκευής είναι σημαντική, τότε θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής για τον ακριβέστερο καθορισμό των δράσεων και ότι οι σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται σε τέτοιες αναλύσεις πρέπει να είναι επαρκώς αντιπροσωπευτικές ώστε να δίνουν ένα ασφαλές αποτέλεσμα. Στο ίδιο κεφάλαιο, στην παράγραφο 8 αναφέρεται ότι η τάση κάτω από μια δύσκαμπτη θεμελίωση μπορεί να θεωρηθεί ως γραμμικώς κατανεμημένη, ενώ μια λεπτομερέστερη ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίτευξη οικονομικότερων σχεδιασμών. Τέλος, τονίζεται ότι η ανάλυση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής δεν έχει νόημα εκτός αν το επίπεδο λεπτομέρειας στο οποίο λαμβάνονται τα αποτελέσματα είναι απαραίτητο και υπάρχουν κατάλληλα δεδομένα διαθέσιμα, δηλαδή δίνεται βάρος στη διεξαγωγή επαρκών και αξιόπιστων γεωτεχνικών ερευνών.

4.9. Προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής

Η προσομοίωση μεμονωμένων επιφανειακών πεδίων μπορεί να γίνει με αρκετές μεθόδους, όπως είναι ενδεικτικά οι παρακάτω (El Ganainy & El Naggar, 2009):

- Η ασύζευκτη μέθοδος (uncoupled approach) κατά την οποία χρησιμοποιούνται ασύζευκτα κατακόρυφα και οριζόντια ελατήρια.
- Σχέσεις πλαστιμότητας μακροστοιχείων (plasticity-type macro-element formulations) με χρήση επιφανειών συνοχής-διαρροής.
- Οι μέθοδοι συνεχούς μέσου (continuum approach) όπως οι μέθοδοι των πεπερασμένων (FEM) και των συνοριακών στοιχείων (BEM).
- Η μέθοδος Winkler (Winkler approach) κατά την οποία χρησιμοποιούνται κατανεμημένα κατακόρυφα και οριζόντια ελατήρια.

Η ασύζευκτη μέθοδος μπορεί να προσομοιώσει τη φόρτιση-παραμόρφωση αλλά δεν μπορεί να υπολογίσει την καθίζηση. Από την άλλη πλευρά, η μέθοδος με μακροστοιχεία μπορεί να υπολογίσει ικανοποιητικά την απόκριση της θεμελίωσης γιατί λαμβάνει υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά και τη σύζευξη μεταξύ των αποκρίσεων προς όλες τις διευθύνσεις, όμως τα διαθέσιμα μοντέλα μακροστοιχείων βασίζονται σε συγκεκριμένες συνοριακές

επιφάνειες που μπορεί να μην είναι εφαρμόσιμες σε πλήθος προβλημάτων. Επίσης, οι μέθοδοι του συνεχούς μέσου αν και είναι οι πλέον ακριβείς, είναι αρκετά χρονοβόρες και έχουν μεγαλύτερες υπολογιστικές απαιτήσεις. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται στο ερευνητικό έργο του Boussinesq, που αναφέρθηκε ήδη στην ενότητα της ιστορικής αναδρομής της ΑΕΘΚ, με εφαρμογή της θεωρίας της ελαστικότητας στην ανάλυση του προβλήματος ενός ημι-άπειρου ομογενούς, ισότροπου και γραμμικώς ελαστικού στερεού υποβαλλόμενου σε μια συγκεντρωμένη δύναμη που δρα κάθετα στο επίπεδο του. Επίσης, παρέχουν περισσότερες πληροφορίες για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις στο έδαφος σε σύγκριση με άλλες μεθόδους και πλεονεκτούν σε απλότητα στις παραμέτρους εισαγωγής (μέτρο ελαστικότητας και λόγος του Poisson). Οι μέθοδοι συνεχούς μέσου, βασίζονται στη διακριτοποίηση του προβλήματος με επαρκή αριθμό στοιχείων συνδεδεμένων στους κόμβους τα οποία έχουν κατάλληλα επιλεγμένες συναρτήσεις μετατόπισης (τοπικό μητρώο δυσκαμψίας). Με γνωστό το τοπικό μητρώο δυσκαμψίας, μπορεί να προκύψει το γενικό μητρώο και από εκεί με γνωστά τα φορτία και τις συνοριακές συνθήκες, μπορούν να προκύψουν οι άγνωστοι στους κόμβους των στοιχείων. Μπορούν να προσομοιώσουν αρκετά ρεαλιστικά σύνθετες καταστάσεις, όπως ανελαστική συμπεριφορά τάσης-παραμόρφωσης, ανομοιογενή υλικά, γεωμετρικές αλλαγές, κ.α. Βέβαια, οι αριθμητικοί περιορισμοί μπορούν να οδηγήσουν σε ανακρίβειες και γι' αυτό απαιτείται προσοχή και εμπειρία στην εφαρμογή τους.

Η μέθοδος Winkler αποτελεί έναν συνδυασμό της ασύζευκτης μεθόδου και της μεθόδου των μακροστοιχείων. Μπορεί να προσομοιώσει τη σταδιακή ενεργοποίηση της πλαστικής ικανότητας και της προκύπτουσας καθίζησης, όμως η οριζόντια δράση είναι ασύζευκτη με την κατακόρυφη και τη στροφική. Πλήθος ερευνών έχουν δείξει ότι η μέθοδος μπορεί να παρέχει αξιόπιστες προβλέψεις της λυκνίζουσας απόκρισης (rocking response) διαφόρων κατασκευών. Η μέθοδος βασίζεται στη θεώρηση του εδαφικού μέσου ως ενός συστήματος όμοιων αλλά ανεξάρτητων μεταξύ τους γραμμικά ελαστικών ελατηρίων, κατανεμημένων σε μικρές αποστάσεις. Κύρια μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι η παραμόρφωση της θεμελίωσης λόγω φόρτισης περιορίζεται μόνο στις φορτιζόμενες περιοχές (δηλαδή σαν να μην υπάρχει συνεκτικός δεσμός μεταξύ των εδαφικών κόκκων) λόγω της ανεξαρτησίας των ελατηρίων μεταξύ τους, και ότι δεν μπορεί να ακολουθήσει τη διάχυση του φορτίου σε μια σταδιακά αυξανόμενη με το βάθος επιφάνεια επιρροής και επίσης ότι θεωρεί τη συμπεριφορά του εδάφους γραμμικά ελαστική (Rana & Dutta, 2002). Τα μειονεκτήματα αυτά έχουν εν μέρει ξεπεραστεί με τις διάφορες βελτιωμένες παραλλαγές της μεθόδου. Γενικά πάντως, η μέθοδος βασίζεται σε μια σχέση τάσης (p)-παραμόρφωσης (w) που σε οποιοδήποτε σημείο μπορεί να δοθεί πολύ απλά από τον νόμο του Hooke:

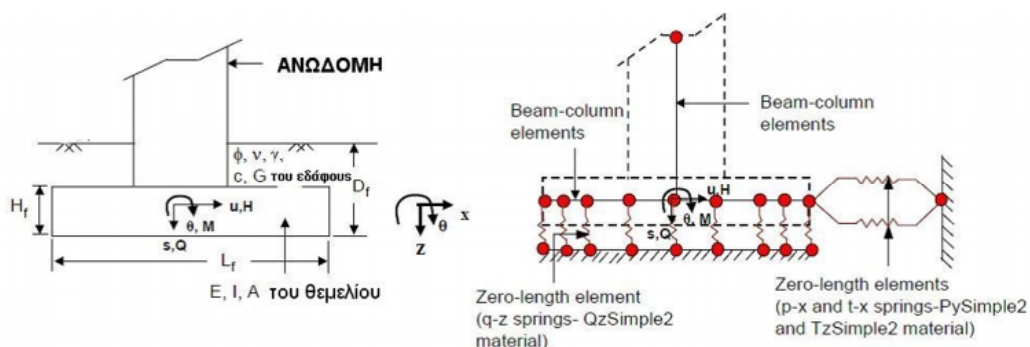
$$p = k \cdot w \quad (4.4)$$

όπου k είναι ο συντελεστής εδαφικής αντίδρασης (subgrade modulus).

Ο ακριβής προσδιορισμός της δυσκαμψίας των ελατηρίων που αναπαριστούν το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση είναι δύσκολος, αφού ο συντελεστής k εξαρτάται όχι μόνο από τη φύση του εδάφους, αλλά και από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης περιοχής. Αν δεν μπορεί να υπολογισθεί από δοκιμές (δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας, δοκιμή στερεοποίησης, τριαξονική δοκιμή, δοκιμή CBR), μπορούν να χρησιμοποιηθούν ενδεικτικές τιμές από πίνακες (Terzaghi, 1956). Τα μειονεκτήματα της μεθόδου Winkler που προαναφέρθηκαν οδήγησαν στην εξέλιξη της, όπως είναι η μέθοδος «δοκός επί ανελαστικής θεμελίωσης Winkler» (beam on a nonlinear Winkler foundation ή για συντομία BNWF) η οποία είναι δημοφιλής στους μηχανικούς για την προσομοίωση φαινομένων αλληλεπίδρασης. Μειονεκτεί όμως στο ότι απαιτεί έναν μεγάλο αριθμό ανελαστικών ελατηρίων για την ακριβή προσομοίωση της συμπεριφοράς της θεμελίωσης και της ακριβούς πρόβλεψης της κατακόρυφης και της λυκνίζουσας απόκρισής της.

4.10. Εφαρμογή της μεθόδου «δοκός επί ανελαστικής θεμελίωσης Winkler» στο OpenSees

Στο OpenSees είναι εφικτή η εφαρμογή της μεθόδου BNWF μέσω της εντολής ShallowFoundationGen η οποία αυτοματοποιεί τη δημιουργία των ελατηρίων απαιτώντας από τον χρήστη την εισαγωγή βασικών μόνο παραμέτρων που αφορούν τα χαρακτηριστικά του εδάφους και της θεμελίωσης. Βασικό μειονέκτημα είναι ότι προς το παρόν η εντολή μπορεί να εφαρμοστεί μόνο σε διδιάστατους φορείς, θεμελιωμένους με μεμονωμένα πέδιλα. Με τη διδιάστατοποίηση του εκάστοτε προβλήματος σε μια εξεταζόμενη διεύθυνση και τη χρήση της εντολής ShallowFoundationGen δημιουργείται αυτόματα ένας αριθμός μεταφορικών ελατηρίων σε κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση, προσομοιώνοντας κατ' αυτόν τον τρόπο τη δυσκαμψία και την αντοχή της θεμελίωσης όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.23 (Raychowdhury & Hutchinson, 2008).



Εικόνα 4.23: Το σύστημα ανωδομής-θεμελίωσης και το αντίστοιχο προσομοίωμα BNWF.

Τα ελατήρια συνδέονται με οριζόντια στοιχεία (beam-column elements) τα οποία δημιουργούνται αυτόματα με την εντολή και προσομοιώνουν το κάθε πέδιλο, οι παράμετροι των οποίων καθορίζονται από τον χρήστη (μήκος, πλάτος και ύψος πεδίλου, βάθος θεμελίωσης, μέτρο ελαστικότητας του υλικού και κλίση ως προς την κατακόρυφο του φορτίου που εφαρμόζεται στο πέδιλο). Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται στην εντολή `ShallowFoundationGen` έχουν επιλεγεί και επιβεβαιωθεί από πλήθος πειραμάτων. Οι περιορισμοί που υπάρχουν προς το παρόν είναι ότι χρησιμοποιούνται εδαφικά υλικά που είναι κατάλληλα μόνο για θεμελιώσεις που εδράζονται σε μη πορώδη εδαφικά υλικά, δεν δέχεται την ύπαρξη υποκειμένων στρωμάτων αλλά θεωρεί όλο το έδαφος μονοστρωματικό, και φυσικά αφορά μόνο επιφανειακές θεμελιώσεις, δηλαδή θεμελιώσεις με λόγο βάθους προς πλάτος μικρότερο της μονάδας. Επίσης, δεν μπορούν να προσομοιωθούν έκκεντρα πέδιλα.

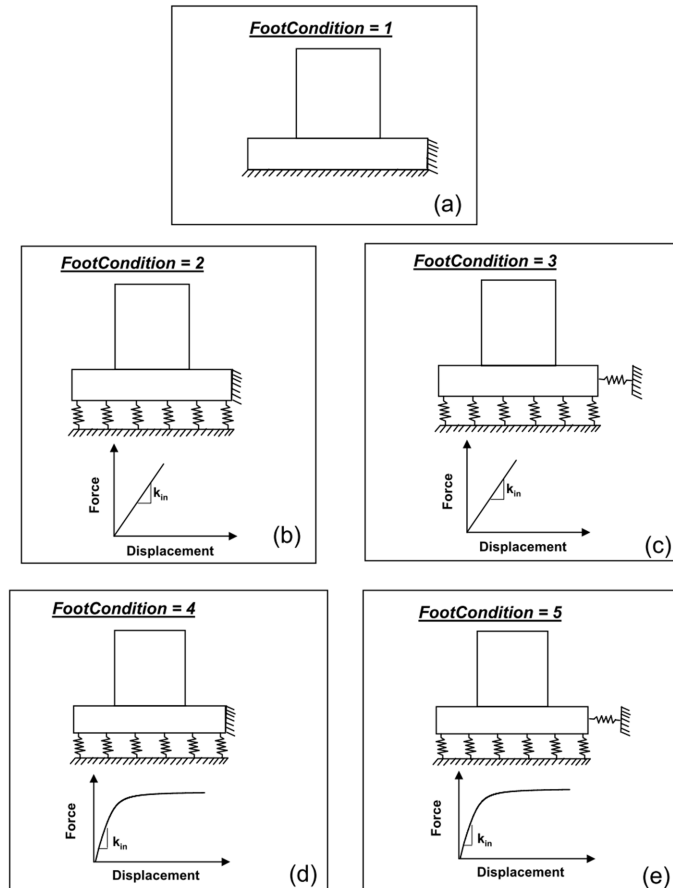
Η κατακόρυφη, οριζόντια και στροφική δυσκαμψία του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση εγκιβωτισμένων και βαθιών θεμελιώσεων σε σύγκριση με τις επιφανειακές. Η εντολή δέχεται τέσσερα ορίσματα:

ShallowFoundationGen <i>\$FoundationTag</i> <i>\$ConnectNode</i> <i>\$InputFileName</i> <i>\$FootingCondition</i>
--

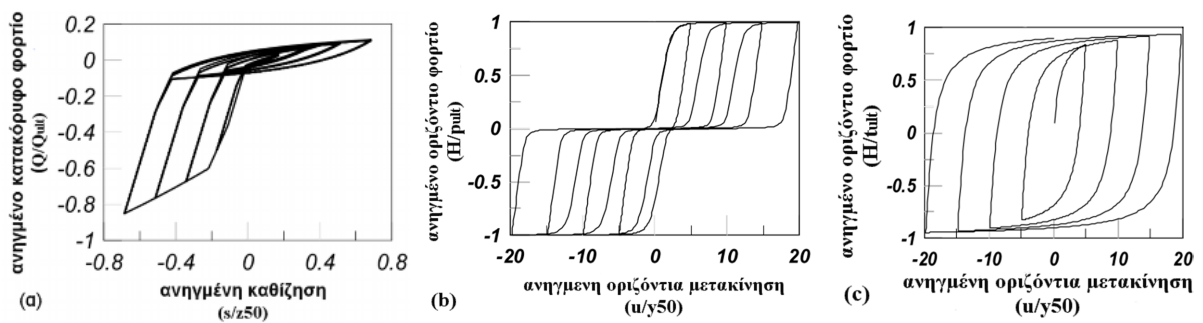
όπου:

- *\$FoundationTag* ο χαρακτηριστικός αριθμός του πεδίλου,
- *\$ConnectNode* ο κόμβος του υποστυλώματος στον οποίο συνδέεται το πέδιλο,
- *\$InputFileName* το αρχείο εισαγωγής με τα χαρακτηριστικά του εδάφους και τις ιδιότητες της θεμελίωσης που χρειάζονται για τον κánaβο ελατηρίων,
- *\$FootingCondition* οι πέντε επιλογές προσομοίωσης που παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.24.

Το τρίτο όρισμα της εντολής είναι εκείνο με το οποίο υπολογίζεται η αντοχή (φέρουσα ικανότητα) και η δυσκαμψία της θεμελίωσης. Το τέταρτο όρισμα αφορά πέντε επιλογές για τη θεμελίωση όπως παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.24 οι οποίες είναι: πάκτωση (σχήμα a) και γραμμική ή μη-γραμμική ελαστική έδραση με επιτρεπόμενη (σχήμα c και e αντίστοιχα) ή μη επιτρεπόμενη οριζόντια κίνηση (σχήμα b και d αντίστοιχα). Η διαφορά μεταξύ γραμμικής και μη-γραμμικής έδρασης έγκειται στα καταστατικά προσομοιώματα εδάφους που χρησιμοποιεί η δεύτερη, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν αρχικά για τη μελέτη πασάλων και με βελτίωση τους χρησιμοποιούνται πλέον και για επιφανειακές θεμελιώσεις. Στα διαγράμματα της Εικόνας 4.25 (Hutchinson, 2008) παρουσιάζονται τα τρία προσομοιώματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τα κατακόρυφα και οριζόντια μη-γραμμικά «εδαφικά» ελατήρια.



Εικόνα 4.24: Επιλογές της εντολής *ShallowFoundationGen* για την προσομοίωση της θεμελίωσης στο *OpenSees*.



Εικόνα 4.25: Καταστατικοί νόμοι για τα κατακόρυφα (a) και οριζόντια (b, c) μη-γραμμικά ελατήρια.

Σημειώνεται ότι τα μεγέθη των διαγραμμάτων της Εικόνας 4.25 παρουσιάζονται ανηγμένα ως προς:

a) την οριακή κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα (Q_{ult}) και την καθίζηση που αντιστοιχεί στο 50% αυτής (z_{50}),

b) την οριακή φέρουσα ικανότητα σε παθητική αντίσταση (p_{ult}) και την οριζόντια μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% αυτής (y_{50}), και

c) την οριακή φέρουσα ικανότητα σε ολίσθηση (t_{ult}) και την οριζόντια μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% αυτής (y_{50}).

Για τον υπολογισμό της οριακής φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιείται η εξίσωση του Terzaghi με τους συντελεστές βάθους, σχήματος και κλίσης του Meyerhof (καθορίζει τα κατακόρυφα ελατήρια με καταστατικό νόμο QzSimple2) με τη σχέση:

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4.5)$$

όπου:

- q_{ult} η οριακή φέρουσα ικανότητα ανά μονάδα επιφάνειας του πεδίου,
- c η συνοχή,
- γ το ειδικό βάρος του εδάφους,
- D_f το βάθος εγκιβωτισμού,
- B το πλάτος του πεδίου,
- N_c , N_q και N είναι συντελεστές φέρουσας ικανότητας,
- F_{cs} , F_{qs} και F_s είναι συντελεστές σχήματος,
- F_{cd} , F_{qd} και F_d είναι συντελεστές βάθους,
- F_{ci} , F_{qi} και F_i είναι συντελεστές κλίσης.

Επίσης, υπολογίζεται η οριακή οριζόντια φέρουσα ικανότητα λόγω παθητικής αντίστασης χρησιμοποιώντας γραμμική κατανομή πίεσης (καθορίζει το οριζόντιο ελατήριο με καταστατικό νόμο PySimple2) από την παρακάτω σχέση:

$$p_{ult} = 0.5\gamma K_p D_f^2 \quad (4.6)$$

όπου:

- p_{ult} η παθητική ώθηση γαιών ανά μονάδα μήκους του πεδίου,
- γ το ειδικό βάρος του εδάφους,
- D_f το βάθος εγκιβωτισμού,
- K_p ο συντελεστής παθητικής ώθησης γαιών.

Τέλος, υπολογίζεται η οριακή ικανότητα αντίστασης ολίσθησης με τη χρήση κατάλληλης σχέσης για διατμητική αντοχή της επιφάνειας εδάφους θεμελίωσης θεωρώντας μια γωνία τριβής μεταξύ εδάφους και βάσης πεδίου (καθορίζει το οριζόντιο ελατήριο με καταστατικό νόμο TzSimple2) με τη σχέση:

$$t_{ult} = W_g \tan \delta + A_b c \quad (4.7)$$

όπου:

- t_{ult} η αντίσταση τριβής ανά μονάδα επιφανείας του πεδύλου,
- W_g το βάρος επί του πεδύλου προερχόμενο από την ανωδομή,
- δ η γωνία τριβής μεταξύ πεδύλου-εδάφους (κυμαίνεται από 1/3 έως 2/3),
- A_b το εμβαδόν βάσης πεδύλου σε επαφή με το έδαφος ($=L \cdot B$),
- c η συνοχή του εδάφους.

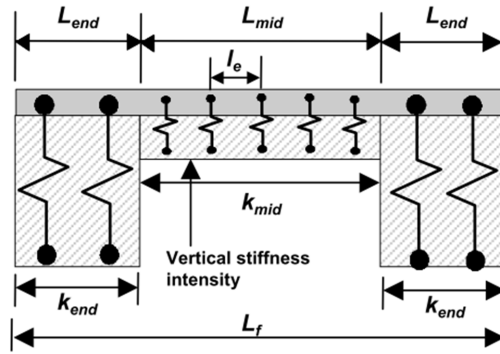
Για τη δυσκαμψία του πεδύλου (οριζόντια και κατακόρυφη) χρησιμοποιούνται οι σχέσεις του Γκαζέτα (Gazetas, 1991) που υιοθετούνται και από τον κανονισμό ATC-40 και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.20 (Raychowdhury & Hutchinson, 2008). Οι εξισώσεις αυτές εφαρμόζονται τόσο για επιφανειακά όσο και για εγκιβωτισμένα πέδιλα. Τα χρησιμοποιούμενα σύμβολα στον Πίνακα 4.20 έχουν την εξής έννοια:

- K_i είναι η ασύζευκτη συνολική επιφανειακή δυσκαμψία ενός άκαμπτου δίσκου σε ημι-άπειρο ομογενές ημι-χώρο
- e_i είναι ο σχετικός με την K_i συντελεστής εγκιβωτισμού
- L είναι το μήκος της θεμελίωσης
- B είναι το πλάτος της θεμελίωσης
- D_f είναι το βάθος εγκιβωτισμού
- H είναι το ύψος της θεμελίωσης
- G είναι το μέτρο διάτμησης
- ν είναι ο λόγος του Poisson

Ο καθορισμός της φέρουσας ικανότητας και δυσκαμψίας της θεμελίωσης μπορεί να γίνει με δύο τρόπους.

- Με έμμεσο τρόπο, εισάγοντας παραμέτρους του εδάφους (είδος εδάφους, συνοχή, γωνία τριβής, ειδικό βάρος, μέτρο διάτμησης, λόγος του Poisson, συντελεστής απόσβεσης ακτινοβολίας και εφελκυστική ικανότητα).
- Με άμεσο τρόπο, εισάγοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία (κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα, ικανότητα παθητικής αντίστασης, ικανότητα αντίστασης σε ολίσθηση, κατακόρυφη και οριζόντια δυσκαμψία της θεμελίωσης).

Χαρακτηριστικό της μεθόδου BNWF είναι ότι για την προσομοίωση της δυστρεψιάς της θεμελίωσης δεν χρησιμοποιούνται στροφικά ελατήρια, αλλά αντίθετα αυτή υπολογίζεται με βάση τη διαφορική κίνηση των κατακόρυφων ελατηρίων τα οποία έχουν διαφορετική κατανομή δυσκαμψίας στα άκρα και στο μέσον (k_{end} και k_{mid} αντίστοιχα), όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.26.



Εικόνα 4.26: Διακριτοποίηση του κανάβου του μοντέλου BNWF με τμήματα μεταβλητής δυσκαμψίας.

Με την εκτέλεση της εντολής δημιουργείται ένα αρχείο εξαγωγής tcl για κάθε πέδιλο, που περιγράφει πλήρως τη συγκεκριμένη θεμελίωση, το οποίο χρησιμοποιείται μαζί με τα υπόλοιπα αρχεία tcl που έχουν δημιουργηθεί για την προσομοίωση και την ανάλυση του φορέα.

Κεφάλαιο 5^ο

Διδιάστατη προσομοίωση και μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

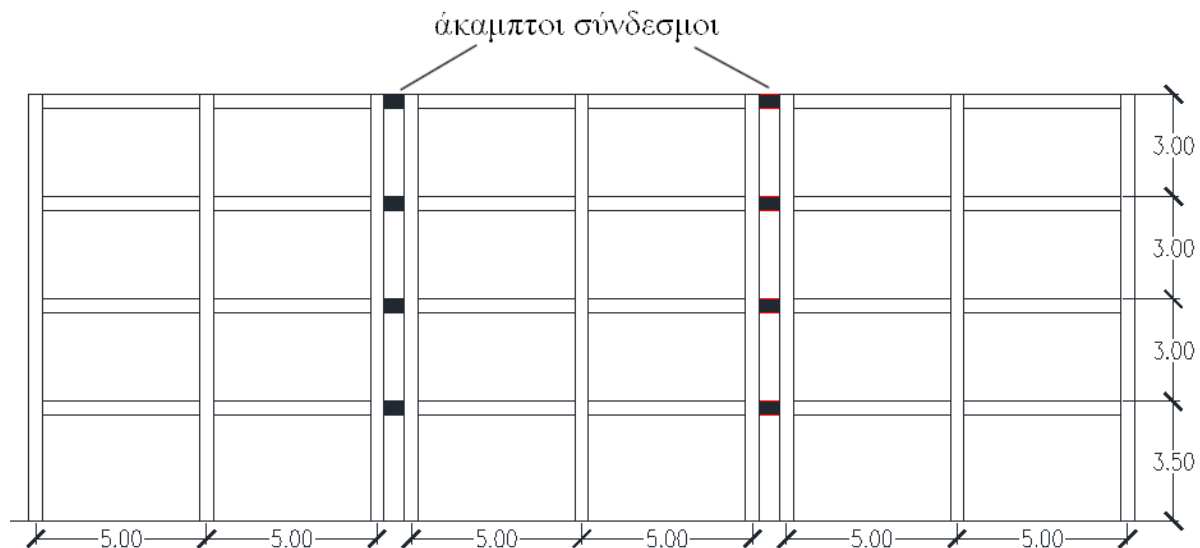
5.1. Εισαγωγή

Η μελέτη του τετραόροφου και του οκταόροφου κτιρίου στις δύο διαστάσεις έγινε με σκοπό να εξεταστεί με μικρό υπολογιστικό κόστος, αλλά και με μια γρήγορη και εποπτική διαδικασία, η επιρροή της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης στην απόκριση των προσομοιωμάτων. Η διδιαστατοποίηση των χωρικών πλαισίων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε η διαφραγματική λειτουργία των πλακών και η επίδραση της στην ανάλυση των φορέων να προσομοιωθεί με κατάλληλο τρόπο ώστε η απόκριση των διδιάστατων πλαισίων να μην απέχει σημαντικά από εκείνη των τριδιάστατων.

Για τον λόγο αυτό, έγινε μια διακριτοποίηση του χωρικού προσομοιώματος και προέκυψε ένα δυναμικό μοντέλο στο οποίο έγινε αρχικά μια ομοιόμορφη κατανομή των μαζών στα δομικά μέλη (μάζα ανά μονάδα μήκους), αλλά εξαιτίας προβλημάτων στην ανάλυση τελικά μια συγκέντρωση των μαζών στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, σε σύγκριση με τη συγκέντρωση των μαζών στο κέντρο του διαφράγματος κάθε ορόφου του χωρικού προσομοιώματος. Επειδή στα διδιάστατα προσομοιώματα εφαρμόζονται μόνο οριζόντιες φορτίσεις, αυτό έχει σαν αποτέλεσμα οι κατακόρυφες αδρανειακές δυνάμεις (λόγω κατακόρυφων ταλαντώσεων) να είναι πρακτικά μηδενικές, οπότε η παραδοχή της συγκέντρωσης των μαζών στους ακραίους κόμβους των υποστυλωμάτων και όχι και σε ενδιάμεσους κόμβους των ζυγωμάτων είναι λογική. Διαπιστώθηκε ότι με την ομοιόμορφη

κατανομή οι ιδιοπερίοδοι των χωρικών και των επίπεδων προσομοιωμάτων παρουσιάζουν ελάχιστη απόκλιση μεταξύ τους. Επιπλέον, οι ροπές αδράνειας των μαζών J_m μπορούν να θεωρηθούν μηδενικές αφού οι κατανεμημένες αδρανειακές ροπές ($J_m \theta$) στα ζυγώματα είναι πολύ μικρές λόγω στροφής των διατομών και συνήθως αλληλοαναιρούνται σε ολόκληρο το ζυγώμα (Αναστασιάδης, 2001).

Για τη διδιάστατοποίηση ακολουθήθηκε η συνήθης διαδικασία της «αποσύνθεσης» των τριδιάστατων προσομοιωμάτων σε επίπεδα πλαίσια (τρία για το τετραόροφο και τέσσερα για το οκταόροφο κτίριο) τα οποία είναι ενωμένα διαδοχικά μεταξύ τους στους κόμβους κάθε ορόφου με άκαμπτους συνδέσμους (για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών) οι οποίοι επιβάλλουν κοινές οριζόντιες μετακινήσεις σε όλους τους στύλους (τόσο στην κεφαλή όσο και στον πόδα τους), όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.1 για το τετραόροφο κτίριο.



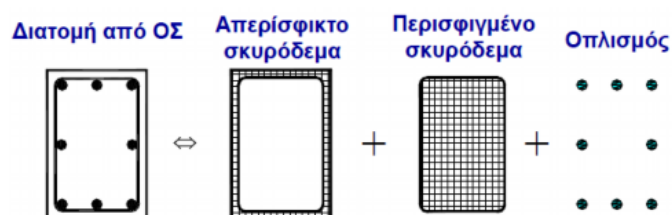
Εικόνα 5.1: Αποψη των τριών επίπεδων πλαισίων που αποτελούν το τετραόροφο 2Δ.

Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών έγινε με στοιχεία δικτυώματος (truss elements) με πολύ μεγάλη αξονική δυστένεια ($E \cdot A$), ούτως ώστε οι αξονική τους παραμόρφωση να είναι μηδενική. Τα στοιχεία αυτά δεν επηρεάζουν τους στρεπτικούς βαθμούς ελευθερίας γιατί «επιβάλλουν» μόνο κοινές οριζόντιες μετακινήσεις στα πλαίσια τα οποία συνδέουν. Ανάλογο αποτέλεσμα θα είχε και η χρησιμοποίηση ελαστικών στοιχείων (elastic BeamColumn elements) με εξίσου υψηλή δυστένεια. Γενικά, οι διαφοροποιήσεις που εντοπίζονται στον διδιάστατο φορέα σε σχέση με τον τριδιάστατο είναι οι παρακάτω:

- Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών προσομοιώθηκε με συνδέσμους (truss elements) πολύ μεγάλης δυστένειας, αντί για ελαστικά μέλη (elasticBeamColumn

elements) με άπειρη δυστένια (μεγάλο εμβαδόν) και δυσκαμψία (μεγάλη ροπή αδράνειας) που συνδέουν το κέντρο μάζας του ορόφου με τους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων.

- Τα δομικά στοιχεία προσομοιώθηκαν με στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας (forceBeamColumn elements), αντί για στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας (συνδυασμός elasticBeamColumn-zeroLength elements). Η προσέγγιση με τη χρήση των forceBeamColumn elements αντί των dispBeamColumn elements κρίθηκε καλύτερη από άποψη ακρίβειας αποτελεσμάτων για την εξεταζόμενη περίπτωση γιατί επιπλέον επιτρέπει μέσω της χρήσης κατάλληλων καταγραφών (records) να γίνει παρακολούθηση περισσότερων παραμέτρων, όπως είναι τα φορτία διατομής, οι πλαστικές παραμορφώσεις, καμπυλότητες, βασικές παραμορφώσεις, κ.α. Επιλέχθηκαν πέντε σημεία ολοκλήρωσης κατά μήκος κάθε στοιχείου ως ο βέλτιστος συνδυασμός ακρίβειας και υπολογιστικού κόστους. Δοκιμές με οκτώ σημεία ολοκλήρωσης, έδωσαν ελαφρώς αυξημένες τιμές ιδιοπεριόδων.
- Οι μάζες αρχικά για μια ρεαλιστικότερη προσέγγιση κατανεμήθηκαν γραμμικά και ομοιόμορφα στις δοκούς και τους στύλους (αφού αυτό είναι εφικτό ως όρισμα των forceBeamColumn elements), αντί για το κέντρο βάρους της κάτοψης στον χωρικό φορέα. Στη συνέχεια όμως, εξαιτίας προβλημάτων στις δυναμικές αναλύσεις κρίθηκε σκόπιμο να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στους κόμβους των δομικών στοιχείων κάθε ορόφου.
- Οι διατομές των στοιχείων προσομοιώθηκαν διακριτοποιημένες με ίνες (fiber sections), αντί για απλές ελαστικές διατομές (στοιχεία εισαγωγής A, E, G, J, I_y, I_z μη συγκεκριμένης γεωμετρίας). Αναλυτικότερα, οι διατομές των δομικών στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδιες σε διαστάσεις και οπλισμό με εκείνες του χωρικού φορέα μόνο που στην περίπτωση αυτή είναι διακριτοποιημένες σε τρεις ομάδες ινών (με τρεις διαφορετικούς καταστατικούς νόμους) όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.2.



Εικόνα 5.2: Ανάλυση της διατομής.

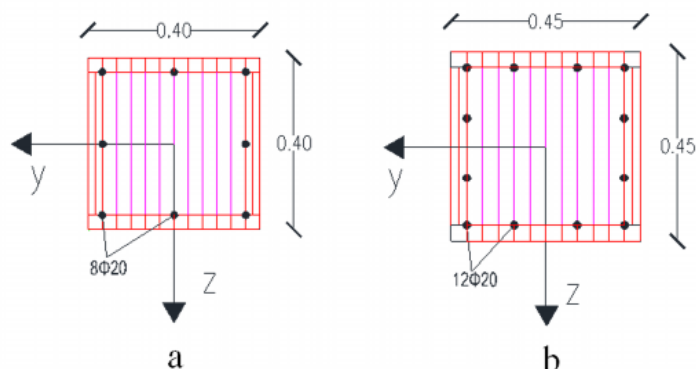
Ειδικότερα, οι τρεις ομάδες ινών είναι:

- για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα που βρίσκεται στον εξωτερικό φλοιό των στοιχείων σε πάχος ίσο με την επικάλυψη (δηλαδή πέντε εκατοστά),
- για το περισφιγμένο σκυρόδεμα που βρίσκεται στον πυρήνα των στοιχείων που περιβάλλεται από τους εγκάρσιους οπλισμούς, και
- για τον χάλυβα οπλισμού των διαμήκων οπλισμών.

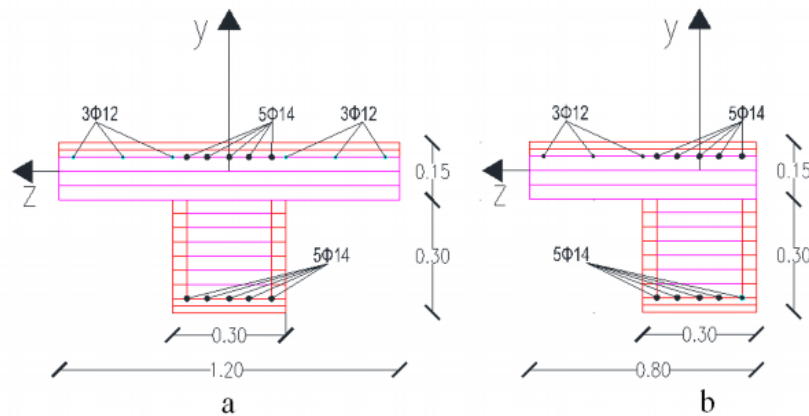
Ο αριθμός των ινών δεν ήταν ιδιαίτερα μεγάλος, όπως φαίνεται και στις Εικόνες 5.3 και 5.4 για το τετραόροφο, καθώς και 5.8 και 5.9 για το οκταόροφο κτίριο αντίστοιχα, αλλά καθορίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά των διατομών. Επειδή όπως αποδείχθηκε από δοκιμές με χρήση διατομών με μεγαλύτερη διακριτοποίηση, ανακύπτουν προβλήματα αδυναμίας σύγκλισης, επιλέχθηκε μια λιγότερο έντονη διακριτοποίηση των διατομών. Τέλος, και για τα δύο προσομοιώματα τα οποία στο εξής θα καλούνται «τετραόροφο 2Δ» και «οκταόροφο 2Δ», εξετάστηκαν για λόγους συμμετρίας μόνο τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση X.

5.2. Τετραόροφο 2Δ

Με τη διδιαστατοποίηση του τετραόροφου χωρικού φορέα προέκυψαν τρία επίπεδα πλαίσια (συνδεδεμένα σε σειρά σε κάθε στάθμη ορόφου με άκαμπτους συνδέσμους) όπως φαίνονται στην Εικόνα 5.1. Τα δύο ακραία πλαίσια αναπαριστούν τα ακραία εξωτερικά πλαίσια του χωρικού φορέα, ενώ το μεσαίο αντιπροσωπεύει το εσωτερικό πλαίσιο. Οι χρησιμοποιηθείσες διατομές των στύλων και των δοκών παρουσιάζονται στις Εικόνες 5.3 και 5.4. Στην περίπτωση των δοκών οι οποίες προσομοιώθηκαν με τη μορφή πλακοδοκών, συμπεριλήφθηκε και μέρος του άνω οπλισμού της πλάκας ($\Phi 12/15$) στη διακριτοποίηση των διατομών τους για λόγους ρεαλιστικότερης προσομοίωσης.



Εικόνα 5.3: Διακριτοποιημένη διατομή (a) των περιμετρικών και (b) των εσωτερικών στύλων.

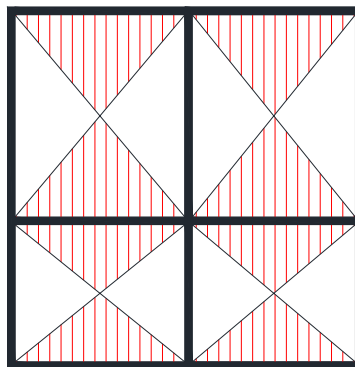


Εικόνα 5.4: Διακριτοποιημένη διατομή (a) των αμφίπλευρων πλακοδοκών (εσωτερικά πλαίσια) και (b) των μονόπλευρων (εξωτερικά πλαίσια).

Σημειώνεται ότι δεν έγινε προσομοίωση των εγκάρσιων οπλισμών διάτμησης εφόσον προσομοιώθηκε το περισφιγμένο και το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα, δηλαδή το αποτέλεσμα τους στη διατομή. Τέλος, δεν έγινε πολύ πυκνή διακριτοποίηση αφού όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, δεν θα ωφελούσε ιδιαίτερα από άποψη ακρίβειας, ενώ αντιθέτως θα επιβάρυνε το υπολογιστικό κόστος.

5.2.1. Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία υπολογίστηκαν ήδη με βάση τον συνδυασμό $G=g+0.6q$ όπου g είναι το ίδιο βάρος των δομικών μελών και ένα μόνιμο φορτίο επικαλύψεων ($=2\text{kN/m}^2$) και q είναι το κινητό φορτίο ($=2\text{kN/m}^2$). Τα φορτία είναι τα ίδια με εκείνα του τριδιάστατου τετραόροφου κτιρίου και κατανέμονται με τον ίδιο τρόπο (δηλαδή με τριγωνική κατανομή), όμως στην προσομοίωση λαμβάνονται υπόψη μόνο οι δοκοί στη μία διεύθυνση, στην αναλογία που τους αντιστοιχεί. Οπότε, το φορτίο κατανέμεται στις δοκούς σε κάθε όροφο θεωρώντας τριγωνική κατανομή από τις πλάκες σε αυτές όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.5.

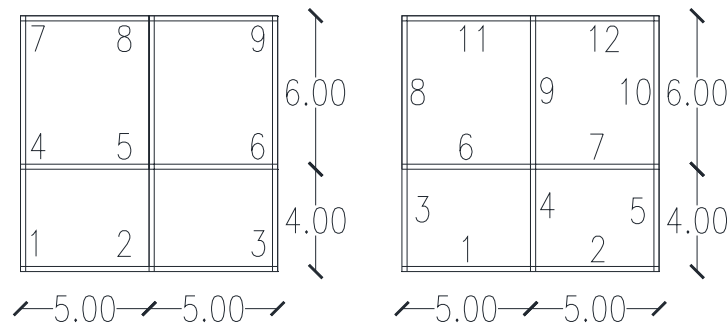


Εικόνα 5.5: Κατανομή των φορτίων στις δοκούς (επιφάνειες επιρροής με κόκκινο χρώμα).

Ως κατακόρυφο φορτίο για τους στύλους εφαρμόστηκε στην κεφαλή τους μόνο το ίδιο βάρος τους, (αφού τα λοιπά φορτία εφαρμόστηκαν ως φόρτιση στις δοκούς) και είναι το ίδιο με εκείνο του τριδιάστατου φορέα. Αναλυτικά, το ίδιο βάρος των στύλων υπολογίζεται ως εξής:

- $G_{c1}=0.4m \cdot 0.4m \cdot 0.5 \cdot (3.5+3)m \cdot 25kN/m^3=13kN$ για τους στύλους του ισογείου που έχουν ύψος 3.5m, (16.5kN για τον εσωτερικό στύλο με διαστάσεις 45x45),
- $G_{c2}=0.4m \cdot 0.4m \cdot 3m \cdot 25kN/m^3=12kN$ για τους στύλους του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου που έχουν ύψος 3m, (15.2kN για τον εσωτερικό στύλο με διαστάσεις 45x45),
- $G_{c3}=0.4m \cdot 0.4m \cdot 0.5 \cdot 3m \cdot 25kN/m^3=6kN$ για τους στύλους του 4^{ου} ορόφου που έχουν ύψος 3m, (7.6kN για τον εσωτερικό στύλο με διαστάσεις 45x45).

Τα φορτία κάθε δοκού και στύλου παρουσιάζονται στους Πίνακες 5.1 και 5.2 αντίστοιχα, με βάση την ίδια αρίθμηση με εκείνη για τον τριδιάστατο φορέα, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.6.



Εικόνα 5.6: Αρίθμηση δοκών και στύλων κάθε ορόφου.

α/α δοκού	Φορτίο δοκών (σε kN/m) ανά όροφο			
	1	2	3	4
1	9.36	9.36	9.36	9.64
2	9.36	9.36	9.36	9.64
6	15.49	15.49	15.49	16.09
7	15.49	15.49	15.49	16.09
11	12.00	12.00	12.00	12.41
12	12.00	12.00	12.00	12.41

Πίνακας 5.1: Φορτία των δοκών σε κάθε όροφο.

α/α στύλου	Φορτίο στύλων (σε kN) ανά όροφο			
	1	2	3	4
1	13.00	12.00	12.00	6.00
2	13.00	12.00	12.00	6.00
3	13.00	12.00	12.00	6.00
4	16.50	15.20	15.20	7.60
5	13.00	12.00	12.00	6.00
6	13.00	12.00	12.00	6.00
7	13.00	12.00	12.00	6.00
8	13.00	12.00	12.00	6.00
9	13.00	12.00	12.00	6.00

Πίνακας 5.2: Φορτία των υποστυλωμάτων σε κάθε όροφο.

5.2.2. Μάζα

Η μάζα αρχικά θεωρήθηκε ομοιόμορφα κατανεμημένη στις δοκούς και τους στύλους ανά μονάδα μήκους τους, με τη μάζα που αντιστοιχεί στους στύλους να οφείλεται μόνο στο ίδιο βάρος τους, ενώ τη μάζα που αντιστοιχεί στις δοκούς να οφείλεται στο ίδιο βάρος τους, το βάρος της πλάκας και της επικάλυψης και επίσης της μάζας που προκύπτει από το 60% των κινητών φορτίων. Υπολογίστηκε στο κεφάλαιο 3 ότι η συνολική μάζα που κατανέμεται στις δοκούς κάθε ορόφου είναι 87t για το ισόγειο, 86t για τον δεύτερο και τρίτο όροφο και 83t για τον τέταρτο όροφο. Η μάζα θεωρείται ότι κατανέμεται από τις πλάκες στις δοκούς με τριγωνική κατανομή ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής κάθε δοκού και μόνο στις δοκούς της εξεταζόμενης διεύθυνσης. Αναλυτικότερα:

- Για τους εξωτερικούς στύλους όλων των ορόφων:

$$m = \frac{0.4m \cdot 0.4m \cdot 25kN/m^3}{9.81m/s^2} = 0.41t/m$$

- Για τους εσωτερικούς στύλους όλων των ορόφων:

$$m = \frac{0.45m \cdot 0.45m \cdot 25kN/m^3}{9.81m/s^2} = 0.52t/m$$

- Για τις εξωτερικές δοκούς του πρώτου ορόφου:

$$m = \frac{87t}{5m} \cdot \frac{5m^2}{10m \cdot 10m} = 0.87t/m \text{ και } m = \frac{87t}{5m} \cdot \frac{7.5m^2}{10m \cdot 10m} = 1.31t/m,$$

- Για τις εξωτερικές δοκούς του δεύτερου και τρίτου ορόφου:

$$m = \frac{86t}{5m} \cdot \frac{5m^2}{10m \cdot 10m} = 0.86t/m \text{ και } m = \frac{86t}{5m} \cdot \frac{7.5m^2}{10m \cdot 10m} = 1.29t/m,$$

- Για τις εξωτερικές δοκούς του τέταρτου ορόφου:

$$m = \frac{83t}{5m} \cdot \frac{5m^2}{10m \cdot 10m} = 0.83t/m \text{ και } m = \frac{83tn}{5m} \cdot \frac{7.5m^2}{10m \cdot 10m} = 1.25t/m$$

– Για τις εσωτερικές δοκούς του πρώτου ορόφου:

$$m = \frac{87t}{5m} \cdot \frac{12.5m^2}{10m \cdot 10m} = 2.18t/m,$$

– Για τις εσωτερικές δοκούς του δευτέρου και τρίτου ορόφου:

$$m = \frac{86t}{5m} \cdot \frac{12.5m^2}{10m \cdot 10m} = 2.15t/m,$$

– Για τις εσωτερικές δοκούς του τέταρτου ορόφου:

$$m = \frac{83t}{5m} \cdot \frac{12.5m^2}{10m \cdot 10m} = 2.08t/m,$$

Η συνολική μάζα του φορέα προκύπτει ίση με:

$$m_{tot} = (8 \cdot 0.41 + 0.52) \cdot 12.5 + 2 \cdot [(0.87 + 1.31 + 2.18) + 2 \cdot (0.86 + 1.29 + 2.15) + (0.83 + 1.25 + 2.08)] \cdot 5 = (47.5 + 171.2)t \Rightarrow m_{tot} = \mathbf{218.7t}$$

Η μάζα κάθε ορόφου είναι:

$$m_1 = (8 \cdot 0.41 + 0.52) \cdot \frac{(3.5 + 3)}{2} + (0.87 \cdot 10 + 1.31 \cdot 10 + 2.18 \cdot 10) = (12.35 + 43.6)t \Rightarrow m_1 = \mathbf{55.95t}$$

$$m_{2,3} = (8 \cdot 0.41 + 0.52) \cdot \frac{(3 + 3)}{2} + (0.86 \cdot 10 + 1.29 \cdot 10 + 2.15 \cdot 10) = (11.4 + 43.0)t \Rightarrow m_{2,3} = \mathbf{54.4t}$$

$$m_4 = (8 \cdot 0.41 + 0.52) \cdot \frac{(3 + 0)}{2} + (0.83 \cdot 10 + 1.25 \cdot 10 + 2.08 \cdot 10) = (5.7 + 41.6)t \Rightarrow m_4 = \mathbf{47.3t}$$

Επειδή παρουσιάστηκαν προβλήματα κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα με τη χρήση κατανεμημένων μαζών στα δομικά μέλη, προτιμήθηκε τελικά να γίνει χρήση συγκεντρωμένων μαζών στους κόμβους δοκών-στύλων. Θεωρήθηκε ότι κάθε κόμβος έχει μάζα ίση με το ήμισυ της μάζας των δομικών μελών που συνδέονται σε αυτόν. Για παράδειγμα ο κόμβος 10 ο οποίος αποτελεί την κεφαλή του στύλου ισογείου, τον πόδα του στύλου του 1^{ου} ορόφου και το αριστερό άκρο της δοκού που συνδέει τους κόμβους 10 και 11, έχει μάζα ίση με το μισό του αθροίσματος των μαζών των τριών αυτών μελών. Με βάση τα παραπάνω, υπολογίστηκαν οι επικόμβιες μάζες οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.3.

Σημειώνεται ότι η συνολική αρίθμηση των κόμβων ακολουθεί την Εικόνα 5.6. Για παράδειγμα, οι κόμβοι 10, 19, 28 και 37 έχουν τις ίδιες οριζόντιες συντεταγμένες με τον κόμβο 1 της Εικόνας 5.6. κ.ο.κ.

α/α ορόφου	α/α κόμβου	Συγκεντρωμένη μάζα (t)
1 ^{ος}	10	3.51
	11	5.68
	12	3.51
	13	7.14
	14	12.59
	15	7.14
	16	4.61
	17	7.88
	18	4.61
2 ^{ος}	19	3.38
	20	5.53
	21	3.38
	22	6.94
	23	12.31
	24	6.94
	25	4.46
	26	7.68
	27	4.46
3 ^{ος}	28	3.38
	29	5.53
	30	3.38
	31	6.94
	32	12.31
	33	6.94
	34	4.46
	35	7.68
	36	4.46
4 ^{ος}	37	2.69
	38	4.77
	39	2.69
	40	5.98
	41	11.18
	42	5.98
	43	3.74
	44	6.87
	45	3.74

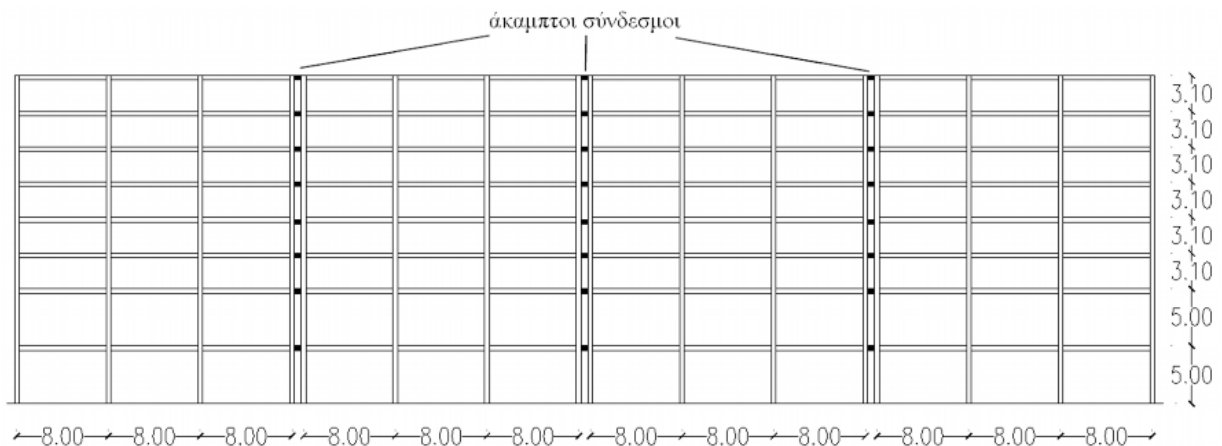
Πίνακας 5.3: Επικόμβιες μάζες του τετραόροφου 2Δ.

5.2.3. Δυσκαμψία

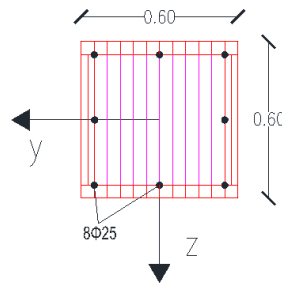
Με ανάλογο τρόπο όπως με τα τριδιάστατα προσομοιώματα, συμπεριλήφθηκε στην ανάλυση η συνεισφορά ενός τμήματος της πλάκας εκατέρωθεν της δοκού στην αντοχή αλλά κυρίως στη δυσκαμψία των δοκών. Το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) για κάθε πλακοδοκό (μορφής T ή Γ) υπολογίστηκε με βάση τον EC2 (βάσει του μήκους των δοκών και της μεταξύ τους απόστασης). Συγκεκριμένα, συνυπολογίστηκε η συνεισφορά των πλακών στη δυσκαμψία και την αντοχή τους σε πλάτος $b_{\text{eff},i}=0.5\text{m}$ εκατέρωθεν της δοκού, καταλήγοντας σε πλακοδοκούς μορφής T με συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff},T}=0.3+2\cdot 0.5=1.3\text{m}$ (για τα εσωτερικά πλαίσια) και σε πλακοδοκούς μορφής Γ με συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff},\Gamma}=0.3+0.5=0.8\text{m}$ (για τα εξωτερικά πλαίσια). Τα τρία πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτους συνδέσμους που προσομοιάζουν τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών όπως προαναφέρθηκε στην εισαγωγή του κεφαλαίου.

5.3. Οκταόροφο 2Δ

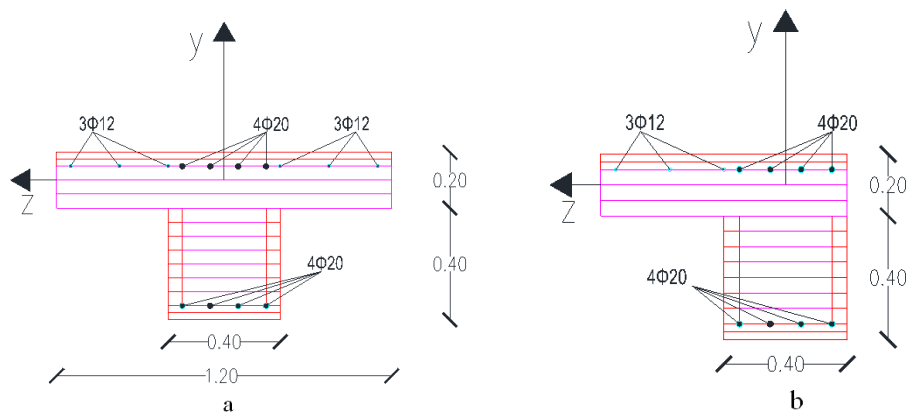
Με τη διαστατοποίηση του οκταόροφου τριδιάστατου φορέα προέκυψαν τέσσερα επίπεδα πλαίσια (συνδεδεμένα σε σειρά σε κάθε στάθμη ορόφου με άκαμπτους συνδέσμους), όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.7. Τα δύο ακραία πλαίσια αντιπροσωπεύουν τα ακραία εξωτερικά πλαίσια του χωρικού φορέα, ενώ τα δύο μεσαία τα εσωτερικά πλαίσια, αντίστοιχα. Για τις διατομές των δομικών στοιχείων ισχύουν όσα αναφέρθηκαν και για το τετραόροφο 2Δ για τη διακριτοποίησή τους, και παρουσιάζονται στις Εικόνες 5.8 και 5.9.



Εικόνα 5.7: Άποψη των τεσσάρων επίπεδων πλαισίων που αποτελούν το οκταόροφο 2Δ.



Εικόνα 5.8: Διακριτοποιημένη διατομή των στύλων.

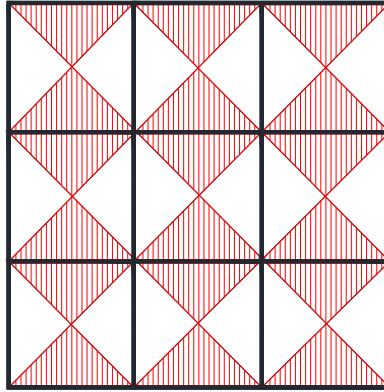


Εικόνα 5.9: Διακριτοποιημένη διατομή (a) των αμφίπλευρων (εσωτερικά πλαίσια) και (b) των μονόπλευρων πλακοδοκών (εξωτερικά πλαίσια).

5.3.1. Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία υπολογίστηκαν ήδη με βάση τον συνδυασμό $G=g+0.6q$, όπου g είναι το ίδιο βάρος των δομικών μελών και q είναι το κινητό φορτίο ($=2\text{kN/m}^2$). Τα φορτία είναι τα ίδια με εκείνα του τετραόροφου 2Δ και κατανέμονται με τον ίδιο τρόπο, όμως περιλαμβάνονται μόνο οι δοκοί στην διεύθυνση X, στην αναλογία που τους αντιστοιχεί.

Για τις δοκούς, βρέθηκε ότι το φορτίο που κατανέμεται σε κάθε όροφο θεωρώντας τριγωνική κατανομή από την πλάκα σε αυτές, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.10, είναι $G_b = 4339.2\text{kN}$ και για όλους τους ορόφους είναι $G_{b,\text{tot}}=34713.6\text{kN}$. Η επιφάνεια επιρροής των εξωτερικών δοκών είναι 16m^2 ενώ για τις εσωτερικές είναι 32m^2 , αντίστοιχα. Συνεπώς, οι εξωτερικές δοκοί φορτίζονται και στην περίπτωση αυτή με $4339.2 \cdot \frac{16}{24 \cdot 24} = 120.5\text{kN}$ και μετατρέποντας την τριγωνική φόρτιση σε ομοιόμορφη προκύπτει φορτίο ίσο με $\frac{120.5}{8} = 15.07\text{kN/m}$. Το φορτίο που μεταβιβάζεται στις εσωτερικές δοκούς λόγω διπλάσιας επιφάνειας επιρροής θα είναι 30.14kN/m .



Εικόνα 5.10: Κατανομή των φορτίων στις δοκούς (επιφάνειες επιρροής).

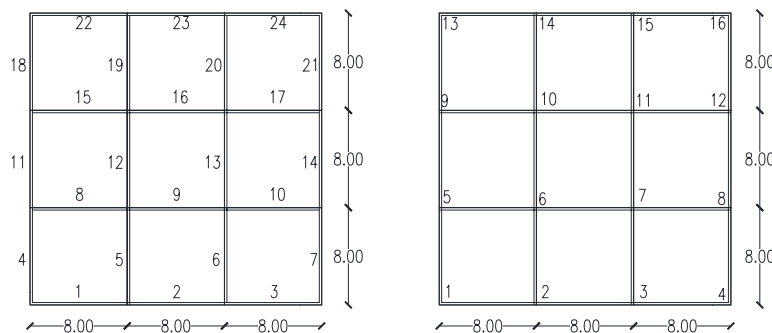
Για τους στύλους, ως κατακόρυφο φορτίο εφαρμόστηκε στην κεφαλή τους μόνο το ίδιο βάρος τους (αφού τα λοιπά φορτία εφαρμόστηκαν ως φόρτιση στις δοκούς) και είναι το ίδιο με εκείνο του τριδιάστατου φορέα. Το ίδιο βάρος των στύλων έχει υπολογιστεί ως εξής:

- $G_{c1}=0.6\text{m}\cdot 0.6\text{m}\cdot 4.7\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 42.3\text{kN}$ για τους στύλους του πρώτου ορόφου
- $G_{c2}=0.6\text{m}\cdot 0.6\text{m}\cdot 5\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 45\text{kN}$ για τους στύλους του πρώτου ορόφου και
- $G_{c3,4,5,6,7,8}=0.6\text{m}\cdot 0.6\text{m}\cdot 3.1\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3 = 27.9\text{kN}$ για τους στύλους των υπολοίπων ορόφων

Συνολικά δηλαδή:

- για τους στύλους του 1^{ου} ορόφου $G_{c1} = 676.8\text{kN}$,
- για τους στύλους του 2^{ου} ορόφου $G_{c2} = 720\text{kN}$,
- για τους στύλους των επόμενων ορόφων $G_{c3,4,5,6,7,8} = 446.4\text{kN}$, και
- συνολικά για τους στύλους όλων των ορόφων $G_c = 4075.2\text{kN}$.

Τα φορτία κάθε δοκού και στύλου παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.5 και στον Πίνακα 5.6, αντίστοιχα, με βάση την ίδια αρίθμηση με εκείνη για τον τριδιάστατο φορέα, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.11.



Εικόνα 5.11: Αρίθμηση δοκών και στύλων κάθε ορόφου.

α/α δοκού	Κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο δοκών (σε kN/m) ανά όροφο							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
2	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
3	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
8	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
9	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
10	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
15	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
16	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
17	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13	30.13
22	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
23	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07
24	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07	15.07

Πίνακας 5.5: Φορτία των δοκών σε κάθε όροφο.

α/α στήλου	Συγκεντρωμένο κατακόρυφο φορτίο στύλων (σε kN) ανά όροφο							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
2	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
3	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
4	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
5	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
6	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
7	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
8	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
9	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
10	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
11	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
12	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
13	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
14	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
15	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90
16	42.30	45.00	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90	27.90

Πίνακας 5.6: Φορτία των στύλων σε κάθε όροφο.

5.3.2. Μάζα

Η μάζα θεωρήθηκε αρχικώς ομοιόμορφα κατανεμημένη στις δοκούς και τους στύλους ανά μονάδα μήκους τους, με τη μάζα που αντιστοιχεί στους στύλους να οφείλεται μόνο στο ίδιο βάρος τους, ενώ τη μάζα που αντιστοιχεί στις δοκούς να προέρχεται από το ίδιο βάρος τους το βάρος των πλακών και της μάζας που προκύπτει από το 60% των κινητών φορτίων (2kN/m^2) και έχει υπολογιστεί από το κεφάλαιο 3 ότι η συνολική μάζα που κατανέμεται στις δοκούς κάθε ορόφου είναι 442.3t . Τόσο η μάζα, όσο και τα φορτία θεωρούνται ότι κατανέμονται από τις πλάκες στις δοκούς με τριγωνική κατανομή και επιφάνεια επιρροής 16m^2 για τις εξωτερικές δοκούς και 32m^2 (μόνο στις δοκούς της εξεταζόμενης διεύθυνσης) κατά το σχήμα της Εικόνας 5.10. Αναλυτικότερα:

- για τους στύλους: $m_c = \frac{0.6\text{m} \cdot 0.6\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3}{9.81\text{m/s}^2} = 0.92\text{t/m}$
- για τις εξωτερικές δοκούς: $m_{b,e} = \frac{442.32\text{t}}{8\text{m}} \cdot \frac{16\text{m}^2}{24\text{m} \cdot 24\text{m}} = 1.54\text{t/m}$
- για τις εσωτερικές δοκούς $m_{b,i} = \frac{442.32\text{t}}{8\text{m}} \cdot \frac{32\text{m}^2}{24\text{m} \cdot 24\text{m}} = 3.07\text{t/m}$

Η συνολική μάζα του φορέα προκύπτει ίση με:

$$m_{tot} = 16 \cdot m_c \cdot 28.3 + 8 \cdot (6 \cdot m_{b,e} \cdot 8 + 6 \cdot m_{b,i} \cdot 8) = (416.57 + 1770.24)\text{t} \Rightarrow m_{tot} = \mathbf{2186.8\text{t}}$$

Η μάζα κάθε ορόφου είναι:

$$m_1 = 16 \cdot m_c \cdot \frac{(4.7 + 5)}{2} + (6 \cdot m_{b,e} \cdot 8 + 6 \cdot m_{b,i} \cdot 8) = (71.39 + 221.28)\text{t} \Rightarrow m_1 = \mathbf{292.67\text{t}}$$

$$m_2 = 16 \cdot m_c \cdot \frac{(5 + 3.1)}{2} + (6 \cdot m_{b,e} \cdot 8 + 6 \cdot m_{b,i} \cdot 8) = (59.62 + 221.28)\text{t} \Rightarrow m_2 = \mathbf{280.9\text{t}}$$

$$m_{3-7} = 16 \cdot m_c \cdot \frac{(3.1 + 3.1)}{2} + (6 \cdot m_{b,e} \cdot 8 + 6 \cdot m_{b,i} \cdot 8) = (45.63 + 221.28)\text{t} \Rightarrow m_{3-7} = \mathbf{266.91\text{t}}$$

$$m_8 = 16 \cdot m_c \cdot \frac{(3.1 + 0)}{2} + (6 \cdot m_{b,e} \cdot 8 + 6 \cdot m_{b,i} \cdot 8) = (22.82 + 221.28)\text{t} \Rightarrow m_8 = \mathbf{244.1\text{t}}$$

$$m_{ισογ} = 16 \cdot m_c \cdot \frac{(4.7)}{2} \Rightarrow m_1 = \mathbf{34.6\text{t}}$$

Όπως και για το τετραόροφο 2Δ, έτσι και σε αυτή την περίπτωση, επειδή παρουσιάστηκαν προβλήματα κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα με τη χρήση κατανεμημένων μαζών στα δομικά μέλη, προτιμήθηκε να γίνει χρήση συγκεντρωμένων μαζών στους κόμβους δοκών-στύλων. Οι υπολογισθείσες επικόμβιες μάζες παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.7.

α/α ορόφου	α/α κόμβου	Συγκεντρωμένη μάζα (t)
1 ^{ος}	17	10.62
	18	16.78
	19	16.78
	20	10.62
	21	16.74
	22	29.02
	23	29.02
	24	16.74
	25	16.74
	26	29.02
	27	29.02
	28	16.74
	29	10.62
	30	16.78
	31	16.78
32	10.62	
2 ^{ος}	33	9.89
	34	16.05
	35	16.05
	36	9.89
	37	16.01
	38	28.29
	39	28.29
	40	16.01
	41	16.01
	42	28.29
	43	28.29
	44	16.01
	45	9.89
	46	16.05
	47	16.05
48	9.89	
3 ^{ος-7^{ος}}	49, 65, 81,97, 113	9.01
	50, 66, 82, 98, 114	15.17
	51, 67, 83, 99, 115	15.17
	52, 68, 84, 100, 116	9.01
	53, 69, 85, 101, 117	15.13
	54, 70, 86, 102, 118	27.41
	55, 71, 87, 103, 119	27.41

α/α ορόφου	α/α κόμβου	Συγκεντρωμένη μάζα (t)
	56, 72, 88, 104, 120	15.13
	57, 73, 89, 105, 121	15.13
	58, 74, 90, 106, 122	27.41
	59, 75, 91, 107, 123	27.41
	60, 76, 92, 108, 124	15.13
	61, 77, 93, 109, 125	9.01
	62, 78, 94, 110, 126	15.17
	63, 79, 95, 111, 127	15.17
	64, 80, 96, 112, 128	9.01
8 ^{ος}	129	7.59
	130	13.75
	131	13.75
	132	7.59
	133	13.71
	134	25.99
	135	25.99
	136	13.71
	137	13.71
	138	25.99
	139	25.99
	140	13.71
	141	7.59
	142	13.75
143	13.75	
144	7.59	

Πίνακας 5.7: Επικόμβιες μάζες του οκταόροφου 2Δ.

5.3.3. Δυσκαμψία

Με ανάλογο τρόπο με τα τριδιάστατα προσομοιώματα, συμπεριλήφθηκε στην ανάλυση η συνεισφορά ενός τμήματος της πλάκας στην αντοχή και κυρίως στη δυσκαμψία των δοκών. Το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) για κάθε πλακοδοκό (μορφής T ή Γ) υπολογίστηκε με βάση τον EC2 (βάσει του μήκους των δοκών και της μεταξύ τους απόστασης). Συγκεκριμένα, συνυπολογίστηκε η συνεισφορά των πλακών στη δυσκαμψία και την αντοχή τους σε πλάτος $b_{eff,i}=0.4m$ εκατέρωθεν της δοκού, καταλήγοντας σε πλακοδοκούς μορφής T με συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff,T}=0.4+2\cdot0.4=1.2m$ (για τα εσωτερικά πλαίσια) και σε πλακοδοκούς μορφής Γ με συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff,\Gamma}=0.4+0.4=0.8m$ (για τα εξωτερικά πλαίσια). Τα τέσσερα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτους συνδέσμους που

προσομοιάζουν τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, όπως ήδη αναφέρθηκε στην εισαγωγή του κεφαλαίου.

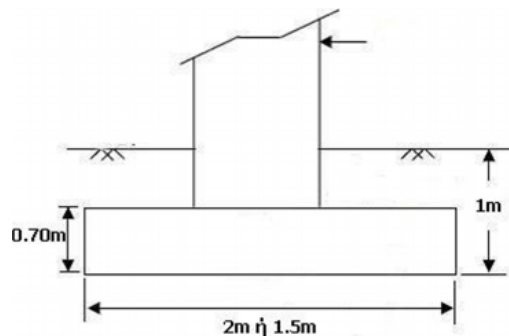
5.4. Μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής

Για την επίδραση της ενδοσιμότητας του εδάφους στους δύο φορείς έγινε παραμετρική διερεύνηση θεωρώντας ότι όλα τα υποστυλώματα του ισογείου εδράζονται σε τετραγωνικά πέδιλα, επί δύο κατηγοριών εδάφους και με δύο συνθήκες ενδόσιμης έδρασης (δυνατότητες οριζόντιας και κατακόρυφης μετακίνησης και αντίστοιχα ελατήρια). Για λόγους απλότητας χρησιμοποιήθηκαν πέδιλα ίδιων χαρακτηριστικών για όλους τους στύλους του κάθε προσομοιώματος και για τις δύο κατηγορίες εδάφους που χρησιμοποιήθηκαν, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.8.

Πέδιλα	Διδιάστατο προσομοίωμα	
	τετραόροφο	οκταόροφο
Μήκος	1.5 μέτρα	2 μέτρα
Πλάτος	1.5 μέτρα	2 μέτρα
Ύψος	0.70 μέτρα	0.70 μέτρα
Βάθος εγκιβωτισμού	1 μέτρο	1 μέτρο

Πίνακας 5.8: Ιδιότητες όλων των πεδίων των διδιάστατων προσομοιωμάτων.

Τα πέδιλα του οκταόροφου προσομοιώματος είναι μεγαλύτερα λόγω μεγαλύτερης καταπόνησης τους (οκτώ όροφοι έναντι τεσσάρων του τετραόροφου προσομοιώματος). Τέλος, για να είναι εύκολη η σύγκριση των αποτελεσμάτων, οι διαστάσεις των πεδίων κατά την έδρασή τους και στις δύο κατηγορίες εδαφών (παρότι η φέρουσα ικανότητα των εδαφών είναι διαφορετική) παρέμειναν αμετάβλητες. Οι διαστάσεις των πεδίων, με βάση τον Πίνακα 5.8, παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.12.



Εικόνα 5.12: Διαστάσεις των πεδίων των διδιάστατων προσομοιωμάτων.

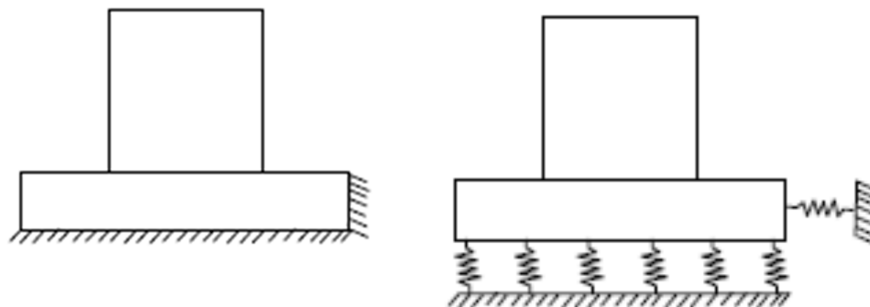
Χρησιμοποιήθηκαν δύο κατηγορίες εδαφών, δηλαδή μαλακή άργιλος και σκληρή άμμος, με χαρακτηριστικές ιδιότητες συνοχής (c), γωνίας τριβής (ϕ), φαινόμενου ειδικού βάρους (γ), μέτρου διάτμησης (G) και λόγο Poisson (ν), που παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.9. Οι τιμές προέκυψαν από συνιστώμενες τιμές της βιβλιογραφίας (Sabramanian, 2008). Οι δύο αυτές εδαφικές κατηγορίες θεωρείται ότι με βάση την ταξινόμηση που ακολουθείται στον Ευρωκώδικα 8 (Πίνακας 3.1) αντιπροσωπεύουν την κατηγορία εδάφους D (χαλαρά μη-συνεκτικά εδάφη ή μαλακά συνεκτικά εδάφη) και B (πολύ πυκνά αμμώδη ή συμπαγή αργιλώδη εδάφη με μηχανικές ιδιότητες βελτιούμενες με το βάθος). Επίσης, η περίπτωση σταθερής έδρασης (πάκτωση) θεωρείται ότι καλύπτεται από την κατηγορία εδάφους A (βραχώδεις σχηματισμοί).

Έδαφος	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	G (MPa)	ν
Αμμώδες	0.0	35.0	19.0	40.0	0.3
Αργιλώδες	20.0	15.0	17.0	15.0	0.3

Πίνακας 5.9: Χαρακτηριστικές εδαφικές ιδιότητες.

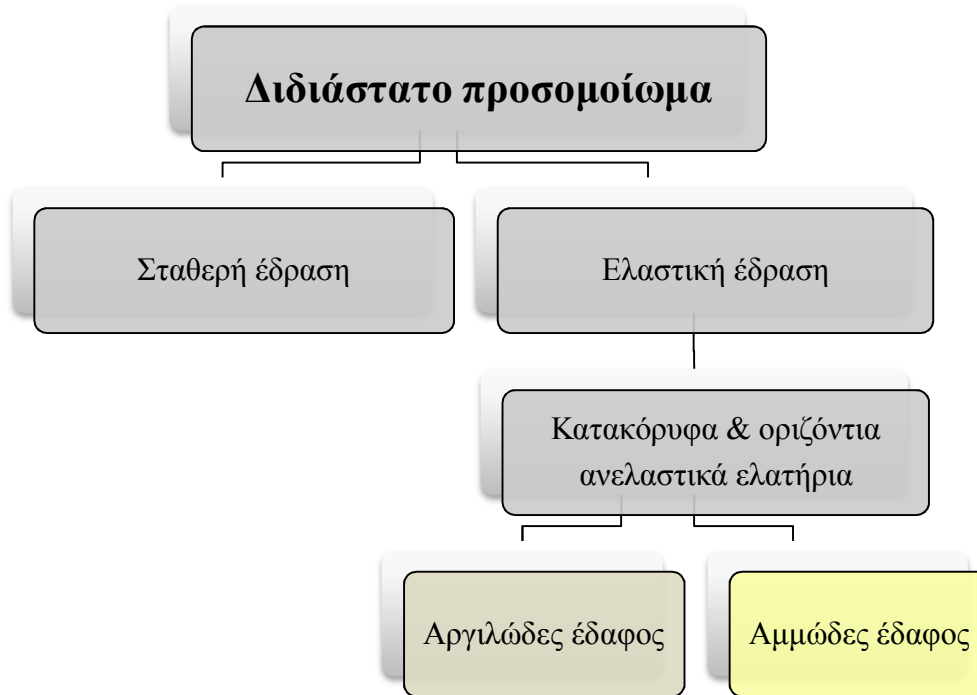
Πρέπει να σημειωθεί ότι με βάση την εξίσωση (4.1) και τις τιμές του Πίνακα 5.9, η φέρουσα ικανότητα των πεδίων του τετραόροφου 2Δ υπολογίστηκε σε 1.66MPa για αμμώδες έδαφος και σε 0.47MPa για αργιλώδες έδαφος, ενώ του οκταόροφου 2Δ υπολογίστηκε σε 2.22MPa και σε 0.52MPa, αντίστοιχα. Σε ότι αφορά τις συνθήκες έδρασης των πεδίων εξετάστηκαν οι παρακάτω δύο κατηγορίες όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.13:

1. Καμία δυνατότητα μετακίνησης (πλήρης πάκτωση).
2. Πλήρης δυνατότητα μετακίνησης, έδραση σε οριζόντια και κατακόρυφα μη-γραμμικά ελατήρια.



Εικόνα 5.13: Οι συνθήκες έδρασης των διδιάστατων προσομοιωμάτων.

Οι συνολικά τρεις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, παρουσιάζονται σχηματικά στο διάγραμμα της Εικόνας 5.14.



Εικόνα 5.14: Οι περιπτώσεις έδρασης που εξετάστηκαν για τα διδιάστατα προσομοιώματα.

5.5. Διαδικασία ανάλυσης για τους διδιάστατους φορείς

Η διαδικασία της ανάλυσης δεν διαφέρει κατά πολύ σε σχέση με την αντίστοιχη για τους τριδιάστατους φορείς. Οι βασικότερες διαφορές εντοπίζονται στην προσομοίωση των μαζών και στον ορισμό των διατομών και των δομικών στοιχείων. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε και στην περίπτωση αυτή στις χρησιμοποιούμενες μονάδες. Σημειώνεται ότι για την προσομοίωση και τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν μονάδες m, kN, t. Παρακάτω περιγράφονται σε τρία μέρη αρχικά τα βήματα που ακολουθήθηκαν κατά τη μόρφωση του διδιάστατου προσομοιώματος, στη συνέχεια για τη διεξαγωγή των αναλύσεων (επισημαίνονται ταυτόχρονα και μερικές δυσκολίες που προέκυψαν κατά τη διάρκεια των αναλύσεων στο OpenSees) και τέλος ορισμένες λεπτομέρειες για τα αποτελέσματα.

5.5.1. Μέρος 1 : Προσομοίωση

5.5.1.1. Γεωμετρία

Αρχικά ορίστηκε η γεωμετρία του φορέα με τις συντεταγμένες των κόμβων, των δομικών του μελών και τις συνθήκες στήριξης με δεσμεύσεις των βαθμών ελευθερίας των κόμβων των στύλων στη βάση του φορέα. Ορίστηκαν επίσης και οι επικόμβιες μάζες.

5.5.1.2. Υλικά

Στη συνέχεια, επιλέχθηκαν οι καταστατικοί νόμοι των υλικών (χάλυβας και σκυρόδεμα) που χρησιμοποιήθηκαν για τα δομικά στοιχεία και οι χαρακτηριστικές παράμετροι αντοχής, κράτυνσης, παραμόρφωσης που καθορίζουν την «ποιότητα» των υλικών, όπως π.χ. σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας B500. Μεγάλη προσοχή έπρεπε να δοθεί επίσης και στις χρησιμοποιούμενες μονάδες για τις παραμέτρους των υλικών (μέτρο ελαστικότητας, αντοχή, οριακή παραμόρφωση, κ.α.) που μπορούσαν να οδηγήσουν σε λανθασμένα αποτελέσματα.

5.5.1.3. Διατομές δομικών μελών

Ακολούθησε ο ορισμός της γεωμετρίας των διατομών των δομικών στοιχείων (πλακοδοκοί τύπου T ή Γ για τις δοκούς και τετραγωνικής διατομής υποστυλώματα). Οι διατομές διακριτοποιήθηκαν σε ίνες με τους καταστατικούς νόμους και τη διαδικασία που έχει προαναφερθεί. Σχέσεις συμβιβαστού των παραμορφώσεων επιτρέπουν κοινές μετακινήσεις για τις ίνες χάλυβα και σκυροδέματος. Το περιμετρικό απερίσφιγκτο τμήμα σκυροδέματος των διατομών προσομοιώθηκε με ίνες που ακολουθούν τον ίδιο καταστατικό νόμο με εκείνον του περισφιγμένου πυρήνα, αλλά έχουν σημαντικά μικρότερη πλαστιμότητα και συγκεκριμένα παραμόρφωση διαρροής (-50%) και θραύσης (-70%).

5.5.1.4. Δομικά μέλη

Το επόμενο βήμα ήταν ο ορισμός της συνδεσμολογίας των δομικών μελών (κόμβοι αρχής και τέλους) και των ιδιοτήτων τους (διατομές, σύστημα συντεταγμένων). Έπειτα από το βήμα αυτό έγινε ορισμός των φορτίων που επιβάλλονται στα δομικά μέλη τα οποία είναι σημειακά φορτία στην κεφαλή των στύλων και ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία για τις δοκούς. Τα φορτία πρόεκυψαν με βάση τον συνδυασμό φόρτισης $g+0.6q$. Οπότε, είχε πλέον ολοκληρωθεί η διαδικασία προσομοίωσης του φορέα και μπορούσε να ξεκινήσει η διαδικασία των υπολογισμών.

5.5.1.5. Προσομοίωση της θεμελίωσης

Στην περίπτωση της ελαστικής έδρασης για τις δύο εδαφικές κατηγορίες (άμμος και άργιλος), ορίστηκαν οι εδαφικές παράμετροι και η γεωμετρία των πεδίων που θα ήταν συνδεδεμένα στη βάση (στον πόδα κάθε υποστυλώματος), στους κόμβους οι οποίοι ήταν αρχικά πακτωμένοι. Αν και ο ορισμός των παραμέτρων αυτών για τη δημιουργία του προσομοιώματος της θεμελίωσης είναι πολύ εύκολος στο OpenSees, πρέπει να τονιστεί ότι είναι εξίσου εύκολο και να γίνουν λάθη, ιδιαίτερα με την επιλογή παραμέτρων που διαφέρουν τάξη μεγέθους από τις επιδιωκόμενες. Για παράδειγμα, τιμές του φαινόμενου

ειδικού βάρους (γ), της συνοχής (c) και του μέτρου διάτμησης (G) του εδάφους, αλλά και του βάρους που ασκείται σε κάθε πέδιλο (W_g) και του μέτρου ελαστικότητας (E) του υλικού, κατά μια τάξη μεγέθους μεγαλύτερες μπορούν να μετατρέψουν μια υποτιθέμενη ελαστική έδραση σε πάκτωση.

5.5.2. Μέρος 2 : Υπολογισμοί

5.5.2.1. Στατική ανάλυση

Αρχικά γίνεται επιβολή των κατακόρυφων φορτίων. Επειδή τα φορτία είναι μεγάλα και τα χρησιμοποιούμενα στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας με διατομές διακριτοποιημένες σε ίνες είναι ευαίσθητα σε απότομες μεταβολές των φορτίσεων, η φόρτιση υποβάλλεται με ελεγχόμενο τρόπο, δηλαδή σταδιακά με ένα σταθερό βήμα ώστε να υπάρχει ακρίβεια. Αυτός ο κανόνας πρέπει να ακολουθείται πάντα όταν εξετάζεται η ανελαστική απόκριση, ιδιαίτερα για υπερωθητικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις.

5.5.2.2. Ιδιομορφική ανάλυση

Στον φορέα ο οποίος φέρει ήδη τα κατακόρυφα φορτία, (ως συνέχεια της στατικής ανάλυσης), υπολογίζονται οι πρώτες τρεις ιδιοπερίοδοι του και τα αντίστοιχα ιδιοδιανύσματα. Τυχόν υπολογισμός τους χωρίς να έχει προηγηθεί στατική ανάλυση οδηγεί σε λανθασμένα αποτελέσματα σε ότι αφορά τη δυσκαμψία του φορέα (είναι πιο δύσκαμπτος λόγω αποκλειστικά ελαστικής απόκρισης) και επηρεάζονται φυσικά και οι επόμενες αναλύσεις, όπως η στατική υπερωθητική ανάλυση για την οποία το διάνυσμα φόρτισης που χρησιμοποιείται βασίζεται συνήθως στην πρώτη ιδιομορφή. Τέλος, η ιδιομορφική ανάλυση αποτελεί μια σημαντική διαδικασία ελέγχου και εντοπισμού σφαλμάτων στον ορισμό του φορέα, αφού επιτρέπει τον έλεγχο της ορθής συνδεσμολογίας των μελών μεταξύ τους, τον έλεγχο των συνθηκών έδρασης, κλπ.

5.5.2.3. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Επιλέχθηκε η μέθοδος με έλεγχο της μετακίνησης (displacement control) έναντι της μεθόδου με έλεγχο της δύναμης (force control). Με την μέθοδο αυτή ελέγχεται η μετακίνηση ενός κόμβου ή ενός μέλους ως αποτέλεσμα των εφαρμοζόμενων φορτίων και αυξάνεται σταδιακά το μέγεθος των φορτίων αυτών μέχρι να επιτευχθεί μια μετακίνηση στόχος (target displacement). Έτσι, αρχικά ορίζεται μια στοχευμένη μετακίνηση π.χ., για την μετακίνηση οροφής του ανώτερου ορόφου η οποία θεωρείται ότι εκφράζει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία πρέπει να βρίσκεται η κατασκευή. Στη συνέχεια καθορίζεται

ένα διάνυσμα φόρτισης σταθερής αναλογίας σε κάθε στάθμη, που ακολουθεί τη μορφή της πρώτης ιδιομορφής (υπάρχουν επίσης πολλές άλλες επιλογές) και η φόρτιση αυξάνεται προοδευτικά και μονότονα είτε μέχρι την επίτευξη της στοχευμένης μετακίνησης, είτε μέχρι το σημείο μη επίτευξης του κριτηρίου αριθμητικής σύγκλισης.

Με τον ορισμό ενός κατάλληλα μικρού βήματος ελέγχου της σταδιακής επαύξησης της μετακίνησης-στόχου (π.χ., 10^{-3} m), ενός ικανού αριθμού επαναλήψεων (π.χ., 20) για την επίτευξη του κριτηρίου σύγκλισης κάθε βήματος, με τη χρήση κατάλληλου αλγορίθμου επίλυσης (όπως π.χ., ο αλγόριθμος Newton-Raphson) σε κάθε βήμα για την επίτευξη της σύγκλισης, και τέλος με την επιλογή μιας τιμής σύγκλισης (δηλαδή ανοχής) όχι πολύ μεγάλης (π.χ., 10^{-6}), μπορούν να επιλυθούν επαναληπτικά οι μη-γραμμικές εξισώσεις ισορροπίας σε κάθε βήμα φόρτισης μέχρι τη σύγκλιση της λύσης του συγκεκριμένου βήματος. Σε περίπτωση αδυναμίας σύγκλισης δοκιμάζονται διαφορετικοί αλγόριθμοι (όπως π.χ., ο τροποποιημένος αλγόριθμος Newton-Raphson ή ο αλγόριθμος σταθερού μήκους τόξου σε συνδυασμό με κάποιον από τους δύο αλγορίθμους Newton) με μικρότερα βήματα επαύξησης, ενώ αν ούτε και έτσι είναι εφικτή η σύγκλιση τότε η ανάλυση τερματίζεται.

5.5.2.4. Δυναμική ανάλυση

Για τη δυναμική ανάλυση του φορέα επιλέχθηκε μια καταγραφή εδαφικής επιτάχυνσης (συγκεκριμένα από τον σεισμό του Kobe), η οποία εφαρμόστηκε ως οριζόντια διέγερση ταυτόχρονα και ομοιόμορφα στους κόμβους της βάσης του φορέα, αν και υπήρχαν και άλλες επιλογές, όπως π.χ. η ταυτόχρονη οριζόντια και κατακόρυφη διέγερση, η διαφορετική διέγερση σε κάθε κόμβο, κ.α. Για τις ανάγκες της ανάλυσης έγινε αρχικά μετατροπή της καταγραφής σε κατάλληλες μονάδες (είχε καταγραφεί σε g και επρεπε να μετατραπεί σε m/sec^2 για να συναρμονιστεί με τις χρησιμοποιούμενες μονάδες των υπολοίπων μεγεθών), μέσω ενός συντελεστή κλιμάκωσης ($\times 9.81$). Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε επίσης στο χρονικό βήμα της δειγματοληψίας των τιμών της συγκεκριμένης καταγραφής, εξαιτίας του ότι αυτό συχνά διαφέρει ανά καταγραφή, (συνήθως είναι 0.005sec ή 0.01sec), και στον ορισμό της μέγιστης διάρκειας της καταγραφής, που πρέπει να ορισθούν ως παράμετροι της ανάλυσης. Χρειάστηκε επίσης να γίνει ορισμός της απόσβεσης (τύπου Rayleigh) ώστε τα αποτελέσματα να ανταποκρίνονται στο γεγονός ότι κατά την ταλάντωση του φορέα υπάρχει ανάλωση ενέργειας λόγω απόσβεσης.

Σχετικά με τις παραμέτρους της δυναμικής ανάλυσης, ορίστηκαν όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις οι αλγόριθμοι επίλυσης, η ανοχή σύγκλισης και ο αριθμός επαναλήψεων έτσι ώστε να αντιμετωπιστούν προβλήματα σύγκλισης που είναι συχνότερα σε δυναμικές αναλύσεις σε σύγκριση με τις στατικές. Η όλη διαδικασία έγινε επαναληπτικά

μέχρι να βρεθούν οι κατάλληλες τιμές. Χρειάστηκε να ορισθούν συνολικά τέσσερις αλγόριθμοι επίλυσης με κύριο τον τροποποιημένο αλγόριθμο Newton, και εφεδρικούς για την περίπτωση μη σύγκλισης σε κάποιο χρονικό βήμα, κατά σειρά τους αλγορίθμους Newton with initial tangent, Broyden, Newton with line search και BFGS (Broyden–Fletcher–Goldfarb–Shanno).

Επειδή υπήρχαν επαναλαμβανόμενα προβλήματα σύγκλισης λόγω της αυξημένης έντασης της εδαφικής επιτάχυνσης, επιλέχθηκε το χρονικό βήμα κάθε ανάλυσης να είναι το μισό αυτού της καταγραφής (δηλαδή 0.005 sec αντί για 0.01 sec), αφού στο OpenSees στην περίπτωση μικρότερων βημάτων μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών που λαμβάνονται από την καταγραφή. Για παράδειγμα, με βήμα καταγραφής 0.01 sec και βήμα ανάλυσης 0.005 sec, οι τιμές έστω για $t=20.005\text{sec}$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή από τις τιμές για $t=20.000\text{ sec}$ και $t=20.010\text{ sec}$. Πρέπει να σημειωθεί πάντως ότι αν και η χρήση των στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας (στοιχεία δυνάμεων), όπως αυτά περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 3, είναι γνωστό από τη βιβλιογραφία ότι εντείνει τα προβλήματα σύγκλισης σε σχέση με άλλου τύπου στοιχεία, παρόλα αυτά η ολοκλήρωση της ανάλυσης ήταν τελικά εφικτή με τροποποίηση σε μερικές περιπτώσεις του αριθμού των επαναλήψεων σε κάθε μέλος του φορέα για να ικανοποιούνται οι εξισώσεις ισορροπίας.

5.5.3. Μέρος 3 : Αποτελέσματα

Όλα τα αποτελέσματα προέκυψαν από τη χρήση καταγραφέων (recorders) του OpenSees, έπειτα από κατάλληλη επεξεργασία τους ώστε να είναι εύκολα κατανοητά (χρήση πινάκων, γραφημάτων, κλπ). Δόθηκε έμφαση στην εξασφάλιση της ορθότητας των αποτελεσμάτων και για τον σκοπό αυτό απαιτήθηκε να γίνουν πολλές αναλύσεις καθόλη τη διάρκεια της παρούσας διερεύνησης. Επειδή εξ αρχής ο προσανατολισμός της παρούσας εργασίας δεν ήταν αυστηρά σε επίπεδο εφαρμογής συγκεκριμένου αντισεισμικού κανονισμού, αλλά της ανάδειξη του πνεύματος της επιτελεστικής σεισμικής μηχανικής σε συνδυασμό με την εξέταση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, τα αποτελέσματα δεν συγκρίνονται με βάση διατάξεις των κανονισμών για όρια σχετικών μετακινήσεων ορόφων, επίπεδα καταπόνησης μελών κ.α., οπότε η παράθεση των αποτελεσμάτων στη συνέχεια δεν υπεισέρχεται σε τέτοιου είδους συγκρίσεις.

5.6. Αποτελέσματα των αναλύσεων

5.6.1. Τετραόροφο 2Δ-Σταθερή έδραση

5.6.1.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Ο διδιάστατος φορέας δεν έχει ιδιοπεριόδους και ιδιομορφές ακριβώς ίδιες με εκείνες του τριδιάστατου λόγω διαφορετικών παραδοχών που επηρέασαν τη δυσκαμψία του φορέα, όπως π.χ. το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών (το οποίο θεωρήθηκε μικρότερο σε σύγκριση με τον τριδιάστατο φορέα), το είδος των στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν, αλλά και η κατανομή της μάζας στα επιμέρους δομικά στοιχεία. Αυτό δεν σημαίνει οι διαφορές μεταξύ του χωρικού και του επίπεδου φορέα είναι μεγάλες. Πιο συγκεκριμένα, η διαφορά στις τιμές των τριών πρώτων ιδιοπεριόδων δεν υπερβαίνει το 10%. Τα ιδιοδιανύσματα του φορέα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.11 κανονικοποιημένα ως προς τη μονάδα.

α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα			
		όροφος			
		1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}
1 ^η	0.66	0.255	0.558	0.831	1.000
2 ^η	0.20	-0.750	-0.969	-0.189	1.000
3 ^η	0.11	-0.921	-0.100	1.000	-0.643

Πίνακας 5.11: Οι τρεις κύριες ιδιοπεριόδοι και ιδιομορφές του διδιάστατου τετραόροφου φορέα.

5.6.1.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η ανάλυση διενεργήθηκε με σημείο εφαρμογής των δυνάμεων καθ' ύψος στους ακραίους από αριστερά κόμβους κάθε στάθμης του πρώτου από αριστερά πλαισίου. Όπως και στην περίπτωση του τριδιάστατου κτιρίου, έτσι και σε αυτήν την περίπτωση εφαρμόστηκε κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων ορόφου με βάση την πρώτη ιδιομορφή και πιο συγκεκριμένα πολλαπλασιάζοντας κάθε μία από τις ιδιομορφές με τις μάζες κάθε στάθμης. Σημειώνεται ότι οι μάζες κάθε στάθμης θεωρείται ότι περιλαμβάνουν το ήμισυ της μάζας των στύλων άνω και κάτω από κάθε πλάκα και επίσης τη μάζα των δοκών και της πλάκας κάθε στάθμης. Για τον λόγο αυτό, η μάζα που προκύπτει δεν είναι απόλυτα ίση με την ολική μάζα του φορέα, αφού η μάζα των στύλων ισογείου περιλαμβάνεται μόνο κατά το ήμισυ στη μάζα της στάθμης του 1^{ου} ορόφου και όχι εξ' ολοκλήρου. Έτσι, το διάνυσμα των δυνάμεων που ασκήθηκε σε κάθε όροφο ήταν:

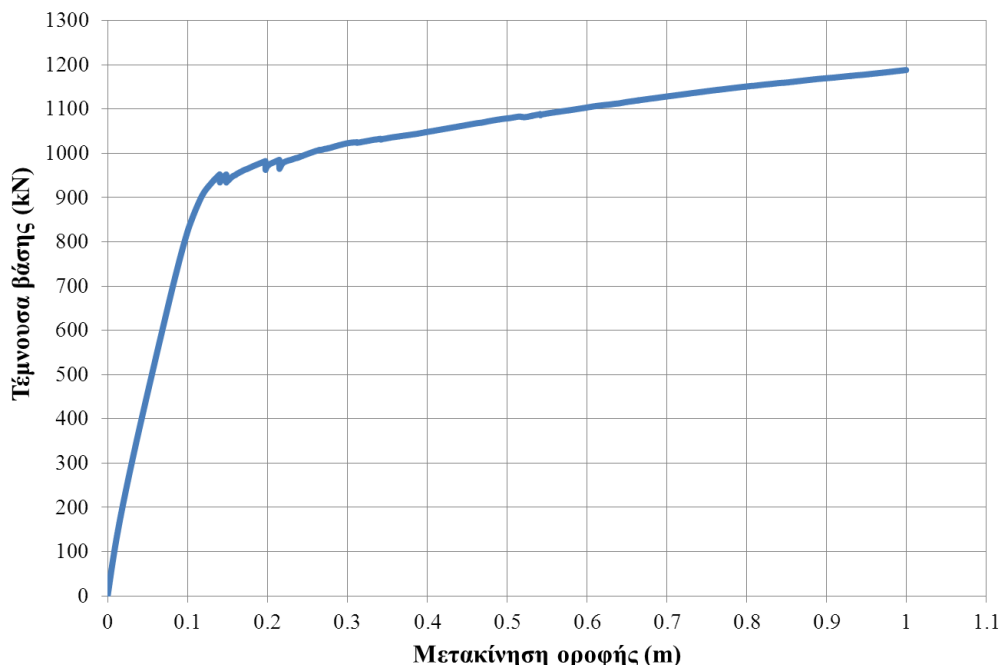
$$f_t = \begin{bmatrix} 55.95 \\ 54.40 \\ 54.40 \\ 47.30 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.255 \\ 0.558 \\ 0.831 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 14.27 \\ 30.36 \\ 45.20 \\ 47.30 \end{bmatrix} \text{ (tn) και με κανονικοποίηση } f_t = \begin{bmatrix} \frac{14.27}{137.13} = 0.104 \\ \frac{30.36}{137.13} = 0.221 \\ \frac{45.20}{137.13} = 0.330 \\ \frac{47.30}{137.13} = 0.345 \end{bmatrix}$$

Οι χαρακτηριστικές παράμετροι της ανάλυσης είναι οι εξής:

- Όριο μέγιστης μετακίνησης οροφής 1.0m.
- Βήμα επαύξησης της εφαρμοζόμενης μετακίνησης 0.5mm.
- Ποσοστό της μέγιστης τέμνουσας βάσης στην οποία ολοκληρώνεται η ανάλυση 80% (εφόσον δεν έχει προηγηθεί υπέρβαση της μέγιστης μετακίνησης οροφής).

5.6.1.2.1. Καμπύλη ικανότητας

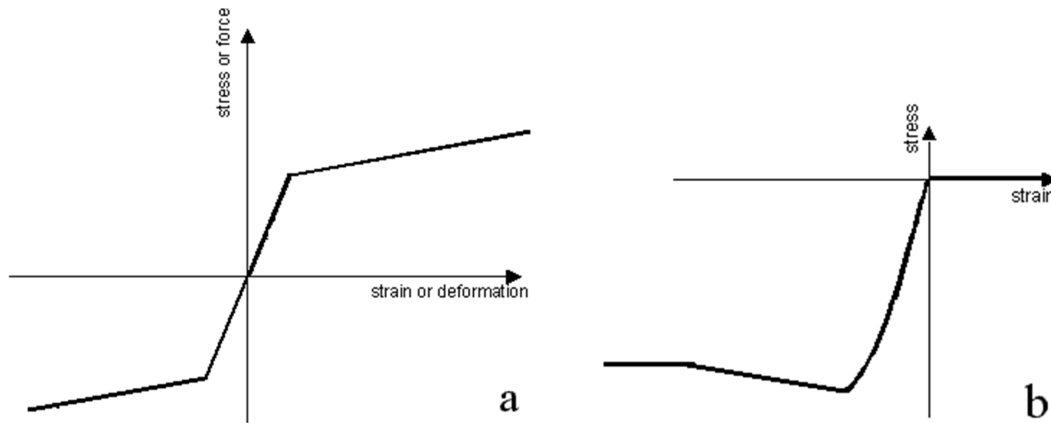
Από την ανάλυση προέκυψε το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής της Εικόνας 5.15. Με βάση το διάγραμμα, η μέγιστη τέμνουσα βάσης που είναι $V_{\max}=1188$ kN που ισοδυναμεί με το: $\frac{1188}{218.7 \cdot 9.81} = 55.4\%$ του βάρους της κατασκευής για την ανάλυση κατά X. Η μέγιστη αυτή τιμή αντιστοιχεί σε μετακίνηση οροφής κατά 1m, όπως είχε ορισθεί ως οριακή μετακίνηση της κατασκευής.



Εικόνα 5.15: Καμπύλη αντίστασης του τετραόροφου 2Δ με σταθερή έδραση.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η καμπύλη ικανότητας του φορέα μπορεί να θεωρηθεί ως διγραμμική με μια μεγάλη αρχική κλίση, μέχρι την τιμή 900kN περίπου, και μια μικρότερη στη συνέχεια μέχρι τη μεγιστοποίηση της. Η ανυπαρξία καθοδικού κλάδου οφείλεται κυρίως

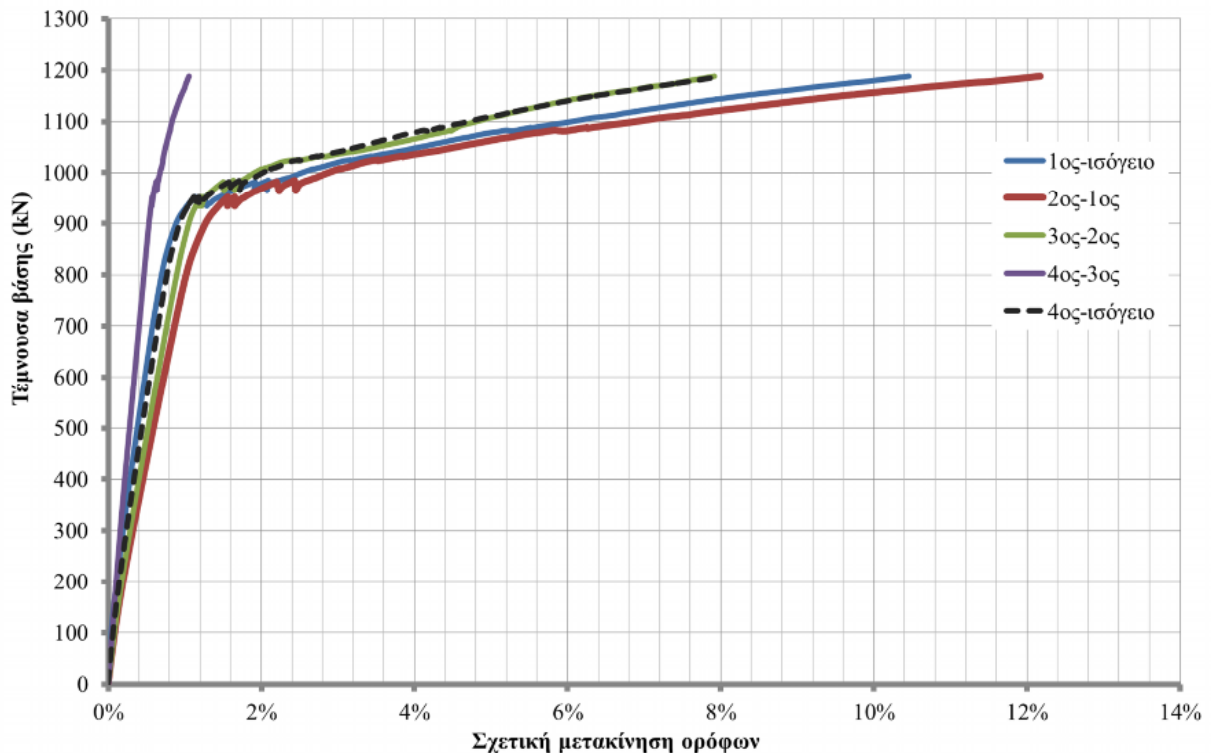
στα καταστατικά προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν για τα υλικά, τα οποία δεν περιλαμβάνουν μείωση αντοχής του χάλυβα (αντίθετα, ο λόγος κράτυνσης είναι 2.2%), ούτε αξιόλογη μείωση της αντοχής του σκυροδέματος σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.16 (Filippou, Mazzoni, & McKenna, 2011) .



Εικόνα 5.16: Καταστατικοί νόμοι για τον χάλυβα οπλισμού (a) και το σκυρόδεμα (b).

5.6.1.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζει η Εικόνα 5.17 η οποία αναφέρεται στις γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων (σχετικές μετακινήσεις). Παρουσιάζεται επίσης και η συνολική σχετική μετατόπιση της οροφής του φορέα ως προς τη βάση του. Γενικά, οι ρυθμοί μεταβολής των γωνιακών παραμορφώσεων δεν παρουσιάζουν μεγάλες τιμές για τιμές της τέμνουσας βάσης μικρότερες των 900kN. Μέχρι το σημείο αυτό οι γωνιακές παραμορφώσεις διατηρούνται περίπου στο 1% και δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους. Για μεγαλύτερες τιμές της τέμνουσας βάσης, οι γωνιακές παραμορφώσεις αυξάνουν ραγδαία, με τελικό αποτέλεσμα για αύξηση 32% της τέμνουσας βάσης (από τα 900 στα 1188kN), οι γωνιακές παραμορφώσεις να αυξάνονται ακόμα και κατά 1100% (από το 1 στα 12% για εκείνη μεταξύ 2^{ου}-1^{ου} ορόφου). Γενικότερα, μεγαλύτερες είναι οι παραμορφώσεις στους χαμηλότερους ορόφους, ενώ η συνολική ταυτίζεται σχεδόν με εκείνη μεταξύ του 3^{ου}-2^{ου} ορόφου και δεν υπερβαίνει το 8%. Τέλος, μεταξύ του 4^{ου}-3^{ου} ορόφου η οριακή γωνιακή παραμόρφωση δεν ξεπερνάει το 1%. Η σχεδόν γραμμική αύξηση όλων των γωνιακών παραμορφώσεων μέχρι την τιμή 900kN για την τέμνουσα βάση, σε συνδυασμό με τις πολύ χαμηλές τιμές τους, αποτελεί ένδειξη ότι δεν παρουσιάζονται παρά ελάχιστες πλαστικές παραμορφώσεις στους στύλους που προσφέρουν την απαιτούμενη πλευρική δυσκαμψία στον φορέα για να αντισταθεί στα επιβαλλόμενα οριζόντια φορτία.

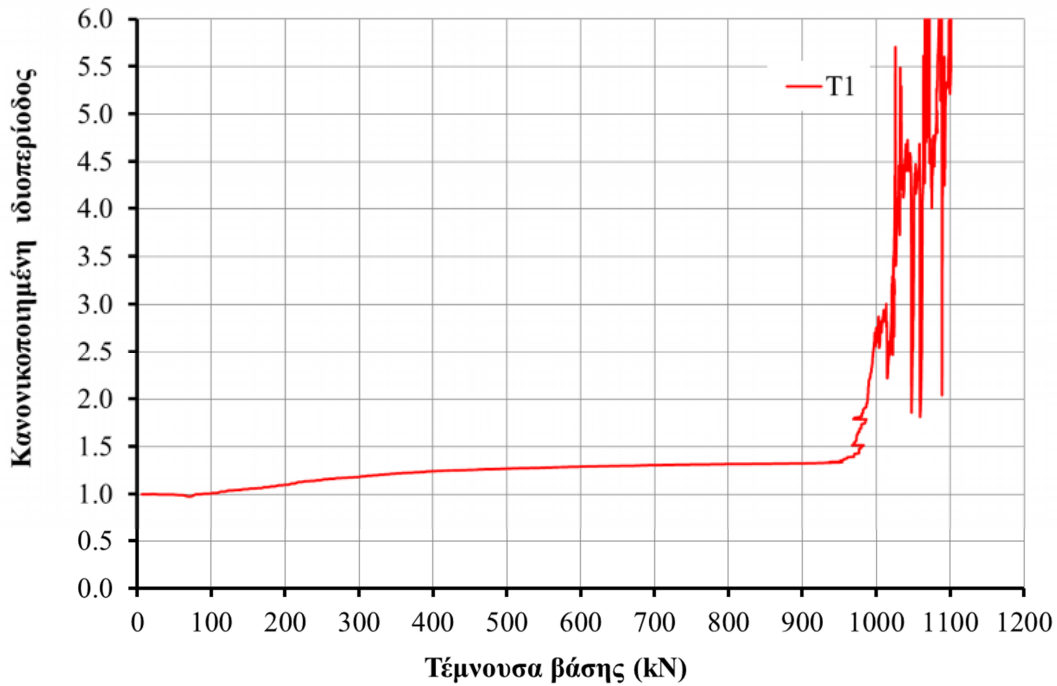


Εικόνα 5.17: Ρυθμός μεταβολής των σχετικών μετακινήσεων ορόφων συναρτήσει της τέμνουσας βάσης.

5.6.1.2.3. Μεταβολή κύριας ιδιοπεριόδου

Στο διάγραμμα της Εικόνας 5.18 παρουσιάζεται ο ρυθμός μεταβολής της κύριας ιδιοπεριόδου του φορέα συναρτήσει της τέμνουσας βάσης, όπως καταγράφηκε ταυτόχρονα με άλλα μεγέθη, κατά την εξέλιξη της υπερωθητικής ανάλυσης. Οι τιμές της ιδιοπεριόδου παρουσιάζονται κανονικοποιημένες ως προς την ιδιοπερίοδο του φορέα πριν την έναρξη της υπερωθητικής ανάλυσης ($T_1=0.664\text{sec}$).

Γενικότερα, ο ρυθμός αύξησης της πρώτης κύριας ιδιοπεριόδου δεν είναι ιδιαίτερα έντονος και για τέμνουσα βάσης μέχρι τα 900kN περίπου αυξάνεται σταδιακά με χαμηλό ρυθμό (αύξηση 33%). Για μεγαλύτερες όμως τιμές προκύπτει μια έντονη αύξηση που, παρά το ότι τα αποτελέσματα δεν μπορούν να θεωρηθούν απολύτως ακριβή, αποτελεί ισχυρή ένδειξη ότι έχει χαθεί ή/και ανακατανεμηθεί σημαντικό ποσοστό της δυσκαμψίας του φορέα. Το γεγονός αυτό αποτυπώνεται εξάλλου τόσο στην καμπύλη ικανότητας της Εικόνας 5.15, όσο και στις γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων στην Εικόνα 5.17.

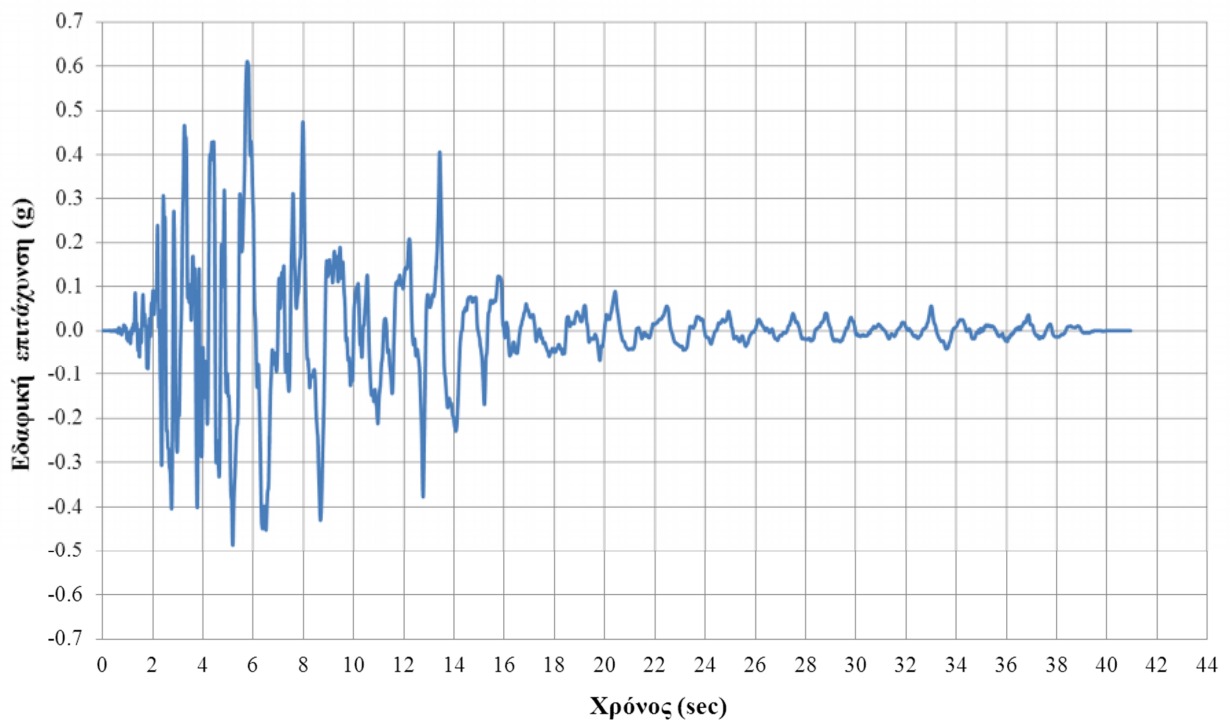


Εικόνα 5.18: Ανηγμένη μεταβολή της κύριας ιδιοπεριόδου συναρτήσει της τέμνουσας βάσης.

5.6.1.3. Δυναμική ανάλυση

Όπως προαναφέρθηκε η δυναμική ανάλυση έγινε με ένα επιταχυνσιογράφημα κατάλληλα επιλεγμένο ώστε να μεγιστοποιείται η καταπόνηση του φορέα. Αυτό είναι εφικτό στην περίπτωση που τα φάσματα απόκρισης που προκύπτουν από τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα έχουν μέγιστες τιμές πλησίον των κύριων ιδιοπεριόδων των κτιρίων. Φυσικά το εύρος της περιοχής στην οποία ζητείται η μεγιστοποίηση των φασματικών τιμών είναι τέτοιο ώστε να περιλαμβάνει περιόδους μικρότερες από την κύρια (λόγω επίδρασης ανώτερων ιδιομορφών), αλλά και μεγαλύτερης από αυτήν (λόγω μείωσης της δυσκαμψίας της από βλάβες ή/και λόγω της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής). Δεν αρκεί όμως αυτό για να γίνει η επιλογή του καταλληλότερου επιταχυνσιογραφήματος. Είναι σημαντικό να αξιοποιηθούν οι πληροφορίες για την κάθε καταγραφή (έδαφος, απόσταση από ρήγμα, θέση καταγραφής, κλπ). Επειδή οι τοπικές συνθήκες κάθε περιοχής διαφέρουν, είναι καλύτερο η εκλογή του επιταχυνσιογραφήματος να γίνεται από καταγραφές που έχουν γίνει στη συγκεκριμένη περιοχή, στην περίπτωση που χρειάζεται για παράδειγμα να γίνει δυναμική ανάλυση σε έναν υφιστάμενο φορέα. Φυσικά ανάμεσα στα κριτήρια επιλογής των καταγραφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη για μια ορθή επιλογή εκτός από τις εδαφικές συνθήκες είναι και άλλες παράμετροι όπως το μέγεθος του σεισμού, η επικεντρική απόσταση, ο μηχανισμός διάρρηξης του σεισμικού ρήγματος, η διάρκεια του σεισμού, κλπ που αφορούν μια συγκεκριμένη περιοχή (Bommer & Acevedo, 2004).

Στην παρούσα εργασία, θεωρήθηκε σκόπιμο να μην γίνει μια τέτοιου είδους αυστηρή επιλογή, αλλά να εξεταστούν καταγραφές που να πληρούν όσα αναφέρθηκαν αρχικά στην προηγούμενη παράγραφο. Συνεπώς, για τη διεξαγωγή των δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε η καταγραφή εδαφική επιτάχυνσης από το σεισμό του Kobe (16/1/1995) στην Ιαπωνία, από τον σταθμό καταγραφής Takatori¹¹(PGA=0.611g). Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε η καταγραφή παράλληλα στη διεύθυνση του ρήγματος (Takatori00), η οποία παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.19. Το φάσμα απόκρισης της καταγραφής αυτής καλύπτει το εύρος των περιόδων των δύο προσομοιωμάτων (δηλαδή περί τα 0.7 sec και 1.8 sec για το τετραόροφο και το οκταόροφο αντίστοιχα) και είναι πιο δυσμενές σε σύγκριση με εκείνο της καταγραφής κάθετα στη διεύθυνση του ρήγματος (Takatori90).



Εικόνα 5.19: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης της καταγραφής Takatori00.

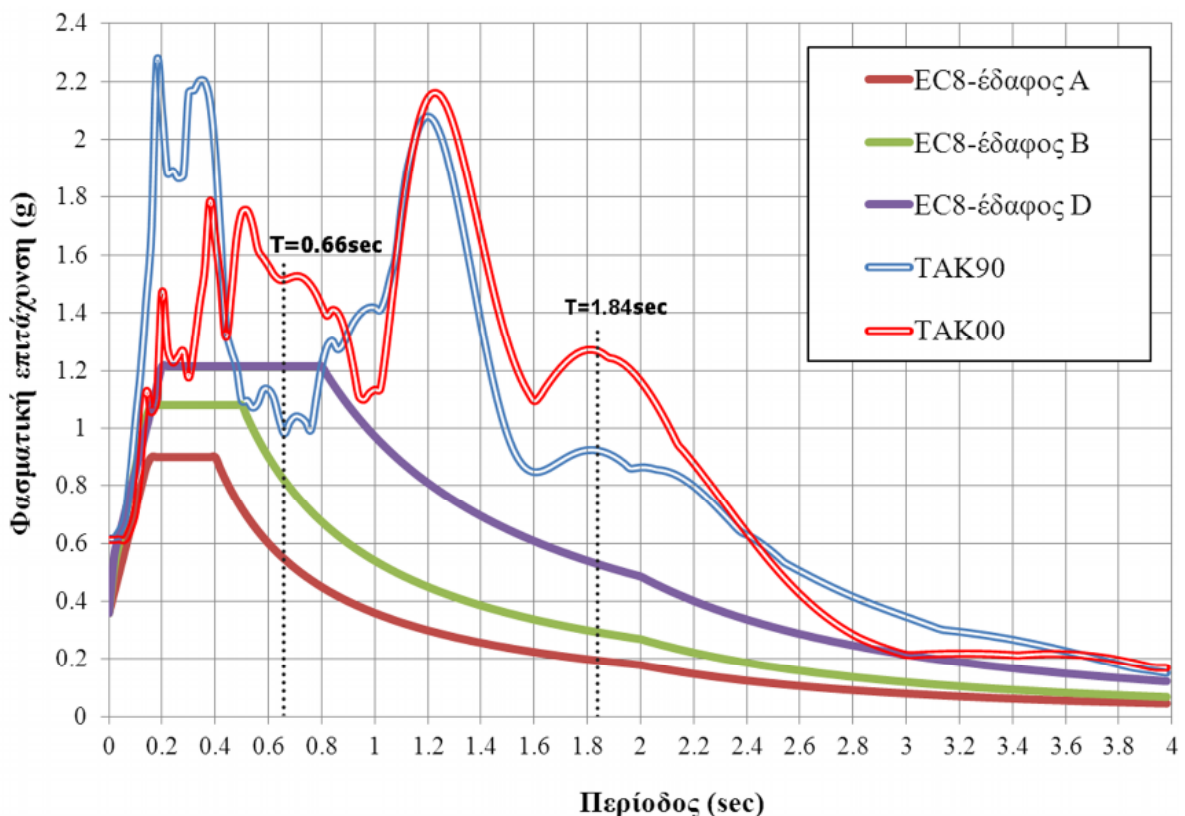
Πιο αναλυτικά, στην Εικόνα 5.20 παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης των καταγραφών Takatori00 και Takatori90 που δημιουργήθηκαν με χρήση του λογισμικού SeismoSignal της Seismosoft¹², μαζί με τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 για τις τρεις κατηγορίες εδαφών που μελετήθηκαν, υπολογισμένα για 5% ποσοστό απόσβεσης. Τα φάσματα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 υπολογίστηκαν για

¹¹ Κωδικός αριθμός καταγραφής 1120_TAK000 από την PEER NGA Strong Motion Database (http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database)

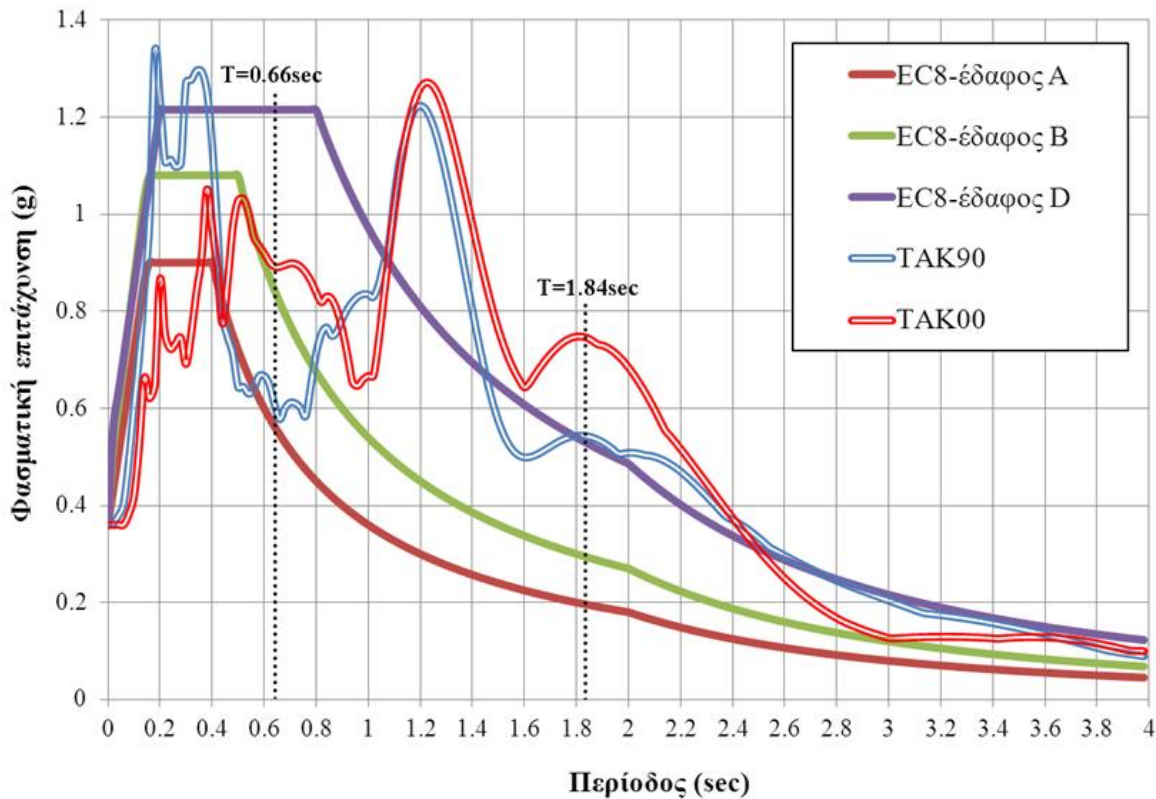
¹² <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSignal.aspx>

PGA=0.36g, τιμή που ανταποκρίνεται στη δυσμενέστερη σεισμική ζώνη βάσει του Ελληνικού Αντισεισμικού Σχεδιασμού. Επισημαίνεται ότι τα φάσματα απόκρισης των επιταχυνσιογραφημάτων παρουσιάζονται χωρίς κανονικοποίηση (δηλαδή όχι με PGA ίση με εκείνη των φασμάτων σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8) αφού δεν έγινε κανονικοποίηση ούτε της χρονοϊστορίας της εδαφικής επιτάχυνσης.

Διαπιστώνεται οι τιμές επιτάχυνσης των φασμάτων απόκρισης καλύπτουν μεγάλο εύρος περιόδων, αρκετά μεγαλύτερο από το αντίστοιχο των φασμάτων σχεδιασμού, και ειδικότερα στο εύρος που κυμαίνεται η κύρια ιδιοπερίοδος του τετραόροφου διδιάστατου κτιρίου (0.65sec για απαραμόρφωτο αρχικά και 0.8sec για το παραμορφωμένο μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων) η καταγραφή Takatori00 έχει φασματικές τιμές επιτάχυνσης μεγαλύτερες από εκείνης της καταγραφής Takatori90. Τα φάσματα απόκρισης με κανονικοποίηση τους ως προς τη φασματική επιτάχυνση (0.36g) παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.21.



Εικόνα 5.20: Τα φάσματα απόκρισης των δύο επιταχυνσιογραφημάτων σε σύγκριση με το φάσμα τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 για τρεις εδαφικές κατηγορίες.



Εικόνα 5.21: Τα κανονικοποιημένα φάσματα απόκρισης των δύο επιταχυνσιογραφημάτων σε σύγκριση με το φάσμα τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 για τρεις εδαφικές κατηγορίες.

5.6.1.3.1. Απόσβεση

Όπως προαναφέρθηκε η διέγερση εφαρμόστηκε ταυτόχρονα σε όλους τους κόμβους της βάσης κάθε προσομοιώματος. Χρειάστηκε να καθοριστεί και η απόσβεση για την κατασκευή, ώστε τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης να είναι ρεαλιστικά. Σημειώνεται ότι μόνο στη δυναμική ανάλυση υπεισέρχεται ο παράγοντας της απόσβεσης και πιο συγκεκριμένα στην εξίσωση κίνησης, η οποία ως γνωστόν σε μητρική μορφή γράφεται ως εξής:

$$M \cdot u + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = p(t) \quad (5.1)$$

ή ειδικότερα για την περίπτωση διέγερσης από εδαφική επιτάχυνση $u_g(t)$:

$$M \cdot u + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = -M \cdot u_g(t) \quad (5.2)$$

όπου:

- M , C και K τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας, αντίστοιχα,
- \dot{u} , u και u τα διανύσματα σχετικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης ως προς το έδαφος,
- $p(t)$ το διάνυσμα φόρτισης.

Συγκεκριμένα, υπολογίστηκε το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής με βάση τον τύπο Rayleigh, από τους ιδιομορφικούς λόγους απόσβεσης που αντιπροσωπεύουν τους διάφορους

μηχανισμούς ανάλωσης ενέργειας (άνοιγμα-κλείσιμο μικρορωγμών στο σκυρόδεμα, παραμόρφωση μη-φερόντων στοιχείων, τριβή κλπ) (Chopra, 2008). Η συνιστώμενη τιμή για λόγο απόσβεσης στην περίπτωση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος είναι 3-5% για επίπεδο τάσεων έως το μισό του ορίου διαρροής και 7-10% για επίπεδο τάσεων κοντά στο όριο διαρροής. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε ο λόγος απόσβεσης $\zeta=4\%$. Ως γνωστόν η απόσβεση τύπου Rayleigh είναι ανάλογη της μάζας και της δυσκαμψίας με μια σχέση της μορφής:

$$\mathbf{C} = \alpha_M \cdot \mathbf{M} + \beta_K \cdot \mathbf{K} \quad (5.3)$$

όπου:

- \mathbf{C} , \mathbf{M} και \mathbf{K} είναι τα μητρώα απόσβεσης, μάζας και δυσκαμψίας, αντίστοιχα,
- α_M και β_K οι συντελεστές των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας.

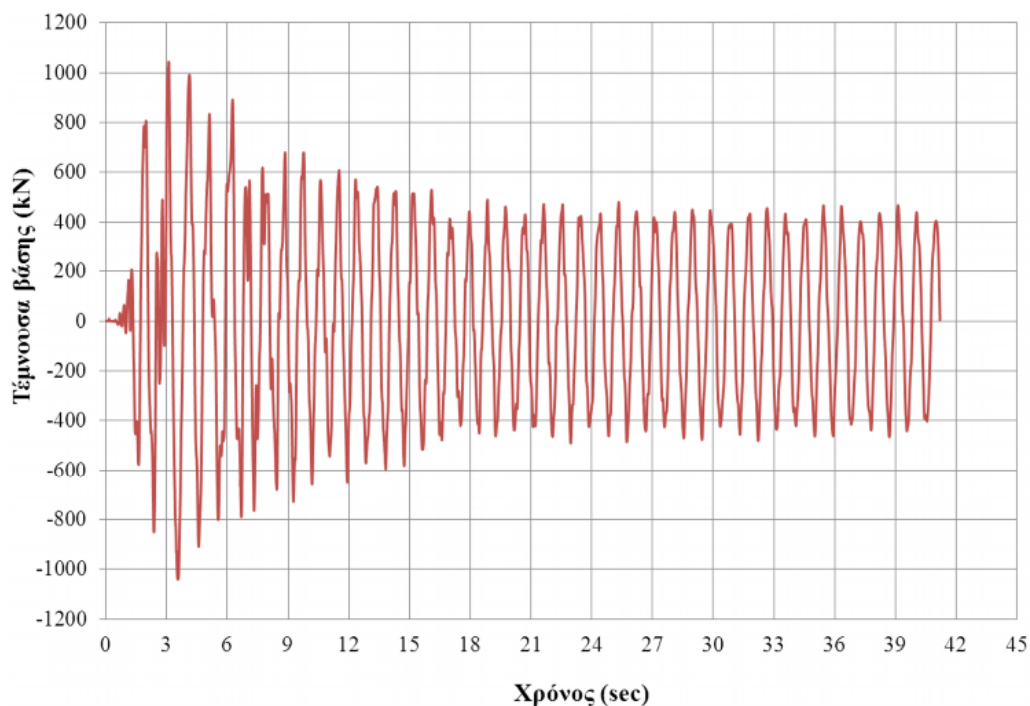
Στο OpenSees μπορούν να χρησιμοποιηθούν τρία διαφορετικά μητρώα δυσκαμψίας (που συνοδεύονται από αντίστοιχους συντελεστές β) και συγκεκριμένα το τρέχον \mathbf{K}_{curr} (μεταβάλλεται σε κάθε επανάληψη κάθε χρονικού βήματος, αλλά ο συντελεστής του αλλάζει μόνο σε κάθε χρονικό βήμα), το αρχικό \mathbf{K}_{init} (παραμένει αμετάβλητο κατά τη διάρκεια της ανάλυσης) και το \mathbf{K}_{comm} (μεταβάλλεται σε κάθε χρονικό βήμα, όπως και ο συντελεστής του). Τα τρία αυτά μητρώα είναι ίδια στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης, αλλά για την περίπτωση της ανελαστικής, επειδή το μητρώο δυσκαμψίας μπορεί να μεταβληθεί όταν γίνει διαρροή δομικών μελών, μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιοδήποτε από τα τρία επιθυμεί ο χρήστης. Στην παρούσα διατριβή επιλέχθηκε το μητρώο που μεταβάλλεται στο τέλος κάθε χρονικού βήματος, δηλαδή το \mathbf{K}_{comm} . Ο αντίστοιχος συντελεστής του μητρώου αυτού δίνεται από τη σχέση $\beta_{comm}=2\zeta/\omega$ όπου ζ είναι ο λόγος απόσβεσης (επιλέχθηκε ίσος προς 4%) και ω είναι η κύρια ιδιοσυχνότητα. Επίσης, ο συντελεστής πολλαπλασιασμού του μητρώου μάζας α_M θεωρήθηκε μηδενικός. Πάντως, η απόσβεση επηρεάζει ιδιαίτερα τις μόνιμες μετακινήσεις των ορόφων μετά το πέρας της διέγερσης όπου η κατασκευή εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση, καθώς και το μέγεθος και τη διαφορά φάσης στην εμφάνιση των μέγιστων τιμών των μεγεθών απόκρισης (επιτάχυνση ορόφων, μετακινήσεις, κλπ).

Από τη διεξαγωγή των αναλύσεων καταγράφηκαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

- Η χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης, επειδή σχετίζεται με την πιθανότητα διατμητικής αστοχίας των υποστυλωμάτων του ισογείου, αλλά και για σύγκριση με τις τιμές που υπολογίζονται από το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8.
- Οι απόλυτες επιταχύνσεις κάθε ορόφου, επειδή σχετίζονται στην πράξη με ζημιές σε ευαίσθητο εξοπλισμό κτιρίων.

- Οι χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων (γωνιακών παραμορφώσεων) των ορόφων, επειδή σχετίζονται με τις εσωτερικές δυνάμεις των δομικών στοιχείων και αποτελούν ένα δημοφιλή δείκτη βλαβών.
- Η χρονοϊστορία των απόλυτων μετακινήσεων κάθε ορόφου, επειδή σχετίζονται στην πράξη με πιθανές συγκρούσεις παρακείμενων κατασκευών.

Αξίζει να σημειωθούν δύο θέματα που προέκυψαν κατά τη δυναμική ανάλυση. Το πρώτο είναι ότι χρειάστηκε να γίνουν αρκετές επαναλήψεις και να τροποποιηθούν κατάλληλα οι παράμετροι της ανάλυσης έτσι ώστε να επιτευχθεί η σύγκλιση στο σύνολο των χρονικών βημάτων που εξετάστηκαν, αφού αρχικά δεν μπορούσε να επιτευχθεί σύγκλιση πέραν των πρώτων δευτερολέπτων της ανάλυσης, αντί για τα συνολικά 41 δευτερόλεπτα της διέγερσης. Για τον σκοπό αυτό χρειάστηκε να μεταβληθεί η ανοχή (μείωση), ο αριθμός των επαναλήψεων (αύξηση), ο αλγόριθμος ανάλυσης (δοκιμάστηκαν ακόμα τρεις αλγόριθμοι) και το χρονικό βήμα της ανάλυσης (υποδιπλασιασμός). Το δεύτερο ζήτημα ήταν ότι αρχικά δεν είχε ληφθεί υπόψη η απόσβεση. Η ενσωμάτωση της απόσβεσης δημιούργησε νέα προβλήματα αδυναμίας σύγκλισης και μάλιστα για μεγάλες τιμές του λόγου απόσβεσης ήταν αδύνατη η σύγκλιση. Το σχήμα της Εικόνας 5.22 που παρουσιάζει τη χρονοϊστορία μεταβολής της τέμνουσας βάσης είναι ενδεικτικό.



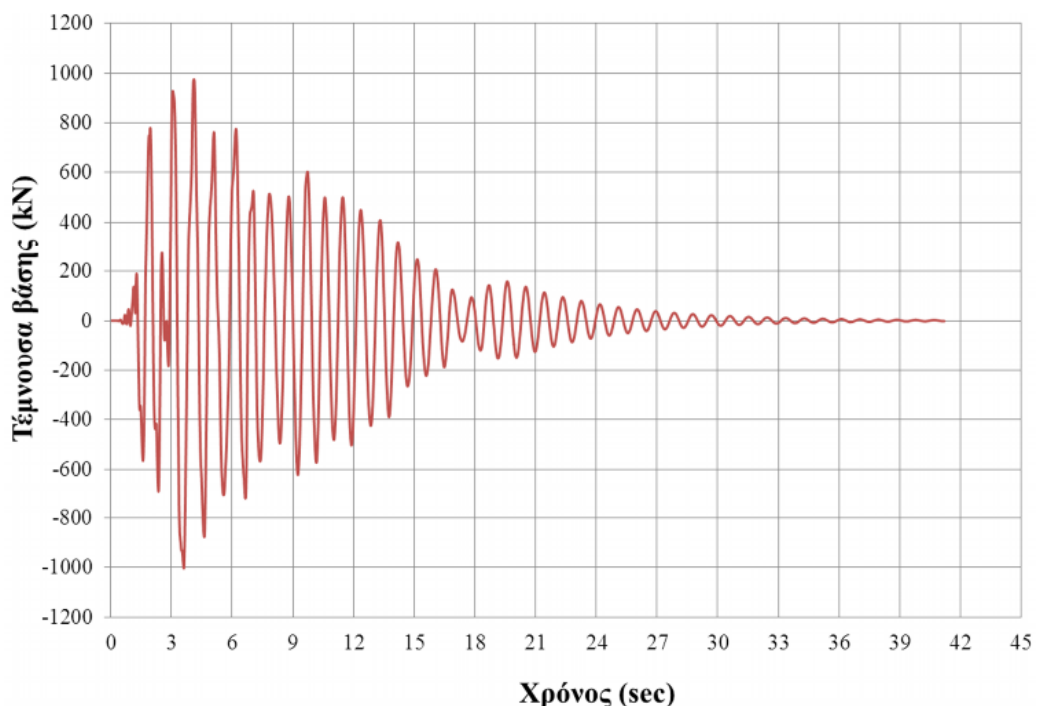
Εικόνα 5.22: Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης για τον φορέα χωρίς απόσβεση.

Στην αρχική περίπτωση λοιπόν, χωρίς απόσβεση, η χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης εμφανίζει μεγιστοποίηση της τέμνουσας βάσης στην τιμή 1044kN για $t=3.1\text{sec}$, νωρίτερα από

την τιμή $t=5.8\text{sec}$ στην οποία μεγιστοποιείται η επιτάχυνση της διέγερσης (Εικόνα 5.19) και μετά την τιμή $t=20\text{sec}$ παραμένει πρακτικά αμετάβλητη, με τιμή λίγο μεγαλύτερη από 400kN . Το αποτέλεσμα αυτό δεν ήταν λογικό, αφού μετά το πέρας της έντονης διέγερσης (οπότε ουσιαστικά ο φορέας εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση) δεν υπήρχε μείωση της τέμνουσας βάσης, αλλά ούτε και των τιμών των υπολοίπων μεγεθών που εξετάστηκαν. Αυτό ήταν η αφορμή να διερευνηθεί περαιτέρω το ζήτημα της απόσβεσης και να ορισθεί με τη διαδικασία που περιγράφηκε προηγουμένως. Είναι επίσης σημαντικό το ότι η επιλογή του ποσοστού απόσβεσης μπορεί να προκαλέσει προβλήματα αδυναμίας αριθμητικής σύγκλισης και μια εκ νέου αλλαγή των παραμέτρων της ανάλυσης (ανοχή, αλγόριθμοι, κλπ).

5.6.1.3.2. Τέμνουσα βάσης

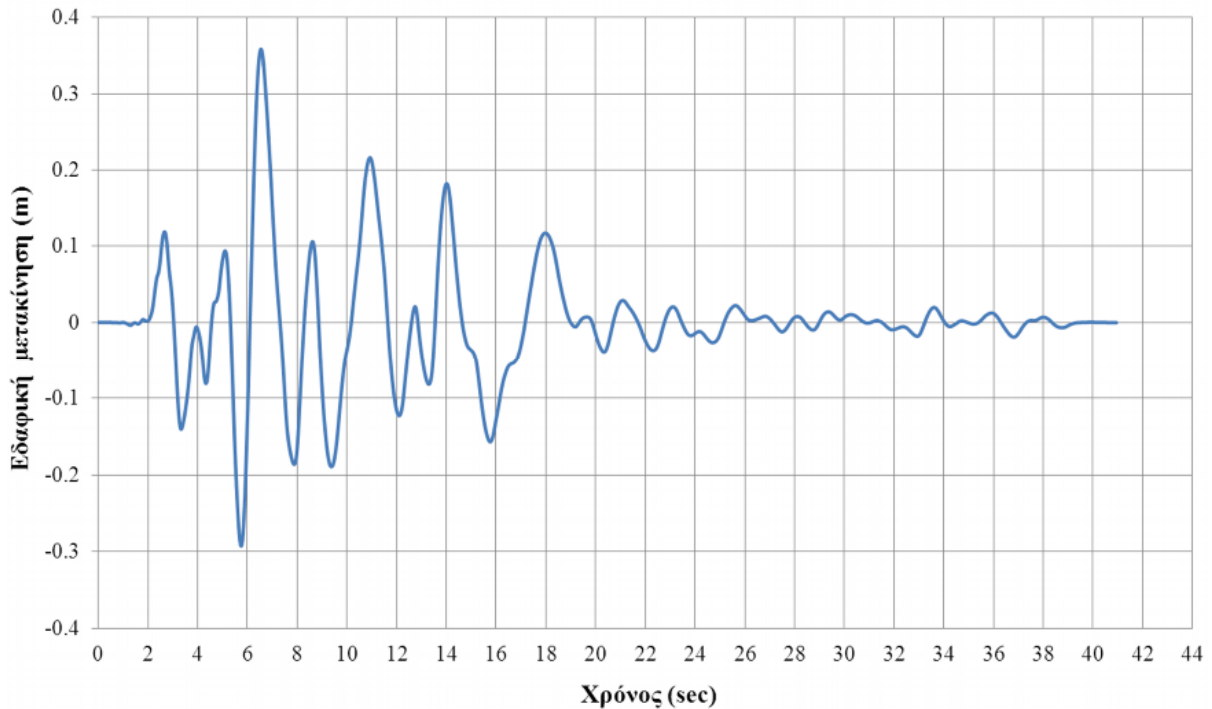
Στην Εικόνα 5.23 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης, όπως υπολογίστηκε για τον φορέα, με λόγο απόσβεσης $\zeta=4\%$. Στη περίπτωση αυτή, η χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης εμφανίζει μεγιστοποίηση της τέμνουσας βάσης για $t=3.61\text{sec}$ στην τιμή 1003kN . Είναι εμφανής η επίδραση της απόσβεσης στην απομείωση του πλάτους της ταλάντωσης (και κατά συνέπεια στην τέμνουσα βάσης) που μετά τα 30 δευτερόλεπτα οπότε και η διέγερση σχεδόν μηδενίζεται, η κατασκευή πρακτικά παύει να ταλαντώνεται και η τέμνουσα βάσης είναι σχεδόν μηδενική. Αυτό σημαίνει ότι η ενέργεια που προσδίνεται στον φορέα μέσω της διέγερσης δεν μπορεί να υπερκεράσει τις απώλειες λόγω απόσβεσης με αποτέλεσμα η ταλάντωση να είναι φθίνουσα.



Εικόνα 5.23: Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης για το φορέα με απόσβεση.

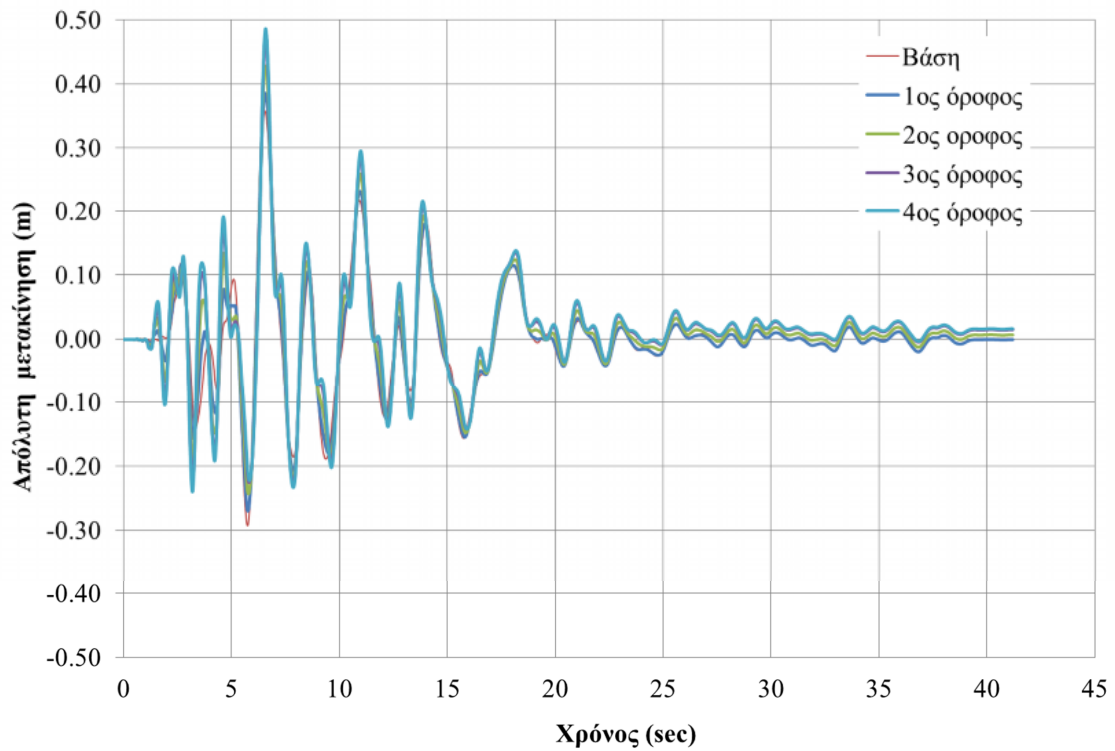
5.6.1.3.3. Μετακινήσεις

Στις Εικόνες 5.25 και 5.26 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των απόλυτων και των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, αντίστοιχα. Οι απόλυτες μετακινήσεις προκύπτουν ως άθροισμα των σχετικών μετακινήσεων και των μετακινήσεων της βάσης, δηλαδή της χρονοϊστορίας μετακίνησης της διέγερσης. Η εν λόγω χρονοϊστορία παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.24 και υπολογίστηκε με το λογισμικό SeismoSignal της Seismosoft.

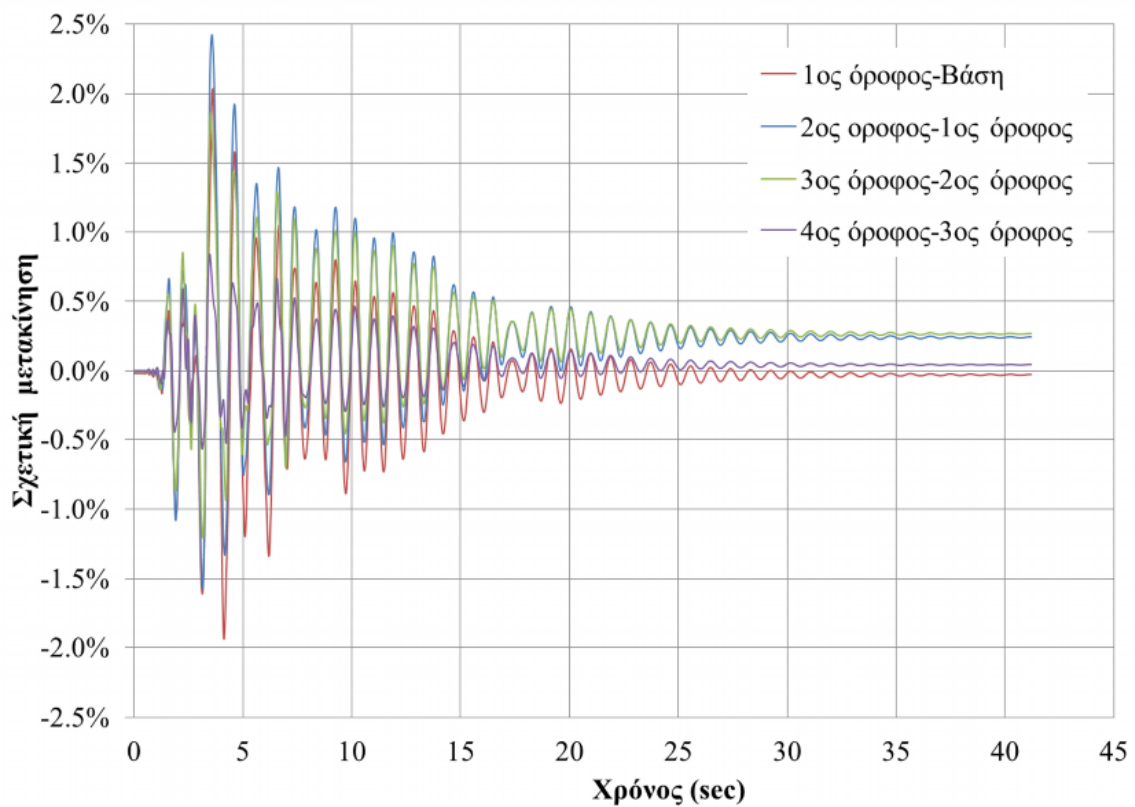


Εικόνα 5.24: Χρονοϊστορία μετακίνησης της καταγραφής Takatori00.

Στις Εικόνες 5.25 και 5.26 παρατηρείται μια έντονη διακύμανση των μετακινήσεων τα πρώτα είκοσι δευτερόλεπτα στα οποία η διέγερση είναι εντονότερη, και έπειτα μια σταθεροποίηση τους στις παραμένουσες τιμές. Η μέγιστη και η μόνιμη απόλυτη μετακίνηση οροφής του κτιρίου είναι 48.6 και 1.6 εκατοστά, αντίστοιχα. Γενικότερα, οι μέγιστες τιμές των μετακινήσεων είναι αρκετά υψηλές, με εκείνη της οροφής να φτάνει το 4% του συνολικού ύψους του κτιρίου. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου είναι 2.4% και αφορά τον 2^ο όροφο, ενώ η σχετική μετακίνηση του 1^{ου} ορόφου παρουσιάζεται ελάχιστα χαμηλότερη (μέγιστη τιμή 2.0%). Ενδιαφέρον παρουσιάζει και το γεγονός ότι οι σχετικές μετακινήσεις παρουσιάζουν σχεδόν μηδενική παραμένουσα τιμή. Πιο αναλυτικά, οι μέγιστες σχετικές και απόλυτες καθώς και οι μόνιμες μετακινήσεις των ορόφων παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.12.



Εικόνα 5.25: Χρονοϊστορία απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων.



Εικόνα 5.26: Χρονοϊστορία σχετικών μετακινήσεων (%) των ορόφων.

Μετακίνηση	όροφος			
	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}
Μέγιστη σχετική (cm)	7.1	14.3	19.3	21.2
Μέγιστη σχετική (%)	2.0	2.4	1.9	0.8
Μέγιστη απόλυτη (cm)	38.5	42.8	46.7	48.6
Μόνιμη σχετική (cm)	-0.1	0.7	1.5	1.6
Μόνιμη σχετική (%)	0.0	0.2	0.3	0.0
Μόνιμη απόλυτη (cm)	-0.1	0.7	1.5	1.6

Πίνακας 5.12: Η μέγιστη απόλυτη, σχετική και παραμένουσα μετακίνηση των ορόφων.

5.6.1.3.4. Ιδιοπερίοδος

Μια παράμετρος που μπορεί εύκολα να εκτιμηθεί από οποιαδήποτε χρονοϊστορία ενός μεγέθους απόκρισης (π.χ., μετακίνησης, επιτάχυνσης, τέμνουσας βάσης, κλπ) είναι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Συγκεκριμένα, το χρονικό διάστημα που απαιτείται για μια πλήρη ταλάντωση (π.χ., για έναν κύκλο μετακίνησης οποιουδήποτε ορόφου από την Εικόνα 5.26) ισοδυναμεί με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος αυξάνει σταδιακά λόγω μείωσης της δυσκαμψίας εξαιτίας βλαβών, οπότε έχει σημασία η χρονική στιγμή στην οποία μετράται. Για παράδειγμα, στο διάστημα 1.35 sec έως 2.1 sec γίνεται μια πλήρης ταλάντωση του 1^{ου} ορόφου, άρα η ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ίση με 0.75 sec. Αντίθετα, στο διάστημα 15 sec έως 15.85 sec που γίνεται πάλι μια πλήρης ταλάντωση, η ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ίση με 0.85 sec. Σημειώνεται ότι οι υπολογισθείσες με τον τρόπο αυτό τιμές είναι κατ' εκτίμηση.

5.6.1.3.5. Επιταχύνσεις

Στις Εικόνες 5.27 έως 5.30 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των σχετικών και απόλυτων¹³ οριζόντιων επιταχύνσεων του τρίτου και τέταρτου ορόφου, σε σύγκριση με τη χρονοϊστορία της διέγερσης. Αν και οι προαναφερθείσες χρονοϊστορίες δεν περιέχουν τις μέγιστες επιταχύνσεις ορόφου, εντούτοις επιλέχθηκαν διότι παρουσιάζουν καλύτερα τη διαφορά μεταξύ σχετικών και απόλυτων επιταχύνσεων. Επιπροσθέτως, στον Πίνακα 5.13

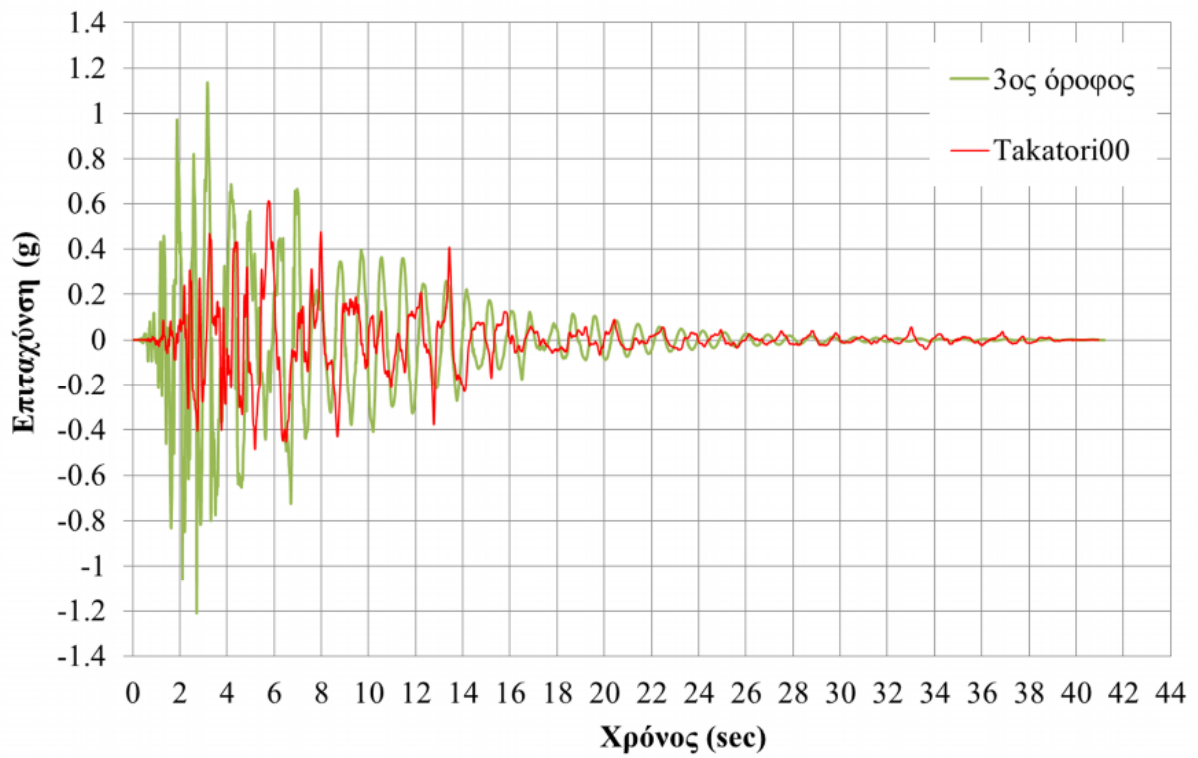
¹³ Ισούται με το άθροισμα των σχετικών επιταχύνσεων και των επιταχύνσεων της βάσης, δηλαδή της χρονοϊστορίας της διέγερσης.

παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων και η χρονική στιγμή πραγματοποίησης τους. Η αρχή της αδράνειας προκαλεί διαφοροποίηση στη χρονική στιγμή κατά την οποία μεγιστοποιούνται οι απόλυτες και οι σχετικές μετακινήσεις.

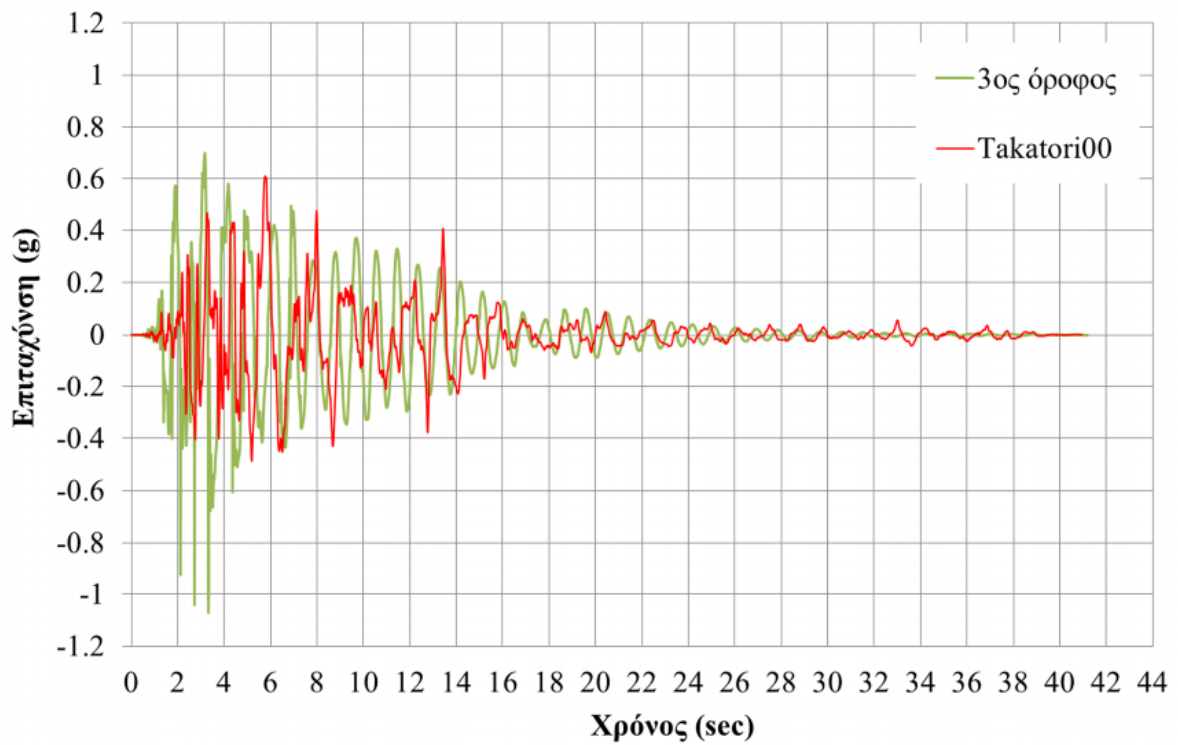
α/α ορόφου	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση (g)	Μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση (g)
Βάση	0	0.61 (t=2.82sec)
1	-1.37 (t=3.37sec)	-1.43 (t=3.37sec)
2	-1.53 (t=2.11sec)	-1.58 (t=2.11sec)
3	-1.21 (t=2.72sec)	-1.07 (t=3.32)
4	1.17 (t=2.59sec)	0.85 (t=3.11sec)

Πίνακας 5.13: Μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων.

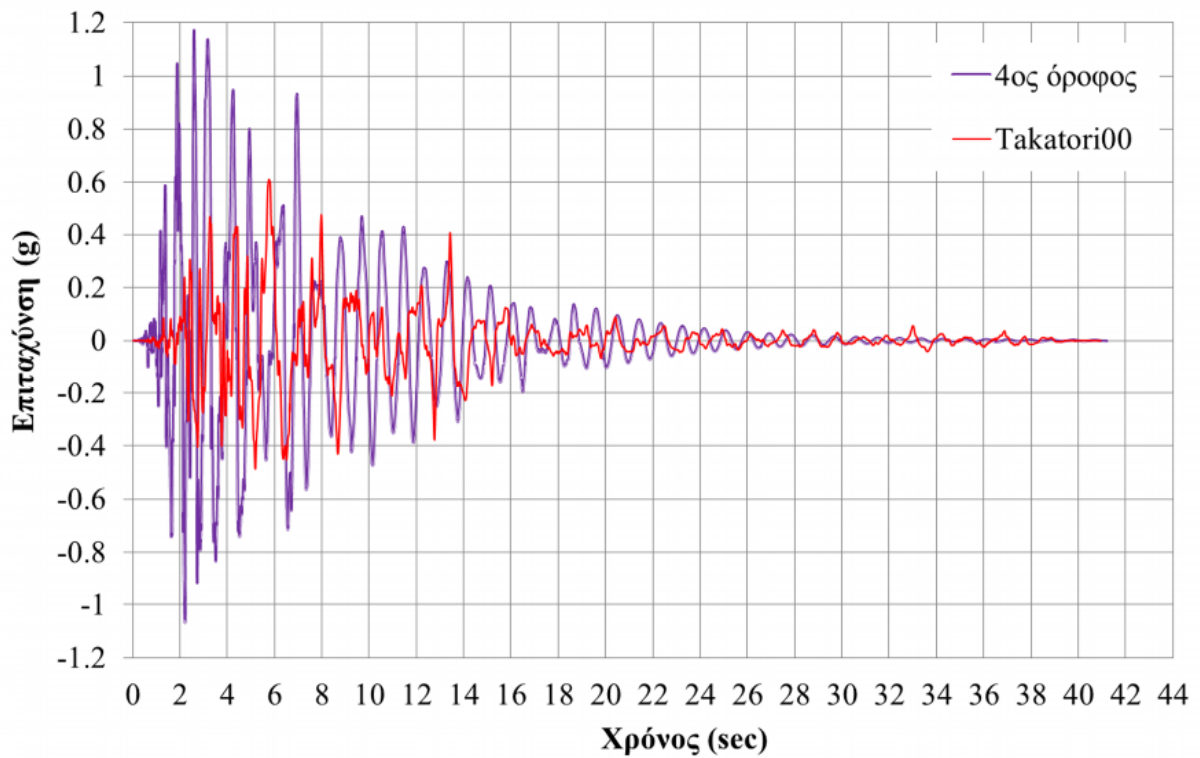
Από τα αποτελέσματα διαπιστώνονται τιμές επιταχύνσεων ορόφων που ξεπερνούν τα 1.5g (2^{ος} όροφος), τιμή υπερδιπλάσια της μέγιστης επιτάχυνσης της διέγερσης (0.61g). Γενικά πάντως, οι τιμές των επιταχύνσεων των ορόφων καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης δεν είναι αρκετά υψηλότερες από εκείνες των επιταχύνσεων της βάσης, με εξαίρεση το διάστημα μεταξύ δευτέρου και πέμπτου δευτερολέπτου οπότε και μεγιστοποιούνται. Είναι γεγονός ότι αφενός οι μέγιστες σχετικές επιταχύνσεις είναι γενικά υψηλότερες από τις απόλυτες, και ότι αφετέρου υπάρχει μια σημαντική διαφορά μεταξύ των επιταχύνσεων των ορόφων (κατά ένα μέρος οφείλεται και στη διαφορά μαζών μεταξύ τους) που φτάνει το 90% (απόλυτη επιτάχυνση 4^{ου} και 2^{ου} ορόφου). Πρέπει να σημειωθεί ότι από το φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης της εδαφικής διέγερσης, για το διάστημα περιόδων από 0.66 sec έως 0.85 sec που εκτιμάται ότι κυμαίνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, αντιστοιχούν τιμές επιταχύνσεων 1.5-1.6g, γεγονός που επιβεβαιώνεται και από τα παραπάνω αποτελέσματα.



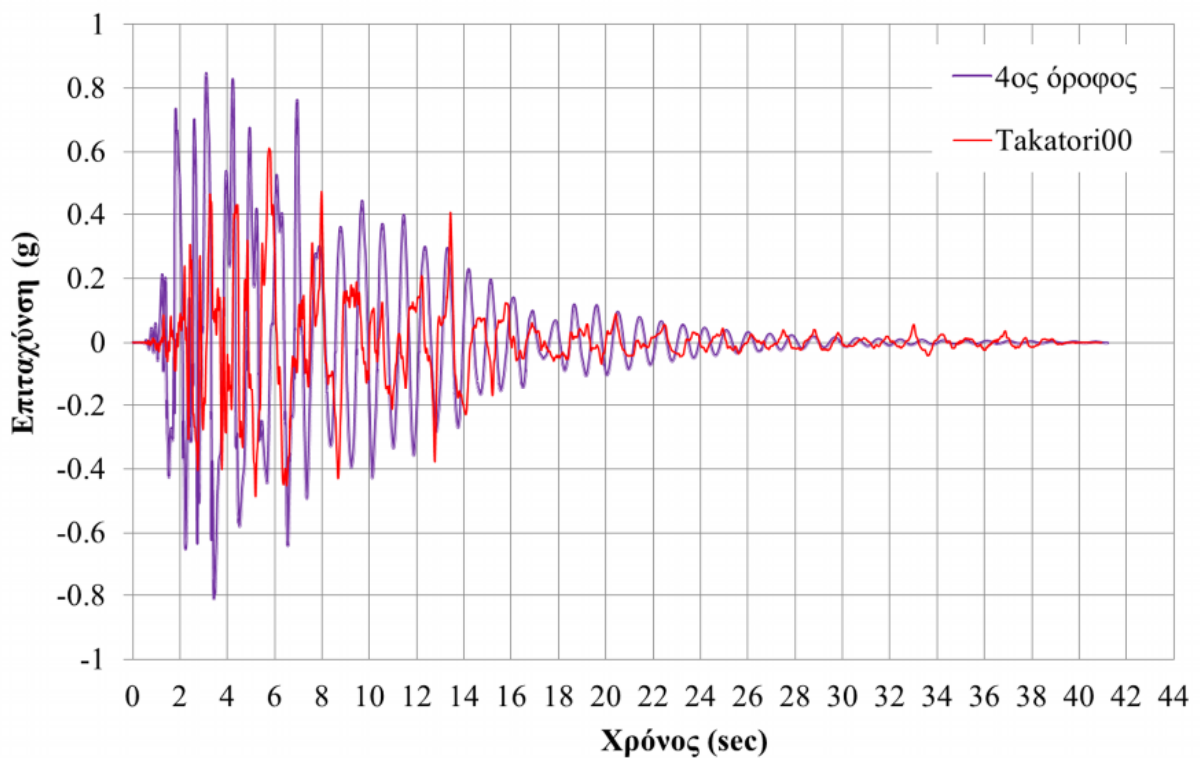
Εικόνα 5.27: Χρονοϊστορία σχετικής επιτάχυνσης του 3^{ου} ορόφου.



Εικόνα 5.28: Χρονοϊστορία απόλυτης επιτάχυνσης του 3^{ου} ορόφου.



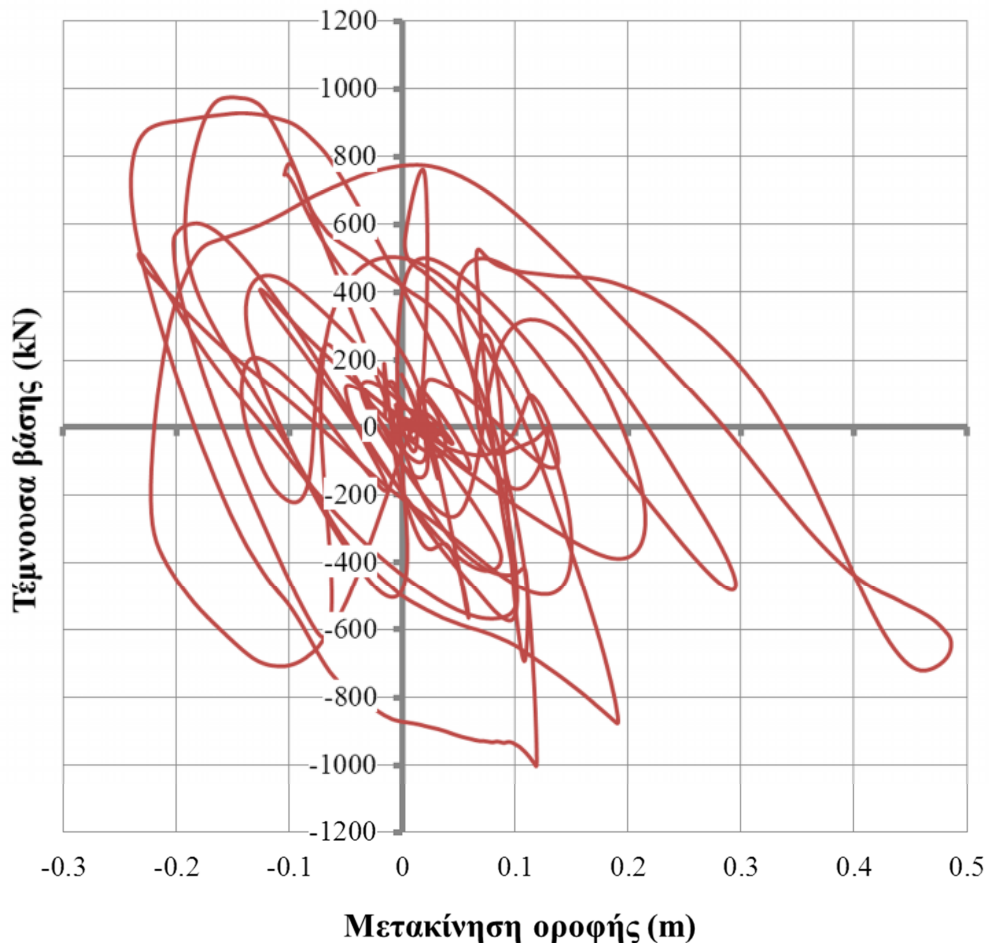
Εικόνα 5.29: Χρονοϊστορία σχετικής επιτάχυνσης του 4^{ου} ορόφου.



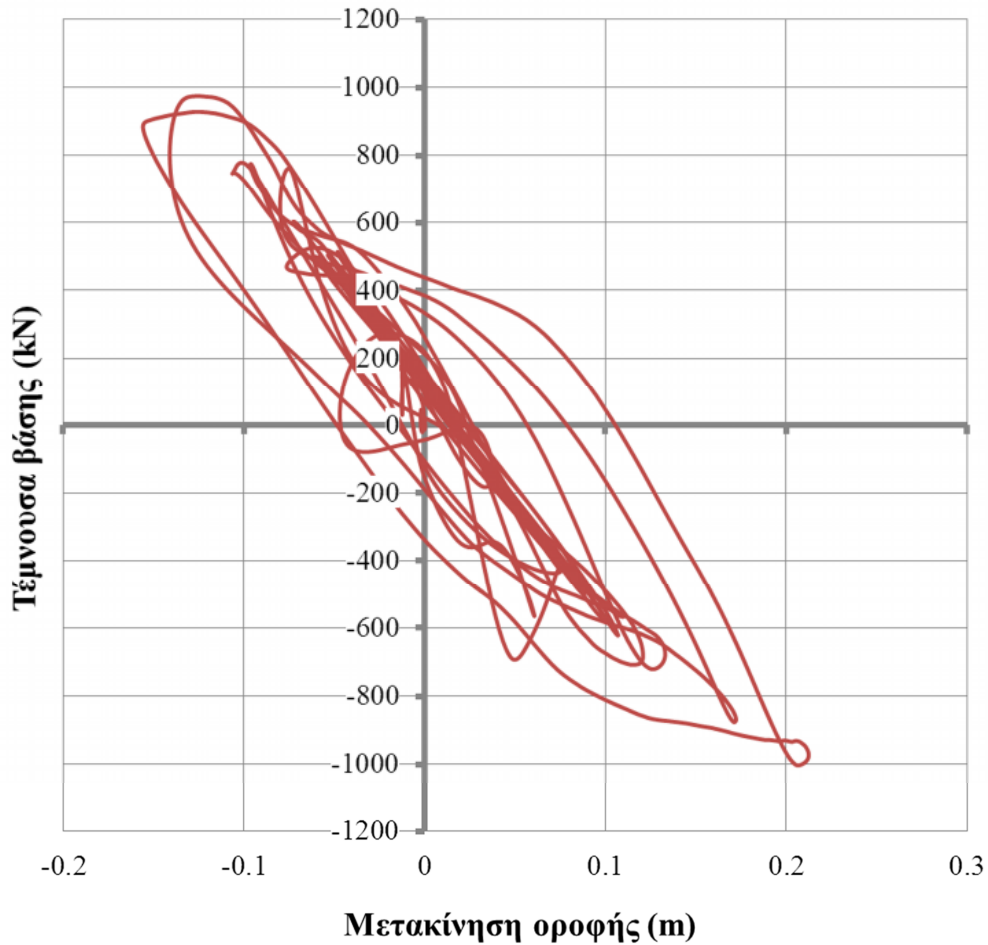
Εικόνα 5.30: Χρονοϊστορία απόλυτης επιτάχυνσης του 4^{ου} ορόφου.

5.6.1.4. Σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής και της δυναμικής ανάλυσης

Αν και υπάρχουν ορισμένες ομοιότητες μεταξύ των δύο μη-γραμμικών αναλύσεων που διενεργήθηκαν στον φορέα, η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους για μεγέθη απόκρισης όπως λ.χ., μετακινήσεις ή δυνάμεις, δεν είναι εύκολη λόγω της δυναμικής φύσης της ανάλυσης χρονοϊστορίας κατά την οποία όλα τα μεγέθη μεταβάλλονται χρονικά και η καμπύλη οποιουδήποτε μεγέθους απόκρισης έχει τη μορφή μη-κανονικών, επαναλαμβανόμενων βρόγχων φόρτισης-αποφόρτισης όπως αυτός της Εικόνας 5.31 που παριστάνει τη σχέση τέμνουσας βάσης-απόλυτης μετακίνησης οροφής ή αυτός της Εικόνας 5.32 ο οποίος παρουσιάζει τη σχέση τέμνουσας βάσης-σχετικής μετακίνησης οροφής.



Εικόνα 5.31: Σχέση τέμνουσας βάσης - απόλυτης μετακίνησης οροφής καθόλη τη διάρκεια της διέγερσης.



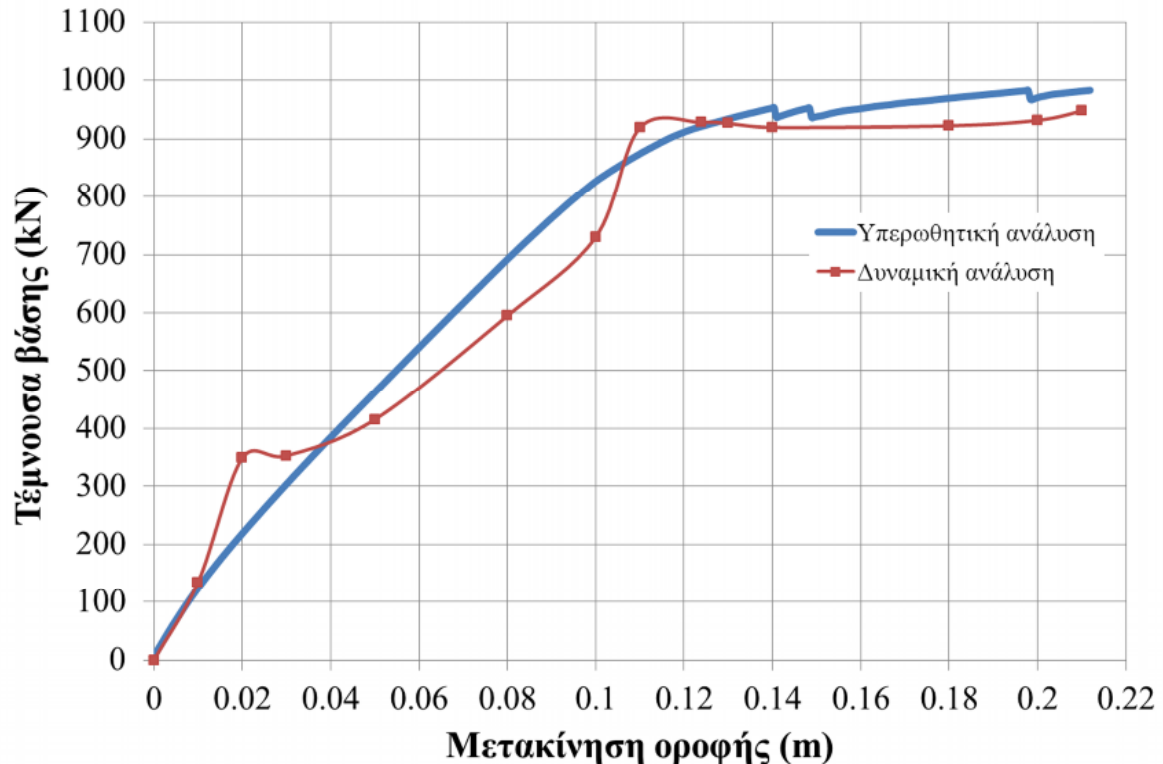
Εικόνα 5.32: Σχέση τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης οροφής καθόλη τη διάρκεια της διέγερσης.

Μια σύγκριση αποτελεσμάτων θα μπορούσε να γίνει μεταξύ μεγεθών όπως για παράδειγμα (Κοτανίδης και συν., 2006):

- τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής για συγκεκριμένη τέμνουσα βάσης (και αντιστρόφως),
- τέμνουσας βάσης-μετακινήσεων ορόφων για συγκεκριμένη τέμνουσα βάσης (και αντιστρόφως), ή
- αριθμού πλαστικών αρθρώσεων για δεδομένη τέμνουσα βάσης (και αντιστρόφως).

Πιο συγκεκριμένα, για την πρώτη περίπτωση σύγκρισης, δηλαδή μεταξύ τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής, τα αποτελέσματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης εμφανίζονται με τη γνώριμη συνεχή καμπύλη ικανότητας, ενώ τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας εμφανίζονται ως μεμονωμένα σημεία για τα οποία η μετακίνηση οροφής προκύπτει μόνο κατά τη φάση αυξανόμενης έντασης φόρτισης του φορέα (δηλαδή περίπου για τα πρώτα 4 δευτερόλεπτα).

Πρέπει να σημειωθεί ότι μια τέτοιου είδους σύγκριση δεν είναι εύκολη αφού για τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης πρέπει να γίνει κατάλληλη επεξεργασία (εύρεση των απόλυτων τιμών μετακινήσεων, εύρεση χρονικής στιγμής πραγματοποίησής τους, εύρεση της τέμνουσας βάσης που αντιστοιχεί σε αυτήν τη χρονική στιγμή). Αφετέρου, η σύγκριση αποτελεσμάτων στατικών και δυναμικών μη-γραμμικών αναλύσεων δεν είναι ιδιαίτερα πρόσφορη λόγω των παραδοχών που έχουν γίνει για τη στατική μη-γραμμική ανάλυση (π.χ., μονότονη σταθερή φόρτιση μόνο με βάση την πρώτη ιδιομορφή, κλπ). Εντούτοις, μια προσπάθεια σύγκρισης των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων θα κατέληγε στο διάγραμμα της Εικόνας 5.33. Η καμπύλη ικανότητας για τη δυναμική ανάλυση προέκυψε από συνένωση δεκατεσσάρων σημείων (που παριστάνουν ζεύγη σχετικής μετακίνησης οροφής - τέμνουσας βάσης). Μεγαλύτερος αριθμός σημείων θα απαιτούσε πολύ περισσότερο χρόνο επεξεργασίας των δεδομένων. Σκόπιμα έγινε περικοπή της καμπύλης ικανότητας της υπερωθητικής ανάλυσης για λόγους ευκρινέστερης παρουσίασης, σε μετακίνηση οροφής ίση με τη μέγιστη μετακίνηση οροφής της δυναμικής ανάλυσης (21.2 εκατοστά, αντί 100 εκατοστών). Προφανώς, η επικλιμάκωση του επιταχυνσιογραφήματος με υψηλότερη PGA θα δημιουργούσε απόκριση τέτοια ώστε η μετακίνηση οροφής να ήταν μεγαλύτερη.



Εικόνα 5.33: Σύγκριση μεταξύ καμπυλών ικανότητας στατικής υπερωθητικής και δυναμικής ανάλυσης.

Εκείνο που είναι εμφανές είναι ότι υπάρχει μια σχετικά καλή προσέγγιση των δύο καμπυλών, αλλά σε υψηλές τιμές της τέμνουσας βάσης η σχέση τέμνουσας βάσης-

μετακίνησης οροφής της δυναμικής ανάλυσης παρουσιάζει μια «ανωμαλία» τύπου «κράτυνσης». Πρέπει να σημειωθεί όμως ότι για το σχηματισμό της καμπύλης της υπερωθητικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν 425 ζεύγη (βήμα μετακίνησης 0.5mm), έναντι μόλις 14 της καμπύλης της δυναμικής ανάλυσης (η οποία έχει σταθερό χρονικό βήμα 0.005sec, αλλά μεταβλητό βήμα μετακίνησης, λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, και είναι κατά μέσο όρο 2mm το εν λόγω διάστημα).

Μια πιο αξιόπιστη μέθοδος σύγκρισης των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων είναι η σύγκριση του αριθμού πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται για ορισμένα επίπεδα τέμνουσας βάσης. Βέβαια, επειδή είναι αδύνατον με βάση τις δυνατότητες του OpenSees, να προκύψει αυτόματα η θέση και ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται, κάτι τέτοιο μπορεί να γίνει μόνο έπειτα από επεξεργασία των δεδομένων. Επίσης, η χρησιμοποίηση στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας δεν επιτρέπει την άμεση εκτίμηση του σχηματισμού μια πλαστικής άρθρωσης σε σύγκριση με τα στοιχεία σημειακής πλαστιμότητας (τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στο τρίτο κεφάλαιο). Για να γίνει εφικτό κάτι τέτοιο θα πρέπει να παρακολουθηθεί η σχέση τάσης-παραμόρφωσης των ιών χάλυβα, καθόλη τη διάρκεια των αναλύσεων, να διαπιστωθεί η τιμή της τέμνουσας βάσης για την οποία γίνεται διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, γεγονός που σηματοδοτεί τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης. Το ζήτημα αυτό είναι ανάμεσα σε εκείνα που θα μπορούσαν μελλοντικά να διερευνηθούν περαιτέρω, αφού δεν ήταν εφικτό χρονικά να εξεταστεί στην παρούσα εργασία.

5.6.2. Τετραόροφο 2Δ -Έδραση σε οριζόντια & κατακόρυφα ανελαστικά ελατήρια

5.6.2.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση διενεργήθηκε όπως και στην περίπτωση του φορέα με σταθερή έδραση και τα ιδιοδιανύσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.14 (κανονικοποιημένα ως προς τη μονάδα). Για λόγους σύγκρισης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις δύο εδαφικές κατηγορίες καθώς και για την περίπτωση της πάκτωσης.

Έδραση	α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα				
			όροφος				
			Βάση	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}
αργιλώδες έδαφος	1 ^η	0.893	0.075	0.440	0.699	0.886	1.000
	2 ^η	0.255	-0.256	-0.956	-0.782	0.083	1.000
	3 ^η	0.155	-0.159	-0.770	-1.000	-0.782	0.280
αμμώδες έδαφος	1 ^η	0.741	0.002	0.325	0.614	0.855	1.000
	2 ^η	0.227	-0.008	-0.831	-0.891	-0.064	1.000
	3 ^η	0.120	-0.014	-0.913	0.099	1.000	-0.708
πάκτωση	1 ^η	0.665	0	0.255	0.558	0.831	1.000
	2 ^η	0.208	0	-0.750	-0.969	-0.189	1.000
	3 ^η	0.113	0	-0.921	-0.100	1.000	-0.643

Πίνακας 5.14: Οι τρεις κύριες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές του τετραόροφου 2Δ, για κάθε περίπτωση έδρασης.

Παρατηρείται μια σημαντική μεταβολή στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα για την περίπτωση της ελαστικής έδρασης. Πιο συγκεκριμένα, οι ιδιοπερίοδοι του φορέα για την περίπτωση της ελαστικής έδρασης, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες για σταθερή έδραση, διαφέρουν αρκετά για το αργιλώδες έδαφος (αύξηση 35%), ενώ για το αμμώδες έδαφος η αύξηση είναι περίπου 12%. Εκτός από τη διαφορά στη τιμή των ιδιοπεριόδων, σημειώνεται επιπλέον και μια μεταβολή στις ιδιομορφές, όχι τόσο μεγάλη στην πρώτη ιδιομορφή, όσο στη δεύτερη και στην τρίτη. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι στον Πίνακα 5.14, παρουσιάζεται και η συνιστώσα του ιδιοδιανύσματος στην ελαστική βάση του φορέα (δηλαδή στον πόδα

των στύλων ισογείου), η οποία όμως έχει αμελητέα τιμή στην περίπτωση του αμμώδους εδάφους, αλλά όχι ασήμαντη στην περίπτωση του αργιλώδους εδάφους. Παρολαυτά, η συνιστώσα αυτή, δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων που βασίζονται στα ιδιοδιανύσματα, (όπως π.χ. η στατική υπερωθητική ανάλυση) εξαιτίας της μικρής μάζας με την οποία σχετίζεται (μόλις 6.6t), κάτι που αποδεικνύεται στην αμέσως επόμενη ενότητα.

5.6.2.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Οι λεπτομέρειες για την ανάλυση έχουν ήδη αναφερθεί στην ενότητα 5.6.1.2. και παραμένουν ίδιες. Έτσι, το διάνυσμα των δυνάμεων που ασκείται σε κάθε όροφο, είναι με βάση τον Πίνακα 5.14 σε κάθε εδαφική κατηγορία:

1. Αργιλώδες έδαφος

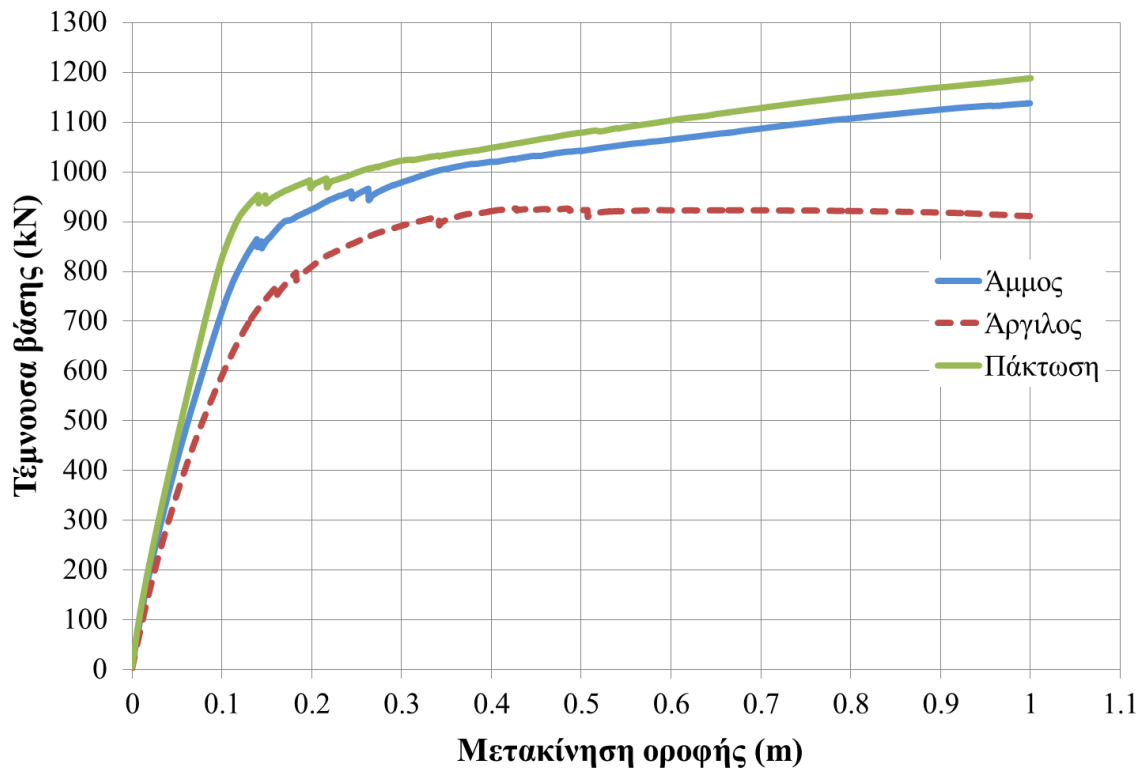
$$f_i = \begin{bmatrix} 6.65 \\ 55.95 \\ 54.40 \\ 54.40 \\ 47.30 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.075 \\ 0.440 \\ 0.699 \\ 0.886 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.50 \\ 24.59 \\ 38.03 \\ 48.19 \\ 47.30 \end{bmatrix} \text{ (tn) και με κανονικοποίηση } f_i = \begin{bmatrix} \frac{0.50}{158.62} = 0.003 \\ \frac{24.59}{158.62} = 0.155 \\ \frac{38.03}{158.62} = 0.240 \\ \frac{48.19}{158.62} = 0.304 \\ \frac{47.30}{158.62} = 0.298 \end{bmatrix}$$

2. Αμμώδες έδαφος

$$f_i = \begin{bmatrix} 6.65 \\ 55.95 \\ 54.40 \\ 54.40 \\ 47.30 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0.325 \\ 0.614 \\ 0.855 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.01 \\ 18.18 \\ 33.41 \\ 46.49 \\ 47.30 \end{bmatrix} \text{ (tn) και με κανονικοποίηση } f_i = \begin{bmatrix} \frac{0.01}{145.39} = 0.000 \\ \frac{18.18}{145.39} = 0.125 \\ \frac{33.41}{145.39} = 0.230 \\ \frac{46.49}{145.39} = 0.320 \\ \frac{47.30}{145.39} = 0.325 \end{bmatrix}$$

5.6.2.2.1. Καμπύλη ικανότητας

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.34, δείχνουν ότι οι καμπύλες ικανότητας του φορέα για τις δύο εδαφικές κατηγορίες είναι αρκετά διαφορετικές, με εκείνη για το αμμώδες έδαφος να προσεγγίζει πολύ την καμπύλη ικανότητας του πακτωμένου φορέα.



Εικόνα 5.34: Καμπύλη αντίστασης του τετραόροφου 2Δ για τις τρεις περιπτώσεις έδρασης.

Για την περίπτωση του αμμώδους εδάφους η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης είναι πολύ μεγαλύτερη από εκείνη για αργιλώδες έδαφος (1138kN έναντι 927kN), ενώ η τιμή της οριακής μετακίνησης οροφής είναι 1 μέτρο¹⁴ για κάθε περίπτωση. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν στο $\frac{1138}{218.7 \cdot 9.81} = 53\%$ και στο $\frac{927}{218.7 \cdot 9.81} = 43.2\%$ του βάρους της κατασκευής αντίστοιχα. Για το αργιλώδες έδαφος παρουσιάζεται μια μεγαλύτερη τάση προς οριζόντια μετακίνηση, σαν η θεμελίωση σε αργιλώδες έδαφος να ευνοεί τις οριζόντιες μετακινήσεις του φορέα. Αυτό είναι λογικό, αφού τόσο η φέρουσα ικανότητα ολίσθησης όσο και η παθητική αντίσταση των θεμελιωμένων σε αμμώδες έδαφος πεδίων είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη περίπτωση θεμελίωσης σε αργιλικό έδαφος¹⁵. Πιο συγκεκριμένα, υπολογίστηκε ότι για το αμμώδες έδαφος η αντίσταση τριβής είναι περίπου 291kPa και η παθητική ώθηση γαιών 53kPa, ενώ για το αργιλώδες έδαφος είναι περίπου 164kPa και 100kPa αντίστοιχα. Για λόγους σύγκρισης παρουσιάζεται και η καμπύλη αντίστασης για σταθερή έδραση (πάκτωση) με την οποία ταυτίζεται εκείνη για το αμμώδες έδαφος μέχρι περίπου τα 400 kN, στη συνέχεια όμως φτάνει σε υψηλότερα επίπεδα τέμνουσας και

¹⁴ Η τιμή του ενός μέτρου είχε οριστεί ως όριο για τον τερματισμό της ανάλυσης.

¹⁵ Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο στην ενότητα περί προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και εφαρμογής της μεθόδου «δοκός επί ανελαστικής θεμελίωσης» στο OpenSees.

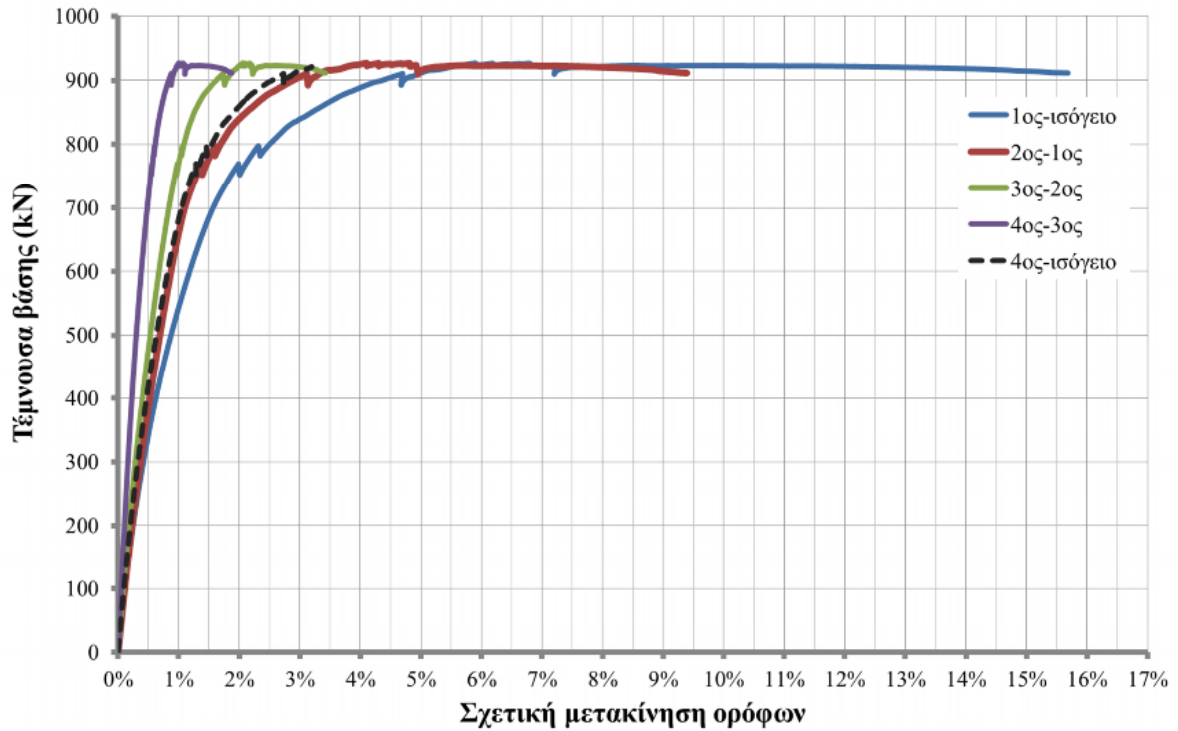
καταλήγει στην ίδια οριακή μετακίνηση οροφής με εκείνη για αργιλώδες έδαφος. Τα αποτελέσματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης για ελαστική και σταθερή έδραση (πάκτωση) παρατίθενται για ποσοτική σύγκριση στον Πίνακα 5.15.

Συνθήκες έδρασης	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{\max} (kN)	Μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{\max} (cm)	Ποσοστό της δ_{\max} για μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% της V_{\max}
άργιλος	927	100	7.1%
άμμος	1138	100	7.4%
πάκτωση	1188	100	6.7%

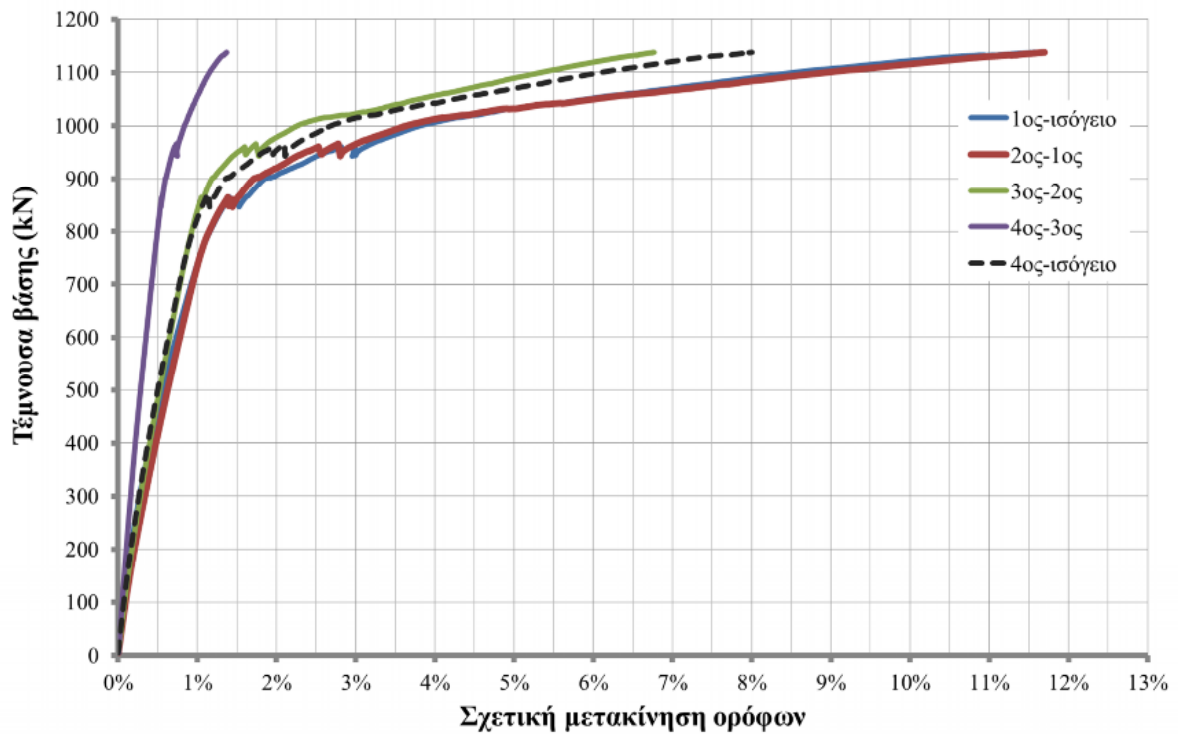
Πίνακας 5.15: Τιμές από την καμπύλη ικανότητας του φορέα για τις τρεις περιπτώσεις έδρασης.

5.6.2.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Στις Εικόνες 5.35 και 5.36 παρουσιάζεται ο ρυθμός μεταβολής των γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων (inter-storey drifts). Γενικότερα μέχρι το 50% της μέγιστης τιμής της τέμνουσας βάσης παρατηρείται και στις δύο περιπτώσεις μια γραμμική αύξηση των γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων. Επίσης, ο ρυθμός αύξησης μεταξύ του 4^{ου} και 3^{ου} ορόφου είναι ο χαμηλότερος, με εκείνον μεταξύ 3^{ου} και 2^{ου} ορόφου να έπεται, ενώ οι μεγαλύτεροι ρυθμοί αύξησης των γωνιακών παραμορφώσεων αντιστοιχούν στους δύο χαμηλότερους ορόφους. Παρατηρείται ακόμα ότι ο γενικός ρυθμός μεταβολής, δηλαδή μεταξύ της οροφής 4^{ου} ορόφου και της βάσης είναι ουσιαστικά η διάμεσος των υπολοίπων ρυθμών και ότι σε υψηλές τιμές της τέμνουσας βάσης, οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων εξακολουθούν να αυξάνονται ακόμα και υπό πολύ μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης. Σε κάθε περίπτωση, η οριακή μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων αναλογεί στην περίπτωση 1^{ου} ορόφου και ισογείου και συγκεκριμένα, για αμμώδες έδαφος η μέγιστη τιμή είναι περίπου 12%, ενώ για αργιλώδες έδαφος φτάνει το 16%.



Εικόνα 5.35: Ρυθμός μεταβολής των σχετικών μετακινήσεων ορόφων του τετραόροφου κτιρίου 2Δ συναρτήσει της τέμνουσας βάσης, (αργιλώδες έδαφος).



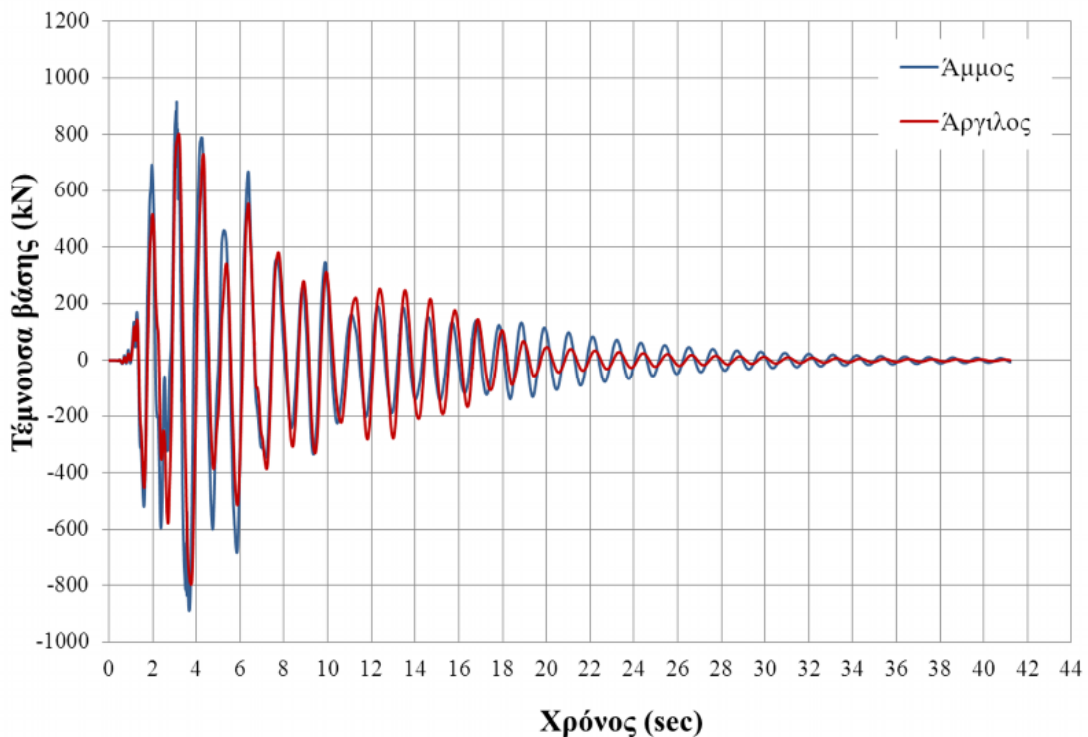
Εικόνα 5.36: Ρυθμός μεταβολής των σχετικών μετακινήσεων ορόφων του τετραόροφου κτιρίου 2Δ συναρτήσει της τέμνουσας βάσης, (αμμώδες έδαφος).

5.6.2.3. Δυναμική ανάλυση

Για την περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στην ενότητα 5.6.1.3 για το προσομοίωμα με τη σταθερή έδραση. Πρέπει όμως να σημειωθεί ότι στην περίπτωση της ελαστικής έδρασης, η διέγερση εφαρμόζεται όχι στον πόδα των στύλων του φορέα (δηλαδή στους κόμβους της βάσης), αλλά στα άκρα των ελατηρίων που προσομοιώνουν το έδαφος θεμελίωσης και συγκεκριμένα στο άκρο με το οποίο είναι σταθερά συνδεδεμένα (πάκτωση) και όχι σε εκείνο με το οποίο συνδέονται στον φορέα.

5.6.2.3.1. Τέμνουσα βάσης

Στην Εικόνα 5.37 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της τέμνουσας βάσης, όπως υπολογίστηκαν για τον φορέα με έδραση σε αμμώδες και σε αργιλώδες έδαφος, με κοινό λόγο απόσβεσης $\zeta=0.04$. Στην πρώτη περίπτωση εμφανίζεται μεγιστοποίηση στη τιμή 916kN, ενώ στη δεύτερη περίπτωση στη τιμή 803kN. Παρατηρείται συνεπώς μια διαφορά της μέγιστης τέμνουσας βάσης της τάξης του 12% περίπου, όμως κατά τα άλλα δεν παρουσιάζεται καμία ιδιαιτερότητα στις δύο χρονοϊστορίες. Φαίνεται πάντως ότι η μέγιστη καταπόνηση του φορέα και στις δύο περιπτώσεις είναι μεταξύ 2^{ου} και 6^{ου} δευτερολέπτου, γεγονός που οφείλεται στη χρονοϊστορία της διέγερσης.



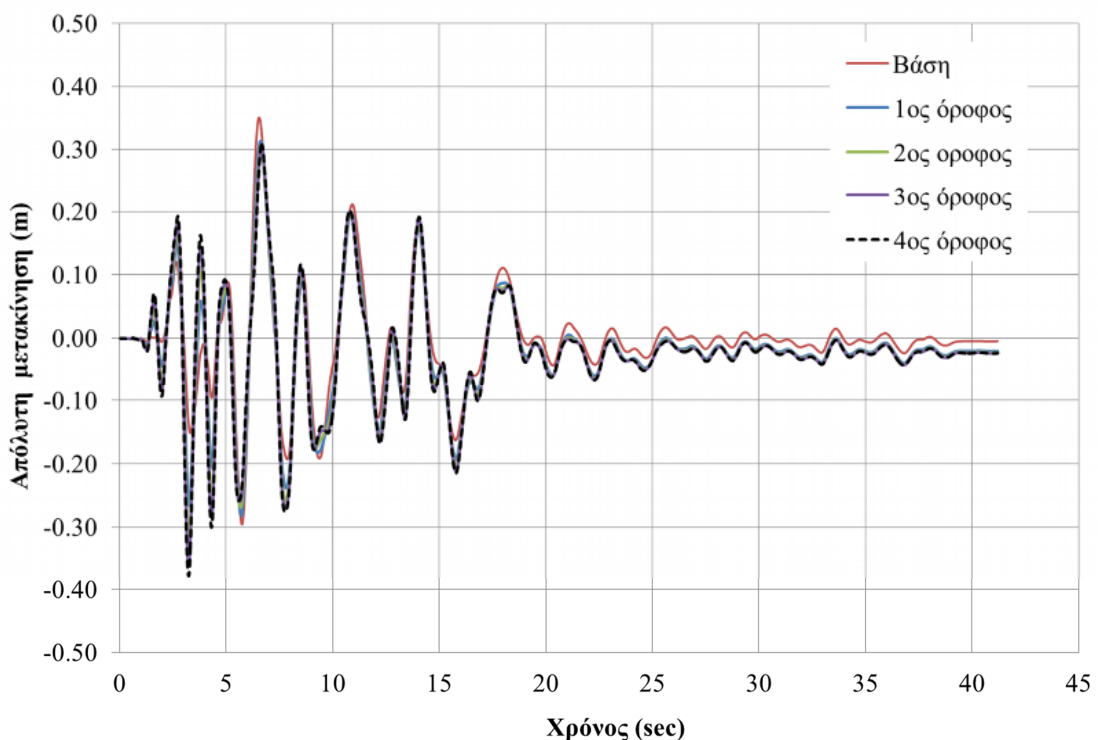
Εικόνα 5.37: Χρονοϊστορίες της τέμνουσας βάσης για αμμώδες και αργιλώδες έδαφος

Εμφανής είναι η επίδραση της απόσβεσης στην απομείωση του πλάτους της ταλάντωσης (και κατά συνέπεια στην τέμνουσα βάσης), ώστε μετά τα 30 δευτερόλεπτα οπότε

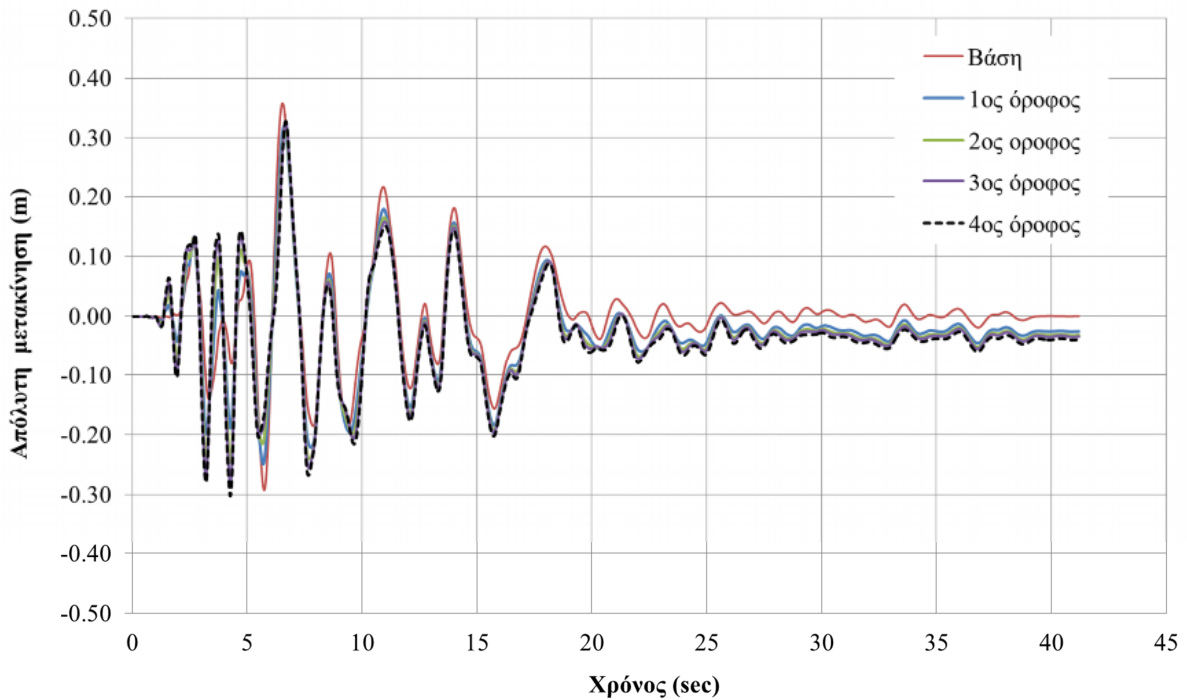
και η διέγερση σχεδόν απουσιάζει, η κατασκευή πρακτικά παύει να ταλαντώνεται και η τέμνουσα βάσης είναι σχεδόν μηδενική. Αυτό σημαίνει ότι η ενέργεια που προσδίνεται στο φορέα μέσω της διέγερσης δεν μπορεί να υπερκεράσει τις απώλειες λόγω απόσβεσης με αποτέλεσμα η ταλάντωση να είναι φθίνουσα. Αξίζει να σημειωθεί ότι στη περίπτωση του αμμώδους εδάφους θεμελίωσης παρουσιάστηκαν πολλά προβλήματα αριθμητικής σύγκλισης σε κάθε χρονικό βήμα ανάλυσης ιδιαίτερα στην περιοχή των 3 δευτερολέπτων οπότε και φαίνεται μια μεγιστοποίηση των μεγεθών απόκρισης του φορέα. Τα προβλήματα αυτά αντιμετωπίστηκαν έπειτα από πολλές δοκιμαστικές αναλύσεις κυρίως μέσω τροποποίησης των παραμέτρων των αλγορίθμων ανάλυσης και των ανοχών, ώστε να βρεθεί ο κατάλληλος συνδυασμός τους.

5.6.2.3.2. Μετακινήσεις

Στις Εικόνες 5.38, 5.39 και 5.40, 5.41 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των απόλυτων και των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων αντίστοιχα για κάθε έδαφος θεμελίωσης. Οι απόλυτες μετακινήσεις προκύπτουν ως άθροισμα των σχετικών μετακινήσεων και των μετακινήσεων της βάσης, δηλαδή της χρονοϊστορίας μετακίνησης της διέγερσης.



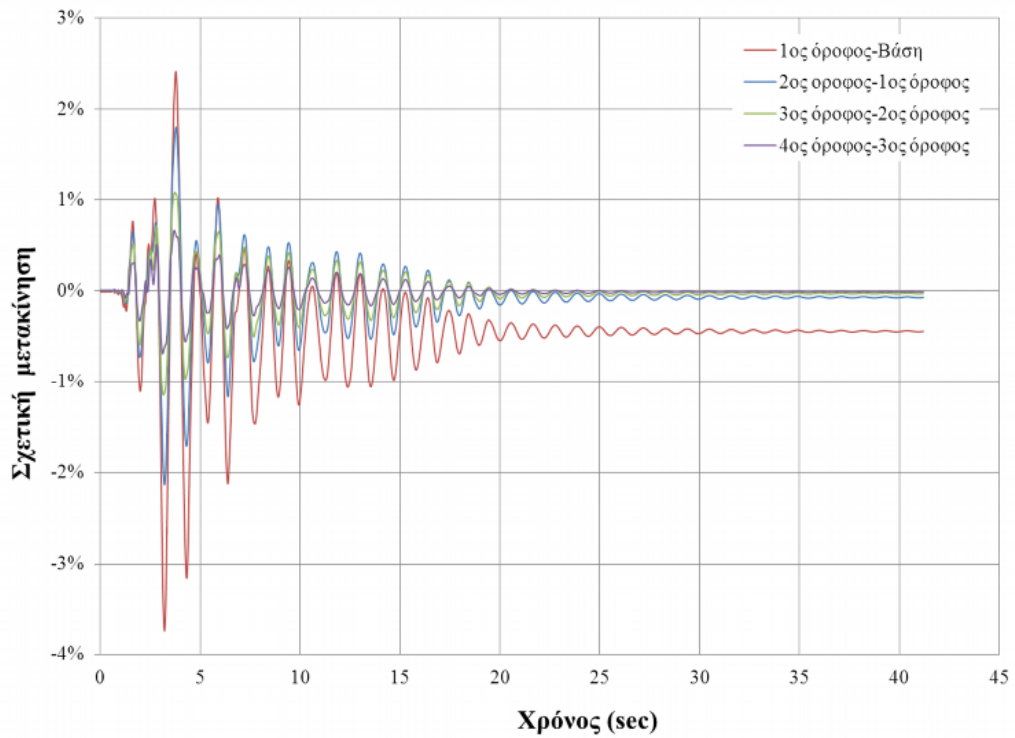
Εικόνα 5.38: Χρονοϊστορία των απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων (αργιλώδες έδαφος).



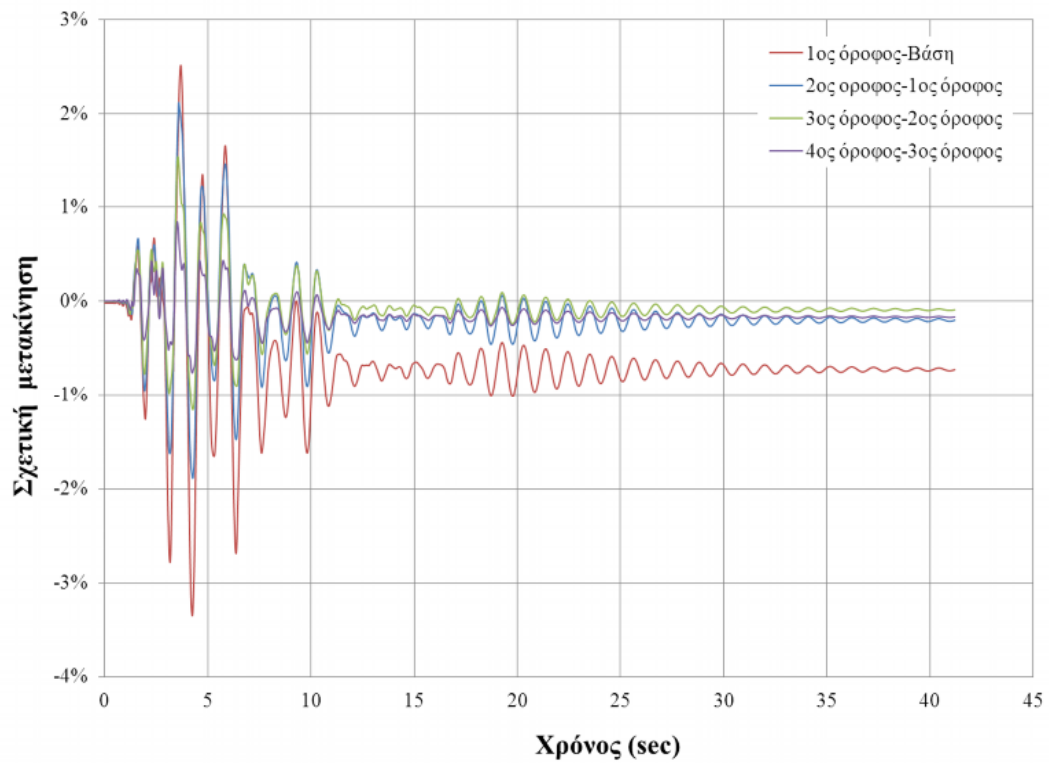
Εικόνα 5.39: Χρονοϊστορία των απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων (αμμώδες έδαφος).

Παρατηρείται μια έντονη διακύμανση τους στα πρώτα 20 δευτερόλεπτα (στα οποία η διέγερση είναι εντονότερη) και έπειτα μια σταθεροποίηση τους σε παραμένουσες τιμές. Η μέγιστη και η μόνιμη απόλυτη μετακίνηση οροφής του κτιρίου είναι 37.7 και 2.4 εκατοστά αντίστοιχα για αργιλώδες έδαφος και 32.8 και 3.9 εκατοστά αντίστοιχα για αμμώδες έδαφος. Αν και η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση για το αργιλώδες έδαφος είναι μεγαλύτερη, εντούτοις, η μόνιμη μετακίνηση για το αμμώδες έδαφος είναι μεγαλύτερη η οποία μάλιστα έχει αφετηρία από τα πρώτα δευτερόλεπτα της ταλάντωσης του φορέα και οφείλεται στην οριζόντια μετακίνηση-ολίσθηση της θεμελίωσης η οποία συμπαρασύρει και την ανωδομή.

Σε ότι αφορά τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου, αυτή είναι 3.7% για το αργιλώδες και 3.4% για το αμμώδες έδαφος και αφορά τον 1^ο όροφο. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι οι σχετικές μετακινήσεις όλων των ορόφων παρουσιάζουν σχεδόν μηδενική παραμένουσα τιμή, με εξαίρεση τον πρώτο του οποίου η παραμένουσα μετακίνηση είναι 0.4% στην πρώτη και 0.7% στη δεύτερη περίπτωση. Αξιοσημείωτο είναι επίσης, το ότι όλες οι μετακινήσεις είναι σε φάση μεταξύ τους, δηλαδή οι χρονοϊστορίες παρουσιάζουν μέγιστα και ελάχιστα τις ίδιες χρονικές στιγμές.



Εικόνα 5.40: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων (αργιλώδες έδαφος).



Εικόνα 5.41: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων (αμμώδες έδαφος).

Πιο αναλυτικά, οι μέγιστες απόλυτες και σχετικές, αλλά και οι μόνιμες μετακινήσεις των ορόφων για κάθε κατηγορία έδρασης παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.16.

Έδραση	Μετακίνηση	όροφος				
		Βάση	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}
αργιλώδες έδαφος	Μέγιστη απόλυτη (cm)	35.1	31.3	-32.7	-35.9	-37.7
	Μόνιμη απόλυτη (cm)	-0.5	-2.0	-2.2	-2.3	-2.4
	Μέγιστη σχετική (%)		-3.7	-2.1	-1.1	-0.7
	Μόνιμη σχετική (%)		-0.4	-0.1	0.0	0.0
αμμώδες έδαφος	Μέγιστη απόλυτη (cm)	35.8	31.9	31.9	32.6	32.8
	Μόνιμη απόλυτη (cm)	0.0	-2.5	-3.1	-3.4	-3.9
	Μέγιστη σχετική (%)		-3.4	-2.1	1.5	0.8
	Μόνιμη σχετική (%)		-0.7	-0.2	-0.1	0.0
πάκτωση	Μέγιστη απόλυτη (cm)		38.5	42.8	46.7	48.6
	Μόνιμη απόλυτη (cm)		-0.1	0.7	1.5	1.6
	Μέγιστη σχετική (%)		2.0	2.4	1.9	0.8
	Μόνιμη σχετική (%)		0.0	0.2	0.3	0.0

Πίνακας 5.16: Η μέγιστη απόλυτη, σχετική και παραμένουσα μετακίνηση των ορόφων για κάθε περίπτωση έδρασης.

Συγκρινόμενες με τις τιμές για σταθερή έδραση, οι τιμές των μέγιστων απόλυτων μετακινήσεων της ελαστικής έδρασης είναι εμφανώς χαμηλότερες, περίπου 17-33% για το αμμώδες έδαφος και 19-22% για αργιλώδες έδαφος, όμως οι τιμές των μόνιμων απόλυτων μετακινήσεων είναι υψηλότερες τουλάχιστον 50 και 140% αντίστοιχα. Οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες έως 70% για το αμμώδες και έως 85% για το αργιλώδες έδαφος και εντοπίζονται μεταξύ 1^{ου} ορόφου-βάσης, ενώ για τους υπόλοιπους ορόφους κυμαίνονται σε αρκετά χαμηλότερα επίπεδα.

5.6.2.3.3. Ιδιοπερίοδος

Όπως ήδη προαναφέρθηκε, στην περίπτωση του προσομοιώματος με σταθερή έδραση, μια παράμετρος που μπορεί εύκολα να εκτιμηθεί από οποιαδήποτε χρονοϊστορία (σχετικής μετακίνησης, επιτάχυνσης, τέμνουσας βάσης, κλπ) είναι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Συγκεκριμένα, το χρονικό διάστημα που απαιτείται για ένα κύκλο μεταβολής της τέμνουσας βάσης ισοδυναμεί με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος αυξάνει σταδιακά λόγω μείωσης της δυσκαμψίας εξαιτίας βλαβών, οπότε έχει σημασία η χρονική στιγμή στην οποία μετράται. Έτσι, ενδεικτικά στην περίπτωση αργιλώδους εδάφους, στο διάστημα 2.9 sec έως 4.015 sec γίνεται ένας πλήρης κύκλος αντιστροφής της τέμνουσας βάσης, άρα η ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ίση με 1.115 sec, μεγαλύτερη από την κύρια ιδιοπερίοδο πριν την διέγερση που ήταν 0.893 sec, λόγω μείωσης της δυσκαμψίας εξαιτίας πλαστικών παραμορφώσεων (αύξηση 25%). Αντίστοιχα, στην περίπτωση του αμμώδους εδάφους διάστημα 2.805 sec έως 3.875 sec που γίνεται πάλι μια πλήρης ταλάντωση, η ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ίση με 1.07sec, μεγαλύτερη από την κύρια ιδιοπερίοδο πριν τη διέγερση που ήταν 0.741 sec (αύξηση 44%). Φυσικά, όπως προαναφέρθηκε, αυτές είναι τιμές κατ' εκτίμηση και όχι απόλυτες.

5.6.2.3.4. Επιταχύνσεις

Στις Εικόνες 5.42-5.49 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι χρονοϊστορίες των σχετικών και απόλυτων¹⁶ οριζόντιων επιταχύνσεων του πρώτου και τέταρτου ορόφου, για τις δύο περιπτώσεις έδρασης, σε σύγκριση με τη χρονοϊστορία της διέγερσης. Επιπροσθέτως, στον Πίνακα 5.13 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων τόσο για την ελαστική, όσο και για τη σταθερή έδραση.

Από τις εικόνες αλλά και τον πίνακα διαπιστώνεται μια ιδιαίτερα υψηλή τιμή επιτάχυνσης στον πρώτο όροφο για αμμώδες έδαφος, τριπλάσια σχεδόν από τη μέγιστη τιμή για τον τέταρτο όροφο η οποία είναι και η χαμηλότερη μεταξύ όλων των ορόφων. Γενικά, οι μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης φτάνουν έως το διπλάσιο της PGA για το αργιλώδες έδαφος και πλησιάζουν το πενταπλάσιο για το αμμώδες έδαφος. Φαίνεται πάντως ότι η θεμελίωση σε αμμώδες έδαφος ευνοεί περισσότερο τις επιταχύνσεις των οροφών, σχετικών και απόλυτων και μάλιστα με αρκετή διαφορά μεταξύ των ορόφων. Πιο συγκεκριμένα, για το αργιλώδες έδαφος η μέση τιμή της μέγιστης σχετικής επιτάχυνσης των τεσσάρων ορόφων είναι 1.06g

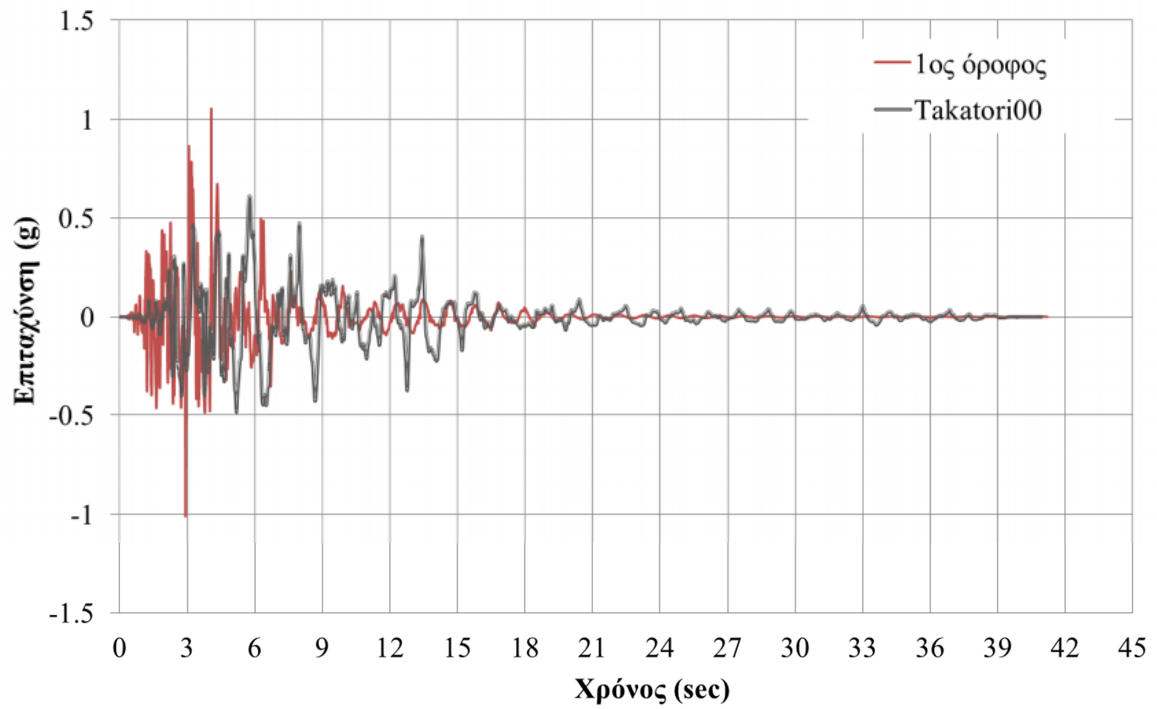
¹⁶ Ισούται με το άθροισμα των σχετικών επιταχύνσεων και των επιταχύνσεων της βάσης, δηλαδή της χρονοϊστορίας της διέγερσης.

και η τυπική απόκλιση 0.13g, ενώ για το αμμώδες έδαφος είναι 1.78g και 0.83g αντίστοιχα, όταν για την περίπτωση της πάκτωσης οι αντίστοιχες τιμές είναι 1.32g και 0.16g.

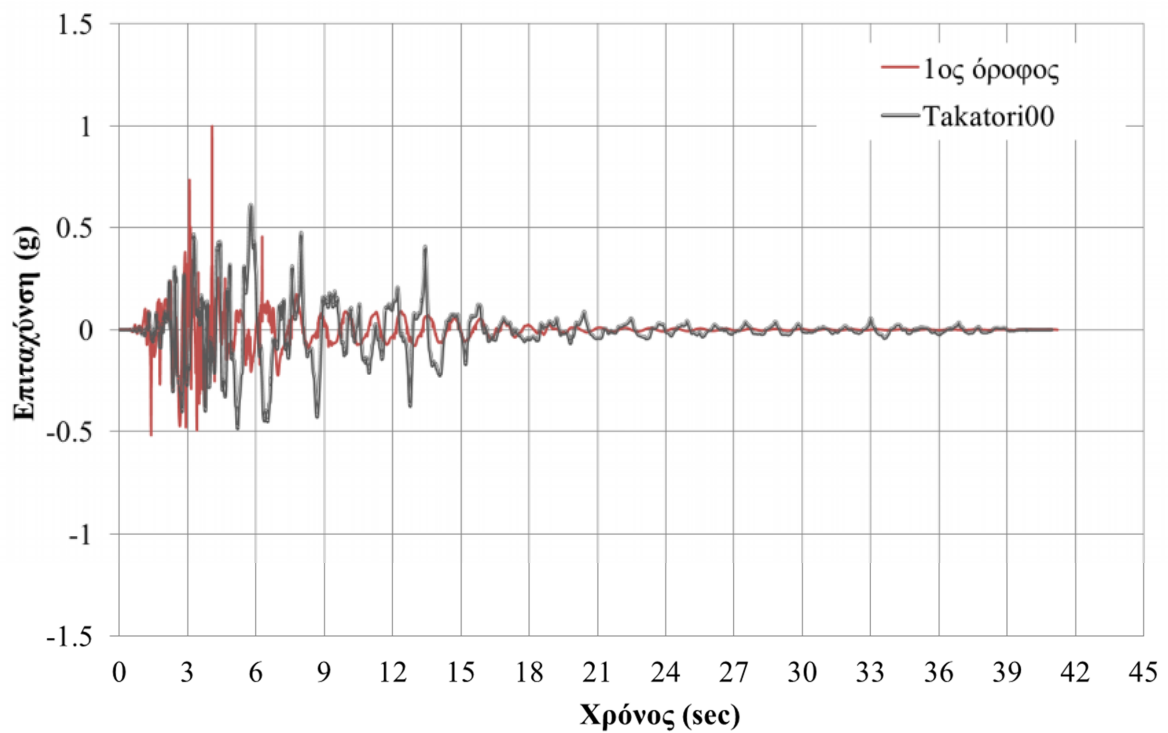
έδραση	α/α ορόφου	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση (g)	Μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση (g)
αργιλώδες έδαφος	1	1.05	1.00
	2	-1.25	-0.84
	3	0.95	-0.54
	4	-1.02	0.66
αμμώδες έδαφος	1	2.88	2.75
	2	-1.91	-1.52
	3	-1.39	-1.15
	4	0.96	-0.82
πάκτωση	1	-1.37	-1.43
	2	-1.53	-1.58
	3	-1.21	-1.07
	4	1.17	0.85

Πίνακας 5.13: Μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων για κάθε περίπτωση έδρασης.

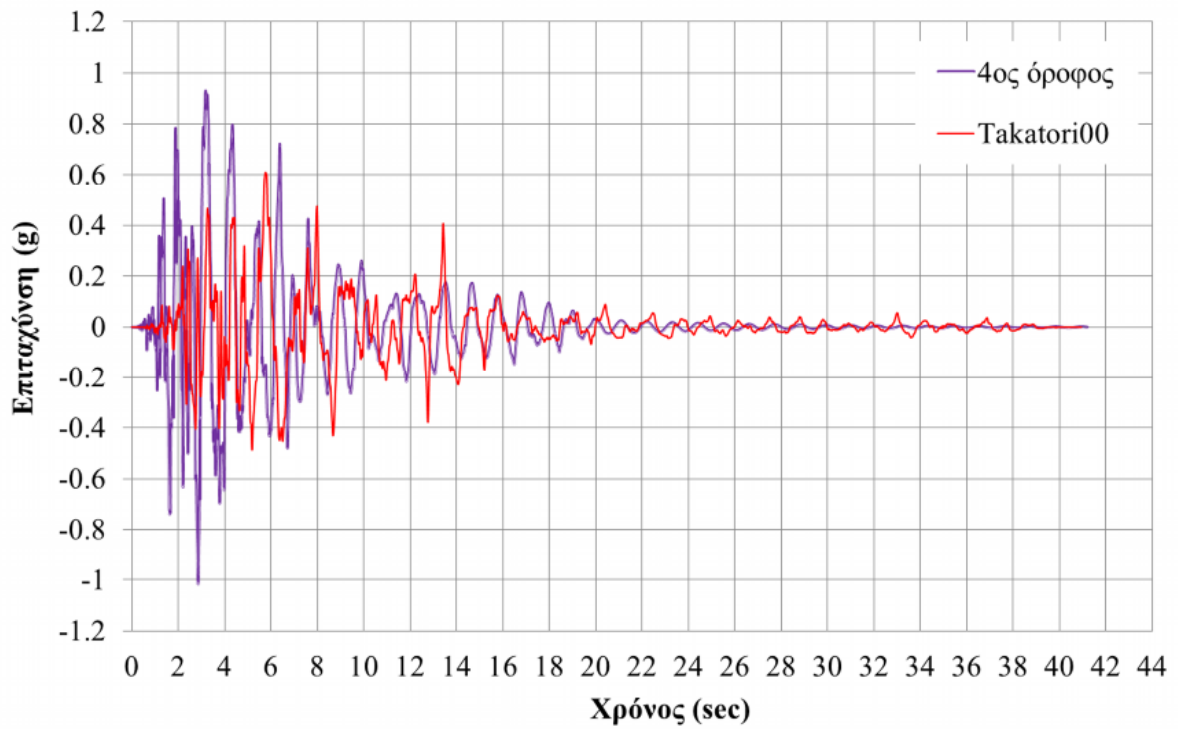
Τέλος, παρότι η μεγιστοποίηση των επιταχύνσεων όλων των ορόφου πραγματοποιείται μεταξύ του δευτέρου και τετάρτου δευτερολέπτου, η αρχή της αδράνειας προκαλεί διαφοροποίηση στη χρονική στιγμή κατά την οποία μεγιστοποιούνται οι απόλυτες και οι σχετικές μετακινήσεις. Υπενθυμίζεται επίσης ότι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι 0.61g και πραγματοποιείται για $t=5.76\text{sec}$.



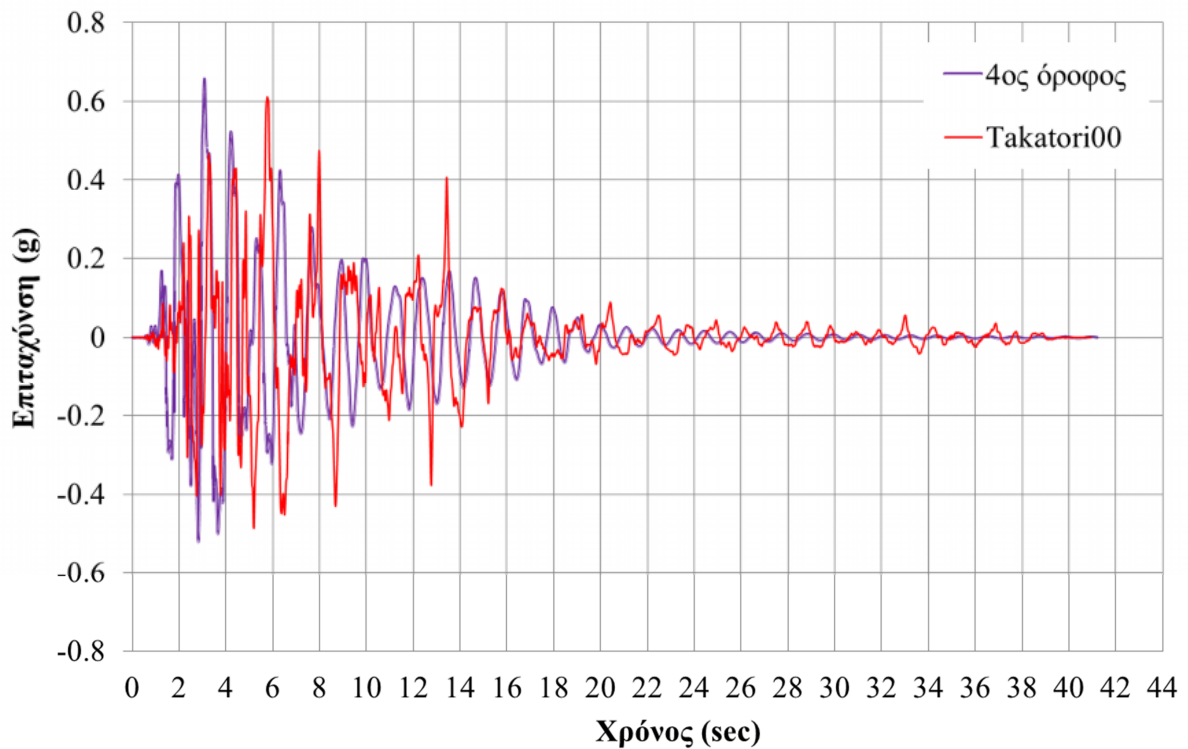
Εικόνα 5.42: Χρονοϊστορία της σχετικής επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου (αργιλώδες έδαφος).



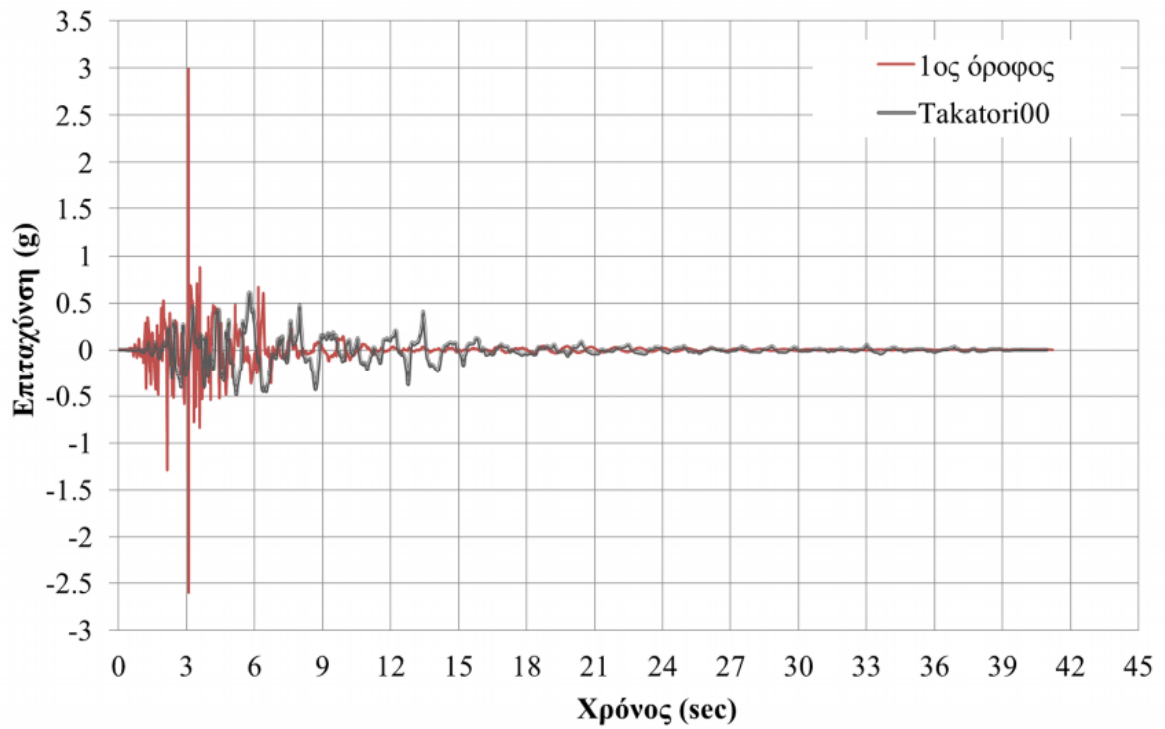
Εικόνα 5.43: Χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου (αργιλώδες έδαφος).



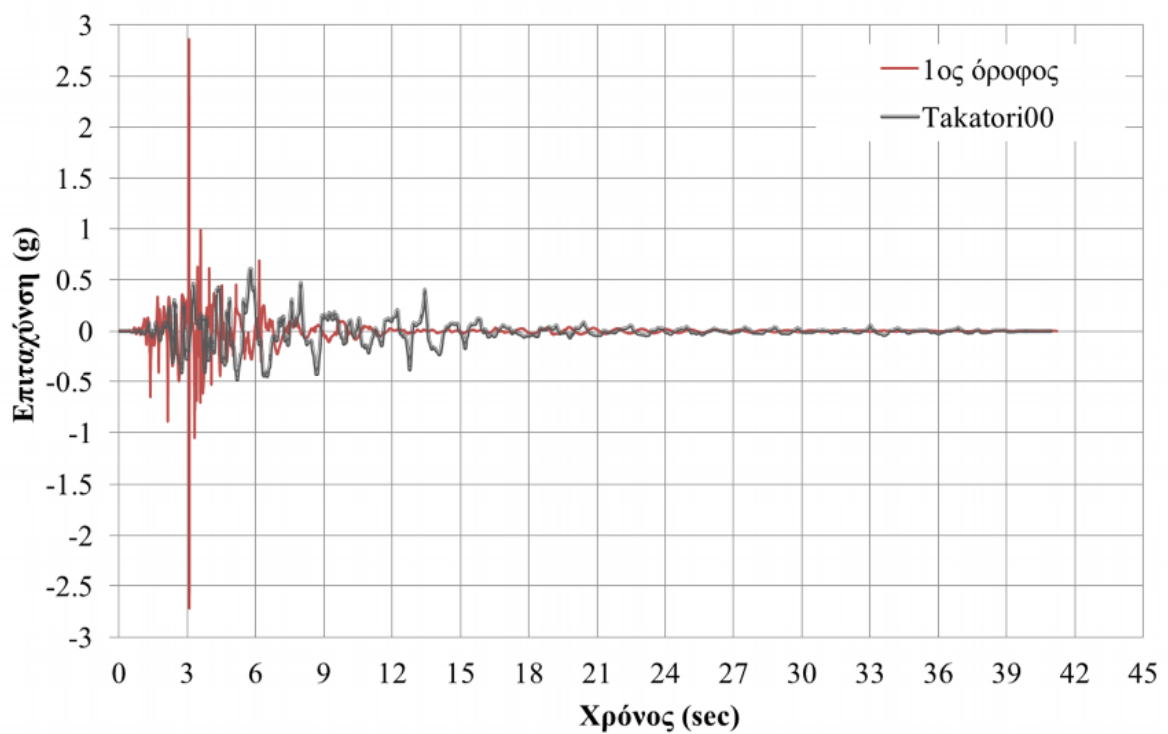
Εικόνα 5.44: Χρονοϊστορία της σχετικής επιτάχυνσης του 4^{ου} ορόφου (αργιλώδες έδαφος).



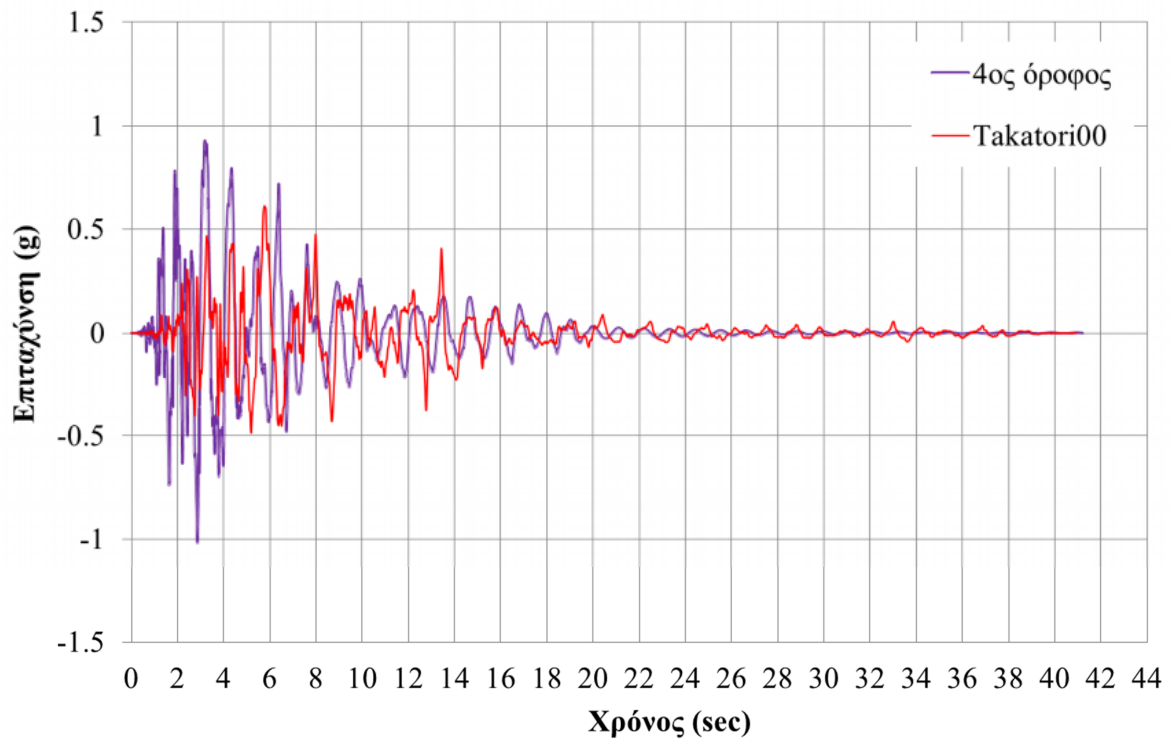
Εικόνα 5.45: Χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης του 4^{ου} ορόφου (αργιλώδες έδαφος).



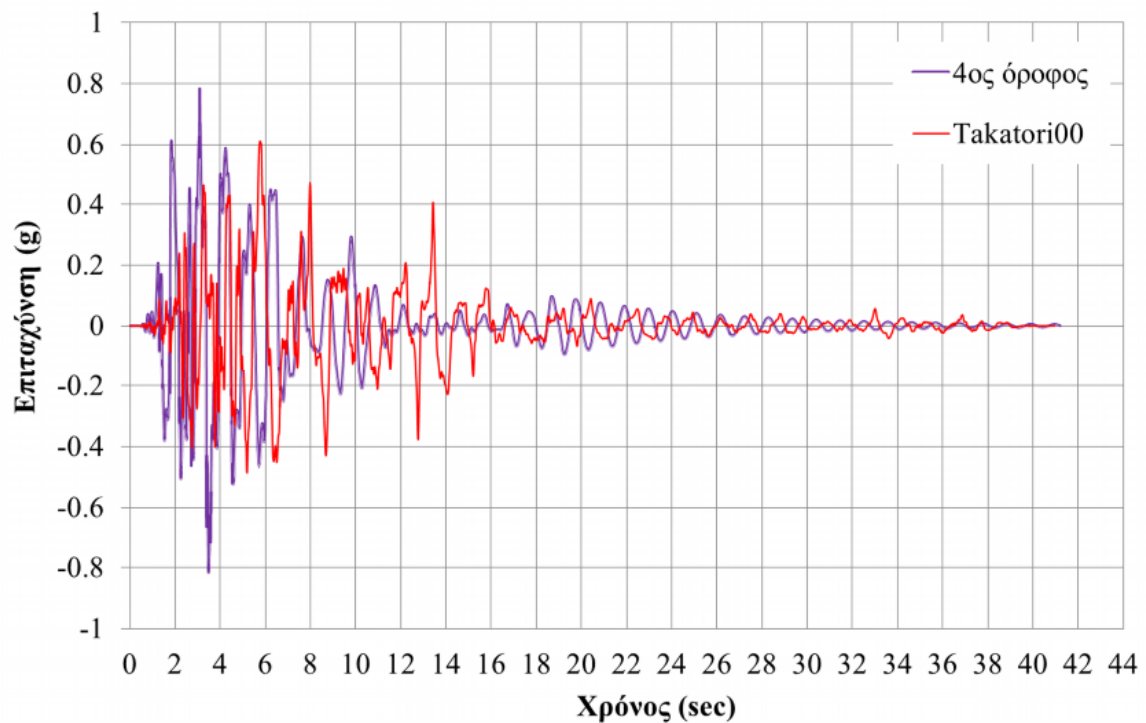
Εικόνα 5.46: Χρονοϊστορία της σχετικής επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου (αμμώδες έδαφος).



Εικόνα 5.47: Χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου (αμμώδες έδαφος).



Εικόνα 5.48: Χρονοϊστορία της σχετικής επιτάχυνσης του 4^{ου} ορόφου (αμμώδες έδαφος).



Εικόνα 5.49: Χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης του 4^{ου} ορόφου (αμμώδες έδαφος).

5.6.3. Οκταόροφο 2Δ-Σταθερή έδραση

5.6.3.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Οι ιδιοπερίοδοι του διδιάστατου φορέα έχουν αμελητέα διαφορά από εκείνες του τριδιάστατου, ενώ τα ιδιοδιανύσματα τους διαφέρουν λίγο περισσότερο. Στον Πίνακα 5.18 παρουσιάζονται τα ιδιοδιανύσματα του φορέα κανονικοποιημένα ως προς τη μονάδα.

a/a Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα							
		όροφος							
		1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	6 ^{ος}	7 ^{ος}	8 ^{ος}
1 ^η	1.841	0.168	0.440	0.589	0.717	0.823	0.906	0.966	1.000
2 ^η	0.529	-0.432	-0.903	-0.930	-0.712	-0.302	0.200	0.677	1.000
3 ^η	0.268	0.241	0.643	0.828	0.947	1.000	0.989	0.925	0.836

Πίνακας 5.18: Οι τρεις κύριες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές του οκταόροφου 2Δ.

5.6.3.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η στατική υπερωθητική ανάλυση διενεργήθηκε με σημείο εφαρμογής των δυνάμεων καθ' ύψος στους ακραίους από αριστερά κόμβους κάθε στάθμης, του πρώτου από αριστερά πλαισίου. Όπως και στην περίπτωση των χωρικών προσομοιωμάτων, έτσι και σε αυτήν την περίπτωση εφαρμόστηκε κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων ορόφου με βάση την πρώτη ιδιομορφή και συγκεκριμένα πολλαπλασιάζοντας κάθε μία από τις ιδιομορφές με τις μάζες κάθε στάθμης. Σημειώνεται ότι οι μάζες κάθε στάθμης θεωρείται ότι περιλαμβάνουν το ήμισυ της μάζας των στύλων άνω και κάτω από κάθε πλάκα και επίσης τη μάζα των δοκών και της πλάκας κάθε στάθμης. Για τον λόγο αυτό, η μάζα που προκύπτει δεν είναι απόλυτα ίση με την ολική μάζα του φορέα, αφού η μάζα των στύλων ισογείου περιλαμβάνεται μόνο κατά το ήμισυ στη μάζα της στάθμης του 1^{ου} ορόφου και όχι εξ' ολοκλήρου (διαφορά 34.6t). Συνεπώς, το διάνυσμα των δυνάμεων που ασκήθηκε σε κάθε όροφο ήταν:

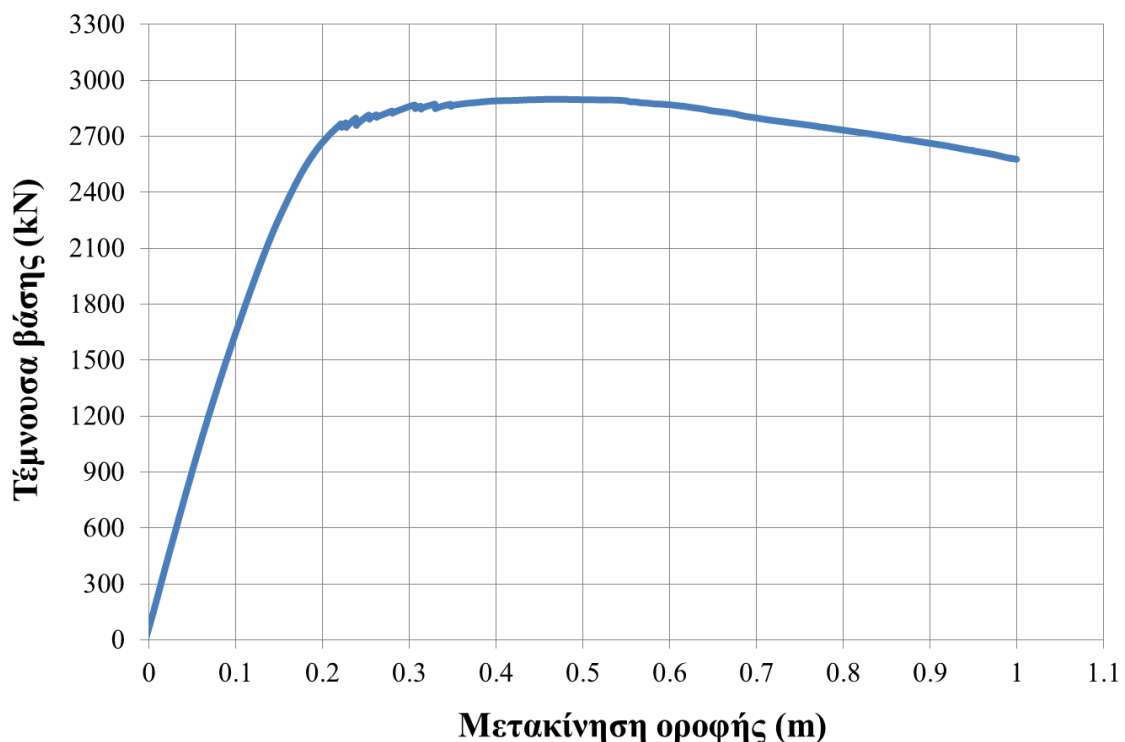
$$f_i = \begin{bmatrix} 292.67 \\ 280.90 \\ 266.91 \\ 266.91 \\ 266.91 \\ 266.91 \\ 266.91 \\ 266.91 \\ 244.10 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.168 \\ 0.440 \\ 0.589 \\ 0.717 \\ 0.823 \\ 0.906 \\ 0.966 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 49.19 \\ 123.63 \\ 157.12 \\ 191.33 \\ 219.63 \\ 241.79 \\ 257.72 \\ 244.10 \end{bmatrix} \text{ (tn) ή με κανονικοποίηση } f_i = \begin{bmatrix} \frac{49.19}{1484.50} = 0.033 \\ \frac{123.63}{1484.50} = 0.083 \\ \frac{157.12}{1484.50} = 0.106 \\ \frac{191.33}{1484.50} = 0.129 \\ \frac{219.63}{1484.50} = 0.148 \\ \frac{241.79}{1484.50} = 0.163 \\ \frac{257.72}{1484.50} = 0.174 \\ \frac{244.10}{1484.50} = 0.164 \end{bmatrix}$$

Οι χαρακτηριστικές παράμετροι για την ανάλυση είναι οι εξής:

- Όριο μέγιστης μετακίνησης του ακραίου κόμβου του κτιρίου στον ανώτατο όροφο 1.0m.
- Βήμα επαύξησης της εφαρμοζόμενης μετακίνησης 0.5mm.
- Ποσοστό της μέγιστης τέμνουσας βάσης στην οποία ολοκληρώνεται η ανάλυση, 80% (εφόσον δεν έχει προηγηθεί υπέρβαση της μέγιστης μετακίνησης του ενός μέτρου).

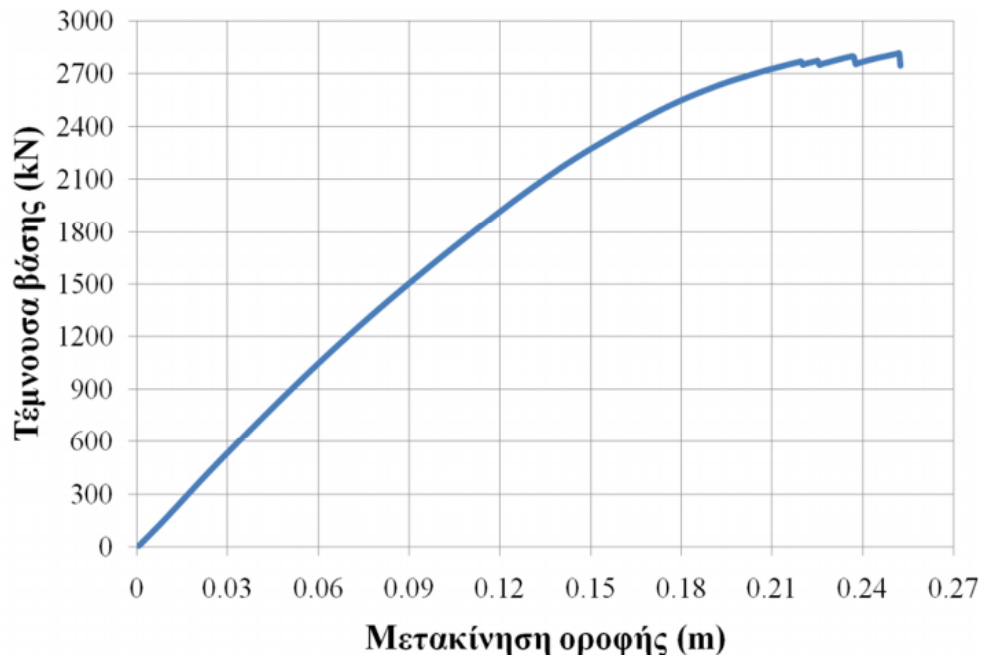
5.6.3.2.1. Καμπύλη ικανότητας

Από την ανάλυση προέκυψε το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής της Εικόνας 5.50.



Εικόνα 5.50: Καμπύλη αντίστασης του οκταόροφου 2Δ με σταθερή έδραση.

Πρέπει να αναφερθεί ότι η υπερωθητική ανάλυση ολοκληρώθηκε για μετακίνηση-στόχο ίση με 1 μέτρο, με μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης τα 2899 kN η οποία ισοδυναμεί με το: $\frac{2899}{1483.5 \cdot 9.81} = 20\%$ του βάρους της κατασκευής. Για την επίτευξη του στόχου αυτού, χρησιμοποιήθηκαν επιπλέον επαναληπτικοί αλγόριθμοι ανάλυσης αφού δεν μπορούσε αρχικά να επιτευχθεί σύγκλιση με τον αλγόριθμο που χρησιμοποιούνταν αρχικά (Newton). Χωρίς την τροποποίηση των παραμέτρων της ανάλυσης, η καμπύλη αντίστασης παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.51, με μέγιστη τιμή τέμνουσας βάσης τα 2814 kN και οριακή μετακίνηση μόλις 25.4 εκατοστά.

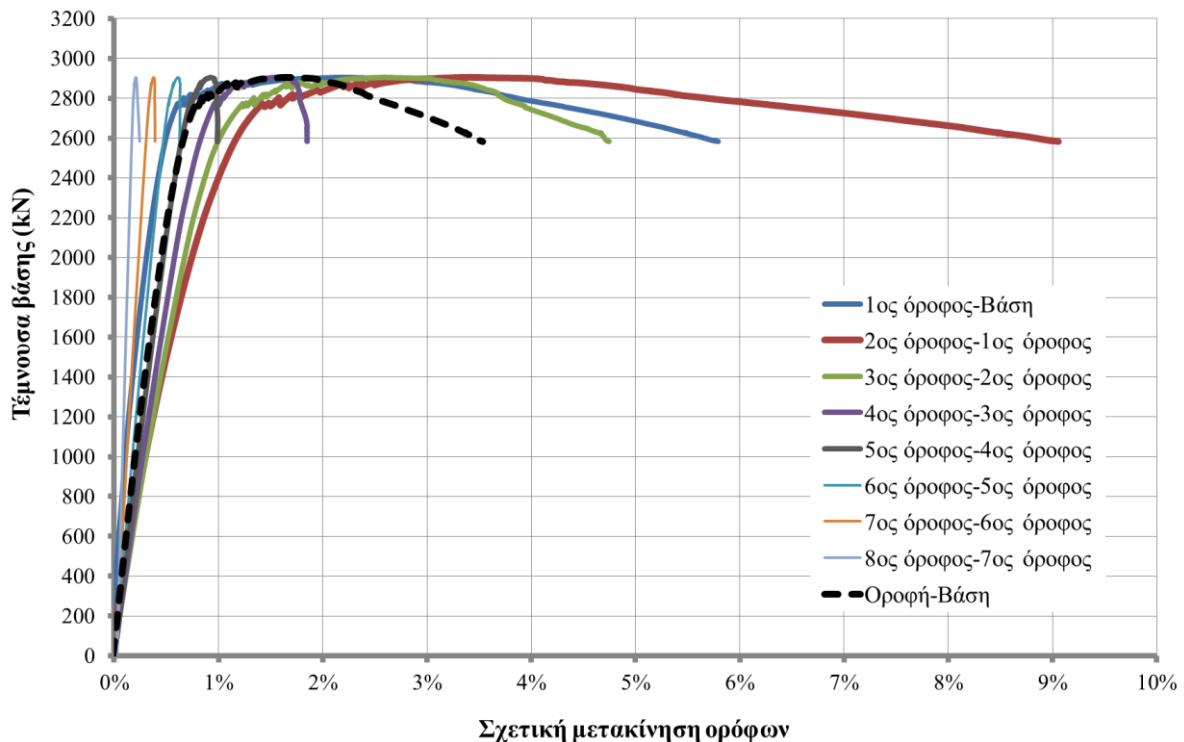


Εικόνα 5.51: Αρχική καμπύλη αντίστασης του οκταόροφου 2Δ με σταθερή έδραση.

5.6.3.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζει η Εικόνα 5.52 η οποία αναφέρεται στις γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων (σχετικές μετατοπίσεις). Είναι φανερό ότι ενώ η σχετική μετακίνηση οροφής του 8^{ου} ορόφου σε σχέση με τον αντίστοιχο κόμβο στη βάση του φορέα δεν υπερβαίνει το 3.5%, ενώ στους κατώτερους τρεις ορόφους ο ρυθμός μεταβολής της γωνιακής παραμόρφωσης των ορόφων είναι μεγαλύτερος και καταλήγει σε μέγιστη τιμή σχεδόν 6% για το ισόγειο, άνω του 9% για τον 1^ο όροφο, ενώ στον 3^ο όροφο δεν ξεπερνά το 5%. Η γωνιακή παραμόρφωση του συνόλου του κτιρίου (μεταξύ οροφής-βάσης) δεν ξεπερνά το 3.5%, ενώ οι τιμές για τους ανώτερους ορόφους είναι χαμηλές. Παρατηρείται γενικά μια μείωση των παραμορφώσεων καθ' ύψος και μια έντονη διαφοροποίηση μεταξύ 2^{ου} και 1^{ου} ορόφου. Οι σχεδόν γραμμικοί κλάδοι του διαγράμματος για τους ανώτερους ορόφους σε συνδυασμό με χαμηλές μέγιστες τιμές, σε αντίθεση με εκείνους των κατώτερων ορόφων, αποτελούν ένδειξη ότι οι παραμορφώσεις του φορέα κατά τη σταδιακή επιβολή της φόρτισης επικεντρώνονται στους κατώτερους ορόφους. Οι καθοδικοί κλάδοι αποτελούν ένδειξη αστάθειας του φορέα και για τον λόγο αυτό οι υψηλές οριακές τιμές που προαναφέρθηκαν (π.χ., 9% για τη γωνιακή παραμόρφωση 2^{ου}-1^{ου} ορόφου) δεν μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστες. Τα παραπάνω συνηγορούν στο συμπέρασμα ότι εμφανίζεται το φαινόμενο του «μαλακού ορόφου», δηλαδή της έντονης γωνιακής παραμόρφωσης ενός ή περισσοτέρων ορόφων του φορέα σε σχέση με τους υπολοίπους, φαινόμενου που παρατηρήθηκε και στον χωρικό φορέα και οφείλεται στις έντονες πλαστικοποιήσεις των στύλων των κατώτερων

ορόφων λόγω των μεγαλύτερων απαιτήσεων πλαστιμότητας (στροφή χορδής), γεγονός που πιθανότατα προέρχεται από υποδιαστασιολόγηση του φορέα, τουλάχιστον σε οριζόντια φόρτιση.

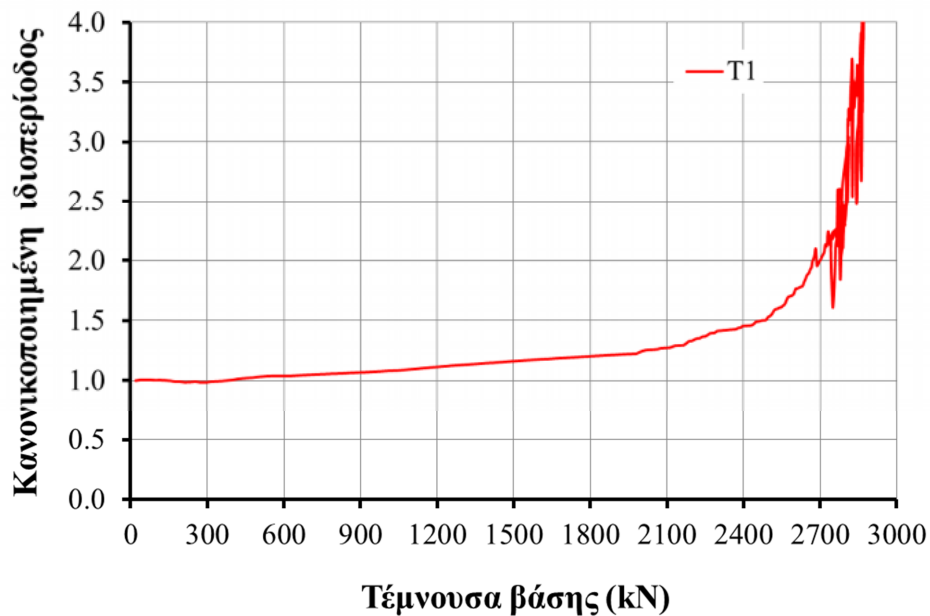


Εικόνα 5.52: Ρυθμός μεταβολής των σχετικών μετακινήσεων ορόφων συναρτήσει της τέμνουσας βάσης για το οκτάροφο 2Δ.

5.6.3.2.3. Μεταβολή κύριας ιδιοπεριόδου

Ενδεικτικό επίσης είναι το διάγραμμα της Εικόνας 5.53 στο οποίο παρουσιάζεται ο ρυθμός μεταβολής της κύριας ιδιοπεριόδου του πακτωμένου φορέα συναρτήσει της τέμνουσας βάσης. Αν και δεν παρουσιάζεται η μεταβολή της πρώτης ιδιομορφής, και μόνο ο ρυθμός αύξησης της αποδεικνύει ότι τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα αλλάζουν σε μεγάλο βαθμό με την εξέλιξη της υπερωθητικής ανάλυσης. Επειδή μάλιστα το διάλυμα φόρτισης επιβάλλεται με βάση την πρώτη ιδιομορφή, είναι λογικό να επηρεάζεται εκείνη περισσότερο από τη δεύτερη. Γενικότερα, ο ρυθμός αύξησης της πρώτης κύριας ιδιοπεριόδου (με αρχική τιμή $T_1=1.841$ sec) δεν είναι ιδιαίτερα έντονος και αυξάνεται σταδιακά με χαμηλό ρυθμό (αύξηση περίπου 34%) για τέμνουσα βάσης μέχρι τα 2200 kN περίπου. Για μεγαλύτερες όμως τιμές προκύπτει μια έντονη αύξηση που, παρόλο που τα αποτελέσματα δεν μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστα, αποτελεί ένδειξη ότι ο φορέας έχει χάσει τη δυσκαμψία του λόγω έντονων πλαστικών παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό αποτυπώνεται

εξάλλου τόσο στην καμπύλη ικανότητας της Εικόνας 5.50, όσο και στις γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων στην Εικόνα 5.52.



Εικόνα 5.53: Η ανηγμένη μεταβολή της κύριας ιδιοπεριόδου συναρτήσει της τέμνουσας βάσης του πακτωμένου οκταόροφου 2Δ.

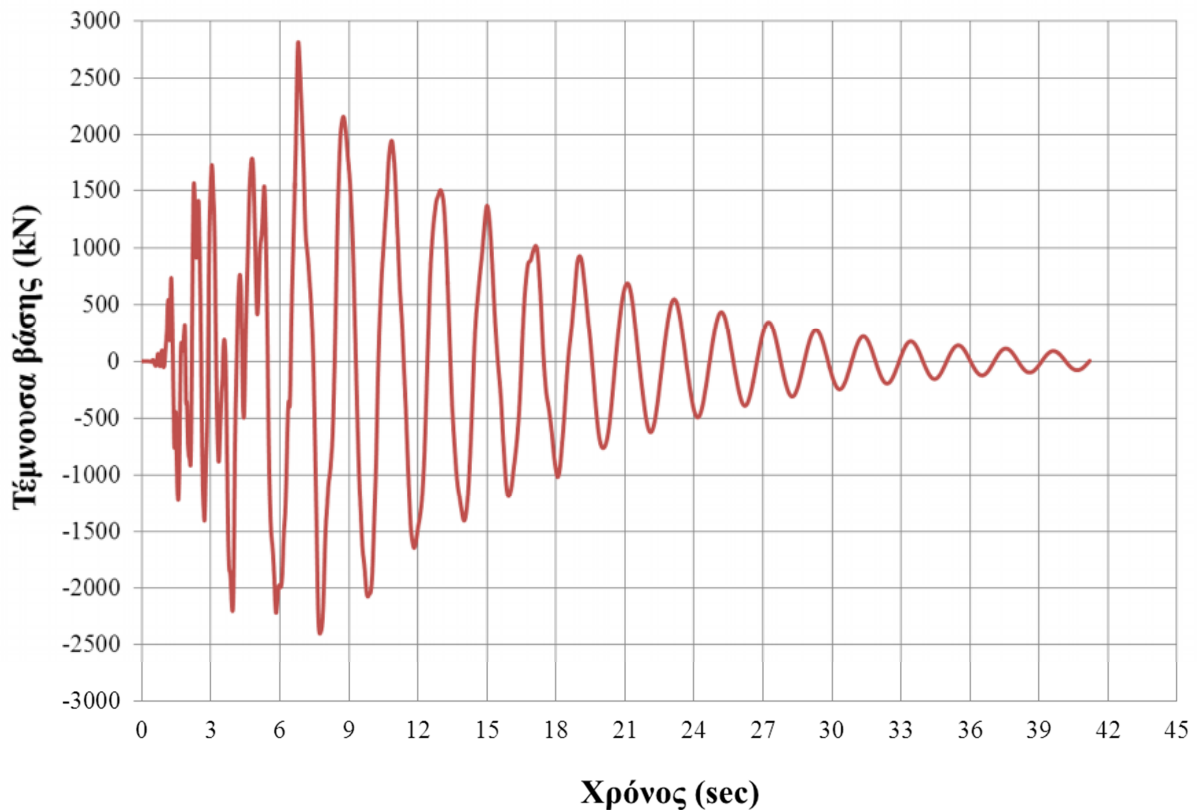
Επειδή εκτός από την τιμή της κύριας ιδιοπεριόδου, μεταβάλλεται επιπλέον και η «μορφή» της πρώτης ιδιομορφής, για μεγαλύτερη ακρίβεια θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί σε κάθε βήμα φόρτισης ένα διάνυσμα φόρτισης που θα βασίζονταν στην εκάστοτε κύρια ιδιομορφή. Πιο συγκεκριμένα, αυτό το διάνυσμα φόρτισης μεταβάλλεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης ανάλογα με τη σταδιακή απομείωση της δυσκαμψίας στην ανελαστική περιοχή. Αυτή είναι σε γενικές γραμμές η αρχή της προσαρμοζόμενης υπερωθητικής ανάλυσης (adaptive pushover) η οποία λόγω πρόσθετου υπολογιστικού κόστους (δηλαδή επανυπολογισμός της πρώτης ιδιομορφής σε κάθε βήμα φόρτισης) δεν εφαρμόστηκε στην παρούσα εργασία. Εντούτοις, τα αποτελέσματα τη συμβατικής υπερωθητικής ανάλυσης που εφαρμόστηκε, δεν μπορούν να θεωρηθούν ιδιαίτερα ακριβή, αφού δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της συσσώρευσης «βλαβών» από τις αυξανόμενες παραμορφώσεις, σε αυτές. Η συσσώρευση «βλαβών» οδηγεί σε μείωση της δυσκαμψίας, που με τη σειρά της προκαλεί αύξηση των ιδιοπεριόδων της κατασκευής, οι οποίες ανάλογα με τη μορφή του φάσματος απόκρισης (ή του συχνοτικού περιεχομένου του επιταχυνσιογραφήματος), μπορεί να προκαλέσει σημαντικά διαφοροποιημένη απόκριση της κατασκευής (Pinho, 2007).

5.6.3.3. Δυναμική ανάλυση

5.6.3.3.1. Τέμνουσα βάσης

Για την περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης ισχύουν όσα αναφέρθηκαν για το τετραόροφο 2Δ. Λόγω του βελτιωμένου κώδικα (σε αρχείο Tcl) που χρησιμοποιήθηκε για τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης (ο οποίος είχε ήδη δοκιμαστεί στην περίπτωση του τετραόροφου 2Δ), η ανάλυση έγινε απρόσκοπτα και αρκετά γρήγορα αφού δεν παρουσιάστηκαν σοβαρά προβλήματα αριθμητικής σύγκλισης. Στην Εικόνα 5.54 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης, όπως υπολογίστηκε για τον πακτωμένο φορέα με λόγο απόσβεσης $\zeta=4\%$. Στη περίπτωση αυτή, η χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης εμφανίζει μεγιστοποίηση της τέμνουσας βάσης για $t=6.8$ sec στην τιμή 2816 kN.

Είναι εμφανής η επίδραση της απόσβεσης στην απομείωση του πλάτους της ταλάντωσης (και κατά συνέπεια στη τέμνουσα βάση) μετά τα 8 sec οπότε και η ενέργεια που προσδίνεται στον φορέα μέσω της διέγερσης δεν μπορεί να υπερκεράσει τις απώλειες λόγω απόσβεσης με αποτέλεσμα η ταλάντωση να είναι διαρκώς φθίνουσα.



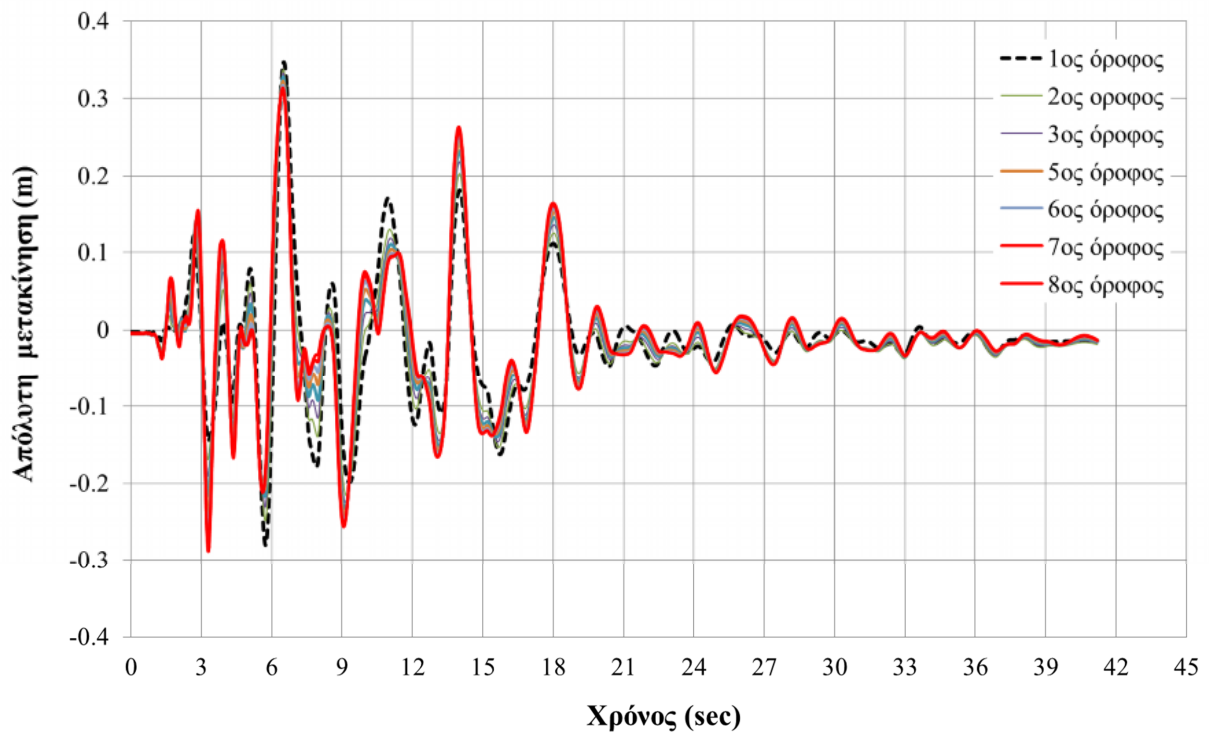
Εικόνα 5.54: Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης για το πακτωμένο οκταόροφο 2Δ.

5.6.3.3.2. Μετακινήσεις

Στις Εικόνες 5.55 έως 5.57 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των απόλυτων και των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, αντίστοιχα. Όπως και για την τέμνουσα βάση, έτσι και για την περίπτωση των μετακινήσεων, σχετικών ή απόλυτων, παρατηρείται μια έντονη αύξηση τους τα πρώτα 8 δευτερόλεπτα, και έπειτα μια σταδιακή μείωση. Σε μόλις 6 κύκλους ταλάντωσης του φορέα, μεγιστοποιείται η μετακίνηση οροφής στα 20.6 εκατοστά. Επίσης είναι χαρακτηριστικό ότι όλες οι μετακινήσεις είναι σε φάση μεταξύ τους, δηλαδή παρουσιάζουν ακρότατα τις ίδιες χρονικές στιγμές. Με εξαίρεση μια «διαταραχή» για $t=5\text{sec}$, τα διαγράμματα δεν παρουσιάζουν καμία ιδιομορφία. Σε ότι αφορά τις σχετικές μετακινήσεις, αυτές παρουσιάζουν παραμένουσες τιμές πολύ χαμηλές, κατά μέγιστο της τάξης του 1.4% (αφορά τον 1^ο όροφο-βάση), ενώ για τις απόλυτες μετακινήσεις οι τιμές δεν ξεπερνούν τα 21 εκατοστά (αφορά τη μετακίνηση οροφής). Οι αντίστοιχες παραμένουσες τιμές είναι 0.3% (αφορά τον 1^ο όροφο-βάση) και 1.8 εκατοστά (αφορά τον 2^ο όροφο), αντίστοιχα. Πιο αναλυτικά, οι μέγιστες απόλυτες και σχετικές καθώς και οι μόνιμες μετακινήσεις των ορόφων παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.19.

Μετακίνηση	όροφος							
	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	6 ^{ος}	7 ^{ος}	8 ^{ος}
Μέγιστη απόλυτη (cm)	35.8	34.7	33.7	33.3	32.8	32.2	31.7	31.4
Μόνιμη απόλυτη (cm)	-1.4	-1.8	-1.7	-1.5	-1.4	-1.4	-1.4	-1.3
Μέγιστη σχετική (cm)	-6.5	-13.0	15.3	-17.0	-18.5	-19.6	-20.3	-20.6
Μόνιμη σχετική (cm)	-1.4	-1.8	-1.7	-1.5	-1.4	-1.4	-1.3	-1.3
Μέγιστη σχετική (%)	-1.4	-1.3	1.0	0.9	-0.9	-0.8	0.6	0.5
Μόνιμη σχετική (%)	-0.3	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

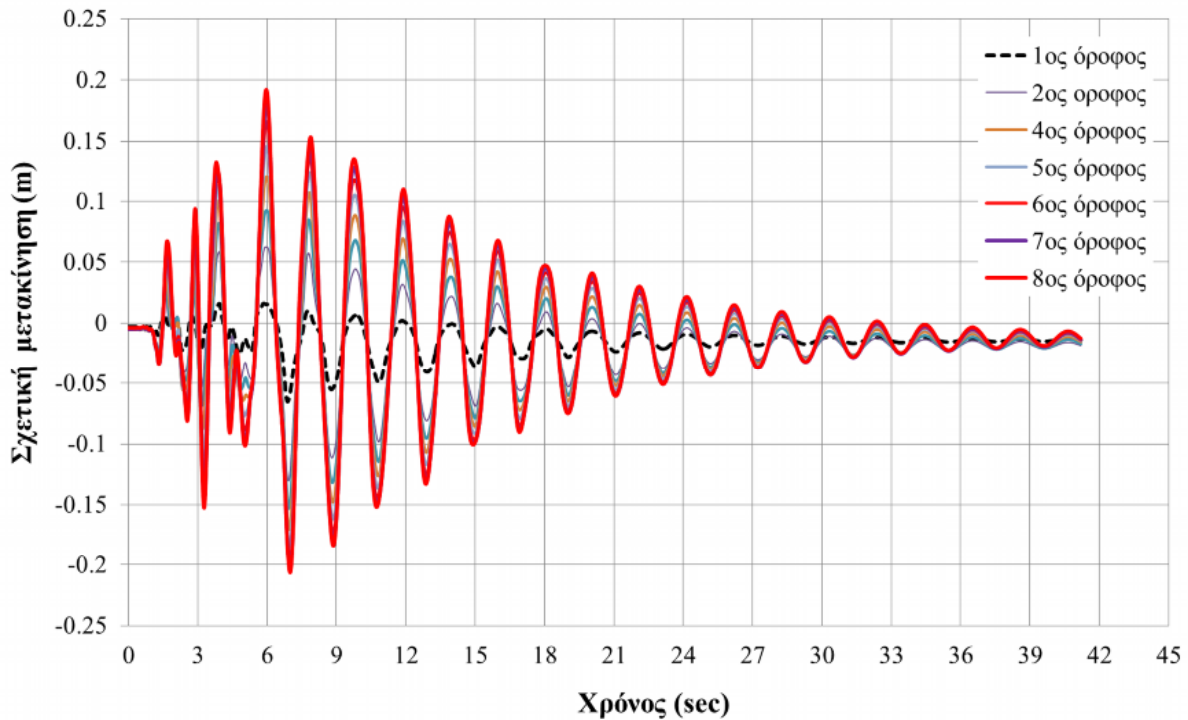
Πίνακας 5.19: Η μέγιστη απόλυτη, σχετική και παραμένουσα μετακίνηση των ορόφων.



Εικόνα 5.55: Χρονοϊστορία των απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων.



Εικόνα 5.56: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων (%) των ορόφων.



Εικόνα 5.57: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων (m) των ορόφων.

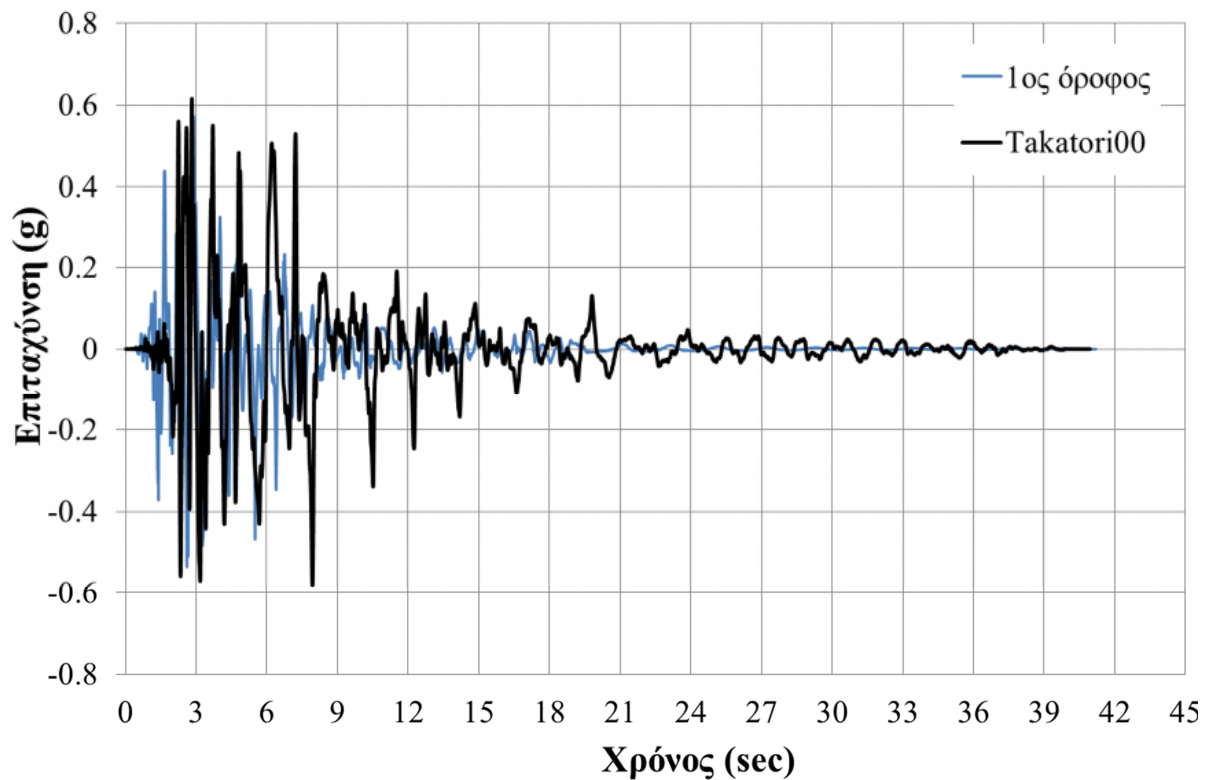
5.6.3.3.3. Ιδιοπερίοδος

Όπως προαναφέρθηκε και στην περίπτωση των προηγούμενων προσομοιωμάτων, μια παράμετρος που μπορεί εύκολα να εκτιμηθεί από οποιαδήποτε χρονοϊστορία (μετακίνησης, επιτάχυνσης, τέμνουσας βάσης, κλπ) είναι η κύρια ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Συγκεκριμένα, το χρονικό διάστημα που απαιτείται για μια πλήρη ταλάντωση (π.χ., για έναν κύκλο μετακίνησης οποιουδήποτε ορόφου από την Εικόνα 5.28) ισοδυναμεί με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος όμως αυξάνεται σταδιακά λόγω μείωσης της δυσκαμψίας εξαιτίας βλαβών, οπότε έχει σημασία η χρονική στιγμή στην οποία μετράται. Συνεπώς, ενδεικτικά στο διάστημα 9.76 sec έως 11.89 sec γίνεται μια πλήρης ταλάντωση του 8^{ου} ορόφου, άρα η ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ίση με 2.13 sec, δηλαδή 16% μεγαλύτερη από την κύρια ιδιοπερίοδο πριν τη διέγερση που ήταν 1.84 sec, λόγω μείωσης της δυσκαμψίας εξαιτίας πλαστικών παραμορφώσεων Φυσικά, όπως προαναφέρθηκε, αυτές είναι κατ' εκτίμηση τιμές και όχι απόλυτες.

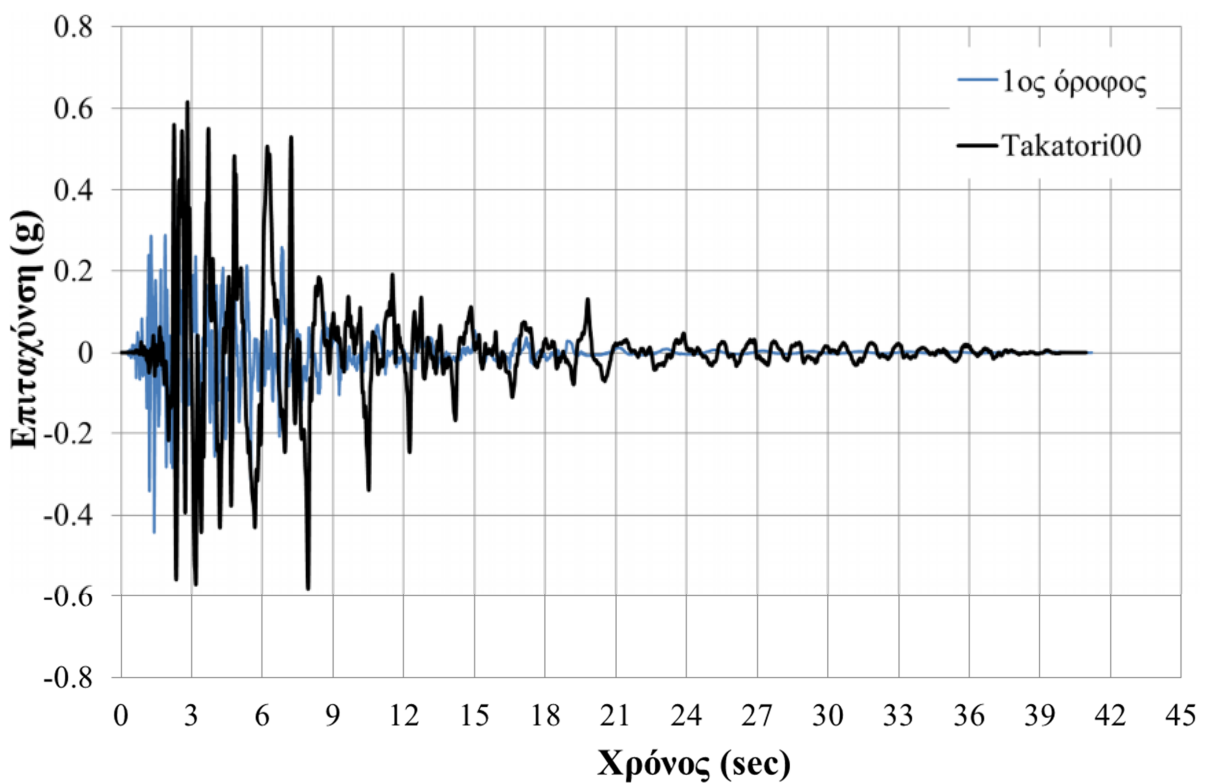
5.6.3.3.4. Επιταχύνσεις

Στις Εικόνες 5.58 έως 5.61 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των απόλυτων (Δηλαδή του αθροίσματος της εδαφικής επιτάχυνσης και της σχετικής επιτάχυνσης) και των σχετικών οριζόντιων επιταχύνσεων ενδεικτικά μόνο του 1^{ου} και του 8^{ου} ορόφου αντίστοιχα, σε

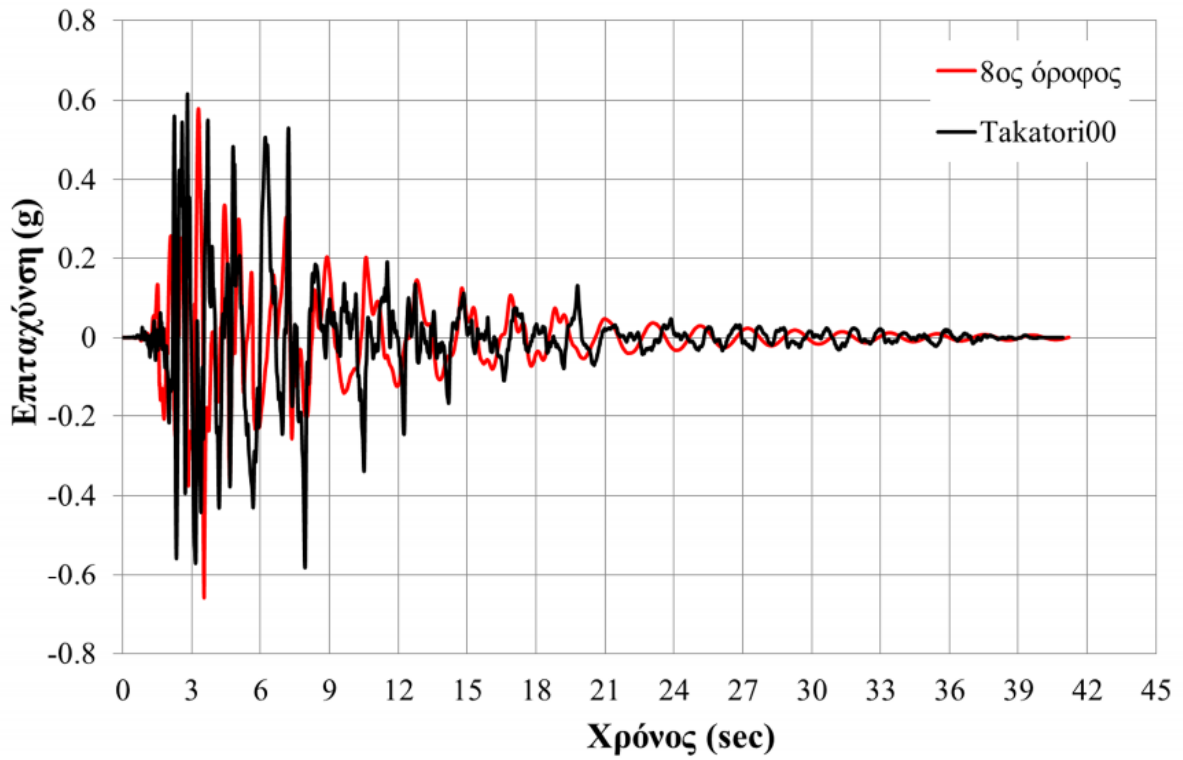
σύγκριση με τη χρονοϊστορία της διέγερσης της βάσης. Οι μέγιστες τιμές παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.20.



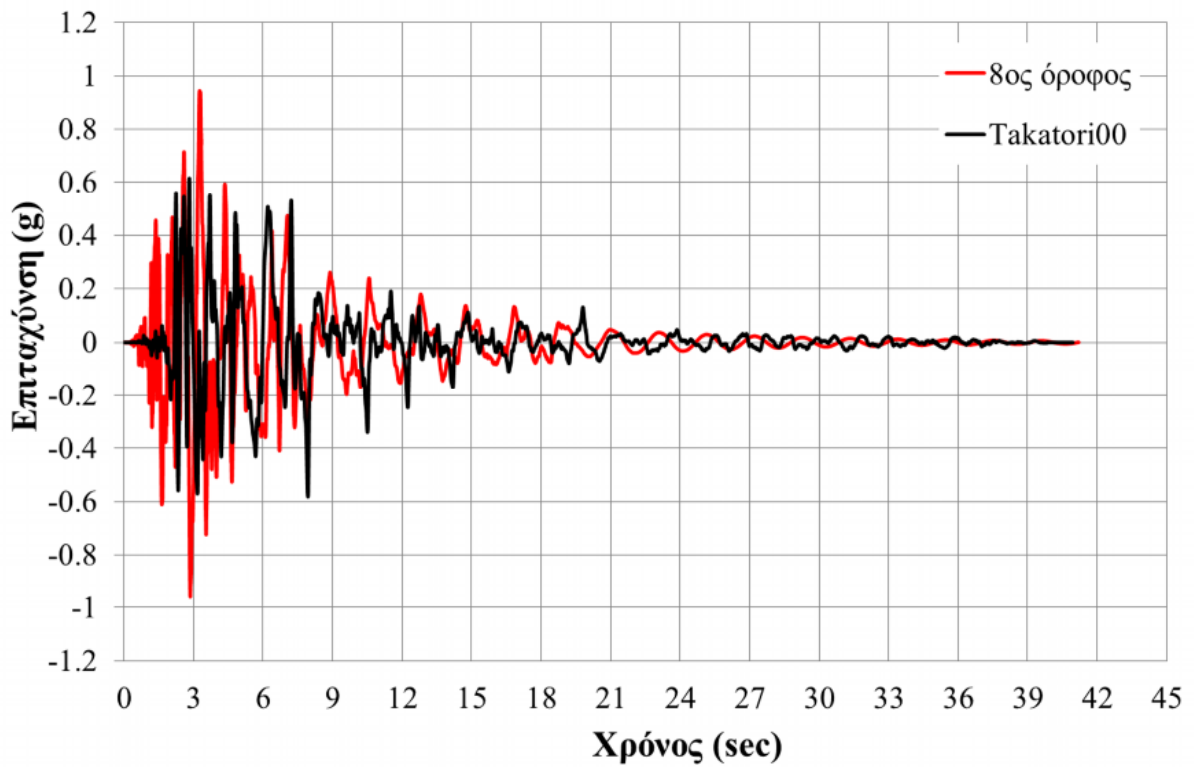
Εικόνα 5.58: Χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου.



Εικόνα 5.59: Χρονοϊστορία της σχετικής επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου.



Εικόνα 5.60: Χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης του 8^{ου} ορόφου (οροφή).



Εικόνα 5.61: Χρονοϊστορία της σχετικής επιτάχυνσης του 8^{ου} ορόφου.

α/α ορόφου	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση (g)	Μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση (g)
1	-0.44	0.57
2	-0.70	-0.48
3	-0.83	-0.52
4	-0.82	-0.67
5	-1.09	-0.97
6	-1.12	-1.00
7	-1.00	-0.89
8	-0.96	-0.65

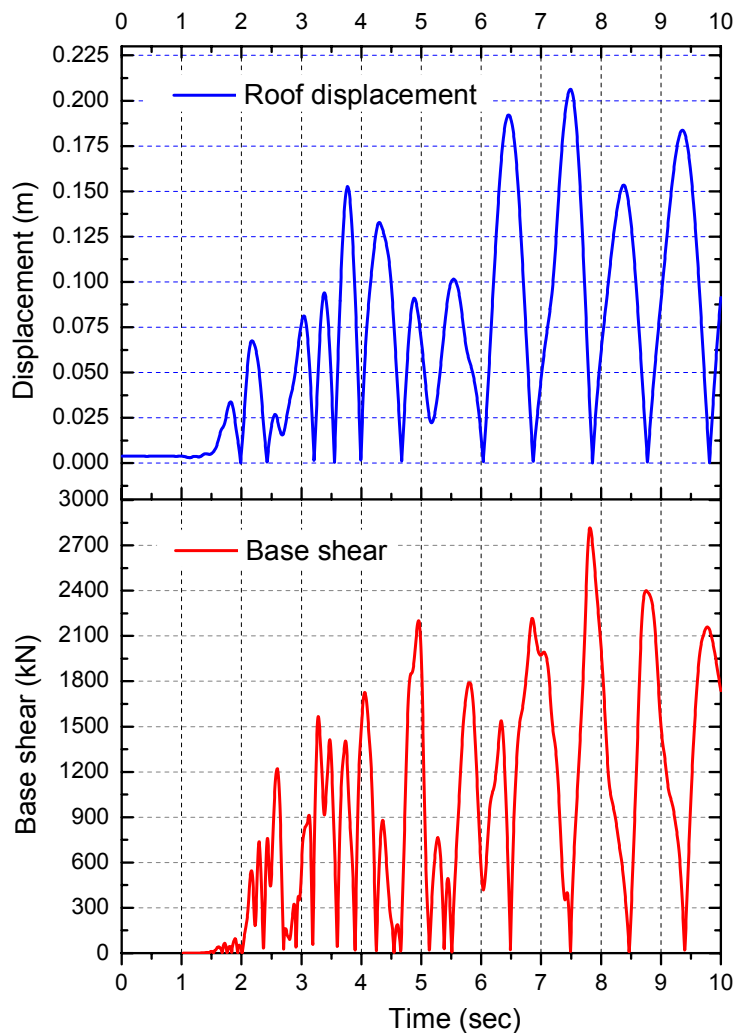
Πίνακας 5.20: Οι μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων.

Πρέπει να σημειωθεί, ότι όλες οι τιμές των σχετικών επιταχύνσεων των ενδιάμεσων ορόφων κυμάνθηκαν έως περίπου 1.1g, και συγκεκριμένα για τον 6^ο όροφο, (τιμή σχεδόν διπλάσια από την PGA), αυξανόμενες καθ' ύψος, με μια μικρή μείωση στους δύο ανώτερους ορόφους. Επίσης, το κρίσιμο διάστημα στο οποίο γίνεται η μεγιστοποίηση των επιταχύνσεων είναι από το δεύτερο έως το τέταρτο δευτερόλεπτο της διέγερσης, αλλά δεν γίνεται ταυτόχρονα σε όλους τους ορόφους. Τέλος, είναι γεγονός ότι αφενός οι μέγιστες σχετικές επιταχύνσεις είναι γενικά υψηλότερες από τις απόλυτες, και ότι αφετέρου υπάρχει μια σημαντική διαφορά μεταξύ των επιταχύνσεων των ορόφων (κατά ένα μέρος οφείλεται και στη διαφορά μαζών μεταξύ τους) που φτάνει το 155% (απόλυτη επιτάχυνση 6^{ου} και 1^{ου} ορόφου). Τέλος, από το φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης της εδαφικής διέγερσης, για το διάστημα περιόδων 1.84 sec έως 2.20 sec που εκτιμάται ότι κυμαίνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, αντιστοιχούν τιμές επιταχύνσεων 1.3-0.9g, γεγονός που επιβεβαιώνεται και από τα παραπάνω αποτελέσματα.

5.6.3.4. Σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής και της δυναμικής ανάλυσης

Όπως στην περίπτωση του τετραόροφου 2Δ, έτσι και για το οκταόροφο 2Δ επιχειρήθηκε μια σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων σε επίπεδο τέμνουσας βάσης-σχετικής μετακίνησης οροφής. Τα αποτελέσματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης εμφανίζονται με τη γνώριμη συνεχή καμπύλη ικανότητας, ενώ τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας εμφανίζονται ως μεμονωμένα σημεία για τα οποία η μετακίνηση οροφής προκύπτει μόνο κατά τη φάση αυξανόμενης έντασης φόρτισης του φορέα (δηλαδή περίπου για τα πρώτα 4 δευτερόλεπτα). Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης έχουν υποστεί κατάλληλη επεξεργασία, η οποία έχει αναφερθεί στην ενότητα 5.6.1.4.

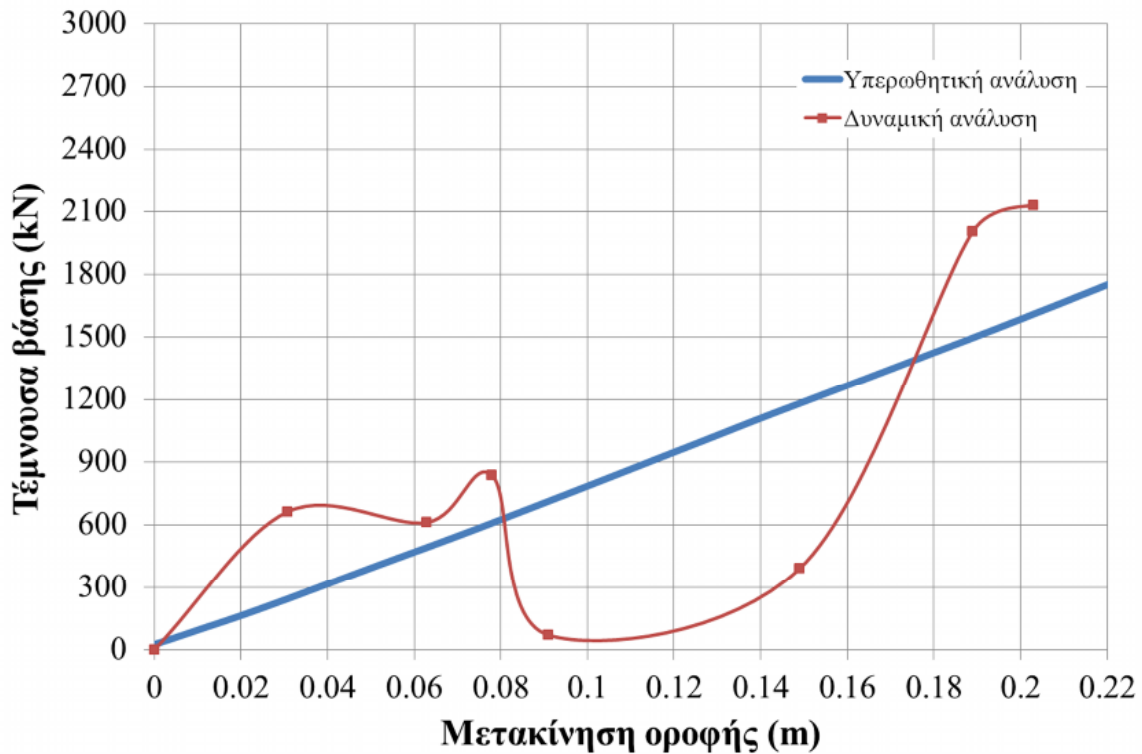
Η Εικόνα 5.62 παρουσιάζει τις απόλυτες τιμές των μετακινήσεων οροφής και της τέμνουσας βάσης για τα πρώτα δέκα δευτερόλεπτα της ανάλυσης οπότε και μεγιστοποιείται η μετακίνηση οροφής. Υπενθυμίζεται ότι το κριτήριο που πρέπει να πληρείται είναι ότι αν t_i η χρονική στιγμή στην οποία πραγματοποιείται μια τιμή μετακίνησης δ_i και t_{i+1} η χρονική στιγμή που πραγματοποιείται η μετακίνηση δ_{i+1} με $\delta_{i+1} > \delta_i$, τότε πρέπει να ισχύει $t_{i+1} > t_i$, δηλαδή τόσο οι μετακινήσεις όσο και ο χρόνος είναι σε αύξουσα σειρά. Εξετάζοντας το άνω διάγραμμα της Εικόνας 5.62, λαμβάνονται οι χρονικές στιγμές στις οποίες πραγματοποιούνται οι επτά «αιχμές» μέχρι τη μέγιστη αιχμή (μέγιστη μετακίνηση οροφής). Από αυτές τις χρονικές στιγμές βρίσκεται η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί σε αυτές τις μετακινήσεις και έτσι προκύπτουν τα επτά ζεύγη τιμών τέμνουσας βάσης-μετακίνησης με τα οποία σχηματίστηκε η καμπύλη ικανότητας για τη δυναμική ανάλυση.



Εικόνα 5.62: Διαγράμματα των χρονοϊστοριών των απόλυτων τιμών της μετακίνησης οροφής και της τέμνουσας βάσης.

Οι δύο καμπύλες ικανότητας παρουσιάζονται στο διάγραμμα της Εικόνας 5.63 στο οποίο ότι έχει γίνει περικοπή της καμπύλης ικανότητας της υπερωθητικής ανάλυσης για

λόγους ευκρινέστερης παρουσίασης, σε μετακίνηση οροφής ίση με τη μέγιστη μετακίνηση οροφής της δυναμικής ανάλυσης (20.6 εκατοστά, αντί 100 εκατοστών).



Εικόνα 5.63: Σύγκριση μεταξύ των καμπυλών ικανότητας της στατικής υπερωθητικής και της δυναμικής ανάλυσης.

Πρέπει να σημειωθεί ότι για το σχηματισμό της καμπύλης της υπερωθητικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν 206 ζεύγη τιμών (βήμα μετακίνησης 1mm), έναντι μόλις 7 της καμπύλης της δυναμικής ανάλυσης (η οποία έχει σταθερό χρονικό βήμα $5 \cdot 10^{-3}$ sec, αλλά μεταβλητό βήμα μετακίνησης, λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, και είναι κατά μέσο όρο μικρότερο από 1 mm για το εν λόγω διάστημα). Από το διάγραμμα της Εικόνας 5.63 παρατηρείται ότι η καμπύλη ικανότητας από την υπερωθητική ανάλυση είναι γραμμική, κάτι που είναι σε συμφωνία με την Εικόνα 5.50 όπου η καμπύλη είναι γραμμική μέχρι τιμές τέμνουσας βάσης 2400 kN. Επίσης, υπάρχει μεγάλη απόκλιση μεταξύ των δύο καμπυλών για ενδιάμεσες τιμές μετακίνησης οροφής (από 8 έως 17 εκατοστά). Όπως έχει προαναφερθεί, η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων σε επίπεδο τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής εκτός από δύσκολη δεν είναι και ιδιαίτερα κατατοπιστική. Μπορεί να συγκριθεί η μέγιστη μετακίνηση οροφής που προκύπτει από τις δύο αναλύσεις, όχι όμως και οι ενδιάμεσες μετακινήσεις αφού η φόρτιση δεν είναι μονότονη και στις δύο περιπτώσεις και η δυναμική ανάλυση και απόκριση του φορέα είναι πολύ διαφορετική από ότι στη ψευδοστατική υπερωθητική ανάλυση του.

5.6.4. Οκταόροφο 2Δ -Έδραση σε οριζόντια & κατακόρυφα ανελαστικά ελατήρια

5.6.4.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση διενεργήθηκε όπως και στην περίπτωση του φορέα με σταθερή έδραση. Τα ιδιοδιανύσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.21 (κανονικοποιημένα ως προς τη μονάδα). Για λόγους σύγκρισης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις δύο εδαφικές κατηγορίες καθώς και για την περίπτωση της πάκτωσης.

Έδραση	α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα								
			όροφος								
			Βάση	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	6 ^{ος}	7 ^{ος}	8 ^{ος}
αργιλώδες έδαφος	1 ^η	2.470	0.048	0.342	0.591	0.704	0.796	0.870	0.929	0.972	1.000
	2 ^η	0.791	0.176	0.798	1.000	0.979	0.936	0.901	0.854	0.745	0.577
	3 ^η	0.637	0.165	0.750	0.956	0.824	0.519	0.102	-0.344	-0.735	-1.000
αμμώδες έδαφος	1 ^η	2.016	0.001	0.238	0.504	0.637	0.751	0.844	0.917	0.969	1.000
	2 ^η	0.560	-0.005	-0.584	-0.959	-0.916	-0.654	-0.231	0.256	0.703	1.000
	3 ^η	0.284	0.012	1.000	0.825	0.143	-0.588	-0.921	-0.636	0.126	0.876
πάκτωση	1 ^η	1.841		0.168	0.440	0.589	0.717	0.823	0.906	0.966	1.000
	2 ^η	0.529		-0.432	-0.903	-0.930	-0.712	-0.302	0.200	0.677	1.000
	3 ^η	0.268		0.241	0.643	0.828	0.947	1.000	0.989	0.925	0.836

Πίνακας 5.21: Οι τρεις κύριες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές του οκταόροφου 2Δ, για κάθε περίπτωση έδρασης.

Παρατηρείται μια σημαντική μεταβολή στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα για την περίπτωση της ελαστικής έδρασης. Πιο συγκεκριμένα, οι ιδιοπερίοδοι του φορέα για την περίπτωση της ελαστικής έδρασης σε σύγκριση με τις αντίστοιχες για σταθερή έδραση, διαφέρουν αρκετά για το αργιλώδες έδαφος (αύξηση 34%), ενώ για το αμμώδες έδαφος η αύξηση πλησιάζει το 10%. Εκτός από τη διαφορά στην τιμή των ιδιοπεριόδων, σημειώνεται και μια σημαντική μεταβολή στις ιδιομορφές, όχι τόσο μεγάλη στην πρώτη ιδιομορφή όσο στη δεύτερη και στην τρίτη. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι στον Πίνακα 5.21, αναφέρεται και η συνιστώσα του ιδιοδιανύσματος στην ελαστική βάση του φορέα, η οποία έχει αμελητέα τιμή στην περίπτωση του αμμώδους εδάφους, αλλά όχι ασήμαντη στην περίπτωση του

αργιλώδους εδάφους. Η συνιστώσα αυτή, δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων που βασίζονται στα ιδιοδιανύσματα, (όπως π.χ. η στατική υπερωθητική ανάλυση) εξαιτίας της μικρής μάζας με την οποία σχετίζεται (μόλις 34.6t), όπως αποδεικνύεται στη συνέχεια.

5.6.4.2. Στατική υπερωθητική ανάλυση

Οι λεπτομέρειες για την υπερωθητική ανάλυση έχουν ήδη αναφερθεί στην ενότητα 5.6.1.2. και παραμένουν ίδιες. Πρέπει να σημειωθεί όμως, ότι ειδικά για την περίπτωση του αργιλώδους εδάφους, παρουσιάστηκαν προβλήματα αριθμητικής σύγκλισης τα οποία ήταν δύσκολο να επιλυθούν. Η λύση που τελικά δόθηκε ήταν η τροποποίηση των παραμέτρων των στοιχείων δυνάμεων των προσομοιωμάτων στο OpenSees με αύξηση του αριθμού των επαναλήψεων (από 1 σε 20) ώστε να ικανοποιηθεί η συμβατότητα του στοιχείου και τροποποίηση της τιμής της ανοχής σύγκλισης σε συνδυασμό με ένα μικρότερο βήμα μεταβολής της μετακίνησης (0.2mm αντί για 0.5mm). Το διάλυμα των δυνάμεων που ασκείται σε κάθε όροφο, είναι με βάση τον Πίνακα 5.21 σε κάθε εδαφική κατηγορία:

Αργιλώδες έδαφος

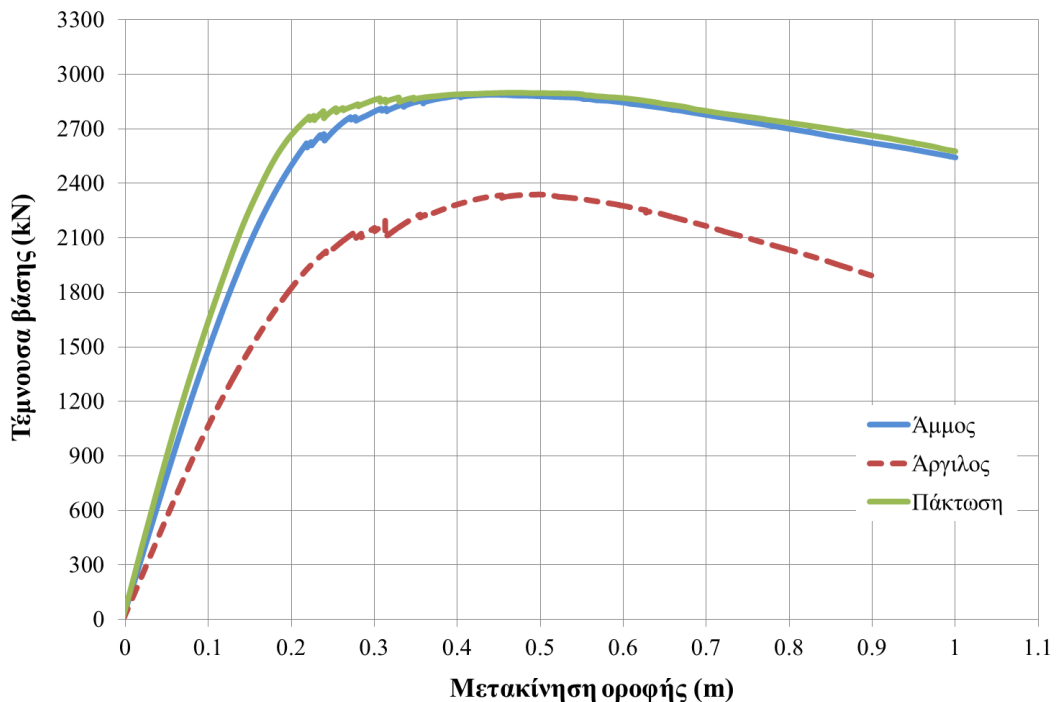
$$f_t = \begin{bmatrix} 34.59 \\ 292.67 \\ 280.90 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 244.10 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.048 \\ 0.342 \\ 0.591 \\ 0.704 \\ 0.796 \\ 0.870 \\ 0.929 \\ 0.972 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.65 \\ 99.97 \\ 166.06 \\ 187.93 \\ 212.37 \\ 232.26 \\ 247.98 \\ 259.48 \\ 244.10 \end{bmatrix} \text{ (tn) ή με κανονικοποίηση } f_t = \begin{bmatrix} \frac{1.65}{1651.80} = 0.001 \\ \frac{99.97}{1651.80} = 0.062 \\ \frac{166.06}{1651.80} = 0.102 \\ \frac{187.93}{1651.80} = 0.114 \\ \frac{212.37}{1651.80} = 0.128 \\ \frac{232.26}{1651.80} = 0.140 \\ \frac{247.98}{1651.80} = 0.149 \\ \frac{259.48}{1651.80} = 0.156 \\ \frac{244.10}{1651.80} = 0.147 \end{bmatrix}$$

Αμμώδες έδαφος

$$f_t = \begin{bmatrix} 34.59 \\ 292.67 \\ 280.90 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 267.91 \\ 244.10 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.001 \\ 0.263 \\ 0.526 \\ 0.655 \\ 0.762 \\ 0.850 \\ 0.919 \\ 0.969 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.05 \\ 69.52 \\ 141.69 \\ 170.15 \\ 200.34 \\ 225.25 \\ 244.68 \\ 258.69 \\ 244.10 \end{bmatrix} \text{ (tn) ή με κανονικοποίηση } f_t = \begin{bmatrix} \frac{0.05}{1554.47} = 0.000 \\ \frac{69.52}{1554.47} = 0.045 \\ \frac{141.69}{1554.47} = 0.091 \\ \frac{170.15}{1554.47} = 0.109 \\ \frac{200.34}{1554.47} = 0.129 \\ \frac{225.25}{1554.47} = 0.145 \\ \frac{244.68}{1554.47} = 0.157 \\ \frac{258.69}{1554.47} = 0.166 \\ \frac{244.10}{1554.47} = 0.157 \end{bmatrix}$$

5.6.4.2.1. Καμπύλη ικανότητας

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.64 και για λόγους σύγκρισης παρουσιάζεται και η καμπύλη αντίστασης του φορέα για σταθερή έδραση (πάκτωση)



Εικόνα 5.64: Καμπύλη αντίστασης του οκταόροφου 2Δ για τις τρεις περιπτώσεις έδρασης.

Με βάση το παραπάνω διάγραμμα, ενώ και για τις τρεις περιπτώσεις έδρασης η ανάλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς, φαίνεται ότι η έδραση σε αργιλώδες έδαφος επηρεάζει αρνητικά την αντίσταση του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, η έδραση σε αργιλώδες έδαφος είναι περισσότερο δυσμενής, αφού στην περίπτωση αυτή η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης είναι κατά 19% μικρότερη από την περίπτωση του αμμώδους εδάφους (2338 kN έναντι 2888 kN). Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν στο $\frac{2338}{2186.8 \cdot 9.81} = 10.9\%$ και $\frac{2888}{2186.8 \cdot 9.81} = 13.5\%$ του βάρους του φορέα αντίστοιχα. Η τιμή της οριακής μετακίνησης οροφής είναι 1 μέτρο¹⁸ για την έδραση σε αμμώδες έδαφος και 91 εκατοστά για την έδραση σε αργιλώδες έδαφος (λόγω του κριτηρίου τερματισμού της ανάλυσης στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης). Η καμπύλη αντίστασης για την έδραση στο αμμώδες έδαφος προσεγγίζει πολύ την αντίστοιχη για σταθερή έδραση, η οποία μάλιστα παρατίθεται στο ίδιο διάγραμμα για λόγους σύγκρισης, με τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης να διαφέρει ελάχιστα (2888 kN έναντι 2899 kN). Για το αργιλώδες έδαφος παρουσιάζεται μια μεγαλύτερη τάση προς μετακίνηση, δηλαδή φαίνεται ότι η θεμελίωση σε αργιλώδες έδαφος να ευνοεί τις οριζόντιες μετακινήσεις του φορέα. Αυτό

¹⁸ Η τιμή του ενός μέτρου είχε οριστεί ως όριο για τον τερματισμό της ανάλυσης.

είναι αναμενόμενο, αφού τόσο η φέρουσα ικανότητα ολίσθησης όσο και η παθητική αντίσταση των θεμελιωμένων σε αργιλικό έδαφος πεδίων είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη περίπτωση θεμελίωσης σε αμμώδες έδαφος¹⁸. Υπολογίστηκε ότι για το αμμώδες έδαφος η αντίσταση τριβής είναι περίπου 2244 kPa και η παθητική ώθηση γαιών 70 kPa, ενώ για το αργιλώδες έδαφος είναι περίπου 997 kPa και 133 kPa, αντίστοιχα. Η μεγάλη αντίσταση σε ολίσθηση του αμμώδους εδάφους είναι ο λόγος που ο αρχικός αύξοντας κλάδος της καμπύλης αντίστασης διαφέρει ελάχιστα από άποψη μετακίνησης οροφής σε σύγκριση με τον αντίστοιχο για σταθερή έδραση. Τα αποτελέσματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης για ελαστική και σταθερή έδραση (πάκτωση) παρατίθενται για ποσοτική σύγκριση στον Πίνακα 5.22.

Έδραση	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	Μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{max} (cm)	Ποσοστό της δ_{max} για μετακίνηση που αντιστοιχεί στο 50% της V_{max}
αργιλώδες έδαφος	2338	91	13%
αμμώδες έδαφος	2888	100	10%
πάκτωση	2899	100	8%

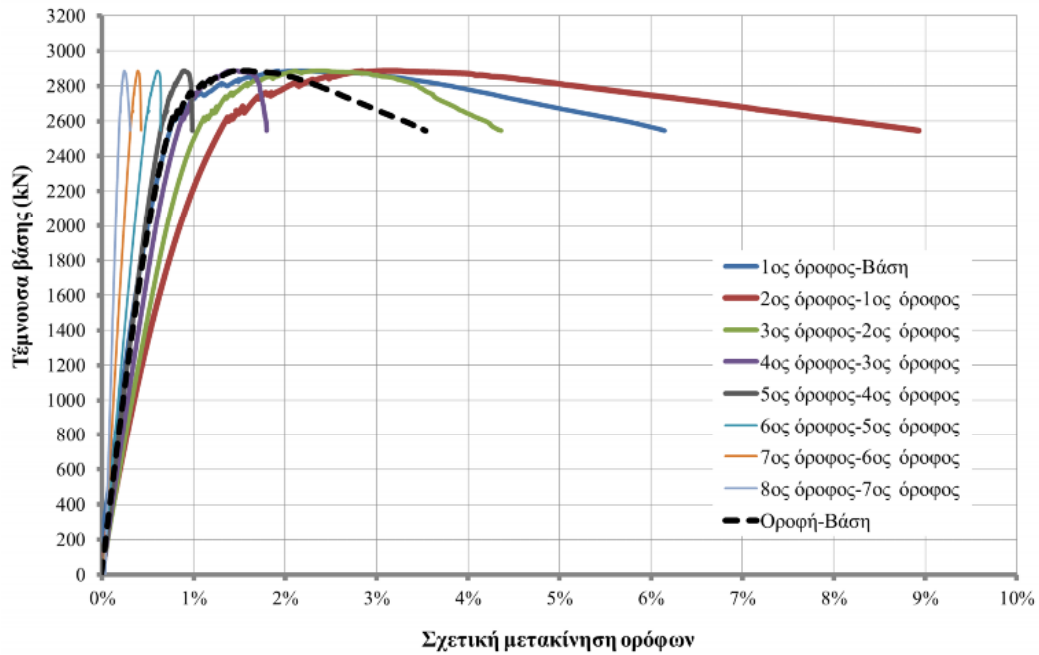
Πίνακας 5.22: Χαρακτηριστικές τιμές της καμπύλης ικανότητας του φορέα για κάθε περίπτωση έδρασης.

5.6.4.2.2. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

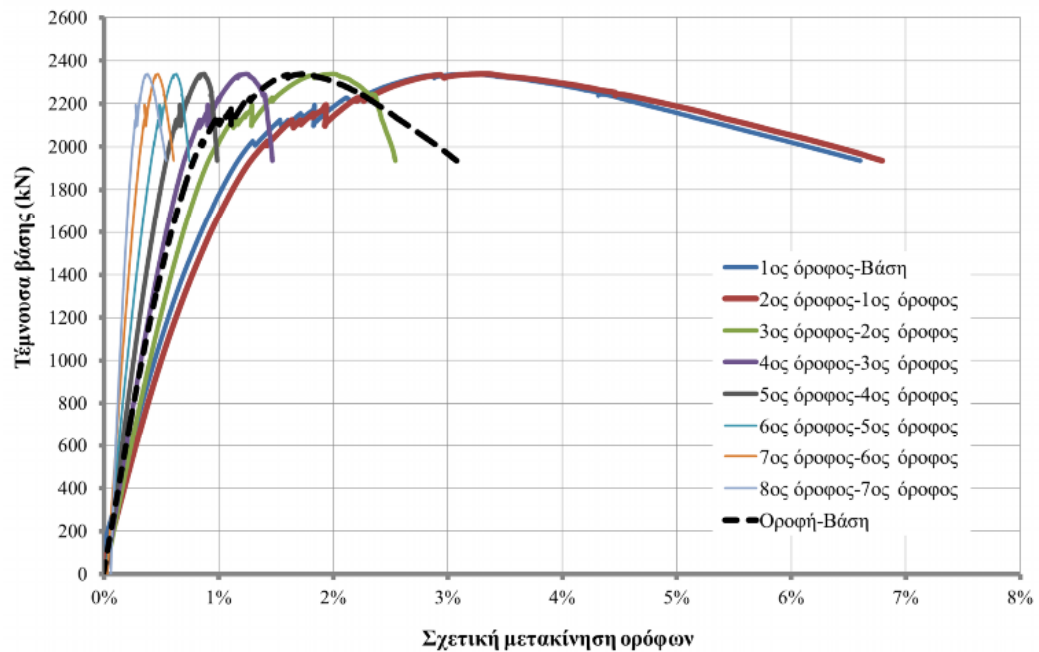
Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζουν οι Εικόνες 5.65 και 5.66 οι οποίες παρουσιάζουν τις γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων συναρτήσει της τέμνουσας βάσης. Παρατηρείται ότι στο αμμώδες έδαφος οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι γενικά μεγαλύτερες, με εξαίρεση τον πρώτο όροφο και τους τρεις ανώτερους. Οι σχετικές μετακινήσεις των δύο κατώτερων ορόφων είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις υπόλοιπες, γεγονός που παραπέμπει στο φαινόμενο του «μαλακού ορόφου». Για σύγκριση, στα διαγράμματα παρουσιάζεται και η σχέση τέμνουσας βάσης-σχετικής μετακίνησης οροφής, δηλαδή ουσιαστικά η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου. Είναι φανερό ότι οι σχετικές καμπύλες των δύο κατώτερων ορόφων καταλήγουν σε σημαντικά μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετακίνησης, τη στιγμή που η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου δεν καταλήγει σε τιμές άνω του 3.5% σε

¹⁸ Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο στην ενότητα περί προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και εφαρμογής της μεθόδου δοκού επί ανελαστικής θεμελίωσης στο OpenSees.

καμία από τις δύο περιπτώσεις. Τέλος, διαπιστώνεται μια σταδιακή μείωση των σχετικών μετακινήσεων καθ' ύψος.



Εικόνα 5.65: Ρυθμός μεταβολής των σχετικών μετακινήσεων ορόφων συναρτήσει της τέμνουσας βάσης για το οκταόροφο 2Δ (αμμώδες έδαφος).

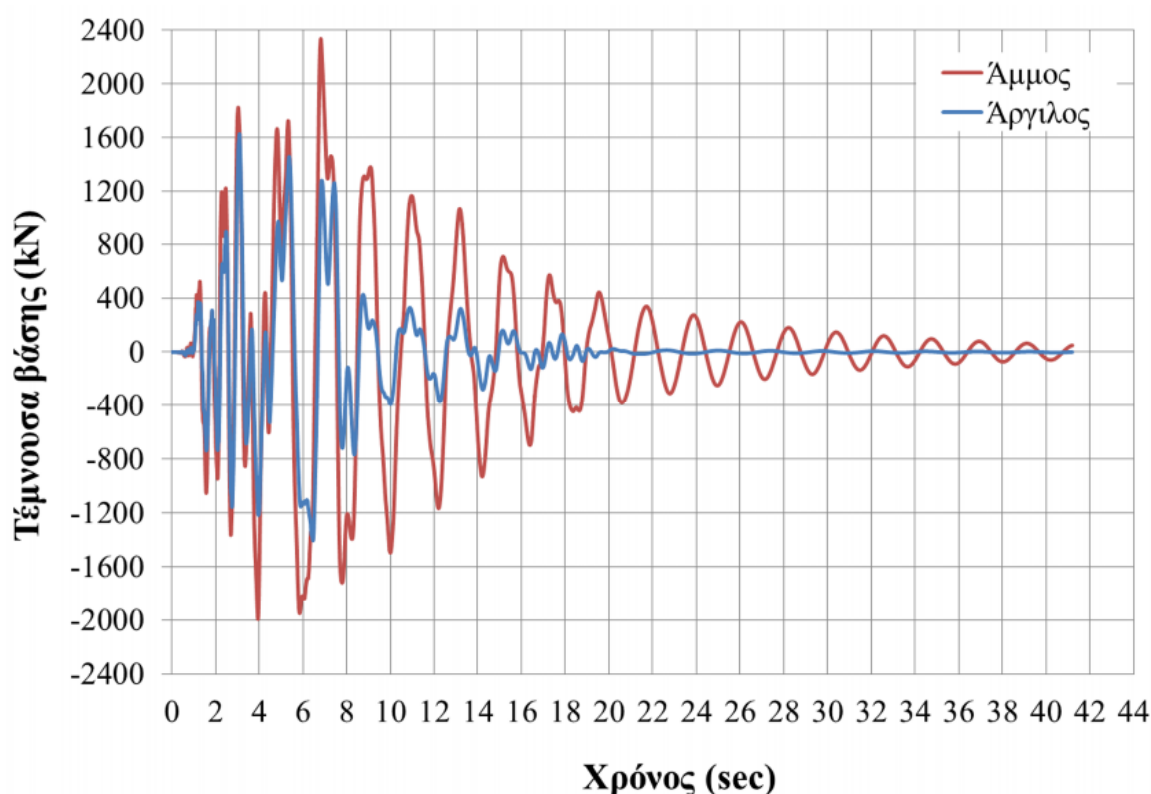


Εικόνα 5.66: Ρυθμός μεταβολής των σχετικών μετακινήσεων ορόφων συναρτήσει της τέμνουσας βάσης για το οκταόροφο 2Δ (αργιλώδες έδαφος).

5.6.4.3. Δυναμική ανάλυση

5.6.4.3.1. Τέμνουσα βάσης

Για την περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στην ενότητα 5.6.1.3 για το προσομοίωμα με τη σταθερή έδραση. Στην Εικόνα 5.67 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της τέμνουσας βάσης, όπως υπολογίστηκαν για τον φορέα με έδραση σε αμμώδες και σε αργιλώδες έδαφος, με κοινό λόγο απόσβεσης $\zeta=4\%$.



Εικόνα 5.67: Χρονοϊστορίες τέμνουσας βάσης για αμμώδες και αργιλώδες έδαφος.

Για την περίπτωση του αμμώδους εδάφους, η τέμνουσα βάσης μεγιστοποιείται στα 2336 kN (για $t=6.82$ sec) έναντι μόλις 1627kN (για $t=3.09$ sec) για την περίπτωση του αργιλώδους εδάφους. Υπάρχει δηλαδή μείωση κατά 17% και 42% από τη τέμνουσα βάσης του φορέα με σταθερή έδραση η οποία υπολογίστηκε στην προηγούμενη ενότητα σε 2816 kN (για $t=6.79$ sec). Γενικά δεν παρατηρείται κάποια ιδιαιτερότητα στις δύο χρονοϊστορίες, ενώ φαίνεται ότι η μέγιστη καταπόνηση του φορέα και στις δύο περιπτώσεις είναι μεταξύ 2^{ου} και 7^{ου} δευτερολέπτου. Είναι εμφανής η ταχεία απομείωση του πλάτους της ταλάντωσης (και κατά συνέπεια στη τέμνουσα βάσης) στην περίπτωση του αργιλώδους εδάφους όπου πρακτικά μετά τα 20 δευτερόλεπτα η κατασκευή πρακτικά παύει να ταλαντώνεται και η τέμνουσα βάσης είναι σχεδόν μηδενική. Μάλιστα, ήδη από το 11^ο δευτερόλεπτο η τέμνουσα

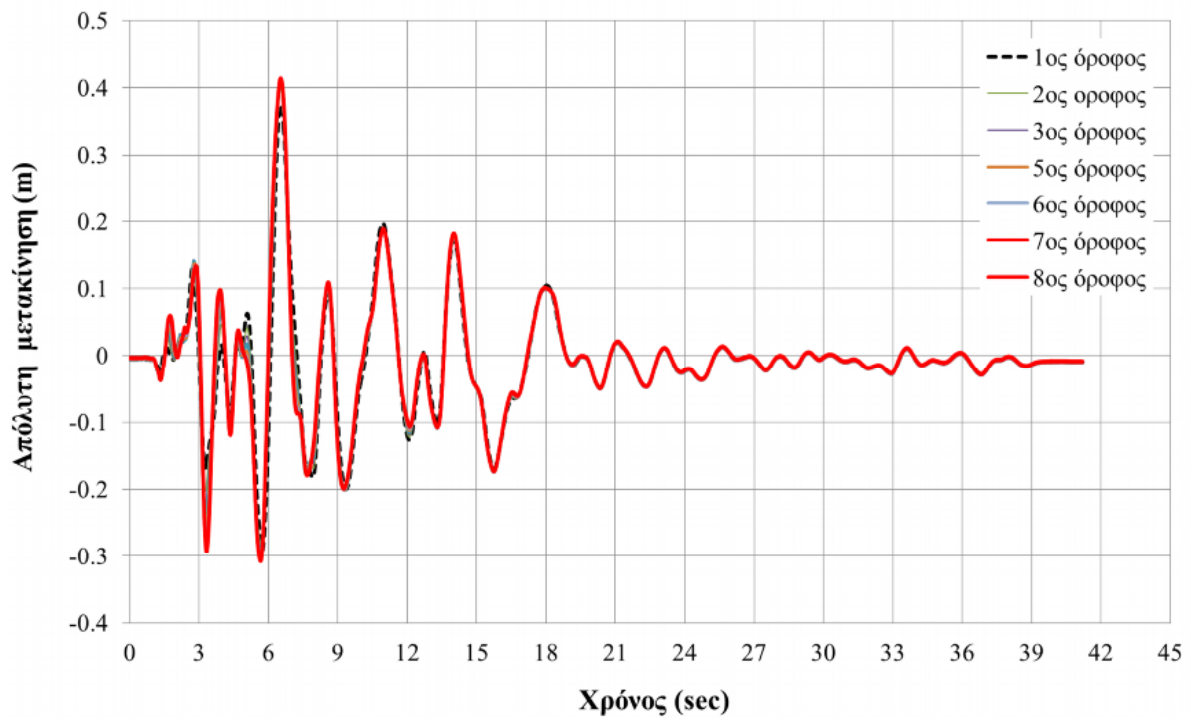
βάσης κυμαίνεται στο 18% της μέγιστης τιμής της, ενώ για το αμμώδες έδαφος η πτώση δεν υπερβαίνει το 50% την ίδια χρονική στιγμή. Επομένως, από άποψη τέμνουσας βάσης η έδραση σε αμμώδες έδαφος είναι δυσμενέστερη γιατί στην κατασκευή ασκούνται μεγάλες σεισμικές δυνάμεις οι οποίες καταπονούν περισσότερο την κατασκευή.

5.6.4.3.2. Μετακινήσεις

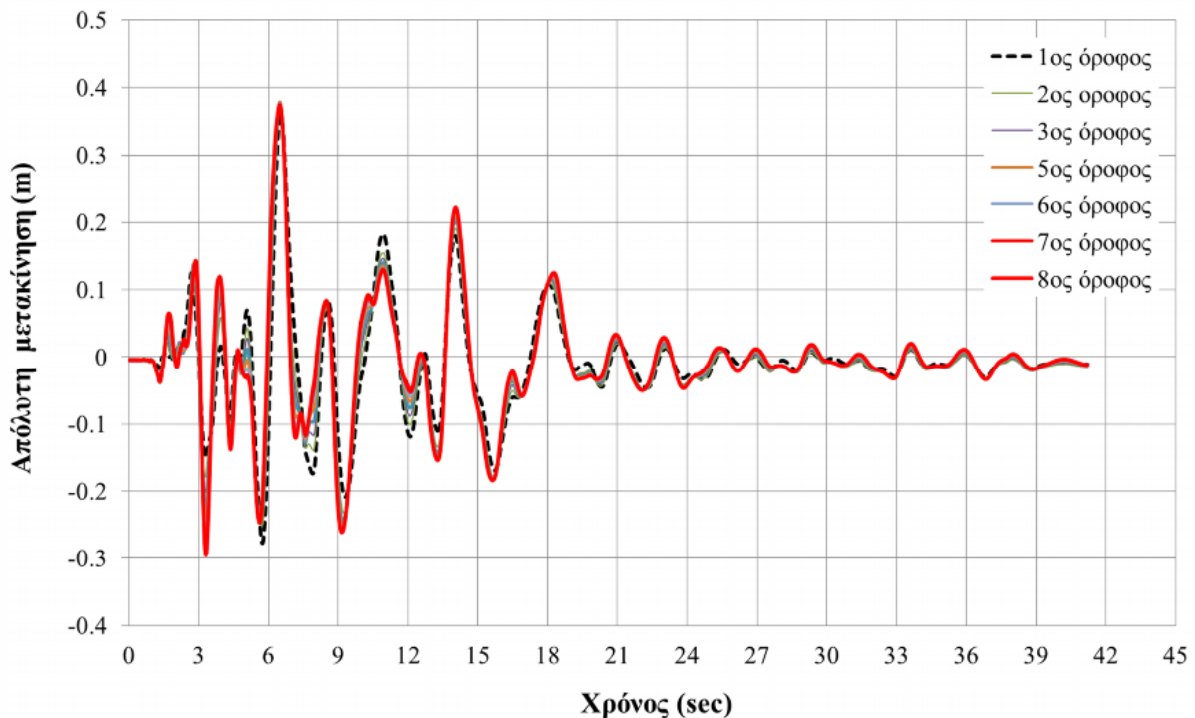
Στις Εικόνες 5.55, 5.68 και 5.57 έως 5.73 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των απόλυτων και των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων για την έδραση σε αργιλώδες και αμμώδες έδαφος, αντίστοιχα οι οποίες συνοψίζονται στον Πίνακα 5.24.

Έδαφος	Μετακίνηση	όροφος								
		Βάση	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	6 ^{ος}	7 ^{ος}	8 ^{ος}
άργιλος	Μέγιστη απόλυτη (cm)	35.8	37.5	39.9	40.8	41.3	41.4	41.4	41.3	41.5
	Μόνιμη απόλυτη (cm)	-0.4	-1.0	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.0	-0.8
	Μέγιστη σχετική (cm)		-5.9	-9.1	-10.2	-11.1	-12.5	-13.8	-14.8	-15.4
	Μόνιμη σχετική (cm)		-1.0	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.0	-0.8
	Μέγιστη σχετική (%)		-1.0	0.7	0.7	0.8	-0.8	-0.7	0.5	0.4
	Μόνιμη σχετική (%)		-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
άμμωδες	Μέγιστη απόλυτη (cm)	35.8	36.0	37.1	37.7	37.9	37.8	37.6	37.5	37.5
	Μόνιμη απόλυτη (cm)	0.0	-1.1	-1.5	-1.4	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.2
	Μέγιστη σχετική (cm)		-6.2	-12.2	-14.5	-16.6	-18.4	-20.0	-21.0	-21.5
	Μόνιμη σχετική (cm)		-1.1	-1.5	-1.4	-1.3	-1.3	-1.3	-1.2	-1.2
	Μέγιστη σχετική (%)		-1.3	-1.2	1.0	0.9	-0.9	-0.8	0.6	0.5
	Μόνιμη σχετική (%)		-0.2	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

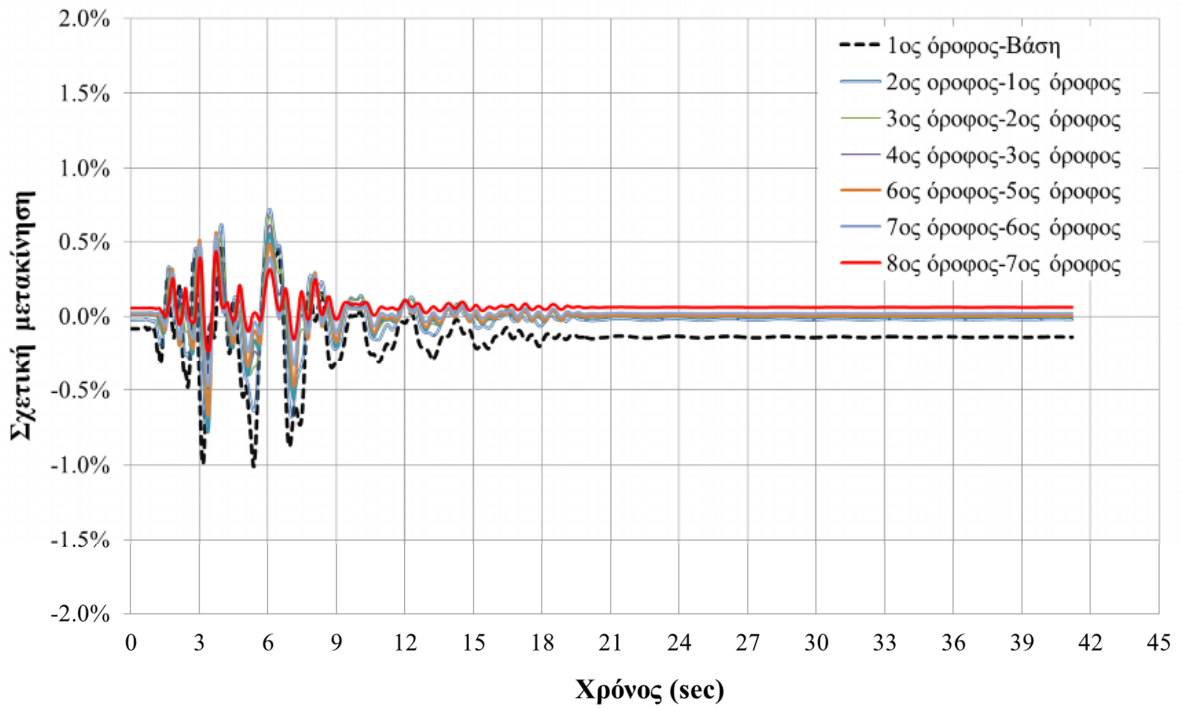
Πίνακας 5.24: Η μέγιστη απόλυτη, σχετική και παραμένουσα μετακίνηση των ορόφων.



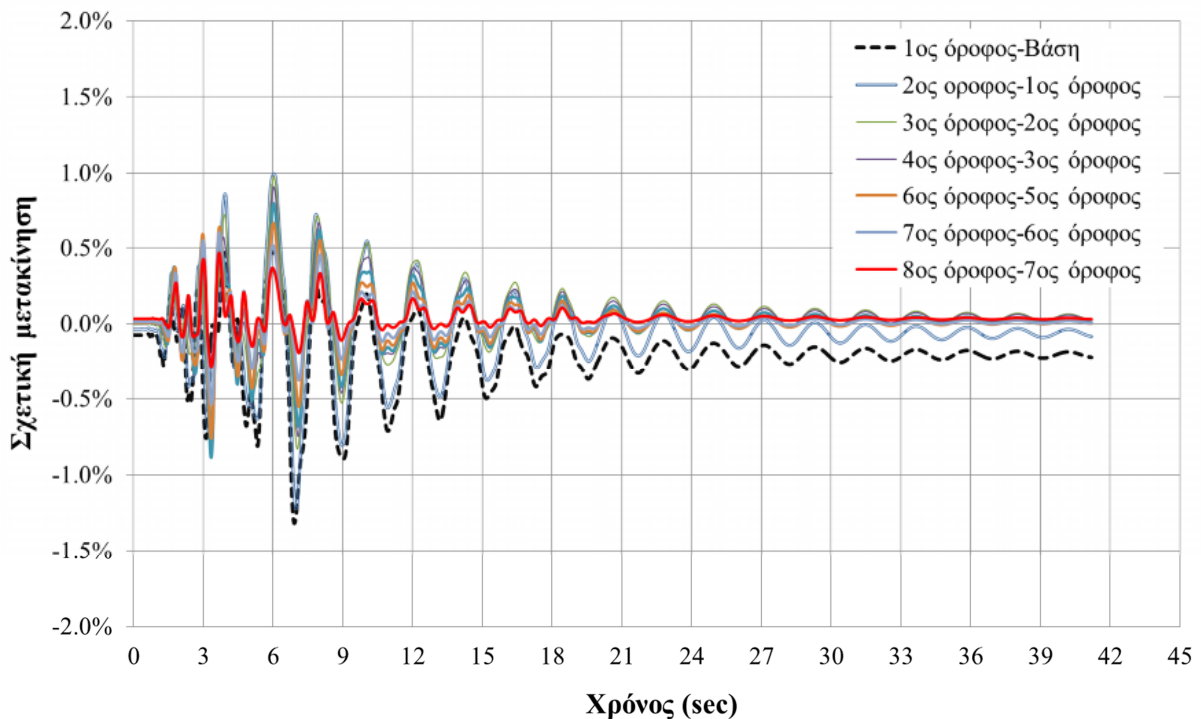
Εικόνα 5.68: Χρονοϊστορία των απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων (αργιλώδες έδαφος).



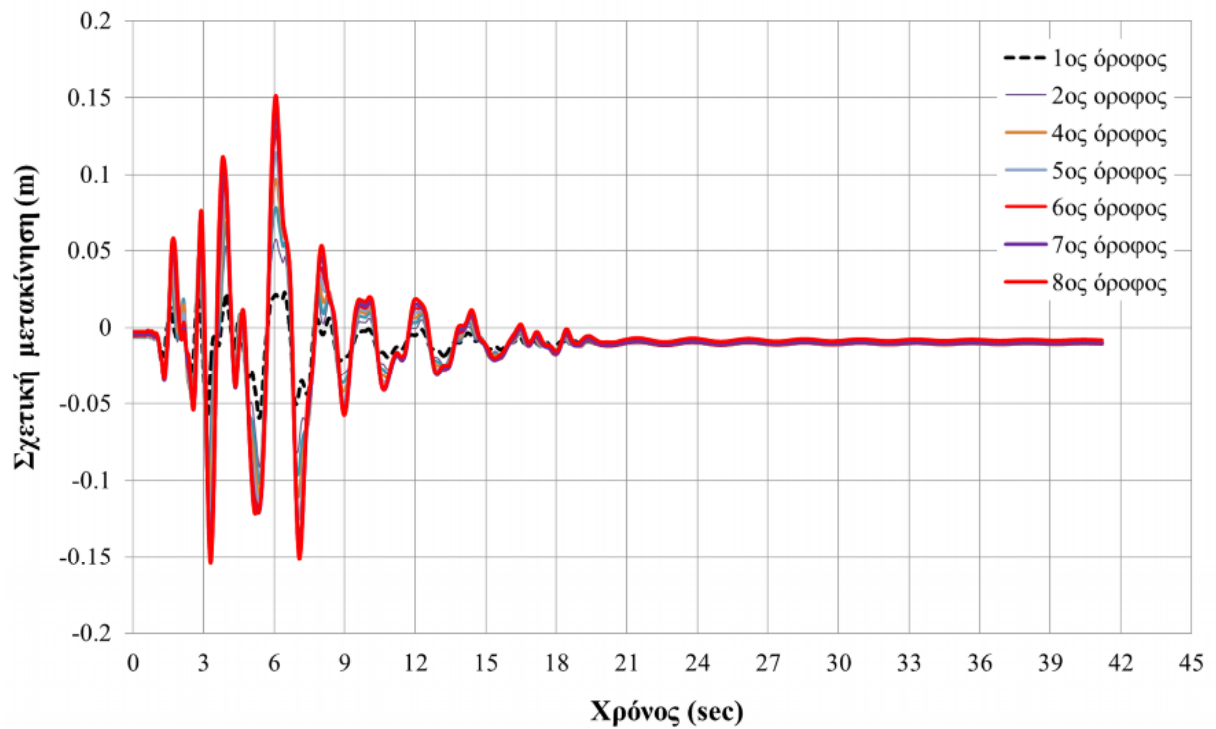
Εικόνα 5.69: Χρονοϊστορία των απόλυτων μετακινήσεων των ορόφων (αμμώδες έδαφος).



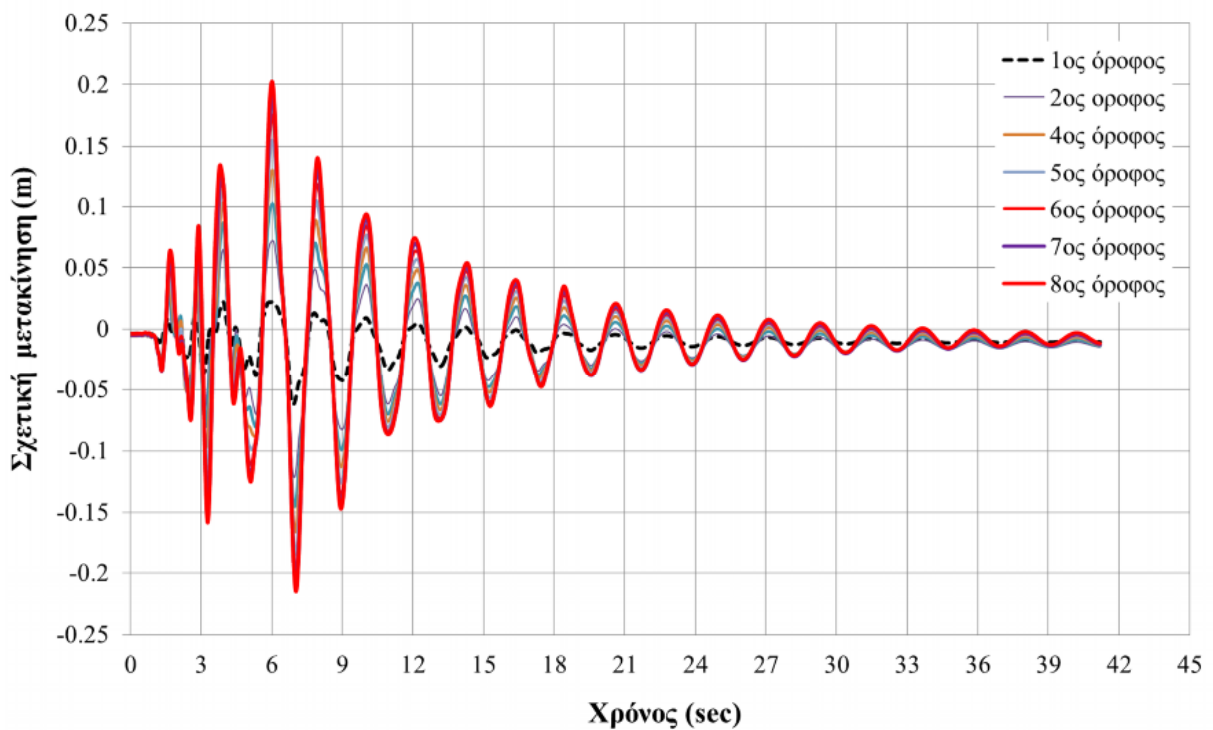
Εικόνα 5.70: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων (%) των ορόφων (αργιλώδες έδαφος).



Εικόνα 5.71: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων (%) των ορόφων (αμμώδες έδαφος).



Εικόνα 5.72: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων (m) των ορόφων (αργιλώδες έδαφος).



Εικόνα 5.73: Χρονοϊστορία των σχετικών μετακινήσεων (m) των ορόφων (αμμώδες έδαφος).

Η μέγιστη και η μόνιμη σχετική μετακίνηση οροφής του κτιρίου είναι 15.4 και 0.8 εκατοστά αντίστοιχα, για αργιλώδες έδαφος, ενώ για αμμώδες έδαφος είναι 40% μεγαλύτερη και πιο συγκεκριμένα και 21.5 και 1.2 εκατοστά αντίστοιχα, τιμές οι οποίες δεν είναι θέτουν σε καμία περίπτωση σε κίνδυνο την ευστάθεια του κτιρίου. Πρέπει να σημειωθεί ότι η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων δεν ξεπερνά το 1.1% για το αργιλώδες και το 1.3% για το αμμώδες έδαφος αντίστοιχα και γενικότερα, οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγαλύτερες για το αμμώδες έδαφος. Κοινό χαρακτηριστικό για τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι ότι αυτές είναι μεγαλύτερες στους κατώτερους ορόφους, χωρίς όμως να έχουν ιδιαίτερα υψηλές τιμές. Από τις παραπάνω εικόνες παρατηρείται επίσης το ότι όλες οι μετακινήσεις είναι σε φάση μεταξύ τους, δηλαδή οι χρονοϊστορίες παρουσιάζουν μέγιστα και ελάχιστα για τις ίδιες χρονικές στιγμές. Εξετάζοντας όμως προσεκτικότερα τη χρονοϊστορία κάθε περίπτωσης, διαπιστώνεται ότι οι κύκλοι ταλάντωσης είναι για το αμμώδες έδαφος περισσότερο «ημιτονοειδούς» μορφής και ιδιαίτερα στους ανώτερους ορόφους, κάτι το οποίο δεν παρατηρείται για το αργιλώδες έδαφος. Με βάση τα παραπάνω, φαίνεται ότι από άποψη μετακινήσεων η έδραση σε αμμώδες έδαφος είναι δυσμενέστερη για την απόκριση της κατασκευής.

5.6.4.3.3. Επιταχύνσεις

Στις Εικόνες 5.74 έως 5.77 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι χρονοϊστορίες των σχετικών οριζόντιων επιταχύνσεων (δηλαδή του αθροίσματος της εδαφικής επιτάχυνσης και της σχετικής επιτάχυνσης) του 1^{ου} και του 8^{ου} ορόφου, αντίστοιχα, σε σύγκριση με τη χρονοϊστορία της διέγερσης της βάσης, και στον Πίνακα 5.25 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων όλων των ορόφων. Επειδή οι χρονοϊστορίες των υπολοίπων ορόφων δεν παρουσιάζουν κανένα ιδιαίτερο ενδιαφέρον (πολύ υψηλές τιμές, αιχμές, κλπ), προτιμήθηκε να μην παρουσιαστούν. Πρέπει να σημειωθεί πάντως, ότι όλες οι τιμές των επιταχύνσεων των ενδιάμεσων ορόφων κυμάνθηκαν έως 1.1g, αυξανόμενες καθ' ύψος, με μια μικρή μείωση στον 8^ο όροφο και επίσης το κρίσιμο διάστημα στο οποίο υπάρχουν υψηλές τιμές επιταχύνσεων για τον όροφο αυτό είναι από το 2^ο έως το 5^ο δευτερόλεπτο της διέγερσης.

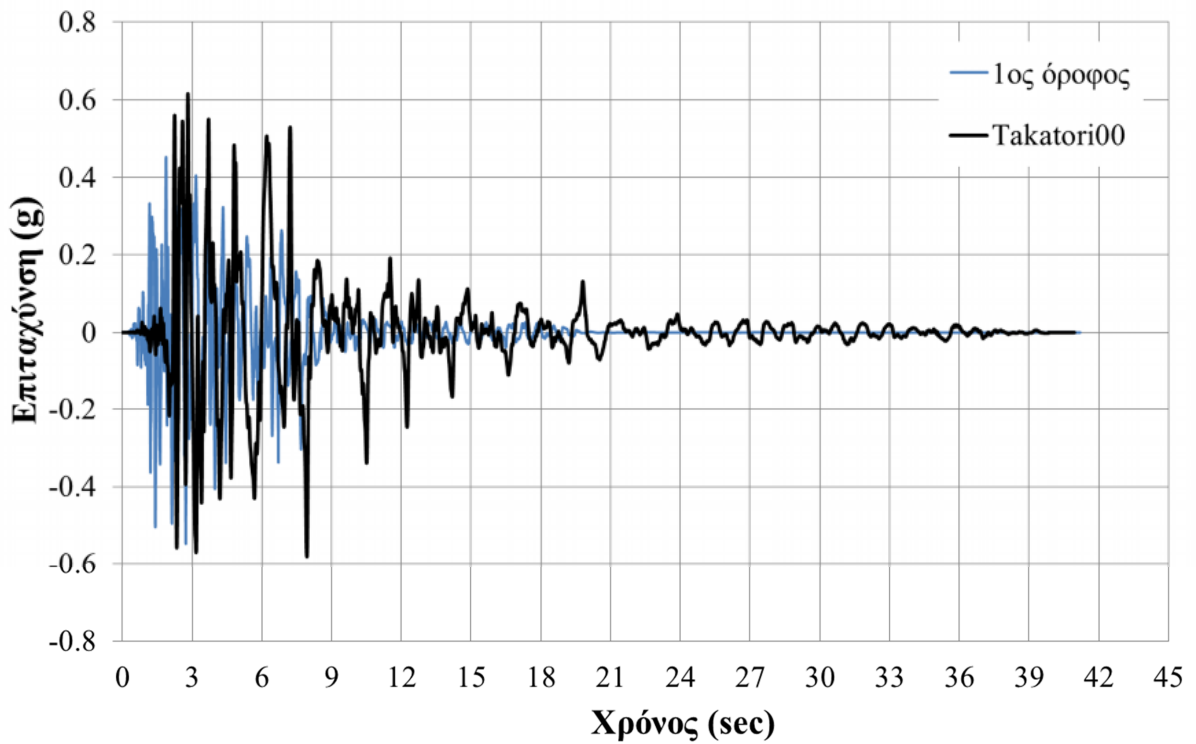
Γενικά, οι μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης φτάνουν έως το 150% της PGA για το αργιλώδες έδαφος και πλησιάζουν το 200% για το αμμώδες έδαφος. Φαίνεται πάντως ότι η θεμελίωση σε αμμώδες έδαφος ευνοεί περισσότερο τις επιταχύνσεις των οροφών, σχετικών και απόλυτων και μάλιστα με αρκετή διαφορά μεταξύ των ορόφων. Πιο συγκεκριμένα, για το αργιλώδες έδαφος η μέση τιμή της μέγιστης σχετικής επιτάχυνσης των τεσσάρων ορόφων

είναι 0.79g και η τυπική απόκλιση 0.16g, ενώ για το αμμώδες έδαφος είναι 0.88g και 0.20g αντίστοιχα, όταν για την περίπτωση της πάκτωσης οι αντίστοιχες τιμές είναι 0.87g και 0.22g.

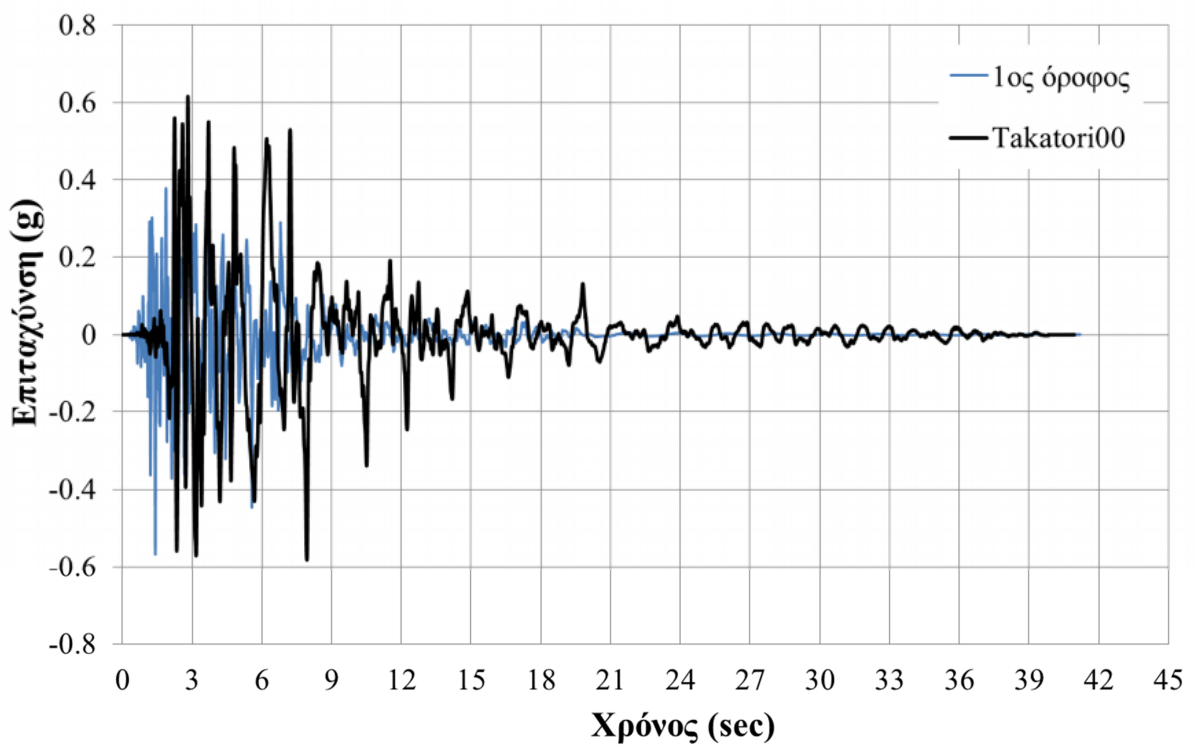
Τέλος, παρότι η μεγιστοποίηση των επιταχύνσεων όλων των ορόφου πραγματοποιείται μεταξύ του 2^{ου} και 4^{ου} δευτερολέπτου, η αρχή της αδράνειας προκαλεί διαφοροποίηση στη χρονική στιγμή κατά την οποία μεγιστοποιούνται οι απόλυτες και οι σχετικές μετακινήσεις. Υπενθυμίζεται επίσης ότι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι 0.61g και πραγματοποιείται για $t=5.76\text{sec}$.

έδραση	α/α ορόφου	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση (g)	Μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση (g)
αργιλώδες έδαφος	1	-0.55	-0.55
	2	-0.68	-0.42
	3	-0.63	-0.38
	4	-0.74	-0.34
	5	-0.97	-0.48
	6	-0.95	-0.55
	7	-0.94	-0.54
	8	-0.83	0.41
αμμώδες έδαφος	1	-0.56	-0.55
	2	-0.71	-0.42
	3	-0.77	-0.38
	4	-0.82	-0.34
	5	-1.09	-0.48
	6	-1.11	-0.55
	7	-1.00	-0.55
	8	-0.98	0.42
πάκτωση	1	-0.44	0.57
	2	-0.70	-0.48
	3	-0.83	-0.52
	4	-0.82	-0.67
	5	-1.09	-0.97
	6	-1.12	-1.00
	7	-1.00	-0.89
	8	-0.96	-0.65

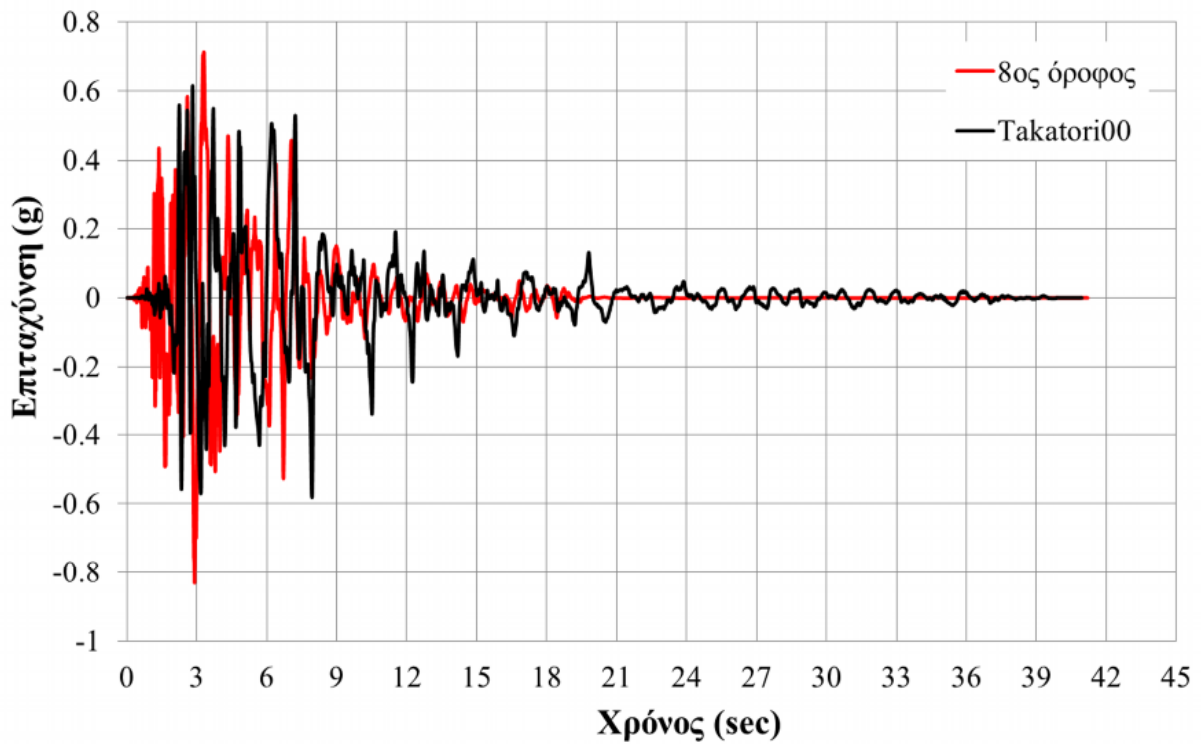
Πίνακας 5.25: Μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων για κάθε περίπτωση έδρασης.



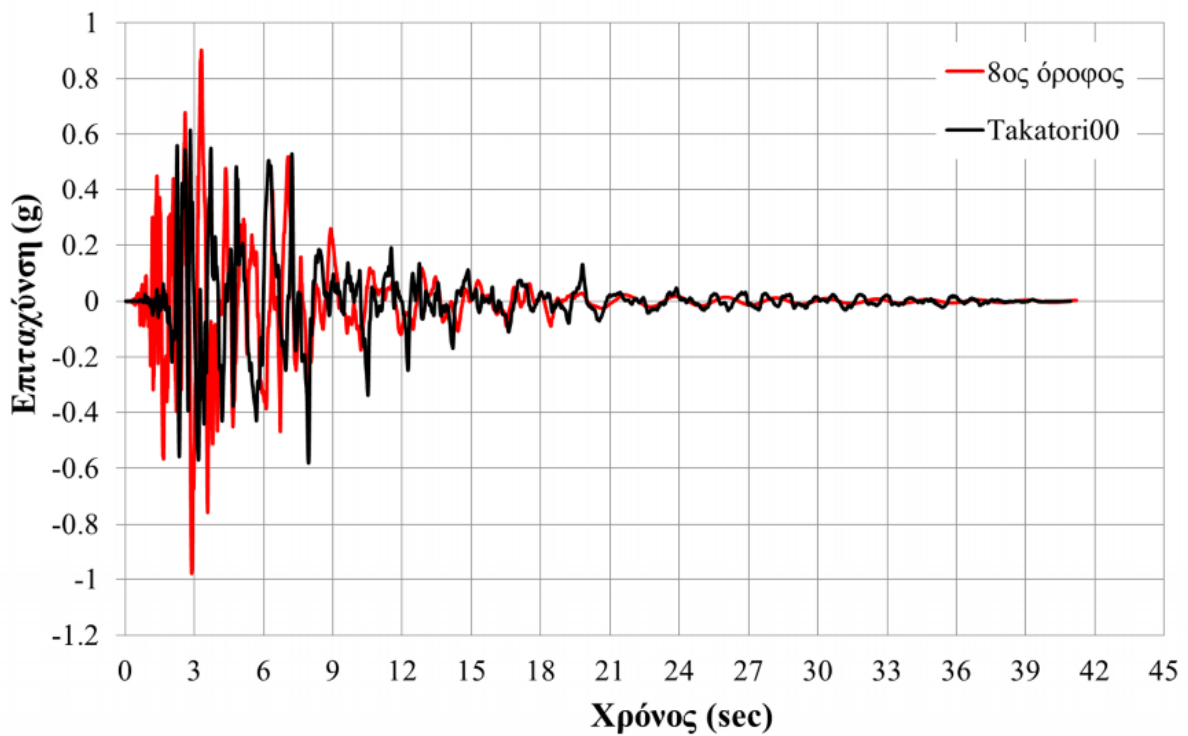
Εικόνα 5.74: Χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου (αργιλώδες έδαφος).



Εικόνα 5.75: Χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας επιτάχυνσης του 1^{ου} ορόφου (αμμώδες έδαφος).



Εικόνα 5.76: Χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας επιτάχυνσης του 8^{ου} ορόφου (αργιλώδες έδαφος).



Εικόνα 5.77: Χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας επιτάχυνσης του 8^{ου} ορόφου (αμμώδες έδαφος).

Κεφάλαιο 6^ο

Συμπεράσματα

6.1. Εισαγωγή

Στην παρούσα διατριβή αναλύθηκαν ορισμένες πτυχές της ανελαστικότητας κτιριακών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, παρουσιάστηκαν μερικές από τις συνήθεις μεθόδους μη-γραμμικής ανάλυσης τους και εξετάστηκε το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, τόσο σε θεωρητικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο εφαρμογής. Η ανάλυση έγινε σε δύο παρεμφερείς κανονικούς φορείς διαφορετικού ύψους έτσι ώστε να εξεταστεί η επιρροή των ιδιομορφικών τους χαρακτηριστικών στην απόκρισή τους υπό στατικές και δυναμικές φορτίσεις, αλλά και υπό διαφορετικές συνθήκες έδρασης. Αν και οι δύο φορείς σχεδιάστηκαν με βάση τους Ευρωκώδικες 2 και 8 με πολλές κοινές παραμέτρους σχεδιασμού (φάσμα σχεδιασμού, PGA, κατηγορία εδάφους, υλικά, φορτία, κλπ) είναι δύσκολο να εξαχθούν γενικευμένα συμπεράσματα, λόγω ορισμένων διαφορών στον σχεδιασμό των δύο φορέων, όπως για παράδειγμα η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q (ίση με 5 για τον τετραόροφο και 5.85 για τον οκταόροφο φορέα). Σε κάθε περίπτωση, συνοψίζοντας τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια, μπορούν να προκύψουν μερικές γενικές παρατηρήσεις και να εξαχθούν ορισμένα συμπεράσματα και για τους δύο φορείς.

6.2. Χωρικοί φορείς

Από τη μελέτη των δύο φορέων στο τρίτο κεφάλαιο, διαπιστώθηκε ότι η επιρροή των ιδιομορφικών τους χαρακτηριστικών στην απόκριση τους υπήρξε σημαντική. Μία σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης για τους δύο φορείς γίνεται στον

Πίνακα 6.1. Διαπιστώνεται ότι στον οκταόροφο φορέα η τέμνουσα βάσης φτάνει σε ποσοστό μόλις 9% του βάρους του κτιρίου, ενώ στον τετραόροφο υπερβαίνει το 42%. Σημειώνεται ότι η μάζα των δύο φορέων είναι 3919t και 342t αντίστοιχα και η κύρια ιδιοπερίοδος τους είναι 1.85 sec και 0.72 sec, αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι ο οκταόροφος έχει εντεκαπλάσια μάζα από τον τετραόροφο και υπερδιπλάσια μέγιστη τέμνουσα βάσης, αλλά η μετακίνηση οροφής στη μέγιστη τέμνουσα βάσης φτάνει στα ίδια επίπεδα και για τους δύο φορείς. Συνεπώς, φαίνεται ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση ο χαμηλότερος σε ύψος (άρα και με μικρότερη περίοδο) πλαισιακός φορέας (τετραόροφος) έχει καλύτερο μηχανισμό αστοχίας που του επιτρέπει μέσω πλαστικών παραμορφώσεων να αστοχήσει σε υψηλότερα επίπεδα έντασης.

Στατική υπερωθητική ανάλυση	Φορέας	
	Τετραόροφος	Οκταόροφος
Μέγεθος απόκρισης		
Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	1207	3446
V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	36%	9%
Μετακίνηση οροφής για V_{max} (m)	0.22	0.22

Πίνακας 6.1: Σύγκριση αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης των δύο χωρικών φορέων.

6.3. Επίπεδοι φορείς

Οι επίπεδοι φορείς μελετήθηκαν στο πέμπτο κεφάλαιο πιο διεξοδικά από τους χωρικούς, συνεπώς μπορεί να γίνει καλύτερη σύγκριση της απόκρισης τους, τόσο σε στατική υπερωθητική όσο και σε δυναμική ανάλυση. Η στατική υπερωθητική και η δυναμική ανάλυση παρουσιάζουν μεταξύ τους μια σημαντική διαφορά. Από την υπερωθητική ανάλυση προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του φορέα ως ένδειξη της ικανότητας που έχει να παραμορφώνεται υπό «ψευδοστατική» φόρτιση που προσομοιώνει τη σεισμική. Το ζητούμενο από την ανάλυση αυτή είναι να προκύψει μια απόκριση με μέγιστη τέμνουσα βάσης υψηλή, σε σχέση βέβαια με τα χαρακτηριστικά του φορέα, όπως π.χ. τη μάζα του, έτσι ώστε τα αποτελέσματά της να είναι συγκρίσιμα με εκείνα των μεθόδων σχεδιασμού των κανονισμών, καθώς και μια ικανοποιητική ικανότητα μετακίνησης του φορέα σε σχέση με το ύψος του φορέα. Σε ότι αφορά τη δυναμική ανάλυση, μας ενδιαφέρει κυρίως η αναπτυσσόμενη μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων καθώς και άλλα δυναμικά μεγέθη απόκρισης και αποτίμησης βλαβών, με στόχο τα διάφορα εντατικά και παραμορφωσιακά

μεγέθη να κυμαίνονται σε χαμηλά επίπεδα για τη συγκεκριμένη διέγερση. Πλεονεκτεί στην περίπτωση αυτή ο φορέας εκείνος που έχει την αναλογικά χαμηλότερη χαμηλότερη απαίτηση σε τέμνουσα. Μια σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής υπερωθητικής και της δυναμικής ανάλυσης για τους δύο πακτωμένους φορείς δίνεται στον Πίνακα 6.2.

Ανάλυση	Μέγεθος απόκρισης	Φορέας	
		Τετραόροφος	Οκταόροφος
Στατική υπερωθητική	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	1188	2892
	V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	55%	13.5%
	Μετακίνηση οροφής για V_{max} (m)	1.00	0.47
	Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου	12%	9%
Δυναμική	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	1003	2816
	V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	47%	13%
	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση ορόφου (g)	1.53	1.12
	Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου	2.4%	1.4%

Πίνακας 6.2: Σύγκριση αποτελεσμάτων των αναλύσεων για τους δύο επίπεδους φορείς.

Από τα ποτελέσματα της υπερωθητικής ανάλυσης που δίνονται στον Πίνακα 6.2 διαπιστώνεται ότι στον οκταόροφο φορέα η μέγιστη τέμνουσα βάσης φτάνει σε ποσοστό μόλις 13% του βάρους του κτιρίου, ενώ στον τετραόροφο το 55%. Σημειώνεται ότι η μάζα των δύο φορέων είναι 2187 t και 219 t, αντίστοιχα, και η κύρια ιδιοπερίοδος τους 0.67 sec και 1.84 sec, αντίστοιχα. Συνεπώς, φαίνεται ότι ομοίως όπως στους αντίστοιχους χωρικούς φορείς έτσι και σε αυτήν την περίπτωση ο χαμηλότερος πλαισιακός φορέας (τετραόροφος) έχει καλύτερο μηχανισμό αστοχίας που του επιτρέπει μέσω πλαστικών παραμορφώσεων να αστοχήσει σε υψηλότερα επίπεδα έντασης (συγκρινόμενα με το βάρος του), όμως από την άλλη πλευρά έχει μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις ορόφων συγκριτικά με τον οκταόροφο.

Από τον Πίνακα 6.2 φαίνεται επίσης ότι στην περίπτωση της δυναμικής φόρτισης των δύο φορέων (με το ίδιο επιταχυνσιογράφημα), η απόκριση του οκταόροφου είναι καλύτερη δεδομένου ότι και στα τρία μεγέθη απόκρισης υπερτερεί έναντι του τετραόροφου. Ο οκταόροφος φορέας εμφανίζεται να διατηρεί το ποσοστό της τέμνουσας βάσης ως προς το βάρος του, όταν στον τετραόροφο παρουσιάζεται μία μείωση, όμως αναπτύσσονται σε αυτόν

μικρότερες σχετικές μετακινήσεις και επιταχύνσεις ορόφων. Από την άλλη πλευρά βέβαια, η μέγιστη τέμνουσα βάσης του τετραόροφου φορέα συγκριτικά με το βάρος του εξακολουθεί να παραμένει σε πολύ υψηλά επίπεδα.

Η δυναμική απόκριση των δύο φορέων θα μπορούσε να αξιολογηθεί πληρέστερα εάν υποβάλλονταν σε επαυξητική δυναμική ανάλυση με περισσότερους σεισμούς και ακόμα μεγαλύτερης έντασης διέγερσεις ώστε να διαπιστωθεί η οριακή απόκριση τους πριν την κατάρρευση. Πιθανότατα τα περιθώρια αντοχής τους δεν έχουν εξαντληθεί, έστω και αν υποβλήθηκαν σε σεισμική δυναμική διέγερση με $PGA=0.61g$. Είναι γεγονός πάντως ότι ο ψηλότερος και άρα μεγαλύτερης περιόδου οκταόροφος φορέας επιτυγχάνει καλύτερη διάχυση και απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας (υστερητική απόσβεση και διαρροή δομικών μελών) από τον τετραόροφο, λόγω και της μεγαλύτερης συμμετοχής των ανώτερων ιδιομορφών στην ταλάντωση του φορέα (Chopra, 2008).

6.4. Αλληλεπίδραση εδάφους-επίπεδων φορέων

Σε ότι αφορά την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής η οποία εξετάστηκε μόνο για τους επίπεδους φορείς, χρησιμοποιήθηκαν δύο εδαφικές κατηγορίες, εκείνη του αμμώδους και εκείνη του αργιλώδους εδάφους. Μια σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων δίνεται στον Πίνακα 6.3 για την περίπτωση του αμμώδους εδάφους και στον Πίνακα 6.4 για την περίπτωση του αργιλώδους εδάφους.

6.4.1. Αμμώδες έδαφος

Στον Πίνακα 6.3 (σε συνδυασμό και με τον Πίνακα 6.2 που παρουσιάζει τα αποτελέσματα πακτωμένων φορέων) παρατηρείται ότι για τη στατική υπερωθητική ανάλυση, φαίνεται να εξακολουθεί να υπερέχει ο πιο χαμηλότερος φορέας (τετραόροφος), ο οποίος σε σχέση με το βάρος του επιτυγχάνει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης, έστω και με μια μείωση σε σύγκριση με την περίπτωση του πακτωμένου φορέα (βλ. Πίνακα 6.2) από το 55% στο 53%, ενώ για τον οκταόροφο παραμένει σχεδόν αμετάβλητη. Οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι σε λίγο χαμηλότερα επίπεδα από εκείνα των πακτωμένων φορέων.

Σε ότι αφορά τη δυναμική ανάλυση, παρατηρείται μια επιδείνωση στην απόκριση του τετραόροφου φορέα (αύξηση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης και επιτάχυνσης ορόφου αλλά μείωση κατά 9% της μέγιστης αναπτυσσόμενης τέμνουσας βάσης) σε σύγκριση με την περίπτωση του πακτωμένου φορέα, ενώ ο οκταόροφος φορέας έχει καλύτερη απόκριση με μείωση της μέγιστης τέμνουσας βάσης του κατά 17% και σχεδόν αμετάβλητες τιμές μέγιστων σχετικών επιταχύνσεων και μετακινήσεων.

Ανάλυση	Μέγεθος απόκρισης	Φορέας	
		Τετραόροφος	Οκταόροφος
Στατική υπερωθητική	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	1138	2884
	V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	53%	13.4%
	Μετακίνηση οροφής για V_{max} (m)	1.00	0.44
	Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου	<12%	<9%
Δυναμική	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	916	2336
	V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	43%	11%
	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση ορόφου (g)	2.88	1.11
	Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου	3.4%	1.3%

Πίνακας 6.3: Σύγκριση αποτελεσμάτων των αναλύσεων για τους δύο επίπεδους φορείς για αμμώδες έδαφος.

6.4.2. Αργιλώδες έδαφος

Από τον Πίνακα 6.4 παρατηρείται στην περίπτωση της υπερωθητικής ανάλυσης μια ακόμα μεγαλύτερη επιδείνωση στην απόκριση του τετραόροφου φορέα (σε σχέση με τον πακτωμένο), δηλαδή 22% μείωση της μέγιστης τέμνουσας βάσης, όμως εξακολουθεί να έχει καλύτερη απόκριση συγκριτικά με το βάρος του. Παρατηρείται επίσης αύξηση των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων κατά 30% περίπου. Ο οκταόροφος φορέας μπορεί να παρουσιάζει και αυτός μείωση της τέμνουσας βάσης κατά το ίδιο ποσοστό, εντούτοις εμφανίζει μικρότερη σχετική μετακίνηση ορόφου σε σχέση με τον πακτωμένο οκταόροφο φορέα. Φαίνεται λοιπόν ότι το μαλακό αργιλώδες έδαφος ευνοεί περισσότερο τον πιο ψηλό φορέα.

Σε ότι αφορά τη δυναμική ανάλυση, ο οκταόροφος φορέας συμπεριφέρεται καλύτερα (μικρότερη σχετική μετακίνηση και επιτάχυνση ορόφου) και η μέγιστη τέμνουσα βάσης του είναι αρκετά μειωμένη (κατά 42%) σε σχέση με τον πακτωμένο φορέα. Αντίθετα, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης του τετραόροφου φορέα παρουσιάζει μείωση μόνο 20%, ενώ τα υπόλοιπα μεγέθη απόκρισης εμφανίζονται αυξημένα σε σχέση με τον πακτωμένο φορέα.

Ανάλυση	Μέγεθος απόκρισης	Φορέας	
		Τετραόροφος	Οκταόροφος
Στατική υπερωθητική	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	927	2240
	V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	43%	10.4%
	Μετακίνηση οροφής για V_{max} (m)	0.43	0.46
	Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου	<16%	<7%
Δυναμική	Μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} (kN)	803	1627
	V_{max} ως ποσοστό του βάρους του φορέα	37%	7.6%
	Μέγιστη σχετική επιτάχυνση ορόφου (g)	1.25	0.97
	Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου	3.7%	1%

Πίνακας 6.4: Σύγκριση αποτελεσμάτων των αναλύσεων για τους δύο επίπεδους φορείς για αργιλώδες έδαφος.

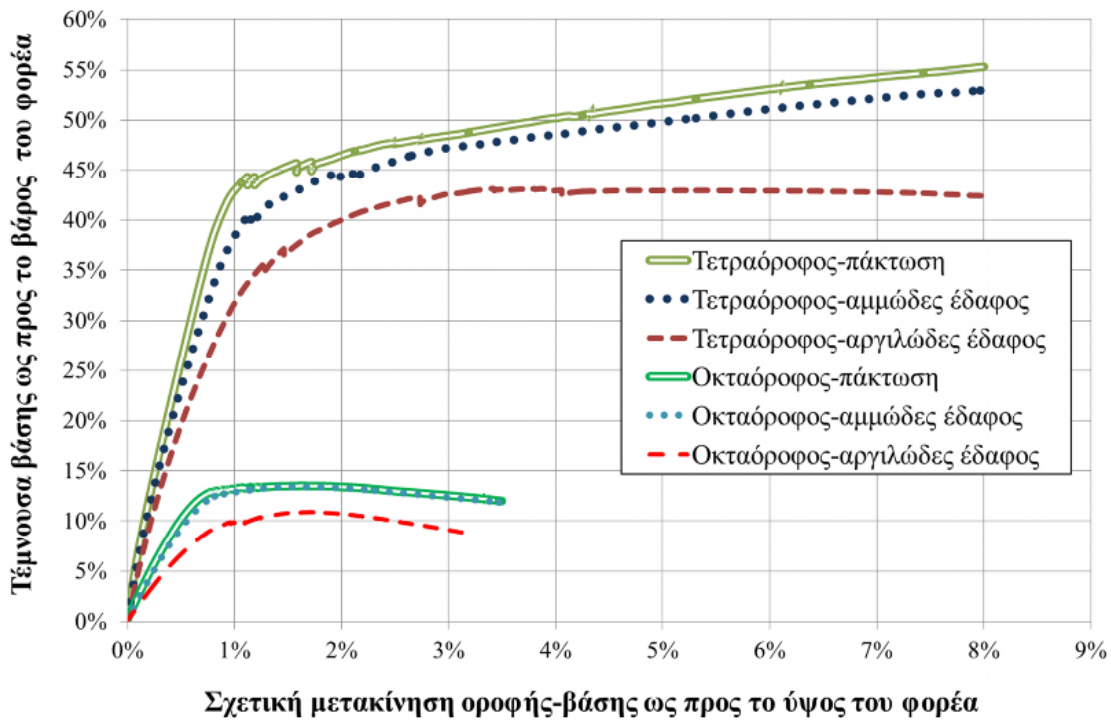
6.5. Γενικές παρατηρήσεις

Με βάση τα παραπάνω, φαίνεται ότι για τους πακτωμένους φορείς που εξετάστηκαν ο τετραόροφος, που είναι πιο δύσκαμπτος και εμφανίζει υψηλότερο «σεισμικό συντελεστή» (παρότι έχει μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση ορόφων από τον οκταόροφο), υπερέρχει στην περίπτωση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Αντίθετα, στην περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης, φαίνεται να ευνοείται ο οκταόροφος φορέας ο οποίος συγκριτικά με το βάρος του εμφανίζει πολύ χαμηλό «σεισμικό συντελεστή», αλλά και χαμηλότερα μεγέθη απόκρισης όπως σχετικές μετακινήσεις και επιταχύνσεις ορόφων. Η σύγκριση που προηγήθηκε είναι σε επίπεδο συγκεκριμένων αποτελεσμάτων. Ασφαλώς, θα πρέπει να δοθεί βάρος και σε άλλες παραμέτρους, όπως το εάν η σχετική μετακίνηση του πρώτου ορόφου είναι σημαντικά μεγαλύτερη από των υπολοίπων (γεγονός που συχνά επηρεάζει τη συνολική ευστάθεια του φορέα), αν η τέμνουσα σε κάποιον όροφο είναι αρκετά μεγαλύτερη από τους υπόλοιπους (φαινόμενο «μαλακού ορόφου»), να γίνει διερεύνηση στον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται, κλπ που λόγω χρονικών περιορισμών δεν έγινε στην παρούσα διατριβή. Πρέπει να σημειωθεί δε το γεγονός ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης και των δύο φορέων για δυναμική φόρτιση δεν ξεπέρασε την αντίστοιχη τιμή που προέκυψε από τη στατική υπερωθητική ανάλυση.

Γίνεται αντιληπτό ότι σε κάθε περίπτωση η ικανότητα του τετραόροφου φορέα είναι αρκετά μεγαλύτερη εξαιτίας της μικρότερης περιόδου του. Επίσης, από κανονιστική άποψη, ο πιο δύσκαμπτος φορέας αν έχει σχεδιαστεί με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο, θα έχει σχεδιαστεί για μεγαλύτερο σεισμικό συντελεστή ($S_d(T_1)$), δηλαδή τεταγμένη του φάσματος σχεδιασμού για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο (σίγουρα όμως όχι τόσο μεγάλο όσο προκύπτει από την υπερωθητική ανάλυση). Υπενθυμίζεται ότι η τέμνουσα βάσης για την περίπτωση της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (lateral force method κατά τον Ευρωκώδικα 8, στην ενότητα 4.3.3.2.2), δίνεται από τη σχέση $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$, όπου $S_d(T_1)$ είναι ο δυναμικός φασματικός συντελεστής, T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, m η συνολική μάζα της ανωδομής του φορέα και λ ένας διορθωτικός συντελεστής ο οποίος παίρνει την τιμή 0.85 ή 1 ανάλογα με τον αριθμό ορόφων και την τιμή της T_1 σε σχέση με την T_c του εδάφους.

Η μέγιστη τέμνουσα που παραλαμβάνει κάθε υποστύλωμα του ισογείου του οκταόροφου φορέα κυμαίνεται από 140 kN έως 180 kN για τη στατική υπερωθητική ανάλυση και από 101 kN έως 176 kN για τη δυναμική ανάλυση. Για τον τετραόροφο φορέα η μέγιστη τέμνουσα κυμαίνεται από 103 kN έως 132 kN και από 89 kN έως 111 kN, αντίστοιχα. Συνεπώς, για τον τετραόροφο φορέα, όχι μόνο ο «σεισμικός συντελεστής» από τις δύο αναλύσεις είναι μεγαλύτερος, αλλά και η καταπόνηση των υποστυλωμάτων σε τέμνουσα παρουσιάζεται χαμηλότερη. Ως γνωστόν η τέμνουσα κάθε ορόφου είναι ανάλογη της συνολικής δυσκαμψίας και της σχετικής μετακίνησης κάθε ορόφου. Δεδομένου ότι οι σχετικές μετακινήσεις του τετραόροφου φορέα είναι μεγαλύτερες από εκείνες του οκταόροφου, προκύπτει ότι η δυσκαμψία κάθε ορόφου του τετραόροφου είναι μεγαλύτερη, άρα και η συνολική δυσκαμψία του φορέα, γεγονός που βρίσκεται σε συμφωνία με όσα έχουν προαναφερθεί.

Σε ότι αφορά την επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, όπως φαίνεται από την Εικόνα 6.1 (όπου συνοψίζονται και οι έξι καμπύλες ικανότητας των δύο φορέων ανηγμένες ως προς το βάρος και το ύψος κάθε φορέα), αλλά και τους Πίνακες 6.3 και 6.4, αυτή επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό την απόκριση των φορέων. Σε σύγκριση με τους πακτωμένους φορείς, οι καμπύλες ικανότητας και των δύο φορέων είναι σε χαμηλότερα επίπεδα όταν θεμελιωθούν σε ενδόσιμο έδαφος. Στην περίπτωση του αργιλώδους εδάφους παρουσιάζεται μια μείωση των σεισμικών συντελεστών των φορέων κατά περίπου 20%, όμως παρόλο που η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων του τετραόροφου φορέα έχει αυξηθεί πάνω από 30%, του οκταόροφου παρουσιάζει πτώση περίπου 20%. Συνεπώς, φαίνεται ότι η ενδοσιμότητα του εδάφους ευνοεί περισσότερο τον ψηλότερο φορέα.



Εικόνα 6.1: Καμπύλες ικανότητας των επίπεδων φορέων για όλες τις περιπτώσεις έδρασης.

Τέλος, στην περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης παρουσιάζεται μια μείωση των «σεισμικών συντελεστών» για την περίπτωση του αργιλώδους εδάφους (που είναι η δυσμενέστερη), κατά 20% για τον τετραόροφο φορέα και κατά 40% για τον οκταόροφο, σε σχέση με τους πακτωμένους φορείς. Όμως, και σε αυτήν την περίπτωση οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του τετραόροφου φορέα παρουσιάζουν αύξηση πάνω από 50%, ενώ του οκταόροφου εμφανίζουν μείωση περίπου 30%. Επίσης, ενώ οι μέγιστες σχετικές επιταχύνσεις του οκταόροφου φορέα εμφανίζουν μείωση 40% για το αργιλώδες έδαφος, εκείνες του τετραόροφου εμφανίζουν μείωση μικρότερη του 20%.

Κατά συνέπεια, η ενδοσιμότητα του εδάφους γενικά μειώνει την ικανότητα και των δύο φορέων να ανθίστανται στη σεισμική φόρτιση την οποία προσπαθεί να προσομοιώσει η στατική υπερωθητική ανάλυση, όμως προκαλεί μικρότερη απαίτηση σε σεισμική τέμνουσα όταν αναλύεται υπό δυναμική φόρτιση. Βέβαια, ασφαλές συμπέρασμα είναι αδύνατον να εξαχθεί με μία μόνο δυναμική διέγερση. Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής φαίνεται όμως να είναι ευνοϊκότερη για τον πιο ψηλό φορέα τόσο για τη στατική υπερωθητική όσο και για τη δυναμική φόρτιση. Από την άλλη πλευρά, διαπιστώθηκε ότι για τον χαμηλότερο φορέα, η αλληλεπίδραση αν και είναι γενικά ευνοϊκή για την περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης του, εντούτοις επιδρά δυσμενώς στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του.

6.6. Μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις

Στην παρούσα διατριβή επιχειρήθηκε μια εξέταση προχωρημένων θεμάτων μη-γραμμικότητας κτιριακών κατασκευών οπλισμένου σκυροσέματος, καθώς και της αλληλεπίδρασης τους με το εδάφος θεμελίωσης. Στο πλαίσιο αυτό έγινε μια όσο το δυνατόν λεπτομερής και πολύπλευρη εξέταση της απόκρισης των κατασκευών που μελετήθηκαν τόσο υπό ψευδοστατικές όσο και δυναμικές συνθήκες φόρτισης. Παρολαυτά, καθόλη τη διάρκεια της μελέτης προέκυψαν αρκετοί προβληματισμοί που δεν ήταν χρονικά δύνατον να υλοποιηθούν στη διατριβή αυτή, μπορούν όμως να αποτελέσουν αντικείμενο μελλοντικής διερεύνησης. Ορισμένες προτάσεις προς την κατεύθυνση αυτή είναι οι ακόλουθες:

- Πληρέστερη μελέτη της απόκρισης των χωρικών φορέων με το PBEE Matlab toolbox όταν αυτό εξελιχθεί περισσότερο, έτσι ώστε να περιλαμβάνει επιπλέον τη δυνατότητα χρήσης στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας, χρήσης διακριτοποιημένων διατομών, προσομοίωσης της ενδοσιμότητας του εδάφους, επιλογές για περισσότερα είδη μη-γραμμικών αναλύσεων, προσομοίωση τοιχοποιϊών, κλπ.
- Παραμετρική εξέταση περισσότερων εδαφικών κατηγοριών ή/και μη κανονικών φορέων ώστε να διαπιστωθεί η επιρροή του εδάφους και των χαρακτηριστικών κάθε φορέα στην απόκρισή του.
- Προσομοίωση του εδάφους με πιο εξελιγμένες μεθόδους και σύγκριση των αποτελεσμάτων με την απλή μέθοδο της δοκού επί ανελαστικής θεμελίωσης Winkler που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διατριβή. Η χρήση επιπλέον τύπων θεμελίωσης (κοιτόστρωση, πεδילוδοκοί, κλπ) θα ήταν επίσης ενδιαφέροντα.
- Διεξαγωγή πλήρους επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA) και δημιουργία καμπυλών τρωτότητας των εξεταζόμενων φορέων με χρήση περισσότερων επιταχυνσιογραφημάτων.
- Σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με βάση τις οδηγίες του ευρωπαϊκού αντισεισμικού κανονισμού (EC8) και εντοπισμός σημείων που χρήζουν μεγαλύτερης προσοχής ή διόρθωσης στις κανονιστικές διατάξεις.

Παράρτημα Α

OpenSees

Το OpenSees²⁰ (συντομογραφία του Open System for Earthquake Engineering Simulation) είναι ένα αντικειμενοστραφές (object-oriented), «ανοικτού» κώδικα (open source) λογισμικό κατάλληλο για προσομοιώσεις μεγάλων και σύνθετων δομοστατικών και γεωτεχνικών προβλημάτων, το οποίο βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το OpenSees αναπτύχθηκε και συνεχίζει να αναπτύσσεται από το ερευνητικό και εκπαιδευτικό κέντρο PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center²¹) του Πανεπιστημίου Berkeley της Καλιφόρνιας, αλλά και από άλλους χρήστες σε όλο τον κόσμο λόγω της «ανοικτής» του δομής, και χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς. Το OpenSees είναι ένα σύνολο από αλληλοσχετιζόμενες ενότητες εντολών (classes) (όσο το δυνατόν ανεξάρτητες, για ευχέρεια συνδυασμού διαφόρων τμημάτων του (modules) για την επίλυση μιας ευρείας προβλημάτων που καλύπτουν μεγάλο φάσμα εφαρμογών της μηχανικής, όπως domains (data structures), models, elements, solution algorithms, integrators, equation solvers και databases. Η αρχιτεκτονική του προγράμματος αλλά και ο ανοικτός του κώδικας δίνει πολλά πλεονεκτήματα και προχωρημένες δυνατότητες προσομοίωσης δομικών και γεωτεχνικών συστημάτων με ρεαλιστικά μοντέλα ανελαστικής συμπεριφοράς.

Κύριο πλεονέκτημα του OpenSees είναι ότι η διαδικασία προσομοίωσης επιτρέπει την επιλογή και τον συνδυασμό πολλών διαφορετικών τύπων μελών και υλικών (element & material formulations) και προσεγγίσεων ώστε να ληφθούν υπ' όψιν μεγάλες μετακινήσεις ή φαινόμενα P-Δ. Ο ανοικτός του κώδικας επιτρέπει επίσης στον χρήστη να έχει πρόσθετες

²⁰ <http://opensees.berkeley.edu/>

²¹ <http://peer.berkeley.edu/index.html>

δυνατότητες (τροποποίησης, συμπλήρωσης, κλπ). Υπάρχει στη διάθεση του χρήστη μια πληθώρα μεθόδων και αλγορίθμων επίλυσης (solution procedures, algorithms), για την επίλυση δύσκολων μη-γραμμικών προβλημάτων για στατικές και δυναμικές φορτίσεις. Το πρόγραμμα βασίζεται σε μια πλήρως προγραμματιζόμενη γλώσσα «κειμένου» (script language), την Tcl για τον καθορισμό των προσομοιωμάτων, των αλγορίθμων επίλυσης, και της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων που δίνουν τη δυνατότητα αντιμετώπισης απλών έως και πολύ προχωρημένων παραμετρικών αναλύσεων πολύπλοκων συστημάτων. Παρέχεται τέλος η δυνατότητα να αξιοποιηθεί η υπολογιστική ισχύς ακόμα και πολύ εξελιγμένων υπολογιστικών συστημάτων με δυνατότητες παράλληλου υπολογισμού (parallel computing) για την αντιμετώπιση δομοστατικών και γεωτεχνικών προβλημάτων μεγάλης κλίμακας.

Το βασικότερο ίσως μειονέκτημα του OpenSees είναι ότι προς το παρόν δεν διαθέτει εξελιγμένο γραφικό περιβάλλον, αν και υπάρχουν μερικές αξιόλογες προσπάθειες προς την κατεύθυνση αυτή (OpenSees Navigator²², BuildingTcl²³, nvStructural²⁴). Επίσης, το εγχειρίδιο χρήσης του²⁵ δεν είναι ιδιαίτερα επεξηγηματικό και δεν ενημερώνεται με αντίστοιχο ρυθμό όπως αναβαθμίζεται το πρόγραμμα με αποτέλεσμα πολλές δυνατότητες του προγράμματος (ιδιαίτερα οι πιο πρόσφατες εντολές) να μην είναι γνωστές σε όλους τους χρήστες και να απαιτείται πρόσθετη αναζήτηση πληροφοριών ή διευκρινήσεων on-line στον «πίνακα ανακοινώσεων» (message board) του προγράμματος²⁶.

Ενδεικτικά θα αναφερθούν παρακάτω μερικές από τις δυνατότητες που παρέχει το πρόγραμμα. Κάθε μία από τις εντολές που χρησιμοποιούνται στο OpenSees σχετίζεται με μια συνάρτηση C++ (procedure) η οποία καλείται κατά την εκτέλεση του προγράμματος για τις διαδικασίες της ανάλυσης. Οι εντολές μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τέσσερις κατηγορίες.

- Οι εντολές **προσομοίωσης** (Modeling Commands) που δημιουργούν το υπολογιστικό προσομοίωμα με πεπερασμένα στοιχεία.
- Οι εντολές **υπολογισμού** (Analysis Commands) οι οποίες καθορίζουν τη διαδικασία ανάλυσης (analysis procedure).
- Οι εντολές **καταγραφής αποτελεσμάτων** (Output Commands) για την παρακολούθηση των αποτελεσμάτων κατά τη διαδικασία της ανάλυσης.

²² <http://peer.berkeley.edu/OpenSeesNavigator/>

²³ <http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/BuildingTcl>

²⁴ <http://novelcae.com/?page=home>

²⁵ http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual

²⁶ <http://opensees.berkeley.edu/community/index.php>

- Διάφορες εντολές που βοηθούν στην παρακολούθηση και τροποποίηση των προσομοιωμάτων και των υπολογισμών κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης του OpenSees.

Η προσομοίωση γίνεται από τις κατηγορίες εντολών `model`, `node`, `element`, `SP_constraint` (`fix`), `MP_constraint` (`equalDOF`, `rigidDiaphragm`, `rigidLink`), `timeseries` και `pattern`. Ειδικότερα, ανάλογα με τις ανάγκες του εκάστοτε προβλήματος, μπορούν να χρησιμοποιηθούν δομικά μέλη (`elements`) όπως:

- Beam-column elements (Elastic Beam Column, Beam With Hinges, Displacement-Based Beam-Column, Force-Based Beam-Column, κλπ),
- Zero length elements (`zeroLength`, `zeroLengthND`, `zeroLengthSection`, `zeroLengthContact`, κλπ),
- Truss elements (`truss`, `corotational truss`),
- Joint elements (`BeamColumnJoint`, `ElasticTubularJoint`),
- Link elements (2-node),
- Bearing elements (`elastomeric`, `flat slider`, κλπ),
- Quadrilateral elements (`Quad`, `Shell`, κλπ),
- Brick Elements (20-node, 27-node, κλπ),
- up Elements (`Quad u-p`, `Brick u-p`, `Brick Large Displacement u-p`, `bbarQuad u-p`, κλπ),
- upU elements (`Eight Node Brick u-p-U`, `Twenty Node Brick u-p-U`).

Επίσης, παρέχεται η δυνατότητα χρήσης διαφόρων καταστατικών νόμων προηγμένων υλικών, δηλαδή σχέσεων τάσης-παραμόρφωσης όπως ενδεικτικά:

- Για δομικό χάλυβα και χάλυβα οπλισμού (`Steel01`, `Steel02`, `Hysteretic`, `Reinforcing Steel`).
- Για σκυρόδεμα (`Concrete01`, `Concrete02`, `Concrete04`, `Concrete06`, `Concrete07`, `ConfinedConcrete01`, κλπ).
- Συνήθη γενικά μονοαξονικά (Uniaxial) υλικά (`Elastic`, `Uniaxial Elastic-Perfectly Plastic`, `Elastic-Perfectly Plastic`, `Gap`, `Elastic-No Tension`, `Parallel Series`).
- Αλλά μονοαξονικά υλικά (`Bilin`, `BARSLIP`, `Fatigue`, `Hardening`, `Pinching4`, `SelfCentering Viscous`, κλπ).
- Και πολλά άλλα, όπως π.χ., για την προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (`PySimple1 Material`, `TzSimple1 Material`, `QzSimple1 Material`, `PyLiq1 Material`, `TzLiq1 Material`).

Υπάρχει ακόμα δυνατότητα προσομοίωσης σχέσεων δύναμης-παραμόρφωσης σε επίπεδο διατομών με χρήση των παρακάτω εντολών:

- Elastic Section (γραμμική σχέση δύναμης-παραμόρφωσης),
- Uniaxial Section (μη-γραμμική σχέση για δύναμη-παραμόρφωση, ροπή-καμπυλότητα, κλπ),
- Fiber Section (διακριτοποιημένη σε ίνες διατομή, καθεμία από τις οποίες έχει τον δικό της καταστατικό νόμο, δηλαδή σχέση δύναμης-παραμόρφωσης, ροπής-καμπυλότητας, κλπ),
- Section Aggregator (συνδυάζει σε μια σύνθετη διατομή πολλούς καταστατικούς νόμους που ανταποκρίνονται σε έναν βαθμό ελευθερίας ο καθένας),
- Elastic Membrane Plate Section (ισοτροπική διατομή για ανάλυση πλακών και κελύφων),
- Plate Fiber Section,
- Bidirectional Section,
- Isolator2spring Section.

Σε ότι αφορά τις δυνατότητες ανάλυσης παρέχονται κατηγορίες εντολών όπως:

- constraints Command για τον καθορισμό του τρόπου επιβολής των σχέσεων καταναγκασμού οι οποίες επιβάλλουν μια συγκεκριμένη τιμή σε έναν βαθμό ελευθερίας ή μια σχέση μεταξύ βαθμών ελευθερίας. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο constraints Plain όταν υπάρχουν σχέσεις συμβιβαστού ενός σημείου ή μεταξύ περισσότερων σημείων, ο constraints Transformation που χρησιμοποιεί τη μέθοδο μετασχηματισμού για να δημιουργήσει σχέσεις συμβιβαστού ενός σημείου, κ.α.
- numberer Command για τον καθορισμό της αρίθμησης των βαθμών ελευθερίας. Συνήθως χρησιμοποιείται ο numberer Plain, εκτός και αν πρόκειται για μεγάλα μοντέλα και αναλύσεις όπου χρησιμοποιούνται αλγόριθμοι επίλυσης των εξισώσεων ισορροπίας διαφορετικοί από τύπου sparse solvers.
- system Command που χρησιμεύει για τον τρόπο αποθήκευσης και επίλυσης του συστήματος εξισώσεων.
- test Command για την εξακρίβωση αν η σύγκλιση έχει επιτευχθεί στο τέλος κάθε βήματος επανάληψης που ορίζεται από τον αλγόριθμο επίλυσης. Ουσιαστικά πρόκειται για το κριτήριο σύγκλισης, δηλαδή την τιμή ανοχής που

καθορίζει πόσο καλά η λύση ικανοποιεί τις εξισώσεις του προβλήματος. Διακρίνονται κριτήρια σύγκλισης που συγκρίνουν ενέργεια (EnergyIncr), μετατοπίσεις (NormDispIncr) και δυνάμεις/ροπές (NormUnbalance).

- algorithm Command, αλγόριθμοι για τον καθορισμό των διαδοχικών βημάτων επίλυσης των μη-γραμμικών εξισώσεων ισορροπίας. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί γραμμικός αλγόριθμος (linear) με ένα βήμα επανάληψης για την επίλυση, ο αλγόριθμος Newton-Raphson (Newton) που είναι αρκετά ευσταθής και έχει μικρό σχετικά υπολογιστικό κόστος, ο τροποποιημένος αλγόριθμος Newton-Raphson (ModifiedNewton) ο οποίος χρησιμοποιεί περισσότερα βήματα επανάληψης, και μερικοί ακόμα αλγόριθμοι όπως ο Krylov-Newton (KrylovNewton), Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno (BFGS), Broyden, κ.α.
- integrator Command για τον καθορισμό των όρων του συστήματος των μητρικών εξισώσεων ισορροπίας $Ax=B$, δηλαδή για τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο ολοκλήρωσης των εξισώσεων κίνησης. Για στατική ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι σταθερών βημάτων δύναμης (load control) ή μετακίνησης (displacement control). Για δυναμική ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο έμμεσες μέθοδοι (CentralDifference) όσο και άμεσες (Newmark).
- analysis Command για τον καθορισμό του τύπου της ανάλυσης που εκτελείται. Ο τύπος της ανάλυσης μπορεί να είναι στατική (static), δυναμική σταθερού χρονικού βήματος (transient) και δυναμική μεταβλητού χρονικού βήματος (VariableTransient).
- eigen Command για την εκτέλεση ιδιομορφικής ανάλυσης.
- analyze Command για την εκτέλεση της ανάλυσης, στην οποία ορίζονται και τα βήματα στα οποία θα γίνει η ανάλυση και ειδικά για την περίπτωση δυναμικών αναλύσεων, τα χρονικά βήματα dt τα οποία μπορούν να είναι σταθερά ή μεταβλητά (στην περίπτωση αυτή ορίζεται η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή τους).

Υπάρχει τέλος η δυνατότητα καταγραφής των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ανάλυση. Μερικές από τις εντολές που μπορούν να «επιστρέψουν» τιμές είναι οι:

- analyze (εκτέλεση ανάλυσης),
- getTime (χρόνος),
- nodeDisp (μετακίνηση κόμβων), nodeAccel (επιτάχυνση κόμβων), nodeVel (ταχύτητα κόμβων), nodeEigenvector (ιδιοδιανύσματα),

- eleResponse (απόκριση ενός ή περισσότερων στοιχείων ανάλογα με το είδος του στοιχείου, π.χ. δυνάμεις, παραμορφώσεις, στροφές, κλπ).

Με τη χρήση των εντολών αυτών μπορούν να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα στην οθόνη ή να εγγραφούν σε κάποιο αρχείο με εντολές όπως:

- recorder για καταγραφή κατά τη διάρκεια της ανάλυσης και δημιουργία αρχείου εξαγωγής. Η εντολή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για μέλη (recorder element) και να καταγράψει ανάλογα με το είδος του στοιχείου φορτία διατομής, παραμορφώσεις, τάσεις ινών, κλπ, για κόμβους (καταγραφή μετακινήσεων, επιταχύνσεων, κλπ), αλλά και για περιβάλλουσες μεγεθών των μελών ή των κόμβων (recorder EnvelopeNode, recorder EnvelopeElement), ή ακόμα και για σχετικές μετακινήσεις κόμβων (recorder Drift).
- print για εμφάνιση αποτελεσμάτων στην οθόνη ή εγγραφή τους σε αρχείο.
- puts για εμφάνιση αποτελεσμάτων στην οθόνη ή εγγραφή τους σε αρχείο.
- RealTime Output Commands για παρουσίαση αποτελεσμάτων σε πραγματικό χρόνο.

Το πρόγραμμα βρίσκεται προς το παρόν στην έκδοση 2.2.2 (Απρίλιος 2011), αλλά οι δυνατότητες του επεκτείνονται συνεχώς με αλλαγές στον κώδικα (νέες εντολές, υλικά, κλπ). Δεν είναι απίθανο να υπάρξουν προβλήματα ασυμβατότητας μεταξύ παλαιών εφαρμογών και νεότερων εκδόσεων, αλλά αυτά είναι μάλλον σπάνια. Επειδή οι νεότερες εκδόσεις περιέχουν και πολλές νέες εντολές, καλό είναι να χρησιμοποιείται κάθε φορά η νεότερη έκδοση του προγράμματος. Για τις ανάγκες της παρούσας διατριβής χρησιμοποιήθηκε η έκδοση 2.2.1, η οποία ήταν η τρέχουσα έκδοση κατά την έναρξη της εκπόνησής της.

Παράρτημα Β

Matlab PBEE toolbox

Το Matlab PBEE²⁷ toolbox (Dolsek, 2010) είναι ένα σύνολο συναρτήσεων (functions) της γλώσσας προγραμματισμού Matlab οι οποίες χρησιμοποιούνται για την ανάλυση απλών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση του προγράμματος OpenSees, δηλαδή για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος, την ανελαστική του ανάλυση (στατική ή/και δυναμική) και την επεξεργασία και παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων. Με τη χρήση δηλαδή του προγράμματος Matlab (MathWorks, 2011) απλοποιείται και επιταχύνεται η παραπάνω διαδικασία στο OpenSees, διευκολύνοντας αρκετά τον εξοικειωμένο με το πρόγραμμα χρήστη.

Το PBEE toolbox αναπτύχθηκε στο πλαίσιο ενός ερευνητικού προγράμματος για την ανάπτυξη πρωτοποριακού υπολογιστικού περιβάλλοντος (High-throughput computing environment for seismic risk assessment) με την υποστήριξη του Slovenian Research Agency και σε συνεργασία με ερευνητική ομάδα Earthquake Engineering & e-Construction του Πανεπιστημίου της Λιουμπλιάνα στη Σλοβενία, σαν συνέχεια προγραμμάτων χρηματοδοτούμενα από την ΕΕ και παρέχεται δωρεάν, τόσο ως αρχεία Matlab P-Code (δηλαδή μη παραμετροποιήσιμα αρχεία), αλλά και ως M-files²⁸. Το πρωτοποριακό υπολογιστικό περιβάλλον που έχει ήδη προκύψει παρέχει τη δυνατότητα υπολογισμού της σεισμικής διακινδύνευσης αστικών περιοχών ή ενός μόνο κτιρίου στη φάση σχεδιασμού ή ενίσχυσης του. Η εφαρμογή του PBEE toolbox μπορεί να διευκολύνει και να επιταχύνει την

²⁷ PBEE: Performmace-based earthquake engineering

²⁸ <http://ice4risk.slo-projekt.info/applications.htm>

υιοθέτηση ρεαλιστικότερων και ακριβέστερων μεθόδων εκτίμησης του σεισμικού κινδύνου και του αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών με απώτερο σκοπό τη μείωση του σεισμικού κινδύνου από άποψη ανθρώπινων και οικονομικών απωλειών σε ένα σεισμό.

Το PBEE toolbox περιλαμβάνει διάφορες συναρτήσεις για υπολογισμό της σχέσης ροπής-στροφής στις πλαστικές αρθρώσεις στους στύλους και τις δοκούς, για τη δημιουργία των Tcl αρχείων εισαγωγής για το OpenSees, για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και για την αξιολόγηση της απόκρισης της κατασκευής. Επίσης, δεν είναι απαραίτητη η απευθείας χρήση του OpenSees, αφού μετά την εισαγωγή των δεδομένων στο PBEE toolbox όλα τα αποτελέσματα μπορούν και αποθηκεύονται με τη μορφή πινάκων στο Matlab και είναι οργανωμένα βάσει γενικών αποτελεσμάτων (όπως π.χ. οι μετακινήσεις του κέντρου μάζας) και τοπικών αποτελεσμάτων που περιλαμβάνουν τα εντατικά μεγέθη των μελών και τις παραμορφώσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Παρέχεται ακόμα η δυνατότητα στον χρήστη για τη διεξαγωγή αναλύσεων IDA, όπου μετά την ολοκλήρωση τους μπορεί να καθορίσει διαφορετικές οριακές καταστάσεις στο επίπεδο των πλαστικών αρθρώσεων ώστε να συνδέσει το επίπεδο δομικών βλαβών με τις γενικές παραμέτρους σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, όπως είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης ή η μετακίνηση κορυφής ή ακόμα και με ένα μέτρο έντασης. Επιτρέπεται με τον τρόπο αυτό μια γραφική αναπαράσταση της βλάβης στις πλαστικές αρθρώσεις σε μια καμπύλη IDA ή pushover. Επιπλέον, ο χρήστης μπορεί να καθορίσει τη μετακίνηση στόχου και τη βλάβη στη κατασκευή βάσει της μεθόδου N2 (Fajfar & Gaspersic, 1996) και να αναπαραστήσει γραφικά τα αποτελέσματα σε διάγραμμα ή ακόμα και πάνω στη κατασκευή.

Απώτερος σκοπός του PBEE toolbox είναι να καταστεί δυνατός ο ταχύς καθορισμός των ιδιοτήτων των απλών ανελαστικών στατικών προσομοιωμάτων πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος. Τέτοια ανελαστικά μοντέλα επιτρέπονται από διαφορετικούς κανονισμούς, όπου προβλέπεται ότι η ανελαστική συμπεριφορά μπορεί να προσομοιωθεί με συγκεντρωμένη πλαστιμότητα. Στην περίπτωση αυτή, το πιο χρονοβόρο μέρος της διαδικασίας περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων. Δεδομένου ότι το PBEE toolbox δημιουργεί αυτόματα τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων, με βάση τα στοιχεία που σχετίζονται με την αντοχή των υλικών, τον οπλισμό και τις ιδιότητες της διατομής, οι φόρτος της εργασίας που χρειάζεται για να προετοιμαστεί ένα στατικό μοντέλο έχει μειωθεί σημαντικά. Παρά το γεγονός ότι υπάρχουν πολλές διαφορετικές προσεγγίσεις για τον προσδιορισμό της σχέσης ροπής-στροφής των πλαστικών αρθρώσεων, το PBEE toolbox συνδυάζει τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για τις ανελαστικές μοντελοποιήσεις και την ανελαστική σεισμική ανάλυση των κατασκευών με κάποιες άλλες προσεγγίσεις. Ωστόσο, ο χρήστης μπορεί να τροποποιήσει απλώς τη

συνάρτηση η οποία χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της σχέσης ροπής-στροφής των πλαστικών αρθρώσεων και να εξακολουθεί να χρησιμοποιεί τις υπόλοιπες συναρτήσεις του PBEE toolbox.

Για την ανελαστική προσομοίωση και ανάλυση ακολουθείται η διαδικασία του Ευρωκώδικα 8 με τη χρήση ορισμένων απλοποιητικών παραδοχών, για τη δημιουργία ενός αξιόπιστου προσομοιώματος, όπως είναι οι ακόλουθες:

- Οι πλάκες ορόφου θεωρούνται ως άκαμπτα στο επίπεδο τους διαφράγματα, ενώ τόσο η μάζα όσο και η ροπή αδράνειας κάθε πλάκας θεωρούνται συγκεντρωμένες στο κέντρο μάζας.
- Η καμπτική συμπεριφορά των δοκών και των στύλων προσομοιώνεται με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας αποτελούμενα από μια ελαστική δοκό και δύο ανελαστικές στροφικές αρθρώσεις (καθορισμένης σχέσης ροπής-στροφής). Για τις μεν δοκούς η πλαστική άρθρωση χρησιμοποιείται μόνο για τον κύριο άξονα κάμψης, ενώ για τους στύλους χρησιμοποιούνται δύο ανεξάρτητες πλαστικές αρθρώσεις για κάμψη περί τους δύο κύριους άξονες.
- Η σχέση ροπής-στροφής προσομοιώνεται με μια διγραμμική ή μια τριγραμμική σχέση. Δεν υπολογίζονται στον καθορισμό της σχέσης αυτής τα αξονικά φορτία λόγω βαρύτητας. Μετά το σημείο μέγιστης ροπής θεωρείται ότι ακολουθεί ένας γραμμικός κλάδος αρνητικής δυσκαμψίας.
- Τα φορτία βαρύτητας θεωρούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δοκούς και συγκεντρωμένα στην κεφαλή των στύλων.

Το Matlab PBEE toolbox εξακολουθεί να εξελίσσεται και να τελειοποιείται και μελλοντικά πρόκειται να παρέχει στο χρήστη περισσότερες δυνατότητες προσομοίωσης.

Ευρετήριο συμβόλων

Κεφάλαιο 1^ο

K	μητρώο δυσκαμψίας
Φ	ιδιοδιάνυσμα
ΔV_{Bi}	επαυξητική τέμνουσα βάσης
Δ_n	μετακίνηση οροφής
$S_a(T_1)$	φασματική επιτάχυνση πρώτης ιδιομορφής
Θ	συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφων
$V_{tot,i}$	ολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου i
H_i	ύψος του ορόφου i
$N_{tot,i}$	συνολικό κατακόρυφο φορτίο ταυτόχρονο με τη σεισμική δράση στον όροφο i και στον υπερκείμενο
Δd_i	σχετική μετακίνηση ορόφων στον όροφο i
$\delta \Delta_i^r$	η επαύξηση μετακίνησης του ορόφου r
φ^r	η συνιστώσα του ιδιοδιανύσματος στον όροφο r
$\delta \Delta_i$	το διάνυσμα επαύξησης που ανταποκρίνεται στους οριζόντιους βαθμούς ελευθερίας
ΔV_{Bi}	επαυξητική τέμνουσα βάσης
n	βήμα επαύξησης
V_{Bn}	συνολική τέμνουσα βάσης
Δ_n	μετακίνηση οροφής
θ_n	στροφές στα άκρα των δοκών

$K_{\theta\theta}, K_{\theta\Delta}$	μητρώα για τη συμπύκνωση των στροφών
Δ_n	διάνυσμα οριζόντιας μετακίνησης της κατασκευής
θ_i	συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφων
Δd_i	σχετική μετακίνηση ορόφου
q	συντελεστής συμπεριφοράς

Κεφάλαιο 3^ο

ϵ_{cu}	οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος
ϵ_{su}	οριακή παραμόρφωση του χάλυβα
θ_y	στροφή διαρροής
M_y	ροπή διαρροής
φ	καμπυλότητα της ελαστικής γραμμής
α	συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιξης
L_o	μήκος από το άκρο του στοιχείου μέχρι το σημείο μηδενισμού της ροπής
E	μέσο μέτρο ελαστικότητας της διατομής
I	ροπή αδράνειας του στοιχείου
p_s^*	δείκτης περίσφιξης
f_{cm}	θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος
L^*	δείκτης μήκους διάτμησης
P^*	δείκτης του αξονικού φορτίου
b_o	πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα της διατομής
h_o	ύψος του περισφιγμένου πυρήνα
s_h	απόσταση των συνδετήρων
b_i	απόσταση των διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται πλευρικά από συνδετήρες
p_s	λόγος εγκάρσιου οπλισμού παράλληλου προς τη διεύθυνση φόρτισης και της επιφάνειας που ορίζεται ως γινόμενο του πλάτους του στύλου και της απόστασης των συνδετήρων
θ_{nc}	οριακή στροφή χορδής
γ_d	παράμετρος που αφορά την αντισεισμική όπλιση
γ_{el}	παράμετρος σπουδαιότητας του δομικού στοιχείου
v	ανηγμένη αξονική δύναμη

ω, ω'	μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού
A_{st}, A_{sc}	εμβαδά των διαμήκων οπλισμών σε εφελκυσμό και θλίψη
A_c	εμβαδόν της διατομής της δοκού
f_{sy}	εφελκυστική αντοχή (τάση διαρροής) του χάλυβα
f_{cm}	θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος
ρ_d	λόγος διαγώνιου οπλισμού σε κάθε διαγώνια διεύθυνση
b_{eff}	ενεργό πλάτος πλακοδοκού
V_{max}	μέγιστη τέμνουσα βάσης

Κεφάλαιο 4^ο

S_D	φασματική μετακίνηση
S_A	φασματική επιτάχυνση
S_T	συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης
v_s	μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων σε εδαφικό στρώμα
G	μέτρο διάτμησης
c	συνοχή
φ	γωνία τριβής
γ	φαινόμενο ειδικό βάρος
ν	λόγος Poisson
t_{ult}	αντίσταση τριβής ανά μονάδα επιφανείας του πεδίου
W_g	βάρος επί του πεδίου προερχόμενο από την ανωδομή
δ	γωνία τριβής μεταξύ πεδίου-εδάφους
A_b	εμβαδόν βάσης πεδίου σε επαφή με το έδαφος
ρ_{ult}	παθητική ώθηση γαιών ανά μονάδα μήκους του πεδίου
K_p	συντελεστής παθητικής ώθησης γαιών
q_{ult}	οριακή φέρουσα ικανότητα ανά μονάδα επιφανείας του πεδίου
c	συνοχή του εδάφους
γ	ειδικό βάρος του εδάφους
D_f	βάθος εγκιβωτισμού του πεδίου
B	πλάτος του πεδίου

N_c, N_q, N	συντελεστές φέρουσας ικανότητας του πεδίου
F_{cs}, F_{qs}, F_s	συντελεστές σχήματος
F_{cd}, F_{qd}, F_d	συντελεστές βάθους
F_{ci}, F_{qi}, F_i	συντελεστές κλίσης
k	συντελεστής εδαφικής αντίδρασης
K_R	συνδυαζόμενη δυσκαμψία της θεμελίωσης, της ανωδομής και του εδάφους
$(EJ)_S$	καμπτική δυσκαμψία ανά μονάδα πλάτους της κατασκευής με την άθροιση της δυσκαμψίας των επιμέρους υποσυστημάτων (θεμελίωσης και ανωδομής)
E	μέτρο ελαστικότητας του εδάφους
l	μήκος της θεμελίωσης
T_0	ιδιοπερίοδος του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του
k_0	δυσκαμψία του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του
k_x	πλευρική δυσκαμψία της θεμελίωσης
h_{ef}	ενεργό ύψος του κτιρίου
k_ϕ	στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης
ζ_0	λόγος απόσβεσης του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του
ζ_θ	λόγος απόσβεσης της θεμελίωσης
C_s	συντελεστής σεισμικής απόκρισης
W	ολικό μόνιμο και μέρος του κινητού φορτίου

Βιβλιογραφία

- ASCE. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings And Other Structures (ASCE Standard No. 7-05)*. ASCE.
- Assimaki, D., & Gazetas, G. (2004). Soil and topographic amplification on canyon banks and the 1999 Athens earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 1-44.
- ATC. (2005). *FEMA 440-Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*.
- ATC. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. PEER.
- Barbato, M., & Conte, J. (2004). Finite element response sensitivity analysis: A comparison between force-based and displacement-based frame element models. *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194(12-16), 1479-1512.
- Bommer, J., & Acevedo, A. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 43-91.
- BSSC. (2003). *FEMA 450-NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Federal Emergency Management Agency.
- BSSC. (2009). *FEMA P750- NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Federal Emergency Management Agency.
- Causevic, M., & Mitrovic, S. (2010). Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-010-9199-1.
- CEC. (1988). *Eurocode No.8 , structures in seismic regions-Design-Part1, general and building*. Luxemburg: Commission of the European Communities.

- Chopra, A. (2008). *Δυναμική των κατασκευών (μτφ)*. Γκιούρδας.
- Coleman, J., & Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257-1265.
- Cornell, C., & Krawinkler, H. (2002). Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. *PEER Center News*, 3(2).
- Datta, T. (2010). *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design-A Guide for Practicing Engineers*. National Institute of Standards and Technology.
- Dolsek, M. (2008). Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 805-825.
- Dolsek, M. (2008). *PBEE toolbox- Examples of application*. Univ. of Ljubljana, Slovenia.
- Dolsek, M. (2009). Summary of the toolbox and methodology for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Engineering by the Beach Workshop*. Capri-Italy.
- Dolsek, M. (2010). Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-010-9184-8.
- Dorby, R., Borchardt, R., Crouse, C., Idriss, I., Joyner, W., Martin, G., et al. (2000). New site coefficients and site classification system used in recent building seismic code provisions. *Earthquake Spectra*, 16(1), 41-67.
- El Ganainy, H., & El Naggar, M. (2009). Efficient 3D nonlinear Winkler model for shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(8), 1236–1248.
- European Committee for Standardization. (2004). *EN1992-Design of concrete structures*.
- European Committee for Standardization. (2004). *EN1998-Design of structures for earthquake resistance*.
- European Committee for Standardization. (2006). *EN1997- Geotechnical Design*.
- Fajfar, P., & Gaspersic, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(1), 31-46.
- Filippou, F., Mazzoni, S., & McKenna, F. (2011). *OpenSees Command Manual*. Retrieved from OpenSees: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual.

- Fillipou, F., & Issa, A. (1988). *Nonlinear analysis of RC frames under cyclic load reversals*. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering.
- Gazetas, G. (1991). *Foundation Engineering Handbook*.
- Gioncu, V., & Mazzolani, F. (2011). *Earthquake Engineering for Structural Design*. Spon Press.
- Haselton, C. (2006). Assessing seismic collapse safety of modern RC moment frame buildings. *Doctoral Dissertation*. Stanford University.
- Haselton, C., Liel, A., Taylor Lange, S., & Deierlein, G. (2008). *Beam-Column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings*. University of California Berkeley. Berkeley: PEER.
- Hutchinson, T. (2008). New tools for structural and geotechnical practitioners on the horizon. *EERI Seminar Series*.
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- Idriss, I. (1990). Response of soft soil sites during earthquakes. *Proceedings of the Symposium to Honor Professor H.B. Seed*, (pp. 273-289). Berkeley.
- Kappos, A. (Ed.). (2002). *Dynamic Loading and Design of Structures*. Spon Press.
- Kausel, E. (2010). Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 822-832.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20, 452-464.
- Mahsuli, M., & Ghannad, M. (2009). The effect of foundation embedment on inelastic response of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(4) 423–437.
- MathWorks. (2011). *MATLAB the Language of Technical Computing*. MathWorks.
- Mazars, J., & Millard, A. (2009). *Dynamic Behavior of Concrete and Seismic Engineering*. John Wiley & Sons.
- McKenna, F., Fenves, G., & Scott, M. (2000). *Open system for earthquake engineering simulation*. Univ. Berkeley, California.

- Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., & Petrini, L. (2008). Some considerations about the Eurocode 8 RC frame building assessment procedure. In V. Mpampatsikos, R. Nascimbene, & L. Petrini (Eds.), *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing.
- Mwafy, A., & Elnashai, A. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5), 407-424.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301.
- Nasser, M. (2009). Seismic response of R/C frames considering dynamic soil-structure interaction. *18th International Conference on the Application of Computer Science and Mathematics in Architecture and Civil Engineering*. Weimar, Germany.
- Negro, P., Pinto, A., Verzeletti, G., & Magonette, G. (1996). PsD test on four-story R/C building designed according to Eurocodes. *Journal of Structural Engineering*, 1409-1417.
- NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Prog. (2007). *Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures: Training and Instructional Materials*.
- Papanikolaou, V., Elnashai, A., & Pareja, J. (2005). *Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment*. Mid-America Earthquake Center, USA.
- Pinho, R. (2007). Nonlinear Dynamic Analysis of Structures Subjected to Seismic Action. In A. Pecker (ed.), *Advanced Earthquake Engineering Analysis*, Vol. 494, pp. 63-89, Springer.
- Pinho, R. (2007). Using Pushover Analysis for Assessment of Buildings and Bridges. In R. Pinho, & A. Pecker (Ed.), *Advanced Earthquake Engineering Analysis*. Springer.
- Rana, R., & Dutta, S. (2002). A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system. *Computers and Structures*, 80(20-21), 1579–1594.
- Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. (2008). *ShallowFoundationGen OpenSees Documentation*.
- Sabramanian, N. (2008). *Design of Steel Structures*. Oxford University Press.
- Scott, M., & Fenves, G. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.

- Spacone, E., Filippou, F., & Taucer, F. (1996). Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 711-725.
- Terzaghi, K. (1956). *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*. Institution of Civil Engineers.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, A. (2002). The Incremental Dynamic Analysis and its application to performance-based earthquake engineering. *12th European Conference on Earthquake Engineering*. London: Elsevier Science.
- Vamvatsikos, D., Alexandropoulos, K., & Giannitsas, P. (2006). Influence of element modeling on the predicted seismic performance of an existing RC building. *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco.
- Yazdchi, M., Khalil, N., & Valliappan, S. (1999). Dynamic soil–structure interaction analysis via coupled finite-element–boundary-element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(7), 499–517.
- Αβραμίδης, Ι. (2003). Ανάλυση κατασκευών-Γενική εισήγηση. *14ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος*. Κως: ΤΕΕ.
- Αναστασιάδης, Κ. (2001). *Αντισεισμικές Κατασκευές Ι*. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις Ζήτη.
- Κοτανίδης, Χ., Δουδούμης, Ν., & Δουδούμης, Ι. (2006). Συγκριτική μελέτη εφαρμογής των μεθόδων ανάλυσης 'Static Pushover' και 'Time-History' σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. *15ο Συνέδριο Σκυροδέματος*. Αλεξανδρούπολη: ΤΕΕ/ΕΤΕΚ.
- Κωνσταντόπουλος, Ι. (2003). Ο Σχεδιασμός Φέροντα Οργανισμού Κτιριοδομικών Έργων ως κύριο Συνθετικό στοιχείο του Αρχιτεκτονικού Σχεδιασμού. *Αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής και επίδραση στον Αρχιτεκτονικό Σχεδιασμό από πλευράς Αντισεισμικής Προστασίας*. Αθήνα, ΕΒΕΑ.
- Μάνου, Δ., & Πιτιλάκης, Κ. (2006). Ελαστικά φάσματα απόκρισης μετακινήσεων. *5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Ξάνθη: ΤΕΕ.
- ΟΑΣΠ. (2001). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*. ΟΑΣΠ.
- ΟΑΣΠ. (2009). *Κανονισμός Επεμβάσεων*. ΟΑΣΠ.
- Παπαδημητρίου, Α., & Μπουκουβάλας, Γ. (2009). Ευρωκώδικας EN1998: Αντισεισμικός σχεδιασμός φέρουσων κατασκευών. Ρέθυμνο: Σεμινάριο για τους Ευρωκώδικες.

- Παπαιωάννου, Ι. (2005). Εξελιγμένες μέθοδοι ανελαστικής ανάλυσης πλαισιακών φορέων. *Διπλωματική εργασία τομέα Δομοστατικής, Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ.* Αθήνα.
- Πιτιλάκης, Κ. (2010). *Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική.* Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
- Σπυράκος, Κ. (2008). Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής: ιστορική εξέλιξη και σύγχρονη πρακτική. *Σημειώσεις Τεχνικής Σεισμολογίας, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ.*

Για διευκρινίσεις και σχόλια σχετικά με τη διατριβή μπορείτε να επικοινωνήσετε με τον
γράφοντα στη διεύθυνση ηλεκτρονικού ταχυδρομείου: **nitadorakis@gmail.com**

