

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Δομοστατικής

Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ομάδας
υφισταμένων κτιρίων ΟΣ σχεδιασμένων με
διαφορετικούς Αντισεισμικούς Κανονισμούς με
τη δυναμική επαυξητική μέθοδο

διπλωματική εργασία

Ραυτόπουλος Αριστοτέλης

επιβλέπων καθηγητής:

Ζέρης Χρήστος

Αθήνα, 11 Ιουλίου 2019

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου Δρ Ζέρη Χρήστο, τον Δρ Ταφλαμπά Ιωάννη και τον Δρ Ρεπαπή Κωνσταντίνο για την βοήθεια και την υπομονή τους.

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία συντάχθηκε κατά την διάρκεια του 10ου εξαμήνου της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου.

Σκοπός της εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τριών υφισταμένων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, κανονικών σε κάτοψη και όψη, σχεδιασμένων με διαφορετικούς αντισεισμικούς κανονισμούς, με τη δυναμική επαυξητική μέθοδο (Incremental Dynamic Analysis IDA).

Συγκεκριμένα, διερευνήθηκε η απόκριση ενός 5ώροφου κτίριο της δεκαετίας του '60 σχεδιασμένου με σύγχρονους κανονισμούς (K60AEC8), ενός 7ώροφου της δεκαετίας του '70 σχεδιασμένου με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (K70A59) και ενός όμοιού του της δεκαετίας του '80 σχεδιασμένου με τα πρόσθετα άρθρα του 1984 (K80A84), σε 20 διεγέρσεις μακρινού και 54 διεγέρσεις κοντινού πεδίου.

Preface

This diploma thesis was composed during the 10th semester of the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens.

The purpose of the thesis the assessment of the seismic behaviour of three existing reinforced concrete buildings, regular in plan and elevation, designed with different earthquake regulations, by means of the Incremental Dynamic Analysis (IDA).

We investigated the response of a 5-storey 1960s building designed with modern regulations (K60AEC8), a 7-storey 1970s building designed with the 1959 Antiseismic Regulation (K70A59) and an identical 7-storey 1980s building designed with the 1984 additions (K80A84), in 20 far-field and 54 near-field acceleration records.

Περιεχόμενα

1	Εισαγωγή	1
2	Κανονισμοί και κατασκευαστικές πρακτικές	3
2.1	Εξέλιξη ελληνικών κανονισμών	3
2.2	Υλικά	11
2.3	Φορτία	13
2.4	Μορφολογία κτιρίων	14
2.5	Λεπτομέρειες όπλισης δοκών	15
3	Σεισμική απόκριση κατασκευών	17
3.1	Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης	17
3.2	Δυναμική επαυξητική μέθοδος	19
3.3	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης	21
3.4	Παλμοί κατευθυντικότητας	22
4	Κριτήρια αστοχίας	24
4.1	Ικανότητα πλαστικής στροφής	24
4.2	Διατμητική αντοχή	26
4.3	Σχετική μετακίνηση ορόφων	26
5	Λογισμικό	27
5.1	Drain-2DX	27
5.2	DrainExplorer	28
5.3	MATLAB	29
6	Δεδομένα κτιρίων	34
6.1	Μορφολογία κτιρίων	34
6.2	Παραδοχές σχεδιασμού	35
6.3	Αντοχή θ_{um}^{pl} υποστυλωμάτων	36
7	Δεδομένα διεγέρσεων	40
8	Αποτελέσματα: καμπύλες IDA κτιρίων	44
8.1	K60AEC8	45

8.2	K70A59	53
8.3	K80A84	61
8.4	Κοινά γραφήματα “μέσων καμπύλων” IDA κτιρίων	69
9	Αποτελέσματα: “μέσες καμπύλες” IDA $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ υποστυλωμάτων	77
9.1	Σύνολο υποστυλωμάτων κτιρίων	77
9.2	Υποστυλώματα ανά κατακόρυφη στήλη	80
10	Συμπεράσματα	87
10.1	Γενικά	87
10.2	K60AEC8	88
10.3	K70A59	89
10.4	K80A84	91
Παράρτηματα		
A’	Επιταχυνσιογραφήματα και φάσματα	94
B’	Ξυλότυποι και οπλισμοί υποστυλωμάτων	120
Γ’	Καμπύλες IDA $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ υποστυλωμάτων	130
Βιβλιογραφία		144

1. Εισαγωγή

Ένας μεγάλος αριθμός κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα στον ελλαδικό χώρο έχει κατασκευαστεί τις δεκαετίες του '60 έως και του '80 έχοντας σχεδιαστεί με χρήση απλοποιητικών προσομοιωμάτων κυρίως έναντι κατακορύφων φορτίων, καθώς οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού ήταν πολύ μικρές. Επιπλέον τα κτίρια αυτά έχουν κατασκευαστεί με ανεπαρκείς λεπτομέρειες όπλισης, όπως αραιούς συνδετήρες στις κρίσιμες περιοχές, άοπλους κόμβους, ανεπαρκή μήκη αγκύρωσης κάτω οπλισμού δοκών, κα.

Τα κτίρια αυτά βρίσκονται ακόμα σε χρήση έχοντας υποστεί τροποποιήσεις, όπως αφαίρεση τοιχοπληρώσεων, αλλαγή χρήσης και φορτίων, κα. Επιπλέον, η αντοχή τους έχει υποβαθμιστεί με την πάροδο του χρόνου, εξαιτίας διάβρωσης οπλισμών, προηγούμενων σεισμικών καταπονήσεων και τροποποιήσεων του φέροντος οργανισμού τους.

Σύμφωνα με [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006], η σεισμική συμπεριφορά των υφιστάμενων κατασκευών εξαρτάται από ένα πλήθος παραμέτρων με σημαντικότερες τις εξής:

- γενιά αντισεισμικού κανονισμού, λεπτομέρειες όπλισης και κατασκευαστικές πρακτικές
- αριθμός ορόφων και μήκη ανοιγμάτων
- είδος αντισεισμικού φορέα: πλαισιακός (συνηθέστερα) ή τοιχωματικός (σπανιότερα)
- σεισμική ζώνη και τιμή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού
- κανονικότητα καθ' ύψος
- διάταξη, ποιότητα δόμησης και αντοχή τοιχοπληρώσεων
- ποιότητα υλικών κατασκευής

Στην παρούσα διπλωματική εργασία διερευνάται η σεισμική συμπεριφορά τριών υφισταμένων κτιρίων, κανονικών σε κάτοψη και όψη: ενός 5ώροφου της δεκαετίας του '60 σχεδιασμένου με σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (K60AEC8), ενός 7ώροφου της δεκαετίας του '70 σχεδιασμένου σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (K70A59) και ενός ίδιου της δεκαετίας του '80 σχεδιασμένου με τα πρόσθετα άρθρα του 1984 (K80A84). Τα κτίρια υποβλήθηκαν σε δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις αυξανόμενης έντασης (Incremental Dynamic Analyses IDAs) με 54 επιταχυνσιογραφήματα καταγραφών κοντινού και 20 μακρινού πεδίου.

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται μια σύντομη αναφορά στους κανονισμούς σχεδιασμού των κτιρίων, τα υλικά, τα φορτία, την μορφολογία και τις κατασκευαστικές πρακτικές, από τις αρχές της χρήσης του οπλισμένου σκυροδέματος μέχρι σήμερα.

Στο επόμενο κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι βασικές αρχές των μεθόδων σχεδιασμού και αποτίμησης των κατασκευών, με έμφαση στη δυναμική επαυξητική μέθοδο (IDA), και στο κεφάλαιο 4 τα κριτήρια αστοχίας που χρησιμοποιήθηκαν στην αποτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων.

Στην συνέχεια, στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζεται το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε και τα χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων, και στα κεφάλαια 6 και 7 παρουσιάζονται τα δεδομένα των τριών κτιρίων και των διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις αντίστοιχα.

Τέλος, στα κεφάλαια 8 και 9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε επίπεδο απόκρισης κτιρίου και σε όρους $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ υποστυλωμάτων, ενώ στο επόμενο κεφάλαιο 10 σχολιάζεται και συγκρίνεται η συμπεριφορά των κτιρίων και η επιρροή του είδους της διέγερσης.

Τα επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας των διεγέρσεων παρουσιάζονται στο παράρτημα Α', οι ξυλότυποι των κτιρίων στο παράρτημα Β' και οι λόγοι $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ των υποστυλωμάτων στο παράρτημα Γ'.

Η εργασία αυτή βασίστηκε σε μεγάλο βαθμό στις δημοσιεύσεις [Repapis, Vintzileou και Zeris 2006], [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006], [Zeris και Repapis 2018] και [Zeris, Vintzileou και Repapis 2002], και την διδακτορική διατριβή [Ρεπάπης 2007].

2. Κανονισμοί και κατασκευαστικές πρακτικές

2.1 Εξέλιξη ελληνικών κανονισμών

Αντισεισμικός Οικοδομικός Κανονισμός Κορίνθου–Λουτρακίου

Μετά τον σεισμό της Κορίνθου το 1928 εισάγεται ο Αντισεισμικός Οικοδομικός Κανονισμός στις περιοχές της Κορίνθου και του Λουτρακίου με το Π.Δ. “Περί αντισεισμικού οικοδομικού κανονισμού Κορίνθου–Λουτρακίου” (ΦΕΚ 234Α/7-11-1928). Ο κανονισμός επεκτείνεται στην περιοχή της Λάρισας μετά τον σεισμό του 1941 με το Ν.Δ. “Περί επεκτάσεως του αντισεισμικού οικοδομικού κανονισμού εις την περιοχήν Λαρίσσης” (ΦΕΚ 277Α/16-8-1941), και στην Κεφαλλονιά και την Ζάκυνθο με το Β.Δ. “Περί επεκτάσεως του αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού Κορίνθου–Λουτρακίου εις την περιοχήν των Νομών Κεφαλληνίας και Ζακύνθου” (ΦΕΚ 134Α/26-6-1954) μετά τους σεισμούς του Ιονίου το 1953.

Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 1954

Ο πρώτος κανονισμός σκυροδέματος στον ελλαδικό χώρο εισάγεται το 1954 με το Β.Δ. “Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος” (ΦΕΚ 160Α/26-6-1954).

Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, ο έλεγχος αντοχής των διατομών πραγματοποιείται βάσει των μέγιστων επιτρεπόμενων τάσεων που μπορεί να αναπτύξει το σκυρόδεμα (βλέπε πίνακα 2.1) και ο χάλυβας των οπλισμών (βλέπε πίνακα 2.3) κάθε διατομής για τα φορτία σχεδιασμού, όπως αυτά έχουν καθορίζονται στον **Κανονισμό Φορτίσεων**. Ο τελευταίος έχει εισαχθεί με το Β.Δ. “Περί κανονισμού φορτίσεων δομικών έργων” (ΦΕΚ 325Α/31-12-1945) και έχει αναδημοσιευτεί στο ΦΕΚ 171Α της 16-5-1946.

Συγκεκριμένα, οι ορθές τάσεις στην διατομή θεωρούνται ανάλογες της απόστασής τους από τον ουδέτερο άξονα, ενώ το σκυρόδεμα δεν συνεισφέρει στην ανάληψη του εφελκυσμού. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίζεται ίσο με $E_b = 14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$ και του χάλυβα ίσο με $E_s = 15 E_b$ για τον υπολογισμό των τάσεων, ενώ στον υπολογισμό της δυσκαμψίας ισχύουν οι τιμές $E_b = 21 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$ και $E_s = 21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$ αντίστοιχα.

Οι διατμητικές τάσεις υπολογίζονται βάσει της θεωρίας ελαστικότητας ($\tau_0 = Q/b_0 z$ για ορθογωνικές διατομές). Ορίζονται δε μέγιστες επιτρεπόμενες διατμητικές τάσεις ανά κατηγορία σκυροδέματος (βλέπε πίνακα 2.1) και τιμές πέραν των οποίων πρέπει να διατάσσεται λοξός οπλισμός και συνδετήρες βάσει του διαγράμματος διατμητικών τάσεων. Συνίσταται ο λοξός οπλισμός να παραλαμβάνει τα 2/3 των διατμητικών τάσεων.

Ο κύριος οπλισμός των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι τουλάχιστον $\varnothing 14$ και η διατομή των γωνιακών υποστυλωμάτων τουλάχιστον 25/25. Επιτρέπονται μη-γωνιακά υποστυλώματα με διατομή 20/20 και οπλισμό 4 $\varnothing 12$ με μείωση των επιτρεπόμενων τάσεων κατά 1/3. Τα γωνιακά υποστυλώματα συνίσταται να είναι σχήματος Γ, ενώ στο ισόγειο και το υπόγειο πολυώροφων κτιρίων πρέπει να έχουν ελάχιστη διατομή 30/30 και ποσοστό οπλισμού 0.8%. Τα υποστυλώματα πρέπει επιπλέον να ελέγχονται έναντι λυγισμού.

Συνίσταται η διάταξη περιμετρικών τοιχωμάτων.

Η επικάλυψη των κύριων οπλισμών ορίζεται από 1.5 έως 2.0 εκατοστά.

Αντισεισμικός Κανονισμός 1959

Ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός υποχρεωτικής εφαρμογής σε ολόκληρη την χώρα (στο εξής “ΑΚ59”) εισάγεται το 1959 με το Β.Δ. “Περί Αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων” (ΦΕΚ 36Α/26-2-1959).

Στον ΑΚ59 η σεισμική δύναμη σε κάθε στάθμη έχει μέγεθος ίσο προς το κατακόρυφο φορτίο (μόνιμο και κινητό) πολλαπλασιασμένο επί τον συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως ε . Ο τελευταίος προκύπτει από τον συνδυασμό της περιοχής σεισμικότητας (I έως III) και της κατηγορίας εδάφους (α έως γ), με τιμές από 0.04 (Iα) έως 0.16 (IIIγ). Επιτρέπεται επιπλέον αύξηση των επιτρεπόμενων τάσεων του σκυροδέματος και του χάλυβα των οπλισμών κατά 20% στους σεισμικούς ελέγχους.

Ο φέρων οργανισμός συνίσταται να διαθέτει συμμετρία σε κάτοψη και κανονικότητα καθ' ύψος. Επιβάλλεται ελάχιστη διατομή γωνιακών υποστυλωμάτων 30/30 για τους τρεις ανώτερους ορόφους και 35/35 για τους κατώτερους, με ελάχιστο οπλισμό 12 cm². Επιπλέον συνιστάται η διάταξη περιμετρικών τοιχωμάτων ακαμψίας με οπλισμό διπλή εσχάρα $\varnothing 8/25$ και ελάχιστο μήκος 1.00 m για $\varepsilon = 0.04$ και 1.20 m για $\varepsilon > 0.04$.

Για τα περιμετρικά υποστυλώματα προβλέπεται “ειδικός αντισεισμικός έλεγχος” με $\varepsilon = 0.06$, εκτός της περίπτωσης διάταξης επαρκών περιμετρικών τοιχωμάτων. Ο “ειδικός αντισεισμικός έλεγχος” τροποποιείται με το Β.Δ. “Περί τροποποίησης του από 19.2.1959 Διατάγματος «περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων» (ΦΕΚ36)” (ΦΕΚ 190Α/14-9-1959).

Το 1981, μετά τον σεισμό στις Αλκυονίδες νήσους, αυξάνεται ο συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως σε ορισμένες περιοχές, με το Π.Δ. “Περί αντικαταστάσεως του Πίνακος I της παραγράφου 2 του άρθρου 2 του από 19/26-2-1959 Β. Δ/τος «περί αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων»” (ΦΕΚ 253Α/14-9-1981).

Πρόσθετα άρθρα 1984

Ο ΑΚ59 τροποποιείται με την Υ.Α.Ε. ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275 “Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της

19/26 Φεβρουαρίου 1959 «περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων» (ΦΕΚ 239B/16-4-1984), γνωστή σαν “πρόσθετα άρθρα του 1984”.

Η σεισμική δύναμη ακολουθεί πλέον τριγωνική κατανομή και προκύπτει από το συνολικό κατακόρυφο φορτίο πολλαπλασιασμένο με τον συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης ε και τον συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου.

Προσδιορίζονται κρίσιμες περιοχές στα άκρα στύλων και δοκών, στις οποίες τοποθετούνται κλειστοί συνδετήρες για περίσφιξη, ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού ίσο με 0.4% και απαιτήσεις διαμόρφωσης των κόμβων, με τους συνδετήρες των υποστυλωμάτων να συνεχίζουν εντός του κόμβου. Στα άκρα των τοιχωμάτων επιβάλλεται ελάχιστος οπλισμός 4Ø14 και συνδετήρες Ø8 ανά $b/2$.

Επιπλέον εισάγεται έλεγχος φαινομένων 2ας τάξης και ικανοτικός έλεγχος κόμβου (ασθενής δοκός – ισχυρό υποστύλωμα) με $\sum |M_{Rc}| > \sum |M_{Rb}|$, με εξαίρεση συστήματα με επαρκή περιμετρικά τοιχώματα και τα υποστυλώματα των 2 ανώτερων ορόφων.

Ο σχεδιασμός κτιρίων με περισσότερους από 3 ορόφους επιβάλλεται να γίνεται με μοντέλο πολυόροφου πλαισίου.

Με την Υ.Α. ΕΔ2γ/01/94/ΦΝ275 “Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959 «περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων»” (ΦΕΚ 587B/1-10-1985) ορίζονται εκ νέου οι κανόνες για τις προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια.

ΝΕΚΩΣ

Το 1991 εγκρίνεται ο ΝΕΚΩΣ, ο οποίος είναι ο πρώτος σύγχρονος κανονισμός σκυροδέματος, με την Υ.Α. Δ11ε/0/30123 “Έγκριση Νέου Κανονισμού για την Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα” (ΦΕΚ 1068B/31-12-1991).

Στον ΝΕΚΩΣ εισάγονται “αντιπροσωπευτικές” τιμές και τιμές σχεδιασμού για τις δράσεις και τις αντοχές και υιοθετείται ως σύστημα μονάδων το S.I.

Οι δράσεις χωρίζονται σε μόνιμες (G), μεταβλητές (Q), τυχηματικές και προένταση. Ορίζονται συντελεστές φορτίσεων αναλόγως του συνδυασμού των δράσεων (βασικός ή τυχηματικός) και της επιρροής του φορτίου (ευμενής ή δυσμενής), καθώς και συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ . Οι συνήθεις συνδυασμοί κατακόρυφων φορτίων είναι $1.35G + 1.50Q$ για στατική φόρτιση και $G + \psi_2 Q$ για σεισμική φόρτιση.

Σε ό,τι αφορά τα υλικά, ορίζονται οι σημερινές κατηγορίες σκυροδέματος C12/15, C16/20, C20/25, κλπ, ενώ

το διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος μπορεί να θεωρείται ως παραβολικό-ορθογωνικό με μέτρο ελαστικότητας εξαρτώμενο πλέον από την κατηγορία του σκυροδέματος. Η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του χάλυβα σε εφελκυσμό ορίζεται ως f_{yk} και το μέτρο ελαστικότητάς του ως $E_s = 200 \text{ GPa}$. εισάγονται δε επιπλέον κανόνες για την προένταση. Οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών ορίζονται αναλόγως του συνδυασμού των δράσεων (βασικοί, τυχηματικοί και τυχηματικοί με σεισμό), και είναι ίσοι με $\gamma_c = 1.50$ και $\gamma_s = 1.15$ για τους βασικούς και τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Οι μέθοδοι ανάλυσης διακρίνονται σε γραμμική ελαστική, γραμμική ελαστική με περιορισμένη ανακατανομή και πλαστική ανάλυση. Η τελευταία μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο για έλεγχο υφιστάμενων κατασκευών, όπου ορίζεται επιτρεπόμενη γωνία πλαστικής στροφής $\theta_{pl} = 0.005$ έως 0.025 αναλόγως του λόγου $\xi = x/d$.

Εισάγεται ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας: μεγέθη ορθής έντασης, τέμνουσα, στρέψη, διάτρηση και ευστάθεια (λυγισμός), και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας: ρηγμάτωση και παραμόρφωση.

Ο έλεγχος διάτρησης περιλαμβάνει τον έλεγχο έναντι διαγώνιας θλίψης σκυροδέματος, με αντοχή V_{Rd2} και τον έλεγχο έναντι εφελκυσμού του οπλισμού διάτρησης, με αντοχή $V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$. Υιοθετούνται απαιτήσεις για την τοποθέτηση δισδιαγώνιου οπλισμού στις δοκούς.

Επιβάλλεται η διαμόρφωση σαφούς δομικού συστήματος καλής μορφολογίας και η εξασφάλιση ότι η καμπτική αστοχία θα προηγείται της διατμητικής. Επιπλέον, πρέπει να ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός κόμβου με $\sum |M_{Rc}| > 1.15 \cdot \sum |M_{Rb}|$, εκτός των μονώροφων και δώροφων κτιρίων, των 2 τελευταίων ορόφων πολυώροφων κτιρίων, του 25% των υποστυλωμάτων σε πλαίσια με περισσότερα από 4 υποστυλώματα και των αμετάθετων πλαισίων, δηλαδή των πλαισίων στα οποία σε κάθε όροφο τα τοιχώματα παραλαμβάνουν το 90% της οριζόντιας δύναμης ή έχουν συντελεστή ευστάθειας $\theta \leq 0.10$.

Επίσης, εισάγονται κανόνες για τις λεπτομέρειες όπλισης των δομικών στοιχείων, ορίζεται ελάχιστο μήκος αγκύρωσης και υπερκάλυψης των οπλισμών, και ελάχιστο και μέγιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού. Απαγορεύεται η χρήση λείου χάλυβα στις αντισεισμικές δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα και ορίζονται κρίσιμες περιοχές στα άκρα των στοιχείων. Οι συνδετήρες πρέπει να είναι κλειστοί στις δοκούς (με γάντζο 90°), επιτρέπονται όμως ανοικτοί συνδετήρες τύπου U στις πλακοδοκούς.

Στα υποστυλώματα πρέπει να διατάσσονται κλειστοί συνδετήρες (οι εξωτερικοί με γάντζους $>135^\circ$) τουλάχιστον $\Sigma\emptyset 8/12.5$, ενώ στις κρίσιμες περιοχές υπολογίζεται οπλισμός περίσφιγξης για εξασφάλιση της λειτουργίας της διατομής σε περίπτωση αποφλοίωσης του σκυροδέματος και επαρκούς πλαστιμότητας. Στα τετραγωνικά υποστυλώματα προτείνεται η τοποθέτηση εσωτερικών συνδετήρων σχήματος ρόμβου. Ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι $4\emptyset 12$ ή $6\emptyset 12$ σε υποστυλώματα σχήματος Γ , και το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού 0.4%. Η ελάχιστη διάσταση των υποστυλωμάτων ορίζεται σε 20

εκατοστά εν γένει, των γωνιακών υποστυλωμάτων σε 25 εκατοστά, και η ελάχιστη διατομή των υποστυλωμάτων σχήματος Γ σε 35/20/20/35. Οι ακραίες περιοχές των τοιχωμάτων πρέπει να διαμορφώνονται ως υποστυλώματα.

Τέλος, ορίζονται μεγαλύτερες επικαλύψεις οπλισμών, ανάλογα με τις συνθήκες περιβαλλοντικής έκθεσης.

Μέχρι την υποχρεωτική εφαρμογή του ΝΕΑΚ, ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης ε πολλαπλασιάζεται επί 0.70 λόγω της μετάβασης από τον έλεγχο με επιτρεπόμενες τάσεις στον έλεγχο οριακών καταστάσεων.

ΝΕΑΚ

Ο πρώτος σύγχρονος αντισεισμικός κανονισμός (ΝΕΑΚ) εισάγεται το 1992 με την Υ.Α. Δ17α/08/32/ΦΝ275 “Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” (ΦΕΚ 613B/12-10-1992), ισχύει όμως παράλληλα με τον ΑΚ59 και τα πρόσθετα άρθρα του 1984 έως την 30-6-1995, βάσει της Υ.Α. Δ16γ/05/663/Γ “Τροποποίηση αριθ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30.9.1992 απόφασης έγκρισης Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ)” (ΦΕΚ 774B/12-10-1994).

Στον ΝΕΑΚ εισάγεται η έννοια της επαρκούς αντιμετώπισης του σεισμικού κινδύνου ως εξασφάλιση περιορισμένων και επιδιορθώσιμων βλαβών στα φέροντα στοιχεία για τον σεισμό σχεδιασμού.

Εισάγονται τα φάσματα επιτάχυνσεως σχεδιασμού. Στον υπολογισμό της σεισμικής επιτάχυνσης σχεδιασμού συμμετέχουν: ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής q , ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I , ο συντελεστής απόσβεσης η , ο συντελεστής θεμελίωσης θ , η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης (Α έως Δ και Χ) και η σεισμική επιτάχυνση εδάφους α , η οποία ορίζεται ανάλογα της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής (I έως IV) με τιμές 0.12g, 0.16g, 0.24g και 0.36g. Τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού σχεδιασμού ορίζονται ίσα με $G + \psi_2 Q$.

Ως μέθοδοι ανάλυσης προτείνονται η δυναμική φασματική και η ισοδύναμη στατική ανάλυση (υπό προϋποθέσεις).

Το στατικό σύστημα προτείνεται να χαρακτηρίζεται από απλότητα, κανονικότητα και υπερστατικότητα. Επιπλέον, εισάγεται η απαίτηση πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των στοιχείων στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων, ο ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας και κόμβου, και ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου.

Ο ΝΕΑΚ συμπληρώνεται με την Υ.Α. Δ17α/04/46/ΦΝ275 “Έγκριση τροποποίησης και συμπλήρωσης διατάξεων του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού” (ΦΕΚ 534B/20-6-1995).

Με την Υ.Α. Δ17α/01/49/ΦΝ275 “Συμπλήρωση της απόφασης Δ17α/04/46/ΦΝ 275/20-6-1995 «Έγκριση

τροποποίησης και συμπλήρωσης διατάξεων του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού» (ΦΕΚ Β' 534)" (ΦΕΚ 588B/6-6-1995) εισάγεται το Παράρτημα Ε' το οποίο ρυθμίζει την προσθήκη ορόφων σε υπάρχοντα κτίρια.

Τέλος, οι περιοχές Γρεβενών και Κοζάνης κατατάσσονται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ, με την Υ.Α. Δ17α/111/2/ΦΝ275 "Τροποποίηση της απόφασης αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30.9.1992 «Έγκριση Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού» (ΦΕΚ 613B')" (ΦΕΚ 850B/11-10-1995).

ΕΑΚ2000

Το 1999 τίθεται σε ισχύ ο ισχύων σήμερα αντισεισμικός κανονισμός ΕΑΚ2000 με την Υ.Α. Δ17α/141/3/ΦΝ275 "Έγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού" (ΦΕΚ 1329B/20-12-1999).

Ο ΕΑΚ2000 διορθώνεται με το ΦΕΚ 423B της 12-3-2001, τροποποιείται και συμπληρώνεται δε με την Υ.Α. Δ17α/67/1/ΦΝ275 "Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000»" (ΦΕΚ 781B/18-6-2003).

Με την Υ.Α. Δ17α/115/9/ΦΝ275 "Τροποποίηση διατάξεων του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000» λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας" (ΦΕΚ 1154B/12-8-2003) τροποποιείται ο Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας με υποδιαίρεση της χώρας σε τρεις ζώνες (Ι έως ΙΙΙ) με αντίστοιχες σεισμικές επιταχύνσεις εδάφους 0.16 g, 0.24 g και 0.36 g. Η ισχύς του νέου Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας αρχίζει από 1-1-2004, σύμφωνα με την Υ.Α. Δ17α/113/1/ΦΝ275 "Τροποποίηση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000» όπως ισχύει" (ΦΕΚ 1153B/12-8-2003).

Ο ΕΑΚ2000 τροποποιείται εκ νέου με την Υ.Α. Δ17α/10/44/ΦΝ275 "Τροποποίηση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000», όπως ισχύει" (ΦΕΚ 270B/16-3-2010).

Τέλος, με την Υ.Α. ΔΝΣγ/34033ΠΕ/ΦΝ275 "Τροποποίηση κανονισμών που αφορούν σε ειδικές περιπτώσεις επεμβάσεων σε υπάρχοντα κτίρια" (ΦΕΚ 350B/17-2-2016) καταργείται το Παράρτημα Ε'. Οι επεμβάσεις, προσθήκες ή ενισχύσεις σε υπάρχοντα κτίρια θα γίνονται σύμφωνα με τις απαιτήσεις αποτίμησης και ανασχεδιασμού του ΚΑΝΕΠΕ ή του ΕΚ8-3, πλην ορισμένων εξαιρέσεων σχεδιασμένων με ΝΕΑΚ ή ΕΑΚ2000 με πλήρη πρόβλεψη των προστιθέμενων ορόφων ή περιπτώσεις μικρής αύξησης της σεισμικής δύναμης.

ΕΚΩΣ2000

Το 2000 εγκρίνεται ο ισχύων σήμερα ΕΚΩΣ2000 με την Υ.Α. Δ17α/116/4/ΦΝ429 "Έγκριση Ελληνικού Κανονισμού για την Μελέτη και Κατασκευή έργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα" (ΦΕΚ 1329B/6-11-2000).

Τα παροράματα του ΕΚΩΣ2000 διορθώνονται με την Υ.Α. Δ17α/115/10/ΦΝ429 "Διόρθωση παροραμάτων

του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ2000” (ΦΕΚ 1153Β/12-8-2003).

Με την Υ.Α. Δ17α/32/10/ΦΝ429 “Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ2000” (ΦΕΚ 447Β/5-3-2004) προστίθενται διατάξεις για τα κοντά υποστυλώματα, ενώ με την Υ.Α. Δ17α/78/4/ΦΝ429 “Τροποποίηση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ2000” (ΦΕΚ 576Β/28-4-2005) τροποποιούνται τα σχόλια της §18.4.9.1. Με την Υ.Α. Δ17α/01/45/ΦΝ429 “Τροποποίηση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ2000, όπως ισχύει” (ΦΕΚ 270Β/16-03-2010) τροποποιούνται οι διατάξεις για τα κοντά υποστυλώματα.

Η εφαρμογή των ΕΑΚ2000 και ΕΚΩΣ2000 καθίσταται αποκλειστική από τις 30-6-2001 σύμφωνα με την Υ.Α. Δ17α/160/5/ΦΝ429 “Παράταση προθεσμίας για την έναρξη εφαρμογής του ΕΑΚ-2000 και του ΕΚΩΣ-2000” (ΦΕΚ 1564Β/22-12-2000).

Κανονισμός Επεμβάσεων

Το 2012 εγκρίνεται ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) με την Υ.Α. Δ17α/04/5/ΦΝ429.1 “Έγκριση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα” (ΦΕΚ 42Β/20-1-2012).

Στον ΚΑΝΕΠΕ υιοθετούνται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων και προσθηκών: στάθμη “περιορισμένων βλαβών” (Α), στάθμη “σημαντικών βλαβών” (Β) και στάθμη “οιονεί κατάρρευσης” (Γ). Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού προκύπτουν από τον συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας (Α έως Γ) και της σεισμικής δράσης με “ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την διάρκεια ζωής του κτιρίου” 10% (1) ή 50% (2), που αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς 475 και 70 έτη αντίστοιχα.

Πλέον των ελαστικών αναλύσεων (στατική ή δυναμική) με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q ή τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m , προτείνονται οι μέθοδοι της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) και της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Στην περίπτωση που επιλεγεί ελαστική ανάλυση με δείκτης συμπεριφοράς q , η τιμή του τελευταίου πρέπει να επαληθεύεται λαμβάνοντας υπόψιν επιπλέον τους δευτερογενείς μηχανισμούς απορρόφησης ενέργειας και τις ενδεχόμενες συνέπειες της ψαθυρής συμπεριφοράς περιορισμένου αριθμού δομικών στοιχείων επί της πλαστιμότητας του συνολικού δομήματος.

Οι έλεγχοι επάρκειας των πλαστικών μορφών αστοχίας στις ανελαστικές αναλύσεις γίνονται σε όρους γωνίας στροφής χορδής.

Τέλος, λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψιν η δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων.

Ο ΚΑΝΕΠΕ έχει αναθεωρηθεί δύο φορές με τις Υ.Α. Δ17α/239/1/ΦΝ429.1 “Εγκριση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (1η Αναθεώρηση)” (ΦΕΚ 2187Β/5-9-2013) και Υ.Α. ΔΝΣα/37269/1/ΦΝ429.1 “Εγκριση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (2η Αναθεώρηση)” (ΦΕΚ 2984Β/30-8-2017).

Κανονισμοί Τεχνολογίας Σκυροδέματος & Χαλύβων Οπλισμού

Παράλληλα με τους παραπάνω κανονισμούς θέτονται σε ισχύ οι **Κανονισμοί Τεχνολογίας Σκυροδέματος**: το 1985 (στο εξής “ΚΤΣ85”) με την Υ.Α.Ε. ΕΔ2α/01/24 “Εγκριση Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος” (ΦΕΚ 266Β/9-5-1985), το 1997 (στο εξής “ΚΤΣ97”) με την Υ.Α.Ε. Δ14/19164 “Εγκριση του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος-97” (ΦΕΚ 315Β/17-4-1997) και το 2016 (στο εξής “ΚΤΣ2016”) με την Υ.Α. ΓΔΤΥ/οικ3328 “Εγκριση του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος 2016 (ΚΤΣ-2016)” (ΦΕΚ 1561Β/2-6-2016), με διορθώσεις με το ΦΕΚ 1839/Β/25-5-2017, καθώς και οι **Κανονισμοί Τεχνολογίας Χαλύβων**: το 2000 (στο εξής “ΚΤΧ2000”) με την Υ.Α. Δ14/36010 “Εγκριση Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος (ΚΤΧ)” (ΦΕΚ 381Β/24-3-2000) και το 2008 (στο εξής “ΚΤΧ2008”) με την Υ.Α. Δ14/92330 “Εγκριση Νέου Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος 2008 (ΚΤΧ 2008)” (ΦΕΚ 1416Β/17-7-2008), με διορθώσεις σφαλμάτων με το ΦΕΚ 2113Β/13-10-2008.

Ευρωκώδικες

Με την Κ.Υ.Α. ΔΠΠΑΔ/οικ.372 “Εγκριση εφαρμογής και χρήσης των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα” (ΦΕΚ 1457Β/5-6-2014), εγκρίνεται η παράλληλη εφαρμογή και χρήση των μεταφρασμένων στην ελληνική γλώσσα κειμένων των Ευρωκωδίκων.

Οι Ευρωκώδικες είναι 10 στον αριθμό και ορίζονται ως εξής:

- Ευρωκώδικας 0 (EN 1990): Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων
- Ευρωκώδικας 1 (EN 1991): Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 2 (EN 1992): Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3 (EN 1993): Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
- Ευρωκώδικας 4 (EN 1994): Σχεδιασμός σύμμεικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 5 (EN 1995): Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών
- Ευρωκώδικας 6 (EN 1996): Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
- Ευρωκώδικας 7 (EN 1997): Γεωτεχνικός σχεδιασμός
- Ευρωκώδικας 8 (EN 1998): Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 9 (EN 1999): Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο

Οι διαφορές με τους σύγχρονους ελληνικού κανονισμούς ΕΑΚ2000 και ΕΚΩΣ2000 είναι εν γένει μικρές.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στον EC2 το σκυρόδεμα δεν συμμετέχει στην διατμητική αντοχή του στοιχείου, όμως η γωνία των διαγώνιων θλιπτήρων του σκυροδέματος μπορεί να μειωθεί στις 22.8°, οπότε οι τιμές της διατμητικής αντοχής είναι παραπλήσιες.

Στο τρίτο μέρος του EC8 “αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων” παραθέτονται κανόνες για αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, σε αντιστοιχία με τον ΚΑΝΕΠΕ. Οι απαιτήσεις αναφέρονται στην κατάσταση των βλαβών στον φορέα, η οποία ορίζεται με τρεις οριακές καταστάσεις: την οριακή κατάσταση “περιορισμού βλαβών” (DL), την οριακή κατάσταση “σημαντικών βλαβών” (SD), και την οριακή κατάσταση “οιονεί κατάφραυσης” (NC). Το επίπεδο προστασίας επιτυγχάνεται επιλέγοντας για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 χρόνια για την οριακή κατάσταση DL, 10% για την SD και 20% για την NC.

2.2 Υλικά

Σκυρόδεμα

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 το σκυρόδεμα κατατάσσεται σε 4 ποιότητες: B120, B160, B225 και B300, με το αριθμητικό τμήμα της ονομασίας να αντιστοιχεί στην μέση τιμή της τάσης θραύσης σε kg/cm² 3 κυβικών δοκιμών 28 ημερών ακμής 20 εκατοστών. Οι επιτρεπόμενες τάσεις του σκυροδέματος κυμαίνονται από 40 kg/cm² για B120 έως 120 kg/cm² για B300 αναλόγως του δομικού στοιχείου και του είδους της έντασης, όπως παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα 2.1. Σύμφωνα με τον ΑΚ59 επιτρέπεται η αύξηση των επιτρεπόμενων τάσεων κατά 20% στους σεισμικούς ελέγχους.

Πίνακας 2.1: Επιτρεπόμενες τάσεις σκυροδέματος

ποιότητα σκυροδέματος	επιτρεπόμενη κύρια τάση (kg/cm ²)				επιτρεπόμενη διατμητική τάση (kg/cm ²)
	πλάκες	πλακοδοκοί	υποστυλώματα σε μονοαξονική κάμψη	διαξονική κάμψη	
B120	40	40	—	—	14
B160	60	50	70	80	16
B225	80	70	90	100	18
B300	100	90	110	120	20

Το 1985 με τον ΚΤΣ85 εισάγεται η έννοια της χαρακτηριστικής αντοχής σε θλίψη (f_{ck}) με πιθανότητα υποσχελισμού 5%.

Το 1991 με τον ΝΕΚΩΣ εισάγονται οι νέες κατηγορίες σκυροδέματος: C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, κλπ, με τον πρώτο αριθμό να αναφέρεται στην χαρακτηριστική αντοχή σε MPa του σκυροδέματος f_{ck} (αντοχή σε θλίψη κυλινδρικού δοκιμίου διαμέτρου 15 και ύψους 30 εκατοστών) και τον δεύτερο την χαρακτηριστική αντοχή κύβου $f_{ck,cube}$ σε MPa (αντοχή σε θλίψη κυβικού δοκιμίου ακμής 15 εκατοστών).

Στον παρακάτω πίνακα 2.2 παρουσιάζεται η χαρακτηριστική αντοχή των παλιών ποιοτήτων σκυροδέματος, σύμφωνα με [Καραβεζύρογλου 2009] και ΚΤΣ85:

Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστική αντοχή παλιών ποιοτήτων σκυροδέματος

ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)
B120	8	10
B160	10	12
B225	16	18
B300	20	25

Αξίζει να επισημανθεί ότι η χαρακτηριστική αντοχή κάποιας κατηγορίας σκυροδέματος, ή η αντίστοιχη κάποιας παλιάς ποιότητας, δεν αντιστοιχεί στην πραγματική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος της κατασκευής. Σύμφωνα με την §3.7.1.1 του ΚΑΝΕΠΕ, ως αντοχή σκυροδέματος πρέπει να χρησιμοποιείται η επί τόπου αντοχή του υλικού και να λαμβάνεται υπόψη η συστηματική διαφοροποίηση της αντοχής ανάλογα με την θέση του σημείου στον φορέα (πλάκα, δοκός, άνω ή κάτω τμήμα υποστυλώματος) και τις συνθήκες σκυροδέτησης, συμπύκνωσης και συντήρησης. Στις §3.7.1.2 και §3.7.1.3 του ΚΑΝΕΠΕ ορίζεται ο ελάχιστος αριθμός έμμεσων ελέγχων (χρουσιμέτρηση, εξόλκευση ήλου, υπέρηχοι) και η σύγκλιση των αποτελεσμάτων τους, που καθορίζουν την “Στάθμη Αξιοπιστίας” του σκυροδέματος. Τα αποτελέσματα των έμμεσων μεθόδων πρέπει να βαθμονομούνται βάσει αποτελεσμάτων θραύσης πυρήνων σκυροδέματος. Στην 2η αναθεώρηση του ΚΑΝΕΠΕ έχει δοθεί η δυνατότητα χρήσης “ερήμην” τιμών (πολύ συντηρητικών) για το σκυροδέμα ανάλογα με τον χρόνο κατασκευής του κτιρίου, σε περίπτωση αδυναμίας εκτέλεσης διερευνητικών εργασιών.

Χάλυβας οπλισμού

Σε ό,τι αφορά τον χάλυβα των οπλισμών, σύμφωνα με τον ΚΤΧ2008, μέχρι την αρχή της δεκαετίας του '60 χρησιμοποιούνταν κυρίως ο λείος χάλυβας StI (κατά τον Κανονισμό του 1954) ή S220 (κατά ΕΛΟΤ959). Η χρήση του συνεχίστηκε μέχρι τις αρχές του '90 κυρίως ως οπλισμός συνδετήρων, πλακών και θεμελίων, ενώ γενικεύτηκε η χρήση του νευροχάλυβα StIIIα ή S400 στον ρόλο του κύριου οπλισμού δοκών και υποστυλωμάτων. Από τα μέσα της δεκαετίας του '90 χρησιμοποιήθηκαν σχεδόν αποκλειστικά χάλυβες κατηγορίας S500s. Στον εν ισχύ κανονισμό ΚΤΧ2008 και τους Ευρωκώδικες οι χάλυβες οπλισμού πρέπει να ανήκουν στις κατηγορίες B500A ή B500C.

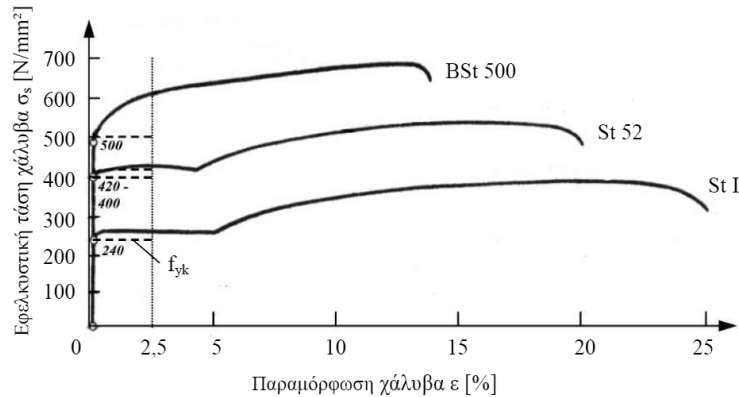
Στον επόμενο πίνακα 2.3 παρουσιάζονται οι επιτρεπόμενες τάσεις των συνηθέστερων κατηγοριών χάλυβα οπλισμού για ποιότητες σκυροδέματος B160, B225 και B300, η αντίστοιχη χαρακτηριστική τιμή διαρροής σύμφωνα με τον ΚΤΧ2008, και η χαρακτηριστική και μέση “ερήμην” τιμή διαρροής σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ.

Η επιτρεπόμενη τάση του StI για ποιότητα σκυροδέματος B120 είναι 1200 kg/cm². Υπενθυμίζεται ότι, σύμφωνα με τον ΑΚ59, επιτρέπεται η αύξηση των επιτρεπόμενων τάσεων κατά 20% στους σεισμικούς ελέγχους.

Πίνακας 2.3: Επιτρεπόμενες τάσεις και χαρακτηριστική αντοχή κατηγοριών χάλυβα οπλισμού

κατηγορία χάλυβα	επιτρεπόμενη τάση (kg/cm ²)		f_{yk} (MPa) KTX2008	“ερήμην” τιμές ΚΑΝΕΠΕ	
	πλάκες	λοιπά στοιχεία		f_{yk} (MPa)	f_{ym} (MPa)
StI ή S220	1400	1400	220	240	280
StIIIα ή S400	2200	2000	400	410	450
S500s ή B500C	—	—	500	500	520

Στο παρακάτω διάγραμμα 2.1 από [Καραβεζύρογλου 2009] παρουσιάζονται τυπικά διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των τριών συνηθέστερων κατηγοριών χάλυβα οπλισμού.



Σχήμα 2.1: Τυπικά διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χαλύβων οπλισμού

2.3 Φορτία

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Φορτίσεων του 1945, ορίζονται “τιμές εφαρμογής” για τα μόνιμα (ίδιο βάρος φορέα, στοιχείων πληρώσεων, επιστρώσεων πατωμάτων και στεγών) και τα μεταβλητά φορτία (βάρος ατόμων, εγκαταστάσεων, φορτίων γερανών, φορτίο χιονιού και ανέμου). Ενδεικτικά αναφέρονται τα παρακάτω:

- ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος: 2400 kg/m³
- δρομική οπτοπλινθοδομή: 210 kg/m² επιφάνειας τοιχοποιίας
- μπατική οπτοπλινθοδομή: 360 kg/m² επιφάνειας τοιχοποιίας
- μωσαϊκό πάχους 2εκ: 90 kg/m²
- χιόνι σε οριζόντια στέγη: 125 · 0.50 = 62.5 kg/m²
- δάπεδα κατοικιών και βατές στέγες: 200 kg/m²
- διαχωριστικά τοιχωμάτων πάχους 10-13 εκ.: 150 kg/m² επί των πλακών

Οι τιμές αυτές ισχύουν και στον EC1 με εξαίρεση τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού, ως μόνιμα (G) και κινητά (Q) φορτία με μονάδες σύμφωνες με το S.I.

2.4 Μορφολογία κτιρίων

Τα κτίρια στον ελληνικό χώρο μπορούν να καταταγούν στις παρακάτω κατηγορίες, οι οποίες είναι ταυτόχρονα χρονολογικές και “σχεδιαστικές”, καθώς η τυπική γεωμετρία και η μόρφωση του φέροντος οργανισμού ακολουθούν την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών.

1. κτίρια πριν το 1959

Σύμφωνα με [Καραβεζύρογλου 2009], τα κτίρια της αρχής του 20ου αιώνα χαρακτηρίζονται από αυξημένη προσοχή των τεχνικών στη χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς ήταν ένα νέο και ισχυρό υλικό δόμησης. Οι σεισμικές καταστροφές του 1928 οδήγησαν σε κατασκευές καλής ποιότητας, πολλές από τις οποίες υφίστανται εν λειτουργία μέχρι σήμερα.

Τις δεκαετίες του '40 και του '50 κατασκευάστηκαν λιγοστά έργα, παρατηρείται δε μεγάλη προχειρότητα στις κατασκευές .

2. δεκαετία του '60

Την δεκαετία του '60 παρατηρείται έξαρση της οικοδομικής δραστηριότητας και αντικατάσταση της χειρωνακτικής εργασίας από εργοταξιακά μηχανήματα, με αποτέλεσμα μεγάλη διασπορά στις μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος. Σύμφωνα με [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006], τα κτίρια από σκυρόδεμα τα οποία κατασκευάστηκαν την δεκαετία αυτή έχουν μελετηθεί με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και αποτελούνται από πλαίσια με πυκνά υποστυλώματα με μικρές διατομές (συνήθως 30/30) και απουσία τοιχωμάτων. Τα τελευταία, όταν υπάρχουν, είναι πολύ ελαφρά οπλισμένα και δεν προσφέρουν στην αντίσταση έναντι σεισμού. Τα ανοίγματα των πλαισίων είναι της τάξης των 3 έως 4 μέτρων. Υπάρχουν πυκνά διαταγμένες τοιχοπληρώσεις σχετικά καλής ποιότητας, ιδίως στα περιμετρικά πλαίσια. Μερική ασυνέχεια στην τοιχοποιία παρουσιάζεται ενίοτε στο ισόγειο ή σε ανώτερους ορόφους.

3. δεκαετία του '70

Την δεκαετία του '70 τα κτίρια χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερα ανοίγματα (5 έως 6 μέτρα), μεγαλύτερο πλήθος ορόφων και συχνά ασυνέχεια τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο (πιλοτίζ). Διατάσσονται ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στον πυρήνα του ανελκυστήρα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων παραμένουν μικρές, δεν υπάρχει οπλισμός περίσφιγξης, οι κόμβοι είναι άοπλοι και δεν γίνεται ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας ή κόμβου.

4. δεκαετία του '80

Την δεκαετία του '80 τα κτίρια ακολουθούν την μορφολογία των κτιρίων του '70, με συνήθη ύπαρξη ανοικτού ισογείου ορόφου με χρήση πιλοτίς ή καταστήματος. Συχνή είναι και η κατασκευή πυρήνα ανελκυστήρα και περιμετρικών διατημητικών τοιχωμάτων. Σημαντική εξέλιξη αποτελεί ο ικανοτικός σχεδιασμός κόμβου (εκτός των 2 ανώτερων ορόφων) στη περίπτωση μη διάταξης διατημητικών τοιχωμάτων, καθώς τα κτίρια αυτά είναι σχεδιασμένα με τα πρόσθετα άρθρα του 1984. Επιπλέον, οι κρίσιμες ζώνες των στοιχείων είναι πλέον πυκνότερα οπλισμένες, οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων συνεχίζουν στους κόμβους, και τα άκρα των τοιχωμάτων διαμορφώνονται ως υποστυλώματα. Παρατηρείται επίσης αύξηση των διαστάσεων των διατομών των μελών του φέροντος οργανισμού.

5. σύγχρονα κτίρια (μετά το 1995)

Από τα μέσα της δεκαετία του '90, τα κτίρια σχεδιάζονται με κανονισμούς με σύγχρονες αντιλήψεις περί πλαστικής συμπεριφοράς, αποφυγής ψαθυρής αστοχίας και κανόνες λεπτομερειών όπλισης για περίσφιξη. Τα κτίρια αυτής της περιόδου χαρακτηρίζονται από μεγάλα ανοίγματα και συνήθως ανοικτό ισόγειο (πιλοτίς), διατάσσονται δε σε αυτά, εν γένει, ικανά διατημητικά τοιχώματα.

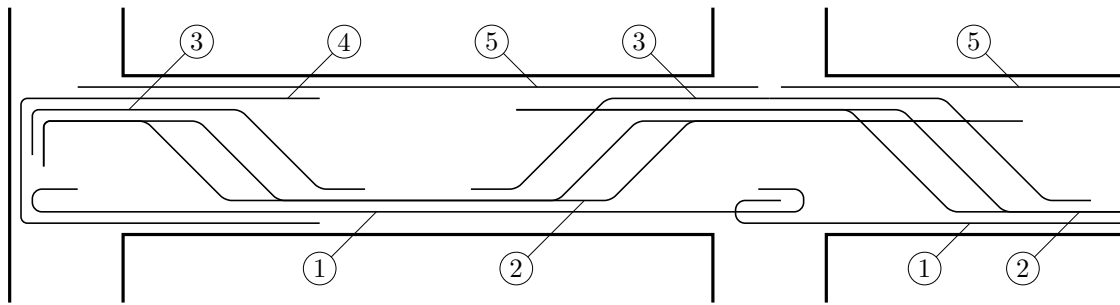
2.5 Λεπτομέρειες όπλισης δοκών

Στις δοκούς των κτιρίων που έχουν μελετηθεί πριν τον ΝΕΑΚ, οι μισές συν μία ράβδοι του οπλισμού του ανοίγματος κάμπτονται προς τα πάνω κοντά στις στηρίξεις, λειτουργώντας ως οπλισμός διάτμησης, και αγκυρώνονται στις ακραίες στηρίξεις ή συνεχίζουν εντός του επόμενου ανοίγματος, λειτουργώντας ως άνω οπλισμός κάμψης.

Οι υπόλοιπες ράβδοι του οπλισμού του ανοίγματος παραμένουν ευθύγραμμες μέχρι τις στηρίξεις, όπου τερματίζουν με αναβολέα (φουρκέτα) στην περίπτωση κατηγορίας χάλυβα S220 ή ευθύγραμμα στην περίπτωση κατηγορίας χάλυβα S400. Στα περιμετρικά πλαίσια οι κάτω οπλισμοί επεκτείνονται ενίοτε εντός του επόμενου ανοίγματος.

Στο παρακάτω σκίτσο 2.2 παρουσιάζεται η τυπική όπλιση των δοκών των εσωτερικών πλαισίων των κτιρίων μέχρι την εισαγωγή του ΝΕΑΚ, με αρίθμηση των ράβδων οπλισμού ως εξής:

- ① ευθύγραμμος κάτω οπλισμός
- ② σπαστός οπλισμός
- ③ πρόσθετος άνω οπλισμός
- ④ “αντισεισμικός” οπλισμός (φουρκέτα)
- ⑤ άνω οπλισμός μοντάζ

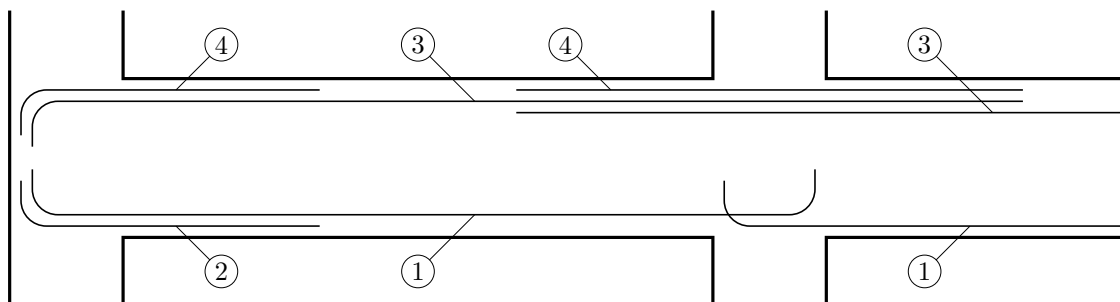


Σχήμα 2.2: Τυπική όπλιση εσωτερικών δοκών σε κτίρια κατασκευασμένα με παλιούς κανονισμούς

Με την εισαγωγή των ΝΕΚΩΣ και ΝΕΑΚ, οι “σπαστές” ράβδοι καταργούνται και οι κύριοι οπλισμοί των δοκών είναι ευθύγραμμοι και καλά αγκυρωμένοι στις στηρίξεις.

Στο παρακάτω σκίτσο 2.3 παρουσιάζεται η τυπική όπλιση των δοκών στα σύγχρονα κτίρια, με αρίθμηση των ράβδων οπλισμού ως εξής:

- ① κάτω οπλισμός
- ② πρόσθετος κάτω οπλισμός
- ③ άνω οπλισμός
- ④ πρόσθετος άνω οπλισμός



Σχήμα 2.3: Τυπική όπλιση δοκών σε κτίρια κατασκευασμένα με νέους κανονισμούς

3. Σεισμική απόκριση κατασκευών

3.1 Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης

Σύμφωνα με [Ρεπάπης 2007], η βασική ιδέα των μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ του μεγέθους της “απαίτησης” το οποίο επιβάλλεται από τον σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους της “ικανότητας” αντίστασης της κατασκευής.

Μέθοδος δυνάμεων

Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού ορίζουν την απαίτηση και την ικανότητα σε όρους δυνάμεων, πχ τέμνουσα βάσης.

Στους πρώτους αντισεισμικούς κανονισμούς, θεωρούταν ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις παράγουν δυνάμεις ανάλογες με την μάζα της κατασκευής. Με την πάροδο των χρόνων, έγινε κατανοητό ότι η σεισμική απαίτηση είναι ανάλογη και της δυσκαμψίας της κατασκευής. Επιπλέον, αναγνωρίστηκε ότι ορισμένα δομικά συστήματα συμπεριφέρονται καλύτερα, με συνέπεια την μείωση των σεισμικών απαιτήσεων βάσει των χαρακτηριστικών τους, πχ μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Για τα κτίρια από σκυρόδεμα που μελετήθηκαν πριν από την δεκαετία του '80, η βασική φόρτιση ήταν τα κατακόρυφα φορτία, ενώ τα μεγέθη των σεισμικών φορτίων ήταν μικρά. Επιπλέον, στις παλαιότερες κατασκευές δεν ικανοποιούνται βασικές αρχές και κριτήρια σχεδιασμού ώστε να εξασφαλίζεται ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά, δηλαδή επαρκής φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα.

Τα παλιότερα κτίρια έχουν κατασκευαστεί με ανεπαρκείς λεπτομέρειες όπλισης, όπως μικρό μήκος παράθεσης οπλισμών στα υποστυλώματα, ανεπαρκή αγκύρωση του κάτω οπλισμού των δοκών στις στηρίξεις, καθώς και ανεπαρκή οπλισμό διάτμησης στα κύρια αντισεισμικά στοιχεία και τους κόμβους. Συνεπώς, τα υποστυλώματα των κτιρίων αυτών είναι ευαίσθητα σε φαθυρή αστοχία, γεγονός το οποίο ενδέχεται να οδηγήσει ακόμα και σε ολική κατάρρευση της κατασκευής κατά την διάρκεια μίας ισχυρής σεισμικής διέγερσης.

Στους σύγχρονους κανονισμούς, μετά το 1985, επιβάλλεται ικανοτικός σχεδιασμός για την αποφυγή φαθυρών μορφών αστοχίας και την δημιουργία μηχανισμού ορόφου. Η διατμητική αστοχία έπεται της καμπτικής αστοχίας των μελών μέσω κατάλληλης αύξησης της διατμητικής αντοχής. Επιπλέον, επιλέγονται οι θέσεις πιθανής εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων στον φέροντα οργανισμό μέσω κατάλληλης υπερδιαστασιολόγησης των υπολοίπων περιοχών.

Μέθοδος μετακινήσεων

Οι πλέον σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και αποτίμησης ορίζουν την απαίτηση και την ικανότητα σε όρους μετακινήσεων, που είναι πλησιέστερη προς την πραγματικότητα από τη συνήθως εφαρμοζόμενη μέθοδο των δυνάμεων.

Αυτό συμβαίνει επειδή κατά την σεισμική διέγερση οι κατασκευές υποβάλλονται σε μετακινήσεις στην βάση τους, οι οποίες δημιουργούν παραμορφώσεις στα μέλη της κατασκευής και συνεπώς ένταση. Η ικανότητα παραμόρφωσης των μελών μπορεί να εκτιμηθεί για δεδομένα υλικά, διαστάσεις και οπλισμό, με αντίστοιχο τρόπο όπως η αντοχή έναντι έντασης. Επιπλέον, η μέθοδος των μετακινήσεων ακολουθεί το φυσικό προσομοίωμα, καθώς γίνεται ελαστοπλαστική ανάλυση, σε συνδυασμό με την απόκριση του μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Η μέθοδος των μετακινήσεων προτείνεται κυρίως για την σεισμική αποτίμηση των υφισταμένων κατασκευών. Οι σύγχρονοι κανονισμοί υιοθετούν την ιδέα των σταθμών επιτελεστικότητας, μέσω των οποίων είναι δυνατή η επιλογή διαφορετικής επιθυμητής συμπεριφοράς του κτιρίου ανάλογα με την ηλικία και την σπουδαιότητά του.

Επίσης, λαμβάνουν υπόψη τους δευτερεύοντα στοιχεία αντίστασης και απορρόφησης ενέργειας, όπως οι τοιχοπληρώσεις και η ανακατανομή των δυνάμεων εξαιτίας της μη-γραμμικότητας. Επιπλέον, επιτρέπουν την ανάπτυξη μεγάλων μόνιμων παραμορφώσεων στα μέλη του φέροντος οργανισμού, αρκεί να διατηρούν την φέρουσα ικανότητα τους, αναγνωρίζοντας την ανελαστική ικανότητα της κατασκευής στην απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας μέσω της πλαστιμότητας.

Ανάλυση χρονοϊστορίας στους κανονισμούς

Στον **EAK2000** επιτρέπεται η χρήση πραγματικών ή συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων υπό προϋποθέσεις συμπληρωματικά προς τις γραμμικές μεθόδους (Παράρτημα Α' και §3.1.2). Τονίζεται δε ότι η προκύπτουσα απόκριση είναι εξαιρετικά ευαίσθητη σε μικρές μεταβολές των βασικών παραμέτρων του συστήματος (διέγερση, μάζα, δυσκαμψία, απόσβεση) και ότι απαιτείται προσεκτική προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς των πλαστικοποιούμενων περιοχών.

Στον **KANEΠΕ** προτείνονται οι εξής μέθοδοι ανάλυσης:

- α'. ελαστική στατική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q ή τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m
- β'. ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q ή τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m
- γ'. ανελαστική στατική ανάλυση (Static Pushover Analysis)
- δ'. ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Σύμφωνα με την §3.2.3.1 του **EC8-1** η σεισμική κίνηση μπορεί να προσομοιωθεί σε όρους χρονοϊστοριών

εδαφικής επιτάχυνσης. Επιτρέπεται η χρήση πραγματικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφήματων, με κλιμάκωση των τιμών τους για προσαρμογή στην τιμή του $a_g \cdot S$. Επιπλέον στην §4.3.3.4.3 σημειώνεται ότι πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων και η απόδοση ενέργειας υπό κύκλους αποφόρτισης-επαναφόρτισης.

3.2 Δυναμική επαυξητική μέθοδος

Η δυναμική επαυξητική μέθοδος (Incremental Dynamic Analysis IDA) είναι μια σύγχρονη μέθοδος αποτίμησης της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής η οποία συνδυάζει τις έννοιες της απαίτησης και ικανότητας. Αποτελείται από μια σειρά μη-γραμμικών αναλύσεων υπό αυξανόμενης έντασης επιταχυνσιογραφήματα. Η ανάλυση των αποτελεσμάτων της IDA μπορεί να μας δώσει καλύτερη κατανόηση της συσχέτισης της απαίτησης μιας σεισμικής διέγερσης από μια κατασκευή σε σχέση τόσο με το επίπεδο της έντασης όσο και με την μεταβολή της, καθώς και την δυνατότητα εκτίμησης των συνεπειών διεγέρσεων πολύ μεγάλης έντασης.

Σύμφωνα με [Vamvatsikos και Cornell 2002], η διαδικασία της IDA περιλαμβάνει την υποβολή του προσομοιώματος σε ένα επιταχυνσιογράφημα με κλιμακούμενα επίπεδα έντασης, παράγοντας έτσι μία καμπύλη απόκρισης παραμετροποιημένη έναντι της έντασης του επιταχυνσιογραφήματος (καμπύλη IDA). Η γενίκευση των αποτελεσμάτων της καμπύλης IDA, η οποία αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο κτίριο και σεισμική διέγερση, γίνεται εφικτή με την στατιστική επεξεργασία ενός ικανού αριθμού επιταχυνσιογραφήματων. Πρέπει να σημειωθεί ότι η στατιστική επεξεργασία ενός αριθμού καμπύλων IDA έχει ιδιαιτερότητες, καθώς οι καμπύλες συχνά χαρακτηρίζονται από μη-μονοτονική συμπεριφορά, ασυνέχειες, “κράτυνση”, ακόμη και “ανάσταση” μετά από κατάρρευση του προσομοιώματος.

Η διαδικασία κατασκευής μιας καμπύλης IDA είναι η εξής:

Αρχικά, επιλέγεται το μέγεθος της έντασης το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την μονοτονική κλιμάκωση του επιταχυνσιογραφήματος.

Συνήθη μεγέθη είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration PGA), η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity PGV), η φασματική επιτάχυνση της κυρίαρχης ιδιοπεριόδου της κατασκευής για απόσβεση 5% $Sa(T_1, 5\%)$ και ο λόγος του συντελεστή κλιμάκωσης του επιταχυνσιογραφήματος προς τον συντελεστή κλιμάκωσης στον οποίο έχουμε την 1η διαρροή ενός μέλους της κατασκευής $R = \lambda/\lambda_{yield}$.

Στην συνέχεια, για κάθε τιμή της έντασης της εδαφικής διέγερσης, η κατασκευή υποβάλλεται σε μη-γραμμική εν χρόνω ανάλυση και αποθηκεύεται η τιμή ενός αριθμού παραμέτρων απόκρισης του συστήματος.

Συγκεκριμένα, στο πρώτο βήμα σμικρύνεται η ένταση της εδαφικής διέγερσης σε τιμή ώστε η απόκριση της κατασκευής σε μη-γραμμική εν χρόνω ανάλυση να είναι ελαστική. Ακολούθως, η ένταση της εδαφικής

διέγερσης αυξάνεται σταδιακά, πραγματοποιείται μη-γραμμική δυναμική ανάλυση και καταγράφεται η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι ένα προκαθορισμένο επίπεδο έντασης ή απόκρισης. Η διαδικασία μεγέθυνσης επιλέγεται έτσι ώστε να υπάρχει ένας επαρκής αριθμός σημείων για την παραγωγή της καμπύλης της IDA. Επιπλέον γίνεται πυκνωση των σημείων έντασης για τον ακριβή καθορισμό των σημείων 1ης διαρροής και 1ης αστοχίας.

Σε κάθε τιμή της έντασης ελέγχεται η υπέρβαση ενός αριθμού κριτηρίων αστοχίας, που αφορούν είτε την αντοχή μεμονωμένων μελών (τοπικά κριτήρια) είτε την ευστάθεια της ίδιας της κατασκευής (καθολικά κριτήρια).

Σύμφωνα με [Ρεπάπης 2007], συνηθέστερες παράμετροι απόκρισης είναι η μέγιστη μετακίνηση οροφής, οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ή επιταχύνσεις των ορόφων, η μέγιστη τέμνουσα βάσης του κτιρίου, η τέμνουσα βάσης την στιγμή της μέγιστης μετακίνησης και οι μέγιστες στροφές στα άκρα των μελών.

Οι μέγιστες τιμές των μεταβλητών απόκρισης κάθε βήματος της IDA σχεδιάζονται έναντι της έντασης του επιταχυνσιογραφήματος στο ίδιο διάγραμμα για να παραχθεί μία δυναμική καμπύλη αντίστασης (καμπύλη IDA). Το γράφημα αυτό είναι παρόμοιο με την καμπύλη αντίστασης της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης, με την διαφορά ότι τα σημεία της καμπύλης αντιστοιχούν στις μέγιστες αποκρίσεις μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης για το εκάστοτε επίπεδο έντασης του επιταχυνσιογραφήματος.

Πρέπει να τονιστεί ότι η IDA αναφέρεται αποκλειστικά στο εκάστοτε ζεύγος κατασκευής-επιταχυνσιογραφήματος, καθώς οι αποκρίσεις ενός φορέα μπορεί να παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές ανάλογα με την εδαφική διέγερση, από σταδιακά μειούμενη απόκριση έως μη-μονοτονική συμπεριφορά.

Η μη-μονοτονική συμπεριφορά ενός κτιρίου αντιστοιχεί σε καμπύλη IDA αποτελούμενη από διαδοχικά τμήματα τα οποία παρουσιάζουν “κράτυνηση” και “άμβλυση”, δημιουργώντας “νησίδες ασφαλείας” ή ακόμα και επαναφορά (“ανάσταση”) μετά από δυναμική κατάρρευση του προσομοιώματος. Η ύπαρξη “νησίδων ασφαλείας” σημαίνει ότι η κατασκευή υπόκειται άλλοτε σε αύξηση του ρυθμού συσσώρευσης του μεγέθους απόκρισης και άλλοτε σε μείωση του ρυθμού αυτού, σε βαθμό που να μπορεί να σταματήσει η συσσώρευση του μεγέθους απόκρισης ή ακόμη και να αντιστραφεί. Επιπλέον, εξηγεί το γεγονός της αντοχής των κατασκευών σε σεισμικές διεγέρσεις μεγαλύτερης έντασης από την εκτιμώμενη ένταση αντοχής. Ακραία περίπτωση του παραπάνω φαινομένου είναι η “ανάσταση” της καμπύλης IDA, δηλαδή η ύπαρξη σημείων της καμπύλης σε εντάσεις μεγαλύτερες από μια ένταση δυναμικής αστάθειας του προσομοιώματος.

Σε ό,τι αφορά τον ορισμό των καταστάσεων αστοχίας της κατασκευής με βάση την καμπύλη IDA, υπάρχουν δύο προσεγγίσεις.

Η πρώτη είναι η συνήθης πρακτική του ορισμού μιας τιμής του μεγέθους της απόκρισης ως τιμής αστοχίας, οπότε η κατασκευή θεωρείται ότι αστοχεί όταν το μέγεθος απόκρισης υπερβεί την τιμή αυτή. Στην περίπτωση

ύπαρξης “νησίδων ασφαλείας” υπάρχει το πρόβλημα της μη-μονότιμης αντιστοιχίας της τιμής της απόκρισης αστοχίας με την ένταση του επιταχυνσιογραφήματος, της ύπαρξης δηλαδή μεγαλύτερων τιμών της έντασης από την 1η αστοχία, στις οποίες το προσομοίωμα δεν αστοχεί. Η συνήθης πρακτική ορίζει την τιμή της αστοχίας ως την μικρότερη τιμή της έντασης, προς την πλευρά της ασφαλείας

Η δεύτερη προσέγγιση ορίζει ως τιμή αστοχίας την μεγαλύτερη τιμή της έντασης πέραν της οποίας η καμπύλη IDA έχει κλάδο μικρής κλίσης (πχ 20%) μέχρι το σημείο δυναμικής κατάρρευσης. Η καμπύλη IDA χωρίζεται με αυτό τον τρόπο σε δύο τμήματα, ένα μη-κατάρρευσης και ένα κατάρρευσης.

Η πρώτη προσέγγιση έχει το πλεονέκτημα της απλότητας στην εφαρμογή της και την δυνατότητα ορισμού σταθμών επιτελεστικότητας διαφορετικών της κατάρρευσης. Είναι όμως πολύ συντηρητική στην εκτίμηση της έντασης αστοχίας, αφού λαμβάνει υπόψιν της την μικρότερη τιμή της. Από την άλλη, η δεύτερη προσέγγιση καθορίζει μονοσήμαντα την περιοχή αστοχίας στην μεγαλύτερη τιμή έντασης. Τα μειονεκτήματά της είναι η δυσκολία ορισμού του σημείου αστοχίας, η ταύτιση της αστοχίας με την κατάρρευση, και το γεγονός ότι δεν μπορεί να οριστεί καθολικά, αλλά πρέπει να καθορίζεται για κάθε καμπύλη IDA ξεχωριστά.

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι σύμφωνα με [Vamvatsikos και Fragiadakis 2010], η προσομοίωση της σύνδεσης των άκρων των δοκών στους κόμβους είναι σημαντικός παράγοντας στο μέγεθος της διασποράς των αποτελεσμάτων γύρω από τις “μέσες καμπύλες” της IDA, τις καμπύλες δηλαδή που προκύπτουν από τις μέσες τιμές των αποτελεσμάτων των IDAs ενός αριθμού επιταχυνσιογραφημάτων. Επιπλέον, αποδεικνύεται ότι η χρήση μέσων τιμών στις παραμέτρους του προσομοιώματος δεν παράγει μέση καμπύλη απαίτησης-απόκρισης· η διαφορά είναι όμως μικρή.

3.3 Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης

Σύμφωνα με την §2.1(1)P του EC8-1, η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης ενός επιπέδου σεισμικής δράσης σε T_L έτη (P_R), σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς του (T_R), με την σχέση $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$.

Συνεπώς, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A (a_{gR}), αντιστοιχεί σε τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς της σεισμικής δράσης για την οριακή κατάσταση “Σημαντικών Βλαβών” (SD) για κατασκευές σπουδαιότητας S4 με διάρκεια ζωής $T_{LR} = 50$ έτη, ίση με $T_{SDR} = 475$ έτη, ή σε τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης κατά την διάρκεια ζωής της κατασκευής ίση με $P_{SDR} = 10\%$.

Ομοίως για την οριακή κατάσταση “Περιορισμού Βλαβών” (DL) έχουμε $T_{DLR} = 2475$ έτη ή $P_{SDR} = 2\%$, και για την οριακή κατάσταση “Οιονεί Κατάρρευσης (NC)” $T_{NCR} = 224$ έτη ή $P_{NCR} = 20\%$, σύμφωνα με την §2.1(3)P του EC8-3 (βλέπε πίνακα 3.1).

Στην §2.2.1 του ΚΑΝΕΠΕ, για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας με διάρκεια ζωής 50 έτη, δίνεται η

δυνατότητα επιλογής σεισμικής δράσης με “ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την διάρκεια ζωής του κτιρίου” ίση με 10%, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 έτη, ή με πιθανότητα υπέρβασης 50% και αντίστοιχο σεισμό με περίοδο επαναφοράς 70 έτη, όπως παρουσιάζονται παρακάτω στον πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.1: Αντιστοιχία οριακής κατάστασης κατά EC8 με πιθανότητα υπέρβασης και περίοδο επαναφοράς σεισμικής δράσης, και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

οριακή κατάσταση (EC8)	P_{LR} (%)	T_{LR} (έτη)	a_g
Περιορισμού Βλαβών (DL)	2	2475	$1.71 \cdot a_{gR}$
Σημαντικών Βλαβών (SD)	10	475	a_{gR}
Οιονεί Κατάρρευσης (NC)	20	225	$0.79 \cdot a_{gR}$

Πίνακας 3.2: Αντιστοιχία πιθανότητας υπέρβασης με περίοδο επαναφοράς σεισμικής δράσης κατά ΚΑΝΕΠΕ

πιθανότητα υπέρβασης (%)	περίοδος επαναφοράς (έτη)
10	475
50	70

Σύμφωνα με την §2.1(4) του EC8-1, το ετήσιο ποσοστό υπέρβασης (H) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς (a_{gR}) είναι αντιστρόφως ανάλογο της 3ης (εν γένει) δύναμής της: $H(a_{gR}) \propto a_{gR}^{-3}$.

Συνεπώς, η τιμή του συντελεστή που πολλαπλασιάζει τη σεισμική δράση αναφοράς a_g για να επιτευχθεί η ίδια πιθανότητα υπέρβασης P_L σε T_L έτη, όπως στα T_{LR} έτη (για τα οποία καθορίζεται η σεισμική δράση αναφοράς a_{gR} και στα οποία αντιστοιχεί η πιθανότητα υπέρβασης P_{LR}), μπορεί να υπολογιστεί ως $\propto (T_{LR}/T_L)^{-1/3}$.

Ισοδύναμα, η τιμή του συντελεστή που πρέπει να πολλαπλασιάσει τη σεισμική δράση αναφοράς a_g για να επιτευχθεί μια τιμή της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης P_L σε T_L έτη, διαφορετική από την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης P_{LR} κατά τη διάρκεια των ίδιων ετών T_L , μπορεί να θεωρηθεί ανάλογη του $(P_L/P_{LR})^{-1/3}$: $a_g = a_{gR} (P_L/P_{LR})^{-1/3}$.

Τελικά, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) κάθε βήματος της IDA αντιστοιχίζεται σε πιθανότητα υπέρβασης P_L μέσω της σχέσης:

$$P_L(\text{PGA}) = P_{LR} (\text{PGA}/a_{gR})^{-3} \quad (3.1)$$

όπου $P_{LR} = 10\%$ η πιθανότητα υπέρβασης αναφοράς της σεισμικής δράσης.

3.4 Παλμοί κατευθυντικότητας

Σύμφωνα με [Mimoglou, Psycharis και Taflampas 2014], έχουν παρατηρηθεί σημαντικοί παλμοί ταχύτητας στις χρονοϊστορίες εδαφικών διεγέρσεων. Οι παλμοί αυτοί ενισχύουν τη συνεκτική συνιστώσα των εδαφικών κινήσεων μακράς περιόδου και είναι εμφανείς στις χρονοϊστορίες της ταχύτητας και της μετακίνησης, καθώς και στα σχετικά φάσματα απόκρισης.

Θα πρέπει να επισημανθεί ότι αν και η πλειοψηφία των καταγραφών που μοιάζουν με παλμούς, όντως περιέχουν παλμούς που αποδίδονται σε επιδράσεις κοντινού πλήγματος (παλμοί κατευθυντικότητας), σημαντικοί παλμοί μπορούν επίσης να παραχθούν από άλλους λόγους. Σημειώνεται επίσης ότι δεν περιέχουν όλες οι καταγραφές κοντινού πεδίου παλμούς κατευθυντικότητας.

Στην παραπάνω δημοσίευση προτείνεται η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος T_p μιας διέγερσης κοντινού πεδίου που προσομοιάζει διέγερση παλμικού πλήγματος, να υπολογίζεται ως η μέγιστη τιμή του γινομένου των φασμάτων απόκρισης ταχύτητας SV και μετακίνησης SD για ιξώδη απόσβεση 5%, βελτιώνοντας την συνήθη πρακτική να χρησιμοποιείται η μέγιστη τιμή του φάσματος απόκρισης ψευδοταχύτητας για απόσβεση 5%.

Επιπλέον, σύμφωνα με [Kardoutsou, Taflampas και Psycharis 2017], οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με χρήση μονοβαθμίων ταλαντωτών με ιδιοπερίοδο ίση με το ήμισυ της κυρίαρχης ιδιοπεριόδου των παλμών T_p , δείχνουν ότι οι καταγραφές που χαρακτηρίζονται ως παλμικές παράγουν, εν γένει, ανελαστικές μετακινήσεις μεγαλύτερες από τις ελαστικές. Αντίθετα, ο κανόνας ίσων μετακινήσεων ισχύει γενικά για καταγραφές που χαρακτηρίζονται ως μη-παλμικές.

4. Κριτήρια αστοχίας

Η ικανότητα αντίστασης (αντοχή) των κτιρίων στις σεισμικές δράσεις εκτιμάται βάσει ορισμένων κριτηρίων αστοχίας. Ως αστοχία του φορέα θεωρείται η υπέρβαση ενός κριτηρίου, χωρίς η υπέρβαση αυτή να σημαίνει κατάρρευση του φορέα. Ο έλεγχος επάρκειας εκτελείται σε κάθε βήμα της δυναμικής ανάλυσης. Η μετακίνηση της οροφής του κτιρίου στο βήμα που παρουσιάζεται η 1η αστοχία θεωρείται ως μετακίνηση αστοχίας.

Τα κριτήρια αστοχίας χωρίζονται σε τοπικά, όταν αφορούν την ικανότητα παραμόρφωσης ενός μέλους του φορέα, και σε καθολικά, όταν αφορούν την συμβατική οριακή ικανότητα παραμόρφωσης του ίδιου του φορέα. Συνήθη τοπικά κριτήρια αστοχίας αποτελούν η υπέρβαση της ικανότητας πλαστικής στρωφής της κρίσιμης ζώνης υποστυλώματος, τοιχώματος ή δοκού, η υπέρβαση της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος, τοιχώματος, δοκού ή κόμβου και η υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πλήρωσης. Συνήθη καθολικά κριτήρια αστοχίας θεωρούνται η υπέρβαση μιας μέγιστης ανεκτής σχετικής μετακίνησης ορόφων και η μείωση της οριζόντιας αντίστασης του φορέα κάτω του 85% της μέγιστης τιμής της τελευταίας.

Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν υπόψιν η υπέρβαση της ικανότητας πλαστικής στρωφής κατά EC8-3 ενός άκρου υποστυλώματος (σχέση 4.1), η υπέρβαση της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος κατά ΕΚΩΣ2000 (σχέση 4.3) και η υπέρβαση της μέγιστης ανεκτής σχετικής μετακίνησης ορόφων. Δεν λήφθηκαν υπόψιν οι υπερβάσεις πλαστικής στρωφής ή διατμητικής αντοχής των δοκών ή η υπέρβαση της διατμητικής αντοχής των κόμβων.

4.1 Ικανότητα πλαστικής στρωφής

Το κριτήριο αναφέρεται στην υπέρβαση της ικανότητας πλαστικής στρωφής θ_{um}^{pl} στις κρίσιμες ζώνες των υποστυλωμάτων και των δοκών. Σύμφωνα με τον EC8-3, η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων ορίζεται σε όρους στρωφής χορδής. Ως στρωφή χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα στο υπό διαρροή άκρο και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του σημείου μηδενισμού των ροπών. Είναι δε ίση με τον λόγο της σχετικής παραμόρφωσης του στοιχείου δια του ανοίγματος διάτμησης.

EC8-3

Τα όρια πλαστικής στρωφής για την οριακή κατάσταση “Οιονεί κατάρρευσης” (NC) δίνονται από τον EC8-3 στην σχέση A.1 της §A.3.2.2(2). Η τιμή του πλαστικού μέρους της ικανότητας στρωφής της χορδής μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.0145 \cdot 0.25^{\nu} \cdot \left(\frac{\max\{0.01; \omega'\}}{\max\{0.01; \omega\}} \right)^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot \left(\frac{LV}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \rho_{sx} f_{yw} / f_c} \cdot 1.275^{100 \rho_d} \quad (4.1)$$

όπου:

$\gamma_{el} = 1.8$ για τα κύρια σεισμικά στοιχεία

$\nu = \frac{N}{bh f_c}$ το ανηγμένο αξονικό φορτίο

N η αξονική δύναμη (θετική για θλίψη)

b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης

h το ύψος της διατομής

f_c η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος σε MPa

ω & $\omega' = \frac{A_s f_y}{bh f_c}$ το μηχανικό ποσοστό του εφελκόμενου και του θλιβόμενου* οπλισμού αντίστοιχα, συμπεριλαμβανομένου του οπλισμού κορμού

$L_V = \frac{M}{V}$ ο λόγος ροπής προς διάτμηση στην ακραία διατομή

α ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης

$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$ το γεωμετρικό ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στην διεύθυνση x της φόρτισης

s_h η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

f_{yw} η μέση τιμή της αντοχής διαρροής των συνδετήρων σε MPa

ρ_d το γεωμετρικό ποσοστό του διαγώνιου οπλισμού

Οι τιμές που προκύπτουν από την παραπάνω σχέση πολλαπλασιάζονται με τον μειωτικό συντελεστή 0.85 για μέλη με νευροχάλυβες χωρίς τις διαμορφώσεις λεπτομερειών που προβλέπονται για αντοχή σε σεισμούς, δηλαδή σε κτίρια σχεδιασμένα πριν τα πρόσθετα άρθρα του 1984 στην Ελλάδα. Επίσης, οι τιμές που προκύπτουν από την σχέση αυτή πολλαπλασιάζονται με τον μειωτικό συντελεστή 0.375 για μέλη με λείους διαμήκεις χάλυβες σε άκρα στοιχείων με παράθεση ράβδων με μήκος $15\varnothing$ και διαμορφωμένα άγκιστρα.

KANEΠE

Τα αντίστοιχα όρια πλαστικής στροφής που δίνει ο KANEΠE στην σχέση Σ.11β της §7.2.4.1.β για την μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δίνονται από τον τύπο:

$$\theta_{um}^{pl} = 0.0145 \cdot 0.25^\nu \cdot \left(\frac{\max\{0.01; \omega'\}}{\max\{0.01; \omega - \omega'\}} \right)^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25^{\alpha \rho_s f_{yw}/f_c} \cdot 1.275^{100\rho_d} \quad (4.2)$$

όπου:

$\nu = \frac{N}{bh f_c}$ το ανηγμένο αξονικό φορτίο

ω & $\omega' = \frac{A_s f_y}{bh f_c}$ το μηχανικό ποσοστό του συνολικού και του θλιβόμενου† οπλισμού αντίστοιχα

*Ως μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού ω' στον πόδα των υποστυλωμάτων όπου υπάρχει παράθεση των ευθύγραμμων άκρων των ράβδων σε μήκος l_o , χρησιμοποιείται το διπλάσιο του εκτός παράθεσης ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού, και εάν $l_o < l_{ou,min}$ η σχέση 4.1 πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή $l_o/l_{ou,min}$.

†Ως μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού ω' στον πόδα των υποστυλωμάτων όπου υπάρχει παράθεση των ευθύγραμμων άκρων των ράβδων σε μήκος l_b , χρησιμοποιείται το διπλάσιο του εκτός παράθεσης θλιβόμενου οπλισμού και η εξίσωση 4.2 πολλαπλασιάζεται με τον λόγο $l_b/l_{bu,min}$.

$\alpha_s = \frac{M}{Vh}$ ο λόγος διάτμησης

$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b_w s_h}$ το γεωμετρικό ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στην διεύθυνση της φόρτισης
 ρ_d το γεωμετρικό ποσοστό του δισδιαγώνιου οπλισμού

Οι τιμές που προκύπτουν από την παραπάνω σχέση διααιρούνται με συντελεστή 1.2 για νευροχάλυβες σε κτίρια σχεδιασμένα προ του 1985 και με τον συντελεστή 0.95/1.2 για λείους χάλυβες. Αξίζει να αναφερθεί ότι η σχέση αυτή είναι τροποποιημένη σε σχέση με την προηγούμενη έκδοση του κανονισμού και ότι ο έλεγχος ασφαλείας με την πλήρη τιμή της θ_{um}^{pl} αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας “Οιονεί κατάφραση”.

Στην εργασία αυτή ο έλεγχος επάρκειας έγινε κατά EC8-3 και δεν έχουν ληφθεί υπόψιν οι υπερβάσεις στις δοκούς. Ως αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων λήφθηκε απλοποιητικά το αξονικό φορτίο από την κατακόρυφη φόρτιση του σεισμικού σχεδιασμού (G+0.3Q). Επίσης, ο λόγος διάτμησης λήφθηκε ίσος με το μισό του καθαρού ύψους του υποστυλώματος διαιρεμένο με την διάστασή του h .

4.2 Διατμητική αντοχή

Επόμενο κριτήριο αστοχίας είναι η υπέρβαση της διατμητικής αντοχής V_{Rd3} των υποστυλωμάτων κατά ΕΚΩΣ2000 από τη σχέση 11.6 της §11.2.2.β:

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \quad (4.3)$$

όπου:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.90 d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (\text{σχέση 11.11 της §11.2.3.2α})$$

$$V_{cd} = 0.90 V_{Rd1} \quad (\text{σχέση 11.16 της §11.2.3.2β.ii για υποστυλώματα σε σεισμό})$$

$$V_{Rd1} = (\tau_{Rd} k (1.20 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{σχέση 11.2 της §11.1.2.1})$$

4.3 Σχετική μετακίνηση ορόφων

Το κριτήριο αστοχίας αυτό αφορά την υπέρβαση μιας συμβατικής τιμής της σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων, για εξασφάλιση από σημαντικές αστοχίες φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων, και σημαντικά φαινόμενα P-Δ. Η τιμή αυτή είναι 1.25% για τα μη συμβατά κτίρια (πριν τον ΝΕΑΚ) και 2.50% για τα συμβατά [Repapis, Vintzileou και Zeris 2006].

5. Λογισμικό

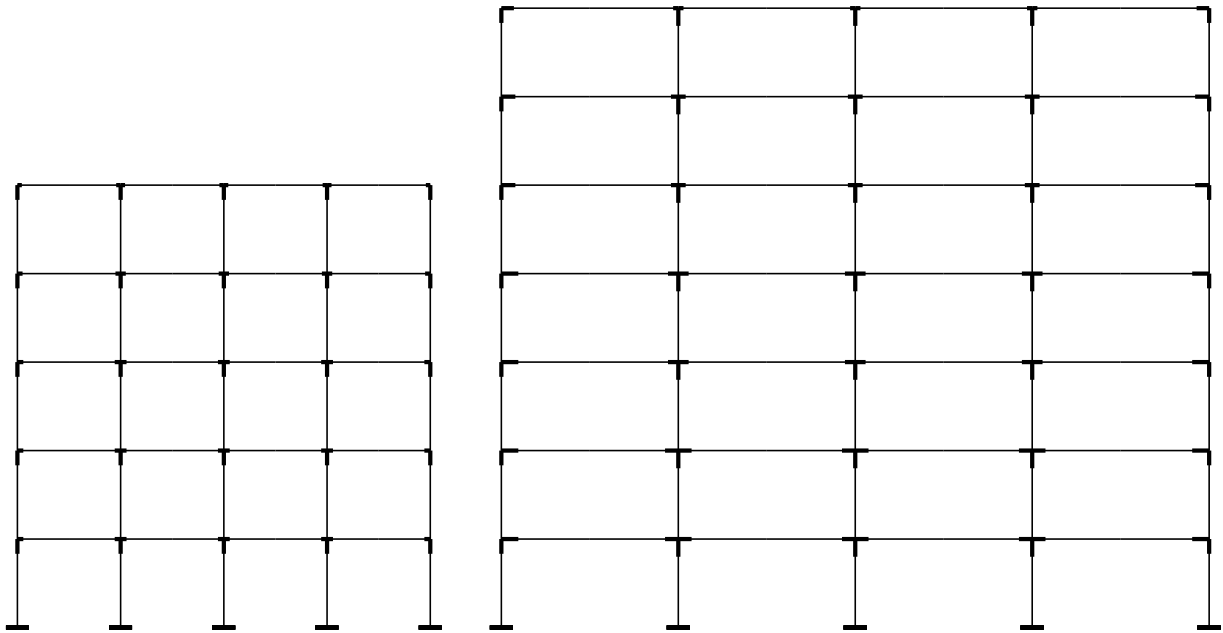
Οι αναλύσεις με την δυναμική επαυξητική μέθοδο (IDA) πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό DrainExplorer για τα 6 ζεύγη κτιρίου (K60AEC8, K70A59 και K80A84) – είδους σεισμικής διέγερσης (μακρινού ή κοντινού πεδίου). Το DrainExplorer καλεί το πρόγραμμα Drain-2DX για να εκτελέσει την δυναμική ανάλυση που αντιστοιχεί στο ελάχιστο ποσοστό της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (Peak Ground Acceleration PGA) της διέγερσης. Επεξεργαστήκαμε τα αποτελέσματα του DrainExplorer με το λογισμικό MATLAB για την δημιουργία των γραφημάτων της παρούσας εργασίας. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 444 IDAs, οι οποίες αντιστοιχούν σε 5431 δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις.

5.1 Drain-2DX

Οι δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις των κτιρίων για κάθε διέγερση και κάθε τιμή έντασης πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα Drain-2DX των Allahabadi και Powell.

Ο φέρων οργανισμός των κτιρίων προσομοιώθηκε με επίπεδα πλαίσια (βλέπε σχήμα 5.1), με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο. Η οριζόντια μετακίνηση των κόμβων των διαφραγμάτων δεσμεύτηκε να είναι κοινή. Για την προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε το στοιχείο “Element Type 02”, το οποίο έχει διγραμμική συμπεριφορά και συγκεντρωμένη ανελαστική παραμόρφωση στα άκρα του. Η μείωση της αντοχής λόγω της ανακύκλωσης δεν λήφθηκε υπόψιν, λόγω αδυναμίας του στοιχείου αυτού να προσομοιώσει το φαινόμενο. Για να ληφθεί υπόψιν η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων κατά την σεισμική απόκριση, χρησιμοποιήθηκαν μειωμένες τιμές δυσκαμψίας σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000: 100% της αρηγμάτωτης διατομής για τα υποστυλώματα και 50% για τις δοκούς, οι οποίες θεωρήθηκαν ως πλακοδοκοί. Επιπλέον, τα άκρα των στοιχείων εντός των διαστάσεων των κόμβων προσομοιώθηκαν ως άκαμπτα. Όλοι οι βαθμοί ελευθερίας στον πόδα των υποστυλωμάτων του ισογείου δεσμεύτηκαν (πάκτωση). Τέλος, τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως συμπεριλήφθηκαν στην ανάλυση, υπολογίζονται όμως με τα αξονικά φορτία της αρχικής κατακόρυφης φόρτισης.

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης των περιμετρικών πλαισίων δεν έχουν ληφθεί υπόψιν στο προσομοίωμα, παρά μόνο ως φορτίο στις δοκούς. Τα φορτία των πλακών κατανεμήθηκαν ως ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο στις δοκούς που συμμετέχουν στα πλαίσια του προσομοιώματος, και ως συγκεντρωμένο φορτίο στους κόμβους που αντιστοιχούν στις στηρίξεις των εγχάρσιων στα πλαίσια δοκών, οι οποίες δεν συμμετέχουν στο προσομοίωμα. Η σεισμική μάζα λαμβάνει υπόψιν της το σύνολο των μόνιμων φορτίων και το 30% των κινητών φορτίων ($G + \psi_2 Q$), σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς.



Σχήμα 5.1: Προσομοιώματα πλαισίων K60AEC8 (αριστερά) και K70A59 και K80A84 (δεξιά)

5.2 DrainExplorer

Οι IDAs των κτιρίων για κάθε διέγερση πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό DrainExplorer, το οποίο αναπτύχθηκε από τον Δρ Ρεπαπή Κωνσταντίνο στην διδακτορική διατριβή [Ρεπάπης 2007].

Αρχικά, το λογισμικό διαβάσει την γεωμετρία, τα φορτία και τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για κάθε τιμή έντασης από το Drain-2DX, ενώ τα χαρακτηριστικά των διατομών των μελών του προσομοιώματος αναλύονται ξεχωριστά. Το λογισμικό παρακολουθεί και ελέγχει βήμα προς βήμα την κατάσταση του προσομοιώματος κατά την διάρκεια της ανάλυσης και βρίσκει την μετακίνηση οροφής για την οποία έχουμε υπέρβαση των κριτηρίων αστοχίας. Στην συνέχεια δημιουργεί τα αντίστοιχα γραφήματα. Επιπλέον, υπολογίζει την υπεραντοχή και την πλαστιμότητα του ισοδύναμου διγραμμικού συστήματος και δημιουργεί διαγράμματα κατανομής της απορροφούμενης ενέργειας ανά είδος στοιχείου και ανά όροφο, και παρουσιάζει την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στο προσομοίωμα.

Συγκεκριμένα, η καμπύλη IDA ενός κτιρίου για ένα επιταχυνσιογράφημα κατασκευάζεται εκκινώντας από μια τιμή έντασης της διέγερσης (PGA) ίση με 0.005 g για ελαστική απόκριση του προσομοιώματος. Στην συνέχεια η PGA αυξάνεται σε διαμερίσεις του 0.1 g έως ότου η μετακίνηση οροφής υπερβεί την τιμή 0.20 m. Στην συνέχεια ο αλγόριθμος του λογισμικού βρίσκει μέσω επαναληπτικής διαδικασίας (με ακρίβεια 10% της προηγούμενης επανάληψης) τα σημεία 1ης διαρροής και 1ης αστοχίας. Επιπλέον, συμπεριλαμβάνονται οι αναλύσεις για τις τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης της καταγραφής και της ανηγμένης επιτάχυνσης στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000.

Η αναγωγή των διεγέρσεων στην σεισμική ένταση σχεδιασμού γίνεται μέσω της έντασης φασματικής ταχύτητας (Velocity Spectral Intensity VSI) κατά Housner για την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ της §2.3.1[1] του ελαστικού φάσματος του EAK2000.

Η VSI κατά Housner ορίζεται ως το εμβαδόν κάτω από το φάσμα ταχυτήτων (ή ψευδοταχυτήτων) μεταξύ των ιδιοπεριόδων από 0.1 s έως 2.5 s για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\zeta = 5\%$:

$$VSI = \int_{0.1\text{ s}}^{2.5\text{ s}} SV(\zeta = 5\%, T) dT$$

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ του EAK2000 δίνεται από τη σχέση:

$$\Phi_d(T) = \begin{cases} \gamma_I A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \theta \beta_0}{q} - 1\right)\right) & 0 \leq T < T_1 \\ \gamma_I A \frac{\eta \theta \beta_0}{q} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \gamma_I A \frac{\eta \theta \beta_0}{q} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T \end{cases}$$

Αντικαθιστώντας στις παραπάνω σχέσεις τις τιμές:

$A = 0.16\text{ g}$ (μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I)

$\gamma_I = 1.00$ (συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για κατηγορία σπουδαιότητας Σ2)

$q = 1.00$ (συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής για ελαστικό φάσμα σχεδιασμού)

$\eta = 1.00$ (διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 5%)

$\theta = 1.00$ (συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης για πακτωμένο ισόγειο)

$T_1 = 0.10\text{ s}$ και $T_2 = 0.40\text{ s}$ (χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος για έδαφος A)

$\beta_0 = 2.5$ (συντελεστής φασματικής ενίσχυσης)

πάρνουμε $VSI = 83\text{ cm}$.

Η τιμή αυτή χρησιμοποιείται για την αναγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EAK2000.

5.3 MATLAB

Για την ομαδοποίηση των IDAs ανά κτίριο και είδος σεισμικής διέγερσης και την εξαγωγή των αντίστοιχων συμπερασμάτων για την απόκριση των κτιρίων, δημιουργήθηκε αλγόριθμος με το λογισμικό MATLAB.

1. Εισαγωγή αποτελεσμάτων από DrainExplorer

Αρχικά, ο αλγόριθμος διαβάζει τα αποτελέσματα των IDAs από τα αρχεία [...]_Elements.txt που δη-

μουργούνται από το DrainExplorer. Οι πίνακες των αποτελεσμάτων έχουν ως γραμμές τα βήματα της IDA και ως στήλες την μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης PGA (g), την αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση για απόσβεση 5% για την κύρια ιδιοπερίοδο του κτιρίου $S_a(T_1, 5\%)$ (g), την μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{\max} (m), την μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{\max} (kN), την μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (%), την αριθμητική σήμανση διαρροής και αστοχίας, και την γωνία πλαστικής στροφής θ_{pi} των κόμβων i και j για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Σημειώνεται ότι ο κόμβος i αντιστοιχεί στην κεφαλή και ο j στον πόδα των υποστυλωμάτων, και ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης δεν εμφανίζεται πάντα ταυτόχρονα με την μέγιστη μετακίνηση οροφής.

Στην συνέχεια οι πίνακες αυτοί διαχωρίζονται βάσει των στηλών σήμανσης διαρροής και αστοχίας σε πίνακες ελαστικής απόκρισης, διαρροής και αστοχίας. Οι στήλες που αντιστοιχούν στην θ_{pi} των δοκών δεν συμπεριλαμβάνονται, καθώς η αστοχία των δοκών δεν λαμβάνεται υπόψιν στα κριτήρια αστοχίας. Επιπλέον προστίθενται οι στήλες που αντιστοιχούν στην πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού στον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών (P_L) σύμφωνα με την σχέση 3.1, στην ανηγμένη στο ύψος του κτιρίου μετακίνηση οροφής δ_{\max}/H , και στην ανηγμένη στην τέμνουσα σχεδιασμού μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{\max}/V_d ($V_d = V_{\max}/\Omega$ με τις τιμές των V_{\max}^* και Ω σύμφωνα με τον πίνακα 1 στην δημοσίευση [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006]).

2. Δημιουργία “μέσων καμπύλων” IDA

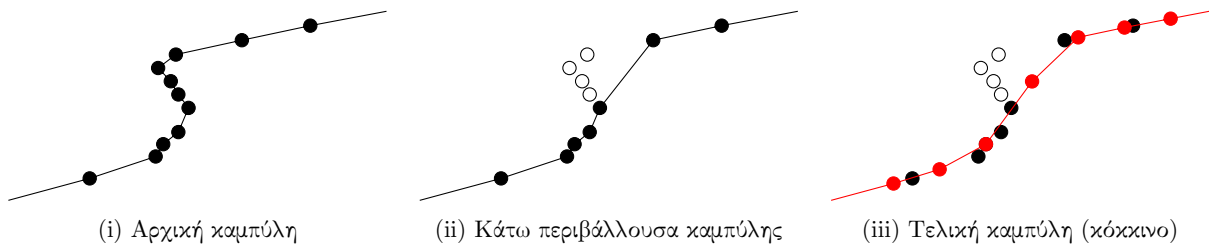
Οι παραπάνω πίνακες χρησιμοποιούνται στην δημιουργία των “μέσων καμπύλων”, δηλαδή των καμπύλων που προκύπτουν από τις μέσες τιμές των αποτελεσμάτων των IDAs, για κάθε ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, για όλους τους συνδυασμούς με κατακόρυφο άξονα (y) τις τιμές των PGA, S_a , V_{\max} & V_{\max}/V_d , και $\log P_L$, και οριζόντιο άξονα (x) τις αντίστοιχες τιμές των δ_{\max} & δ_{\max}/H , και της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων.

Οι “μέσες καμπύλες” δημιουργούνται για κάθε ζεύγος μεταβλητών y και x ως εξής:

- α'. Αρχικά αντικαθίστανται οι διαφορετικές ανά διέγερση διαμερίσεις της μεταβλητής x με μία κοινή διαμέριση με ποσοστό διαμέρισης 5% και μέγιστη τιμή τέτοια ώστε να συμμετέχουν σημεία από το 90% των καμπύλων.
- β'. Στην συνέχεια, οι καμπύλες που περιέχουν “χερσονήσους ασφαλείας” (τοπική μείωση των τιμών της μεταβλητής x καθώς αυξάνονται οι τιμές της μεταβλητής y) αντικαθίστανται με την κάτω περιβάλλουσά τους, δηλαδή αφαιρούνται τα ζεύγη (x,y) όταν η τιμή του x είναι μικρότερη της προηγούμενης (βλέπε σχήμα 5.2ii).
- γ'. Έπειτα, γίνεται γραμμική παρεμβολή των τιμών της μεταβλητής y με την κοινή πλέον διαμέριση της

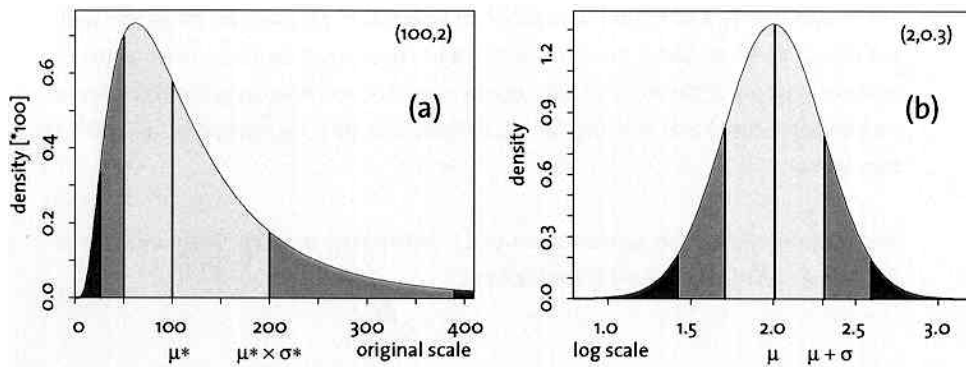
*Η V_{\max} εδώ αντιστοιχεί στην μέγιστη τέμνουσα βάσης της υπερωθητικής ανάλυσης στην δημοσίευση [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006]. Στο υπόλοιπο κείμενο της εργασίας η V_{\max} αντιστοιχεί στην μέγιστη τέμνουσα βάσης της δυναμικής ανάλυσης ενός βήματος μιας IDA.

μεταβλητής x και δημιουργούνται νέες καμπύλες IDA για κάθε διέγερση (βλέπε σχήμα 5.2iii).



Σχήμα 5.2: Σκίτσο αντικατάστασης των αρχικών σημείων μιας καμπύλης IDA από νέα σημεία με κοινή διαμέριση x σε περιοχή χερσονήσου ασφαλείας. Τα σημεία της καμπύλης IDA τα οποία λαμβάνονται υπόψιν στην γραμμική παρεμβολή (κάτω περιβάλλουσα) σημειώνονται με μαύρο χρώμα, ενώ τα σημεία που παραλείπονται σημειώνονται με λευκό χρώμα. Τα σημεία της γραμμικής παρεμβολής (που χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό των “μέσων καμπύλων”) σημειώνονται με κόκκινο χρώμα.

δ'. Τέλος, δημιουργούνται οι “μέσες καμπύλες” κάθε ζεύγους κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης από τα σημεία που αντιστοιχούν στην μέση τιμή και την μέση τιμή συν και πλην μία τυπική απόκλιση των τιμών της μεταβλητής y για κάθε τιμή της κοινής διαμέρισης της μεταβλητής x , θεωρώντας λογαριθμοκανονική (lognormal) κατανομή των καμπύλων των IDAs. Η μέση τιμή της λογαριθμοκανονικής κατανομής X ισούται με $m(x) = e^{\mu + \sigma^2/2}$, όπου μ και σ η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση της κανονικής κατανομής $\log X$. Οι καμπύλες $\mu \pm \sigma$ της κατανομής $\log X$ αντιστοιχούν στις καμπύλες με τιμές $e^\mu \cdot e^\sigma$ και e^μ / e^σ , όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 5.3 από την ιστοσελίδα <http://mcneesxdonella.blogspot.com/2010/06/log-normal-distribution.html>.



Σχήμα 5.3: Αντιστοιχία λογαριθμοκανονικής κατανομής (αριστερά) με κανονική κατανομή (δεξιά)

3. Δημιουργία γραφικών παραστάσεων IDA

Επόμενο βήμα είναι η δημιουργία των γραφικών παραστάσεων των καμπύλων IDA ομαδοποιημένων ανά ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, μαζί με τις “μέσες καμπύλες”. Στα γραφήματα αυτά σημειώνονται τα σημεία 1ης διαρροής και 1ης αστοχίας (με διαφορετικά σύμβολα για κάθε τον τύπο αστοχίας: υπέρβαση πλαστικής γωνίας στροφής, υπέρβαση διατμητικής αντοχής ή υπέρβαση σχετικής μετακίνησης ορόφου), καθώς και τα σημεία που αντιστοιχούν στην PGA της ανηγμένης καταγραφής στο φάσμα. Πρέπει να σημειωθεί ότι στα γραφήματα της ποσότητας $\log P_L$ σχεδιάζονται τα σημεία που αντιστοιχούν στον λογάριθμο των τιμών

των “μέσων καμπύλων” και όχι οι “μέσες καμπύλες” του λογαρίθμου των τιμών της P_L .

Επιπλέον, για κάθε ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, δημιουργούνται γραφήματα των σημείων των IDAs με κατακόρυφο άξονα τις τιμές των PGA, S_a , V_{\max} & V_{\max}/V_d , και $\log P_L$ και οριζόντιο άξονα τον α/α των διεγέρσεων μακρινού πεδίου ή την κυρίαρχη ιδιοπερίοδο T_p και τον λόγο της προς την κύρια ιδιοπερίοδο του κτιρίου (T_p/T_1) για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Στα γραφήματα αυτά σημειώνονται τα σημεία 1ης διαρροής, τα σημεία όλων των αστοχιών (με διαφορετικά σύμβολα για κάθε τον τύπο αστοχίας) και τα σημεία που αντιστοιχούν στην PGA της σεισμικής καταγραφής και στην PGA της ανηγμένη καταγραφής στο φάσμα.

Τέλος, δημιουργούνται κοινές γραφικές παραστάσεις των “μέσων καμπύλων” των 6 ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης για σύγκριση της απόκρισης μεταξύ των κτιρίων και μεταξύ των ειδών των σεισμικών διεγέρσεων. Στις γραφικές παραστάσεις σημειώνονται επιπλέον τα “μέσα σημεία” 1ης αστοχίας, τα οποία προκύπτουν από γραμμική παρεμβολή της μέσης τιμής των τετμημένων των σημείων 1ης αστοχίας των IDAs με τις τεταγμένες των σημείων της αντίστοιχης “μέσης καμπύλης”.

Τα γραφήματα αυτά παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 8.

4. Δημιουργία γραφικών παραστάσεων $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ υποστυλωμάτων

Στο σημείο αυτό του αλγόριθμου, διαχωρίζονται τα αποτελέσματα της γωνίας πλαστικής στροφής θ_{pl} των υποστυλωμάτων για όλες τις IDAs και υπολογίζεται ο δυσμενέστερος λόγος ανεπάρκειας $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ (σύμφωνα με την σχέση 4.1) των κόμβων κεφαλής και πόδα. Σημειώνεται ότι στον υπολογισμό της θ_{um}^{pl} του πόδα των υποστυλωμάτων δεν λήφθηκε υπόψιν στο ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού το επιπλέον ποσοστό οπλισμού από τυχόν αναμονές υποκείμενων ορόφων.

Στην συνέχεια κατασκευάζονται οι “μέσες καμπύλες” $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ κάθε ζεύγους κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, με οριζόντιους άξονες τις τιμές των δ_{\max} & δ_{\max}/H , και της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι όμοια με την διαδικασία που αναφέρθηκε παραπάνω, θεωρώντας όμως κανονική κατανομή των καμπύλων των IDAs. Η μέση τιμή $\mu(x) = \sum_{i=1}^N x_i/N$ υπολογίζεται με την συνάρτηση `nanmean` του πακέτου Statistics Toolbox του MATLAB και η τυπική απόκλιση $\sigma(x) = \sqrt{\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 / (N - 1)}$ με την συνάρτηση `nanstd`. Επιπλέον, υπολογίζεται το ποσοστό των διεγέρσεων στις οποίες υπάρχει υπέρβαση του λόγου $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$, λαμβάνοντας υπόψιν στον υπολογισμό μόνο τις καμπύλες που έχουν τιμές στην αντίστοιχη τετμημένη της κοινής διαμέρισης (συνάρτηση `nanmean`).

Σε επόμενο βήμα, δημιουργούνται οι γραφικές παραστάσεις του λόγου ανεπάρκειας $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ (τιμές στον αριστερό άξονα) ανά ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, μαζί με τις αντίστοιχες “μέσες καμπύλες” και τα σημεία που αντιστοιχούν στην PGA της ανηγμένης καταγραφής στο φάσμα, για όλα τα υποστυλώματα. Στα γραφήματα σημειώνεται επιπλέον το ποσοστό των διεγέρσεων στις οποίες υπάρχει υπέρβαση του

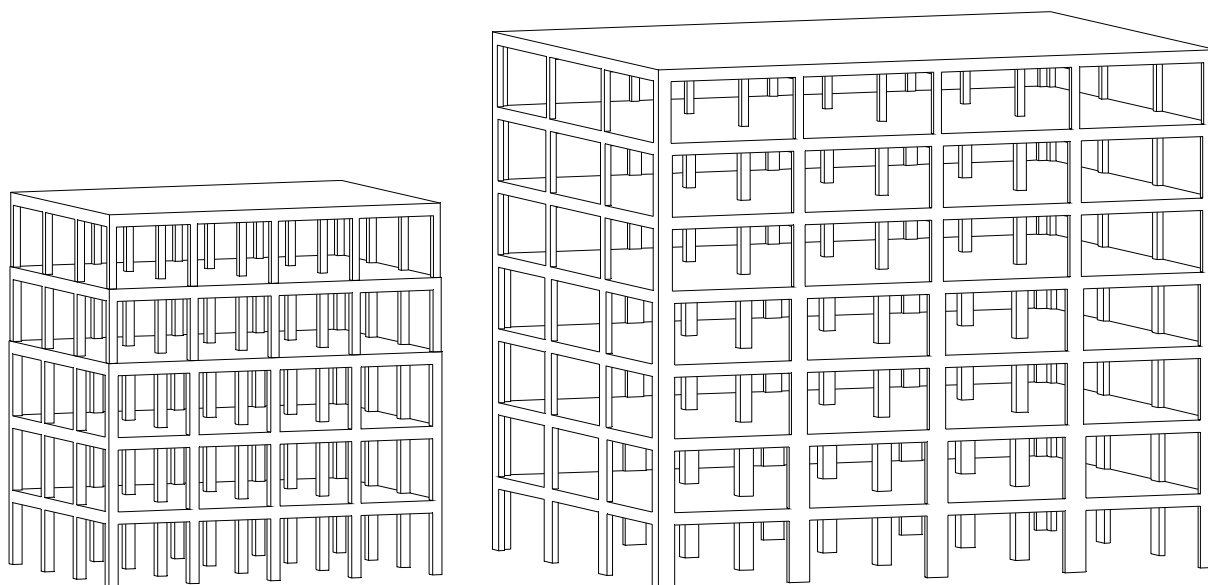
λόγου $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ στο υπόψιν υποστύλωμα με κόκκινη καμπύλη και τιμές στον δεξιό άξονα. Τα γραφήματα των μεμονωμένων υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στο παράρτημα Γ'.

Επίσης, δημιουργούνται οι κοινές γραφικές παραστάσεις της μέσης τιμής του λόγου ανεπάρκειας $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ για το σύνολο των υποστυλωμάτων για κάθε ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, καθώς και του ποσοστού των διεγέρσεων στις οποίες υπάρχει υπέρβαση του λόγου $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ σε ένα τουλάχιστον υποστύλωμα. Στα γραφήματα αυτά οι καμπύλες της μέσης τιμής της απόκρισης των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται ομαδοποιημένες χρωματικά ανά όροφο.

Τέλος, δημιουργούνται με όμοιο τρόπο οι κοινές γραφικές παραστάσεις της μέσης τιμής του λόγου ανεπάρκειας $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ για τα υποστυλώματα κάθε κατακόρυφης στήλης, για κάθε ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης, μαζί με το ποσοστό των διεγέρσεων στις οποίες υπάρχει υπέρβαση του λόγου $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ σε ένα τουλάχιστον υποστύλωμα.

Τα παραπάνω γραφήματα των “μέσων καμπύλων” του λόγου ανεπάρκειας $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 9.

6. Δεδομένα κτιρίων



Σχήμα 6.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση φέροντος οργανισμού K60AEC8 (αριστερά) και K70A59 & K80A84 (δεξιά)

6.1 Μορφολογία κτιρίων

K60AEC8

Το κτίριο K60AEC8 ακολουθεί την τυπική μορφολογία των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα της δεκαετίας του '60, έχει όμως οπλιστεί σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 με σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = 0.16g$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3.50$.

Ο φέρων οργανισμός του αποτελείται από 4ώροφα πλαίσια 4 ανοιγμάτων με ύψος ορόφου 3.0m και μήκος ανοίγματος 3.5m και στις δύο διευθύνσεις.

Όλα τα πλαίσια του K60AEC8 έχουν τετραγωνικά υποστυλώματα διατομής 40/40 στο ισόγειο τον 1ο και τον 2ο όροφο, 35/35 στον 3ο όροφο και 30/30 στον 4ο όροφο. Οι δοκοί του έχουν διατομή 20/50 και οι πλάκες έχουν πάχος 12cm. Θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των δοκών των περιμετρικών πλαισίων επεκτείνεται πέραν της στηρίξεως, έχοντας επαρκές μήκος αγκύρωσης για να παραλάβει εφελκυσμό, ενώ ο κάτω οπλισμός των δοκών των εσωτερικών πλαισίων τερματίζει στις στηρίξεις με ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης για να παραλάβει εφελκυσμό. Οι ξυλότυποι και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων του κτιρίου παρουσιάζονται στο παράρτημα Β' και οι τιμές της αντοχής θ_{um}^{pl} των υποστυλωμάτων στον παρακάτω πίνακα 6.2.

Η κύρια ιδιοπερίοδος του K60AEC8 είναι ίση με $T_1 = 0.63s$ και η τέμνουσα σχεδιασμού του $V_d = 1318kN$, υπολογισμένη ως V_{max}/Ω σύμφωνα με τον πίνακα 1 της δημοσίευσης [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006].

K70A59 και K80A84

Τα κτίρια K70A59 και K80A84 ακολουθούν την τυπική μορφολογία των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα των δεκαετιών του '70 και του '80 αντίστοιχα. Το K70A59 έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον AK59 και το K80A84 με τα πρόσθετα άρθρα του 1984.

Ο φέρων οργανισμός τους αποτελείται από 4 7ώροφα πλαίσια 4 ανοιγμάτων με ύψος ορόφου 3.0 m και μήκος ανοίγματος 6.0 m και στις δύο διευθύνσεις. Στα κτίρια υπάρχει ελαφρά οπλισμένος πυρήνας ανεγκυστήρα, ο οποίος έχει αφαιρεθεί από τα προσομοιώματα, καθώς είναι υπεύθυνος για την πρόωρη διατμητική αστοχία του κτιρίου (βλέπε [Ρεπάπης 2007]).

Τα γωνιακά υποστυλώματα των K70A59 και K80A84 έχουν διατομή σχήματος Γ με διαστάσεις 70/25 στο ισόγειο έως και τον 3ο όροφο, 60/25 στον 4ο και 5ο όροφο, και 55/25 στον 6ο όροφο. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα των περιμετρικών πλαισίων έχουν ορθογωνική διατομή 90/25 στο ισόγειο και τον 1ο όροφο, 70/25 στον 2ο και 3ο όροφο, 50/25 στον 4ο και 5ο όροφο, και 35/25 στον 6ο όροφο. Τα εσωτερικά υποστυλώματα έχουν τετραγωνική διατομή 60/60 στο ισόγειο και τον 1ο όροφο, 50/50 στον 2ο και 3ο όροφο, 40/40 στον 4ο και 5ο όροφο, και 30/30 στον 6ο όροφο. Η διατομή των περιμετρικών δοκών είναι 25/50 και των εσωτερικών 20/60. Για το K70A59, θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των δοκών των περιμετρικών πλαισίων επεκτείνεται πέραν της στηρίξεως, ενώ ο κάτω οπλισμός των δοκών των εσωτερικών πλαισίων τερματίζει στις στηρίξεις. Για το K80A84 θεωρήθηκε ότι σε όλες τις δοκούς ο κάτω οπλισμός έχει επαρκές μήκος αγκύρωσης για να παραλάβει εφελκυσμό. Οι ξυλότυποι και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων των κτιρίων K70A59 και K80A84 παρουσιάζονται στο παράρτημα Β', ενώ οι τιμές της αντοχής θ_{um}^{pl} των υποστυλωμάτων τους στους πίνακες 6.3 και 6.4 αντίστοιχα.

Η κύρια ιδιοπερίοδος των K70A59 και K80A84 είναι ίση με $T_1 = 1.38$ s. Η τέμνουσα σχεδιασμού του K70A59 είναι ίση με $V_d = 1874$ kN και του K80A84 με $V_d = 1888$ kN, σύμφωνα με τον πίνακα 1 της δημοσίευσης [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006].

6.2 Παραδοχές σχεδιασμού

Υλικά

Χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές αντοχής των υλικών, καθώς πραγματοποιήθηκαν μη-γραμμικές αναλύσεις. Για τον χάλυβα χρησιμοποιήθηκε τριγωνικός καταστατικός νόμος συμπεριφοράς, ενώ λήφθηκαν υπόψιν διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά για το περισφιγμένο και το απερίσφιγτο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον EC2.

Για το K60AEC8 θεωρήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας B160 με $f_{cm} = 16.0$ MPa και χάλυβας κατηγορίας StI

με $f_{ym} = 310$ MPa και $f_{um} = 420$ MPa.

Για τα K70A59 και K80A84 θεωρήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας B225 με $f_{cm} = 22.5$ MPa και χάλυβας κατηγορίας StIII με $f_{ym} = 430$ MPa και $f_{um} = 630$ MPa για τους διαμήκεις οπλισμούς και κατηγορίας StI όπως παραπάνω για τους συνδετήρες.

Πίνακας 6.1: Ποιότητες υλικών κτιρίων

κτίριο	ποιότητα σκυροδέματος	κατηγορία χάλυβα
K60AEC8	B160	StI
K70A59 και K80A84	B225	διαμήκεις οπλισμοί: StIII συνδετήρες: StI

Κατακόρυφα φορτία

Τα φορτία που επιβάλλονται στα κτίρια είναι:

- ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος: 24 kN/m^3
- επικαλύψεις πλακών: 1.5 kN/m^2
- εσωτερική οπτοπλινθοδομή: 1.0 kN/m^2 ανηγμένο φορτίο επί των πλακών
- κινητό πλακών: 2.0 kN/m^2
- μπατική οπτοπλινθοδομή: 3.6 kN/m^2 επιφάνειας τοιχοποιίας επί των περιμετρικών δοκών

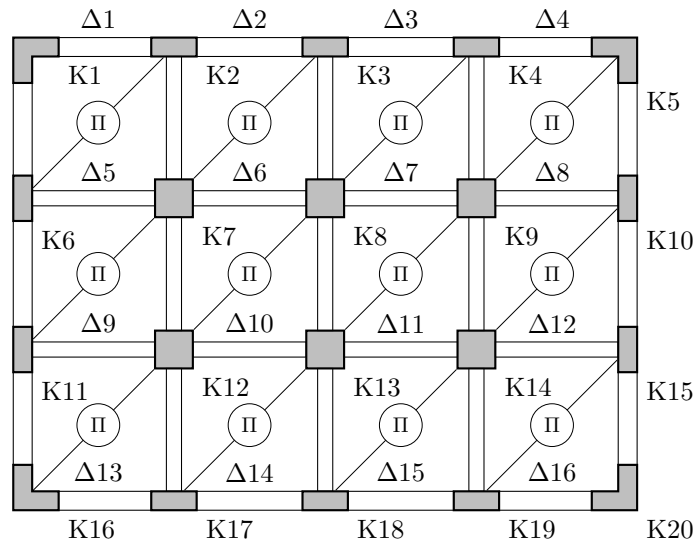
Σεισμικές παράμετροι

Τα κτίρια θεωρείται ότι βρίσκονται σε σεισμική ζώνη I σε έδαφος τύπου α κατά AK59 ή A κατά EC7. Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως κατά AK59 ισούται με $\varepsilon = 0.04$ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος τύπου A κατά EC8 ισούται με $a_{gR} = 0.16$.

6.3 Αντοχή θ_{um}^{pl} υποστυλωμάτων

Στους παρακάτω πίνακες σημειώνονται οι τιμές της αντοχής θ_{um}^{pl} κατά EC8-3 των υποστυλωμάτων των κτιρίων, σύμφωνα με την σχέση 4.1. Σημειώνεται ότι στον υπολογισμό της θ_{um}^{pl} του πόδα των υποστυλωμάτων δεν λήφθηκε υπόψιν στο ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού το επιπλέον ποσοστό οπλισμού από τυχόν αναμονές υποχείμενων ορόφων. Οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων των κτιρίων παρουσιάζονται στο παράρτημα Β΄

Η αρίθμηση των υποστυλωμάτων και των δοκών των κτιρίων φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 6.2:



Σχήμα 6.2: Κλειδί αρίθμησης υποστυλωμάτων και δοκών κτιρίων

Πίνακας 6.2: θ_{um}^{pl} υποστυλωμάτων K60AEC8

α/α	όροφος	διαστάσεις	ν	ω, ω'	α	ρ_s (%)	θ_{um}^{pl} (EC8-3)
K1, K5, K16, K20	1	40/40	0.09	0.22	0.49	0.43	0.0210
	2	40/40	0.07	0.13	0.49	0.67	0.0232
	3	40/40	0.05	0.13	0.49	0.43	0.0222
	4	35/35	0.04	0.25	0.47	0.49	0.0240
	5	30/30	0.01	0.20	0.22	0.34	0.0238
K2, K4, K17, K19	1	40/40	0.14	0.13	0.49	0.67	0.0212
	2	40/40	0.11	0.13	0.49	0.67	0.0221
	3	40/40	0.07	0.16	0.49	0.50	0.0220
	4	35/35	0.06	0.23	0.47	0.49	0.0233
	5	30/30	0.02	0.20	0.22	0.34	0.0234
K3, K18	1	40/40	0.14	0.13	0.49	0.67	0.0212
	2	40/40	0.11	0.13	0.49	0.67	0.0221
	3	40/40	0.08	0.16	0.49	0.50	0.0219
	4	35/35	0.06	0.23	0.47	0.49	0.0233
	5	30/30	0.03	0.18	0.43	0.57	0.0260
K6, K10, K11, K15	1	40/40	0.14	0.17	0.49	0.67	0.0212
	2	40/40	0.11	0.16	0.49	0.67	0.0221
	3	40/40	0.08	0.16	0.49	0.50	0.0219
	4	35/35	0.06	0.26	0.47	0.49	0.0233
	5	30/30	0.02	0.20	0.22	0.34	0.0234
K7, K9, K12, K14	1	40/40	0.19	0.13	0.49	0.67	0.0198
	2	40/40	0.15	0.13	0.49	0.67	0.0209
	3	40/40	0.11	0.19	0.49	0.79	0.0228
	4	35/35	0.09	0.30	0.47	0.57	0.0228
	5	30/30	0.06	0.18	0.43	0.57	0.0249
K8, K13	1	40/40	0.19	0.15	0.49	1.13	0.0228
	2	40/40	0.15	0.18	0.49	0.79	0.0216
	3	40/40	0.11	0.17	0.49	0.50	0.0209
	4	35/35	0.09	0.30	0.47	0.57	0.0228
	5	30/30	0.06	0.18	0.43	0.57	0.0249

Πίνακας 6.3: θ_{um}^{pl} υποστυλωμάτων K70A59

α/α	όροφος	διαστάσεις	ν	ω, ω'	α	ρ_s (%)	θ_{um}^{pl} (EC8-3)
K1, K5, K16, K20	1	70/25/25/70	0.12	0.09 / 0.07	0.01	0.20	0.0123 / 0.0143
	2	70/25/25/70	0.10	0.09 / 0.07	0.01	0.20	0.0126 / 0.0147
	3	70/25/25/70	0.08	0.10 / 0.08	0.01	0.20	0.0130 / 0.0149
	4	70/25/25/70	0.06	0.10 / 0.08	0.01	0.20	0.0134 / 0.0153
	5	60/25/25/60	0.05	0.11 / 0.06	0.02	0.20	0.0128 / 0.0183
	6	60/25/25/60	0.03	0.11 / 0.06	0.02	0.20	0.0132 / 0.0189
	7	55/25/25/55	0.01	0.11 / 0.05	0.02	0.20	0.0136 / 0.0208
K2, K4, K17, K19	1	90/25	0.25	0.10	0.00	0.27	0.0101
	2	90/25	0.21	0.10	0.00	0.42	0.0107
	3	70/25	0.22	0.10	0.00	0.42	0.0115
	4	70/25	0.17	0.10	0.00	0.42	0.0123
	5	50/25	0.18	0.12	0.06	0.27	0.0139
	6	50/25	0.11	0.10	0.06	0.27	0.0153
	7	35/25	0.06	0.09	0.10	0.20	0.0186
K3, K18	1	90/25	0.25	0.11	0.00	0.27	0.0101
	2	90/25	0.21	0.11	0.00	0.42	0.0106
	3	70/25	0.23	0.11	0.00	0.42	0.0114
	4	70/25	0.18	0.11	0.00	0.42	0.0122
	5	50/25	0.18	0.11	0.06	0.27	0.0138
	6	50/25	0.11	0.11	0.06	0.27	0.0152
	7	35/25	0.06	0.13	0.10	0.20	0.0186
K6, K10, K11, K15	1	25/90	0.25	0.10	0.00	0.07	0.0157
	2	25/90	0.21	0.10	0.00	0.12	0.0165
	3	25/70	0.22	0.10	0.00	0.15	0.0163
	4	25/70	0.17	0.10	0.00	0.15	0.0174
	5	25/50	0.17	0.12	0.06	0.13	0.0174
	6	25/50	0.11	0.12	0.06	0.13	0.0191
	7	25/35	0.05	0.09	0.10	0.14	0.0206
K7, K9, K12, K14	1	60/60	0.27	0.13	0.25	0.17	0.0114
	2	60/60	0.23	0.13	0.25	0.17	0.0120
	3	50/50	0.28	0.13	0.23	0.21	0.0121
	4	50/50	0.22	0.11	0.23	0.21	0.0131
	5	40/40	0.25	0.11	0.21	0.17	0.0134
	6	40/40	0.16	0.11	0.17	0.13	0.0151
	7	30/30	0.13	0.13	0.02	0.08	0.0172
K8, K13	1	60/60	0.27	0.13	0.25	0.17	0.0114
	2	60/60	0.23	0.13	0.25	0.17	0.0121
	3	50/50	0.27	0.11	0.23	0.21	0.0121
	4	50/50	0.22	0.11	0.23	0.21	0.0131
	5	40/40	0.25	0.11	0.21	0.17	0.0135
	6	40/40	0.16	0.11	0.17	0.13	0.0151
	7	30/30	0.13	0.13	0.02	0.08	0.0173

Πίνακας 6.4: θ_{um}^{pl} υποστυλωμάτων K80A84

α/α	όροφος	διαστάσεις	ν	ω, ω'	α	ρ_s (%)	θ_{um}^{pl} (EC8-3)
K1, K5, K16, K20	1	70/25/25/70	0.12	0.10 / 0.07	0.30	0.40	0.0147 / 0.0185
	2	70/25/25/70	0.10	0.10 / 0.07	0.30	0.40	0.0150 / 0.0189
	3	70/25/25/70	0.08	0.10 / 0.07	0.30	0.40	0.0154 / 0.0194
	4	70/25/25/70	0.06	0.09 / 0.07	0.30	0.40	0.0164 / 0.0193
	5	60/25/25/60	0.05	0.09 / 0.07	0.34	0.40	0.0174 / 0.0210
	6	60/25/25/60	0.03	0.09 / 0.07	0.34	0.40	0.0179 / 0.0217
	7	55/25/25/55	0.01	0.10 / 0.07	0.36	0.40	0.0191 / 0.0232
K2, K4, K17, K19	1	90/25	0.25	0.15	0.37	0.40	0.0127
	2	90/25	0.21	0.15	0.37	0.40	0.0134
	3	70/25	0.22	0.21	0.30	0.40	0.0143
	4	70/25	0.17	0.21	0.30	0.40	0.0152
	5	50/25	0.18	0.29	0.38	0.40	0.0174
	6	50/25	0.11	0.18	0.38	0.40	0.0191
	7	35/25	0.06	0.17	0.18	0.68	0.0229
K3, K18	1	90/25	0.25	0.15	0.37	0.40	0.0127
	2	90/25	0.21	0.15	0.37	0.40	0.0134
	3	70/25	0.23	0.22	0.30	0.40	0.0142
	4	70/25	0.18	0.22	0.30	0.40	0.0152
	5	50/25	0.18	0.32	0.38	0.40	0.0173
	6	50/25	0.11	0.12	0.38	0.40	0.0190
	7	35/25	0.06	0.12	0.18	0.68	0.0228
K6, K10, K11, K15	1	25/90	0.25	0.15	0.37	0.34	0.0195
	2	25/90	0.21	0.15	0.37	0.34	0.0205
	3	25/70	0.22	0.14	0.30	0.36	0.0201
	4	25/70	0.17	0.14	0.30	0.36	0.0215
	5	25/50	0.17	0.22	0.38	0.40	0.0219
	6	25/50	0.11	0.18	0.08	0.40	0.0228
	7	25/35	0.05	0.17	0.18	0.49	0.0251
K7, K9, K12, K14	1	60/60	0.27	0.13	0.55	0.34	0.0143
	2	60/60	0.23	0.13	0.55	0.34	0.0151
	3	50/50	0.28	0.23	0.53	0.40	0.0153
	4	50/50	0.22	0.18	0.53	0.40	0.0165
	5	40/40	0.25	0.34	0.25	0.43	0.0163
	6	40/40	0.16	0.11	0.25	0.43	0.0184
	7	30/30	0.13	0.13	0.22	0.57	0.0214
K8, K13	1	60/60	0.27	0.12	0.55	0.34	0.0143
	2	60/60	0.23	0.12	0.55	0.34	0.0151
	3	50/50	0.27	0.19	0.53	0.40	0.0154
	4	50/50	0.22	0.18	0.53	0.40	0.0166
	5	40/40	0.25	0.33	0.25	0.43	0.0164
	6	40/40	0.16	0.11	0.25	0.43	0.0185
	7	30/30	0.13	0.13	0.22	0.57	0.0215

7. Δεδομένα διεγέρσεων

Στην εργασία χρησιμοποιήθηκαν 2 ομάδες επιταχυνσιογραφημάτων: 54 καταγραφές κοντινού και 20 μακρινού πεδίου, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση της συμπεριφοράς των κατασκευών ως προς τα δύο είδη διεγέρσης.

Στους παρακάτω πίνακες 7.1 και 7.2 παρουσιάζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις (Peak Ground Accelerations PGAs) και οι τιμές VSI κατά Housner των διεγέρσεων κοντινού και μακρινού πεδίου αντίστοιχα. Στον πίνακα 7.1 παρουσιάζονται επιπλέον οι κυρίαρχες ιδιοπερίοδοι T_p των διεγέρσεων κοντινού πεδίου.

Τα φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας των διεγέρσεων παρουσιάζονται στα κοινά γραφήματα 7.1 έως 7.4. Στα κοινά φάσματα σημειώνονται επιπλέον οι κυρίαρχες ιδιοπερίοδοι των κτιρίων (0.63 s για το K60AEC8 και 1.38 s για τα K70A59 και K80A84) και το ελαστικό φάσμα του EC8.

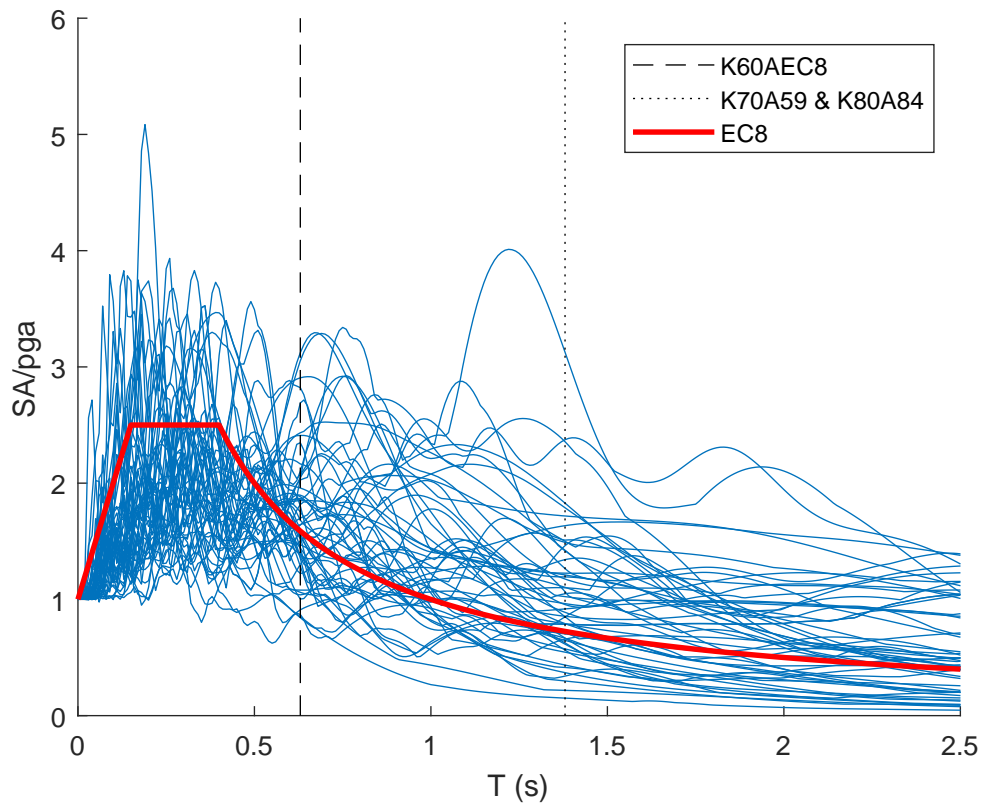
Τα επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας των μεμονωμένων διεγέρσεων παρουσιάζονται στο παράρτημα Α'.

Πίνακας 7.1: Δεδομένα διεγέρσεων κοντινού πεδίου

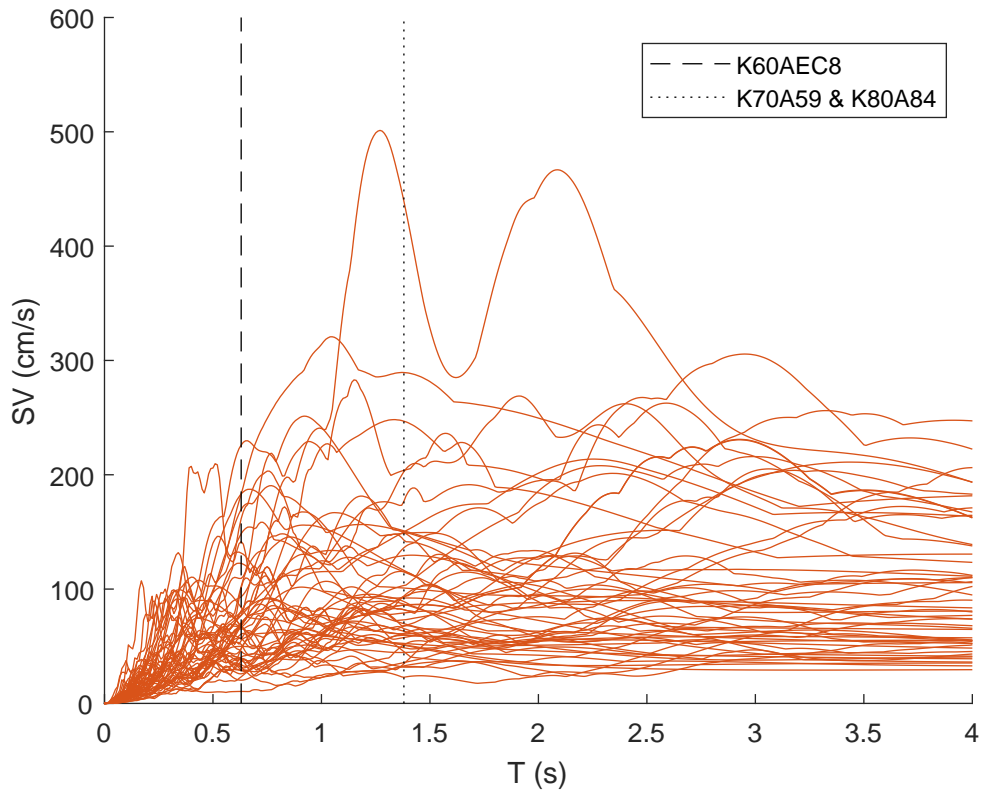
α/α	T_p (s)	PGA (g)	VSI (cm)	α/α	T_p (s)	PGA (g)	VSI (cm)
1	1.40	1.435	427.8	28	1.43	0.666	230.9
2	0.92	0.452	153.8	29	0.69	0.845	259.2
3	1.63	0.357	167.1	30	0.81	0.234	107.5
4	1.89	0.311	175.8	31	0.77	0.255	108.4
5	4.76	0.158	77.9	32	2.40	0.419	391.9
6	4.78	0.180	107.0	33	2.30	0.222	123.4
7	3.00	0.378	265.4	34	1.53	0.406	212.0
8	6.23	0.175	98.2	36	5.93	0.363	186.2
9	7.34	0.369	122.2	37	2.42	0.483	318.5
10	5.54	0.225	61.2	38	2.68	0.615	302.1
11	4.30	0.357	152.6	39	7.58	0.138	69.6
12	3.76	0.375	190.0	40	4.56	0.709	169.8
13	3.89	0.442	181.1	41	1.37	0.222	145.9
14	3.49	0.462	237.9	42	2.93	0.516	230.1
15	5.07	0.455	136.5	43	2.93	0.516	229.9
16	5.90	0.417	160.8	44	2.34	0.274	121.8
17	4.24	0.258	99.1	45	2.16	0.570	246.9
18	1.13	0.399	122.2	46	2.38	0.426	305.1
19	2.63	0.231	132.1	47	3.34	0.499	140.0
20	3.00	0.172	108.8	48	0.91	1.376	363.6
21	0.55	0.849	169.5	49	1.11	0.870	538.8
22	0.74	0.808	199.7	50	2.95	0.594	436.3
23	0.38	0.717	135.6	51	3.06	0.839	280.8
24	0.76	0.806	259.2	52	2.62	0.733	363.2
25	1.16	0.243	143.5	53	1.23	0.645	286.0
26	1.49	0.205	123.4	54	2.08	0.682	675.5
27	1.39	0.229	144.1	55	4.47	0.238	71.3

Πίνακας 7.2: Δεδομένα διεγέρσεων μακρινού πεδίου

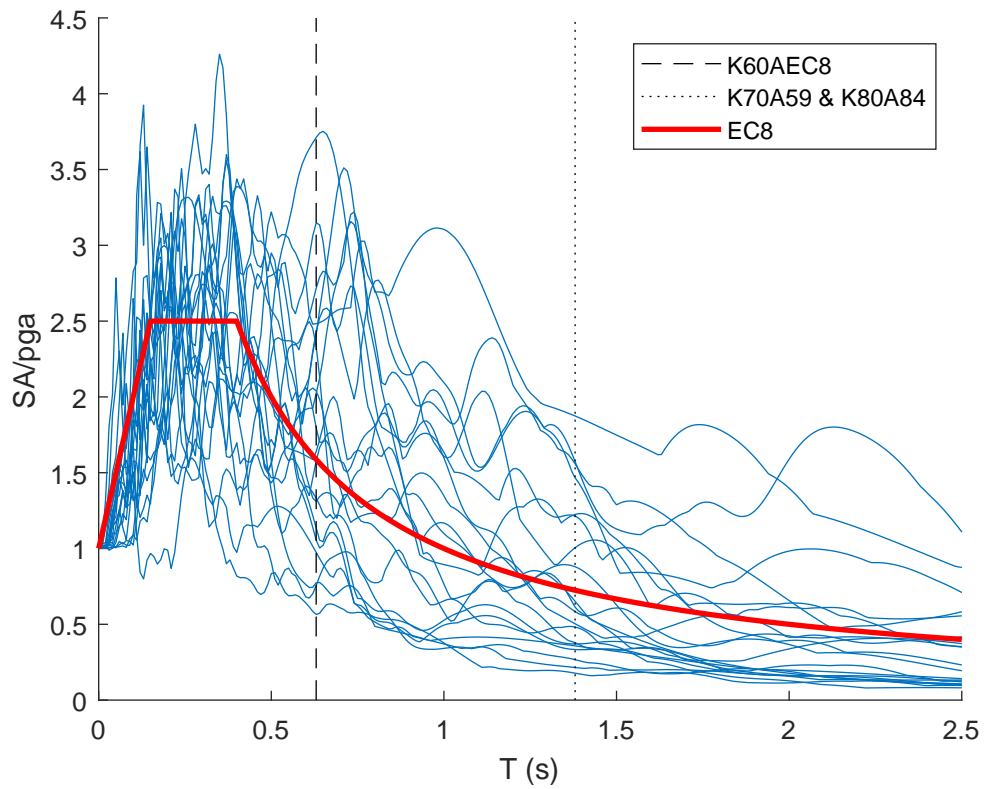
α/α	PGA (g)	VSI (cm)
6	0.208	103.6
160	0.764	200.6
495	1.080	151.2
496	0.440	67.8
725	0.312	108.6
727	0.747	145.4
729	0.199	151.5
741	0.624	211.5
752	0.342	165.1
753	0.481	195.4
759	0.300	151.5
776	0.270	230.1
811	0.540	114.6
864	0.288	176.0
901	0.397	87.5
949	0.366	132.7
1012	0.382	89.1
1048	0.413	264.8
1081	0.378	93.7
1082	0.298	111.9



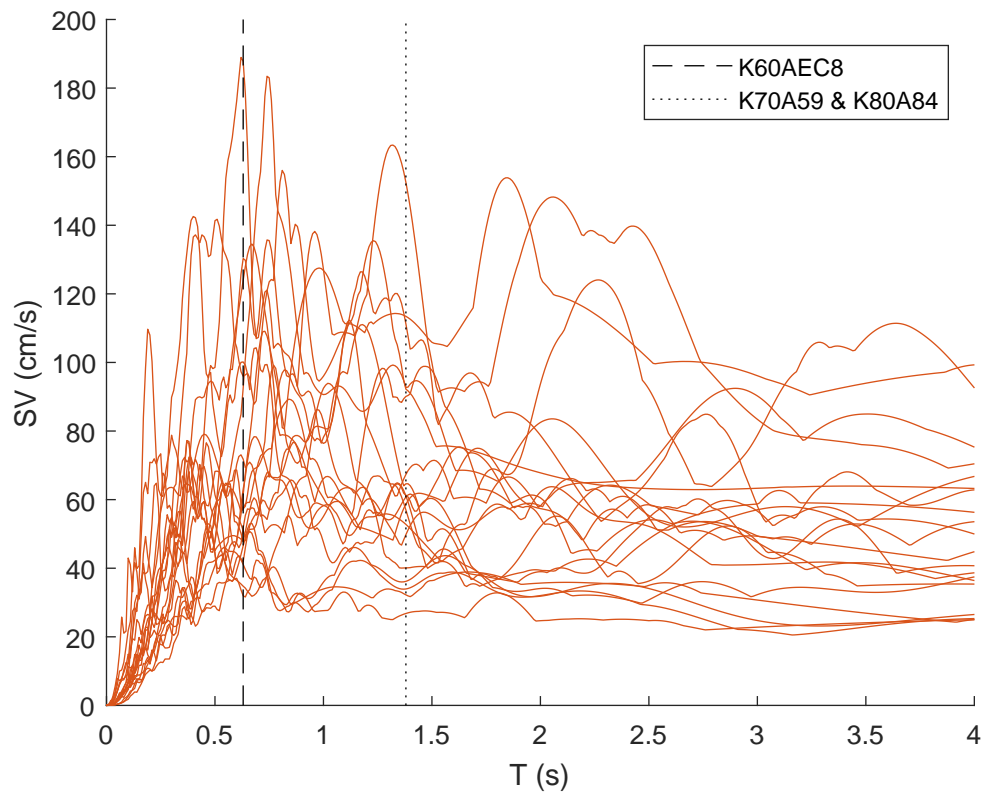
Σχήμα 7.1: Φάσματα επιτάχυνσης διεγέρσεων κοντινού πεδίου



Σχήμα 7.2: Φάσματα ταχύτητας διεγέρσεων κοντινού πεδίου



Σχήμα 7.3: Φάσματα επιτάχυνσης διεγέρσεων μακρινού πεδίου



Σχήμα 7.4: Φάσματα ταχύτητας διεγέρσεων μακρινού πεδίου

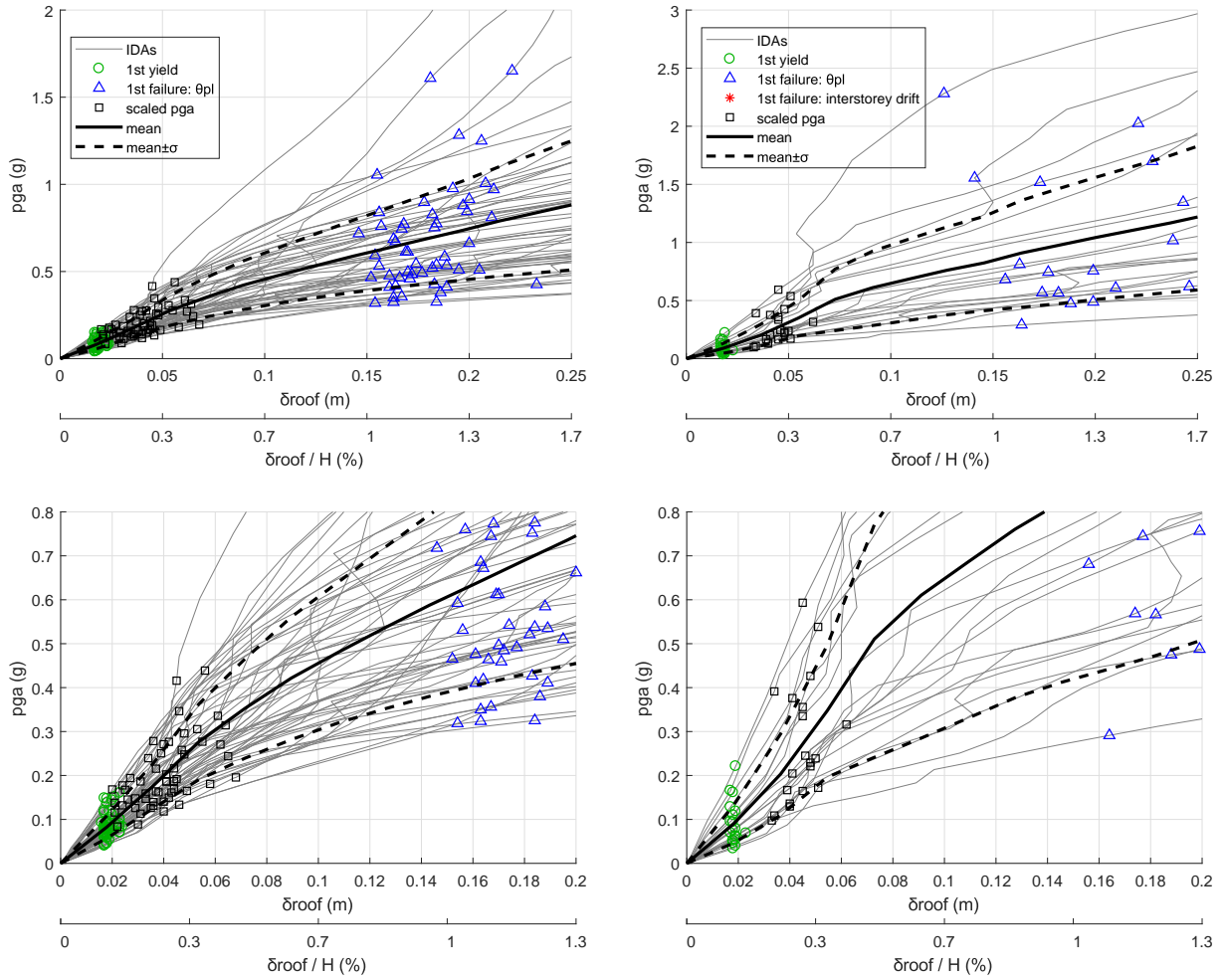
8. Αποτελέσματα: καμπύλες IDA κτιρίων

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι καμπύλες IDA των κτιρίων για κάθε ομάδα σεισμικών διεγέρσεων, μαζί με τις “μέσες καμπύλες” (όπως ορίστηκαν στην §5.3), για όλους τους συνδυασμούς με κατακόρυφο άξονα τις τιμές των PGA, S_a , V_{\max} & V_{\max}/V_d , και $\log P_L$, και οριζόντιο άξονα τις τιμές των δ_{\max} & δ_{\max}/H , της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων, τον α/α των διεγέρσεων μακρινού πεδίου ή την κυρίαρχη ιδιοπερίοδο T_p και τον λόγο της προς την κύρια ιδιοπερίοδο του κτιρίου (T_p/T_1) για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου.

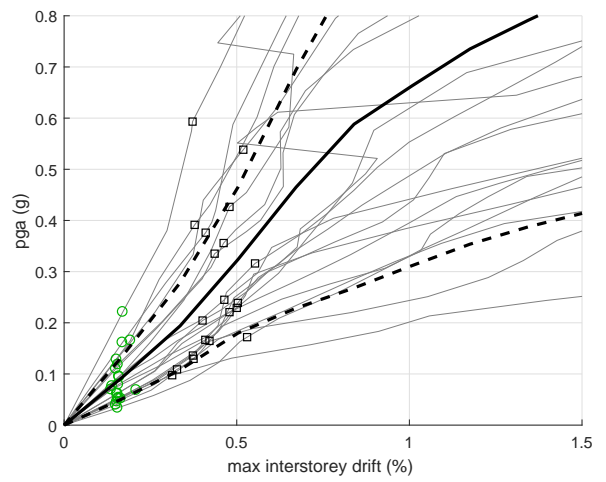
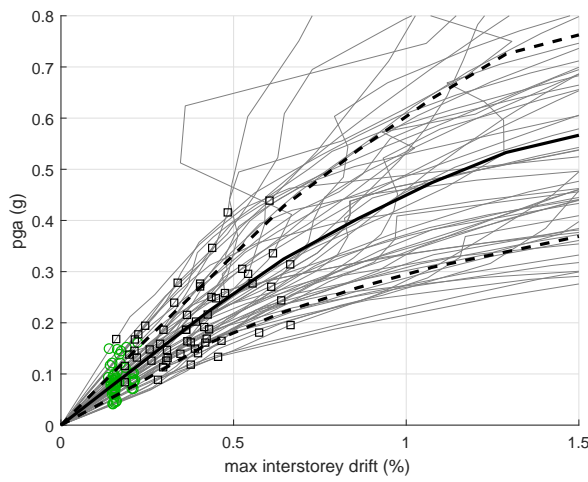
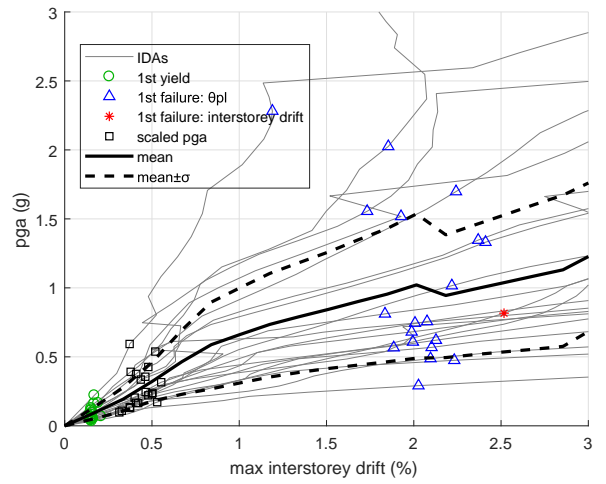
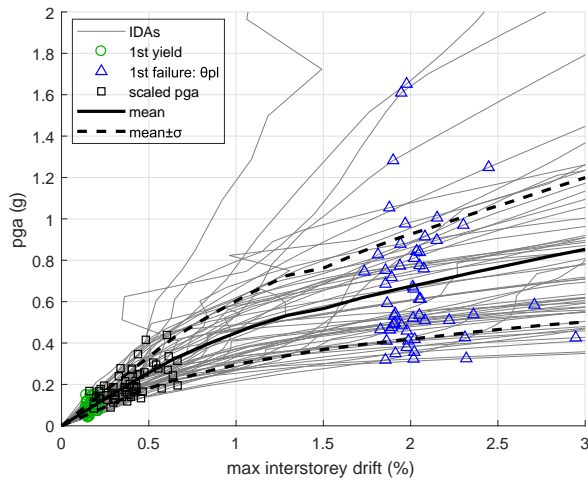
Για κάθε κτίριο τα γραφήματα παρουσιάζονται σε τετράδες, με τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου να βρίσκονται στην αριστερή στήλη και τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου στη δεξιά στήλη, ενώ στην δεύτερη γραμμή παρουσιάζονται τα ίδια γραφήματα εστιασμένα σε μικρότερες τιμές του οριζόντιου άξονα, εκτός της περίπτωσης που κατακόρυφος άξονας είναι ο V_{\max} .

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι “μέσες καμπύλες” όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης σε κοινά γραφήματα (σχήματα 8.37 έως 8.51). Στα γραφήματα σημειώνονται επιπλέον τα “μέσα σημεία” 1ης αστοχίας, τα οποία αντιστοιχούν στην μέση τιμή της μεταβλητής x .

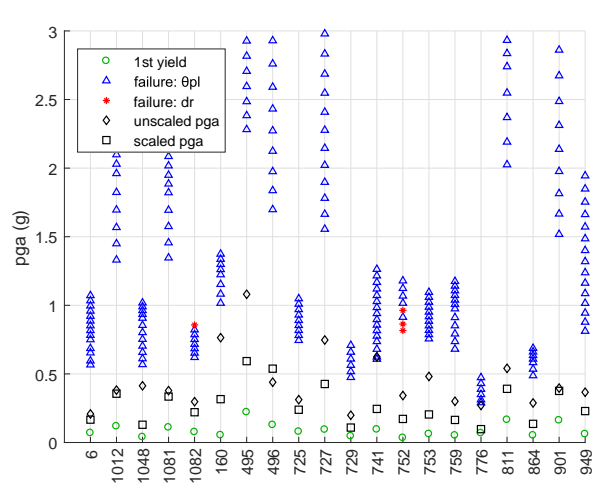
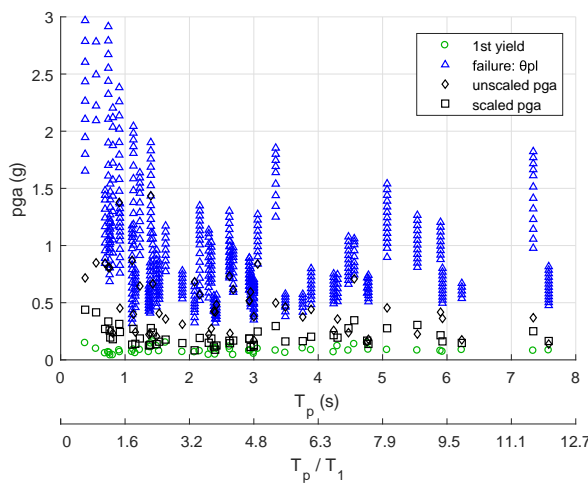
8.1 K60AEC8

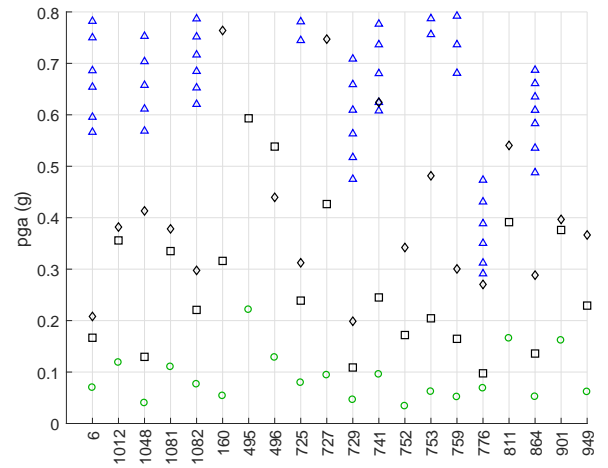
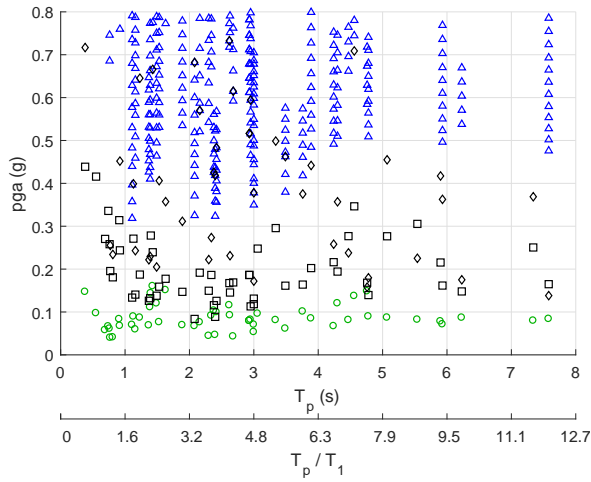


Σχήμα 8.1: Γράφημα PGA – δ_{max} & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

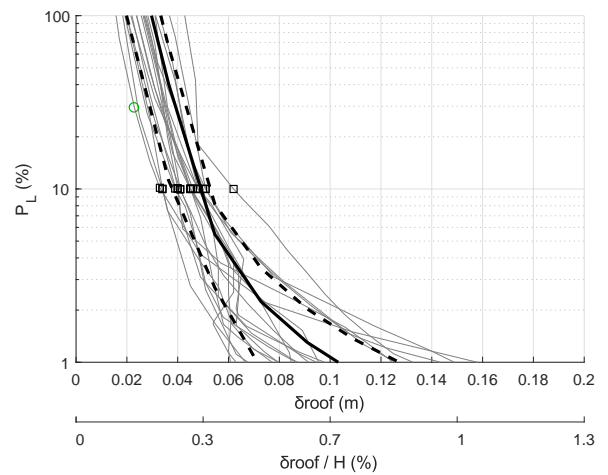
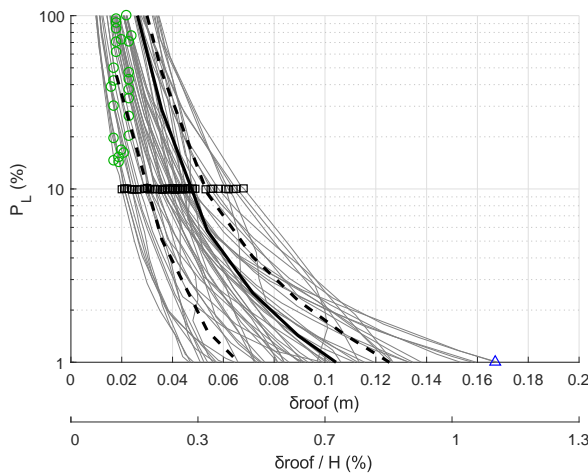
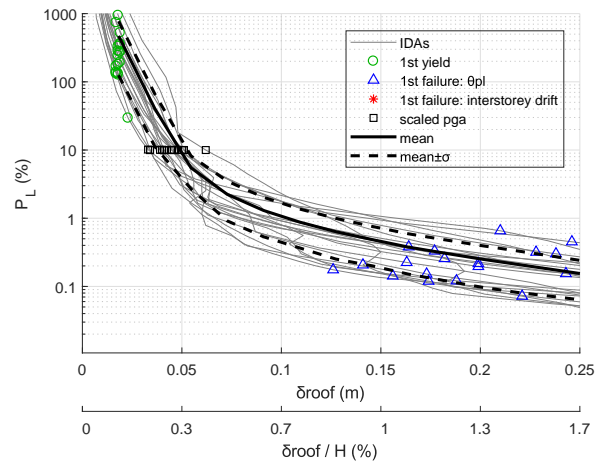
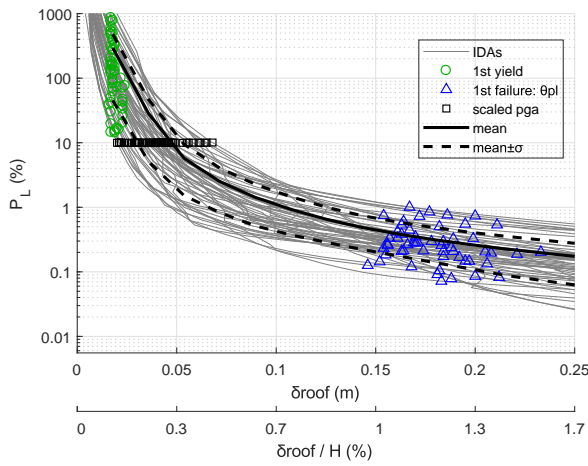


Σχήμα 8.2: Γράφημα PGA – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του χτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

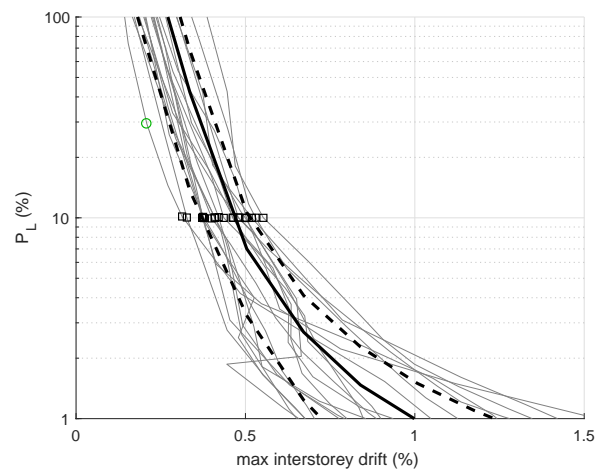
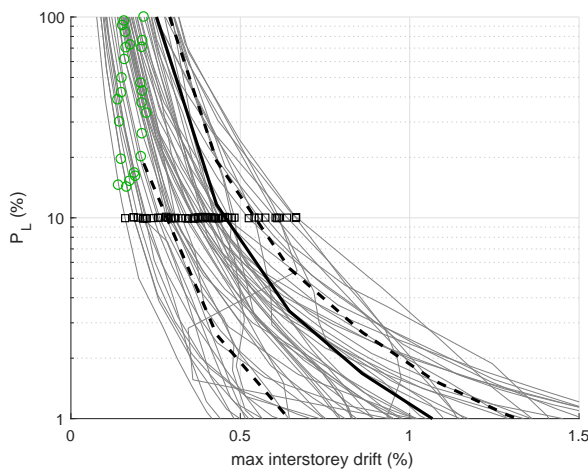
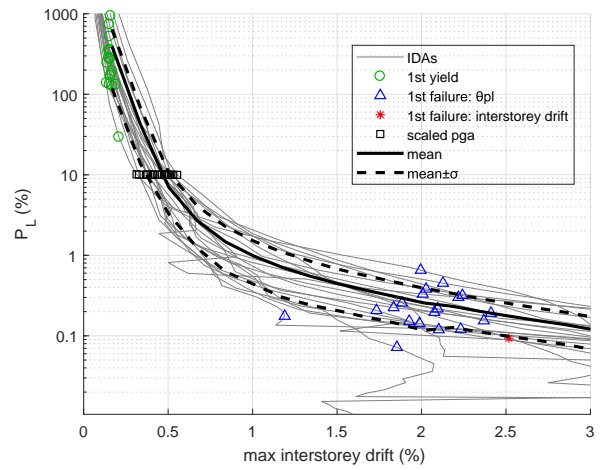
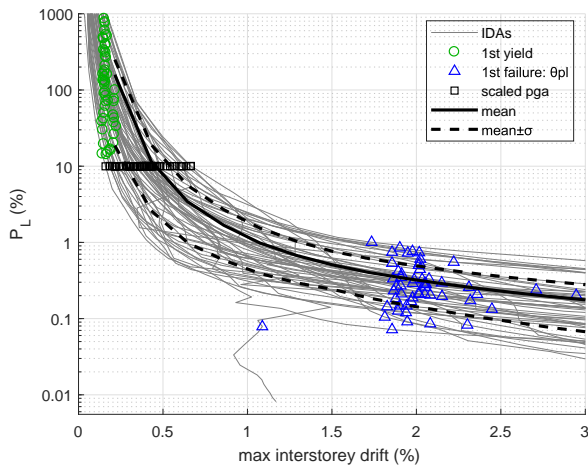




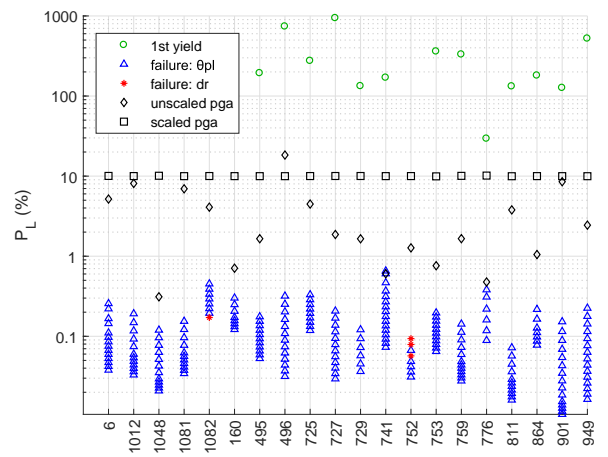
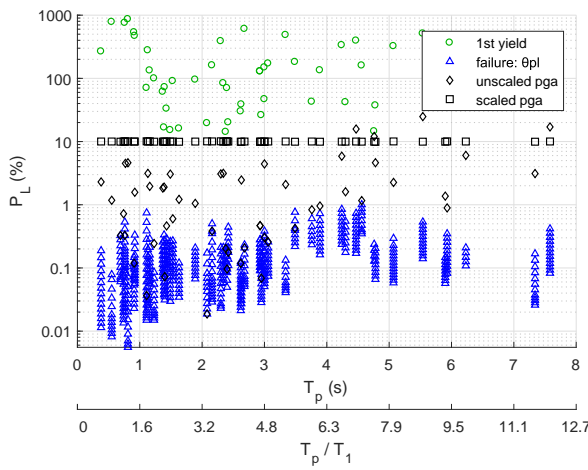
Σχήμα 8.3: Γράφημα PGA – T_p & T_p/T_1 (αριστερά) και α/α διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

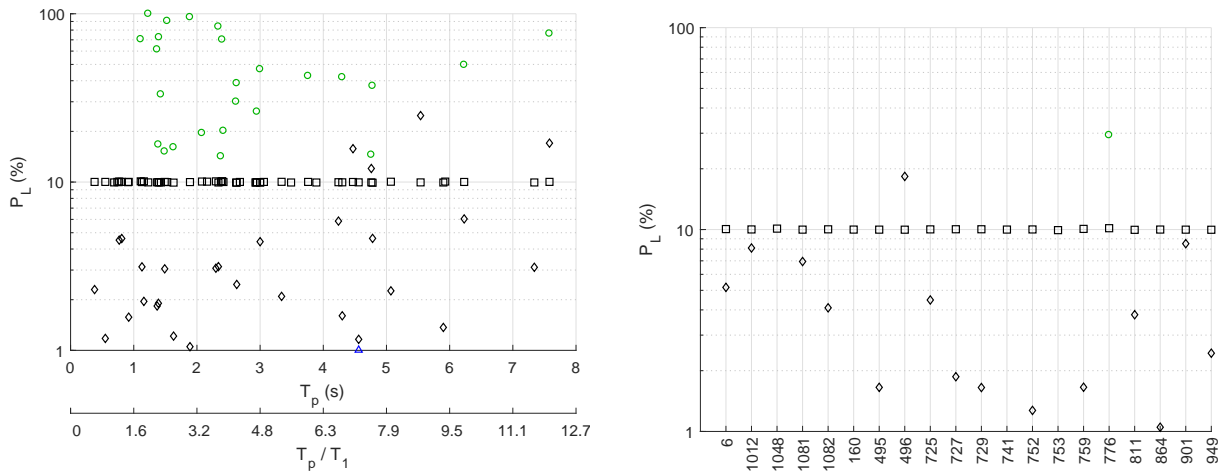


Σχήμα 8.4: Γράφημα $P_L - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

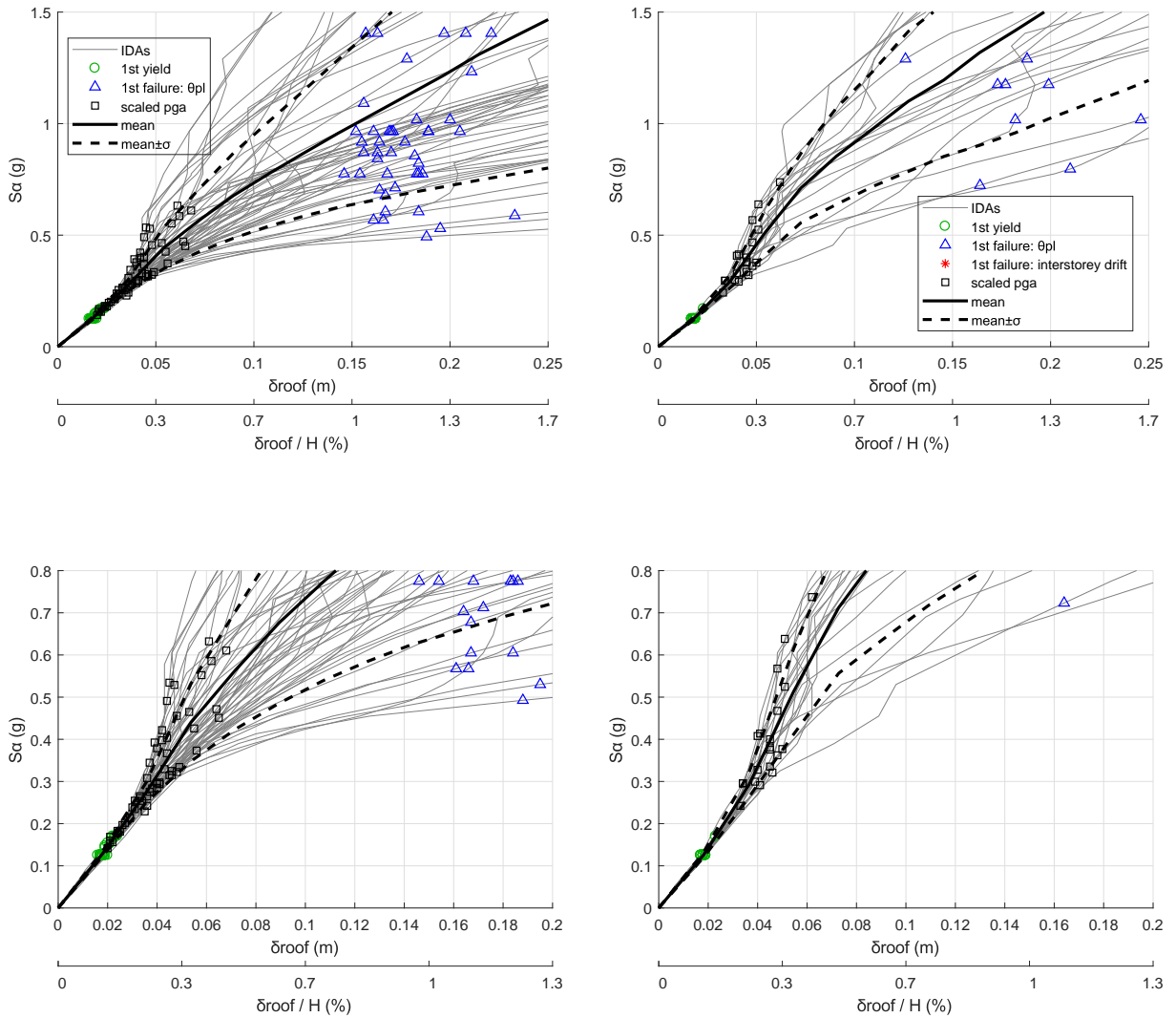


Σχήμα 8.5: Γράφημα P_L – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

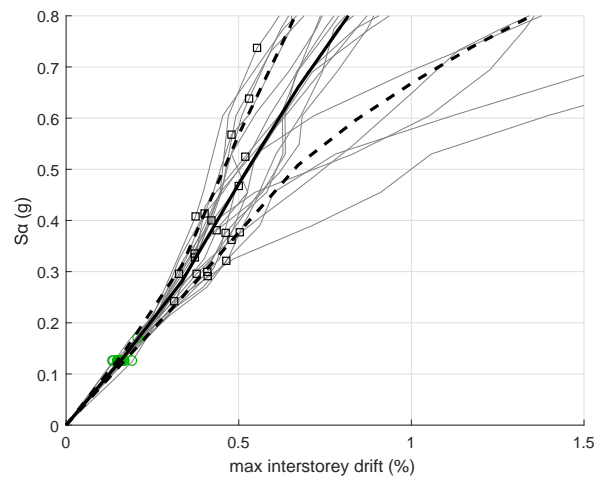
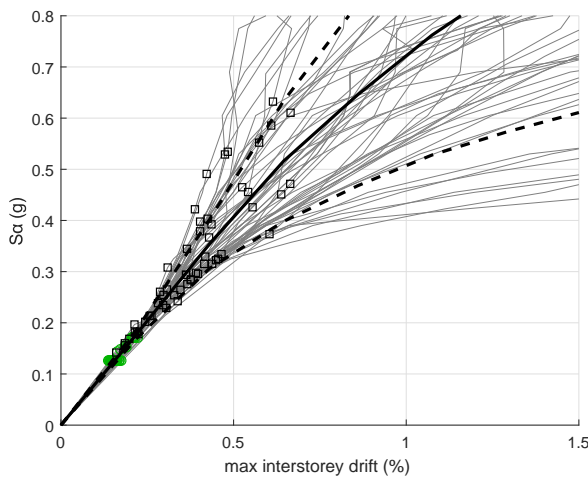
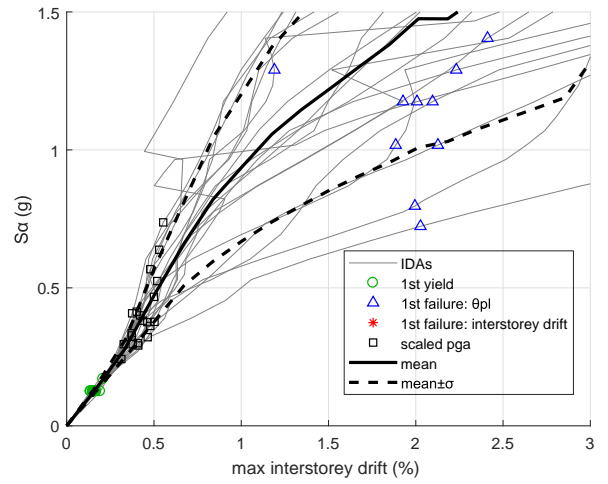
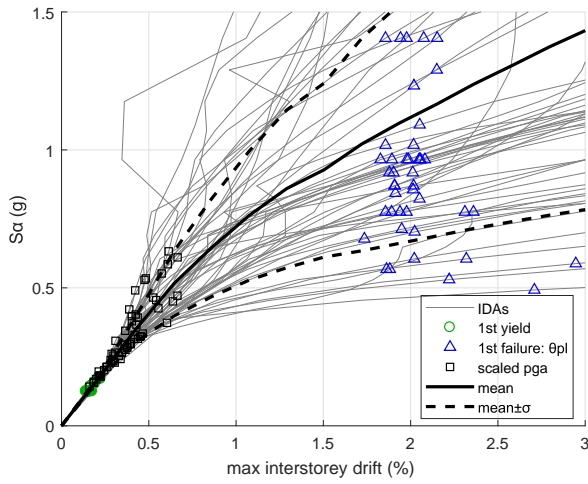




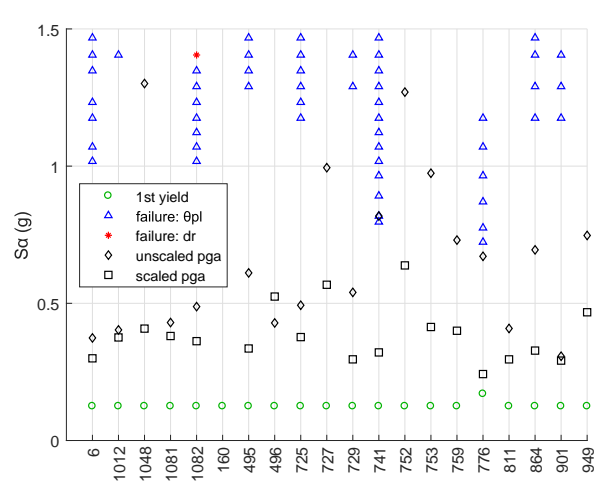
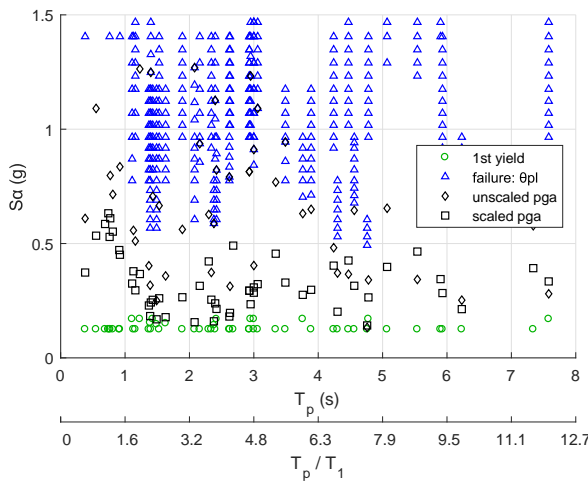
Σχήμα 8.6: Γράφημα $P_L - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α/α διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

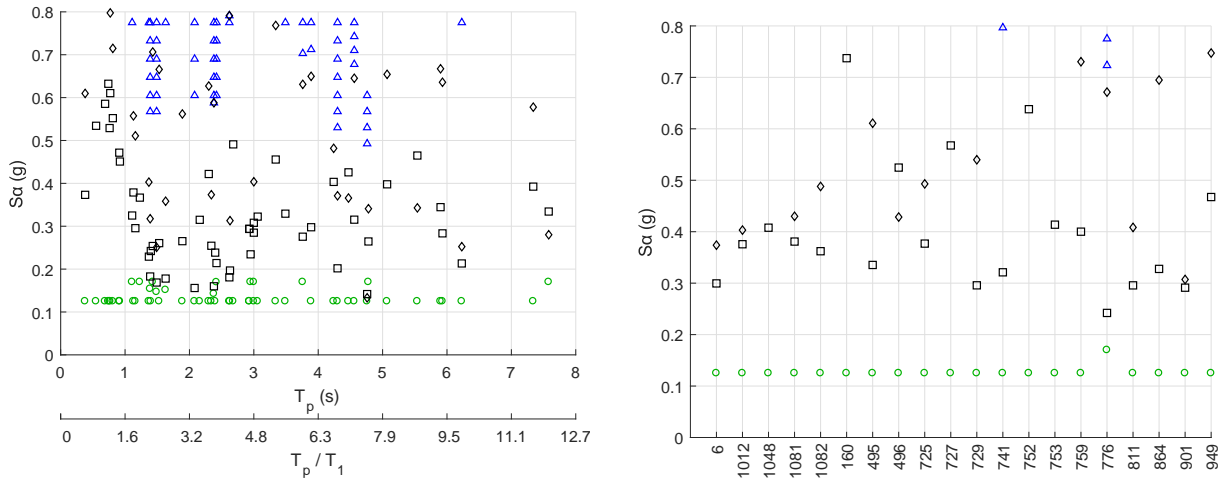


Σχήμα 8.7: Γράφημα $S_a - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

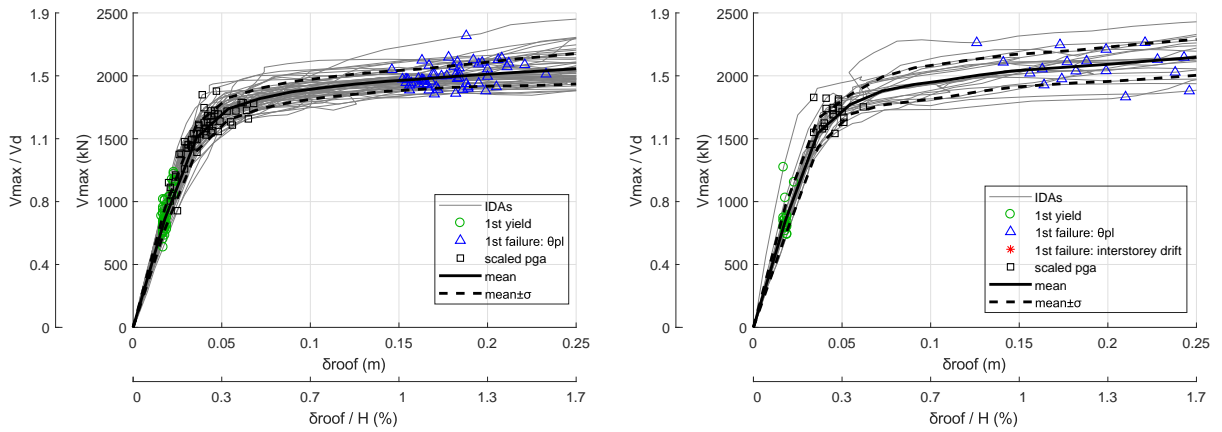


Σχήμα 8.8: Γράφημα S_a – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

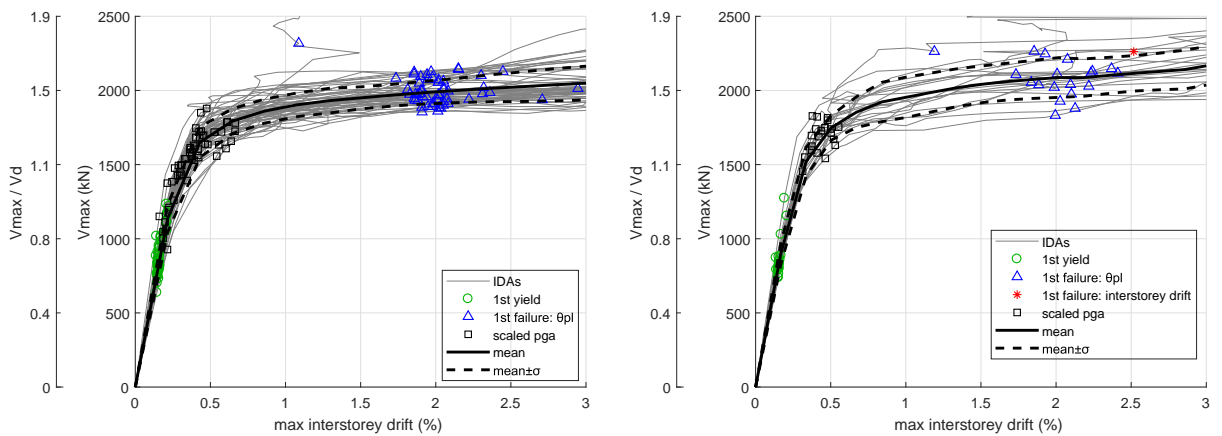




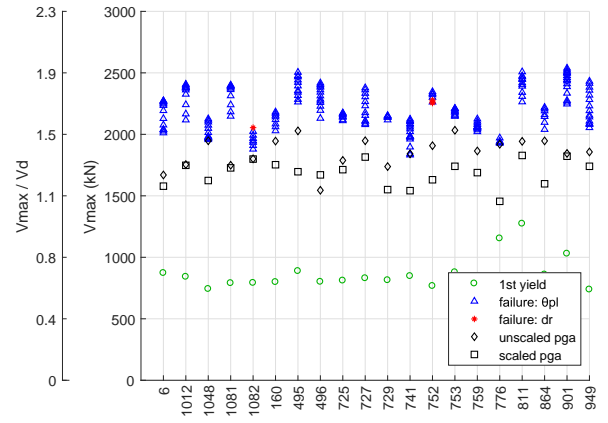
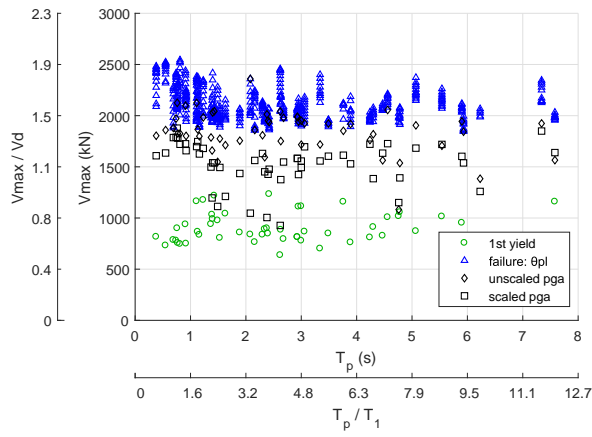
Σχήμα 8.9: Γράφημα $S_a - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α/α διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



Σχήμα 8.10: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d - \delta_{max}$ & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

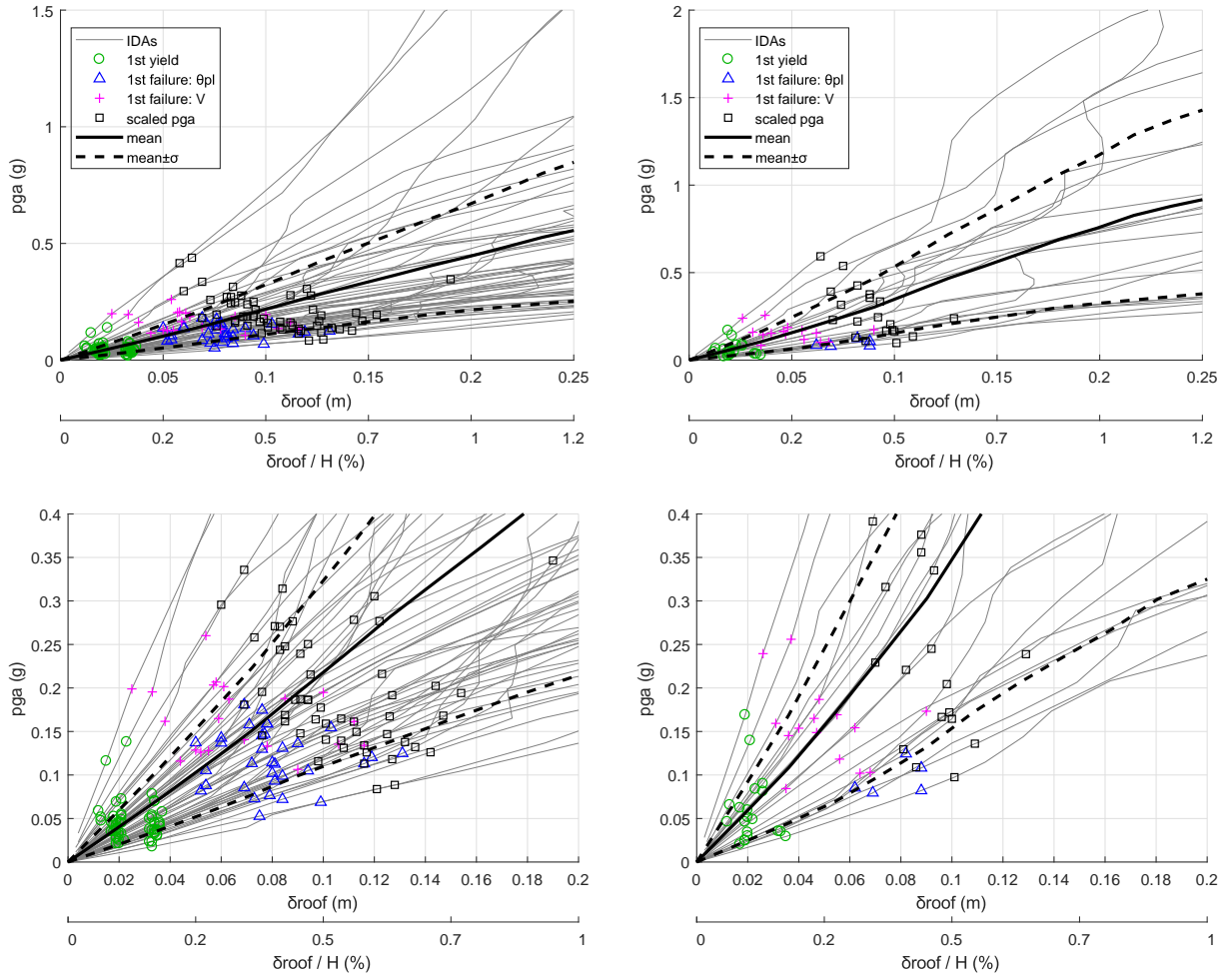


Σχήμα 8.11: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

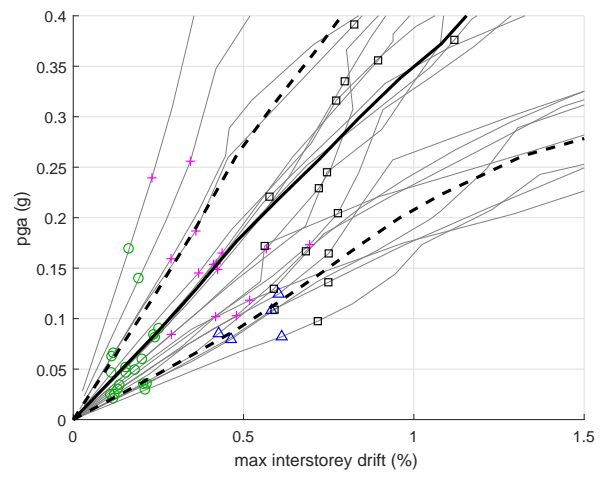
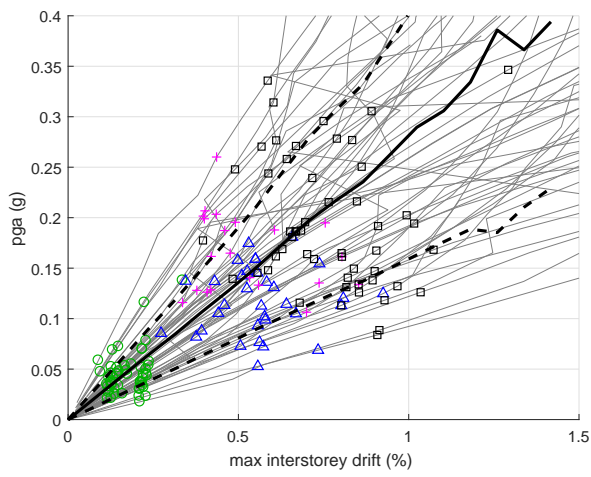
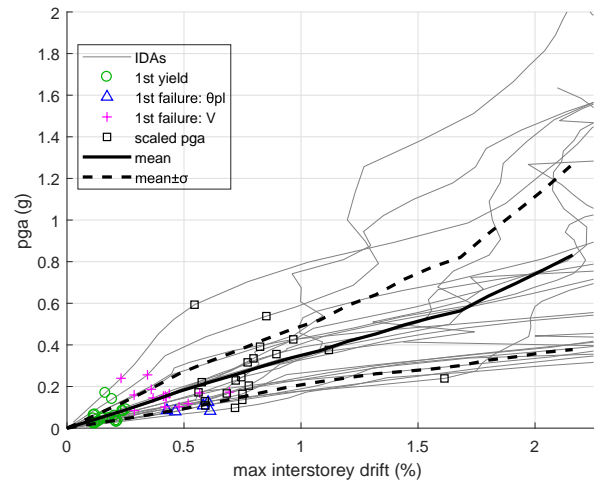
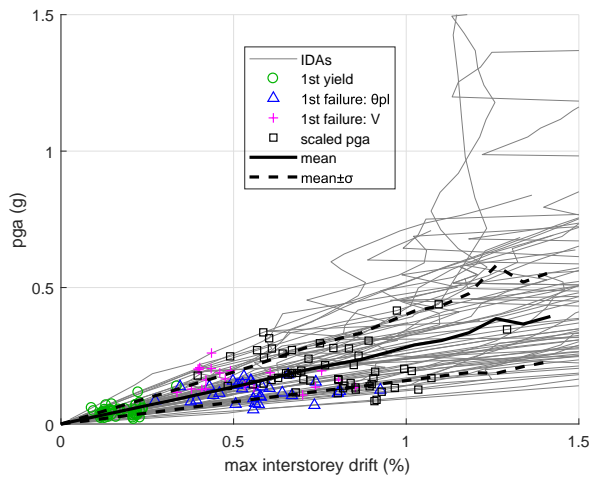


Σχήμα 8.12: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α/a διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

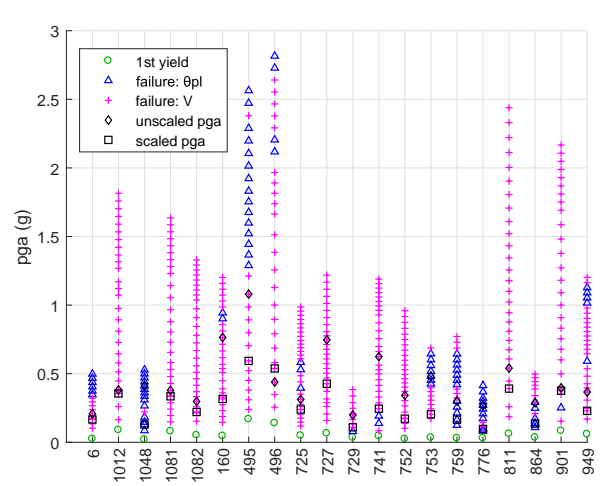
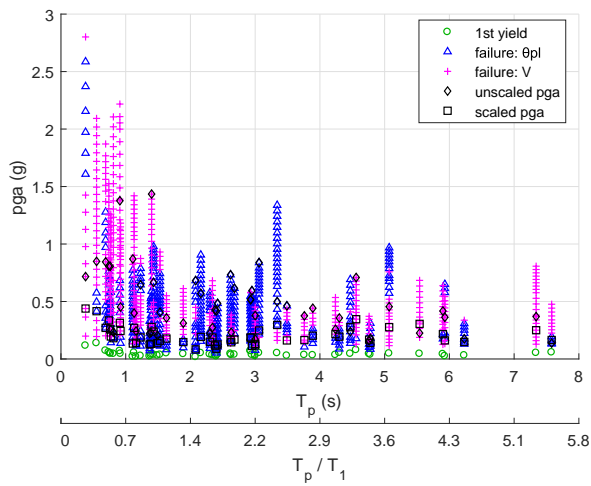
8.2 K70A59

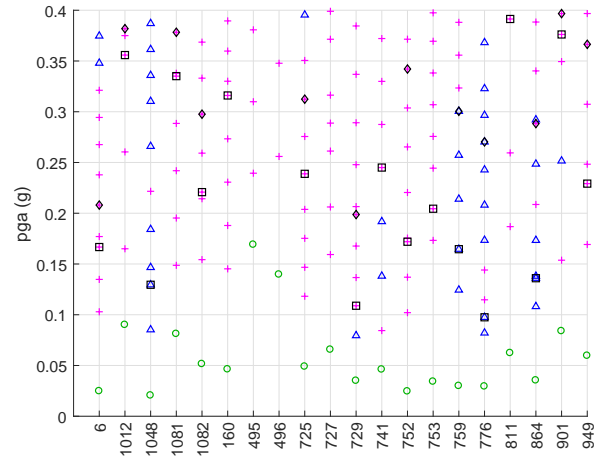
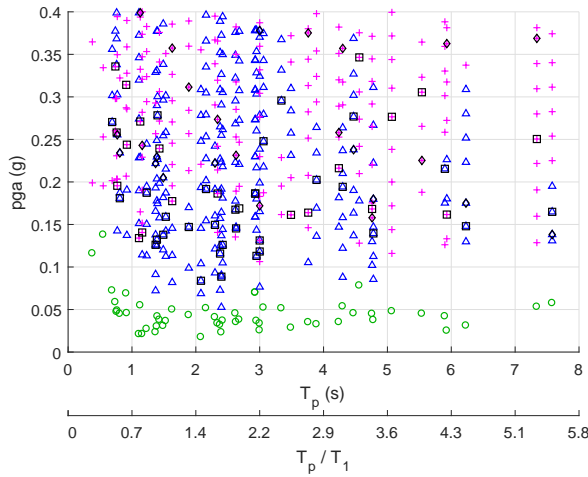


Σχήμα 8.13: Γράφημα PGA – δ_{\max} & δ_{\max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

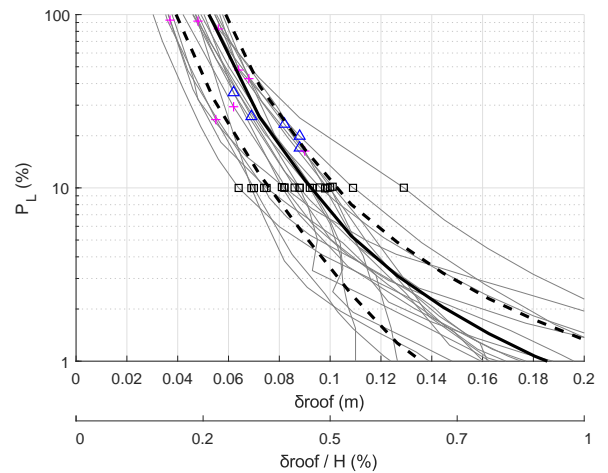
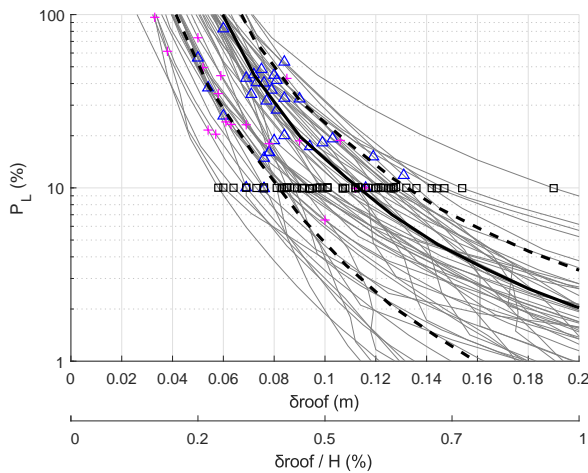
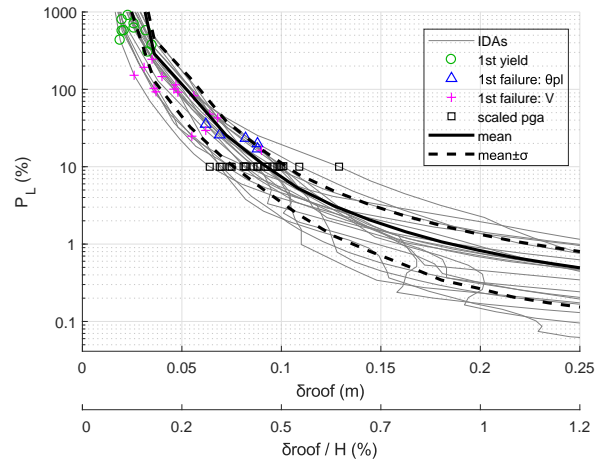
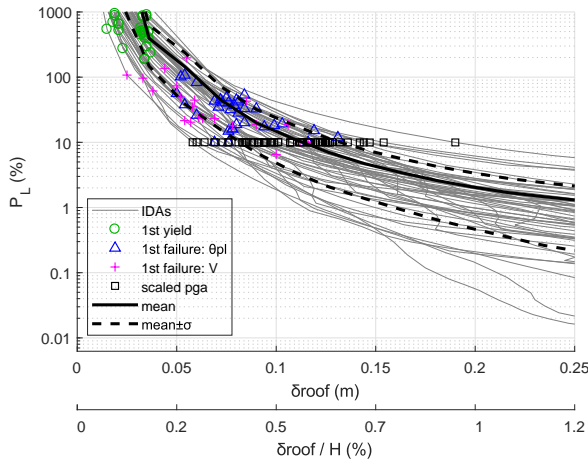


Σχήμα 8.14: Γράφημα PGA – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

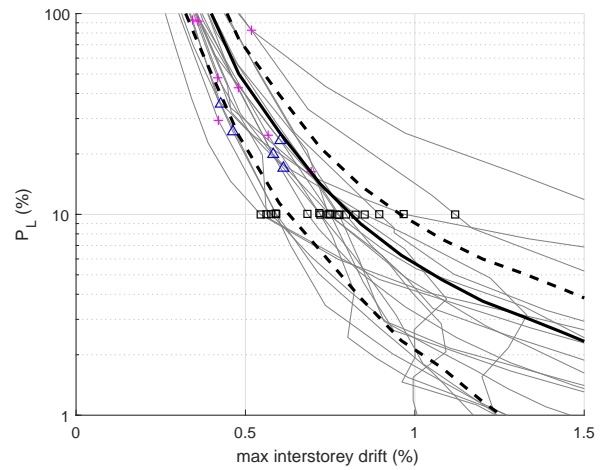
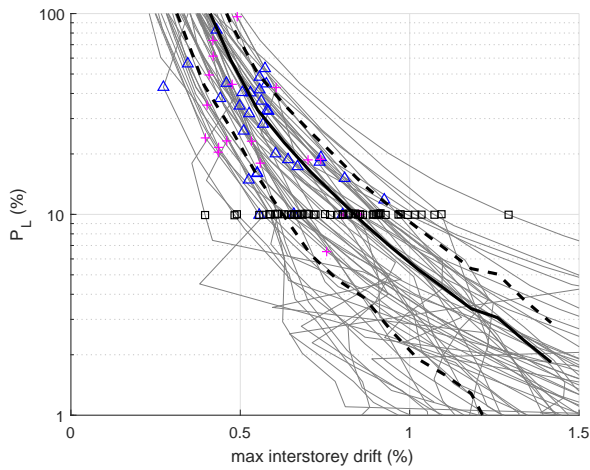
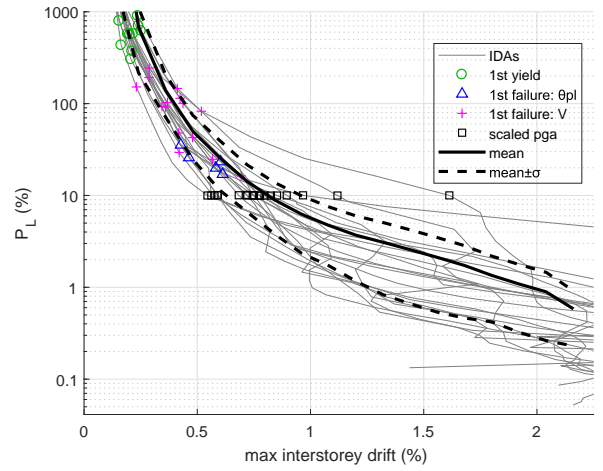
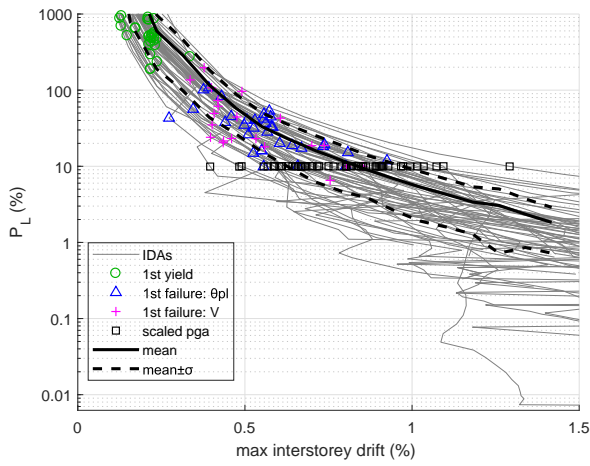




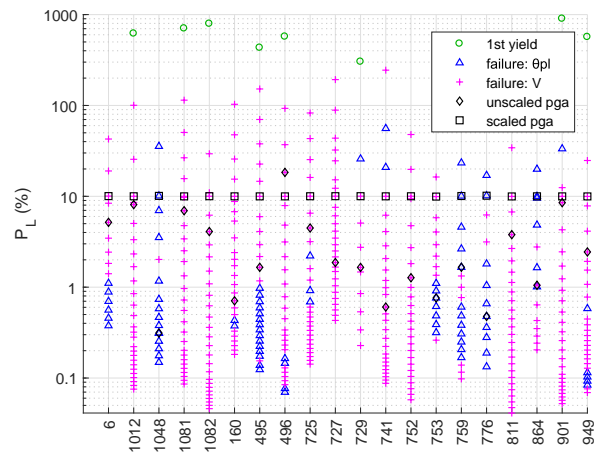
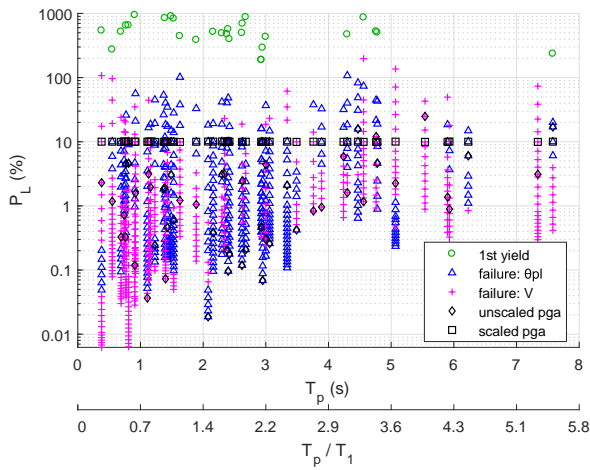
Σχήμα 8.15: Γράφημα PGA – T_p & T_p/T_1 (αριστερά) και a/a διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

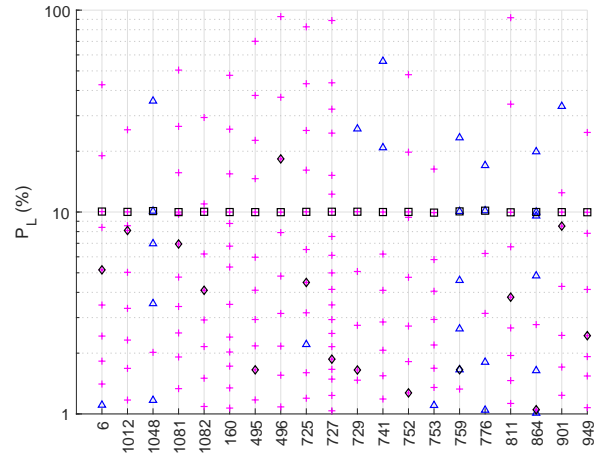
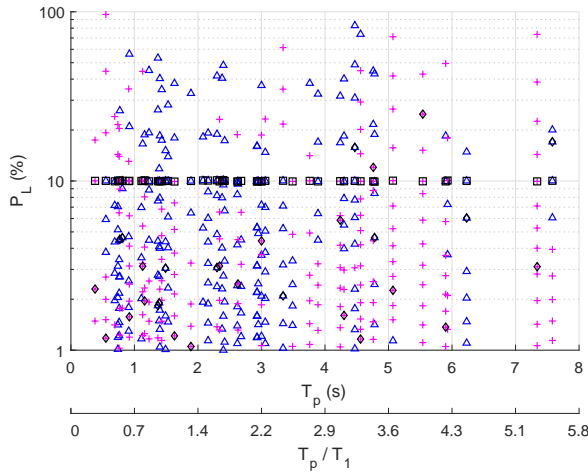


Σχήμα 8.16: Γράφημα $P_L - \delta_{max}$ & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

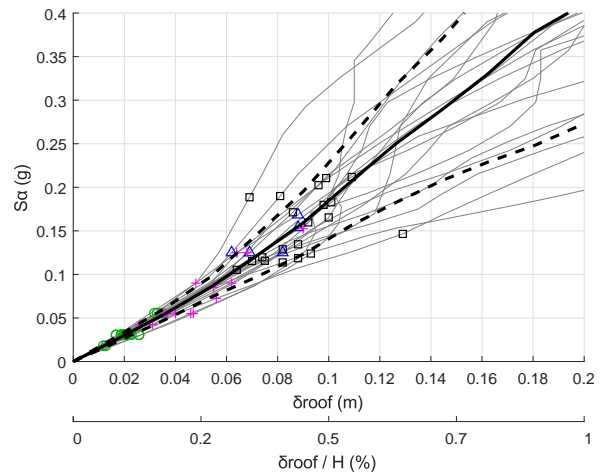
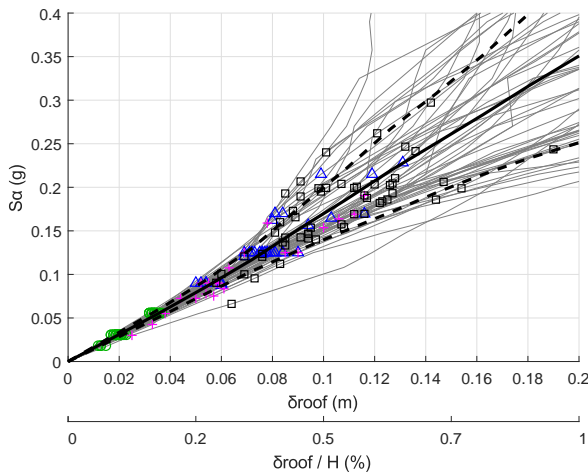
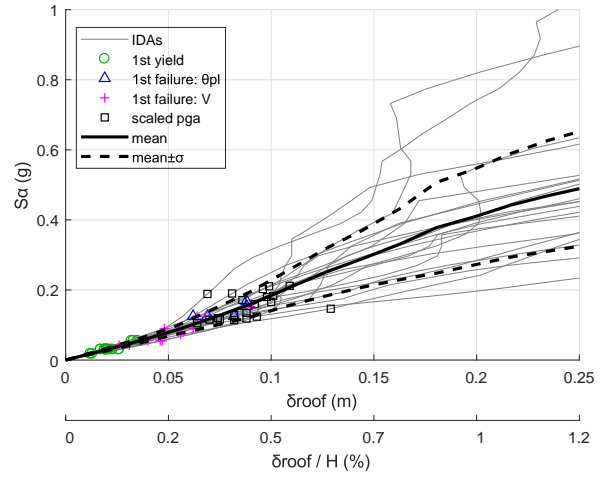
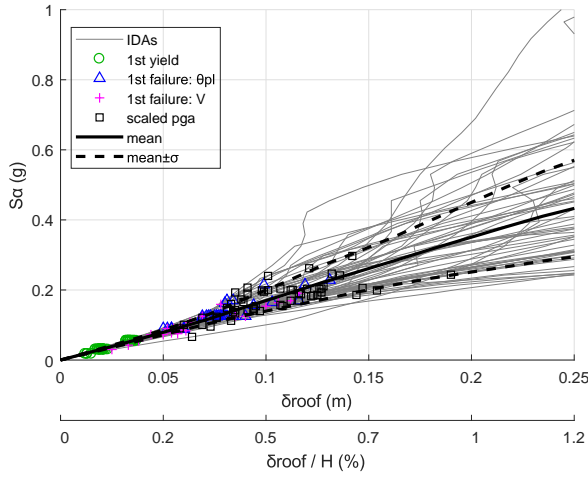


Σχήμα 8.17: Γράφημα P_L – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

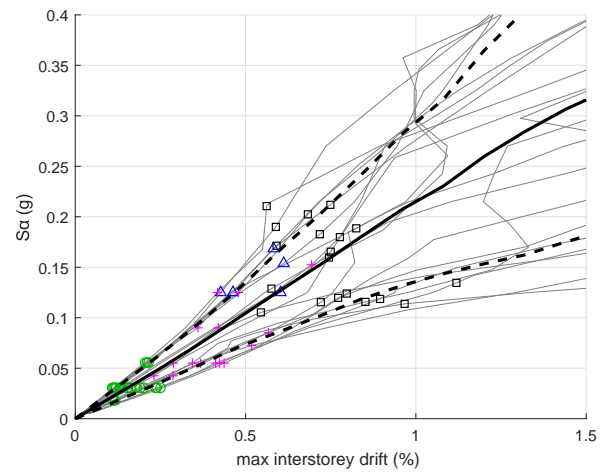
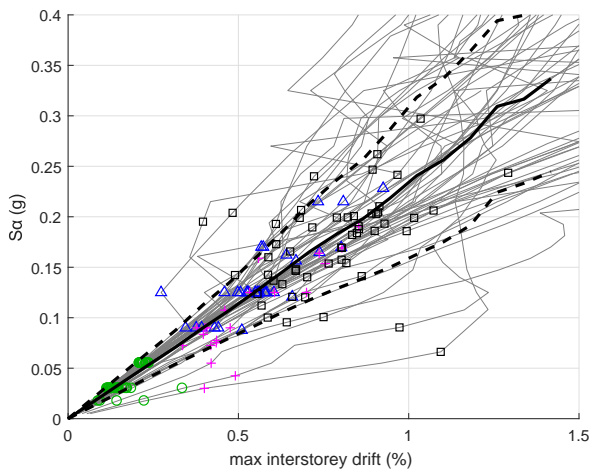
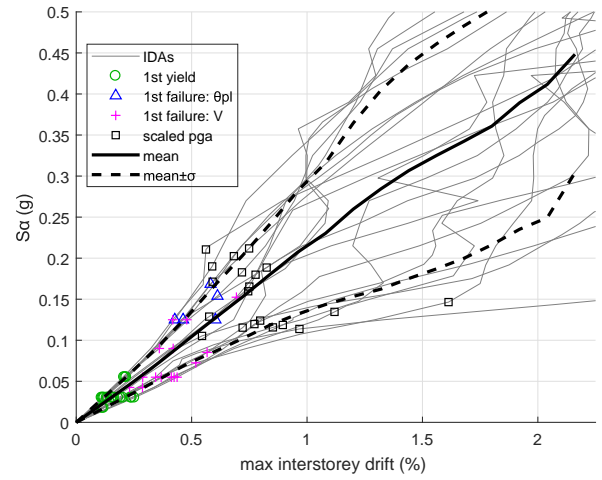
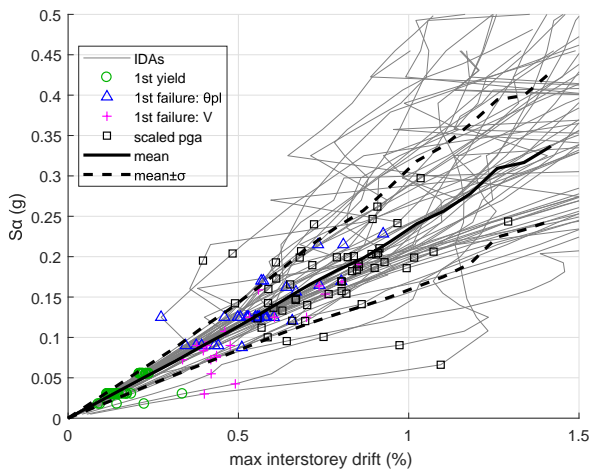




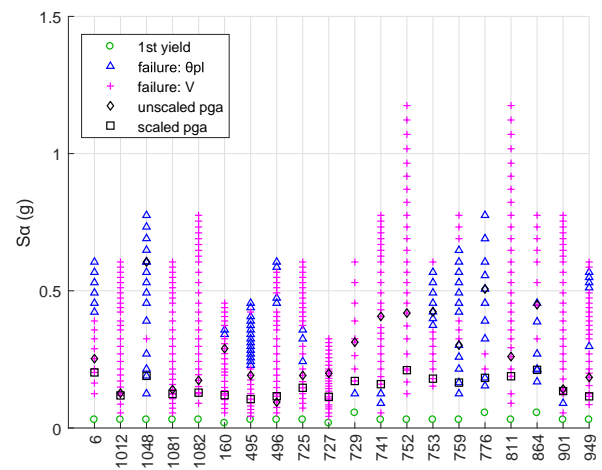
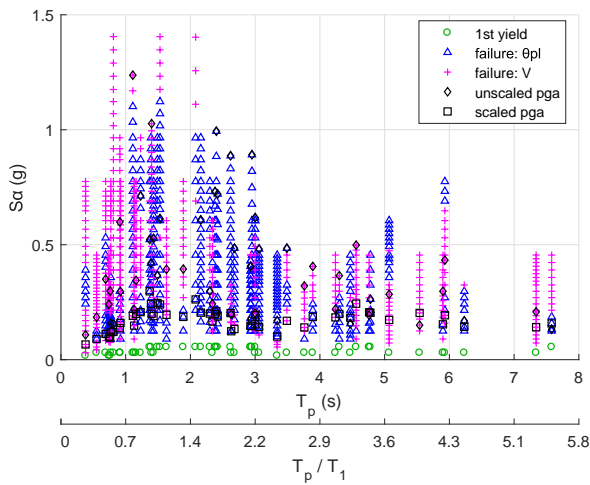
Σχήμα 8.18: Γράφημα $P_L - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

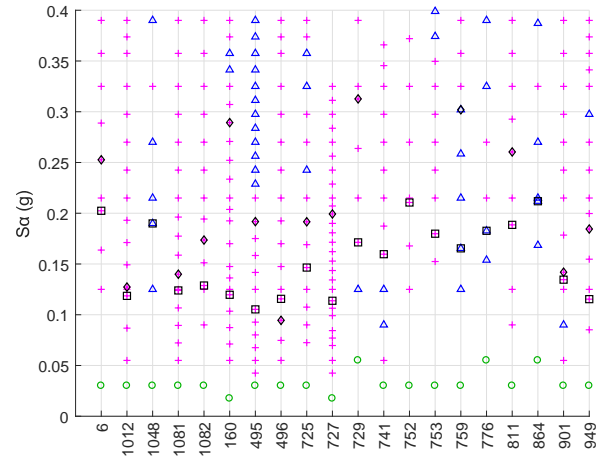
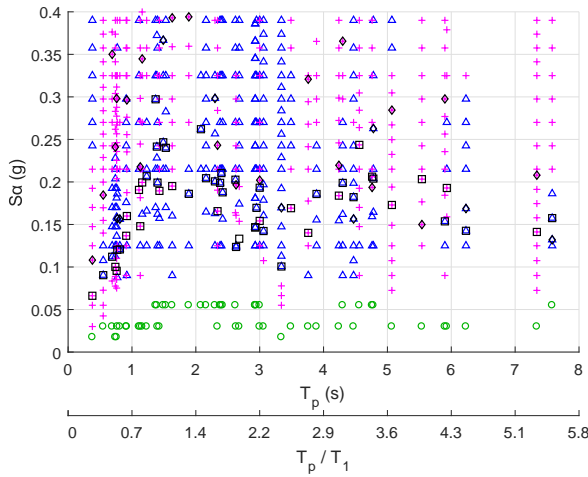


Σχήμα 8.19: Γράφημα $S_a - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

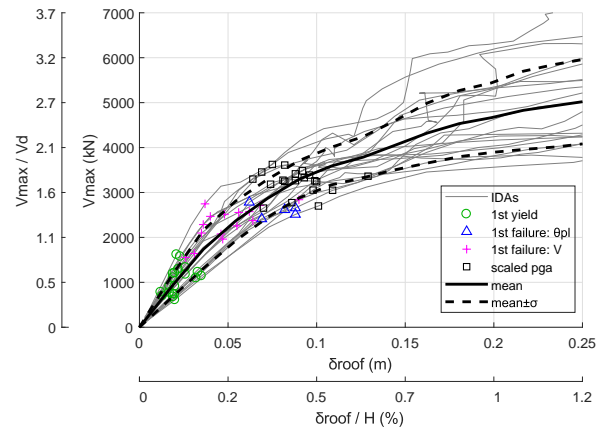
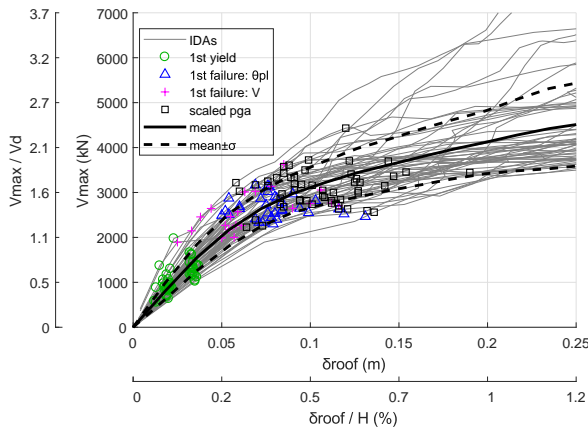


Σχήμα 8.20: Γράφημα S_a – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

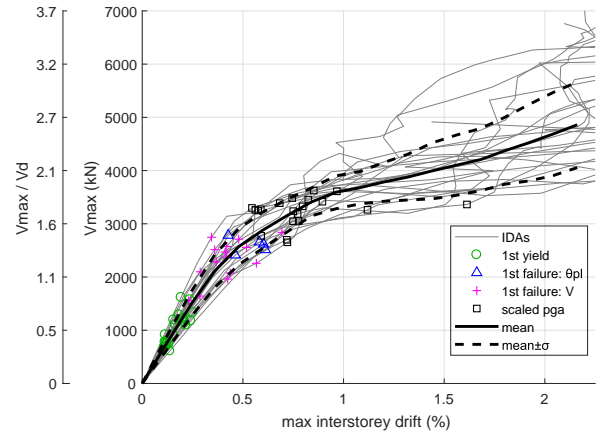
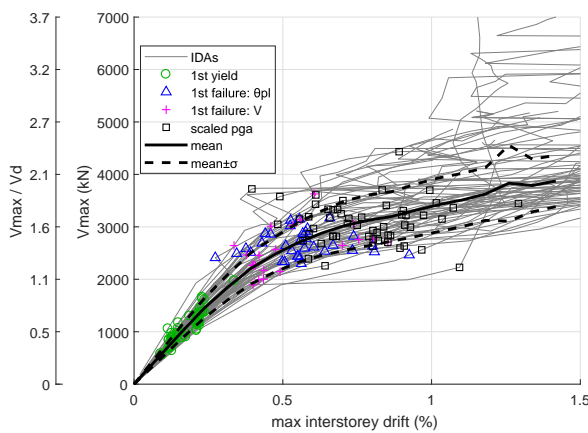




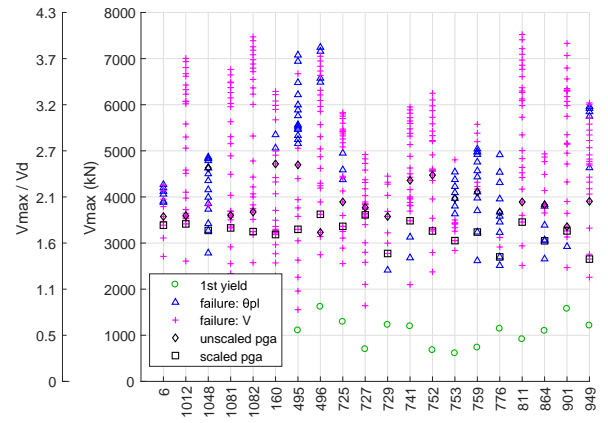
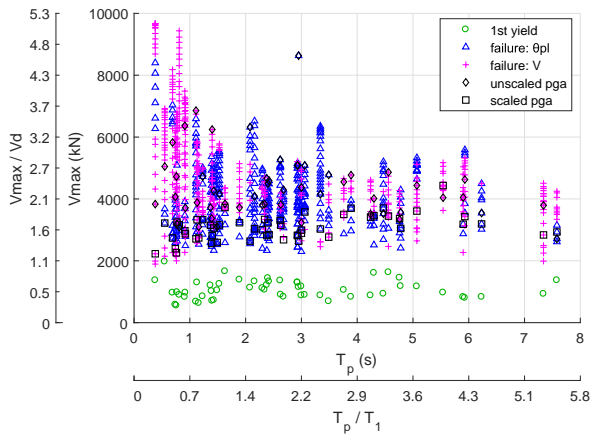
Σχήμα 8.21: Γράφημα $S_a - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α/a διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



Σχήμα 8.22: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d - \delta_{max}$ & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

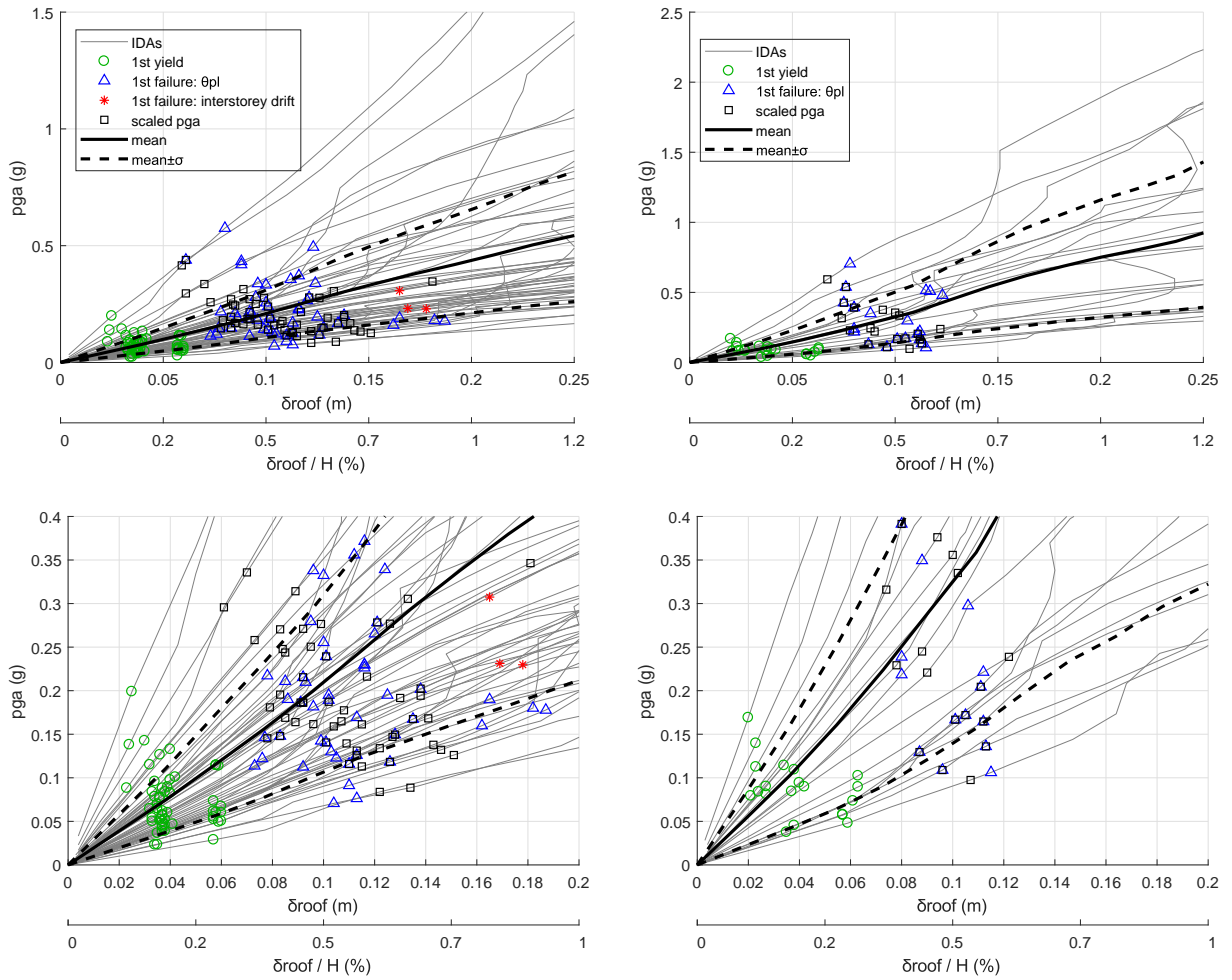


Σχήμα 8.23: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

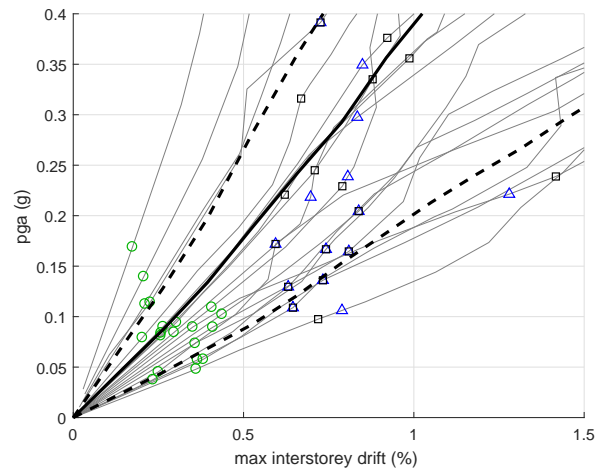
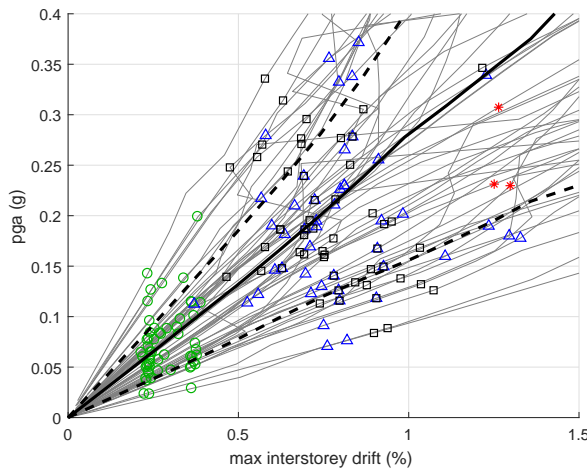
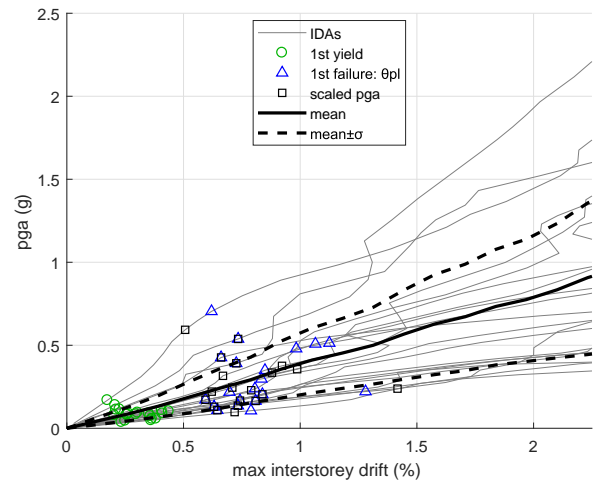
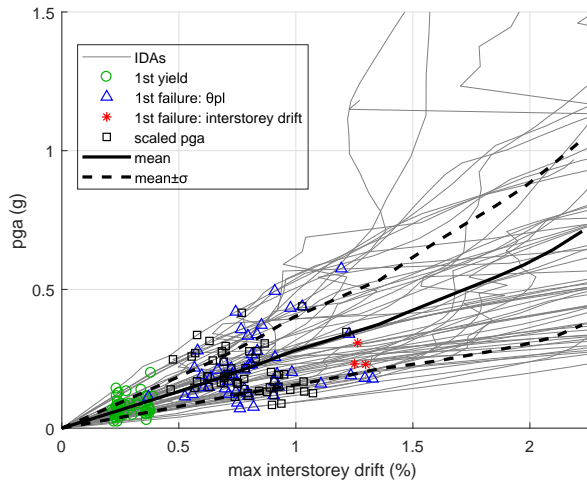


Σχήμα 8.24: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α/a διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

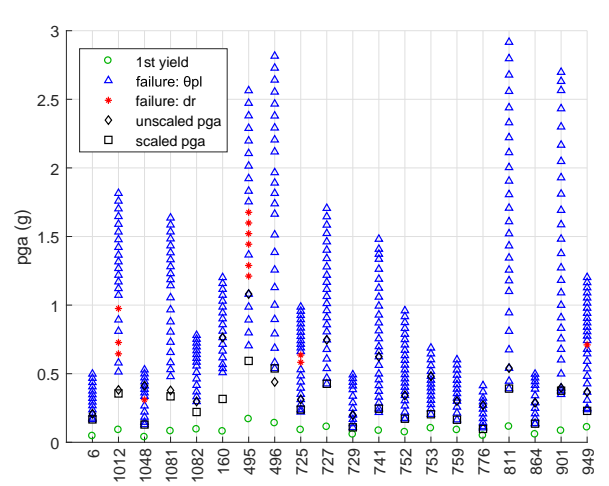
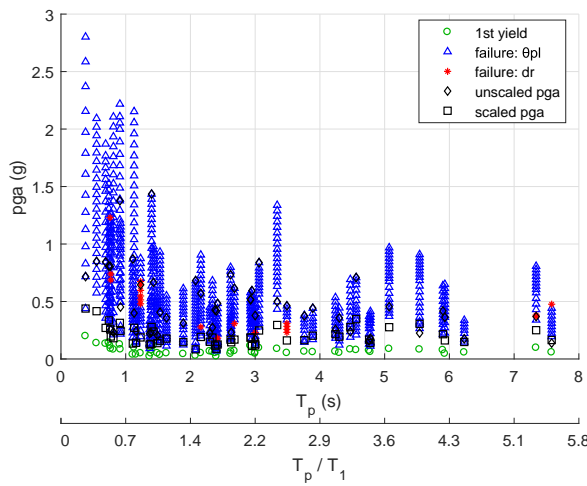
8.3 K80A84

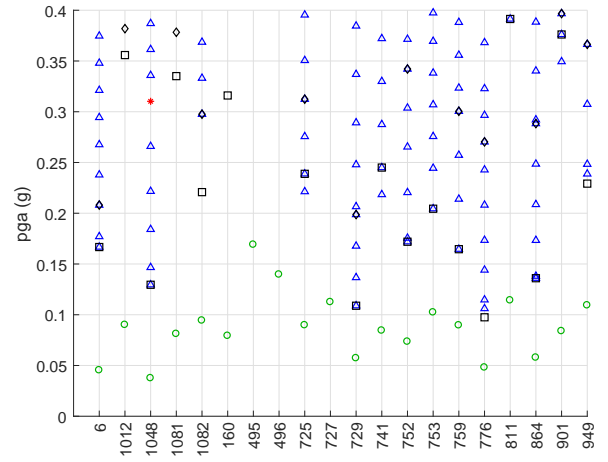
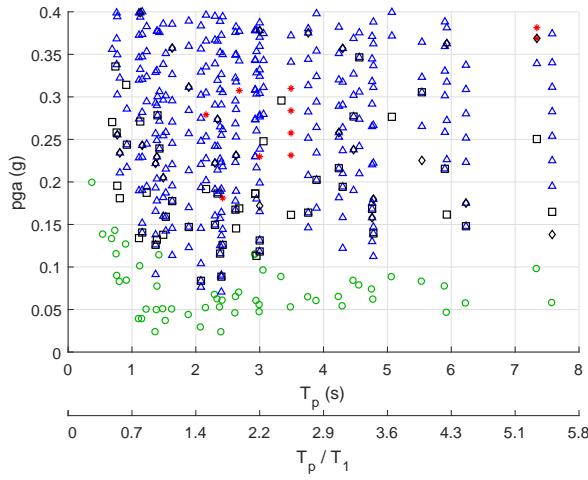


Σχήμα 8.25: Γράφημα PGA – δ_{max} & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

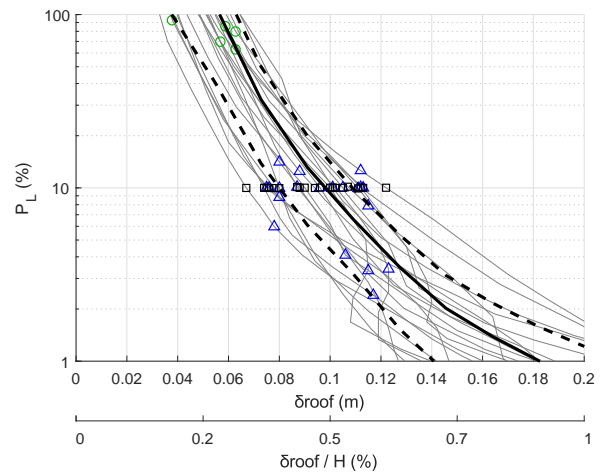
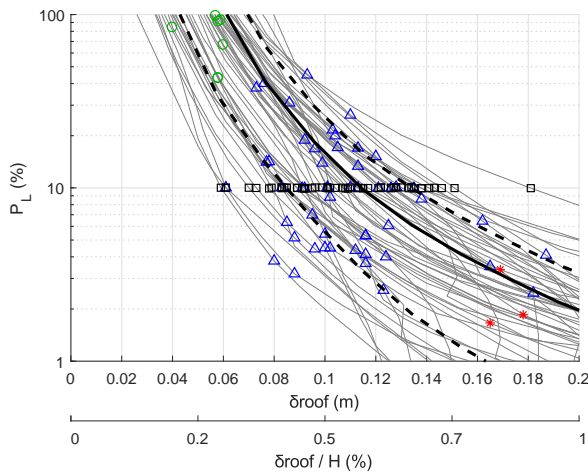
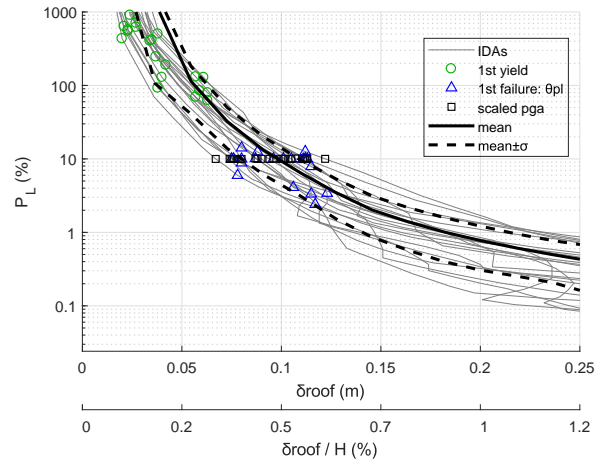
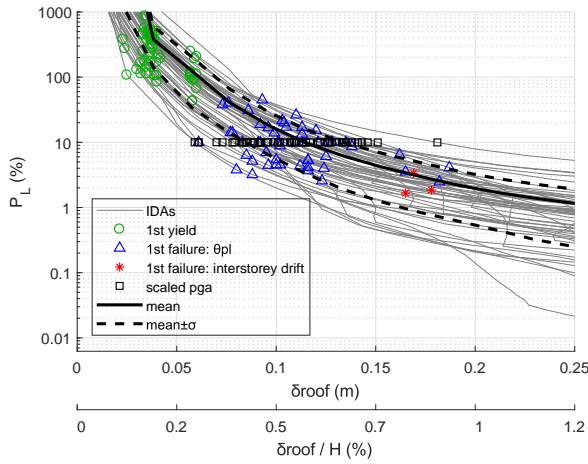


Σχήμα 8.26: Γράφημα PGA – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

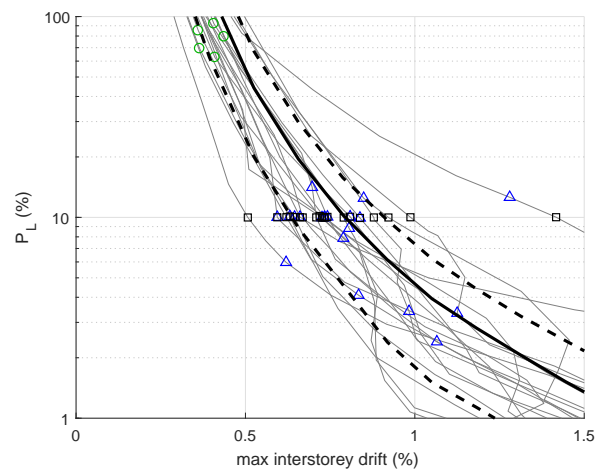
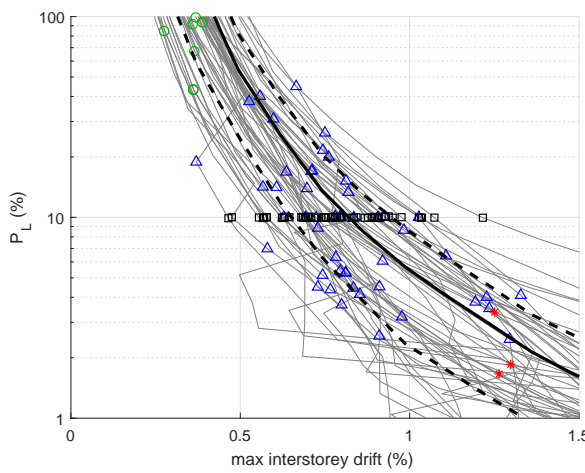
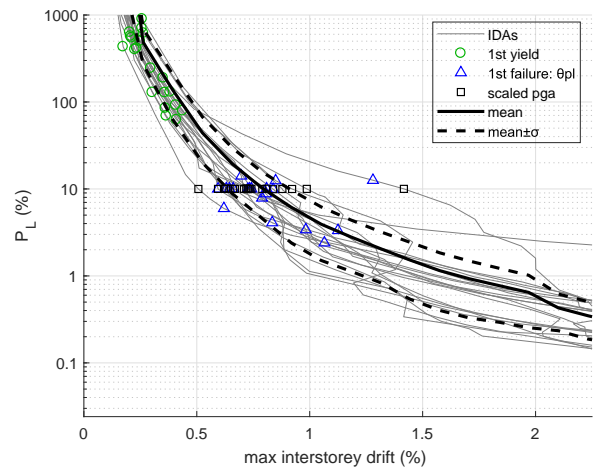
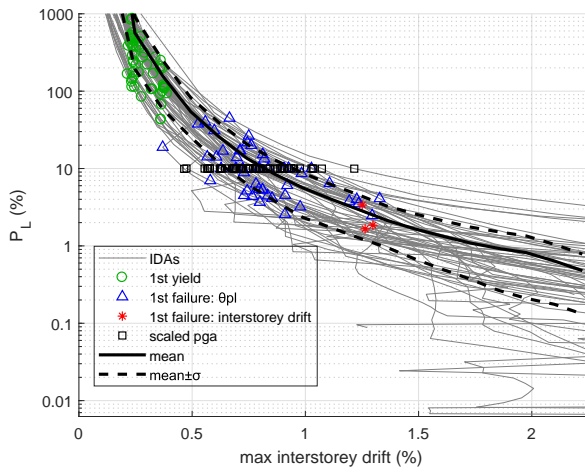




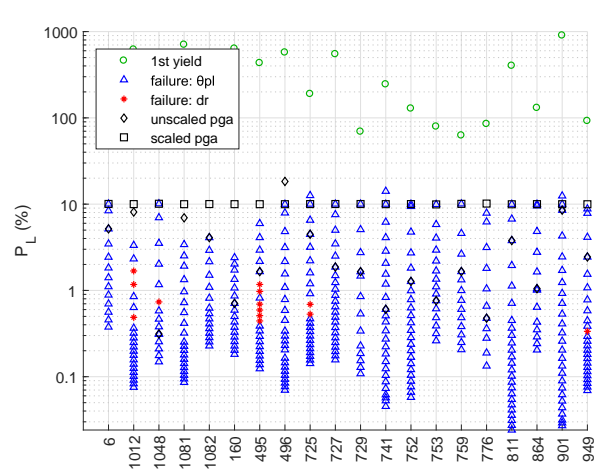
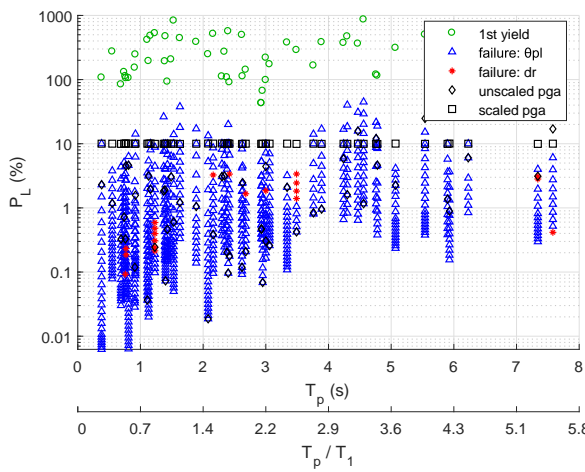
Σχήμα 8.27: Γράφημα PGA – T_p & T_p/T_1 (αριστερά) και a/a διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

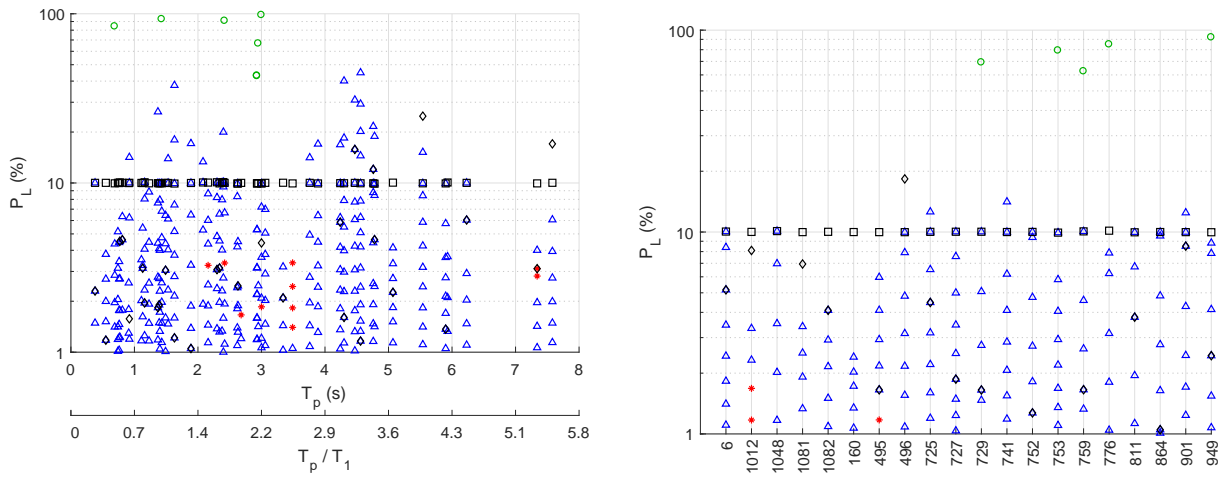


Σχήμα 8.28: Γράφημα $P_L - \delta_{max}$ & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

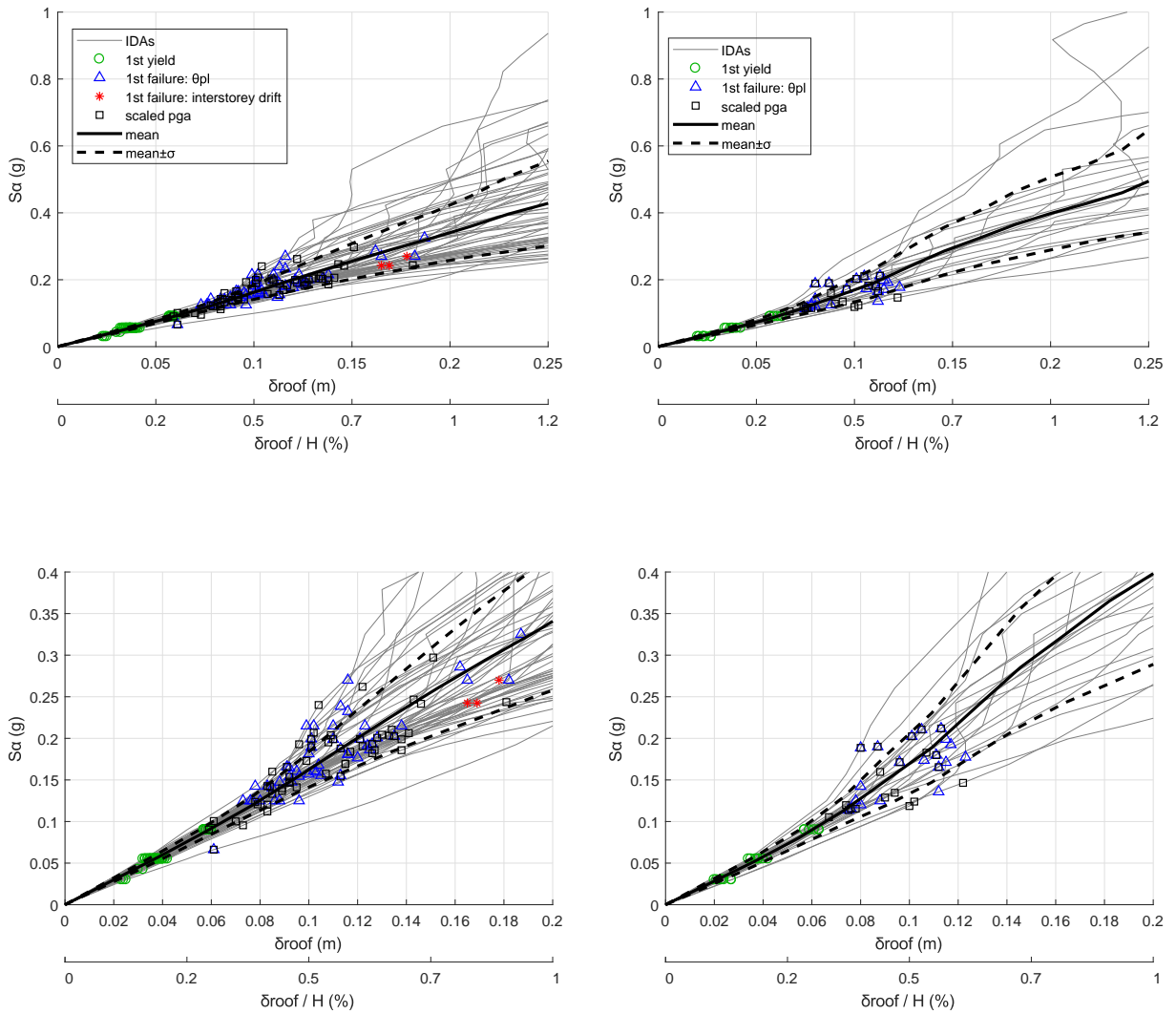


Σχήμα 8.29: Γράφημα P_L – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

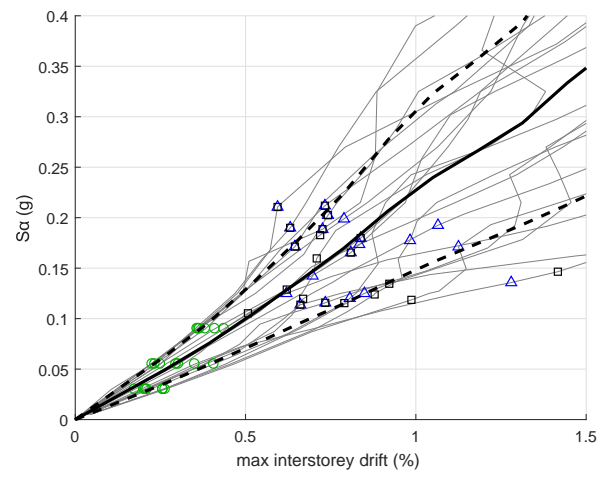
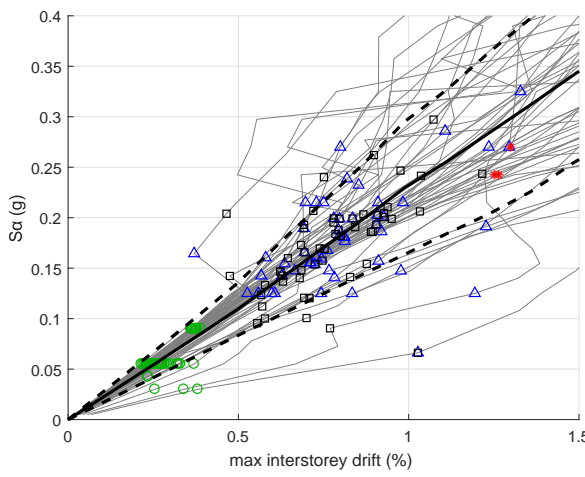
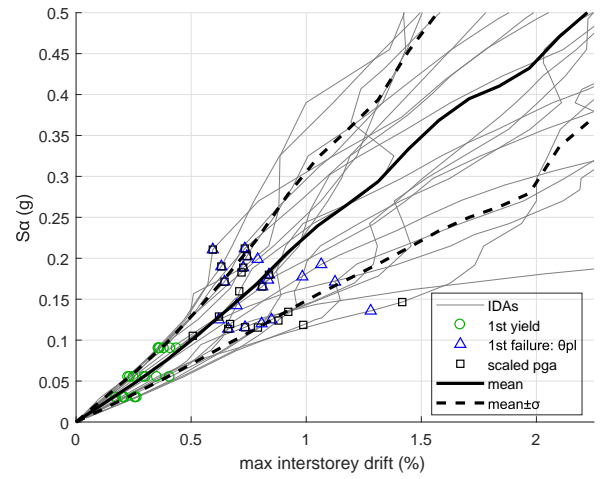
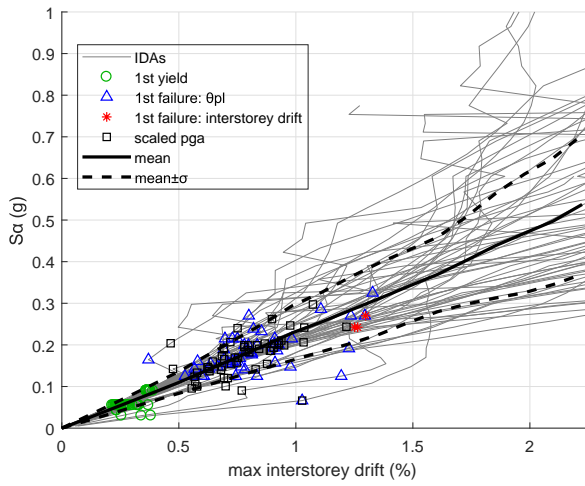




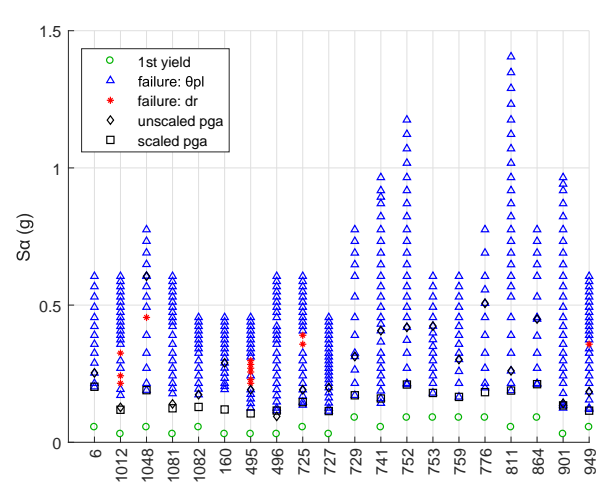
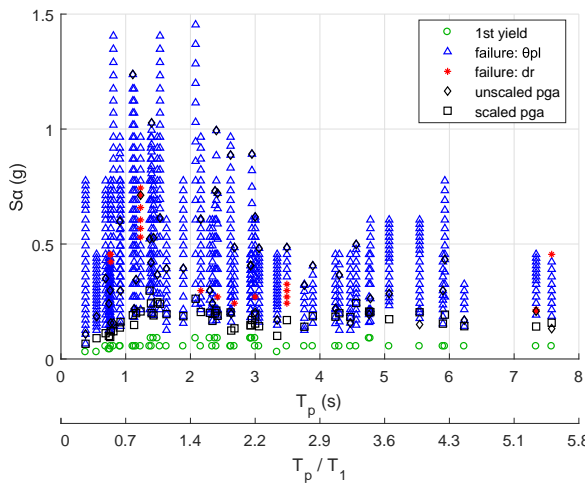
Σχήμα 8.30: Γράφημα $P_L - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α/α διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

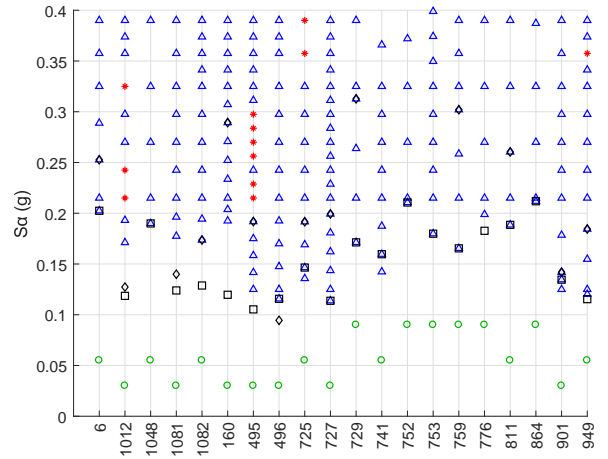
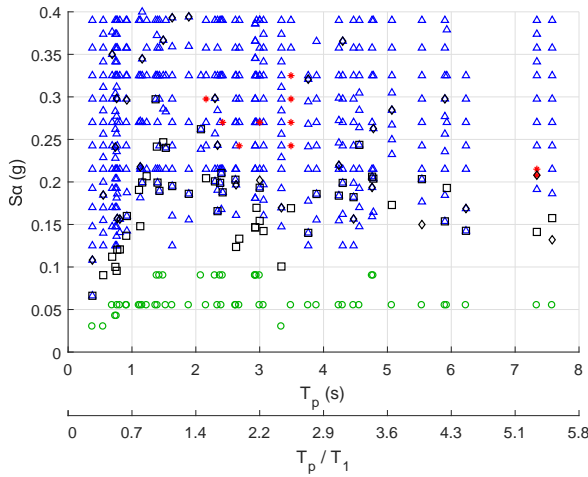


Σχήμα 8.31: Γράφημα $S_a - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

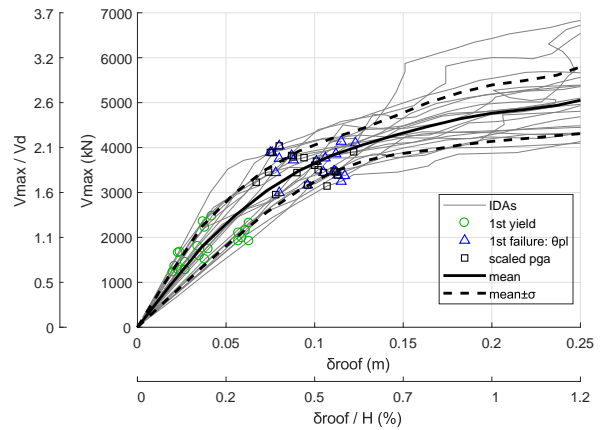
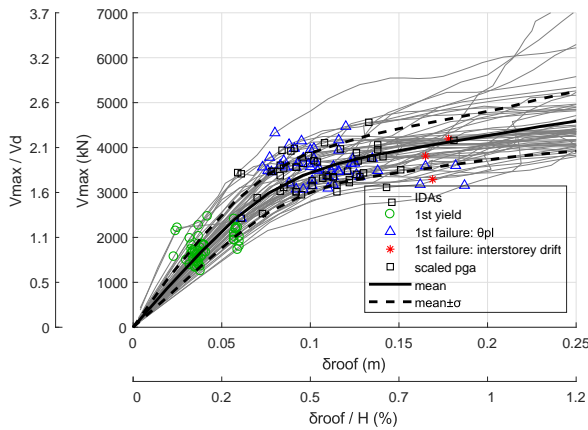


Σχήμα 8.32: Γράφημα S_a – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

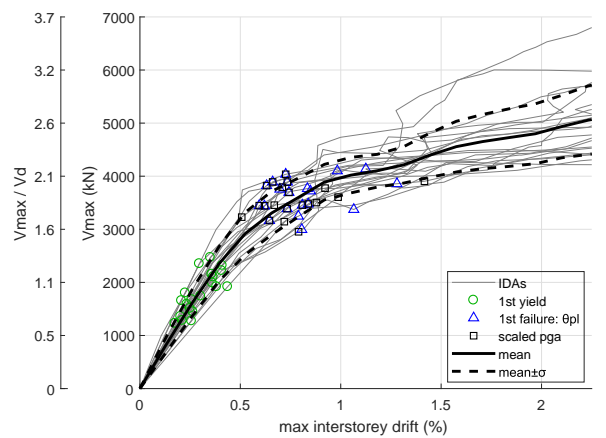
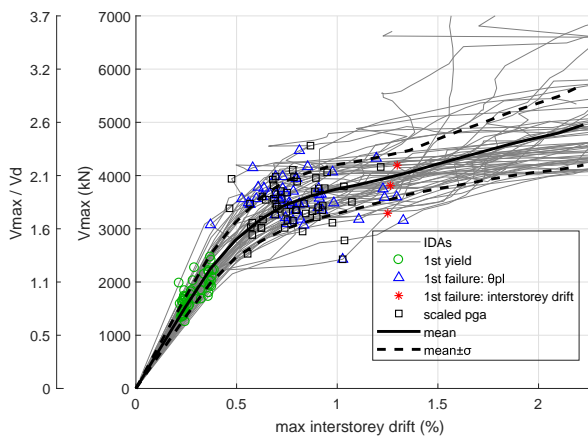




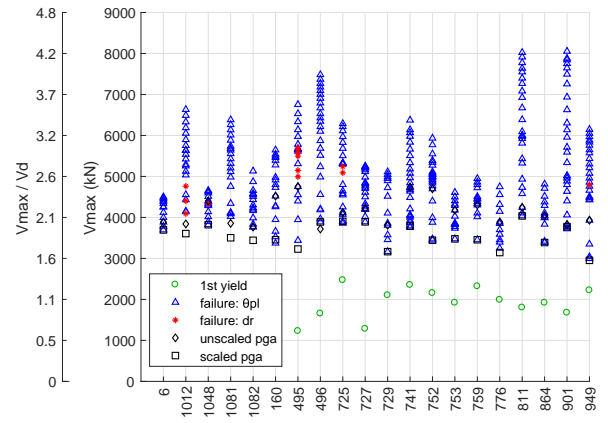
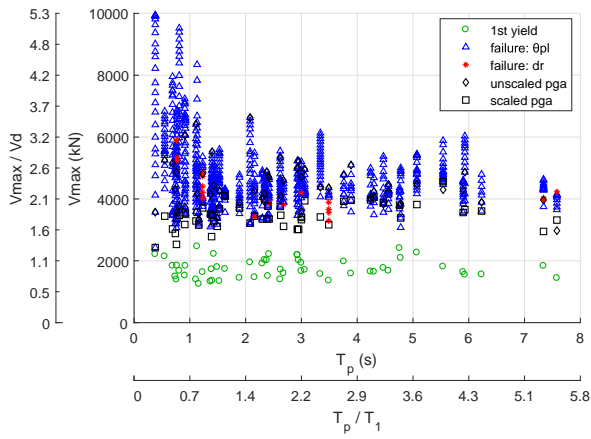
Σχήμα 8.33: Γράφημα $S_a - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και a/a διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



Σχήμα 8.34: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d - \delta_{max}$ & δ_{max}/H των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

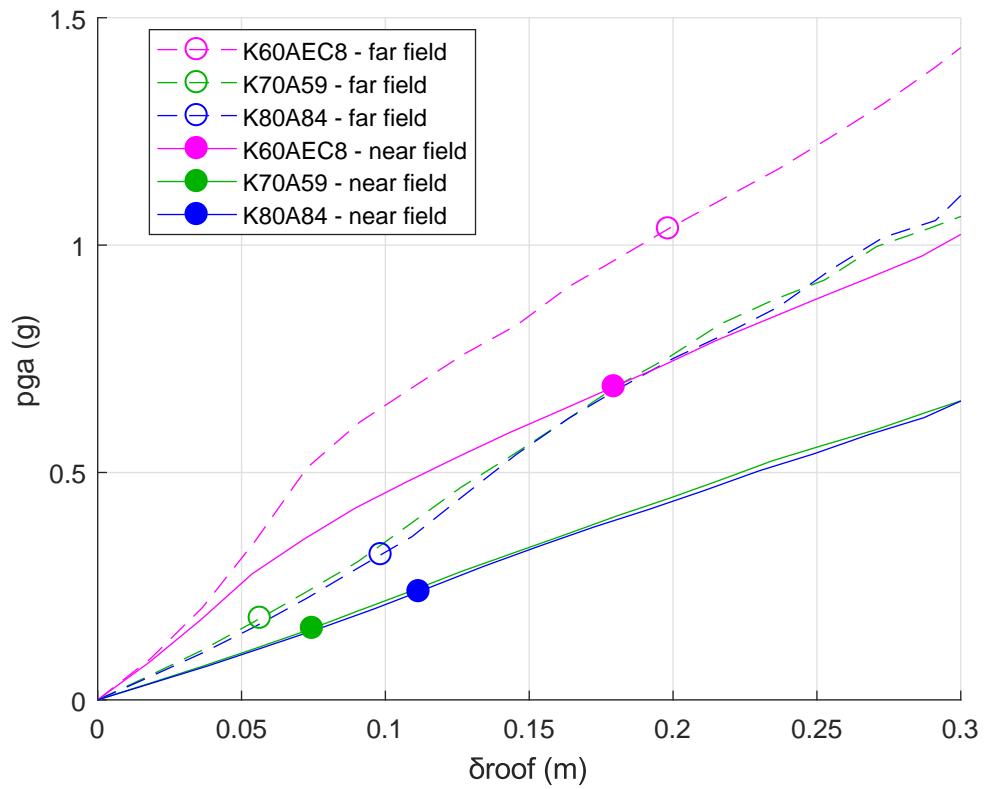


Σχήμα 8.35: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

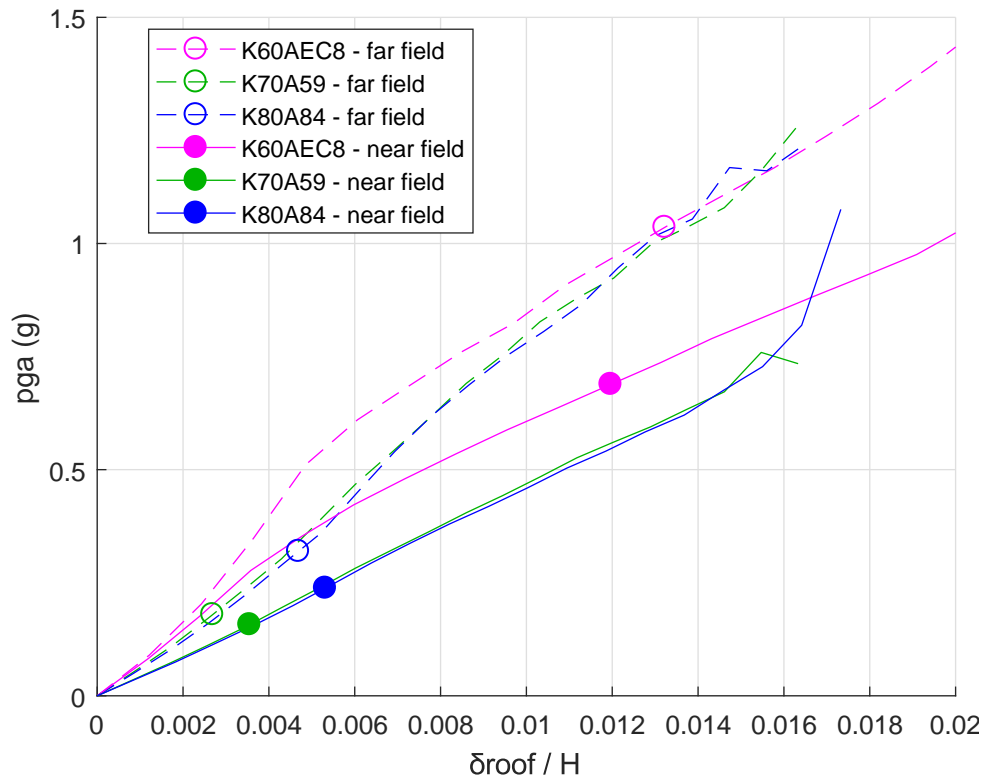


Σχήμα 8.36: Γράφημα V_{max} & $V_{max}/V_d - T_p$ & T_p/T_1 (αριστερά) και α /α διέγερσης (δεξιά) των καμπύλων IDA του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

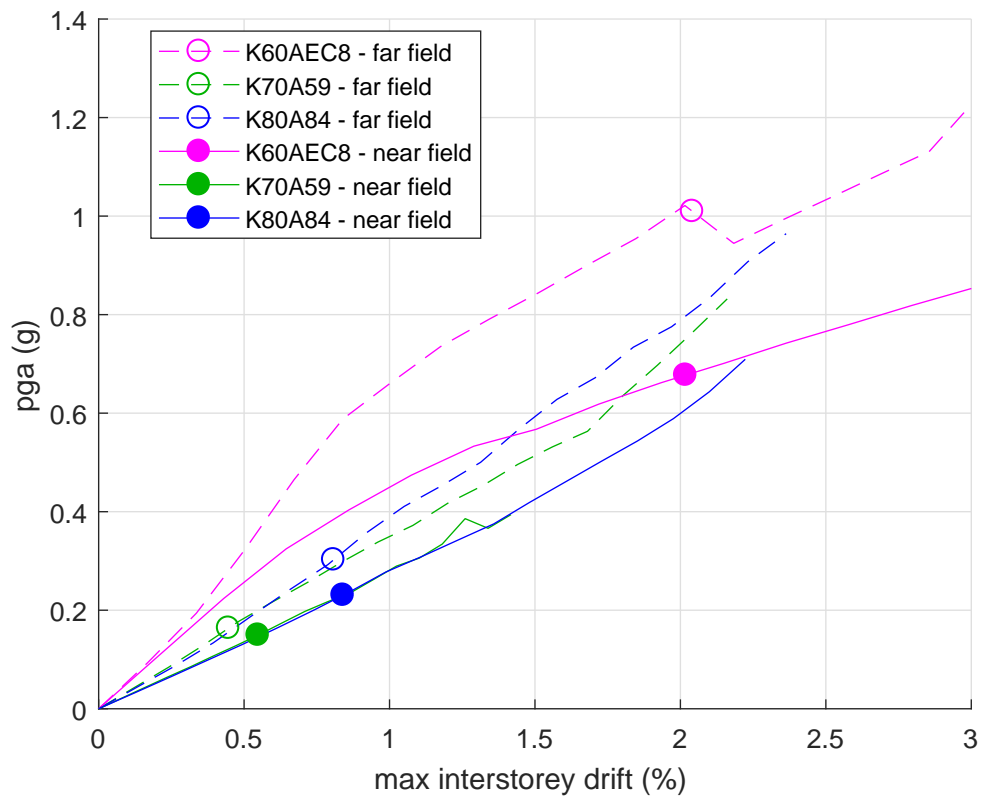
8.4 Κοινά γραφήματα “μέσων καμπύλων” IDA κτιρίων



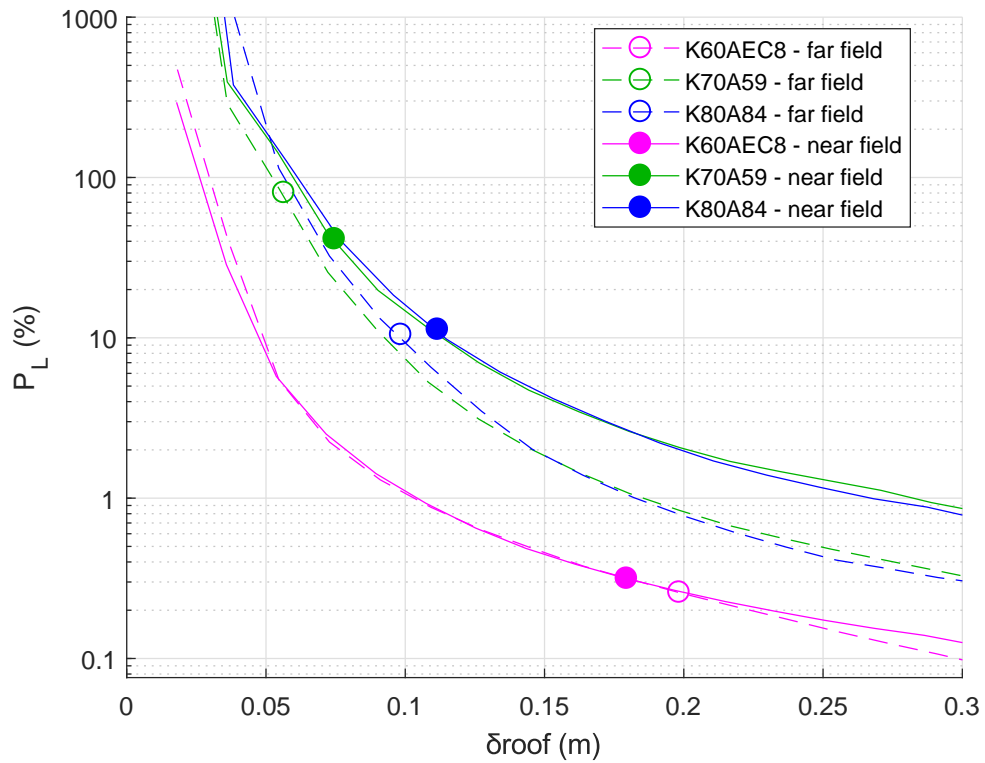
Σχήμα 8.37: Κοινό γράφημα PGA – δ_{\max} των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



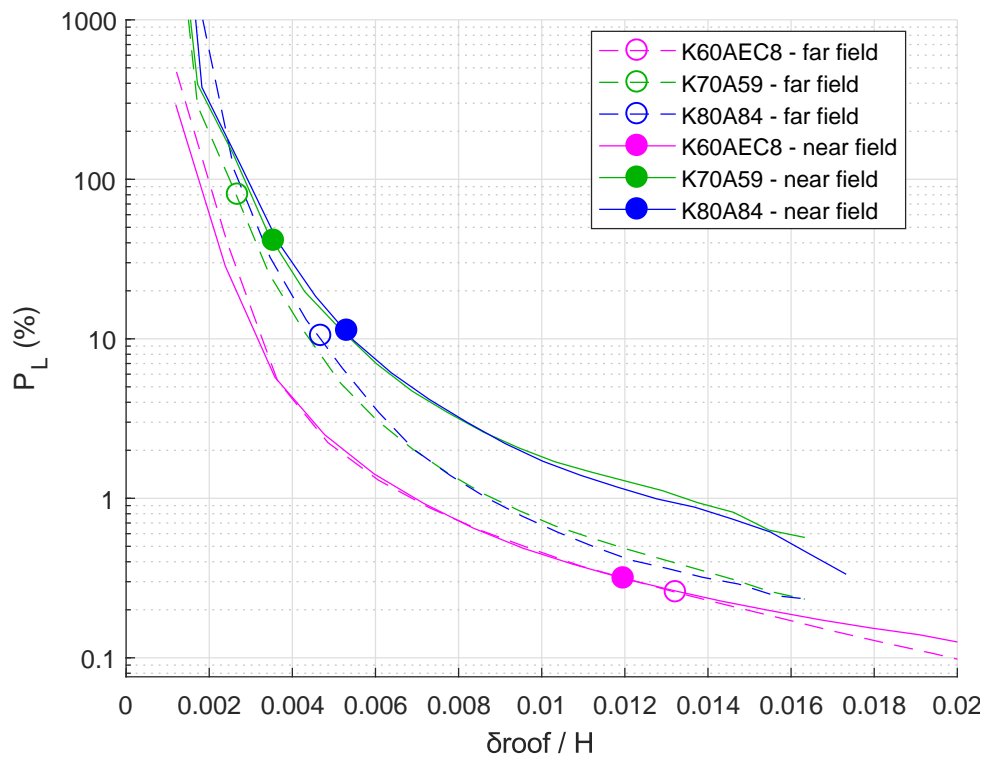
Σχήμα 8.38: Κοινό γράφημα PGA – δ_{max}/H των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



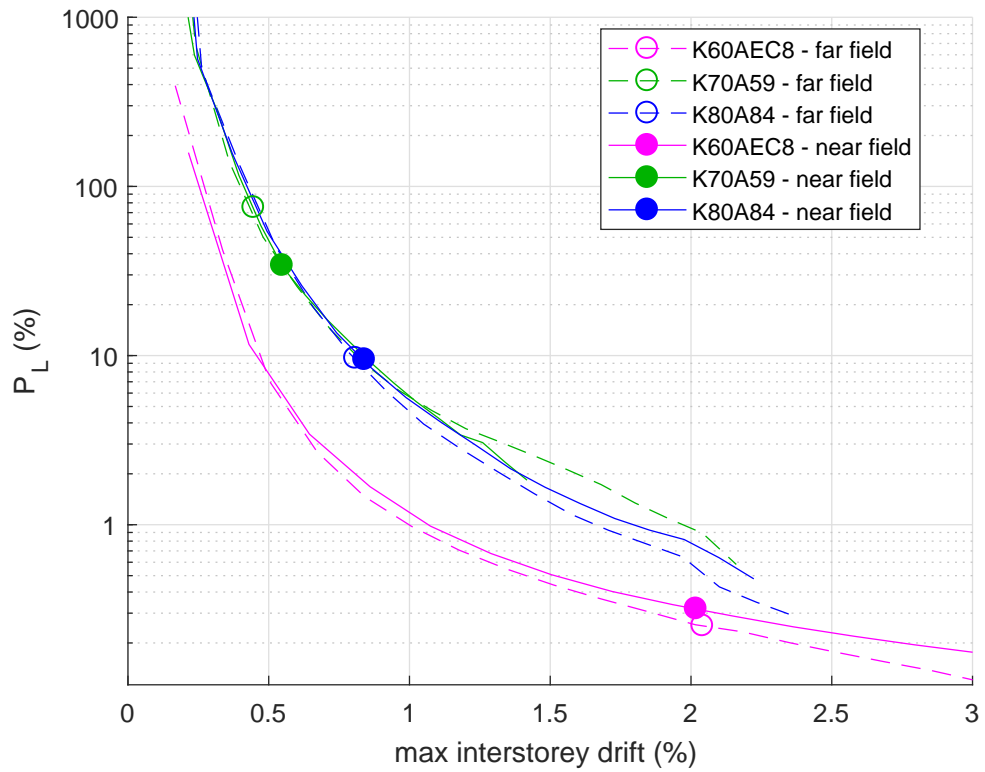
Σχήμα 8.39: Κοινό γράφημα PGA – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



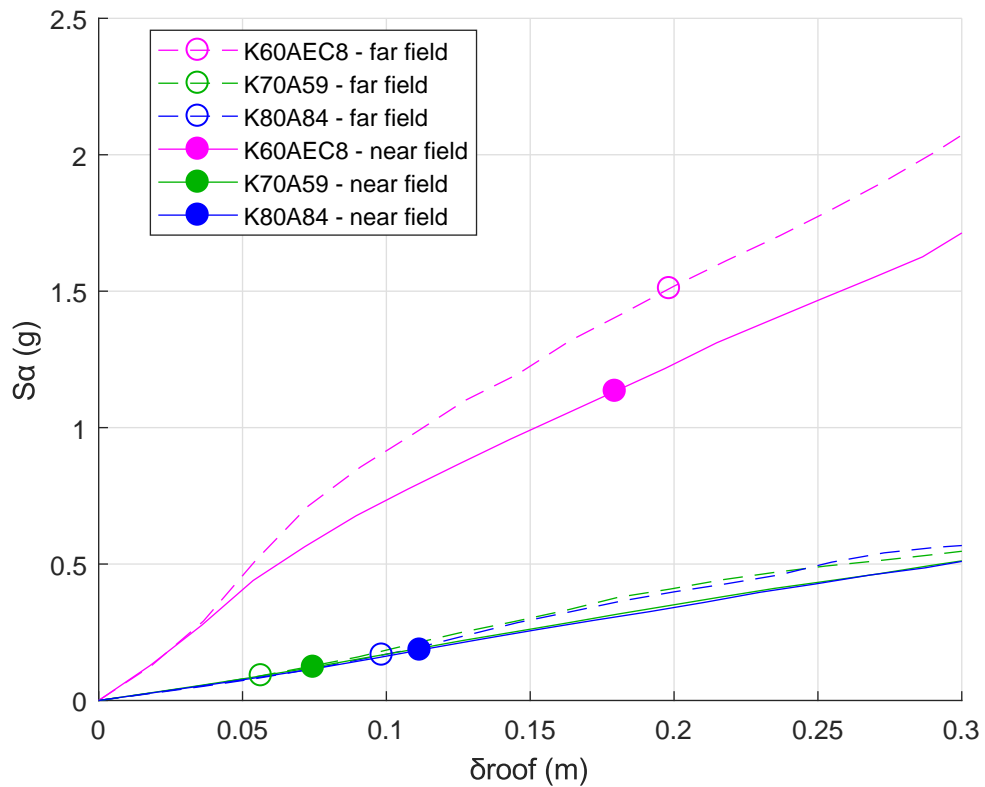
Σχήμα 8.40: Κοινό γράφημα $P_L - \delta_{\max}$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



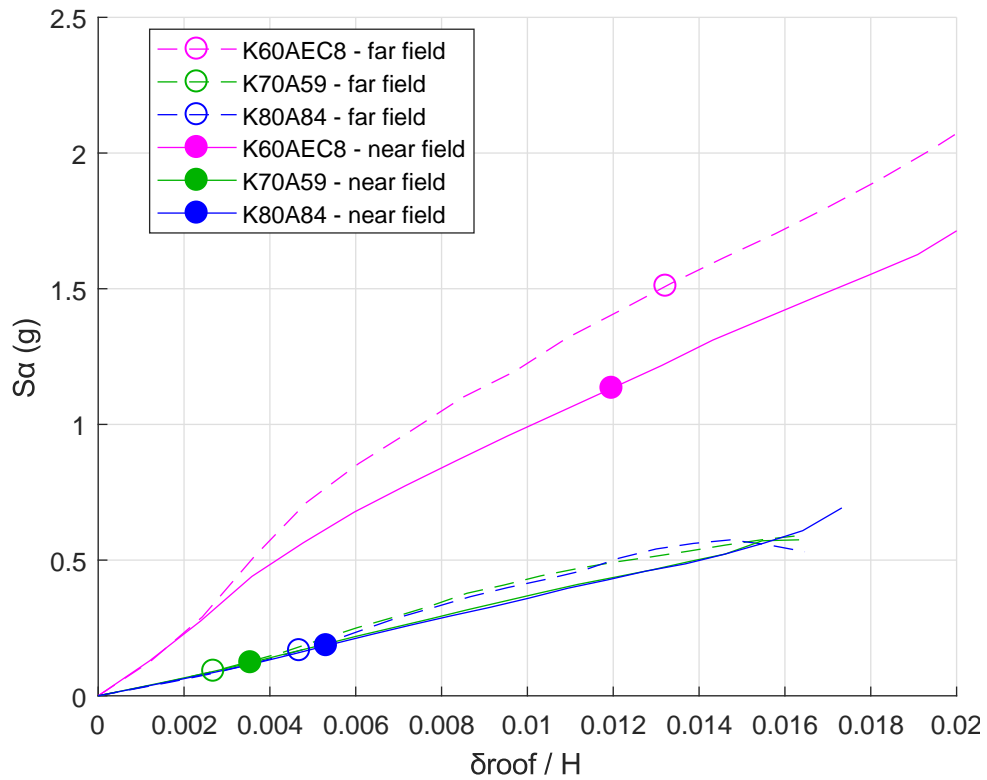
Σχήμα 8.41: Κοινό γράφημα $P_L - \delta_{\max}/H$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



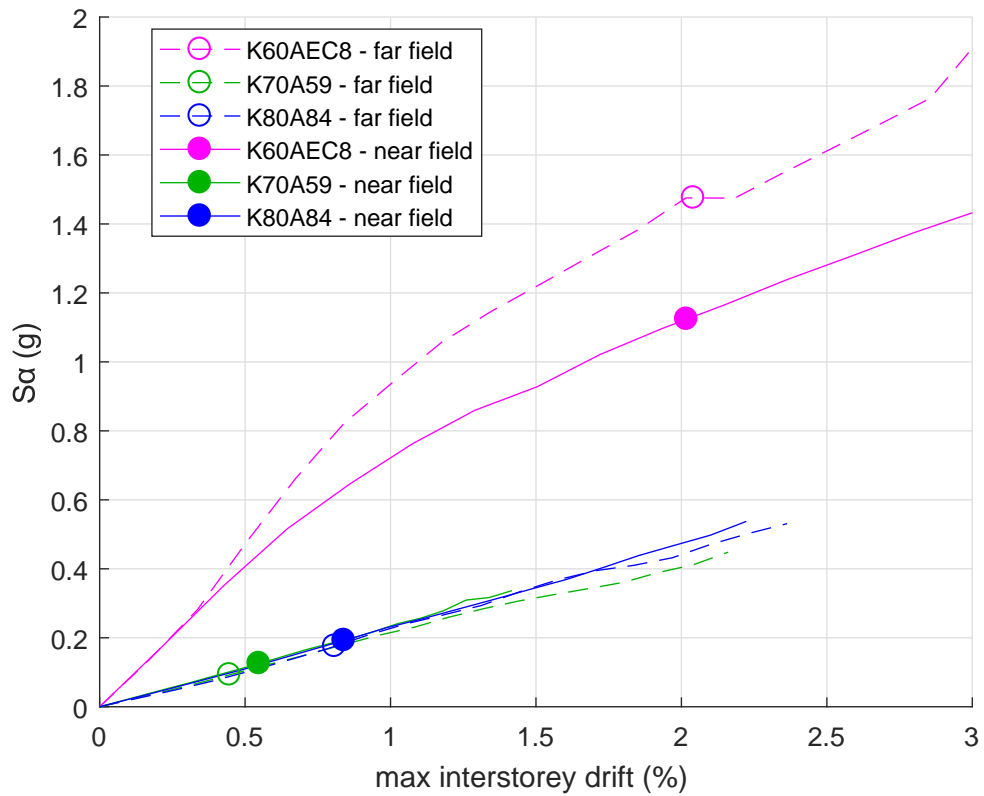
Σχήμα 8.42: Κοινό γράφημα P_L – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



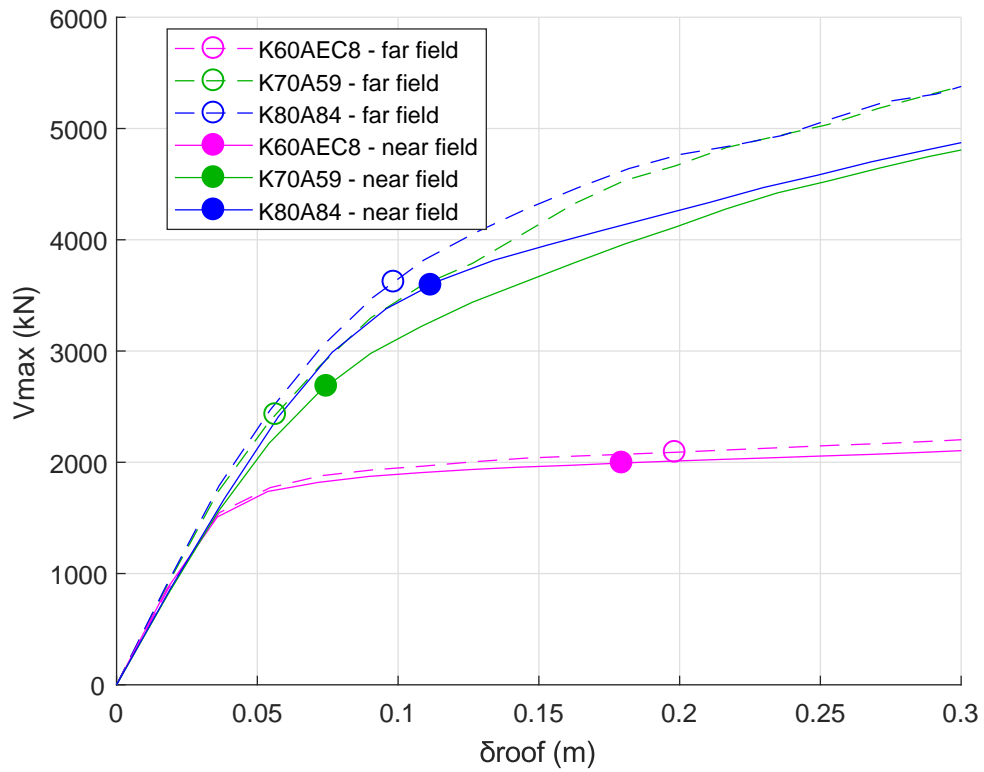
Σχήμα 8.43: Κοινό γράφημα $S_a - \delta_{\max}$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



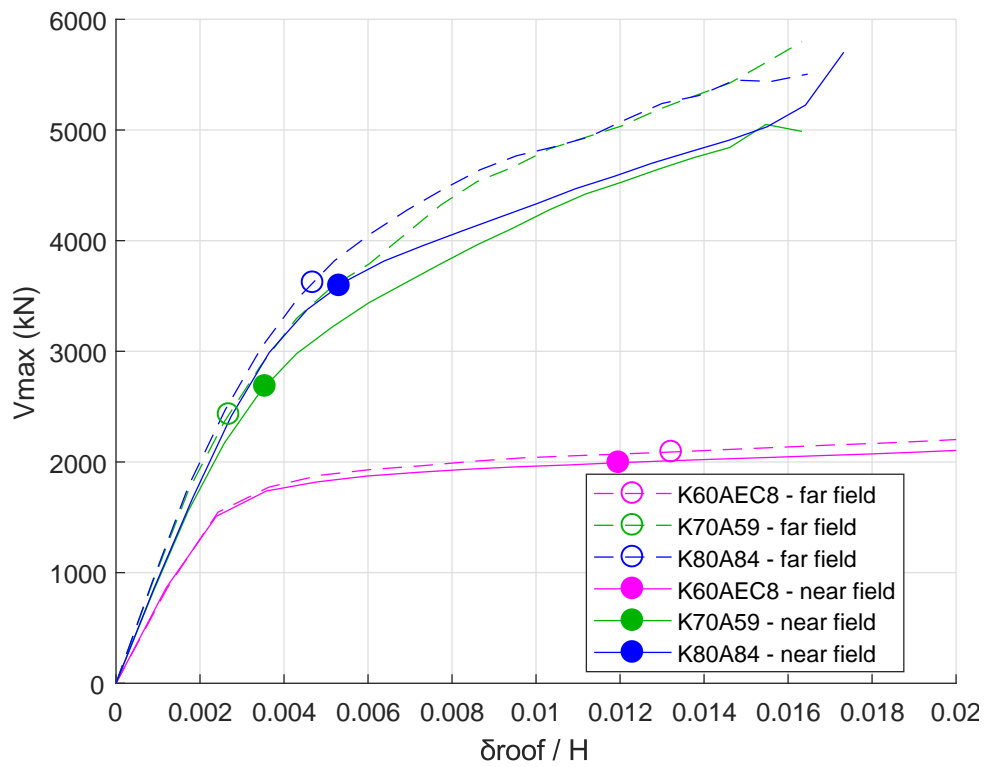
Σχήμα 8.44: Κοινό γράφημα $S_a - \delta_{\text{max}}/H$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



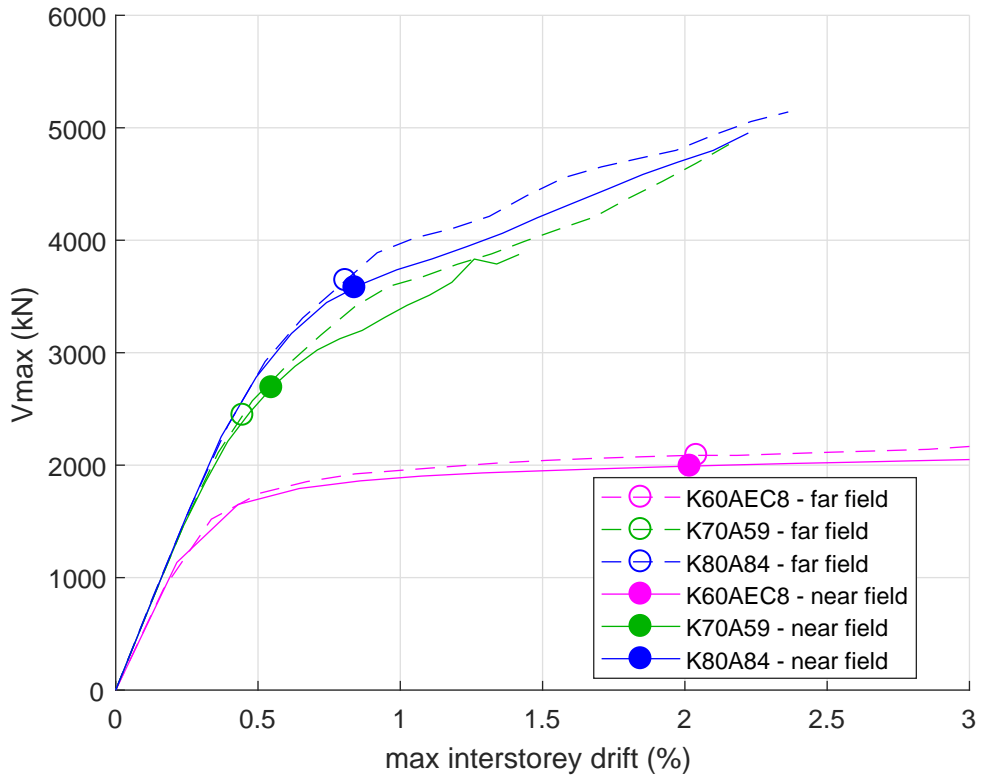
Σχήμα 8.45: Κοινό γράφημα $S_a -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



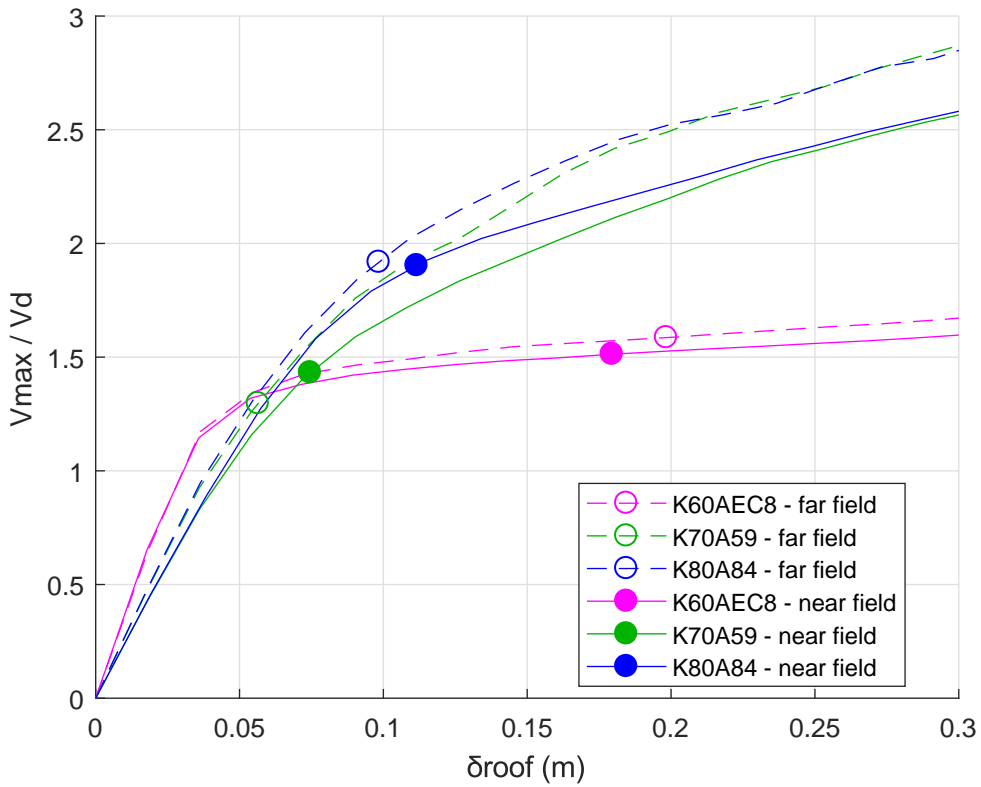
Σχήμα 8.46: Κοινό γράφημα $V_{max} - \delta_{max}$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



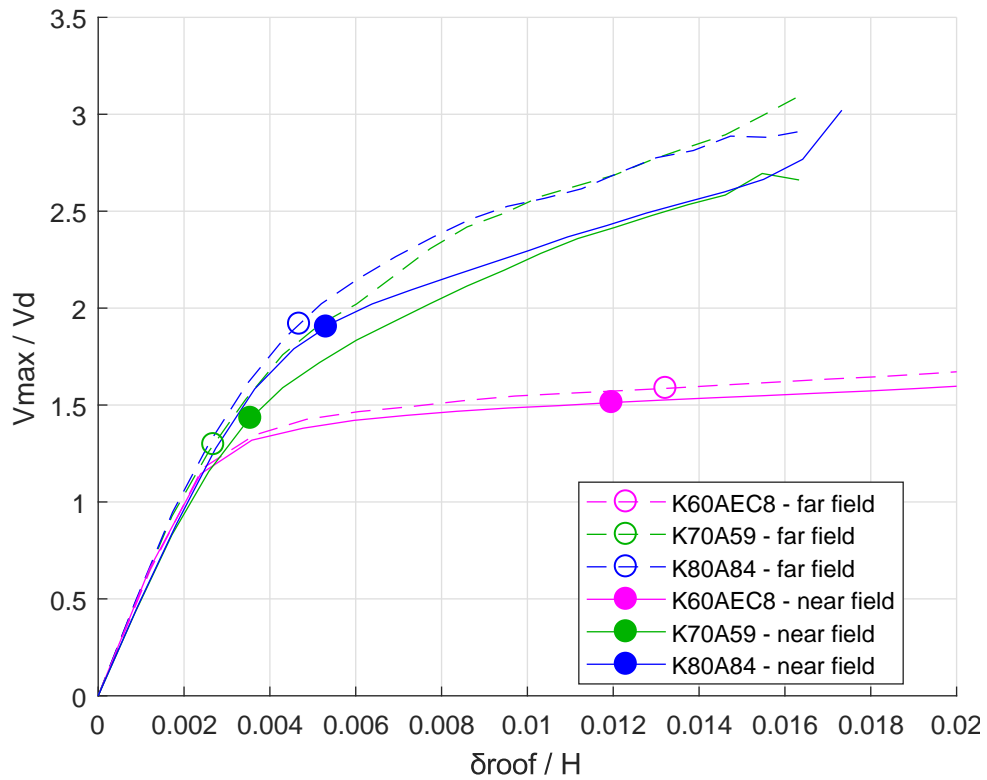
Σχήμα 8.47: Κοινό γράφημα $V_{max} - \delta_{max}/H$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



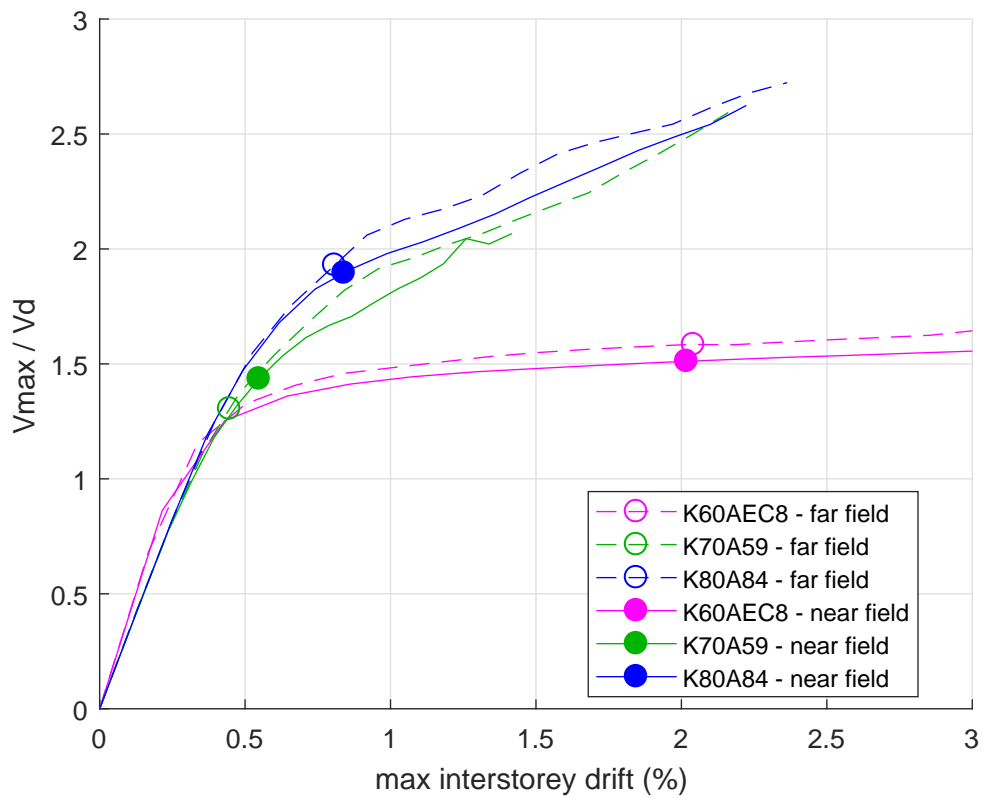
Σχήμα 8.48: Κοινό γράφημα V_{max} – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



Σχήμα 8.49: Κοινό γράφημα $V_{max}/V_d - \delta_{max}$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης



Σχήμα 8.50: Κοινό γράφημα $V_{\text{max}}/V_d - \delta_{\text{max}}/H$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης

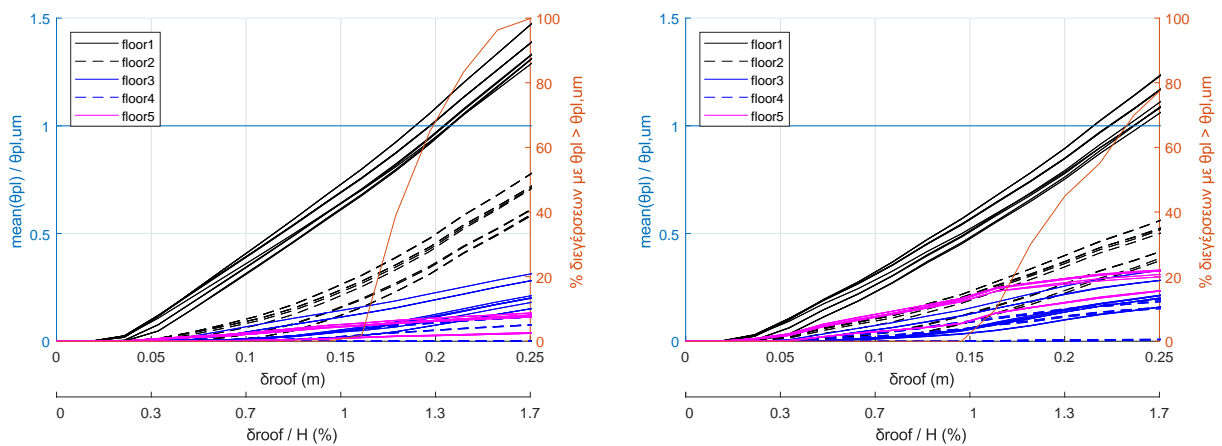


Σχήμα 8.51: Κοινό γράφημα $V_{\text{max}}/V_d - \text{μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων}$ των “μέσων καμπύλων” IDA όλων των ζευγών κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης

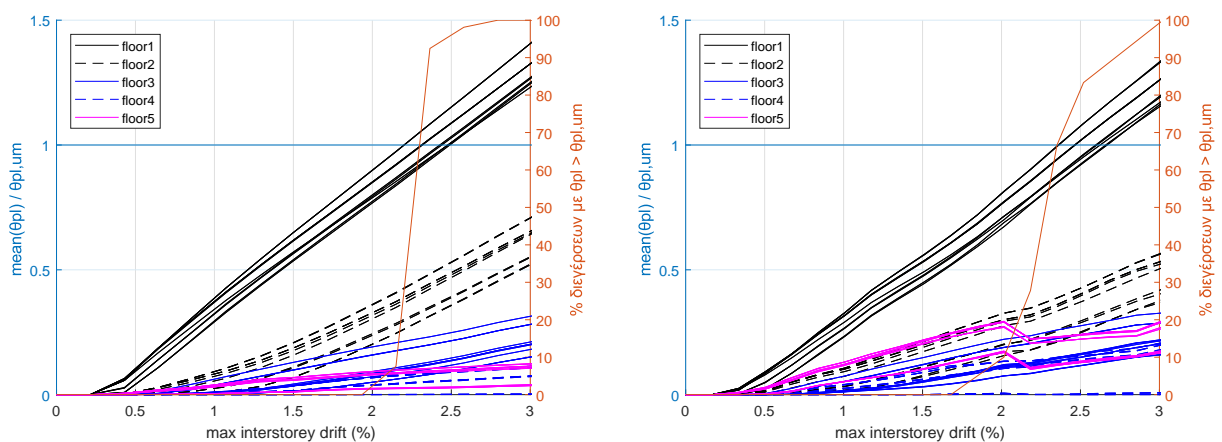
9. Αποτελέσματα: “μέσες καμπύλες” IDA $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ υποστυλωμάτων

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι “μέσες καμπύλες” IDA (βλέπε §5.3) του δυσμενέστερου λόγου επάρκειας $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ των κόμβων κεφαλής και πόδα των υποστυλωμάτων των κτιρίων ως προς την μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{max} και την μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων, σε κοινά γραφήματα για όλα τα ζεύγη κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης. Επιπλέον στα γραφήματα παρουσιάζεται το ποσοστό των διεγέρσεων με τουλάχιστον μία αστοχία $\theta_{pl} > \theta_{um}^{pl}$ σε κεφαλή ή πόδα ενός τουλάχιστον υποστυλώματος, με κόκκινη καμπύλη και τιμές στον δεξιό άξονα.

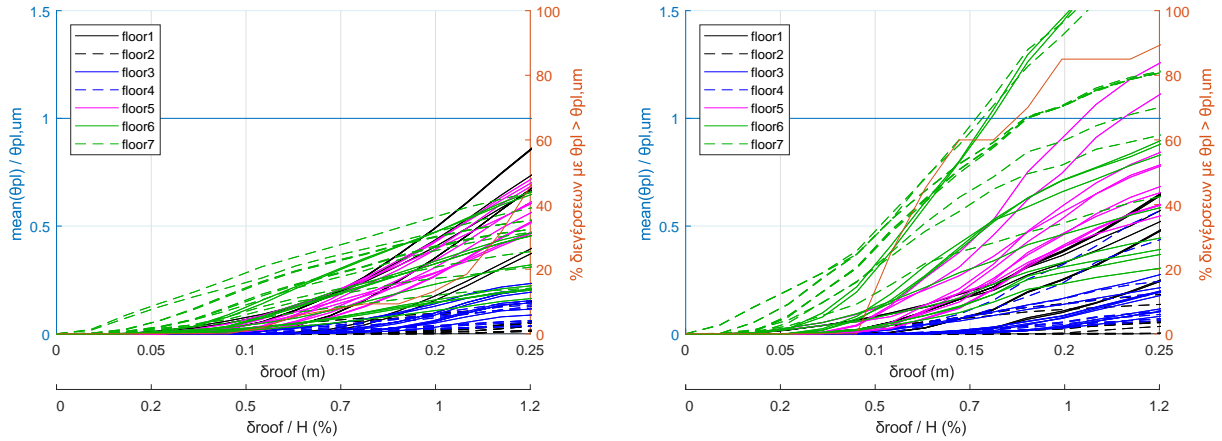
9.1 Σύνολο υποστυλωμάτων κτιρίων



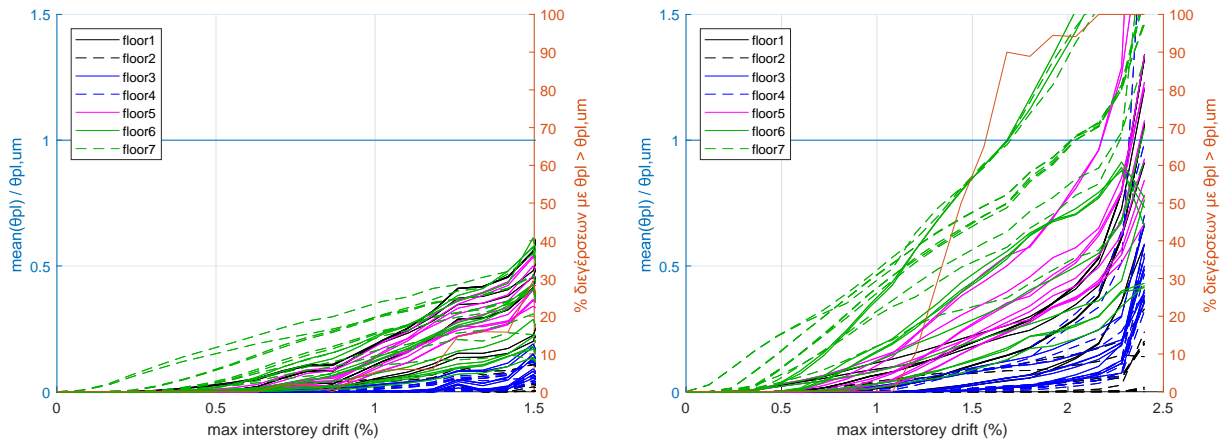
Σχήμα 9.1: Γράφημα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA του συνόλου των υποστυλωμάτων του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



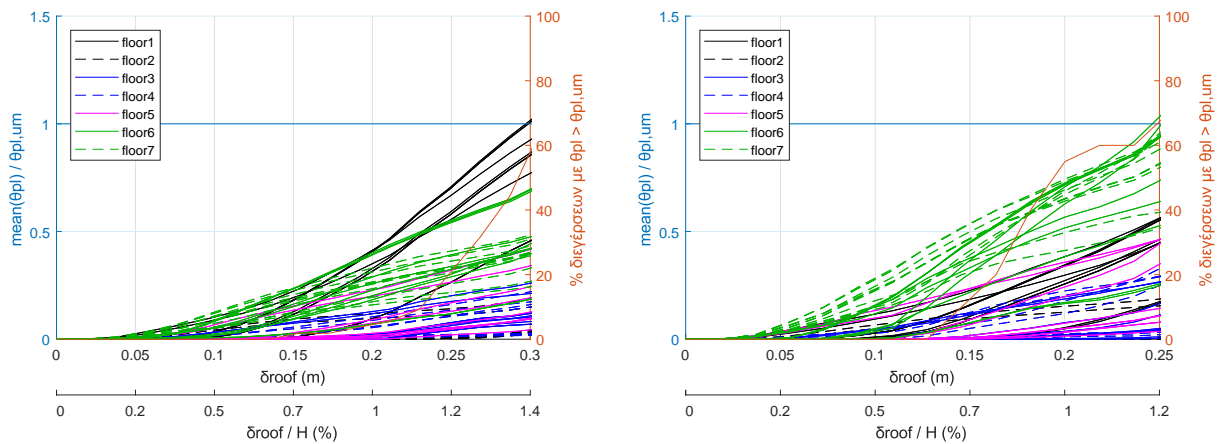
Σχήμα 9.2: Γράφημα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA του συνόλου των υποστυλωμάτων του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



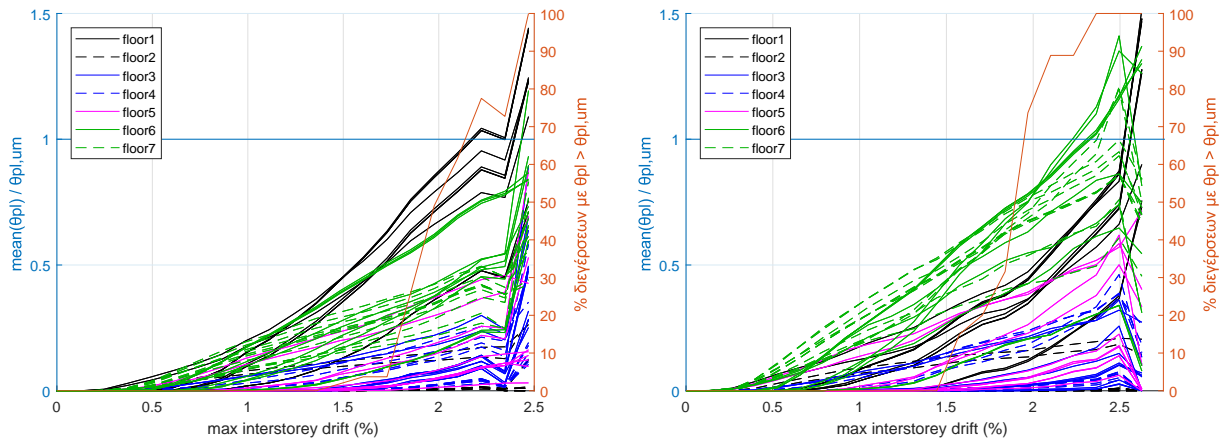
Σχήμα 9.3: Γράφημα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA του συνόλου των υποστυλωμάτων του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



Σχήμα 9.4: Γράφημα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ - μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA του συνόλου των υποστυλωμάτων του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



Σχήμα 9.5: Γράφημα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA του συνόλου των υποστυλωμάτων του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου



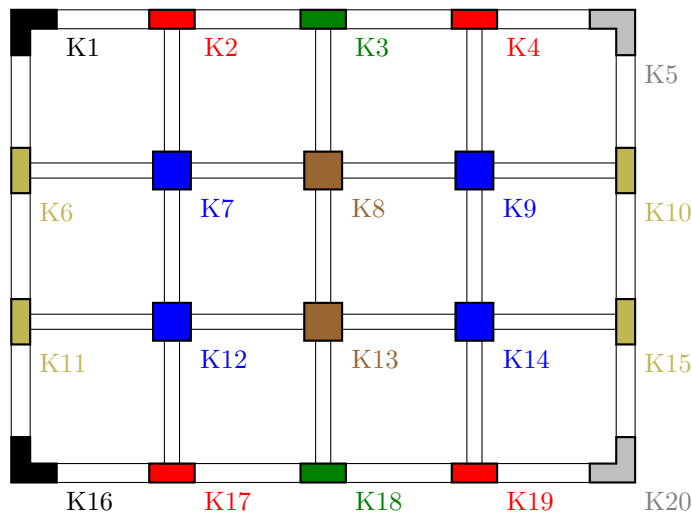
Σχήμα 9.6: Γράφημα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA του συνόλου των υποστρωμάτων του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού (αριστερά) και μακρινού (δεξιά) πεδίου

9.2 Υποστυλώματα ανά κατακόρυφη στήλη

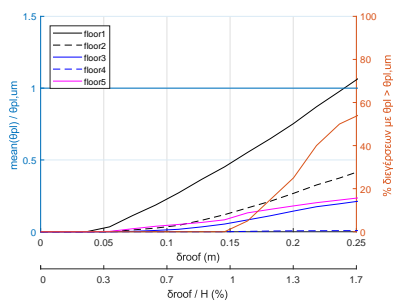
Στα επόμενα σχήματα 9.8 έως 9.19 παρουσιάζονται οι “μέσες καμπύλες” IDA των υποστυλωμάτων κάθε κατακόρυφης στήλης ανά ζεύγος κτιρίου – είδους σεισμικής διέγερσης. Υπενθυμίζεται ότι τα υποστυλώματα ομαδοποιούνται ως προς την συμπεριφορά σε όρους $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ ως εξής:

- i. K1 και K16
- ii. K2, K4, K17 και K19
- iii. K3 και K18
- iv. K5 και K20 (ίδια με K1 και K16 για το K60AEC8)
- v. K6, K10, K11 και K15
- vi. K7, K9, K12 και K14
- vii. K8 και K13

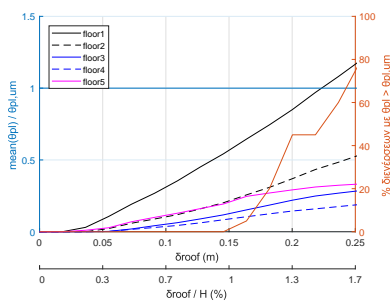
Η θέση των υποστυλωμάτων στα κτίρια φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 9.7, στο οποίο σημειώνονται επιπλέον με ίδιο χρώμα τα υποστυλώματα που παρουσιάζουν ίδια συμπεριφορά.



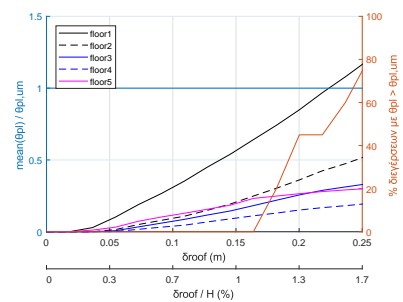
Σχήμα 9.7: Κλειδί αρίθμησης υποστυλωμάτων κτιρίων



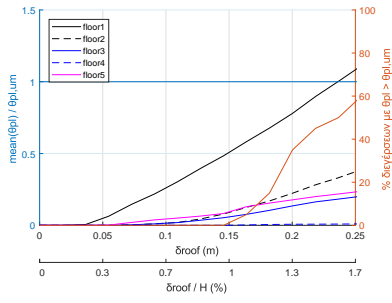
(i) Στήλες K1, K16



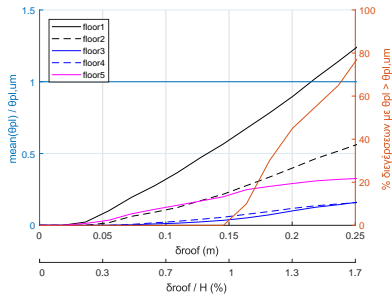
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



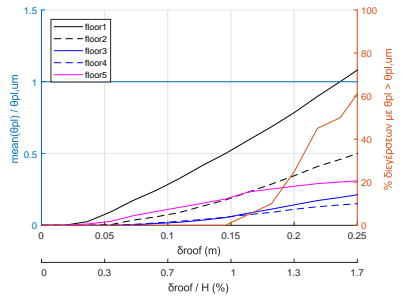
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

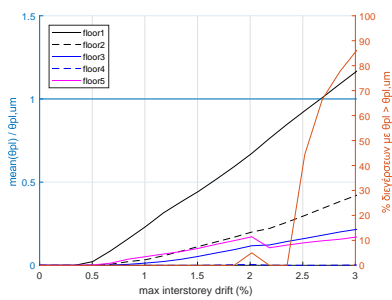


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

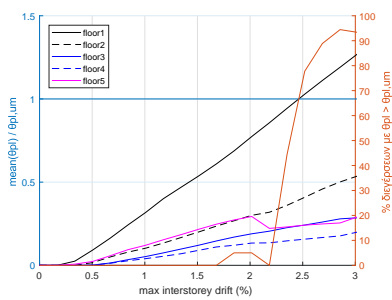


(vi) Στήλες K8, K13

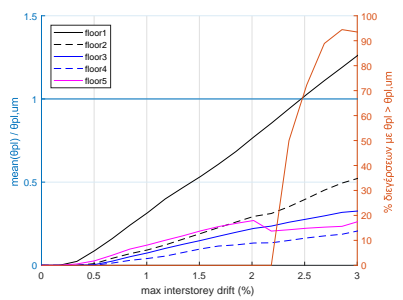
Σχήμα 9.8: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA των υποστλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου



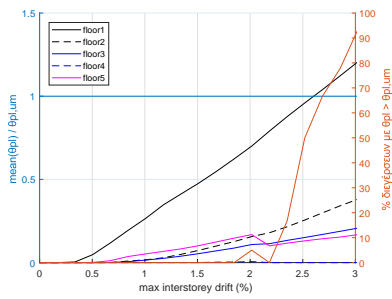
(i) Στήλες K1, K16



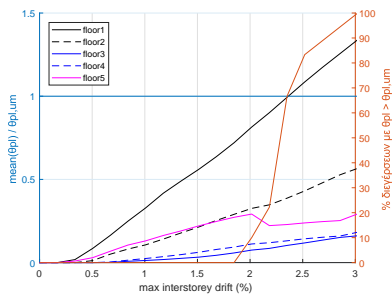
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



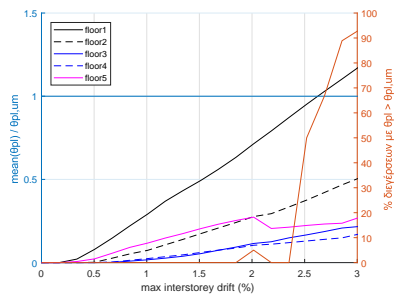
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

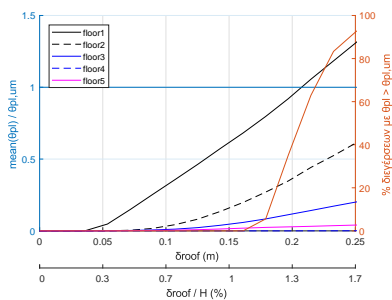


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

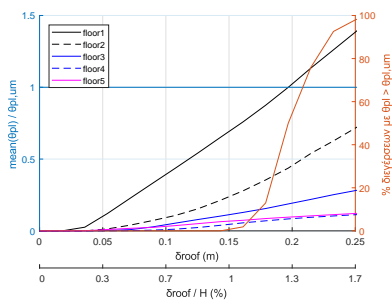


(vi) Στήλες K8, K13

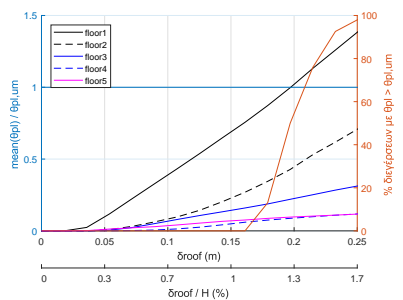
Σχήμα 9.9: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \text{μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων}$ “μέσων καμπύλων” IDA των υποστλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου



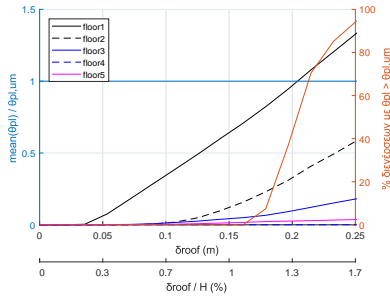
(i) Στήλες K1, K16



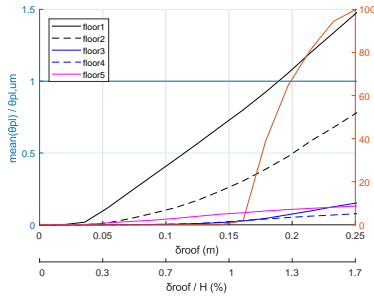
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



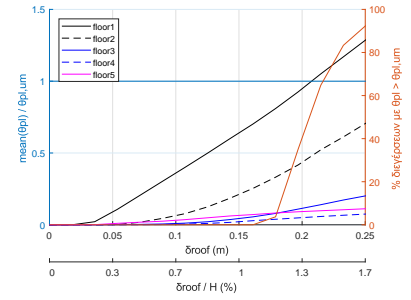
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

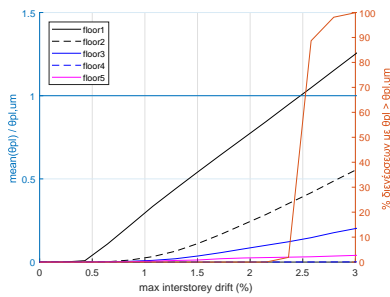


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

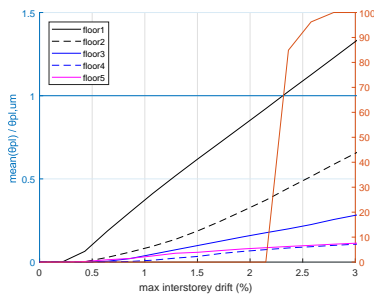


(vi) Στήλες K8, K13

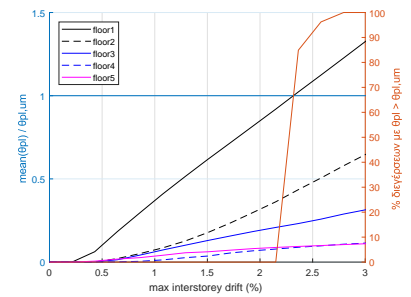
Σχήμα 9.10: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA των υποστυλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου



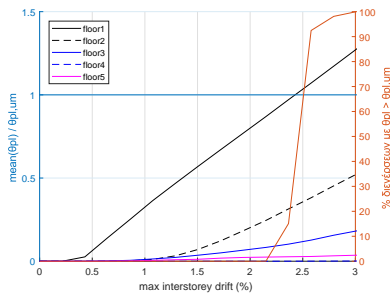
(i) Στήλες K1, K16



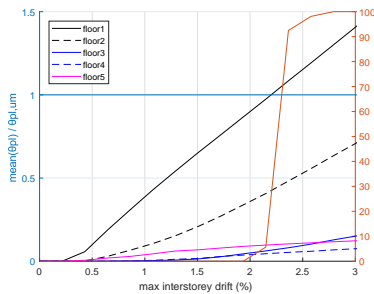
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



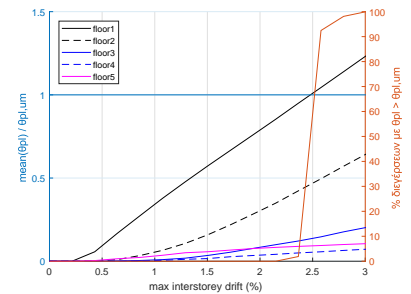
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

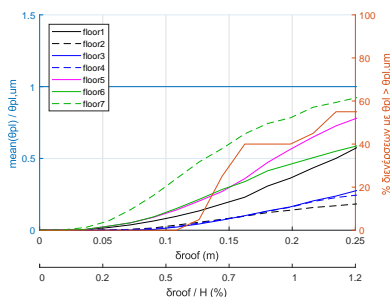


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

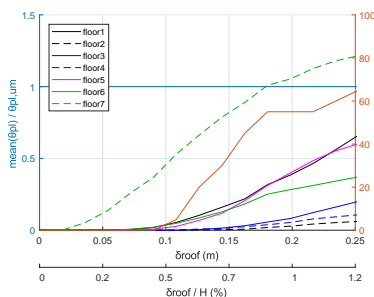


(vi) Στήλες K8, K13

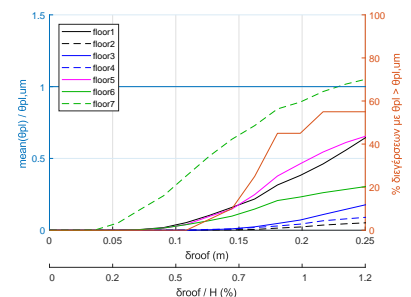
Σχήμα 9.11: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA των υποστυλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K60AEC8 για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου



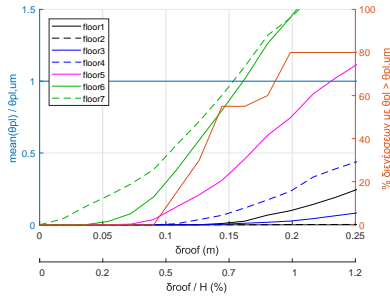
(i) Στήλες K1, K16



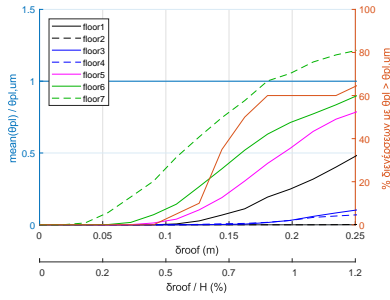
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



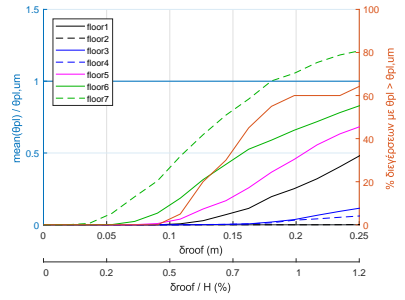
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

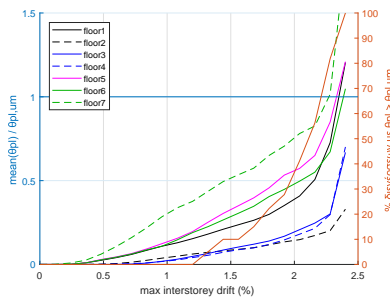


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

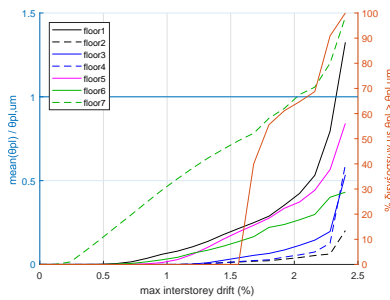


(vi) Στήλες K8, K13

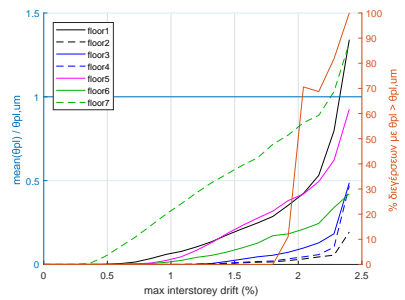
Σχήμα 9.12: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA των υποστυλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του χτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου



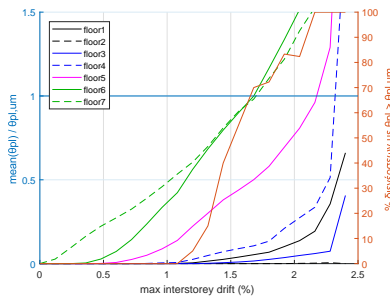
(i) Στήλες K1, K16



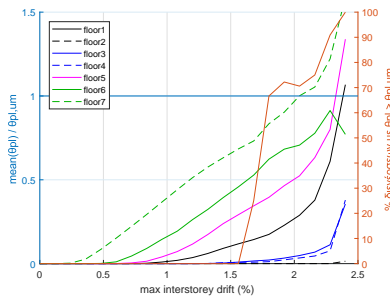
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



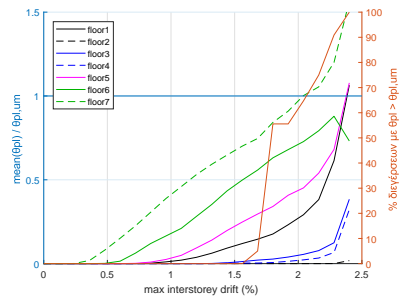
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

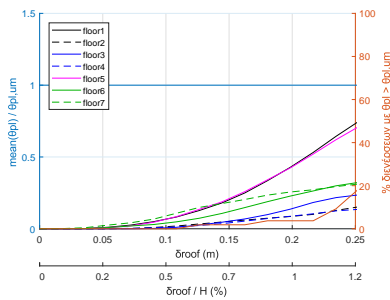


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

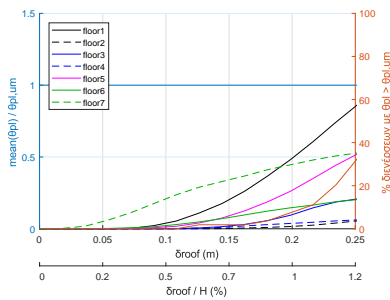


(vi) Στήλες K8, K13

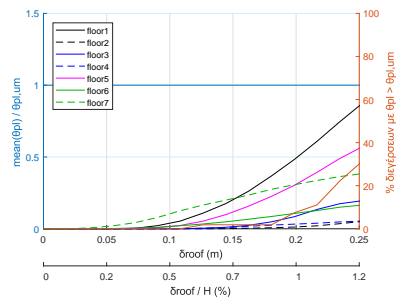
Σχήμα 9.13: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA των υποστυλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του χτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου



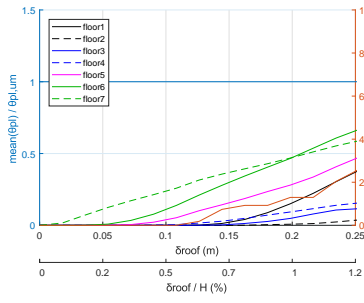
(i) Στήλες K1, K16



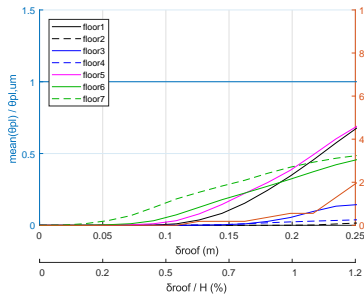
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



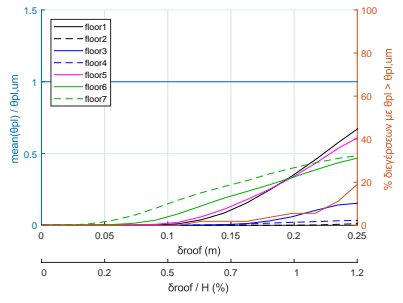
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

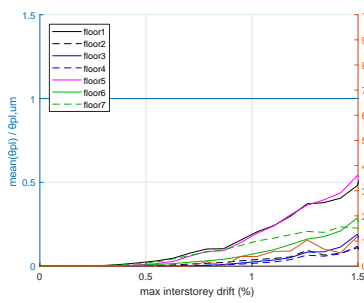


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

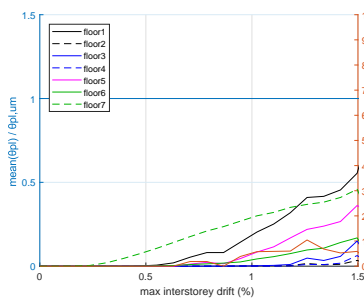


(vi) Στήλες K8, K13

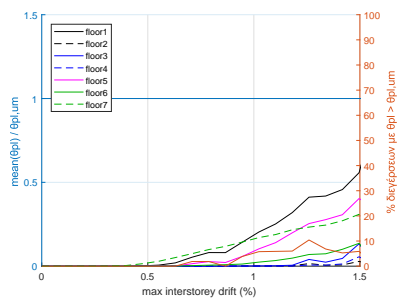
Σχήμα 9.14: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA των υποστλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου



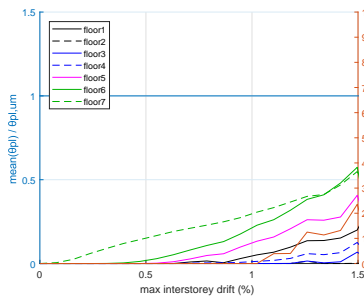
(i) Στήλες K1, K16



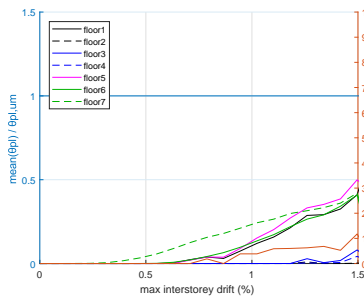
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



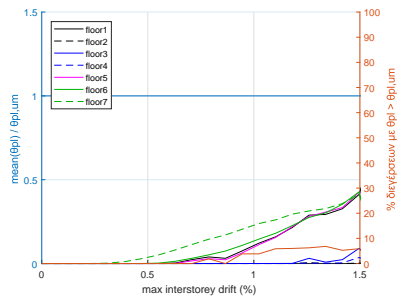
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

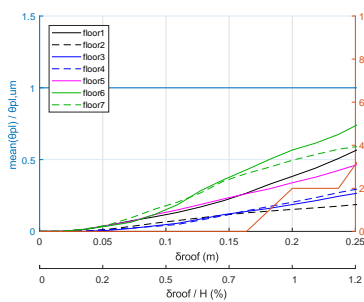


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

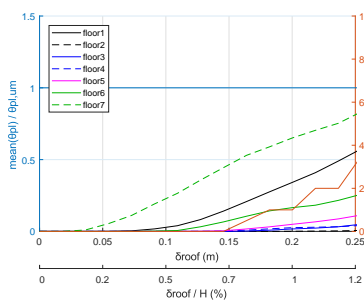


(vi) Στήλες K8, K13

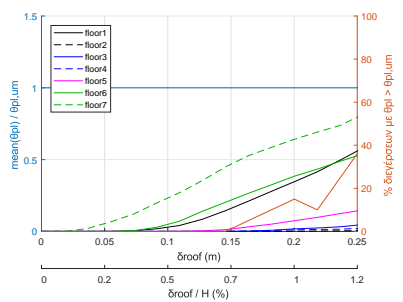
Σχήμα 9.15: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} -$ μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA των υποστλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K70A59 για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου



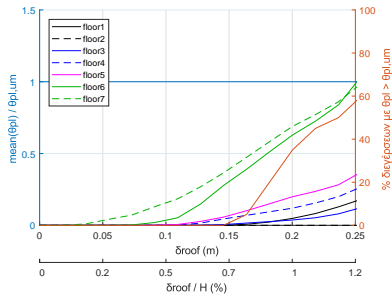
(i) Στήλες K1, K16



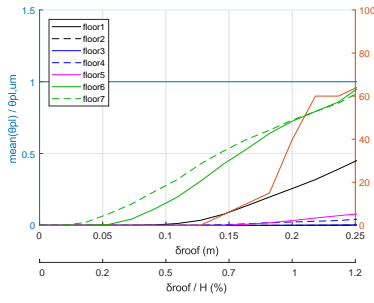
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



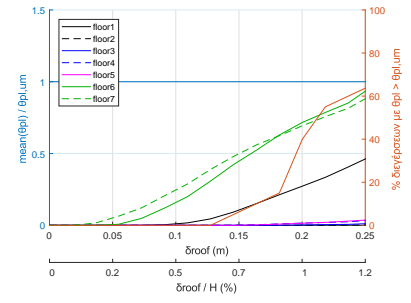
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

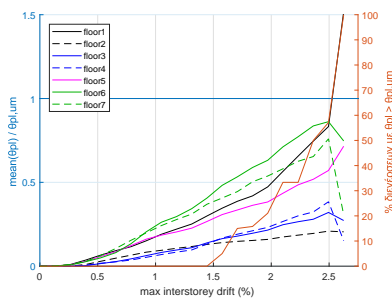


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

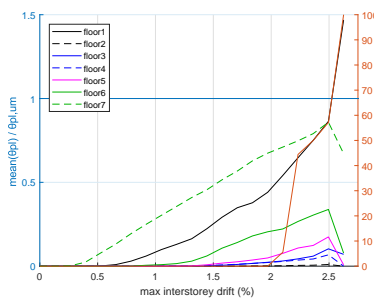


(vi) Στήλες K8, K13

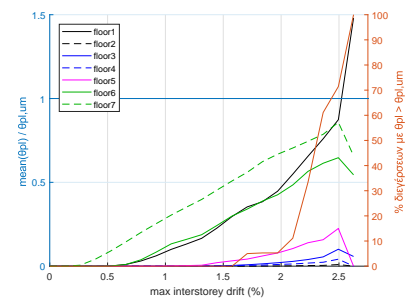
Σχήμα 9.16: Γραφήματα $\theta_{pl} / \theta_{pl}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max} / H “μέσων καμπύλων” IDA των υποστλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου



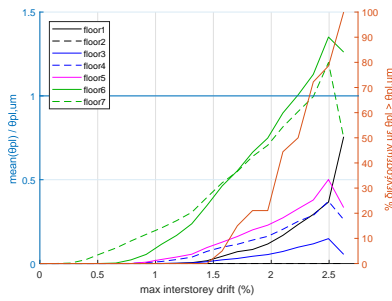
(i) Στήλες K1, K16



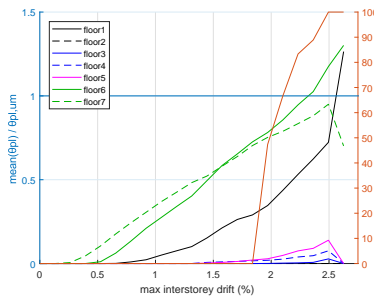
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



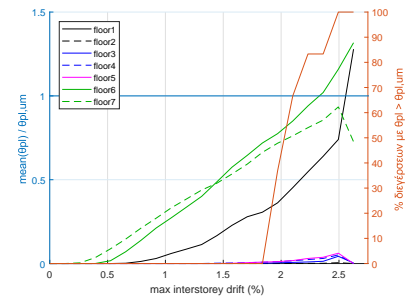
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

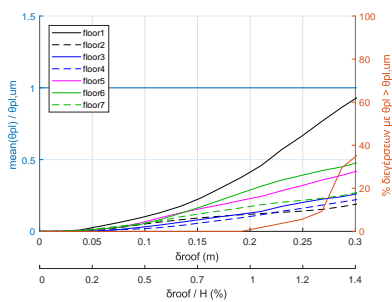


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

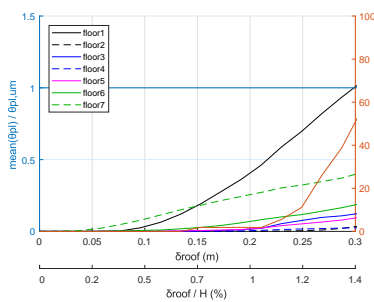


(vi) Στήλες K8, K13

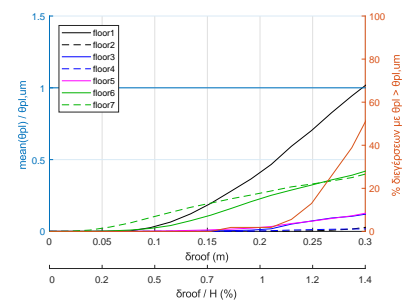
Σχήμα 9.17: Γραφήματα $\theta_{pl} / \theta_{pl}^{pl} - \delta_{max}$ – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA των υποστλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου



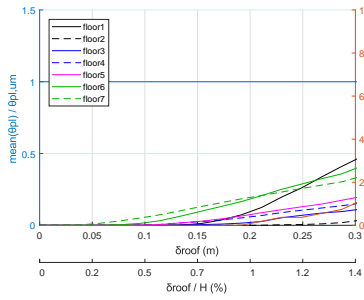
(i) Στήλες K1, K16



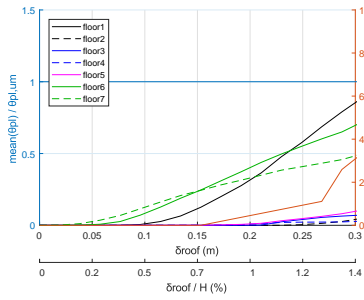
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



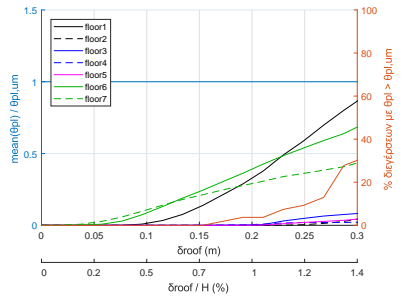
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15

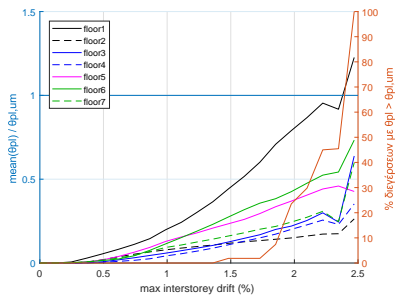


(v) Στήλες K7, K9, K12, K14

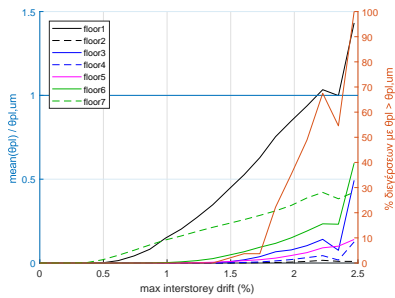


(vi) Στήλες K8, K13

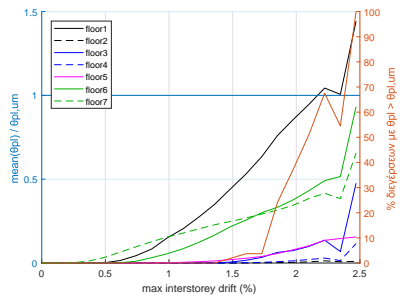
Σχήμα 9.18: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H “μέσων καμπύλων” IDA των υποστυλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου



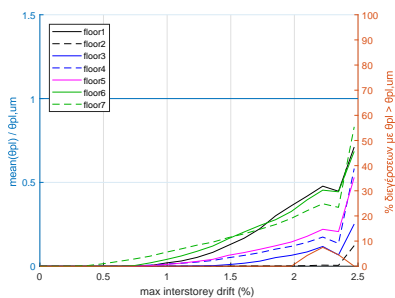
(i) Στήλες K1, K16



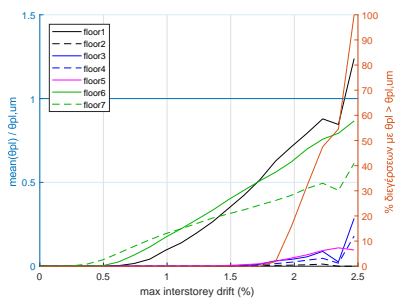
(ii) Στήλες K2, K4, K17, K19



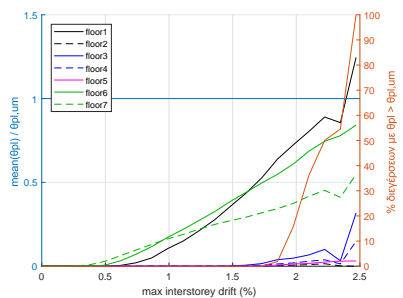
(iii) Στήλες K3, K18



(iv) Στήλες K6, K10, K11, K15



(v) Στήλες K7, K9, K12, K14



(vi) Στήλες K8, K13

Σχήμα 9.19: Γραφήματα $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ – μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων “μέσων καμπύλων” IDA των υποστυλωμάτων των κατακόρυφων στηλών του κτιρίου K80A84 για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου

10. Συμπεράσματα

Στον παρακάτω πίνακα 10.1 παρουσιάζονται οι τιμές των μεγεθών δ_{\max} , δ_{\max}/H , μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων, S_a , PGA, V_{\max}/V_d και P_L , που αντιστοιχούν στην 1η διαρροή, την 1η αστοχία και την ανηγμένη τιμή στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000, για όλα τα ζεύγη κτιρίου – είδους διέγερσης.

Πίνακας 10.1: Σύνοψη αποτελεσμάτων IDAs ζευγών κτιρίου – είδους διέγερσης

	δ_{\max} (cm)	δ_{\max}/H (%)	μέγ. σχετ. ορόφων (%)	S_a (g)	PGA (g)	V_{\max}/V_d	P_L (%)
K60AEC8 – διεγέρσεις κοντινού πεδίου							
διαρροή:	1.5 - 3.5	0.10 - 0.23	0.13 - 0.17	0.13 - 0.17	0.05 - 0.15	0.52 - 0.95	>15
αστοχία:	14.5 - 23.0	0.97 - 1.53	1.75 - 2.95	0.49 - 1.40	0.32 - 1.65	1.40 - 1.75	<1
ανηγμένη:	2.0 - 7.0	0.13 - 0.47	0.15 - 0.68	0.16 - 0.63	0.08 - 0.44	0.74 - 1.40	10
K60AEC8 – διεγέρσεις μακρινού πεδίου							
διαρροή:	1.5 - 2.3	0.10 - 0.15	0.17 - 0.24	0.13 - 0.17	0.04 - 0.22	0.57 - 0.97	>30
αστοχία:	12.5 - 24.5	0.83 - 1.63	1.16 - 2.55	0.72 - 1.30	0.29 - 2.25	1.37 - 1.70	<0.7
ανηγμένη:	3.5 - 6.2	0.23 - 0.41	0.34 - 0.56	0.25 - 0.74	0.10 - 0.59	1.07 - 1.36	10
K70A59 – διεγέρσεις κοντινού πεδίου							
διαρροή:	1.1 - 3.6	0.05 - 0.17	0.08 - 0.23	0.02 - 0.06	0.02 - 0.14	0.30 - 1.10	>110
αστοχία:	2.3 - 13.1	0.11 - 0.62	0.27 - 0.92	0.03 - 0.23	0.05 - 0.26	1.10 - 1.90	>6.5
ανηγμένη:	6.0 - 14.7	0.29 - 0.70	0.39 - 1.27	0.07 - 0.30	0.09 - 0.34	1.20 - 2.45	10
K70A59 – διεγέρσεις μακρινού πεδίου							
διαρροή:	1.1 - 3.5	0.05 - 0.17	0.09 - 0.23	0.02 - 0.06	0.02 - 0.17	0.30 - 0.85	>120
αστοχία:	2.6 - 9.0	0.12 - 0.43	0.26 - 0.71	0.04 - 0.17	0.09 - 0.26	0.90 - 1.50	>15
ανηγμένη:	7.0 - 12.9	0.33 - 0.31	0.56 - 1.12	0.11 - 0.21	0.10 - 0.60	1.40 - 1.90	10
K80A84 – διεγέρσεις κοντινού πεδίου							
διαρροή:	2.3 - 6.0	0.11 - 0.29	0.21 - 0.37	0.03 - 0.09	0.02 - 0.20	0.65 - 1.30	>45
αστοχία:	7.2 - 18.7	0.34 - 0.89	0.36 - 1.33	0.06 - 0.33	0.07 - 0.56	1.30 - 2.35	<45
ανηγμένη:	6.1 - 18.1	0.29 - 0.86	0.45 - 1.22	0.06 - 0.30	0.08 - 0.35	1.30 - 2.35	10
K80A84 – διεγέρσεις μακρινού πεδίου							
διαρροή:	1.7 - 4.2	0.08 - 0.20	0.16 - 0.43	0.03 - 0.09	0.03 - 0.17	0.65 - 1.35	>65
αστοχία:	6.0 - 12.8	0.29 - 0.61	0.61 - 1.27	0.12 - 0.21	0.11 - 0.70	1.60 - 2.20	<15
ανηγμένη:	6.0 - 14.2	0.29 - 0.68	0.51 - 1.41	0.11 - 0.21	0.10 - 0.60	1.59 - 2.15	10

10.1 Γενικά

Σε γενικές γραμμές η συμπεριφορά των τριών κτιρίων είναι η αναμενόμενη από τον αντισεισμικό κανονισμό του σχεδιασμού τους.

Σε όρους πλαστιμότητας, το κτίριο K60AEC8 παρουσιάζει μεγαλύτερη πλαστιμότητα από το K80A84, το οποίο με την σειρά του παρουσιάζει μεγαλύτερη πλαστιμότητα από το K70A59, η συμπεριφορά του οποίου είναι ουσιαστικά γραμμική-ελαστική.

Σε όρους S_a , το K60AEC8 παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή από τα άλλα κτίρια, των οποίων οι καμπύλες απόκρισης είναι παραπλήσιες, με το K80A84 να παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή από το K70A59 (βλέπε

σχήματα 8.43 έως 8.45).

Αντίθετα, το K80A84 παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή σε όρους V_{\max}/V_d από τα άλλα κτίρια, τα οποία έχουν παραπλήσια αντοχή (βλέπε σχήματα 8.50 και 8.51).

Επιπλέον, αρκετές καμπύλες IDA παρουσιάζουν μη-μονοτονική συμπεριφορά με την αύξηση της έντασης του επιταχυνσιογραφήματος, το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα την δημιουργία “νησίδων ασφαλείας”. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται σε καμπύλες IDA σε όλα τα κτίρια και στα δύο είδη διέγερσης.

Επίσης, παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει κάποια ιδιαίτερη επίδραση του λόγου T_p/T_1 στην 1η αστοχία για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, εκτός από μία μικρή μείωση των τιμών της PGA στην 1η αστοχία για τα κτίρια K70A59 και K80A84 κοντά στην τιμή $T_p/T_1 = 1.5$ (βλέπε αριστερά γραφήματα των σχημάτων 8.15 και 8.27).

10.2 K60AEC8

Το κτίριο K60AEC8 είναι οπλισμένο σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς και όπως είναι αναμενόμενο παρουσιάζει πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά και μεγάλη πλαστιμότητα.

Τα σημεία 1ης αστοχίας εμφανίζονται πολύ αργότερα από της σημεία της 1ης διαρροής καθώς και της ανηγμένης έντασης στο φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000, στην οποία έχουμε διαρροή του κτιρίου σε όλες τις διεγέρσεις. Η διαρροή συμβαίνει στο 0.1-0.2% της σχετικής μετακίνησης του κτιρίου δ_{\max}/H , ενώ η αστοχία στο 1.0-1.5% (βλέπε πίνακα 10.1). Σύμφωνα με τον πίνακα 1 της δημοσίευσης [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006], η απαιτούμενη μετακίνηση οροφής της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης ισούται με $\delta_{N2} = 0.052$ m ή ισοδύναμα $\delta_{N2}/H = 0.35\%$, τιμή που είναι κατά πολύ μικρότερη από την ανηγμένη μετακίνηση στην αστοχία στις IDAs (“πραγματική” ικανότητα του κτιρίου).

Επιπλέον, η 1η αστοχία αφορά αποκλειστικά πλαστική αστοχία υποστυλώματος σε γωνία στροφής χορδής, εκτός από την καταγραφή μακρινού πεδίου με $\alpha/\alpha 752$, στην οποία προηγείται υπέρβαση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων 2.5% σε όρους PGA, όπως φαίνεται στο πάνω δεξιά γράφημα του σχήματος 8.3.

Οι καμπύλες IDA για την S_a ταυτίζονται σχεδόν με την καμπύλη της μέσης τιμής μέχρι τις τιμές της ανηγμένης έντασης στο φάσμα και στην συνέχεια απομακρύνονται, με κλιμακούμενη διασπορά και στα δύο είδη διέγερσης (βλέπε σχήματα 8.7 και 8.8).

Σε όρους PGA, η διασπορά των καμπύλων αρχίζει από μικρότερες τιμές της έντασης, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.1 και 8.2. Είναι δε μεγαλύτερη στις καταγραφές μακρινού πεδίου.

Συγκρίνοντας τα δύο είδη διεγέρσεων στον πίνακα 10.1, παρατηρούμε ότι στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου έχουμε αστοχία σε μικρότερες τιμές δ_{\max} , αλλά σε μεγαλύτερες τιμές S_a , από τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου.

Τα γραφήματα της V_{\max} (σχήματα 8.10 και 8.11) μοιάζουν με τις συνήθεις καμπύλες απόκρισης ενός διγραμμικού πλάστιμου συστήματος σε μη-γραμμική στατική ανάλυση pushover, με μικρή διασπορά. Επιπλέον, η διαρροή συμβαίνει στο 50-100% της V_d (πίνακας 10.1), γεγονός που επιβεβαιώνει ότι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας V_d με ελαστική ανάλυση του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3.5$, είναι μεγαλύτερη της “πραγματικής” διαρροής του κτιρίου. Η αστοχία συμβαίνει στο 140-170% της V_d , ποσοστό το οποίο αντιστοιχεί στην “πραγματική” υπεραντοχή του κτιρίου. Η ανηγμένη τιμή στο φάσμα σχεδιασμού αντιστοιχεί σε V_{\max} ίση με 100-140% της V_d στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου και με 75-140% στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, η αστοχία όμως έπεται της ανηγμένης τιμής στο φάσμα σχεδιασμού σε όλες τις διεγέρσεις.

Στα γραφήματα της P_L (σχήματα 8.4 έως 8.6) παρατηρούμε ότι όλα τα σημεία αστοχίας βρίσκονται σε πιθανότητες υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού κατά πολύ μικρότερες της πιθανότητας αναφοράς 10%.

Η “μέση καμπύλη” βρίσκεται ψηλότερα στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου από τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, τόσο σε όρους PGA (βλέπε σχήματα 8.37 έως 8.39) όσο και σε όρους S_a (σχήματα 8.43 έως 8.45), ενώ έχει μικρή διαφορά σε όρους P_L (σχήματα 8.40 έως 8.42) και V_{\max} (σχήματα 8.46 έως 8.51) στα δύο είδη διεγέρσεων. Η μέση τιμή της αστοχίας για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου βρίσκεται σε μικρότερη τιμή $\delta_{\max}/H = 1.2\%$ από την αντίστοιχη στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου, όπου $\delta_{\max}/H = 1.3\%$, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.38, 8.41, 8.44, 8.47 και 8.50. Η μέση τιμή της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου έχει παραπλήσια τιμή και στα δύο είδη διεγέρσεων, ίση με 2% (βλέπε σχήματα 8.39, 8.42, 8.45, 8.48 και 8.51).

Οι “μέσες καμπύλες” $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ των υποστυλωμάτων του K60AEC8 (σχήματα 9.1 και 9.2) δείχνουν ότι οι αστοχίες σε όρους στροφής χορδής περιορίζονται στα υποστυλώματα του ισογείου και στα δύο είδη διεγέρσεων, με τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου να παρουσιάζουν αστοχία σε μικρότερες τιμές $\delta_{\max}/H \approx 1.2\%$ από τις μακρινού πεδίου, όπου $\delta_{\max}/H \approx 1.4\%$. Από τα σχήματα 9.8 έως 9.11 διαπιστώνουμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις είναι κατανομημένες σχεδόν ομοιόμορφα στα υποστυλώματα ανεξαρτήτως της θέσης τους σε κάτοψη.

10.3 K70A59

Το κτίριο K70A59 είναι οπλισμένο σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και όπως είναι αναμενόμενο παρουσιάζει ανεπαρκέστατη αντισεισμική συμπεριφορά.

Το σύνολο των σημείων 1ης αστοχίας εμφανίζεται πριν την ένταση αναγωγής στο φάσμα σχεδιασμού και πολύ κοντά στα σημεία 1ης διαρροής. Η διαρροή συμβαίνει στο 0.05-0.15% της σχετικής μετακίνησης του κτιρίου δ_{\max}/H , ενώ η αστοχία στο 0.1-0.5% (βλέπε πίνακα 10.1). Σύμφωνα με τον πίνακα 1 της δημοσίευσης [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006], η απαιτούμενη μετακίνηση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης είναι $\delta_{N2} = 0.147$ m ή ισοδύναμα $\delta_{N2}/H = 0.7\%$, τιμή που είναι μεγαλύτερη από την “πραγματική” ικανότητα του

κτιρίου.

Σε όρους S_a , το 40% των αστοχιών στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου και το 75% στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου αφορά διατμητική αστοχία υποστυλώματος και το υπόλοιπο αστοχία υποστυλώματος σε γωνία στροφής χορδής (βλέπε σχήμα 8.19).

Οι καμπύλες IDA σε όρους PGA παρουσιάζουν μεγαλύτερη διασπορά από τις αντίστοιχες σε όρους S_a , η οποία ξεκινάει επιπλέον από μικρότερες τιμές της έντασης, όπως φαίνεται στα αντίστοιχα σχήματα 8.13 και 8.19.

Συγκρίνοντας τα δύο είδη διεγέρσεων, παρατηρούμε ότι το άνω όριο του εύρους των αστοχιών είναι μικρότερο στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου από τις κοντινού πεδίου, τόσο σε όρους δ_{\max} , όσο και σε όρους S_a (βλέπε πίνακα 10.1).

Τα γραφήματα της V_{\max} (σχήματα 8.22 και 8.23) μοιάζουν με τις συνήθεις καμπύλες απόκρισης ενός ελαστικού συστήματος χωρίς πλάστιμη συμπεριφορά. Επιπλέον, η διαρροή συμβαίνει στο 30-110% της V_d στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου και στο 30-85% στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου, η δε αστοχία στο 110-190% στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου και στο 90-150% στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου (πίνακας 10.1). Οι τιμές της διαρροής επιβεβαιώνουν ότι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας V_d με ελαστική ανάλυση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη, εν γένει, της “πραγματικής” διαρροής του κτιρίου, με μεγαλύτερο περιθώριο ασφαλείας στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου. Οι τιμές της αστοχίας δείχνουν ότι η “πραγματική” υπεραντοχή του κτιρίου παρουσιάζει μεγάλη διασπορά, ιδιαίτερα στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, ενώ η τιμή της είναι πολύ μικρή σε ορισμένο αριθμό διεγέρσεων. Η ανηγμένη τιμή στο φάσμα σχεδιασμού αντιστοιχεί σε V_{\max} ίση με 140-190% της V_d στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου και με 120-240% στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Δηλαδή, η απαίτηση σχεδιασμού σε όρους τέμνουσας βάσης είναι αρκετά μεγαλύτερη από την V_d , γεγονός που επιβεβαιώνεται από το ότι η αστοχία προηγείται της ανηγμένης στο φάσμα σχεδιασμού τιμής της έντασης.

Στα γραφήματα της P_L (σχήματα 8.16 έως 8.18) παρατηρούμε ότι όλα τα σημεία αστοχίας στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου και το 89% των σημείων αστοχίας στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου βρίσκονται σε πιθανότητες υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού μεγαλύτερες της πιθανότητας αναφοράς 10%, με το υπόλοιπο 9% στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου να βρίσκεται σε πιθανότητα 10%. Επιπλέον, το 20% των σημείων αστοχίας στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου και το 50% στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου βρίσκεται σε πιθανότητα υπέρβασης μεγαλύτερη του 50% που ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ για τις στάθμες επιτελεστικότητας A2, B2 και Γ2.

Η “μέση καμπύλη” βρίσκεται ψηλότερα στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου από τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου σε όρους PGA (βλέπε σχήματα 8.37 έως 8.39) και V_{\max} (σχήματα 8.46 έως 8.51), χαμηλότερα σε όρους P_L (σχήματα 8.40 έως 8.42), ενώ έχει μικρή διαφορά σε όρους S_a και στα δύο είδη διεγέρσεων (σχήματα 8.43 έως 8.45). Η μέση τιμή της αστοχίας για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου βρίσκεται σε μικρότερη τιμή $\delta_{\max}/H =$

0.25% από την αντίστοιχη στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, όπου $\delta_{\max}/H = 0.35\%$, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.38, 8.41, 8.44, 8.47 και 8.50. Ομοίως η μέση τιμή της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου βρίσκεται σε μικρότερη τιμή, ίση με 0.45%, στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου από την τιμή της (0.55%) στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου (βλέπε σχήματα 8.39, 8.42, 8.45, 8.48 και 8.51).

Οι “μέσες καμπύλες” $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ των υποστυλωμάτων του K70A59 (σχήματα 9.3 και 9.4) δείχνουν ότι οι πλαστικές γωνίες στροφής χορδής συγκεντρώνονται στα υποστυλώματα του ισογείου και των 3 ανωτέρων ορόφων, με τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου να μην παρουσιάζουν πολύ μικρότερο ποσοστό αστοχίας σε όρους στροφής χορδής. Η τιμή από την οποία ξεκινούν οι αστοχίες στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου είναι $\delta_{\max}/H \approx 0.7\%$. Από το σχήμα 9.12 διαπιστώνουμε ότι στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώνονται στον τελευταίο όροφο και είναι κατανεμημένες σχεδόν ομοιόμορφα στα υποστυλώματα ανεξαρτήτως της θέσης τους σε κάτοψη, με εξαίρεση τις στήλες K6, K10, K11 & K15 (ακραία υποστυλώματα εσωτερικών πλαισίων, βλέπε σκίτσο 9.7), στις οποίες παρατηρούνται πλαστικοποιήσεις σε μικρότερες τιμές της δ_{\max}/H και επιπλέον συγκεντρώνονται οι πλαστικές αρθρώσεις των 3 τελευταίων ορόφων. Στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου οι πλαστικές αρθρώσεις κατανέμονται ομοιόμορφα στα υποστυλώματα ανεξαρτήτως της θέσης τους σε κάτοψη, όπως φαίνεται στα σχήματα 9.14 και 9.15.

10.4 K80A84

Το κτίριο K80A84 είναι οπλισμένο σύμφωνα με τα πρόσθετα άρθρα του 1984 και όπως είναι αναμενόμενο παρουσιάζει σχετικά ικανοποιητική αντισεισμική συμπεριφορά.

Το 80-85% των σημείων των σημείων 1ης αστοχίας εμφανίζεται μετά την ένταση αναγωγής στο φάσμα σχεδιασμού. Η διαρροή συμβαίνει στο 0.1-0.3% της σχετικής μετακίνησης κτιρίου δ_{\max}/H , ενώ η αστοχία στο 0.3-0.9% ,όπως αναφέρεται στον πίνακα 10.1. Σύμφωνα με τον πίνακα 1 της δημοσίευσης [Repapis, Zeris και Vintzileou 2006], η απαιτούμενη μετακίνηση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης είναι $\delta_{N2} = 0.146$ m ή ισοδύναμα $\delta_{N2}/H = 0.7\%$, τιμή που είναι άλλοτε μεγαλύτερη και άλλοτε μικρότερη από την ανηγμένη μετακίνηση στην αστοχία στις IDAs (“πραγματική” ικανότητα του κτιρίου).

Το σύνολο σχεδόν των σημείων 1ης αστοχίας αφορά αστοχία σε γωνία στροφής χορδής κάποιου υποστυλώματος, εκτός από 3 διεγέρσεις κοντινού πεδίου σε όρους S_a και PGA (βλέπε σχήματα 8.31 και 8.25 αντίστοιχα), όπου προηγείται η υπέρβαση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων 1.25%.

Οι καμπύλες IDA σε όρους PGA παρουσιάζουν μεγαλύτερη διασπορά από τις αντίστοιχες σε όρους S_a , η οποία αρχίζει από μικρότερες τιμές της έντασης, όπως φαίνεται στα αντίστοιχα σχήματα 8.25 και 8.31.

Συγκρίνοντας τα δύο είδη διεγέρσεων, παρατηρούμε ότι έχουμε αστοχία σε μικρότερες τιμές δ_{\max} στις διε-

γέρσεις μακρινού πεδίου, αλλά σε μικρότερες τιμές S_a στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου (βλέπε πίνακα 10.1).

Τα γραφήματα της V_{max} (σχήματα 8.34 και 8.35) μοιάζουν με τις καμπύλες απόκρισης ενός διγραμμικού πλαστικού συστήματος με μικρό πλαστικό κάδο. Επιπλέον, σύμφωνα με τον πίνακα 10.1, η διαρροή συμβαίνει στο 65-130% της V_d και η αστοχία στο 130-235%. Από τις τιμές αυτές μπορούμε να συμπεράνουμε ότι το κτίριο παρουσιάζει “πραγματική” υπεραντοχή με πολύ μεγάλη διασπορά. Η ανηγμένη τιμή στο φάσμα σχεδιασμού αντιστοιχεί σε V_{max} ίση με την τιμή στην αστοχία, η οποία έπεται ή προηγείται της τιμής του σχεδιασμού ανάλογα με την διέγερση.

Στα γραφήματα της P_L (σχήματα 8.28 έως 8.30) παρατηρούμε ότι το 30% των σημείων αστοχίας στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου και το 15% των σημείων αστοχίας στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, βρίσκονται σε πιθανότητες υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού μεγαλύτερες της πιθανότητας αναφοράς 10%, μικρότερες όμως από το 50% των σταθμών επιτελεστικότητας A2, B2 και Γ2 του ΚΑΝΕΠΕ.

Η “μέση καμπύλη” βρίσκεται ψηλότερα στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου από τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, τόσο σε όρους PGA (βλέπε σχήματα 8.37 έως 8.39), όσο και σε όρους V_{max} (σχήματα 8.46 έως 8.51), χαμηλότερα σε όρους P_L (σχήματα 8.40 έως 8.42), ενώ έχει μικρή διαφορά σε όρους S_a και στα δύο είδη διεγέρσεων (σχήματα 8.43 έως 8.45). Η μέση τιμή της αστοχίας για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου βρίσκεται σε λίγο μικρότερη τιμή $\delta_{max}/H \approx 0.5\%$ από την αντίστοιχη στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.38, 8.41, 8.44, 8.47 και 8.50. Η μέση τιμή της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου έχει παραπλήσια τιμή και στα δύο είδη διεγέρσεων, ίση με 0.8% (βλέπε σχήματα 8.39, 8.42, 8.45, 8.48 και 8.51).

Οι “μέσες καμπύλες” $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ των υποστυλωμάτων του K80A84 (σχήματα 9.5 και 9.6) δείχνουν ότι οι πλαστικές γωνίες στροφής χορδής συγκεντρώνονται στα υποστυλώματα του ισογείου και των 2 ανωτέρων ορόφων για τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου, και των 2 ανωτέρων ορόφων μόνο για τις διεγέρσεις μακρινού πεδίου. Επιπλέον οι διεγέρσεις κοντινού πεδίου παρουσιάζουν αστοχία σε όρους στροφής χορδής μετά την τιμή $\delta_{max}/H \approx 1.4\%$, ενώ οι διεγέρσεις μακρινού πεδίου μετά την τιμή $\delta_{max}/H \approx 1.2\%$.

Από το σχήμα 9.16 διαπιστώνουμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώνονται στα υποστυλώματα των εσωτερικών πλαισίων του κτιρίου (K6 έως K14, βλέπε σχήμα 9.7), στις διεγέρσεις μακρινού πεδίου. Στις διεγέρσεις κοντινού πεδίου οι πλαστικές αρθρώσεις είναι σχεδόν ομοιόμορφα κατανομημένες στα υποστυλώματα ανεξαρτήτως της θέσης τους σε κάτοψη, με εξαίρεση τις στήλες K6, K10, K11 & K15 (ακραία υποστυλώματα εσωτερικών πλαισίων), στις οποίες παρατηρούνται λιγότερες πλαστικοποιήσεις (βλέπε σχήμα 9.18).

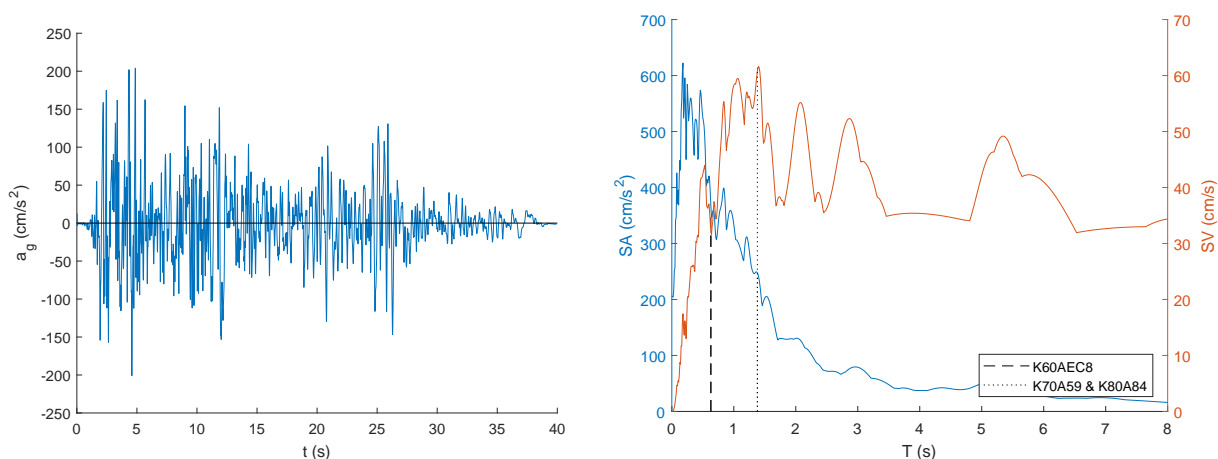
Παράρτημα

Α'. Επιταχυνσιογραφήματα και φάσματα

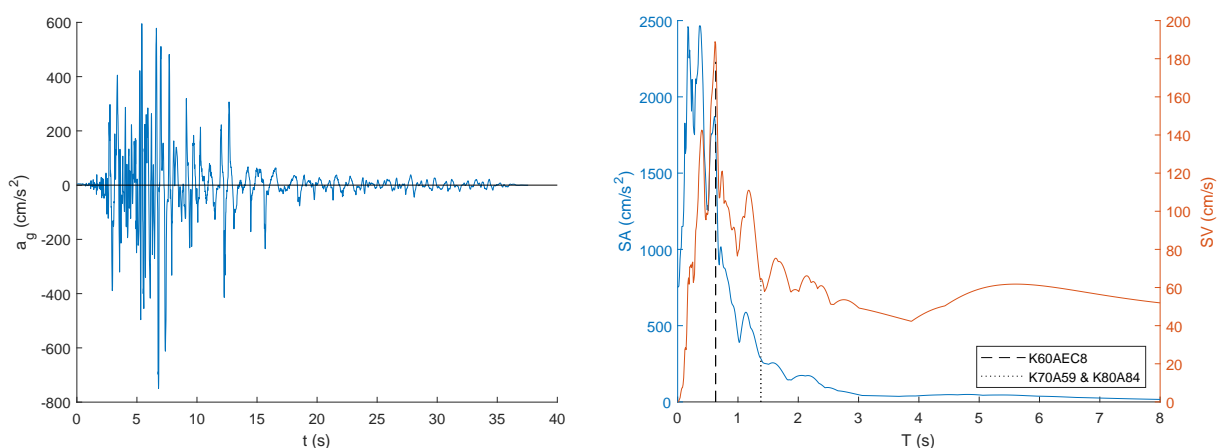
Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας των διεγέρσεων μακρινού πεδίου (σχήματα Α'.1 έως Α'.20) και των διεγέρσεων κοντινού πεδίου (σχήματα Α'.21 έως Α'.74).

Τα φάσματα παρουσιάζονται σε κοινό γράφημα, όπου το φάσμα επιτάχυνσης $SA-T$ σημειώνεται με μπλε χρώμα και τιμές στον αριστερό άξονα, ενώ το φάσμα ταχύτητας $SV-T$ με κόκκινο χρώμα και τιμές στον δεξί άξονα. Στα φάσματα είναι σημειωμένες επιπλέον οι κύριες ιδιοπεριόδους των κτιρίων (0.63 s για το K60AEC8 και 1.38 s για τα K70A59 και K80A84) και η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος T_p των διεγέρσεων κοντινού πεδίου.

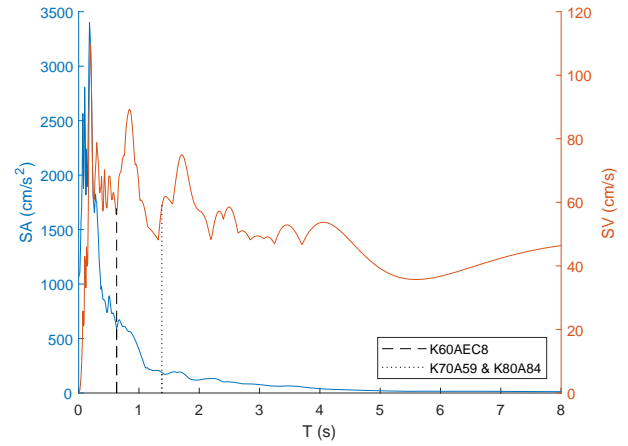
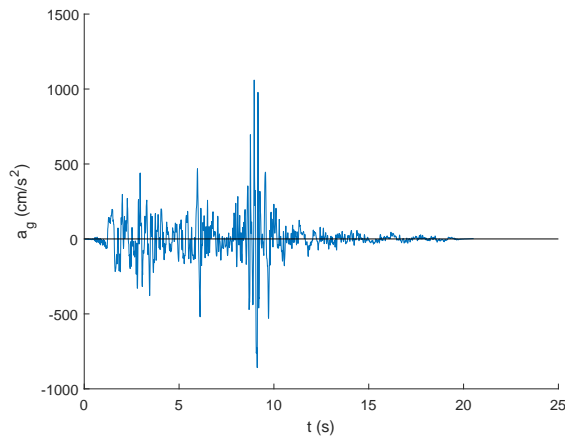
Α'.1 Διεγέρσεις μακρινού πεδίου



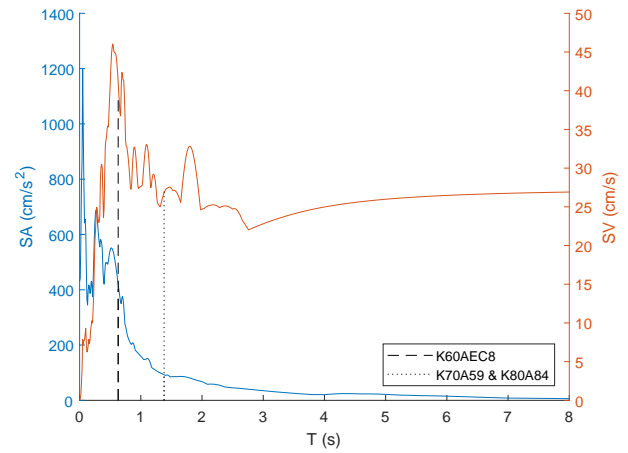
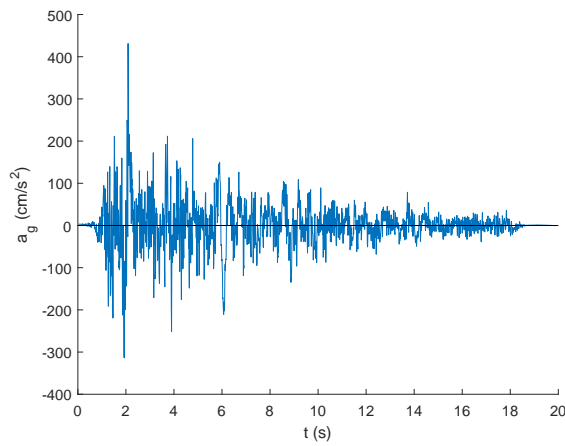
Σχήμα Α'.1: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 6



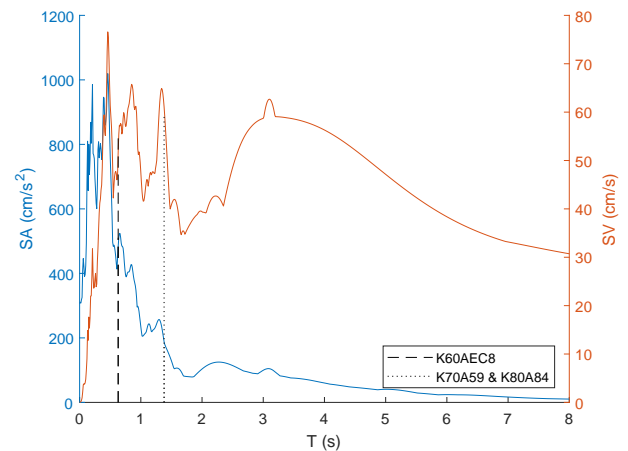
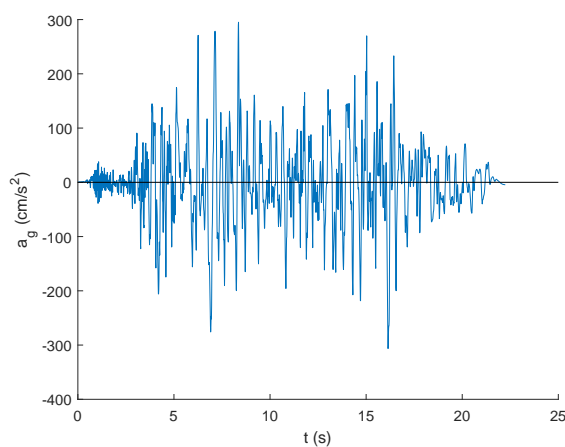
Σχήμα Α'.2: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 160



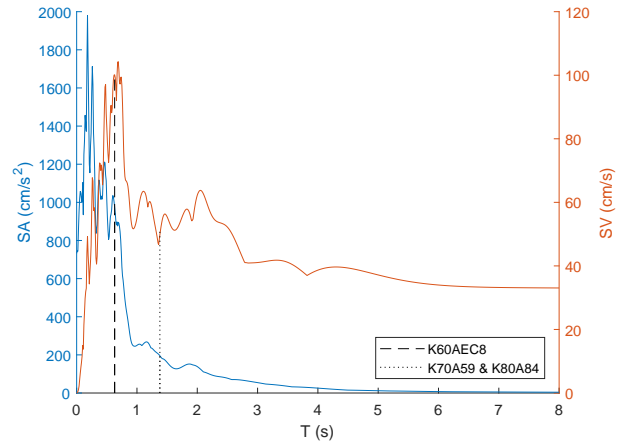
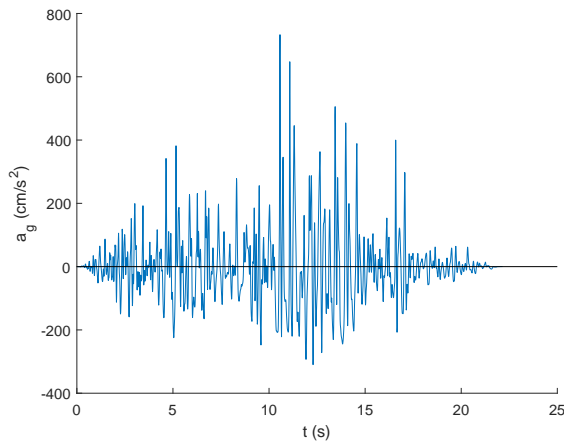
Σχήμα Α'.3: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 495



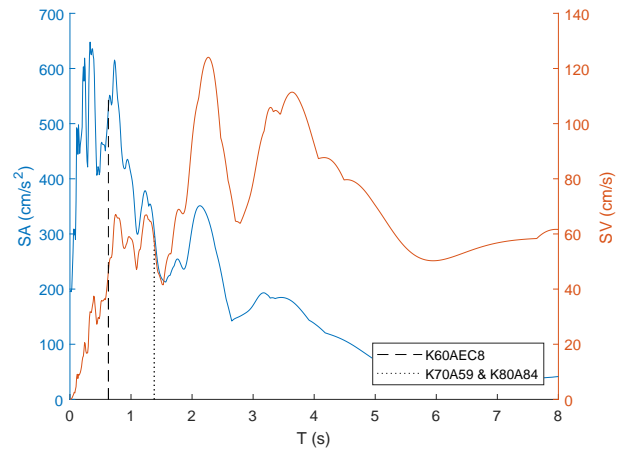
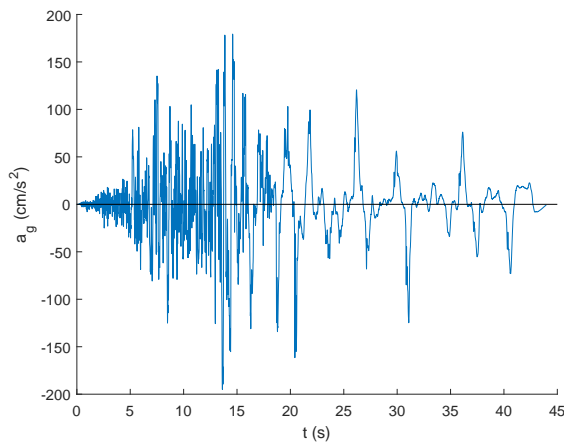
Σχήμα Α'.4: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 496



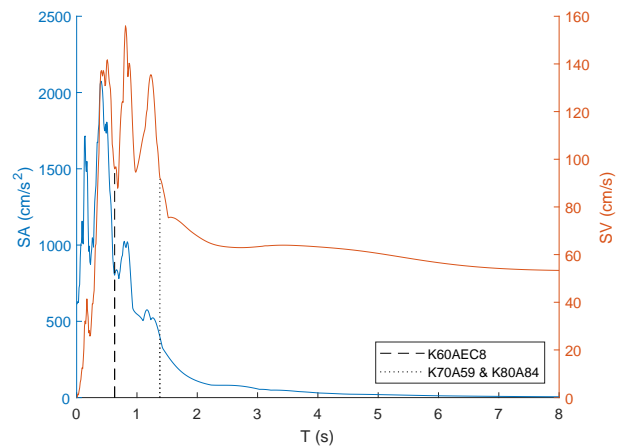
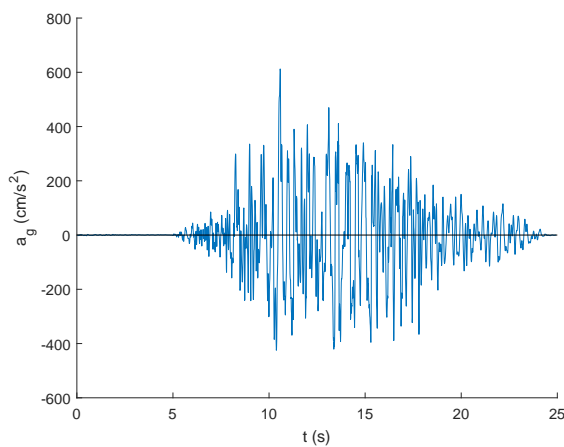
Σχήμα Α'.5: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 725



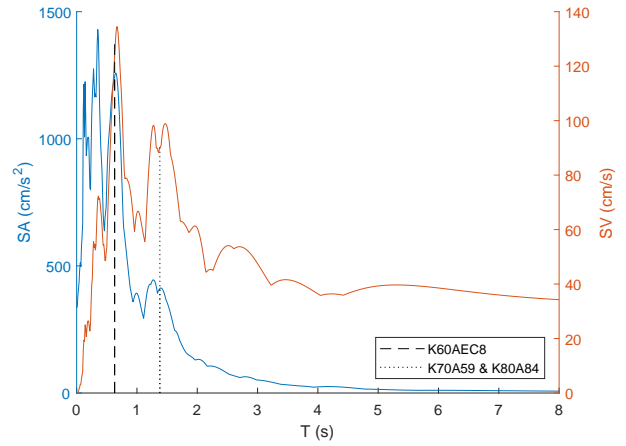
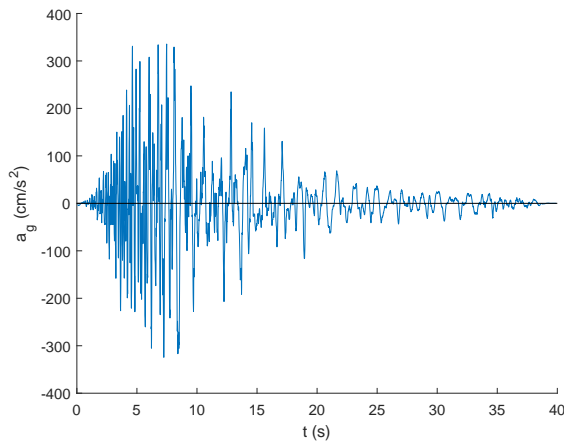
Σχήμα Α'.6: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 727



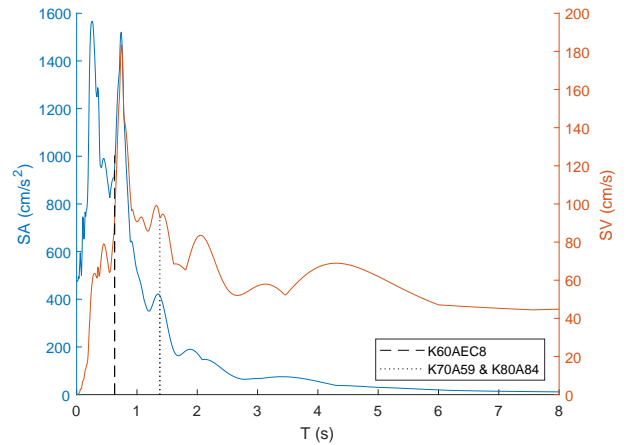
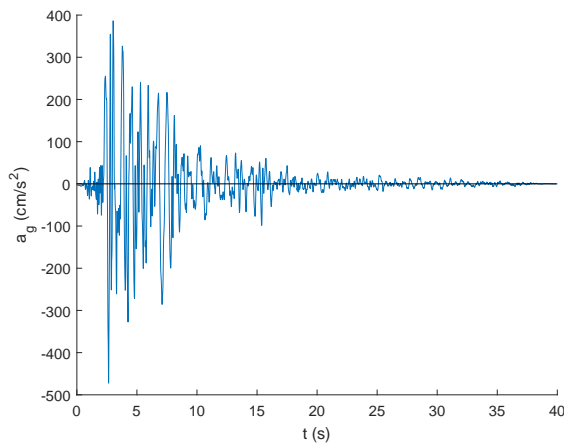
Σχήμα Α'.7: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 729



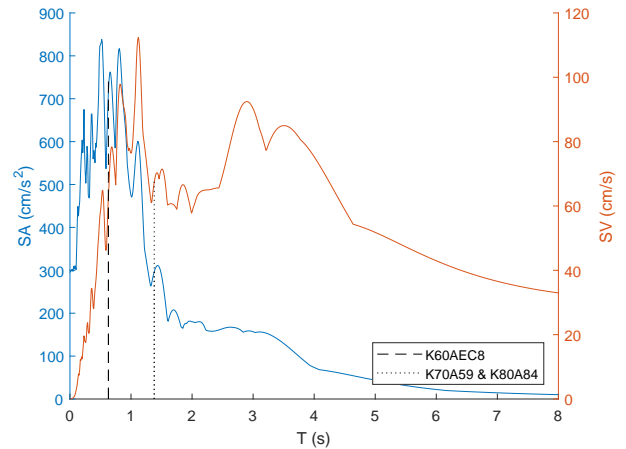
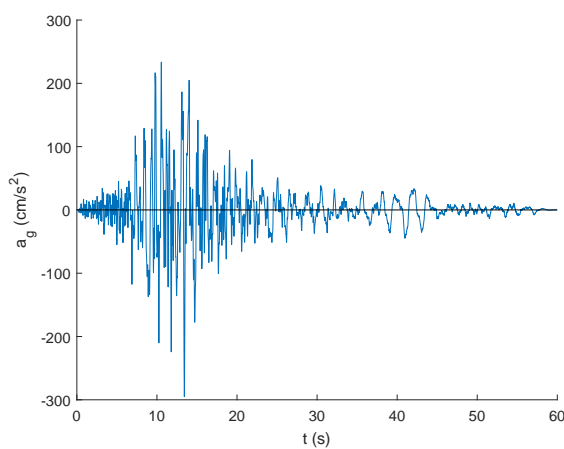
Σχήμα Α'.8: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 741



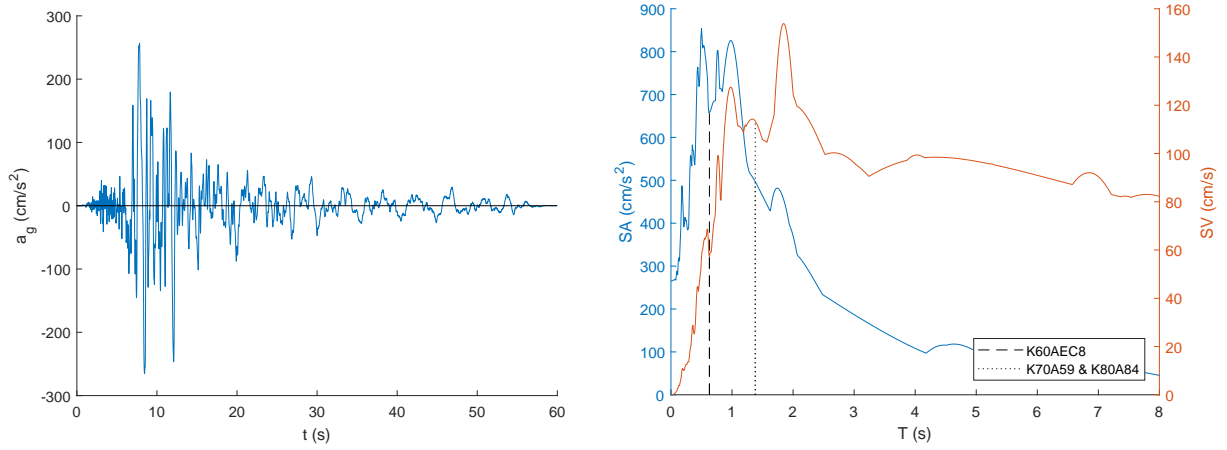
Σχήμα Α'.9: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 752



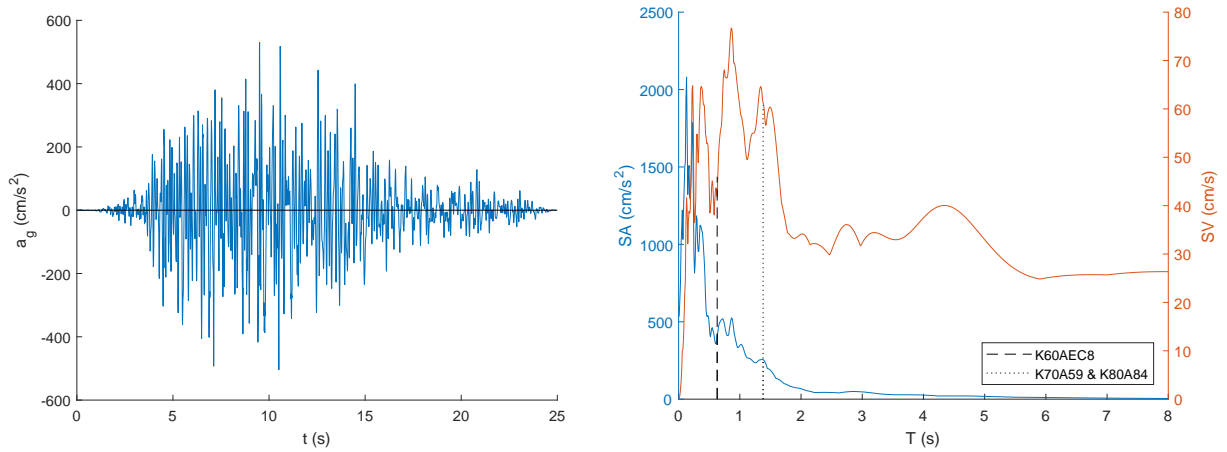
Σχήμα Α'.10: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 753



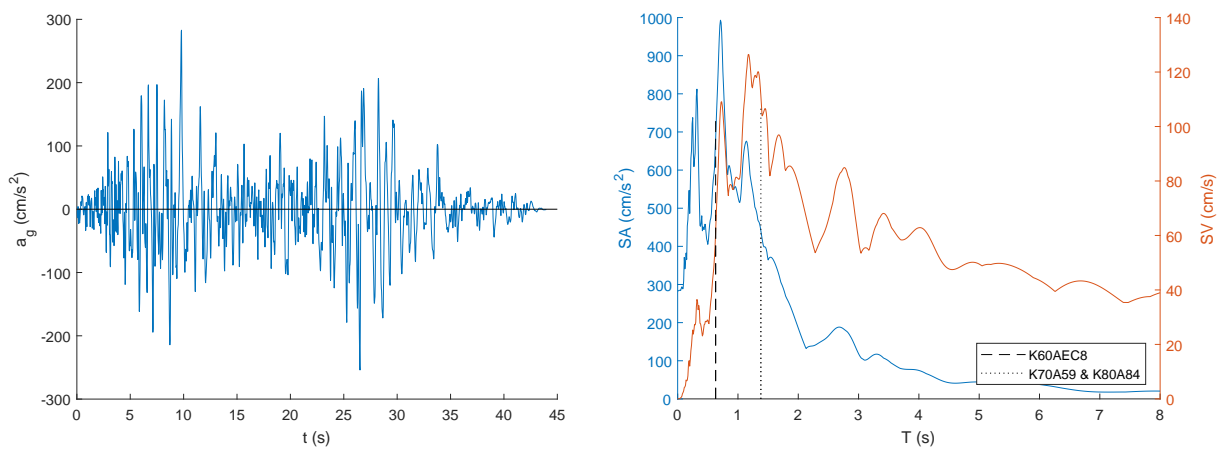
Σχήμα Α'.11: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 759



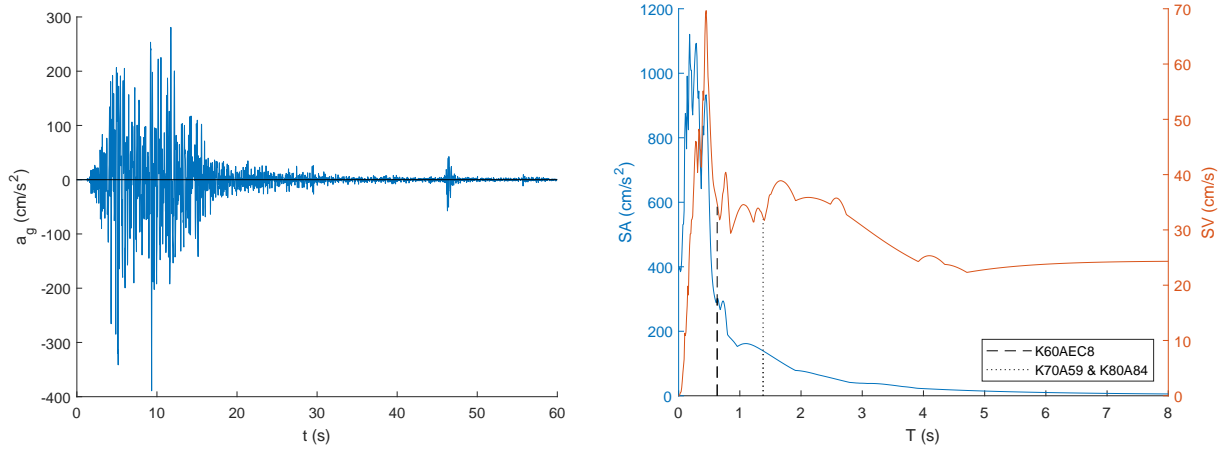
Σχήμα Α'.12: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 776



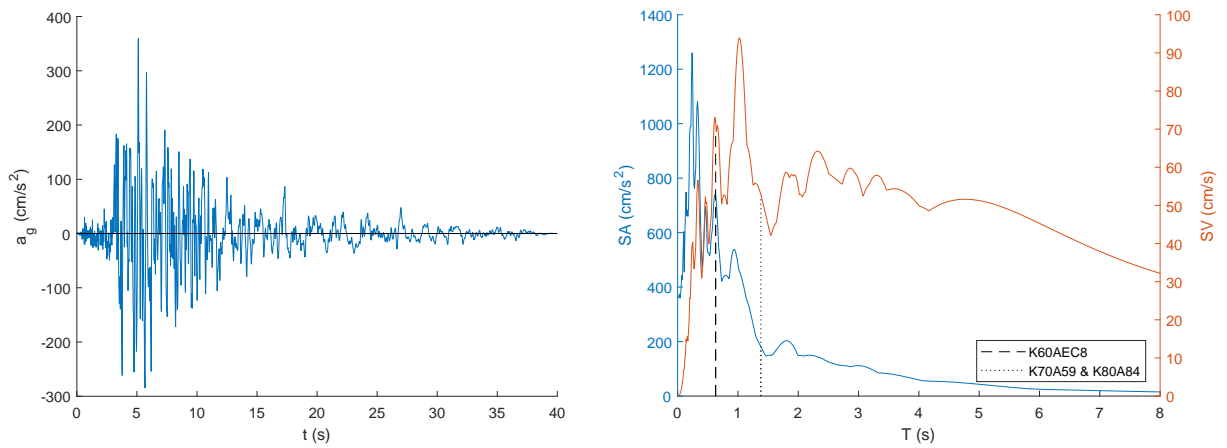
Σχήμα Α'.13: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 811



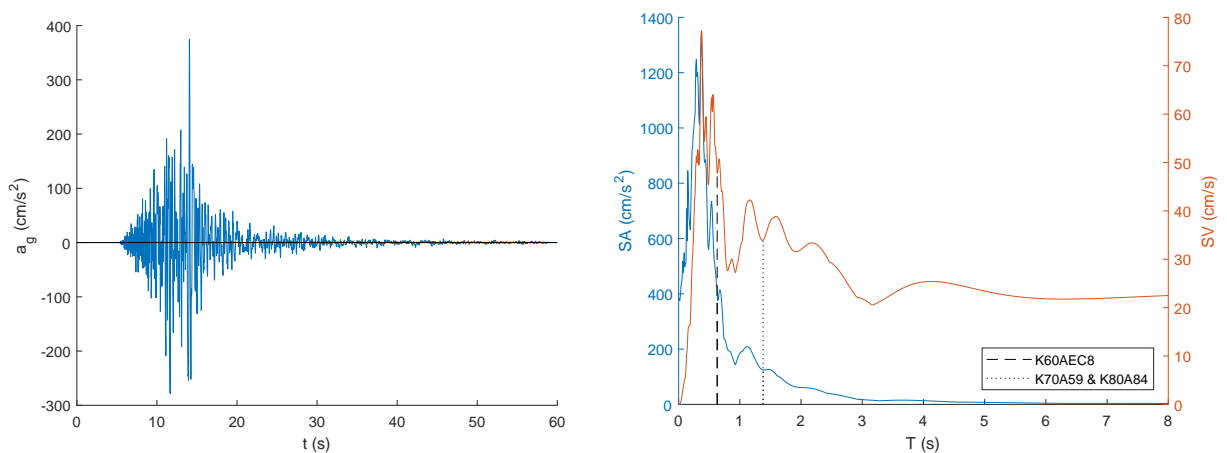
Σχήμα Α'.14: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 864



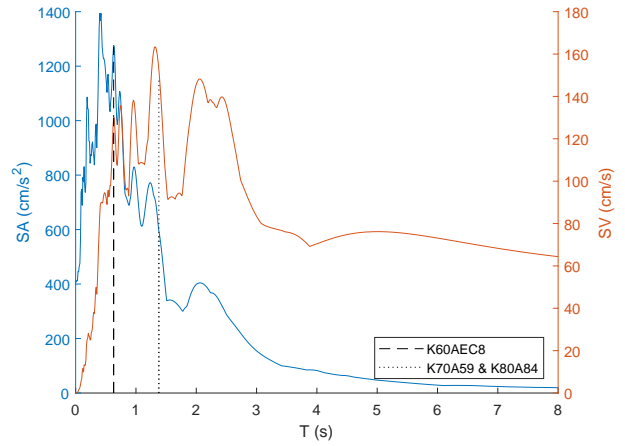
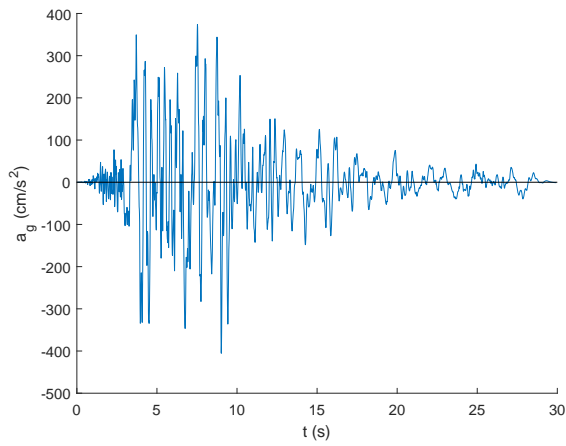
Σχήμα Α'.15: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 901



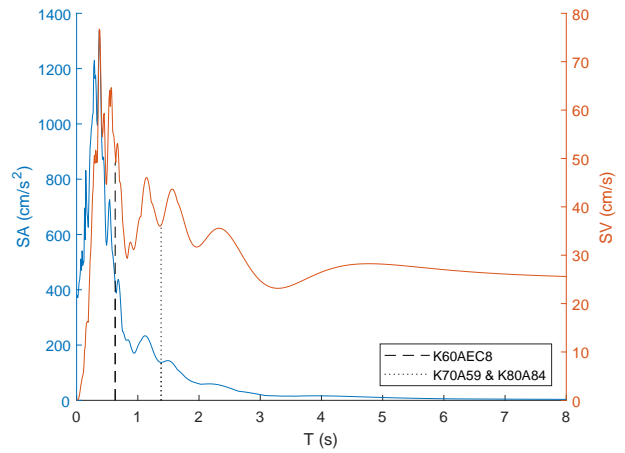
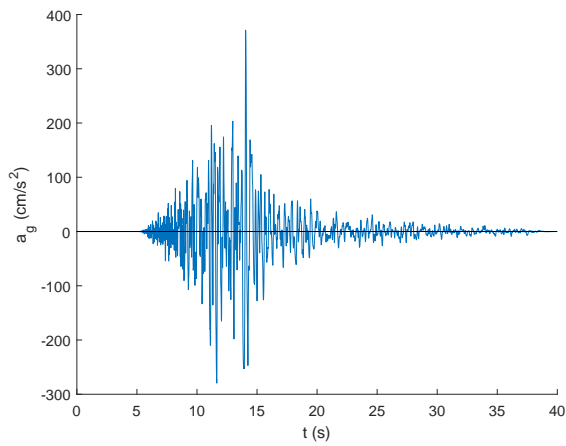
Σχήμα Α'.16: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 949



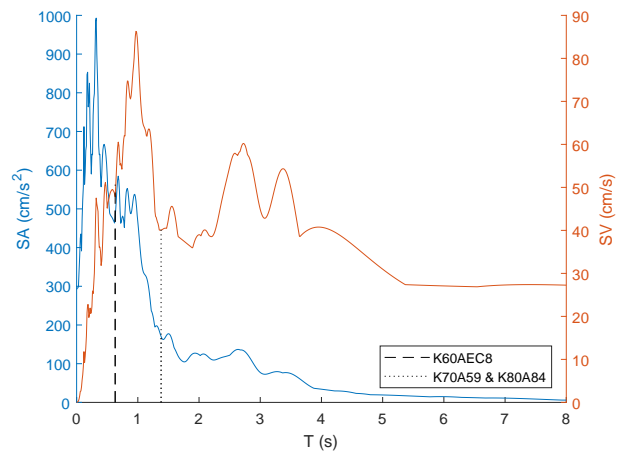
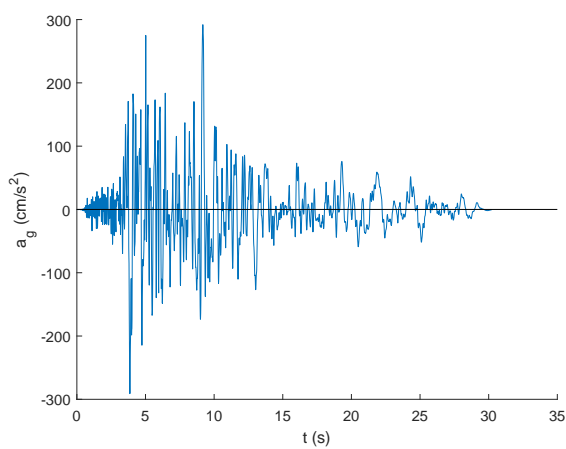
Σχήμα Α'.17: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 1012



Σχήμα Α'.18: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 1048

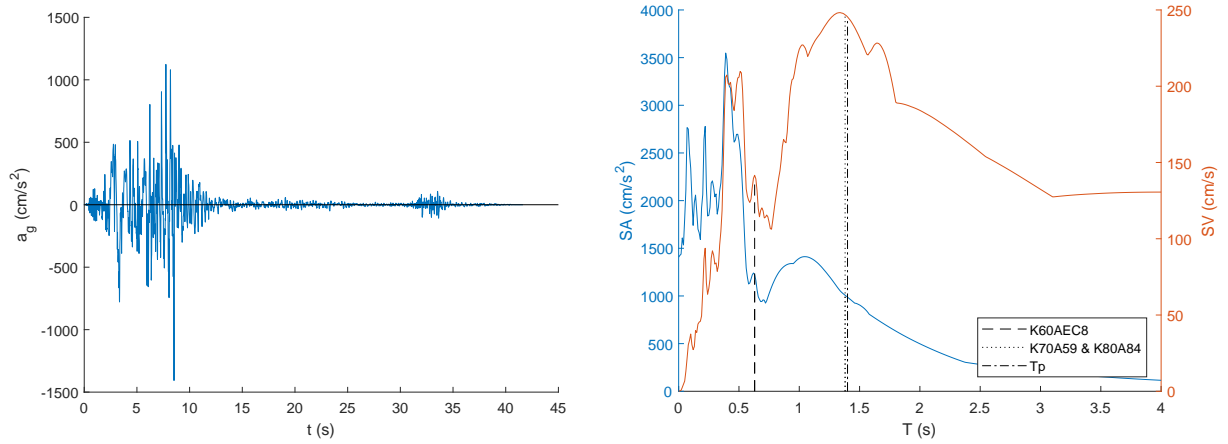


Σχήμα Α'.19: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 1081

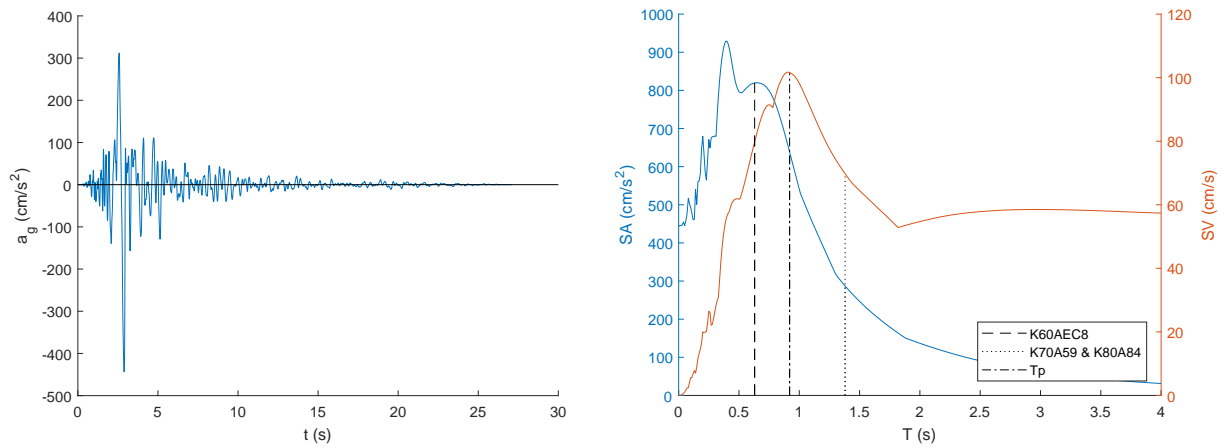


Σχήμα Α'.20: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 1082

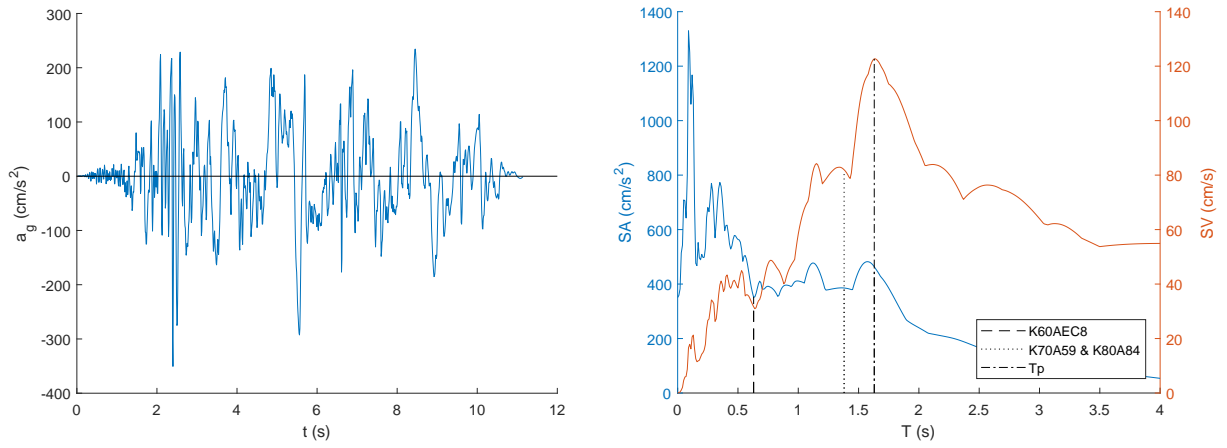
Α'.2 Διεγέρσεις κοντινού πεδίου



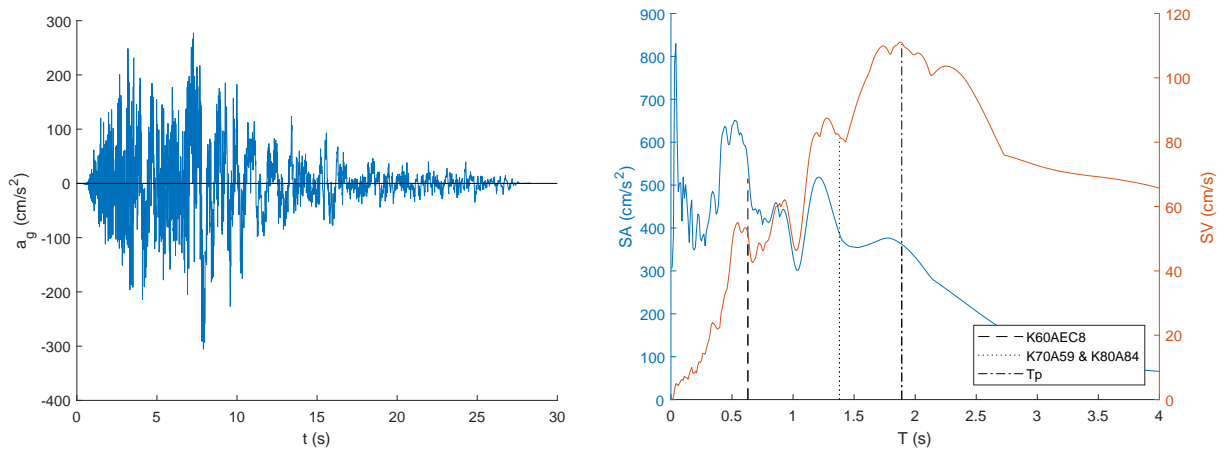
Σχήμα Α'.21: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 1



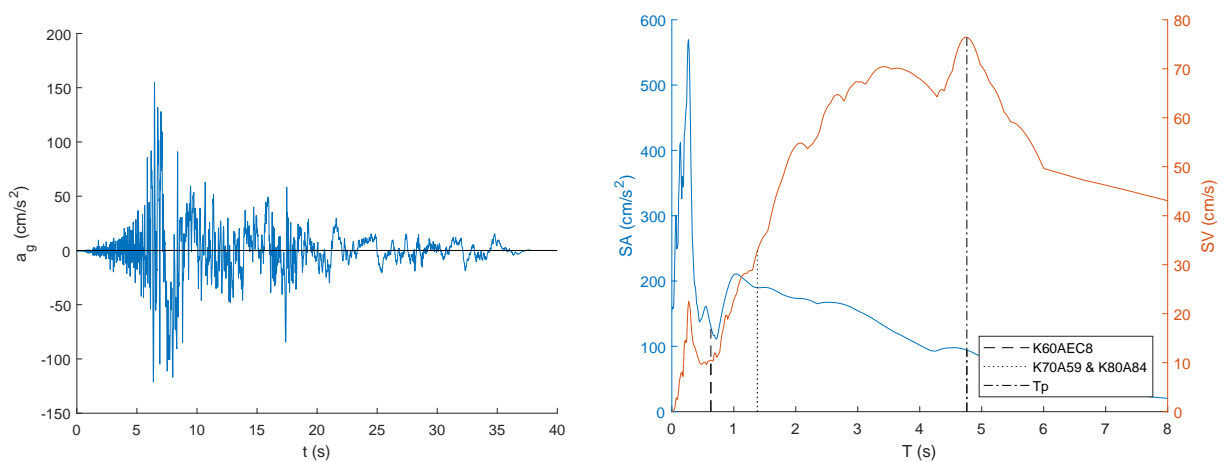
Σχήμα Α'.22: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 2



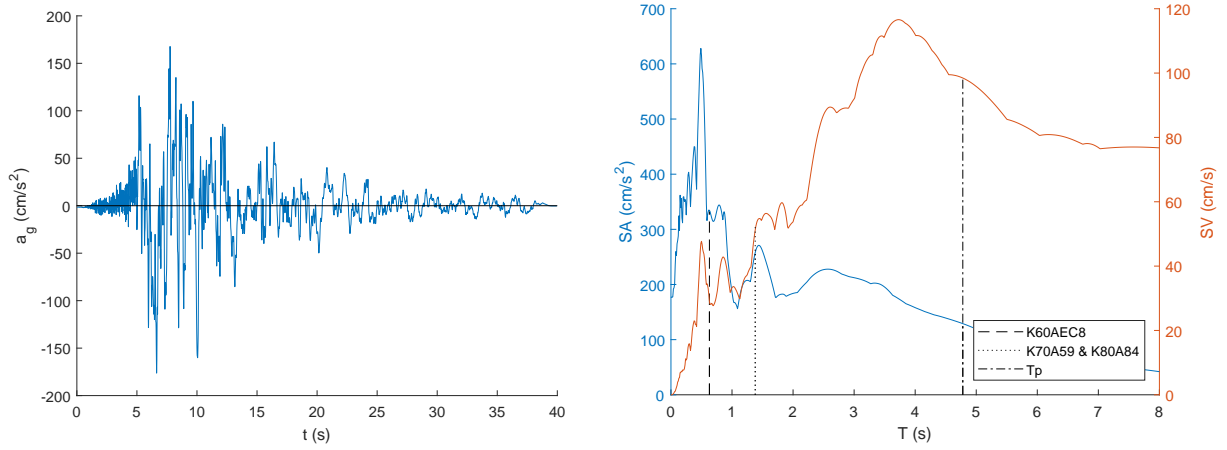
Σχήμα Α'.23: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 3



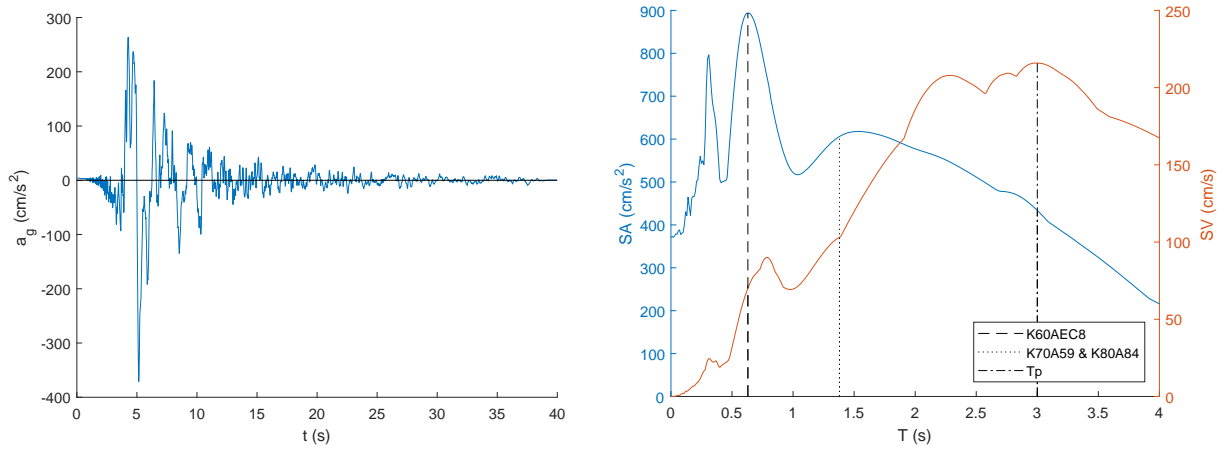
Σχήμα Α'.24: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 4



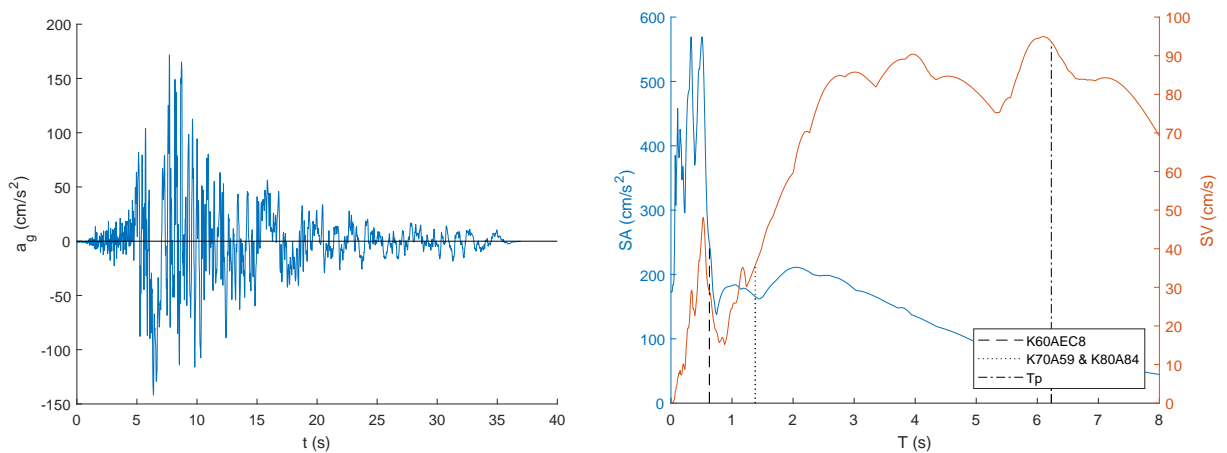
Σχήμα Α'.25: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 5



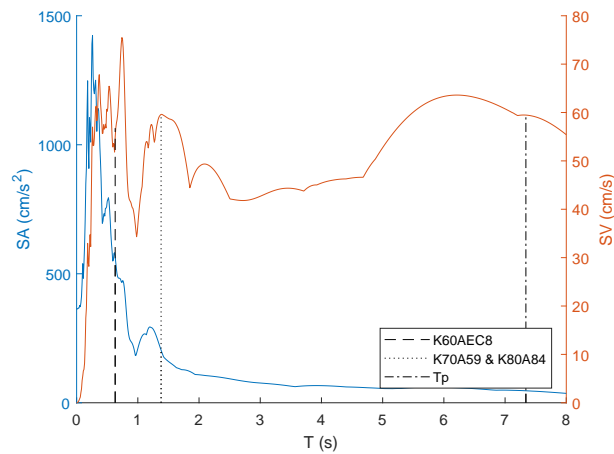
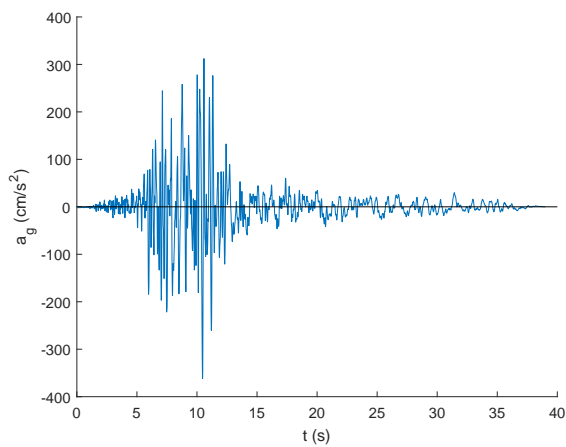
Σχήμα Α'.26: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 6



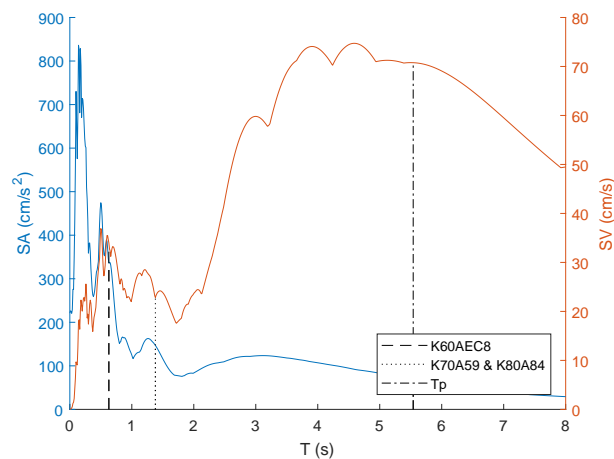
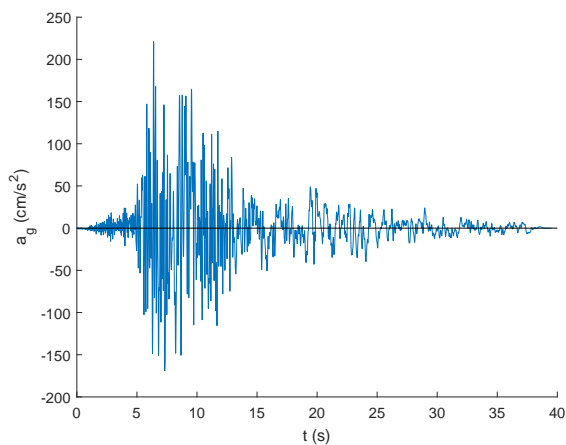
Σχήμα Α'.27: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 7



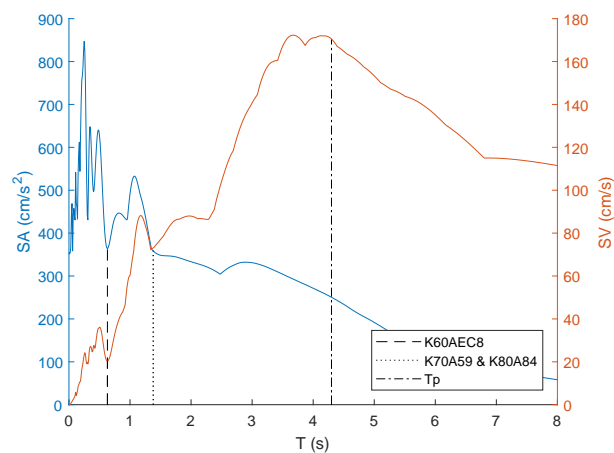
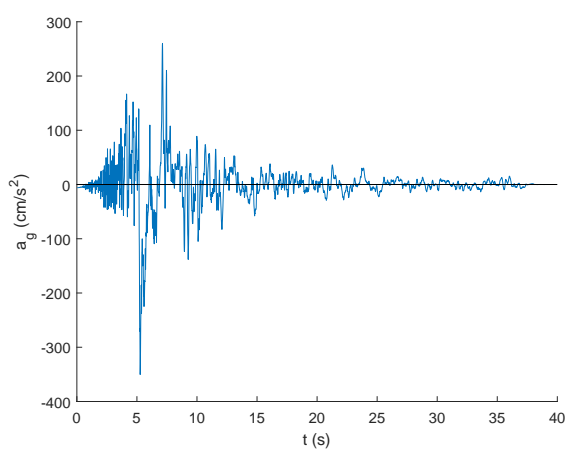
Σχήμα Α'.28: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 8



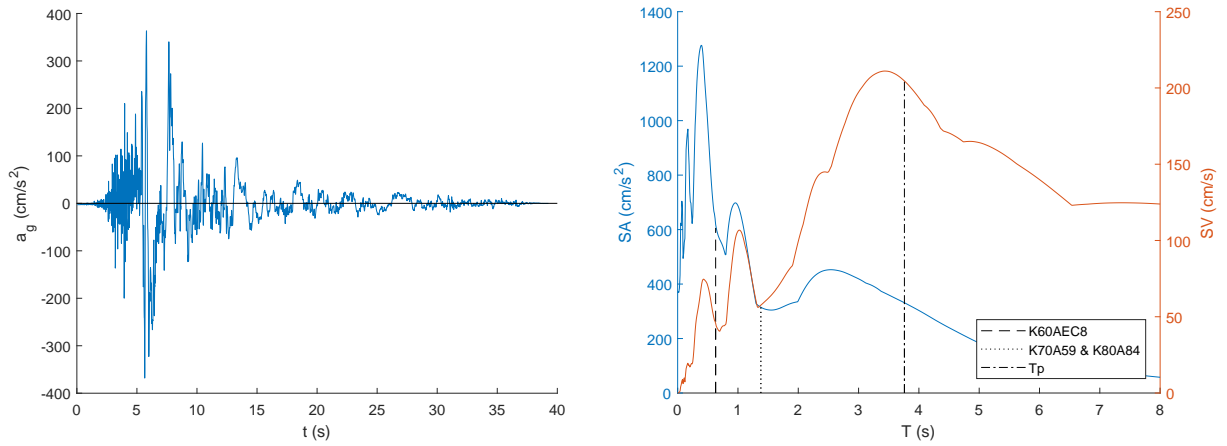
Σχήμα Α'.29: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 9



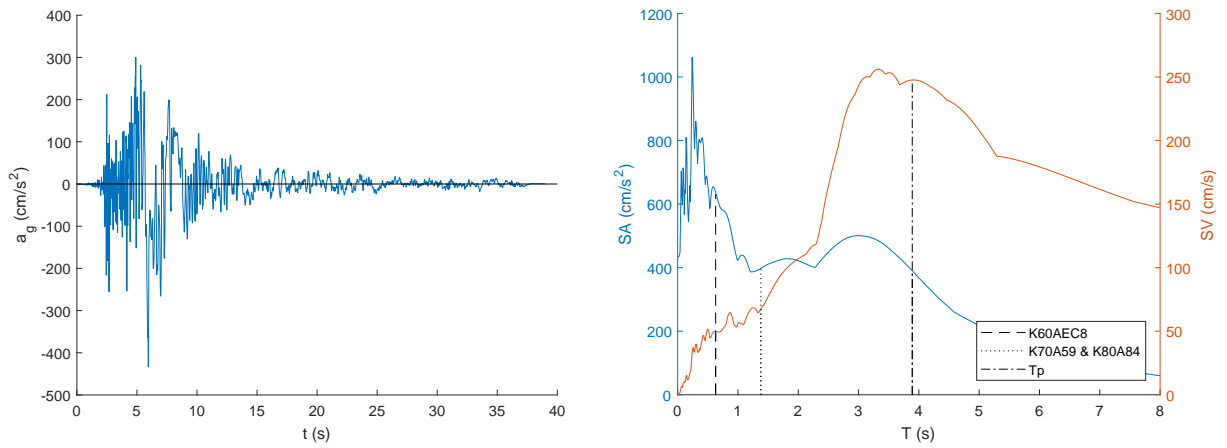
Σχήμα Α'.30: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 10



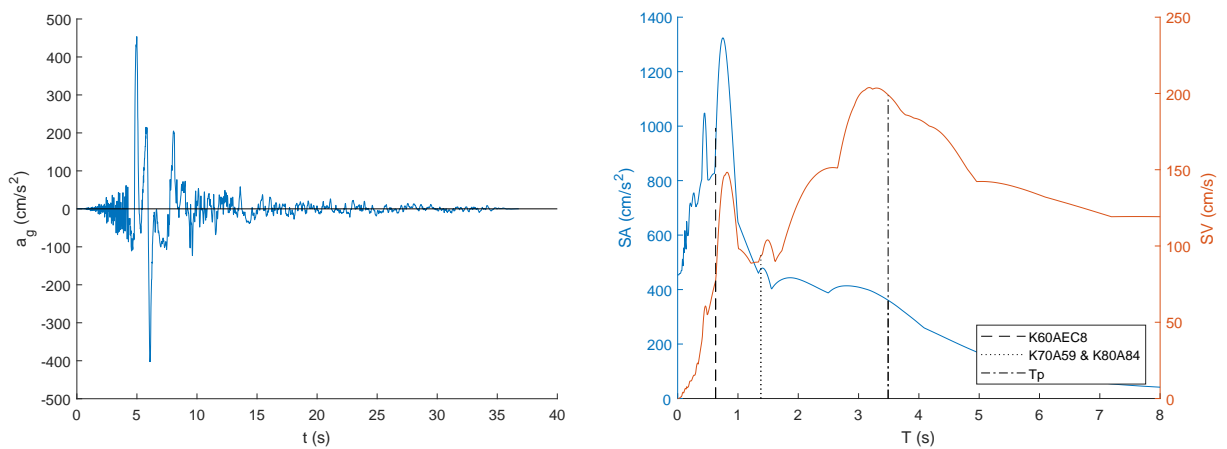
Σχήμα Α'.31: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 11



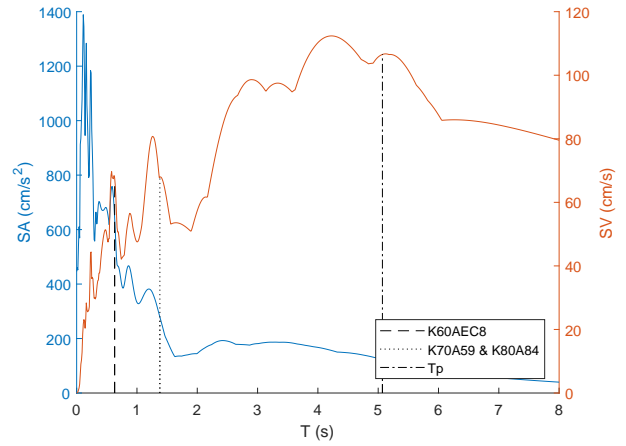
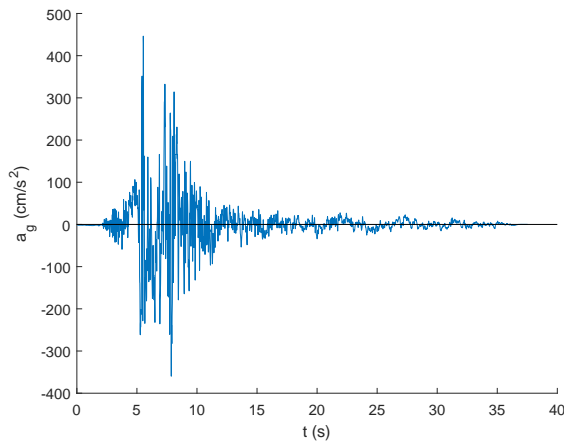
Σχήμα Α'.32: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 12



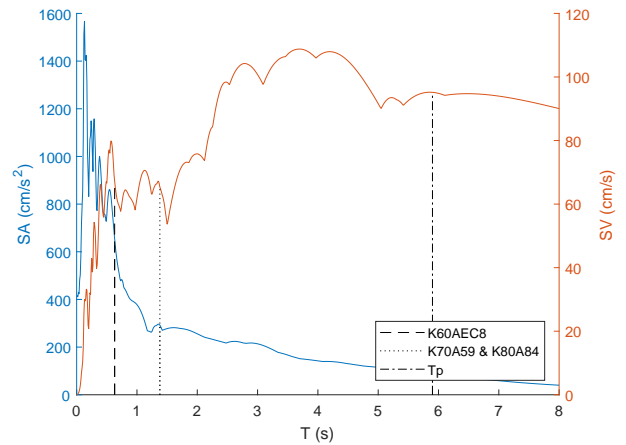
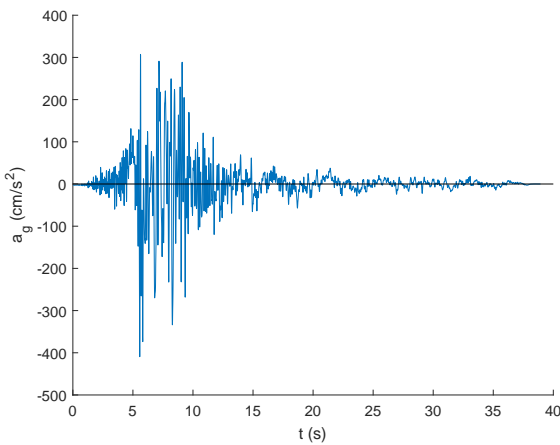
Σχήμα Α'.33: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 13



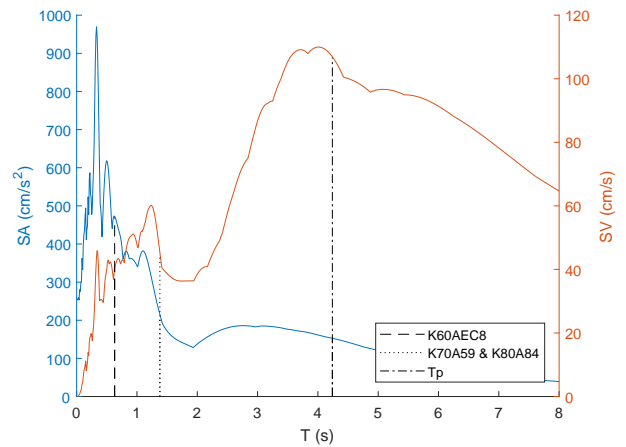
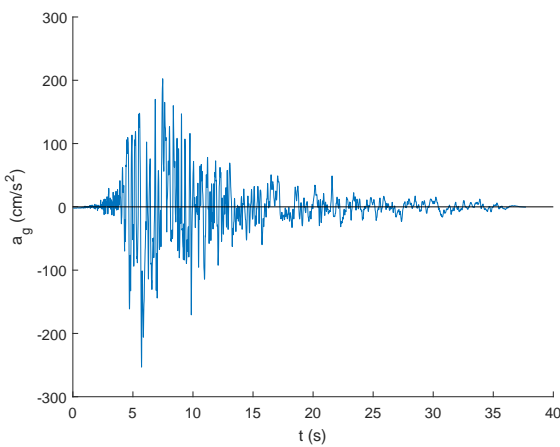
Σχήμα Α'.34: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 14



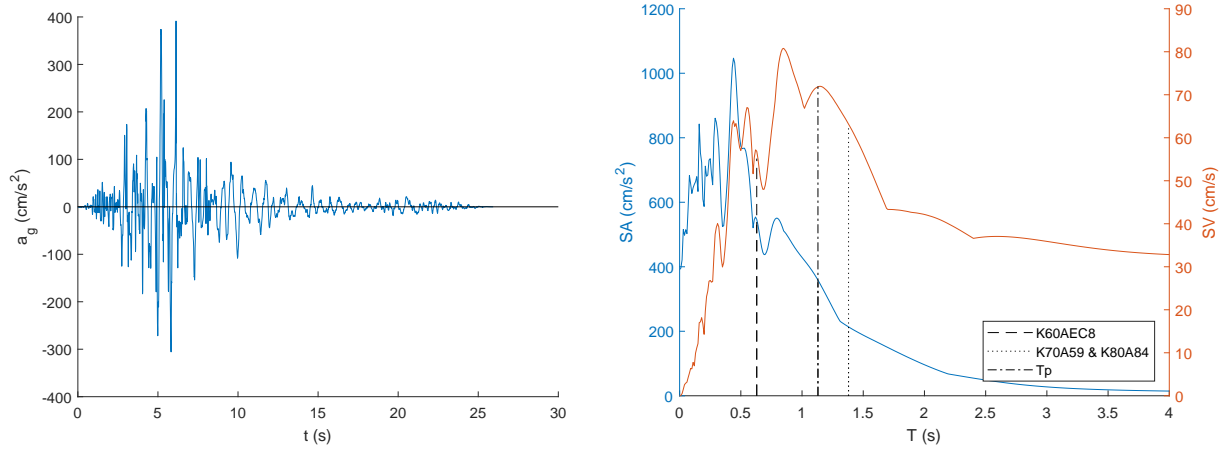
Σχήμα Α'.35: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 15



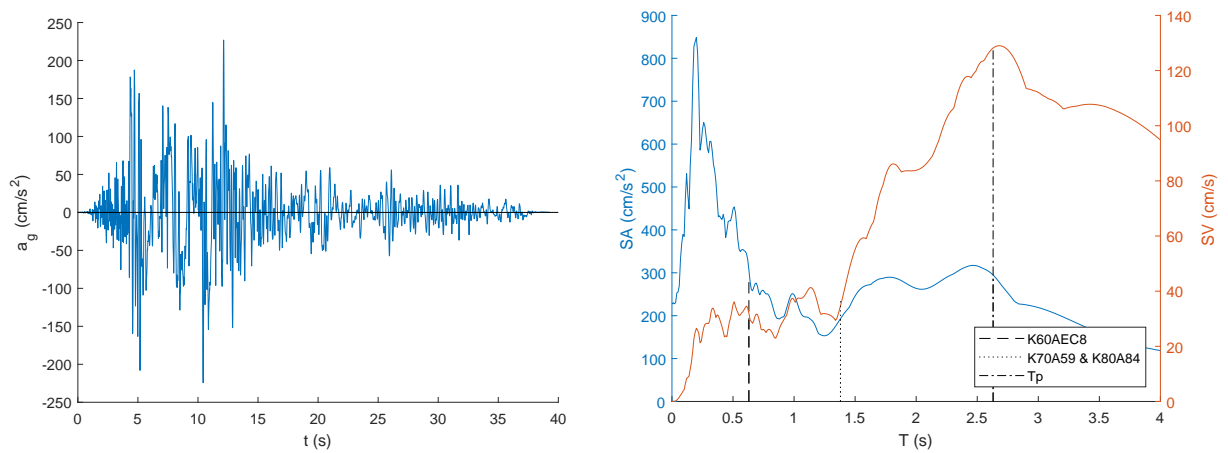
Σχήμα Α'.36: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 16



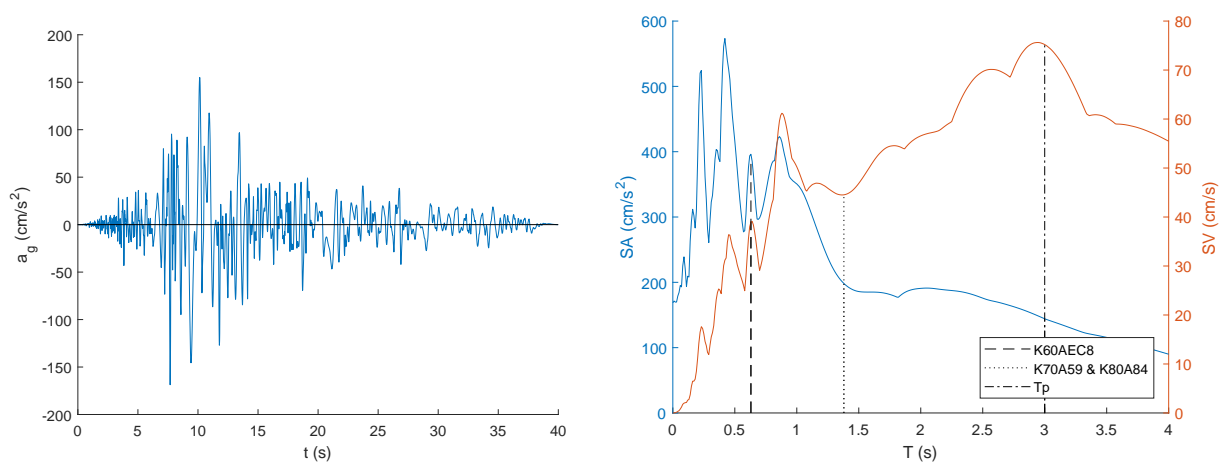
Σχήμα Α'.37: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 17



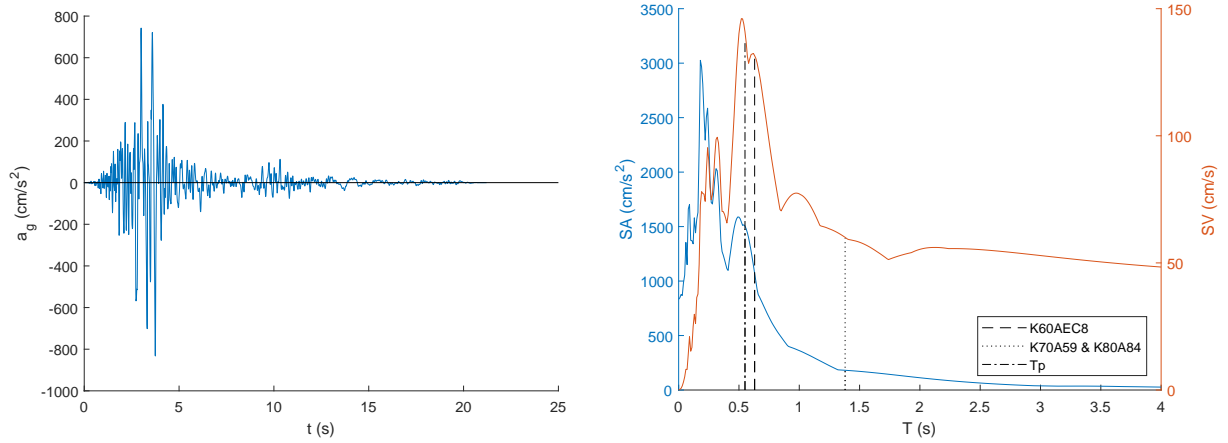
Σχήμα Α'.38: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 18



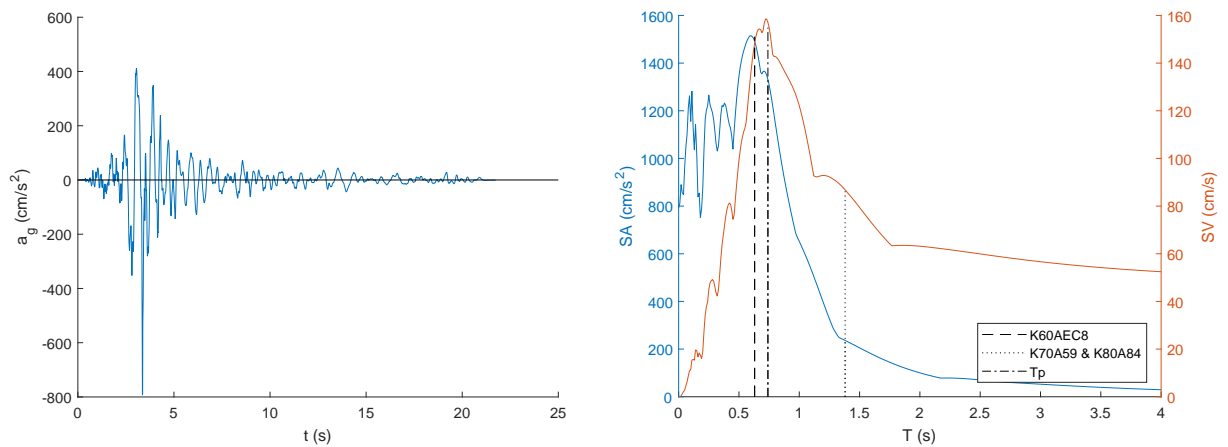
Σχήμα Α'.39: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 19



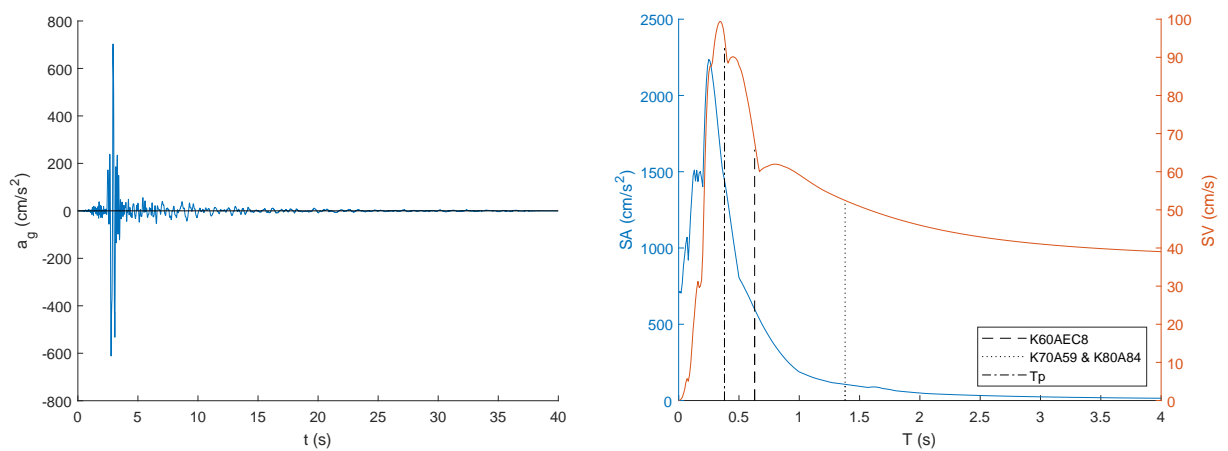
Σχήμα Α'.40: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 20



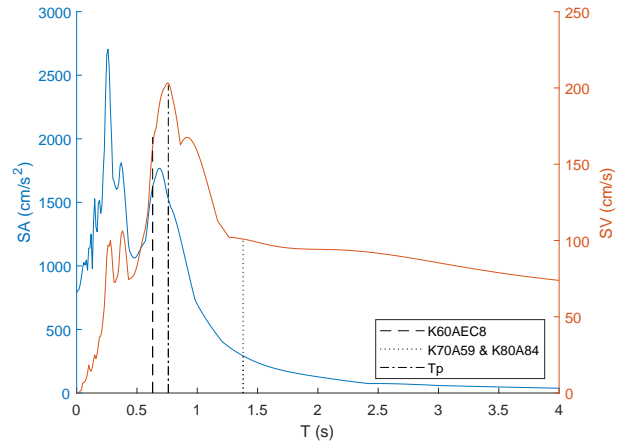
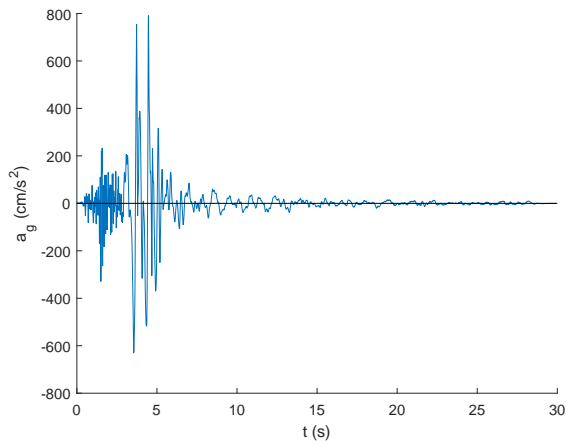
Σχήμα Α'.41: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 21



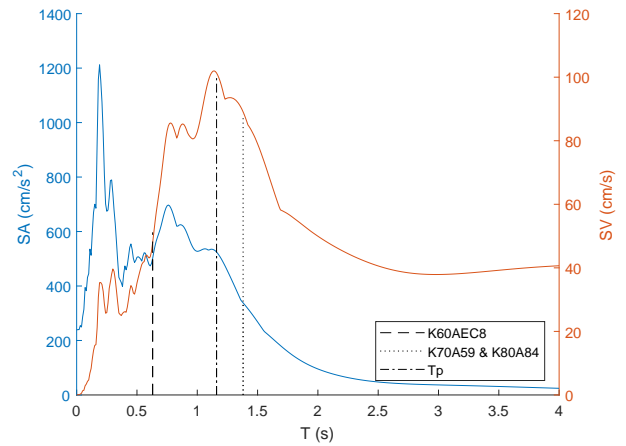
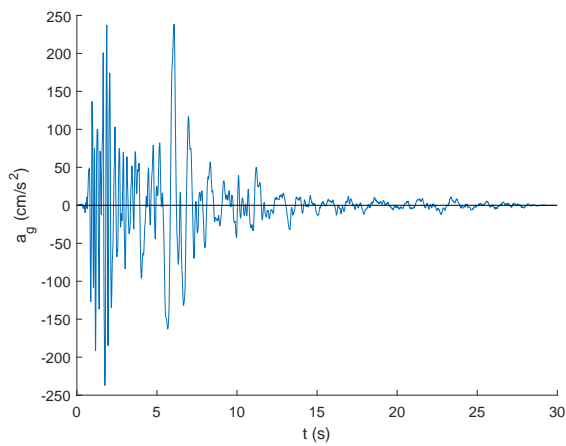
Σχήμα Α'.42: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 22



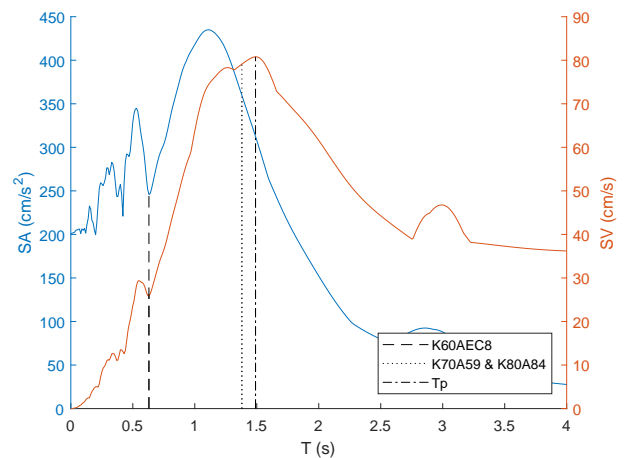
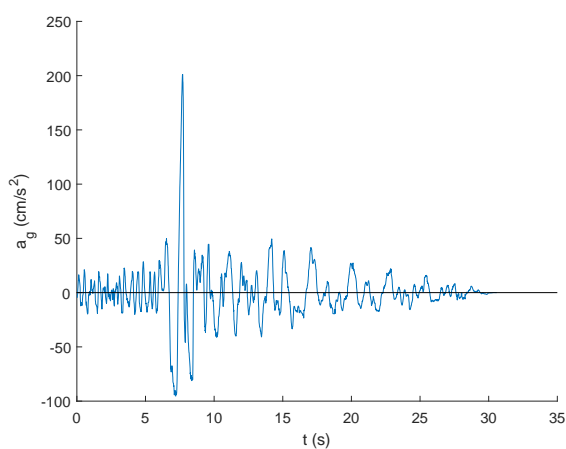
Σχήμα Α'.43: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 23



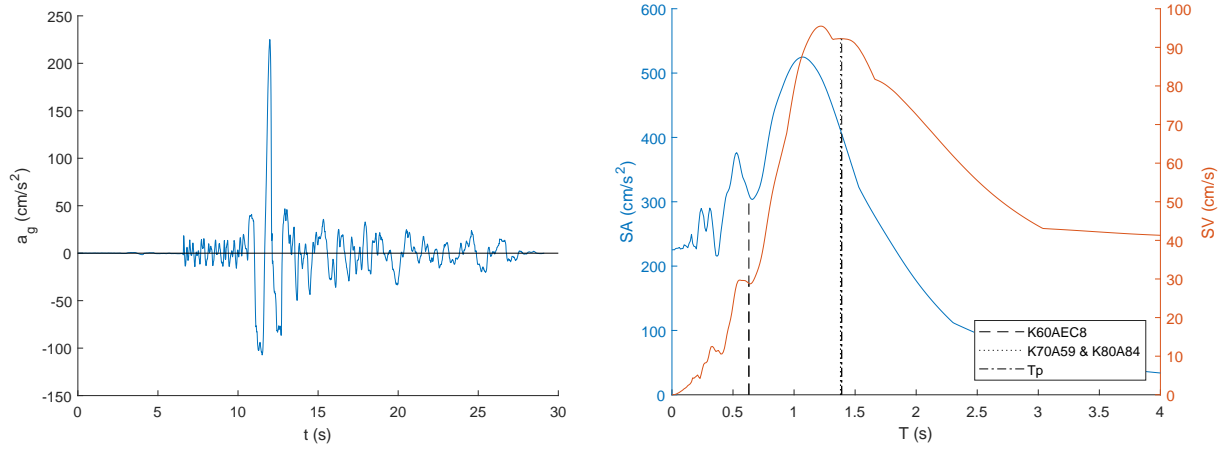
Σχήμα Α'.44: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 24



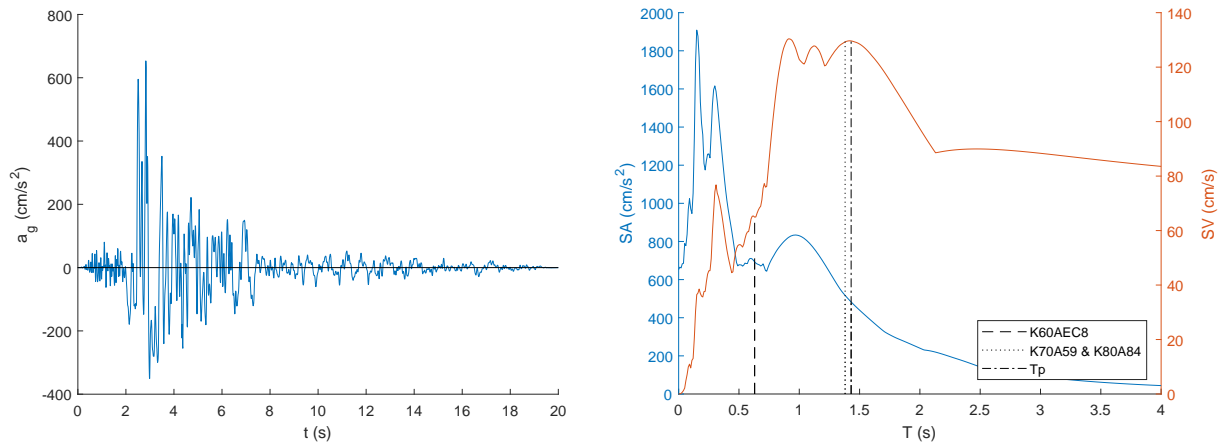
Σχήμα Α'.45: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 25



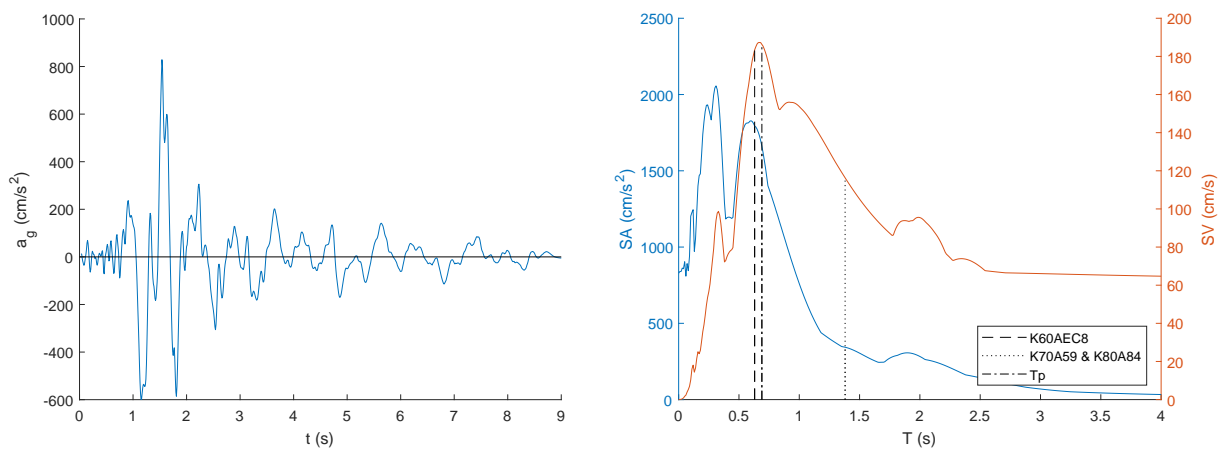
Σχήμα Α'.46: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 26



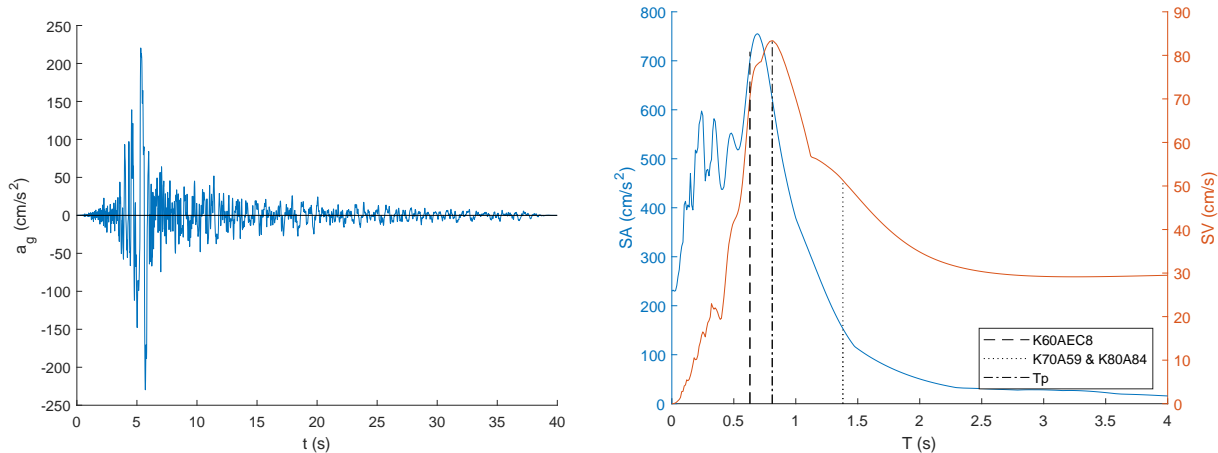
Σχήμα Α'.47: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 27



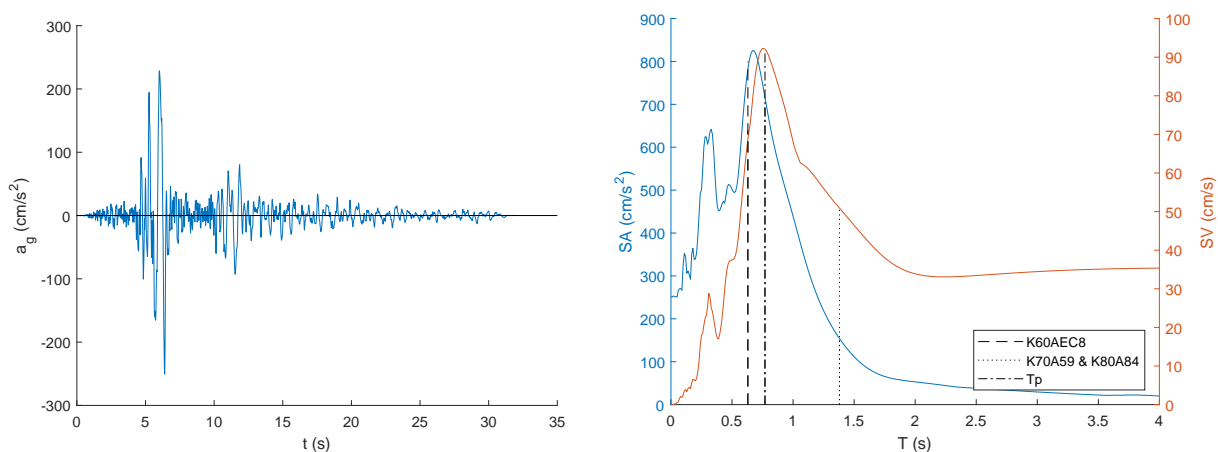
Σχήμα Α'.48: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 28



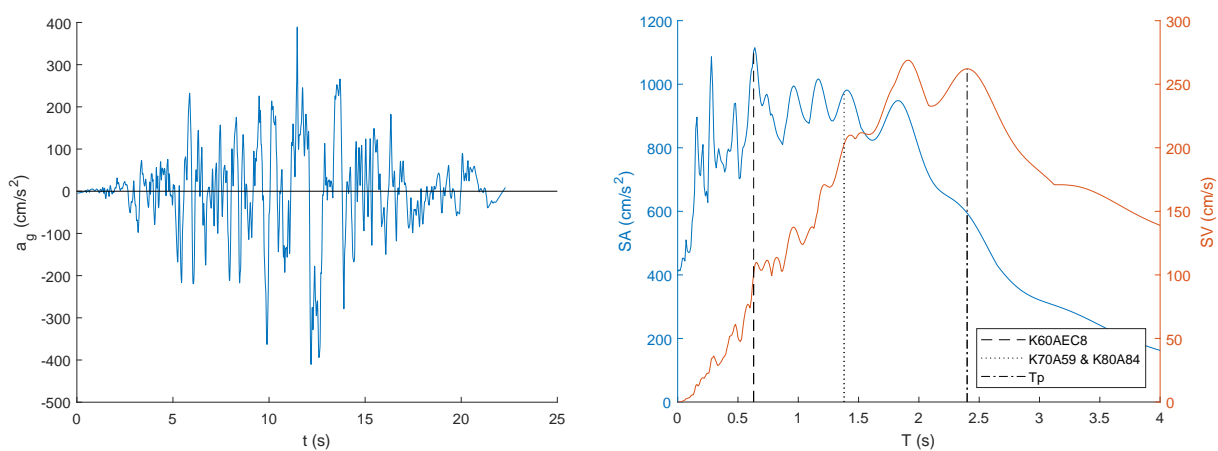
Σχήμα Α'.49: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 29



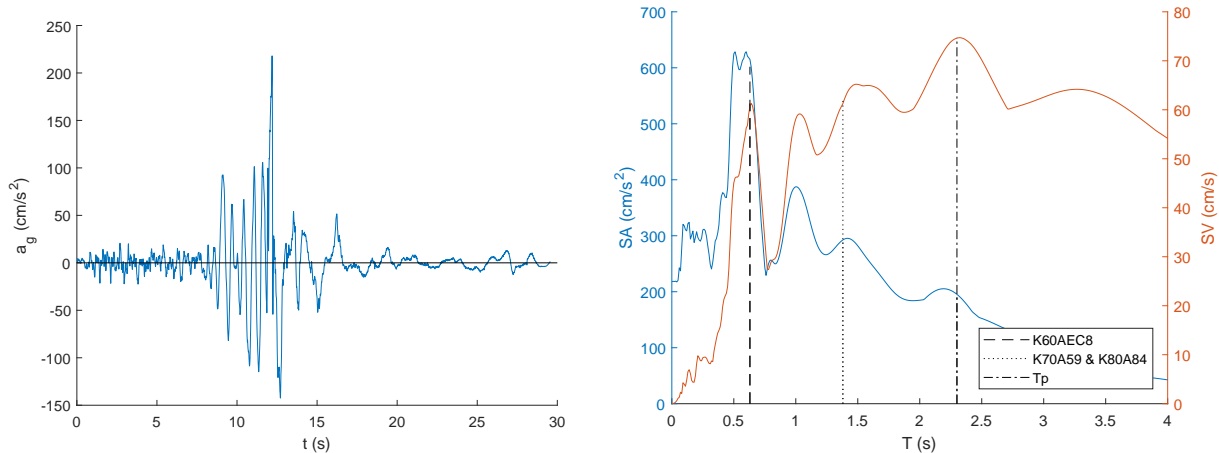
Σχήμα Α'.50: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 30



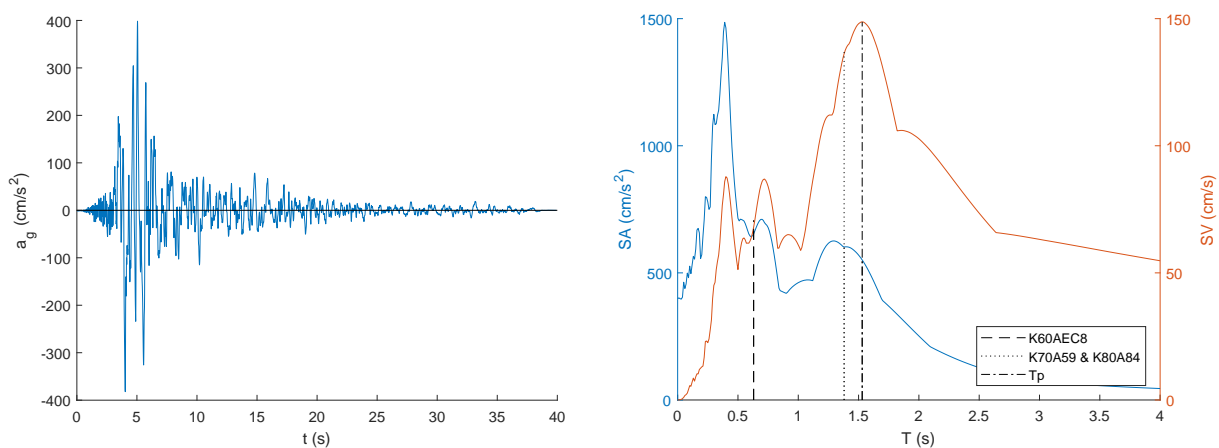
Σχήμα Α'.51: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 31



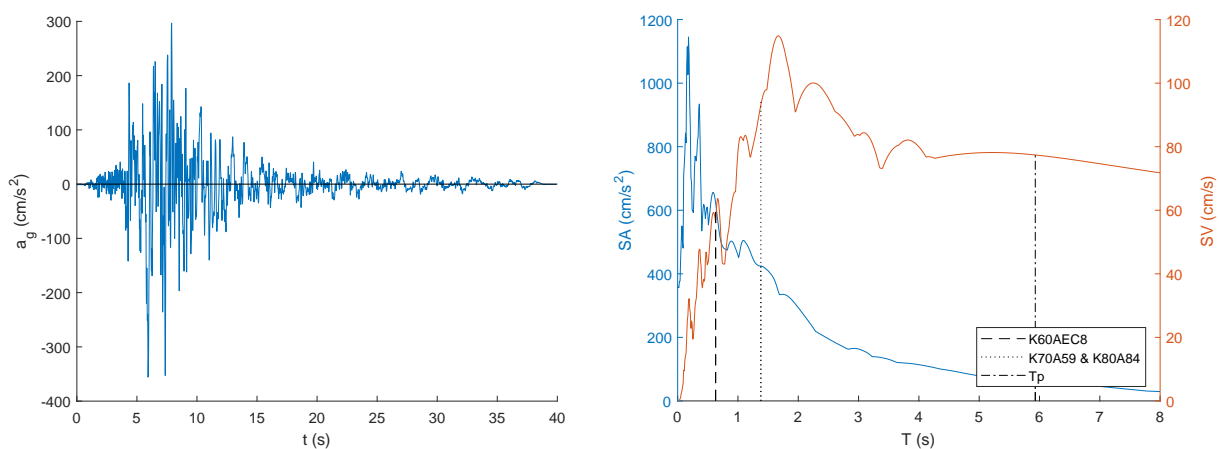
Σχήμα Α'.52: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 32



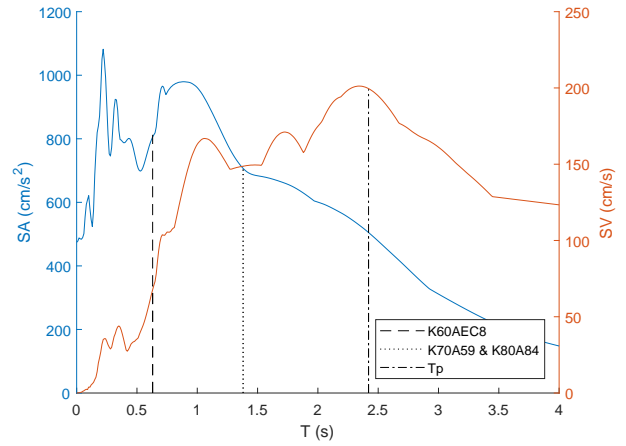
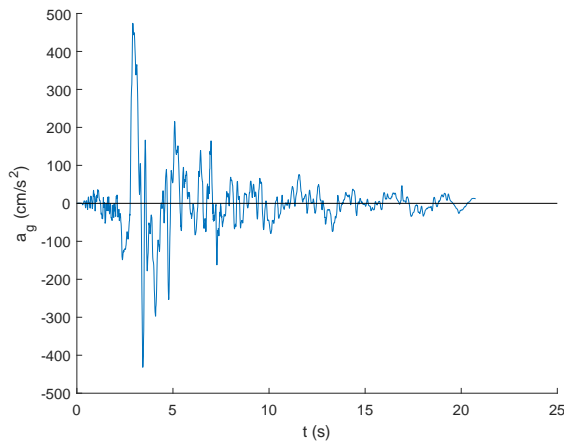
Σχήμα Α'.53: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 33



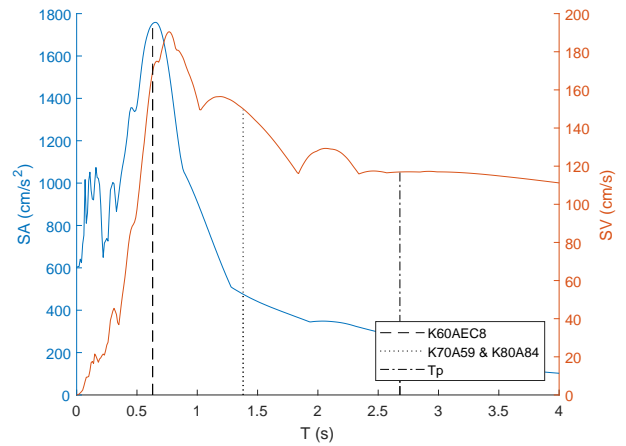
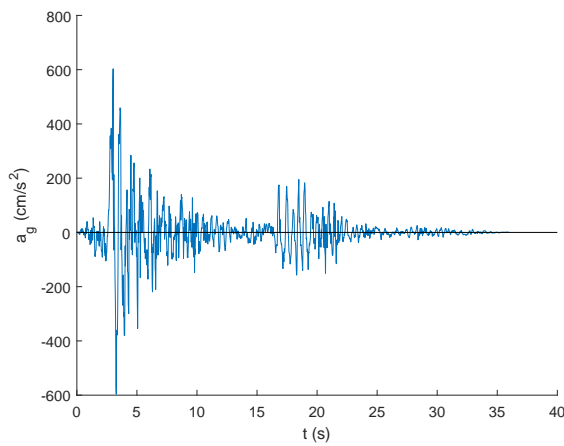
Σχήμα Α'.54: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 34



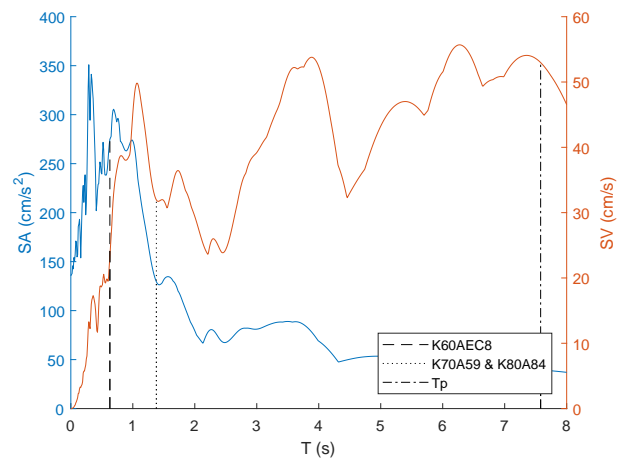
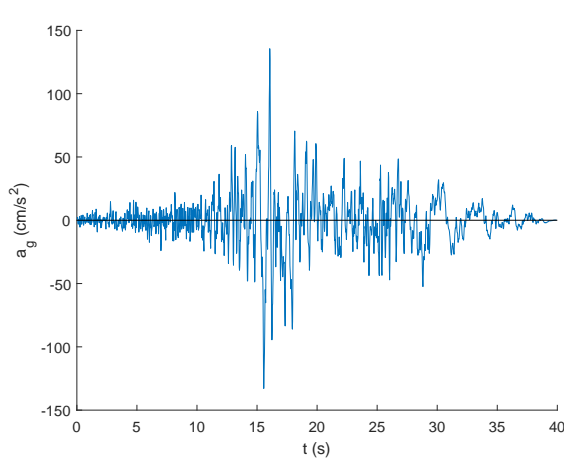
Σχήμα Α'.55: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 36



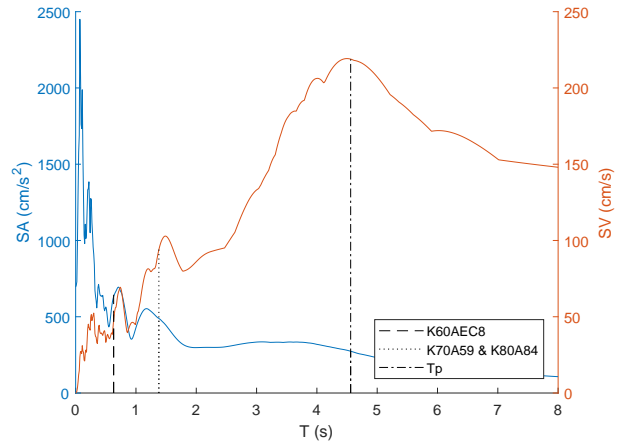
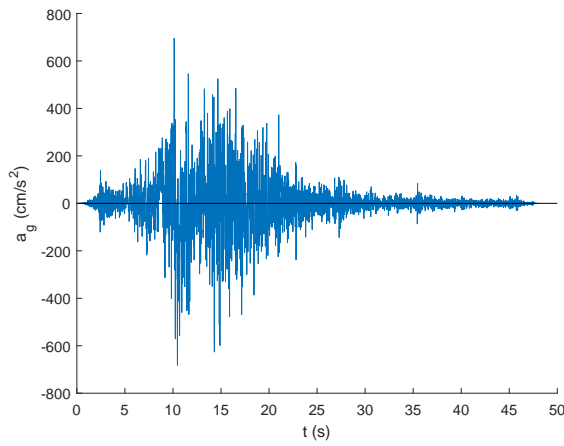
Σχήμα Α'.56: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 37



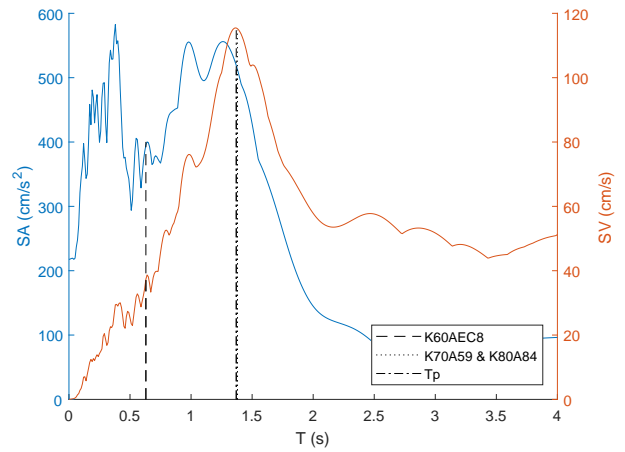
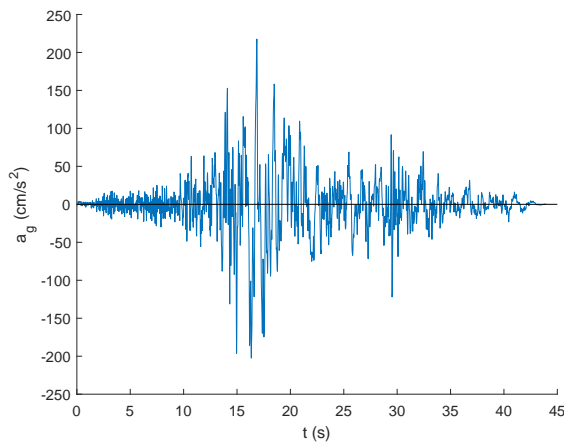
Σχήμα Α'.57: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 38



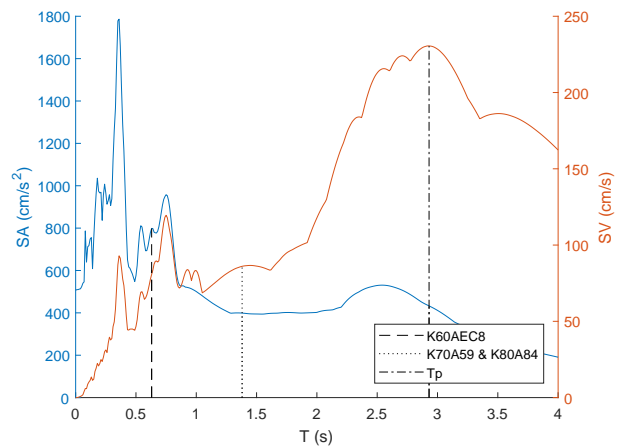
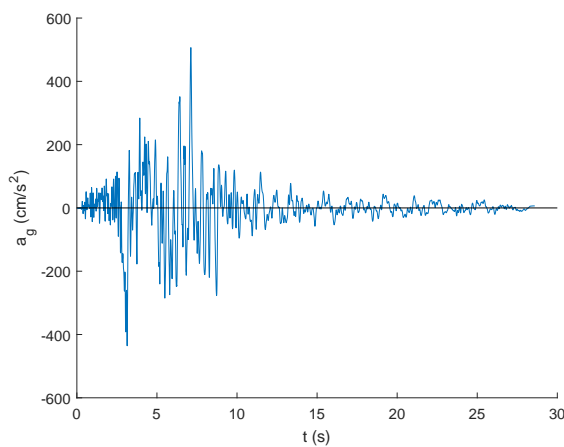
Σχήμα Α'.58: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 39



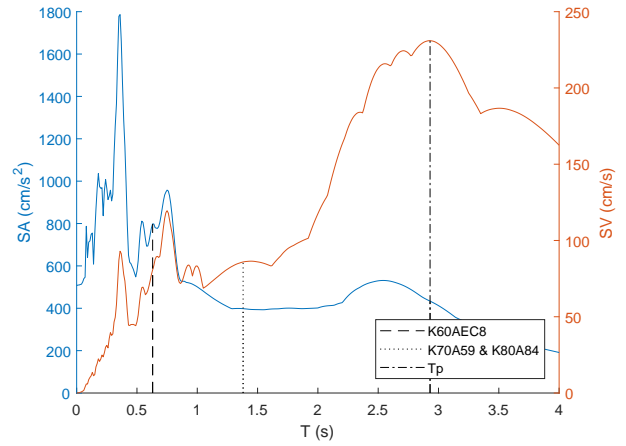
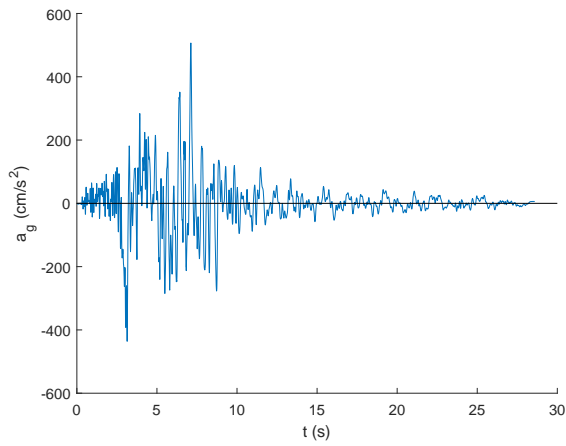
Σχήμα Α'.59: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 40



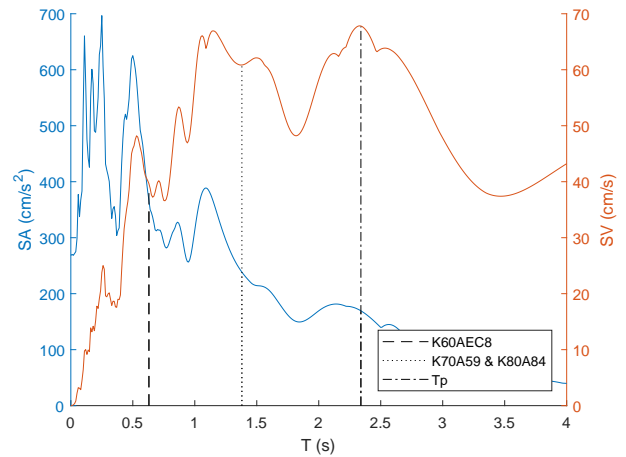
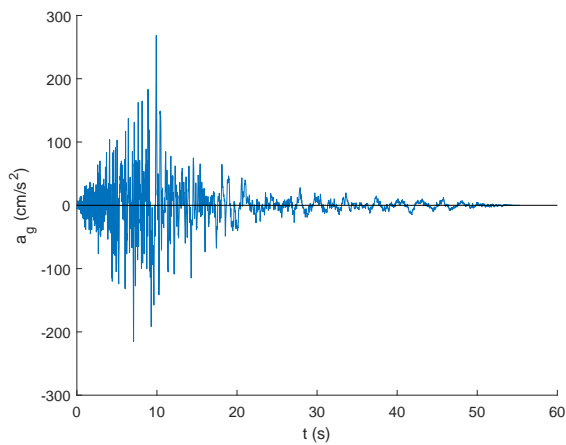
Σχήμα Α'.60: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 41



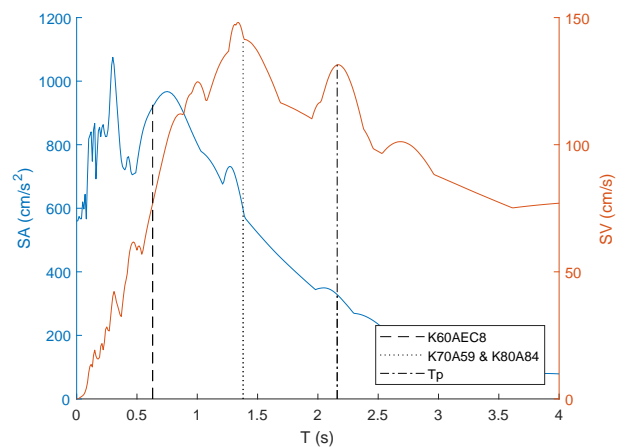
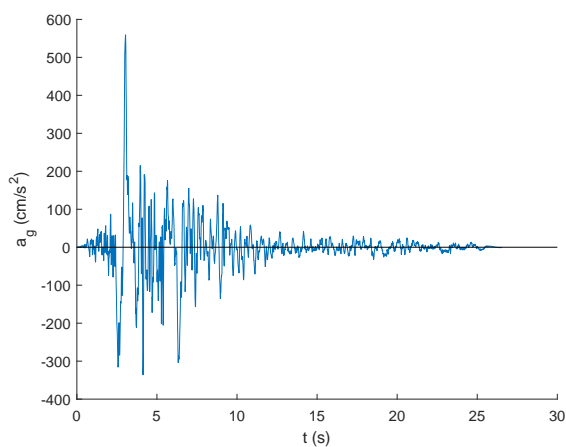
Σχήμα Α'.61: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 42



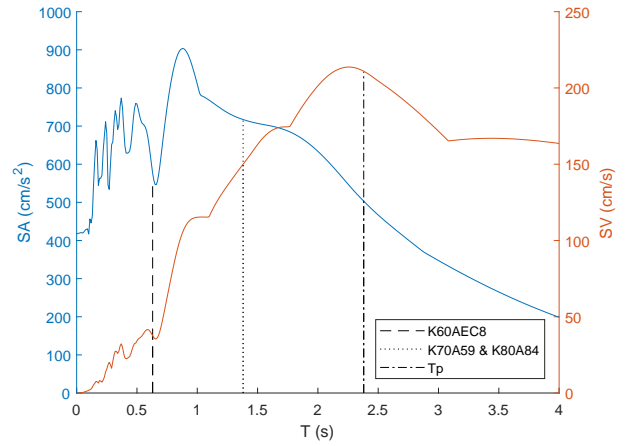
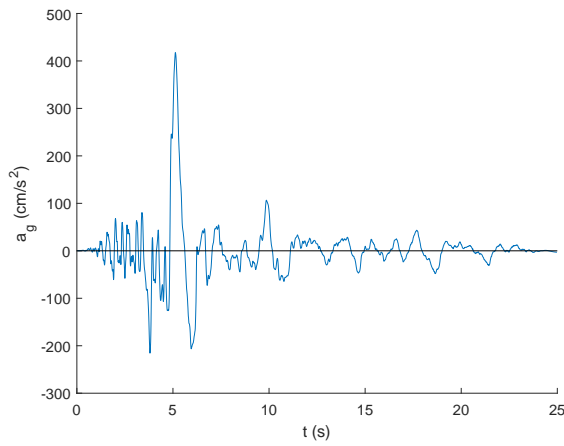
Σχήμα Α'.62: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 43



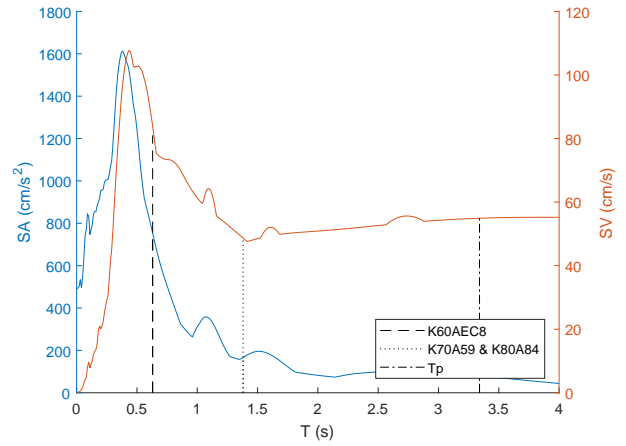
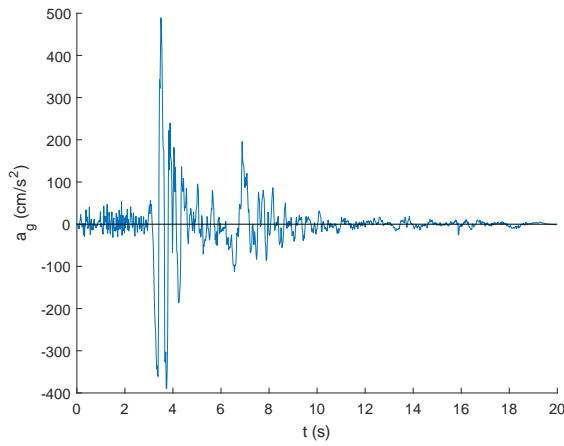
Σχήμα Α'.63: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 44



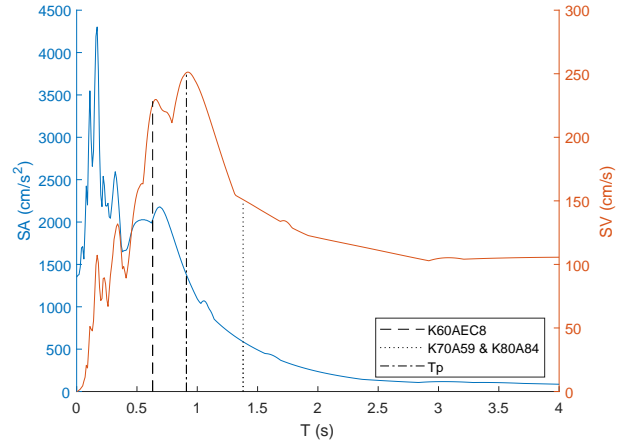
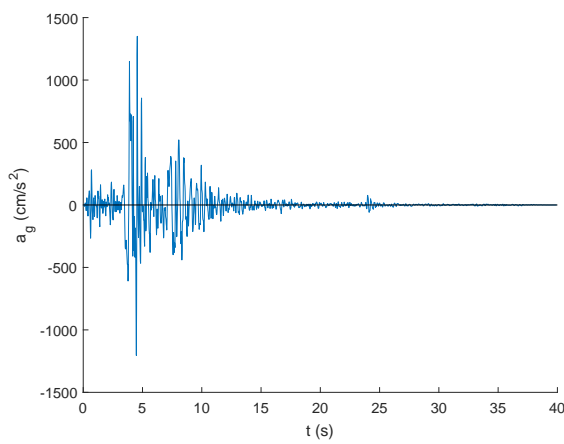
Σχήμα Α'.64: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 45



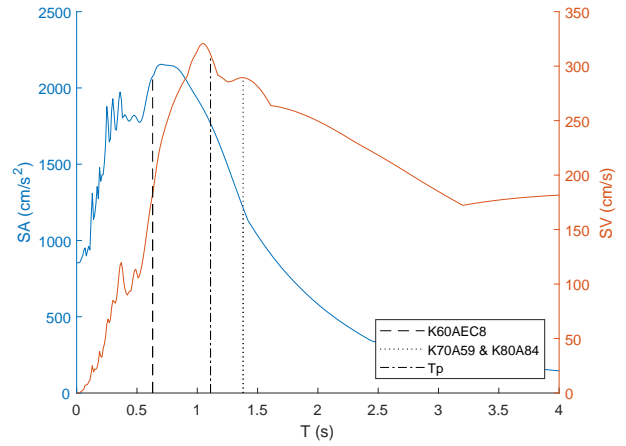
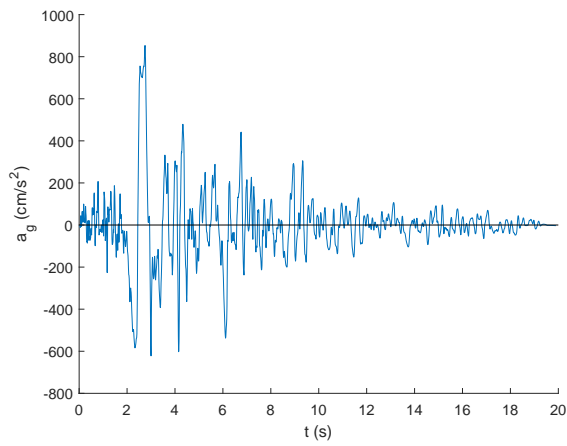
Σχήμα Α'.65: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 46



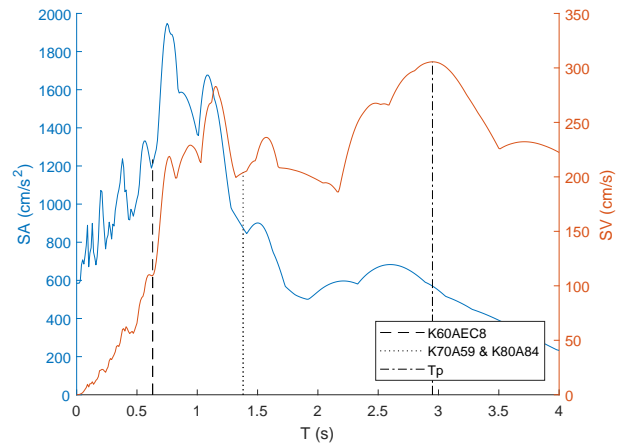
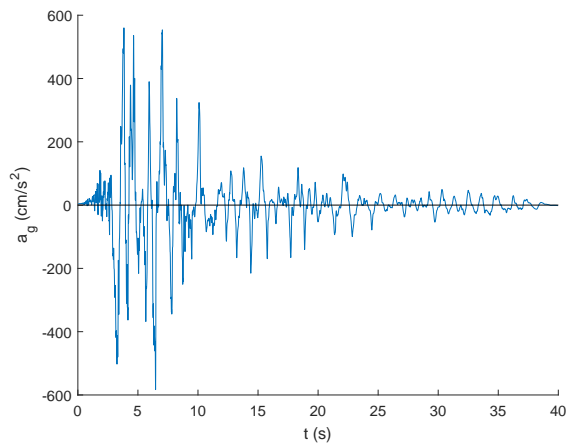
Σχήμα Α'.66: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 47



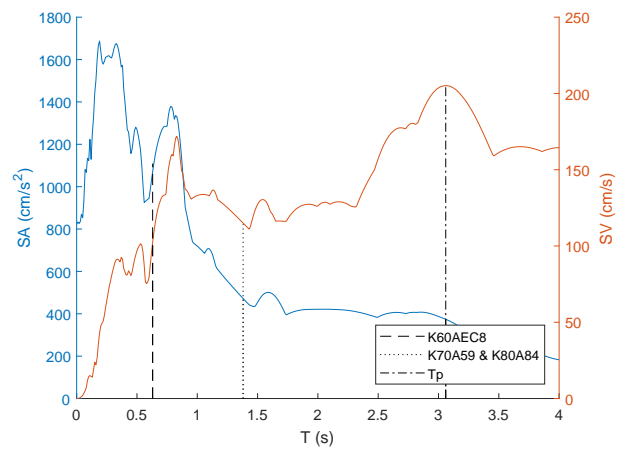
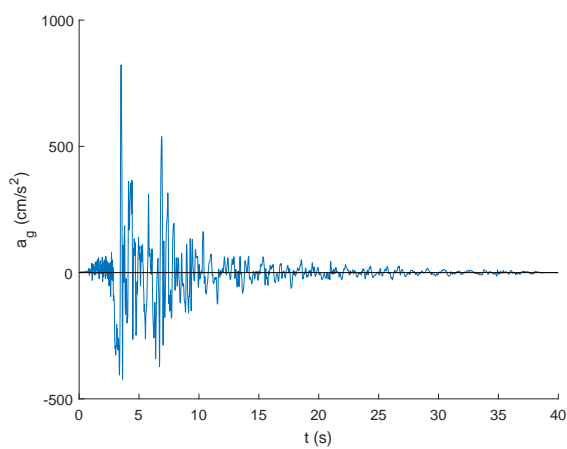
Σχήμα Α'.67: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 48



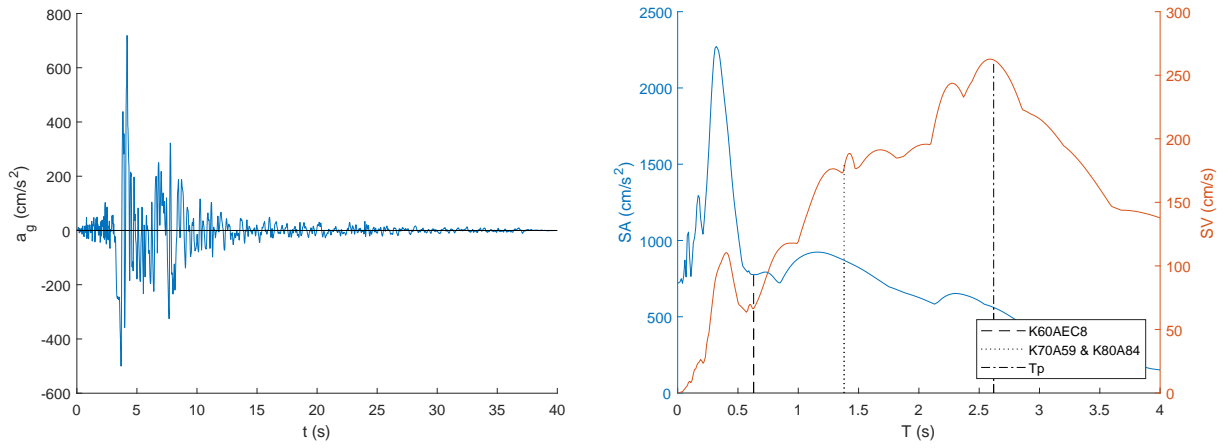
Σχήμα Α'.68: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 49



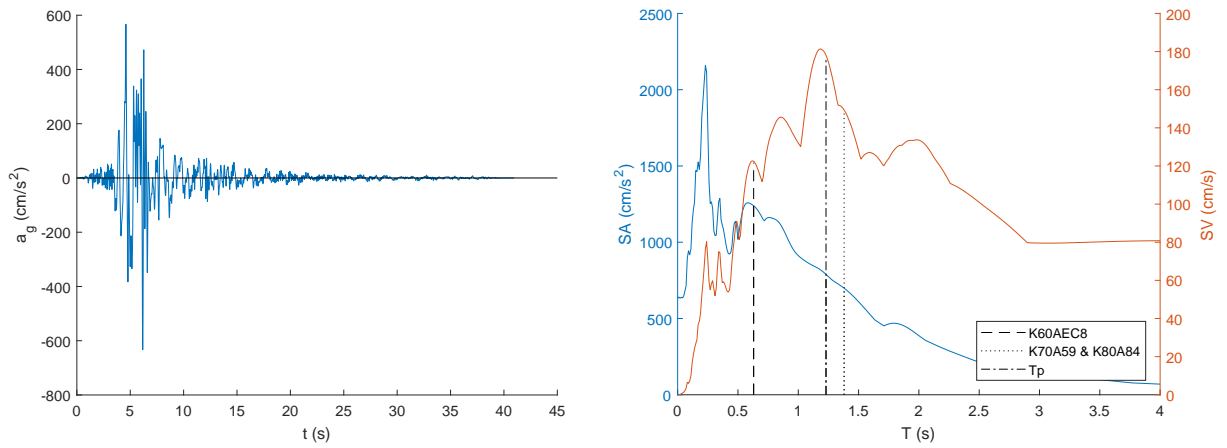
Σχήμα Α'.69: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 50



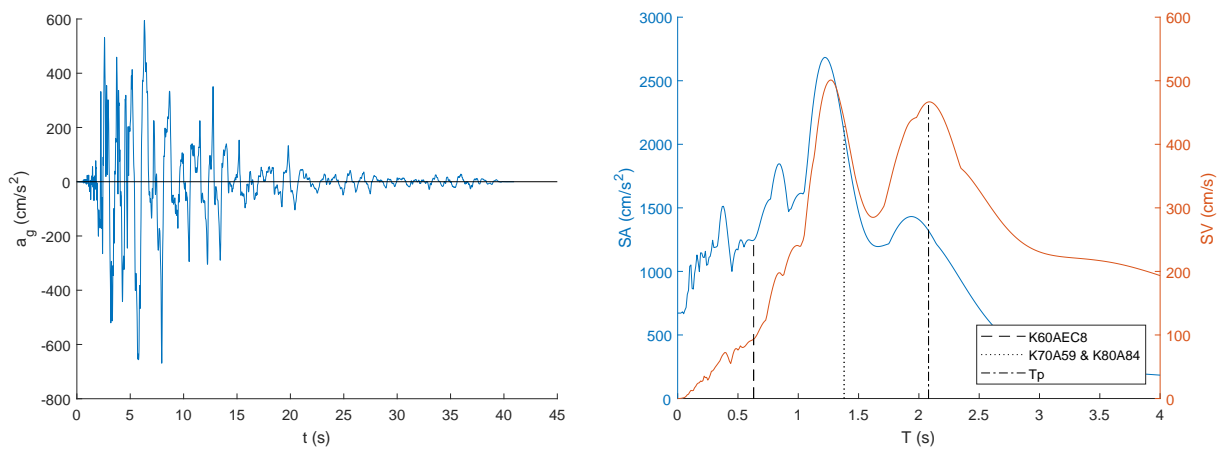
Σχήμα Α'.70: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 51



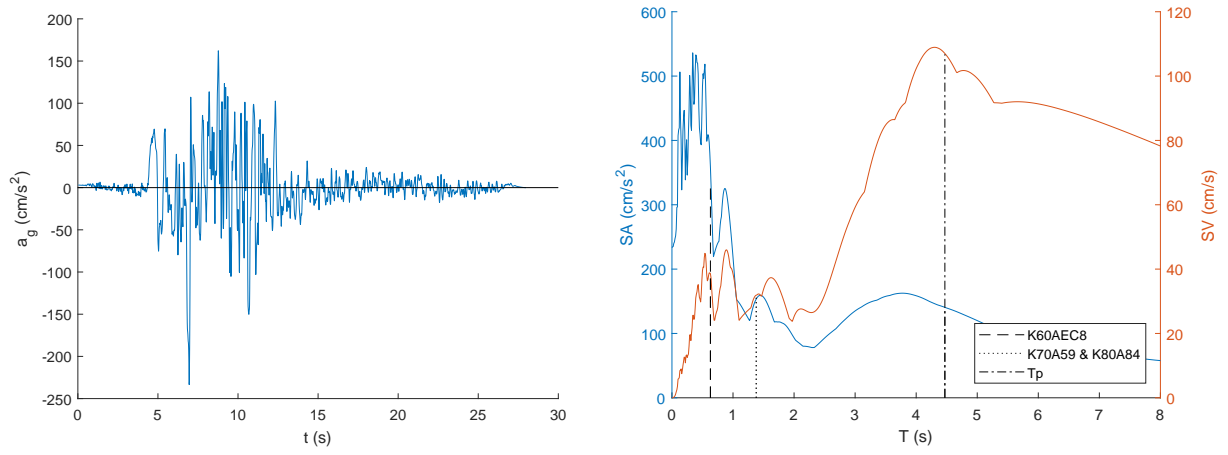
Σχήμα Α'.71: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 52



Σχήμα Α'.72: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 53



Σχήμα Α'.73: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 54



Σχήμα Α'.74: Επιταχυνσιογράφημα και φάσματα επιτάχυνσης και ταχύτητας της διέγερσης αρ. 55

Β'. Ξυλότυποι και οπλισμοί υποστυλωμάτων

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των κτιρίων K60AEC8 (σχήματα Β'.1 έως Β'.3) και K70A59 & K80A84 (σχήματα Β'.4 έως Β'.7) καθώς και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων τους (πίνακες Β'.1 έως Β'.3). Υπενθυμίζεται ότι τα κτίρια είναι συμμετρικά ως προς τον κατακόρυφο και τον οριζόντιο άξονα και ότι οι ξυλότυποι των κτιρίων K70A59 και K80A84 είναι όμοιοι.

Στους πίνακες οπλισμού υποστυλωμάτων ο αριθμός των συνδετήρων που αναγράφεται αναφέρεται στα ζεύγη σκελών στην οριζόντια διεύθυνση. Στα τετραγωνικά υποστυλώματα με εσωτερικό συνδετήρα σχήματος ρόμβου αναγράφεται το σύμβολο (⊠) .

Πίνακας Β'.1: Οπλισμός υποστυλωμάτων κτιρίου K60AEC8

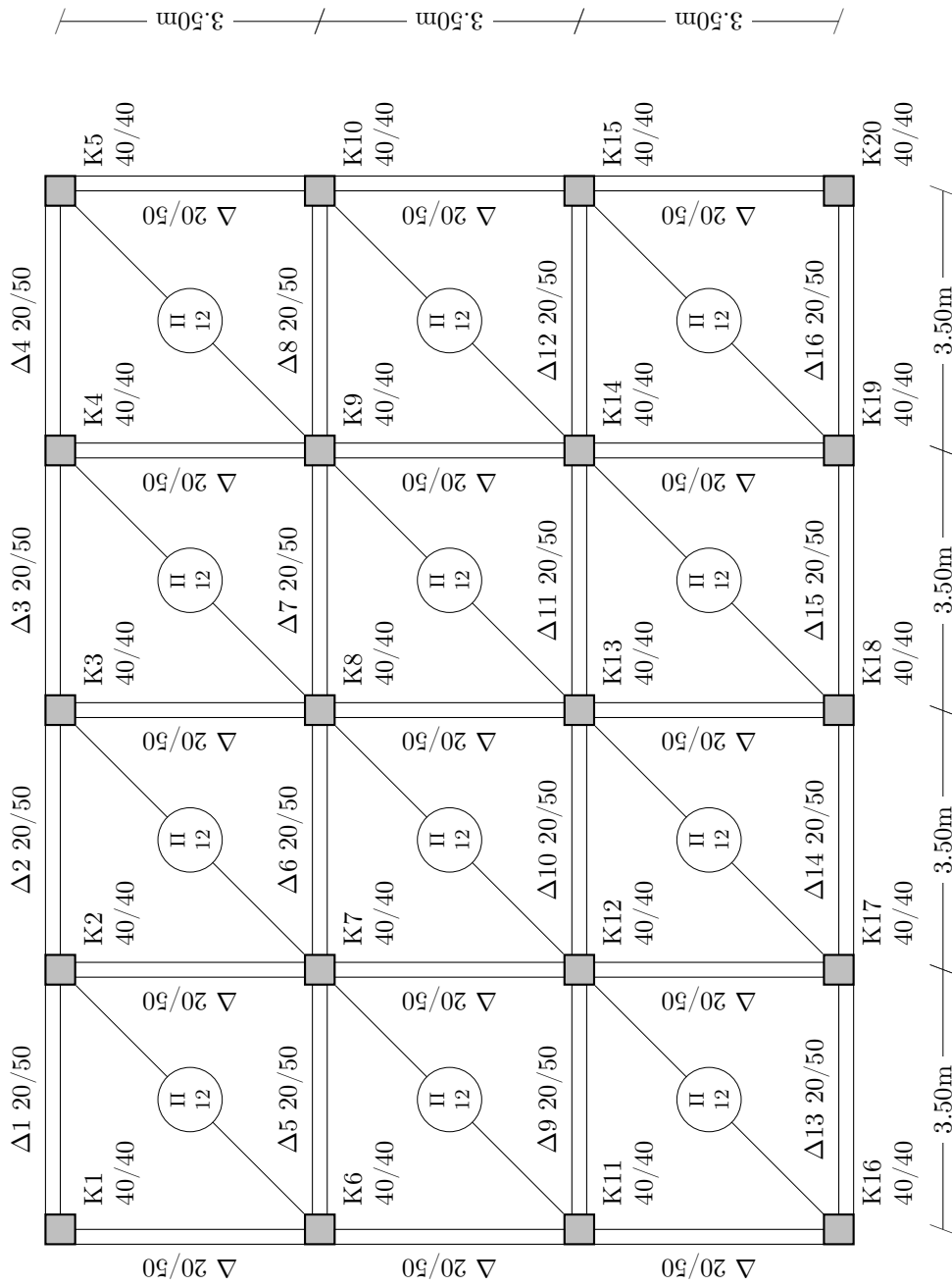
α/α	όροφος	διαστάσεις	οπλισμός	συνδετήρες
K1, K5, K16, K20	1	40/40	12 \varnothing 18 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
	2	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	3	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
	4	35/35	8 \varnothing 20 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
	5	30/30	4 \varnothing 20 + 4 \varnothing 14	Σ \varnothing 8/10
K2, K4, K17, K19	1	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	2	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	3	40/40	12 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10
	4	35/35	8 \varnothing 20 + 2 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
	5	30/30	4 \varnothing 20 + 4 \varnothing 14	Σ \varnothing 8/10
K3, K18	1	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	2	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	3	40/40	12 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10
	4	35/35	8 \varnothing 20 + 2 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
	5	30/30	4 \varnothing 18 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
K6, K10, K11, K15	1	40/40	8 \varnothing 18 + 4 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	2	40/40	12 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	3	40/40	12 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10
	4	35/35	4 \varnothing 20 + 10 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
	5	30/30	4 \varnothing 20 + 4 \varnothing 14	Σ \varnothing 8/10
K7, K9, K12, K14	1	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	2	40/40	8 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 10/10 (⊠)
	3	40/40	16 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 10/10
	4	35/35	12 \varnothing 20	2 Σ \varnothing 8/10
	5	30/30	4 \varnothing 18 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)
K8, K13	1	40/40	12 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 12/10
	2	40/40	12 \varnothing 18	2 Σ \varnothing 10/10
	3	40/40	4 \varnothing 20 + 8 \varnothing 16	2 Σ \varnothing 8/10
	4	35/35	12 \varnothing 20	2 Σ \varnothing 8/10
	5	30/30	4 \varnothing 18 + 4 \varnothing 14	2 Σ \varnothing 8/10 (⊠)

Πίνακας Β'2: Οπλισμός υποστυλωμάτων κτιρίου Κ70Α59

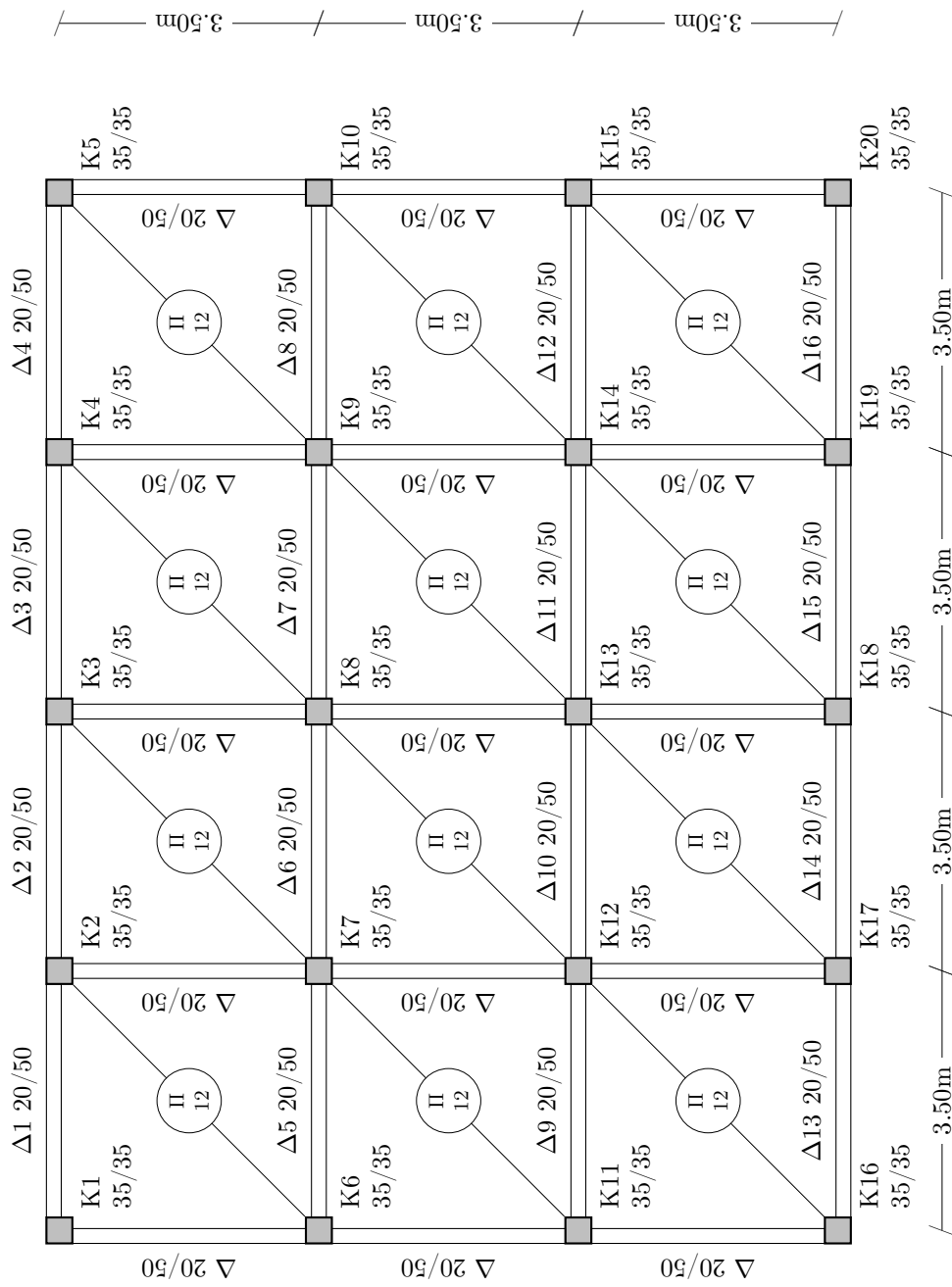
α/α	όροφος	διαστάσεις	οπλισμός	συνδετήρες
K1, K5, K16, K20	1	70/25/25/70	8Ø20	2ΣØ8/40
	2	70/25/25/70	8Ø20	2ΣØ8/40
	3	70/25/25/70	12Ø16 + 2Ø14	2ΣØ8/40
	4	70/25/25/70	12Ø16 + 2Ø14	2ΣØ8/40
	5	60/25/25/60	2Ø20 + 6Ø18	2ΣØ8/40
	6	60/25/25/60	2Ø20 + 6Ø18	2ΣØ8/40
	7	55/25/25/55	2Ø20 + 6Ø16	2ΣØ8/40
K2, K4, K17, K19	1	90/25	8Ø18 + 2Ø14	ΣØ8/15
	2	90/25	8Ø18 + 2Ø14	ΣØ10/15
	3	70/25	8Ø16 + 2Ø14	ΣØ10/15
	4	70/25	8Ø16 + 2Ø14	ΣØ10/15
	5	50/25	4Ø20 + 2Ø14	ΣØ8/15
	6	50/25	4Ø18 + 2Ø14	ΣØ8/15
	7	35/25	4Ø16	ΣØ8/20
K3, K18	1	90/25	8Ø20	ΣØ8/15
	2	90/25	8Ø20	ΣØ10/15
	3	70/25	4Ø20 + 4Ø16	ΣØ10/15
	4	70/25	4Ø20 + 4Ø16	ΣØ10/15
	5	50/25	4Ø16 + 4Ø14	ΣØ8/15
	6	50/25	4Ø16 + 4Ø14	ΣØ8/15
	7	35/25	8Ø14	ΣØ8/20
K6, K10, K11, K15	1	25/90	8Ø18 + 2Ø14	ΣØ8/15
	2	25/90	8Ø18 + 2Ø14	ΣØ10/15
	3	25/70	8Ø16 + 2Ø14	ΣØ10/15
	4	25/70	8Ø16 + 2Ø14	ΣØ10/15
	5	25/50	4Ø20 + 2Ø14	ΣØ8/15
	6	25/50	4Ø20 + 2Ø14	ΣØ8/15
	7	25/35	4Ø16	ΣØ8/20
K7, K9, K12, K14	1	60/60	16Ø20	ΣØ10/15
	2	60/60	16Ø20	ΣØ10/15
	3	50/50	4Ø20 + 8Ø18	ΣØ10/15
	4	50/50	4Ø20 + 8Ø16	ΣØ10/15
	5	40/40	4Ø18 + 4Ø16	ΣØ8/15
	6	40/40	4Ø18 + 4Ø16	ΣØ8/20
	7	30/30	8Ø14	ΣØ8/40
K8, K13	1	60/60	16Ø20	ΣØ10/15
	2	60/60	16Ø20	ΣØ10/15
	3	50/50	4Ø20 + 8Ø16	ΣØ10/15
	4	50/50	4Ø20 + 8Ø16	ΣØ10/15
	5	40/40	4Ø18 + 4Ø16	ΣØ8/15
	6	40/40	4Ø18 + 4Ø16	ΣØ8/20
	7	30/30	8Ø14	ΣØ8/40

Πίνακας Β'3: Οπλισμός υποστυλωμάτων κτιρίου K80A84

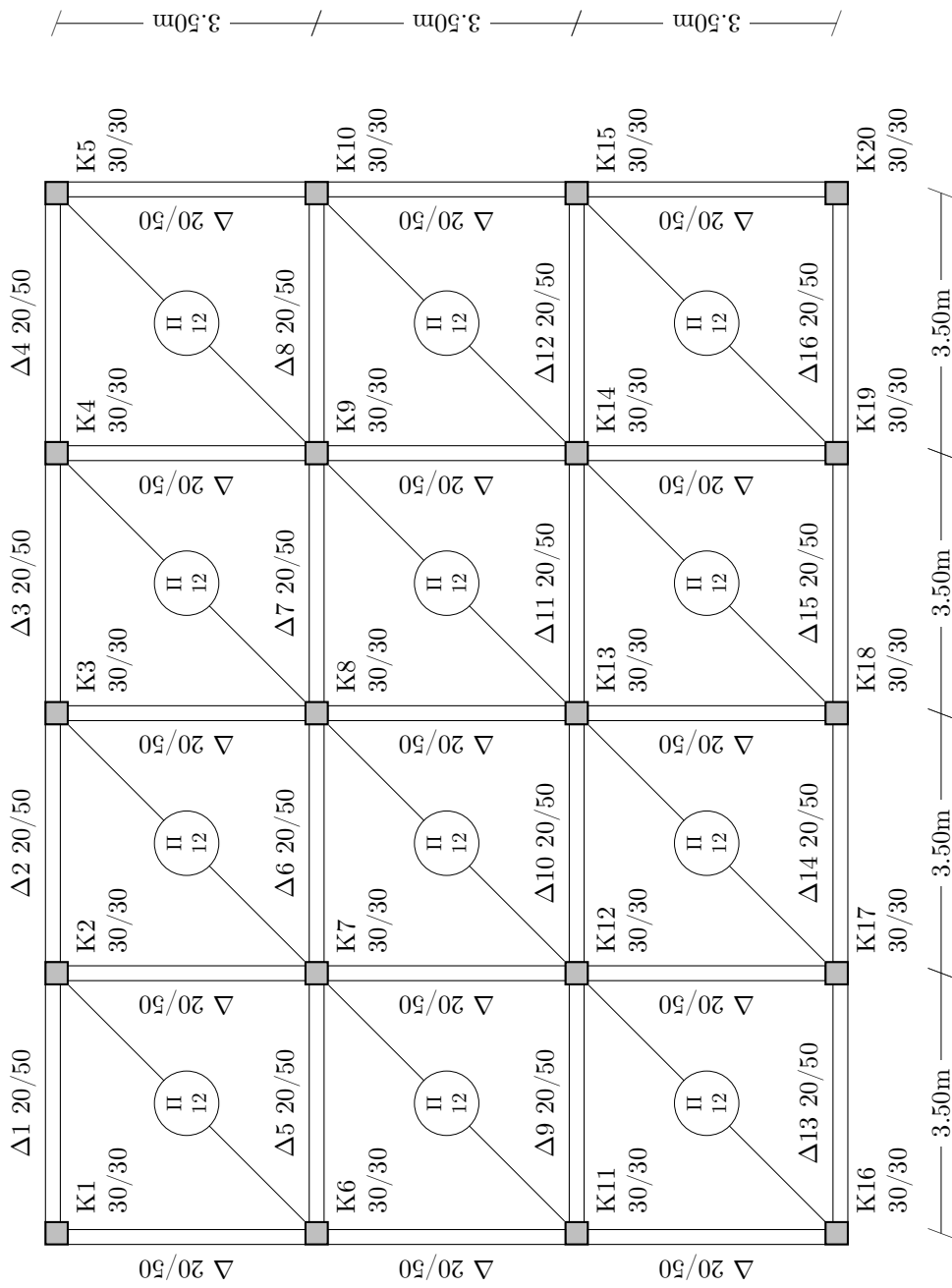
α/α	όροφος	διαστάσεις	οπλισμός	συνδετήρες
K1, K5, K16, K20	1	70/25/25/70	2 \varnothing 20 + 6 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	2	70/25/25/70	2 \varnothing 20 + 6 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	3	70/25/25/70	2 \varnothing 20 + 6 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	4	70/25/25/70	1 \varnothing 20 + 6 \varnothing 18 + 5 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	5	60/25/25/60	1 \varnothing 18 + 11 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	6	60/25/25/60	1 \varnothing 18 + 11 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	7	55/25/25/55	1 \varnothing 18 + 11 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
K2, K4, K17, K19	1	90/25	8 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	2	90/25	8 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	3	70/25	6 \varnothing 20 + 10 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	4	70/25	6 \varnothing 20 + 10 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	5	50/25	12 \varnothing 20	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	6	50/25	8 \varnothing 18 + 2 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	7	35/25	4 \varnothing 20 + 2 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
K3, K18	1	90/25	8 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	2	90/25	8 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	3	70/25	8 \varnothing 18 + 10 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	4	70/25	8 \varnothing 18 + 10 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	5	50/25	8 \varnothing 20 + 8 \varnothing 16	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	6	50/25	4 \varnothing 20 + 2 \varnothing 14	$\Sigma\varnothing$ 8/10
	7	35/25	4 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
K6, K10, K11, K15	1	25/90	8 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	3 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	2	25/90	8 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	3 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	3	25/70	10 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	3 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (5 σκ.)
	4	25/70	10 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14	3 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (5 σκ.)
	5	25/50	8 \varnothing 20 + 2 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	6	25/50	8 \varnothing 18 + 2 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	7	25/35	4 \varnothing 20 + 2 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
K7, K9, K12, K14	1	60/60	8 \varnothing 20 + 10 \varnothing 18	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	2	60/60	8 \varnothing 20 + 10 \varnothing 18	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	3	50/50	14 \varnothing 20 + 6 \varnothing 18	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	4	50/50	12 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	5	40/40	18 \varnothing 20	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
	6	40/40	4 \varnothing 18 + 4 \varnothing 16	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
	7	30/30	8 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
K8, K13	1	60/60	8 \varnothing 20 + 8 \varnothing 18	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	2	60/60	8 \varnothing 20 + 8 \varnothing 18	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	3	50/50	8 \varnothing 20 + 12 \varnothing 16	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	4	50/50	12 \varnothing 18 + 8 \varnothing 16	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10
	5	40/40	16 \varnothing 20 + 2 \varnothing 18	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
	6	40/40	4 \varnothing 18 + 4 \varnothing 16	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)
	7	30/30	8 \varnothing 14	2 $\Sigma\varnothing$ 8/10 (☒)



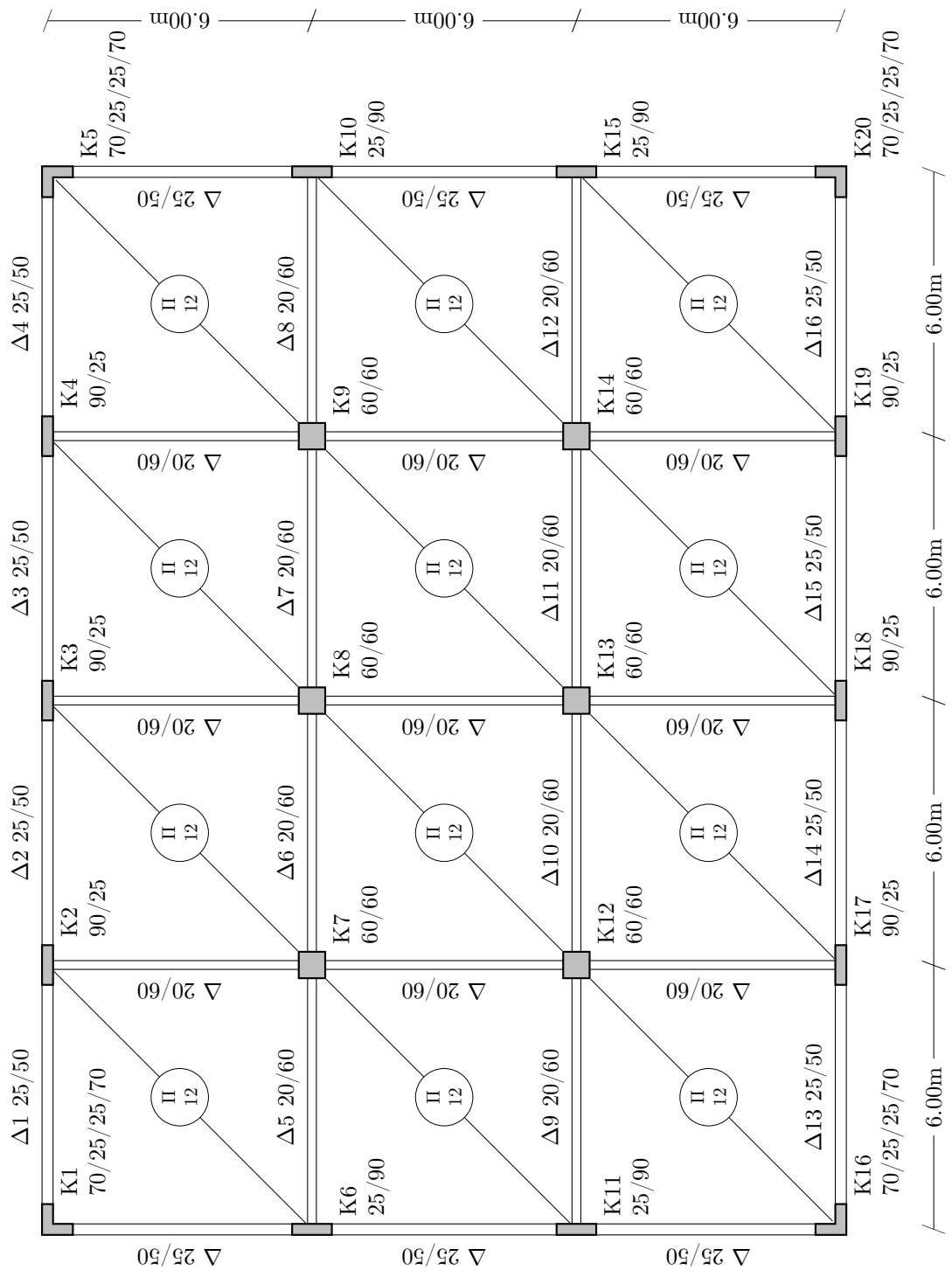
Σχήμα Β'.1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου, 1ου και 2ου ορόφου κτιρίου K60AEC8 (κλίμακα 1:100)



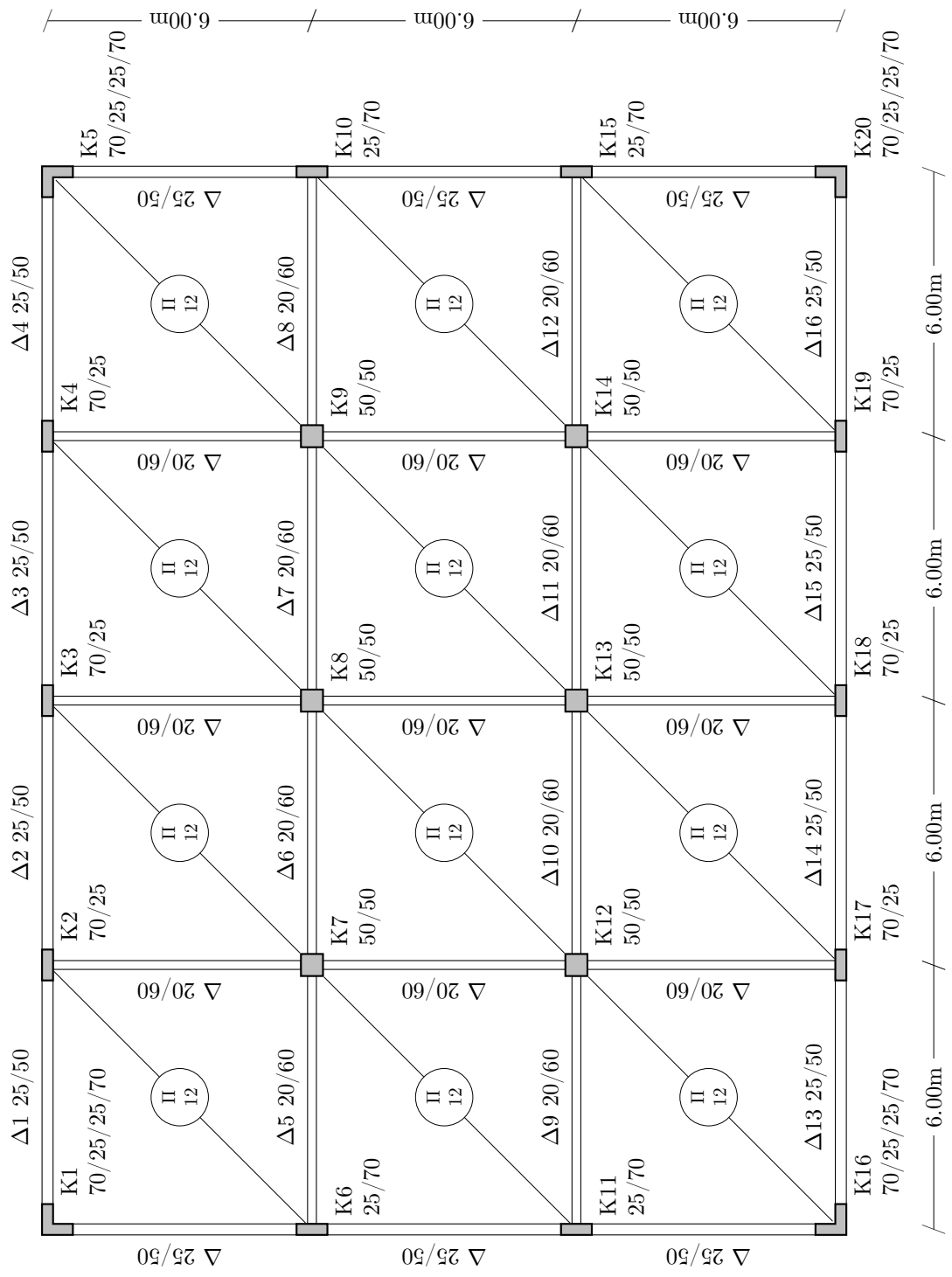
Σχήμα Β'.2: Ευλότυπος οροφής 3ου ορόφου κτιρίου K60AEC8 (κλίμακα 1:100)



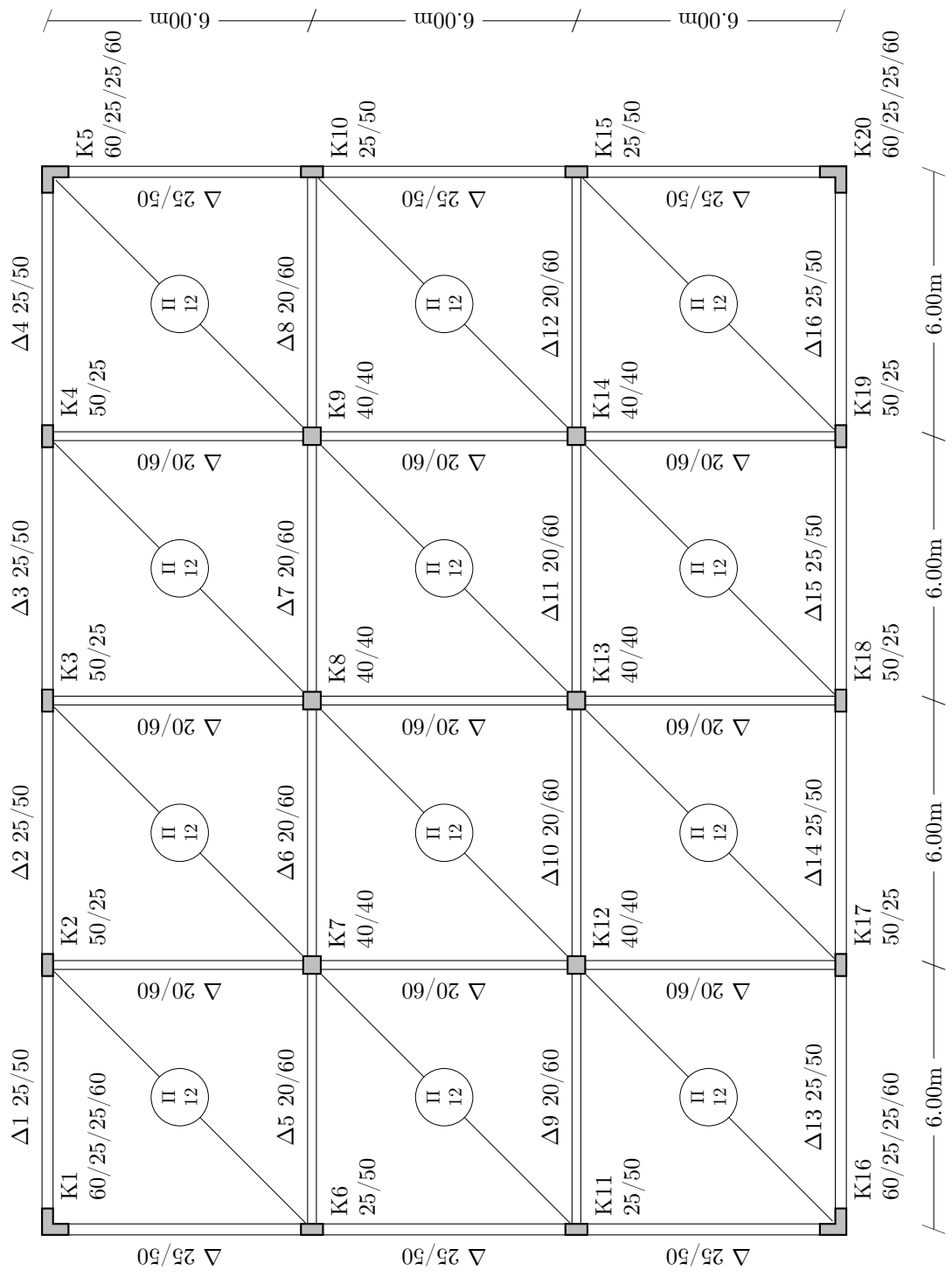
Σχήμα Β'3: Ξυλότυπος οροφής 4ου ορόφου κτιρίου K60AEC8 (κλίμακα 1:100)



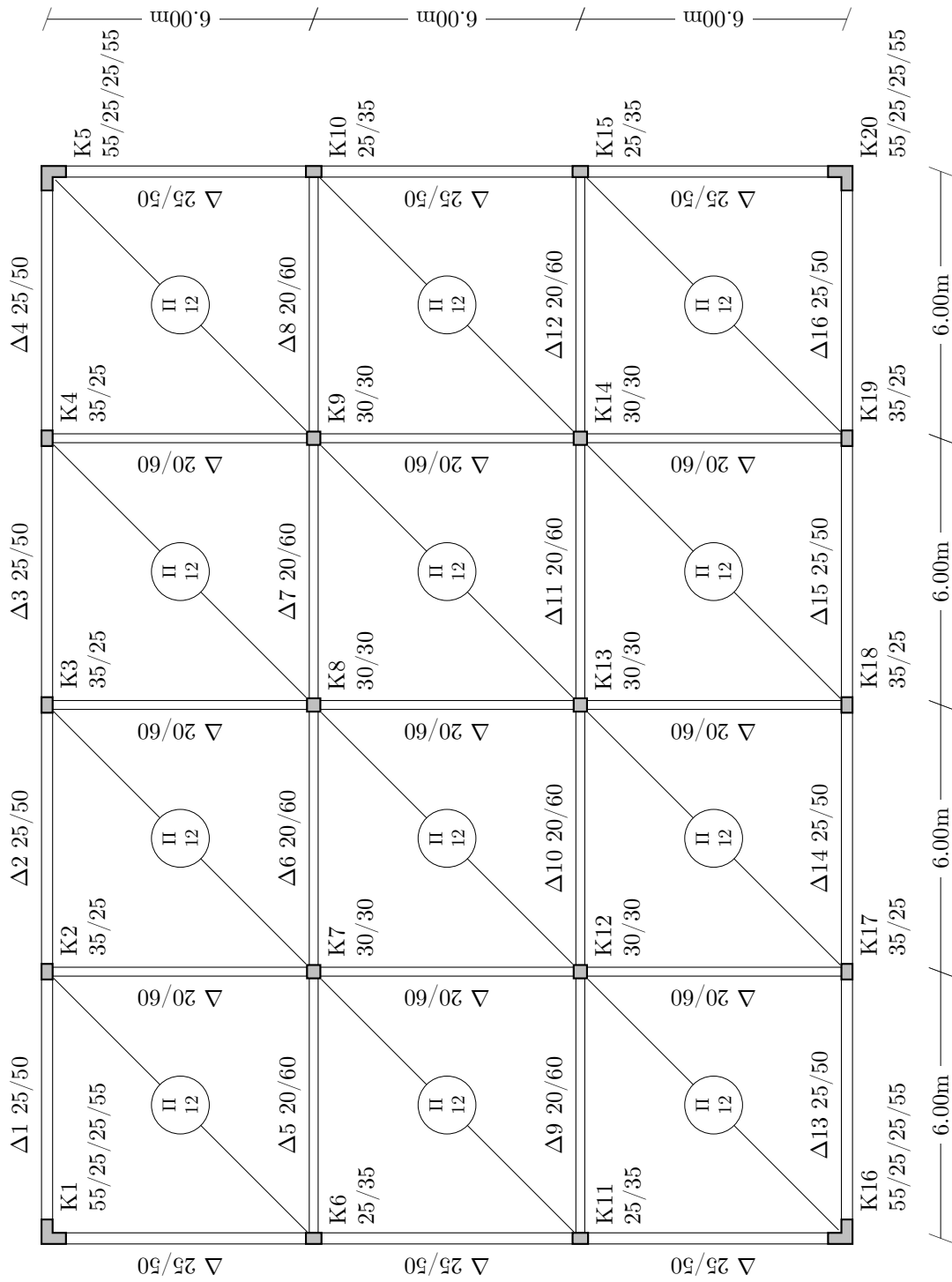
Σχήμα Β'.4: Ευλόγυτος οροφής ισογείου και 1ου ορόφου κτιρίων K70A59 και K80A84 (κλίμακα 1:150)



Σχήμα Β'.5: Ευλότυπος οροφής 2ου και 3ου ορόφου κτιρίων Κ70Α59 και Κ80Α84 (κλίμακα 1:150)



Σχήμα Β'.6: Ευλότυπος οροφής 4ου και 5ου ορόφου κτιρίων K70A59 και K80A84 (κλίμακα 1:150)



Σχήμα Β'.7: Ευλότυπος οροφής βου ορόφου κτιρίων K70A59 και K80A84 (κλίμακα 1:150)

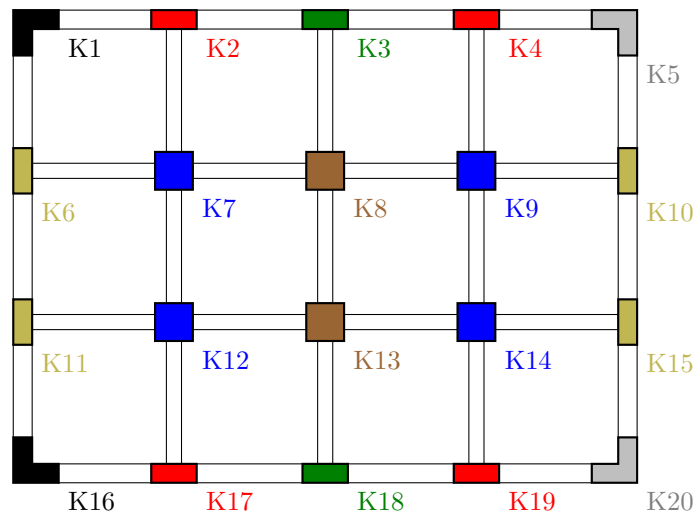
Γ'. Καμπύλες IDA $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ υποστυλωμάτων

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται όλα τα διαγράμματα του δυσμενέστερου λόγου $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ σε κεφαλή ή πόδα των υποστυλωμάτων των κτιρίων για κάθε ζεύγος κτιρίου – είδους διέγερσης. Στα διαγράμματα σημειώνεται επιπλέον (καμπύλη με κόκκινο χρώμα και τιμές στον δεξιό άξονα) το ποσοστό των διεγέρσεων με μία τουλάχιστον αστοχία $\theta_{pl} > \theta_{um}^{pl}$ σε κάποιο υποστύλωμα.

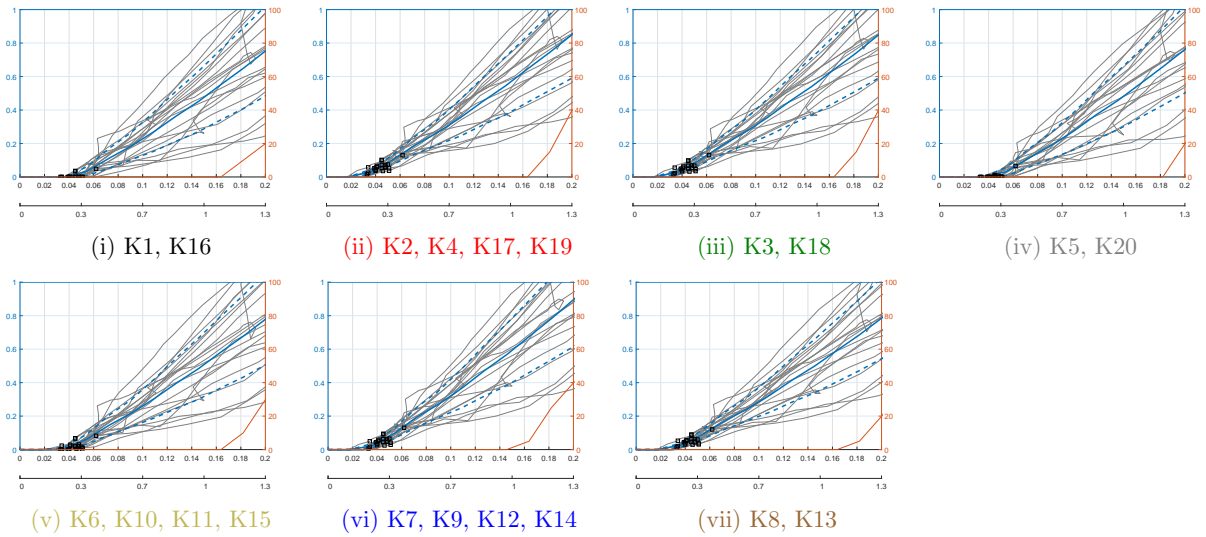
Υπενθυμίζεται ότι τα υποστυλώματα ομαδοποιούνται ως προς την συμπεριφορά σε όρους $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl}$ (καθώς τα κτίρια είναι συμμετρικά σε κάτοψη ως προς τον κατακόρυφο και τον οριζόντιο άξονα) ως εξής:

- i. K1 και K16
- ii. K2, K4, K17 και K19
- iii. K3 και K18
- iv. K5 και K20 (ίδια με K1 και K16 για το K60AEC8)
- v. K6, K10, K11 και K15
- vi. K7, K9, K12 και K14
- vii. K8 και K13

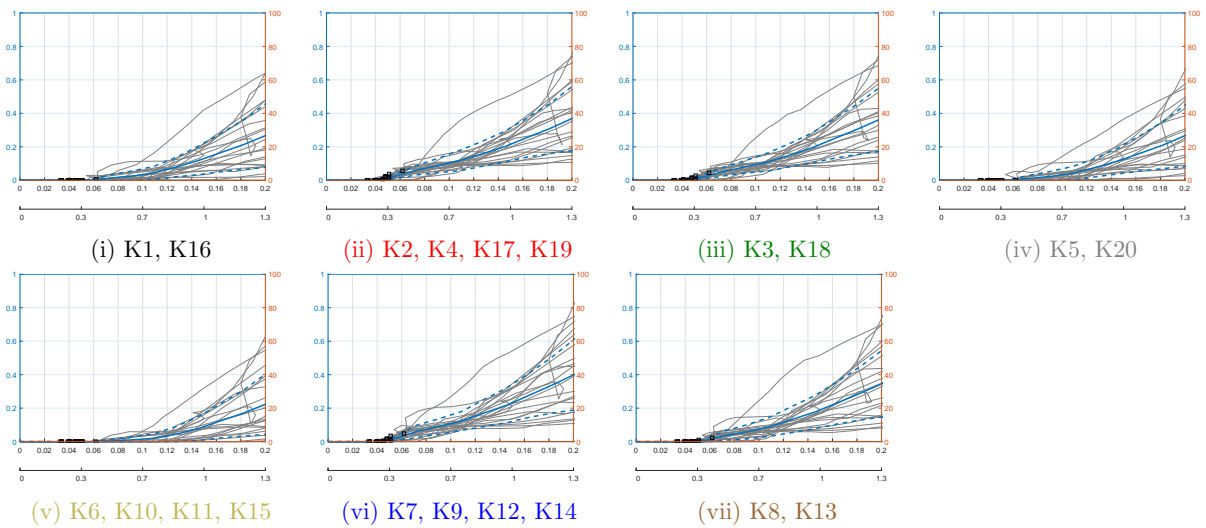
Η θέση των υποστυλωμάτων στα κτίρια φαίνεται στο παρακάτω σχήμα Γ'.1, στο οποίο σημειώνονται επιπλέον με ίδιο χρώμα τα υποστυλώματα που παρουσιάζουν ίδια συμπεριφορά.



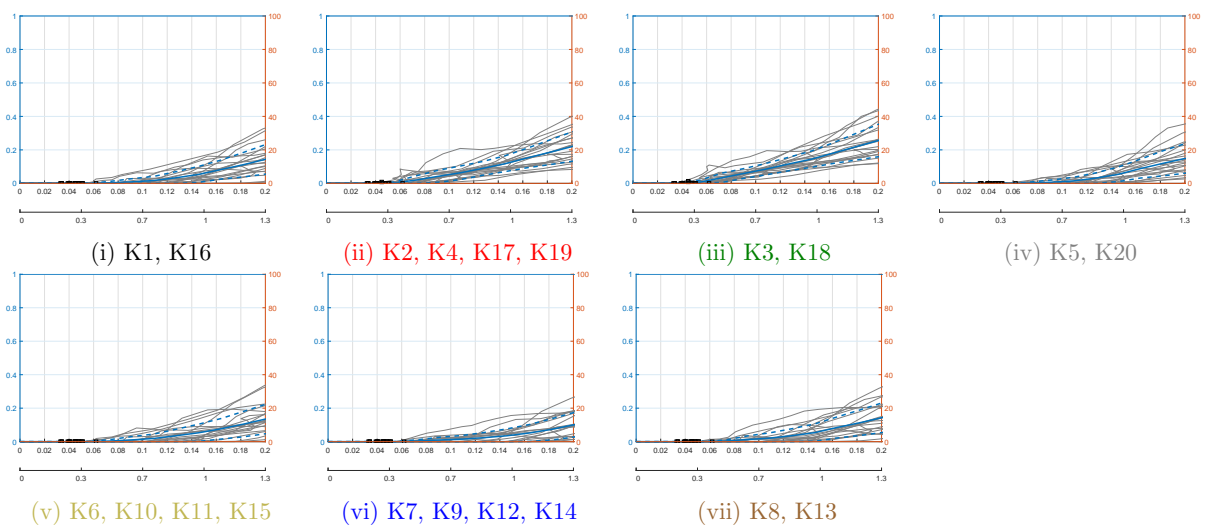
Σχήμα Γ'.1: Κλειδί αριθμησης υποστυλωμάτων κτιρίων



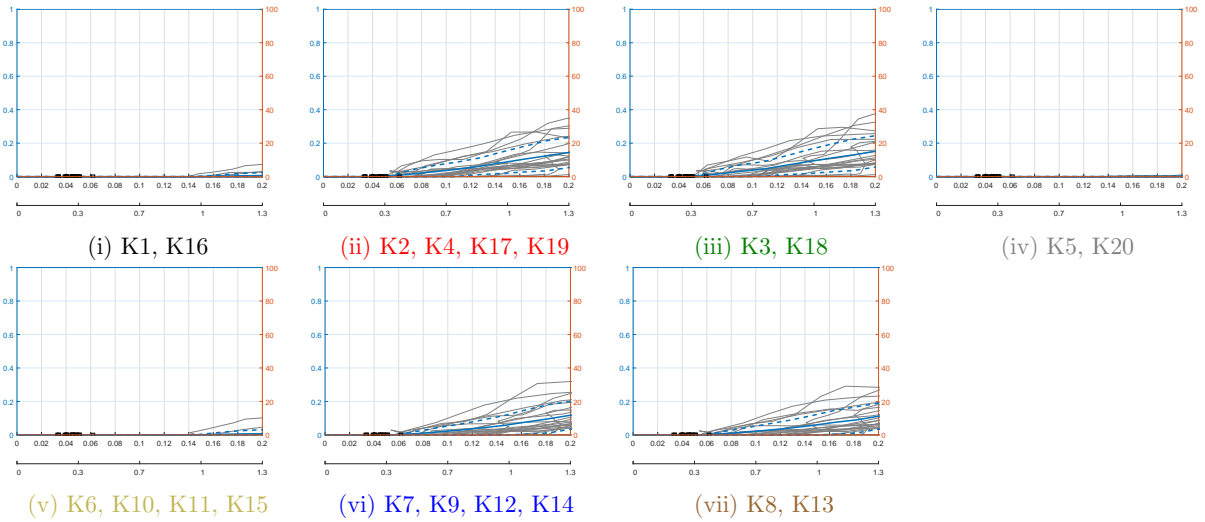
Σχήμα Γ'.2: $\theta_{pi}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων ισογείου K60AEC8 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



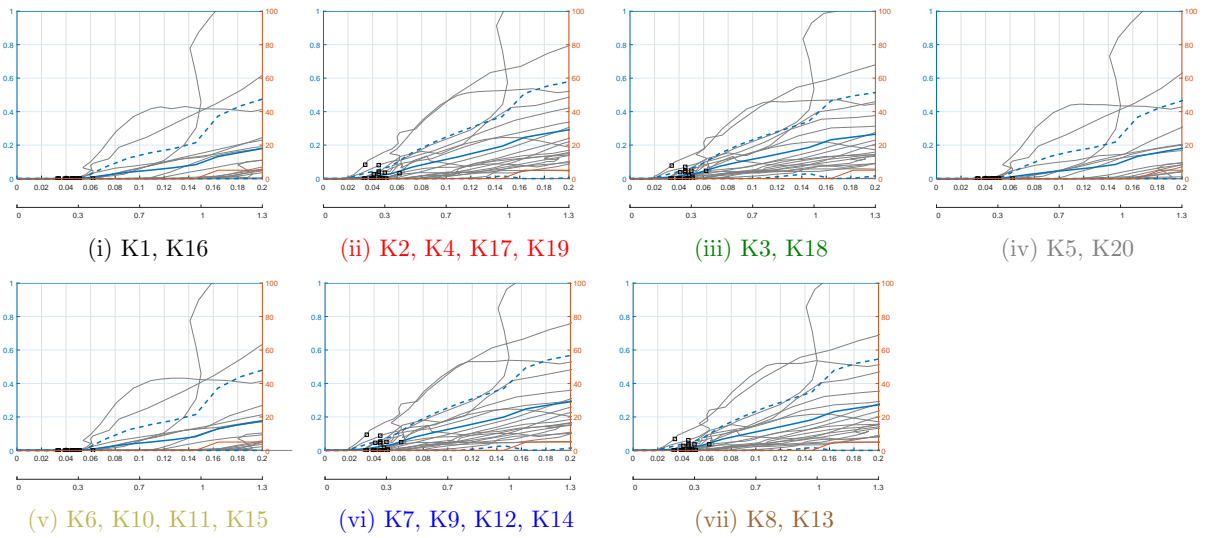
Σχήμα Γ'.3: $\theta_{pi}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 1ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



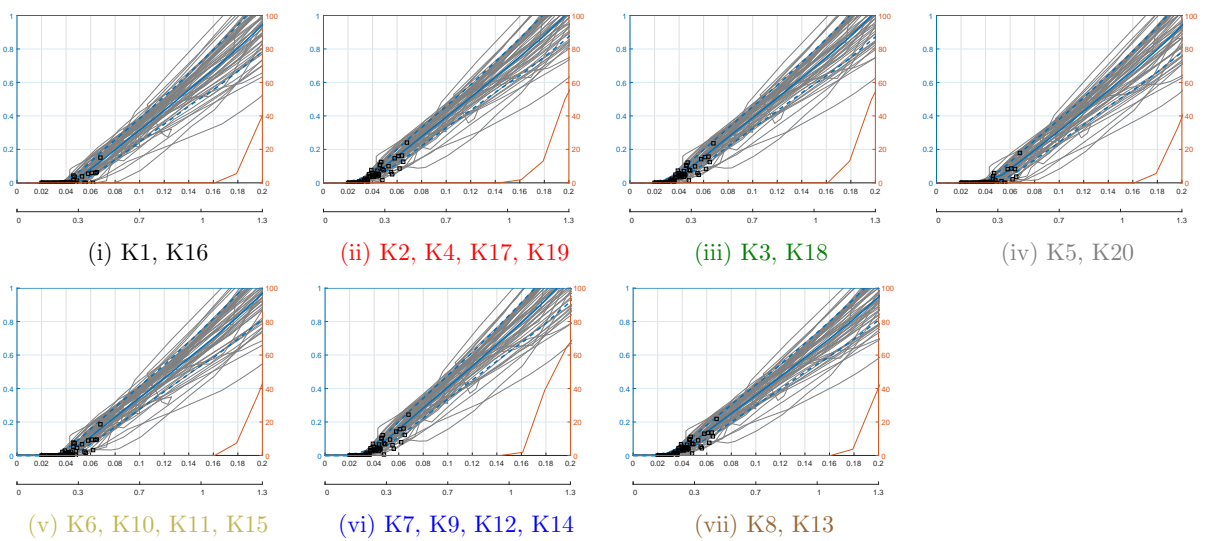
Σχήμα Γ'.4: $\theta_{pi}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 2ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



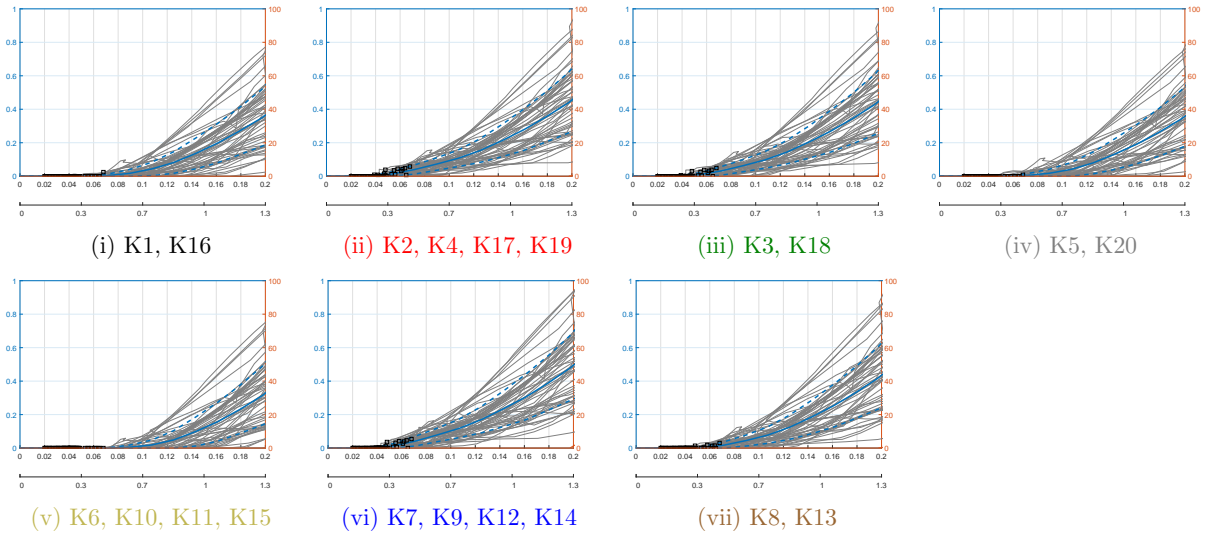
Σχήμα Γ.5: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 3ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



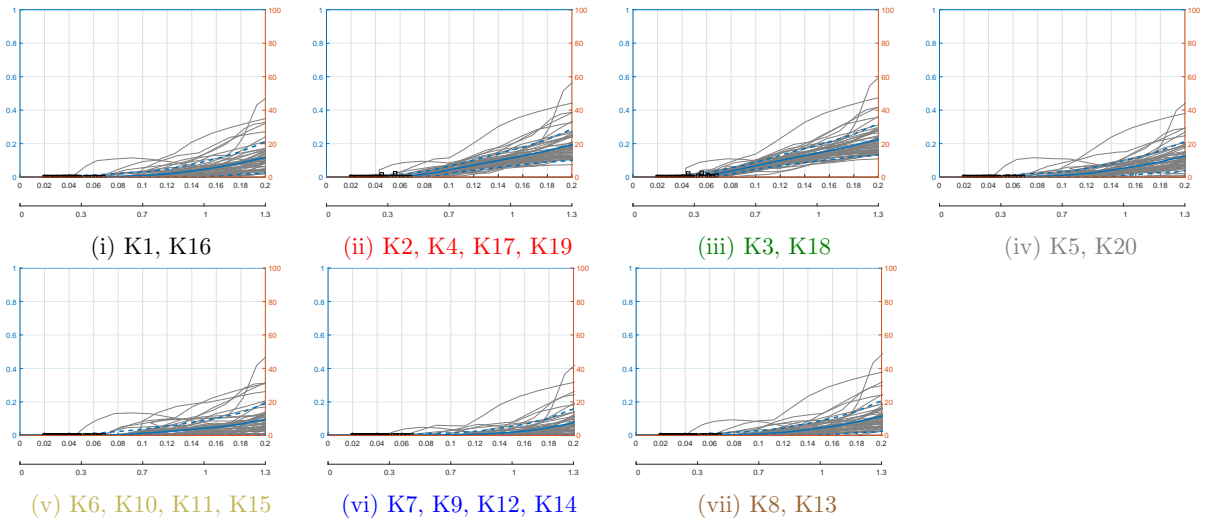
Σχήμα Γ.6: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 4ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



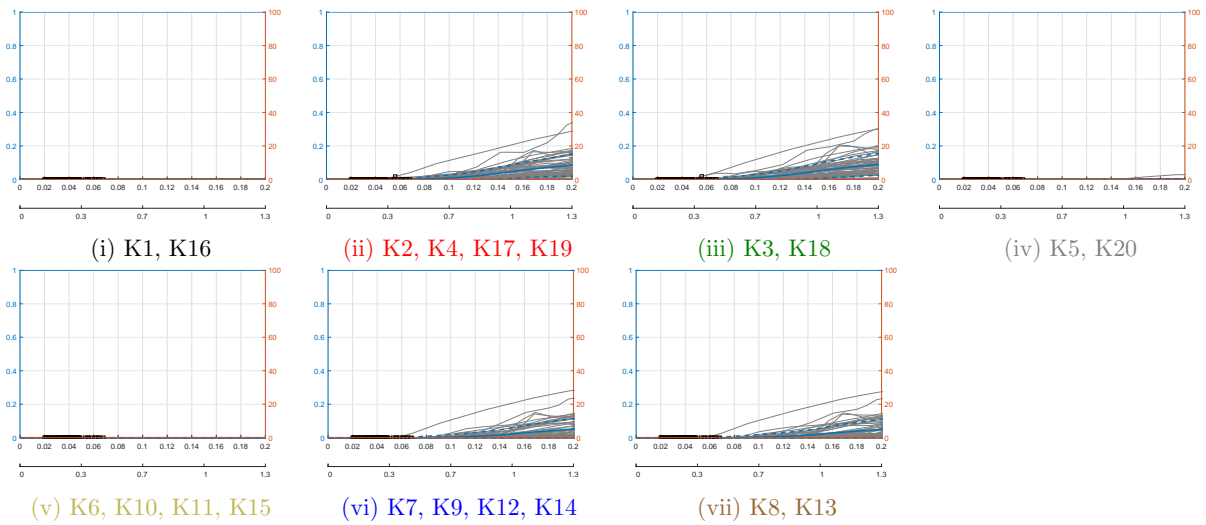
Σχήμα Γ.7: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων ισογείου K60AEC8 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



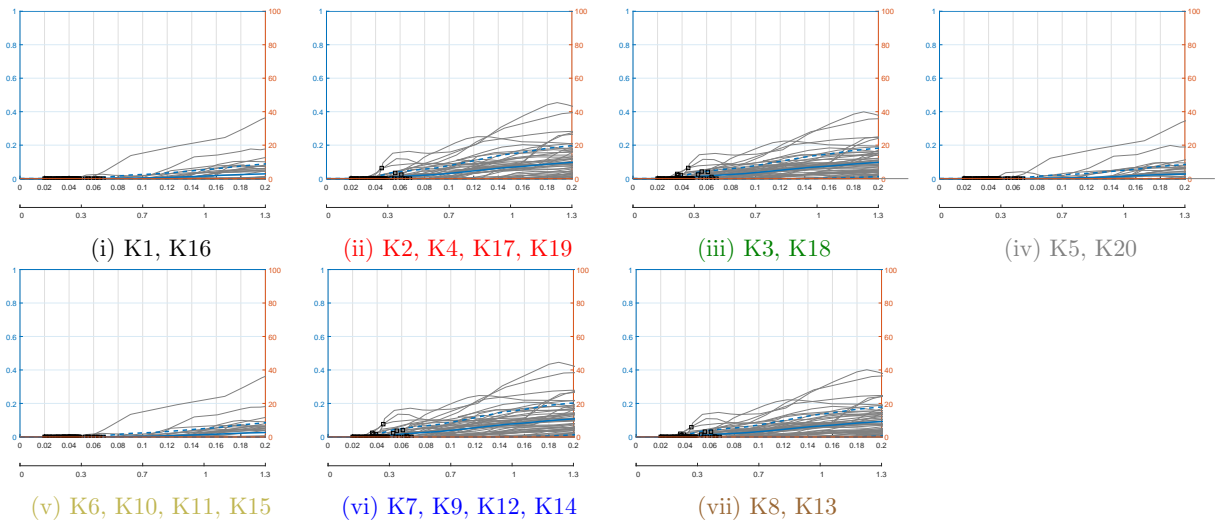
Σχήμα Γ'.8: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H υποστυλωμάτων 1ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



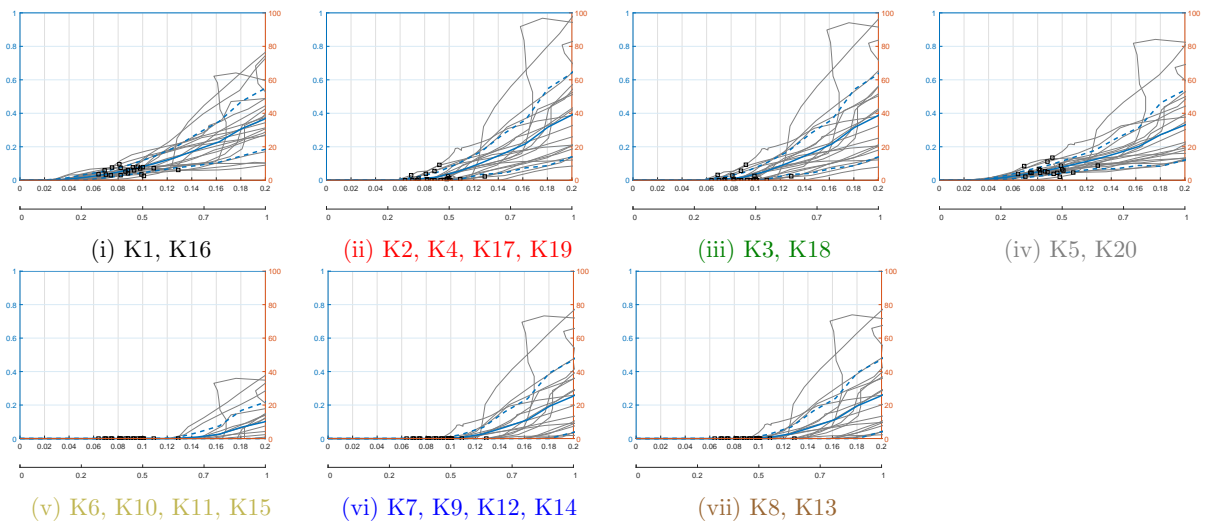
Σχήμα Γ'.9: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H υποστυλωμάτων 2ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



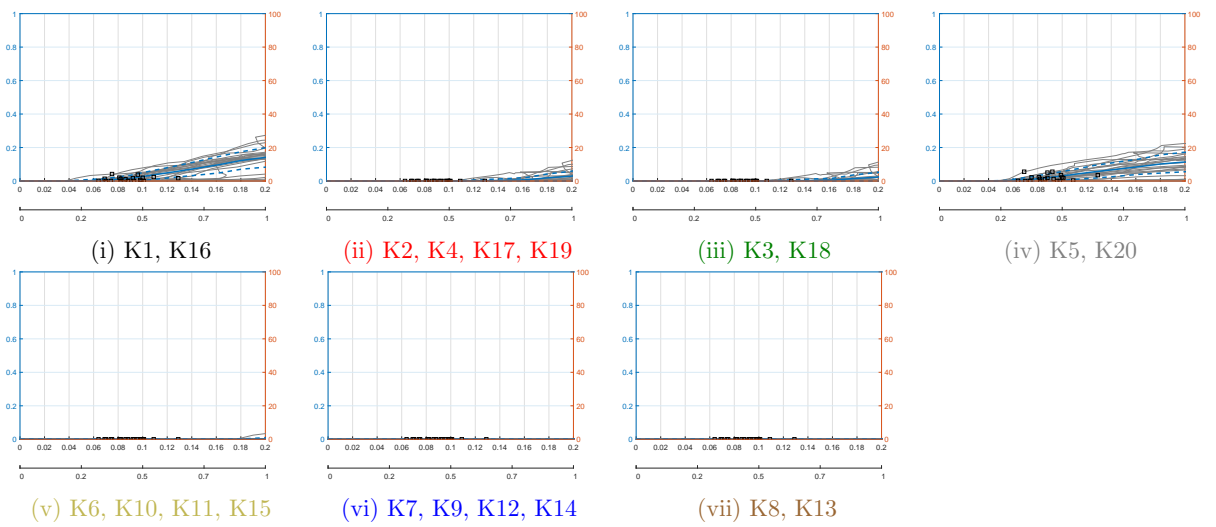
Σχήμα Γ'.10: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{\max}$ & δ_{\max}/H υποστυλωμάτων 3ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



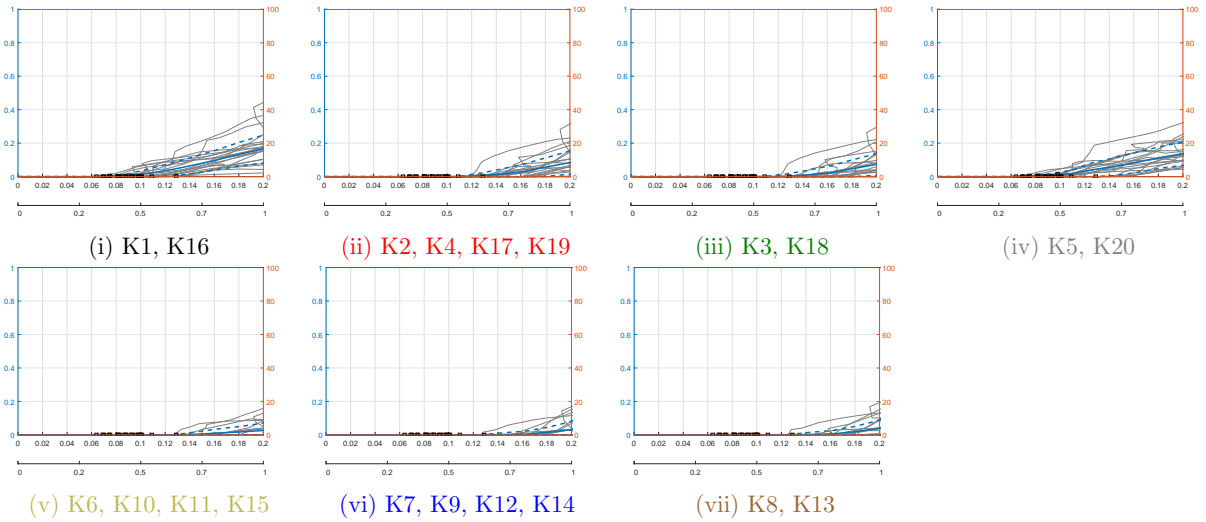
Σχήμα Γ.11: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστλωμάτων 4ου ορόφου K60AEC8 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



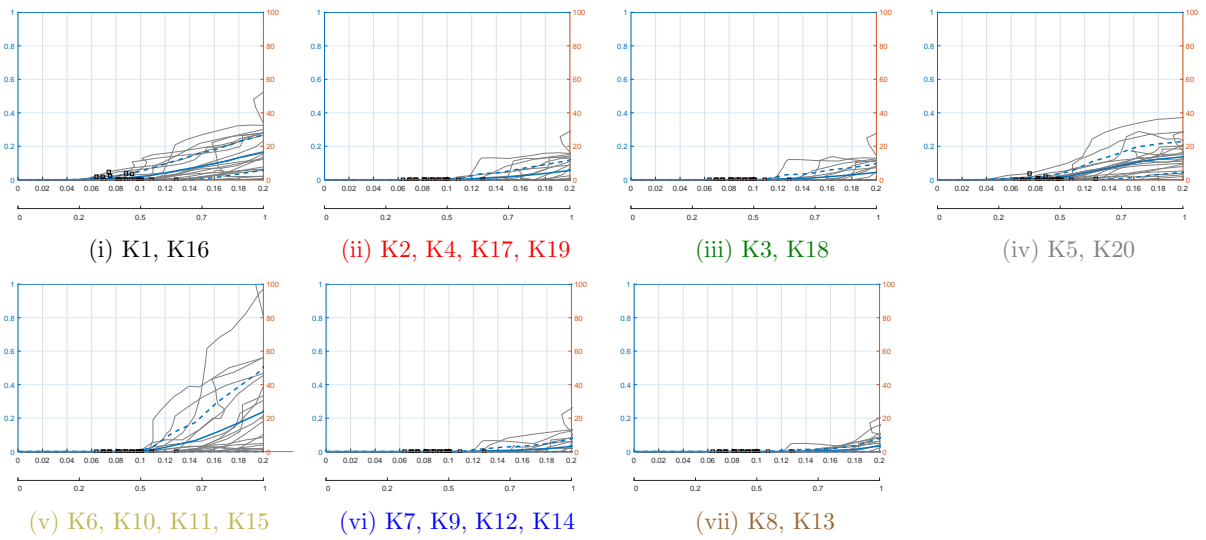
Σχήμα Γ.12: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστλωμάτων ισογείου K70A59 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



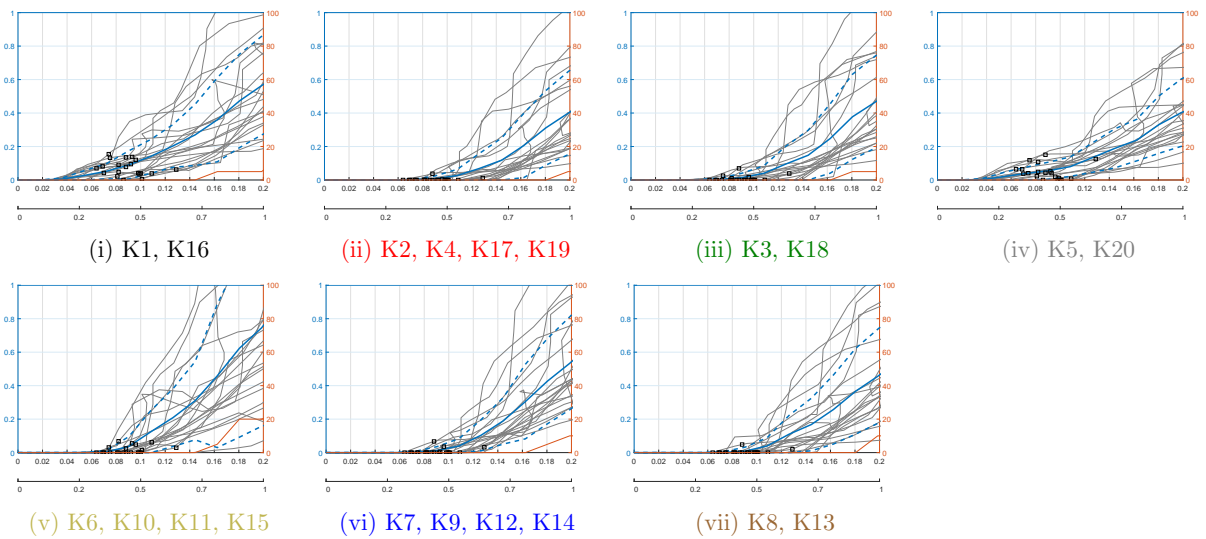
Σχήμα Γ.13: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστλωμάτων 1ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



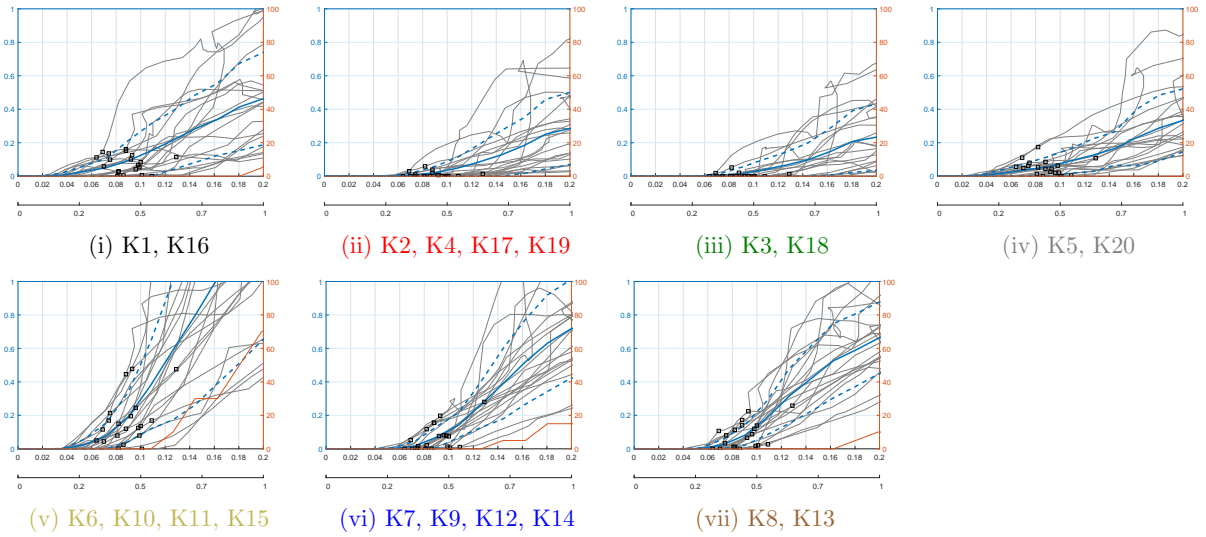
Σχήμα Γ'.14: $\theta_{pi}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 2ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



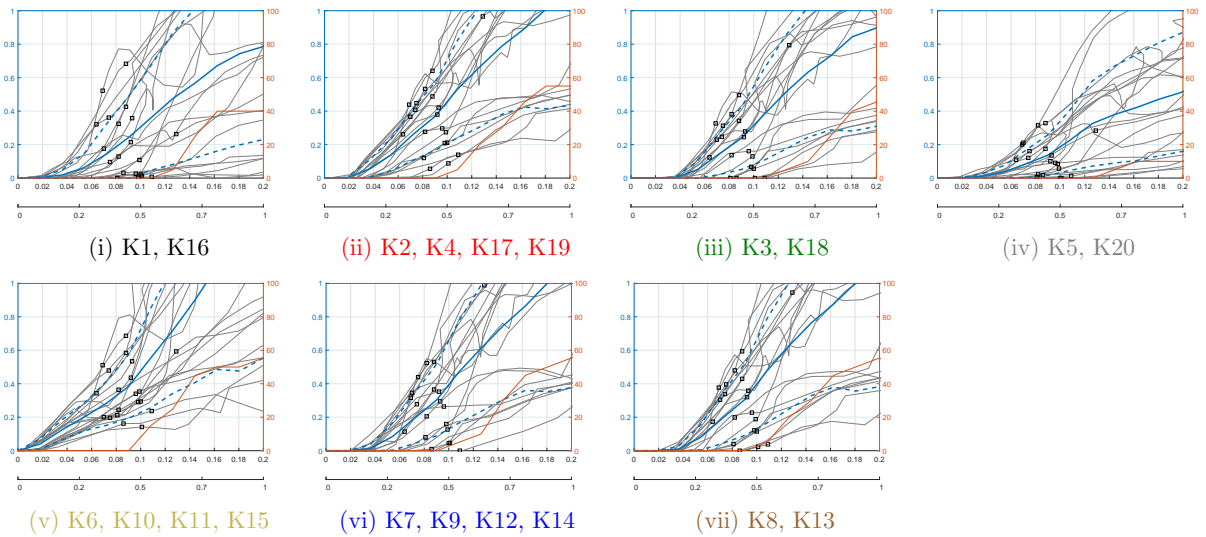
Σχήμα Γ'.15: $\theta_{pi}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 3ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



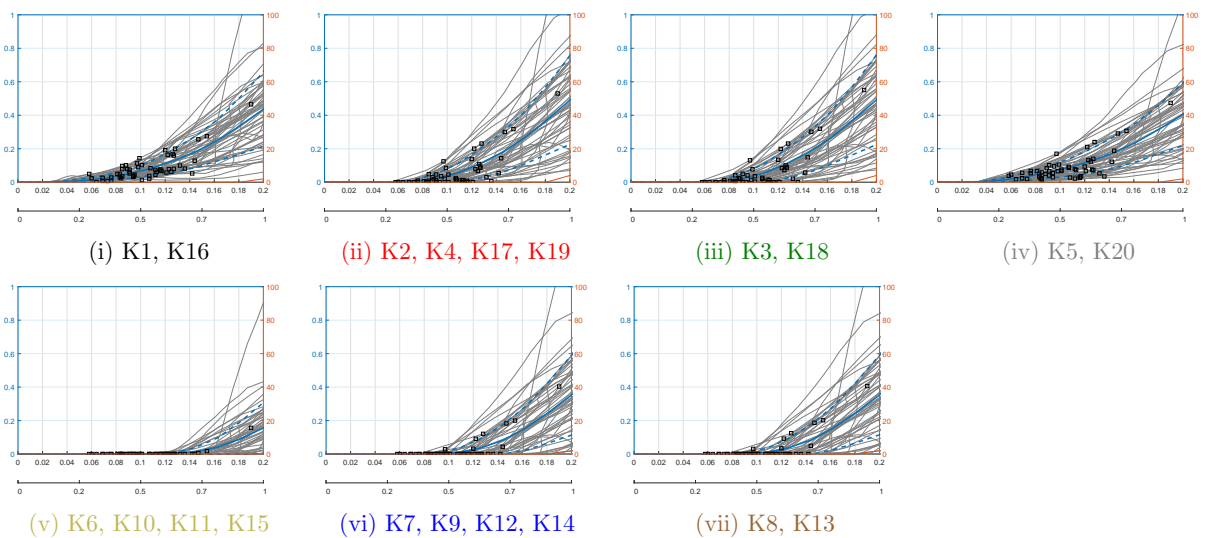
Σχήμα Γ'.16: $\theta_{pi}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 4ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



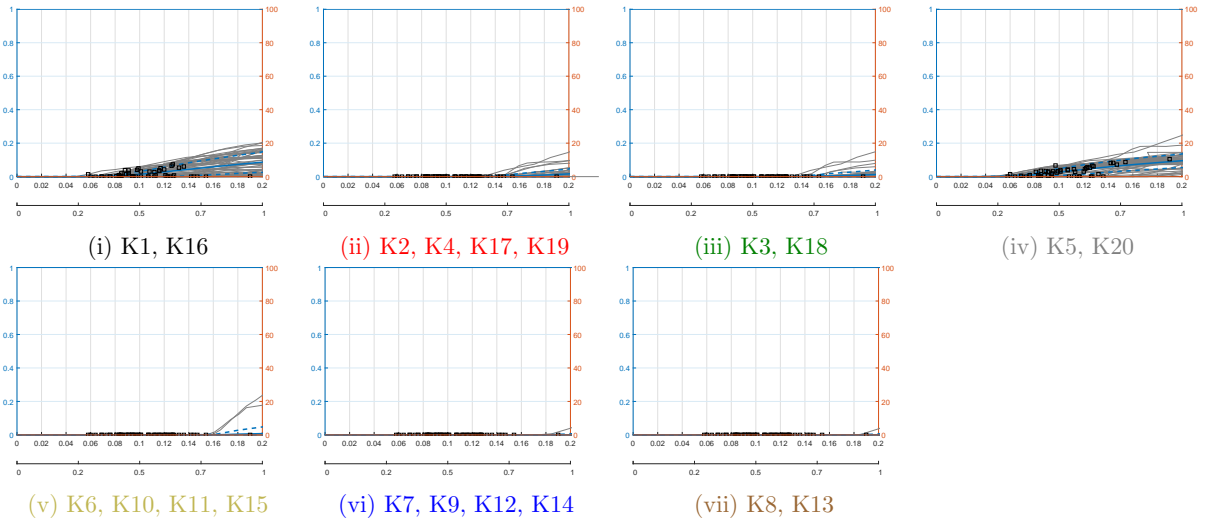
Σχήμα Γ.17: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 5ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



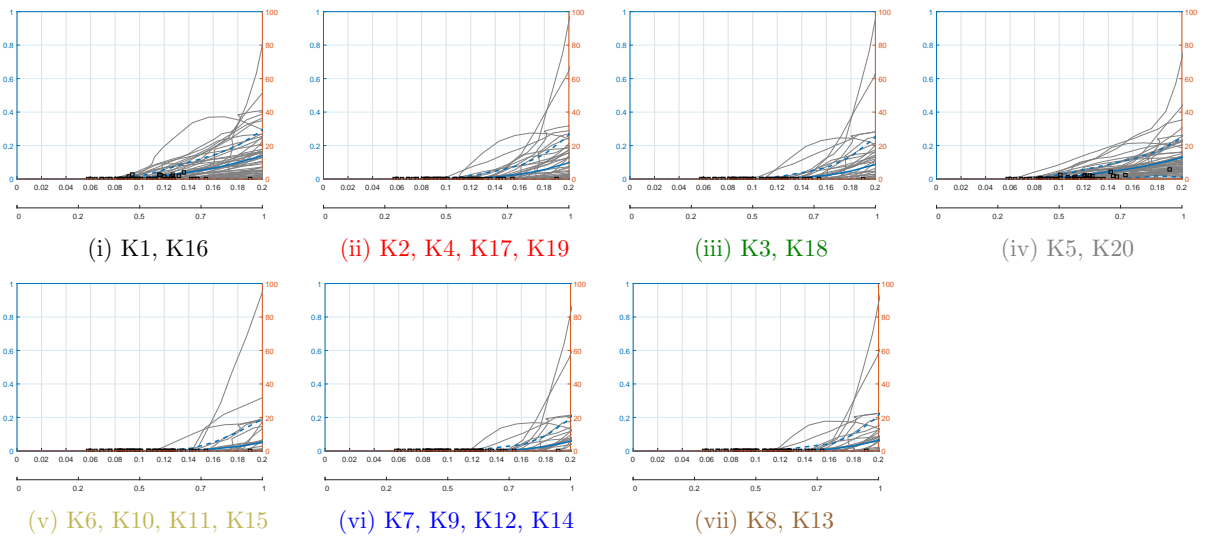
Σχήμα Γ.18: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 5ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



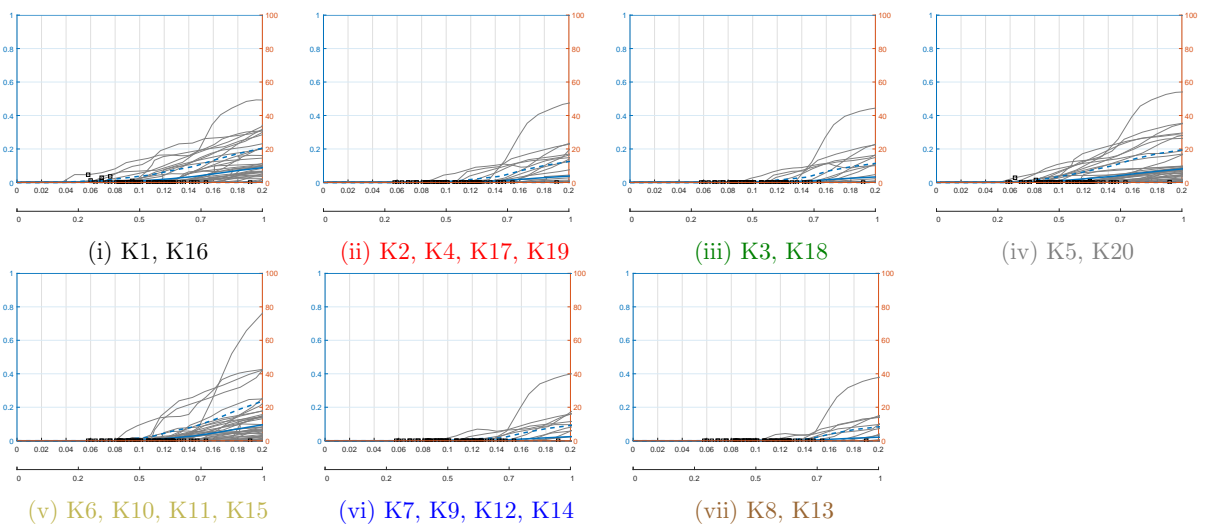
Σχήμα Γ.19: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων ισογείου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



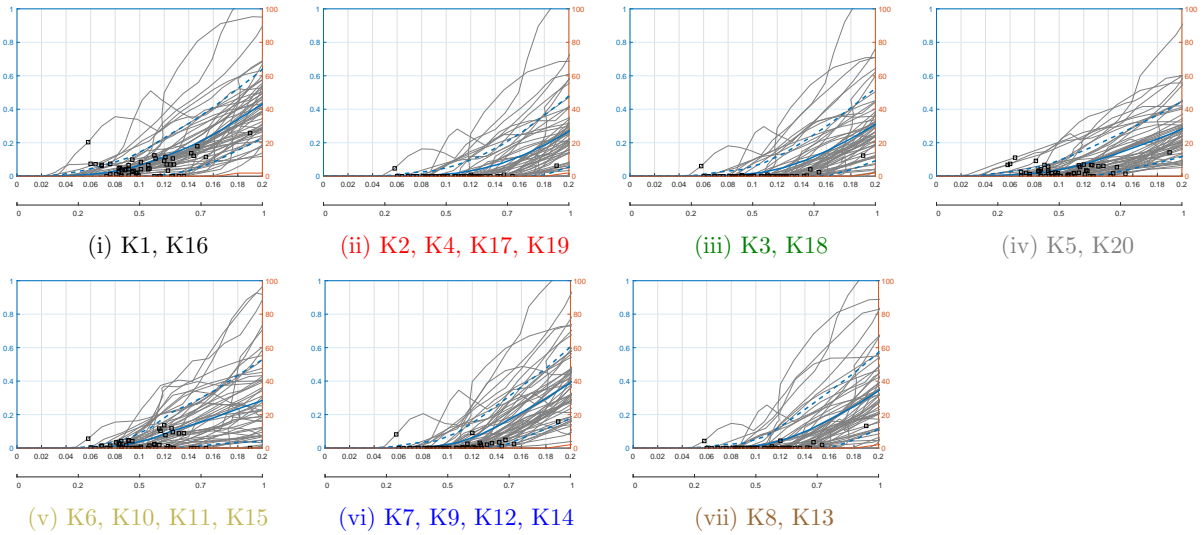
Σχήμα Γ'.20: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστρωμάτων 1ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



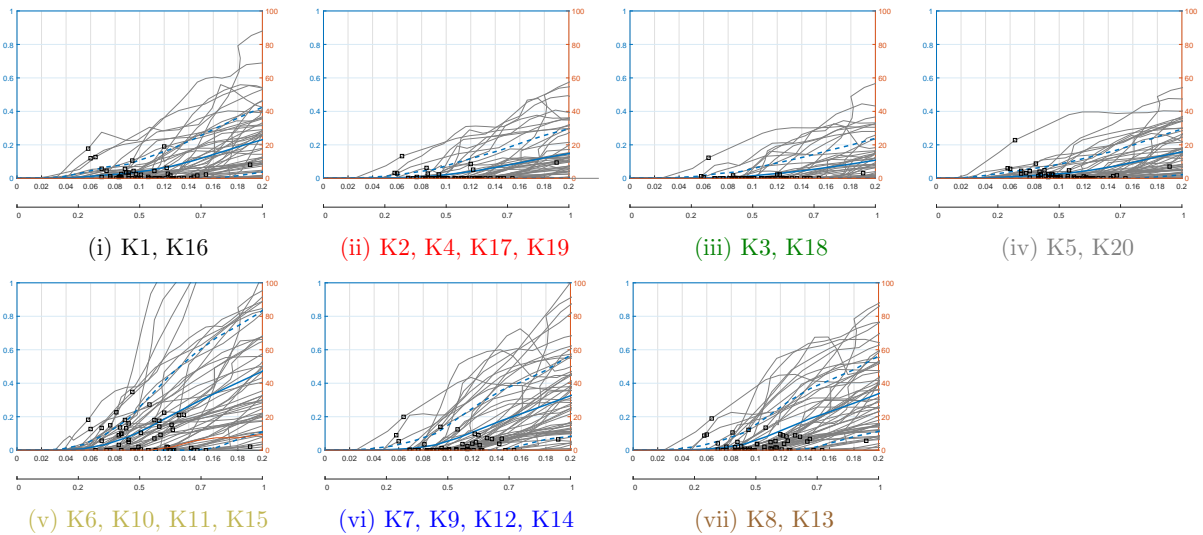
Σχήμα Γ'.21: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστρωμάτων 2ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



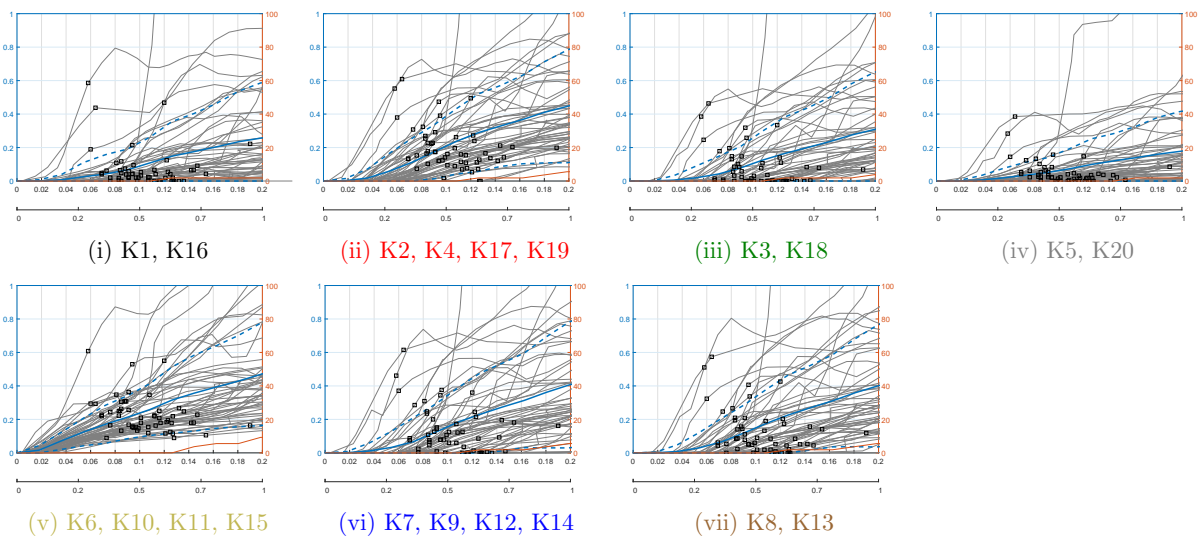
Σχήμα Γ'.22: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστρωμάτων 3ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



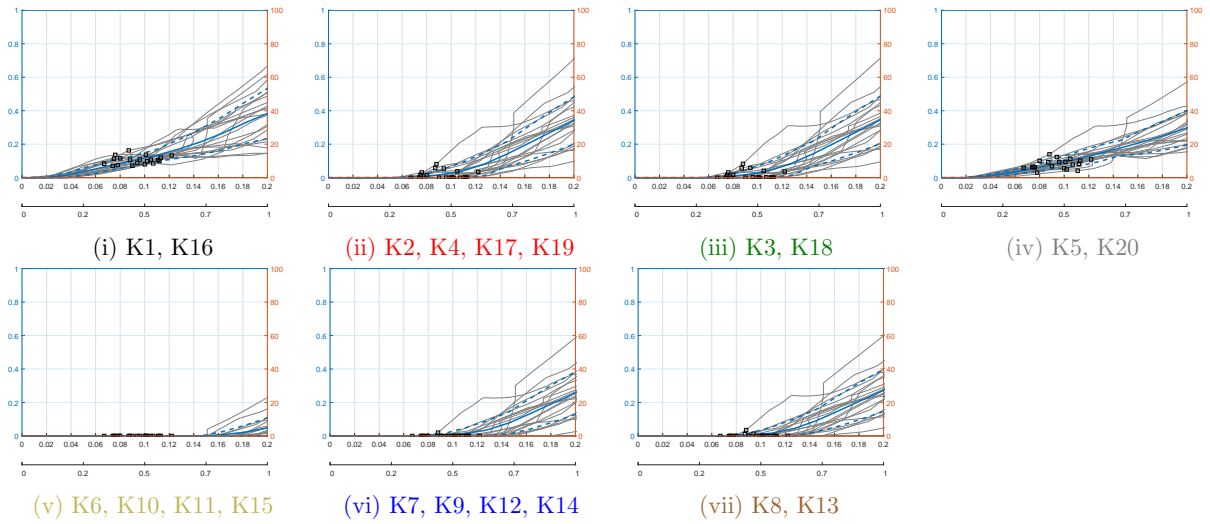
Σχήμα Γ'.23: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστρωμάτων 4ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



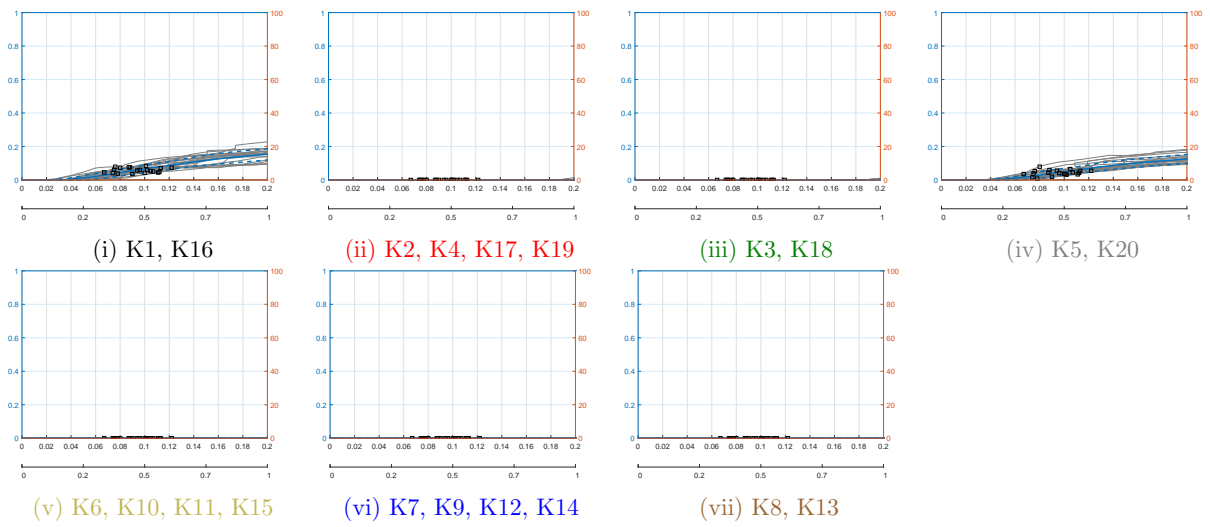
Σχήμα Γ'.24: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστρωμάτων 5ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



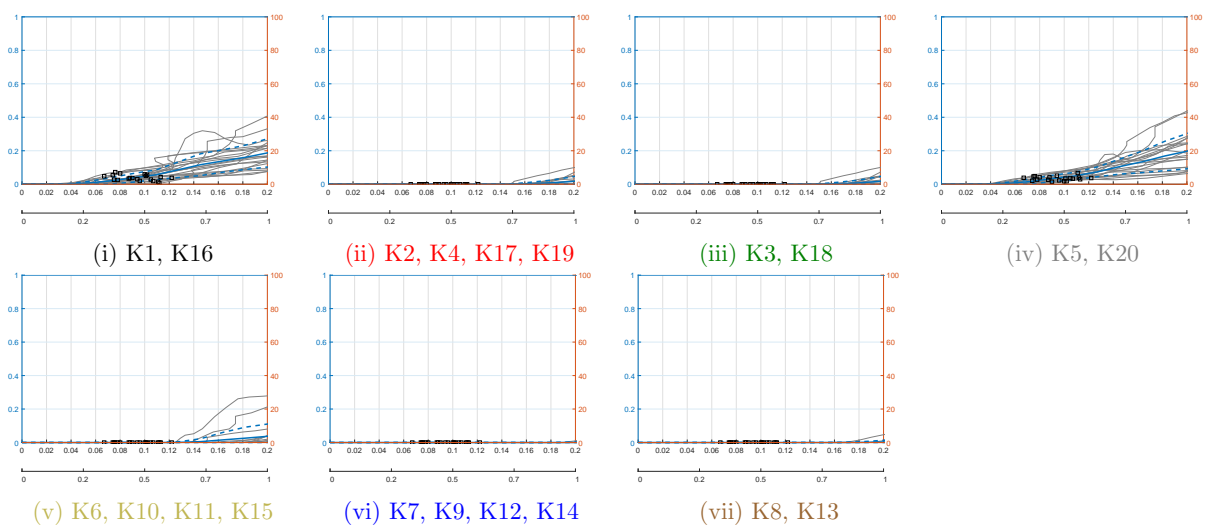
Σχήμα Γ'.25: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστρωμάτων 6ου ορόφου K70A59 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



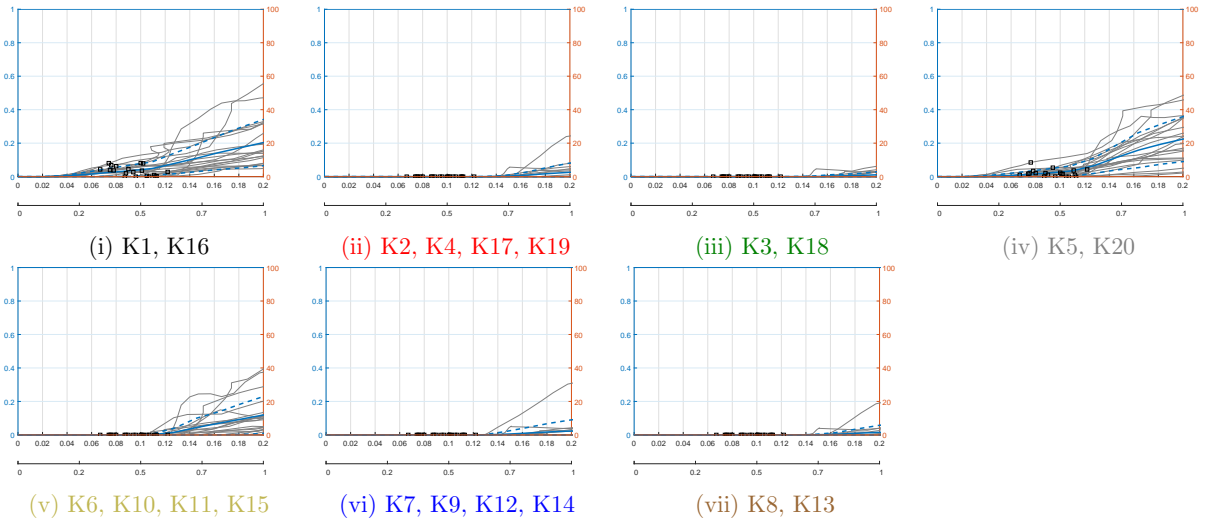
Σχήμα Γ.26: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων ισογείου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



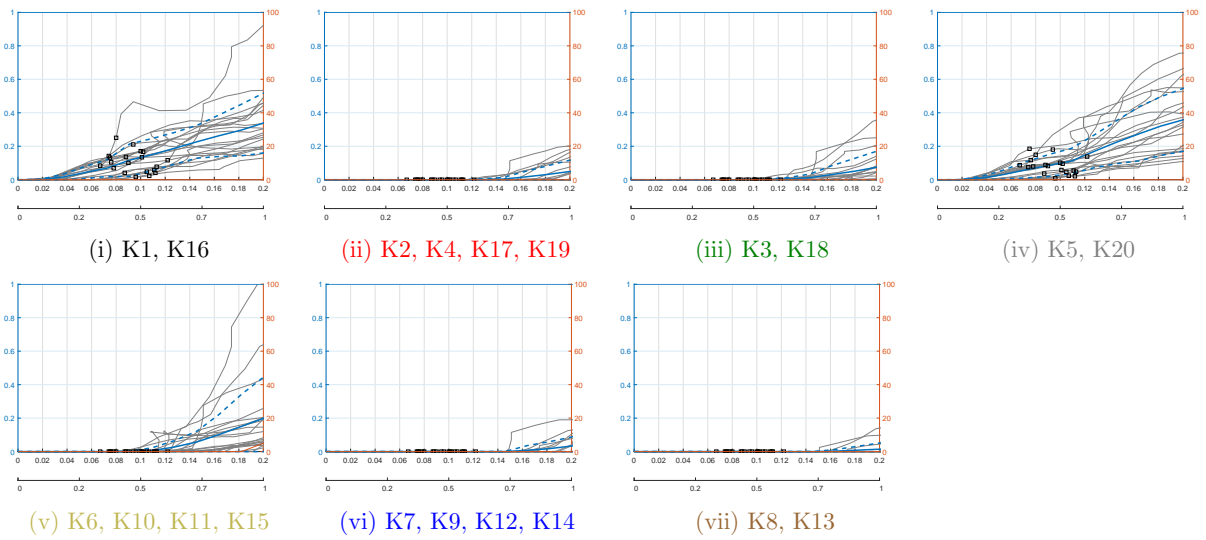
Σχήμα Γ.27: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 1ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



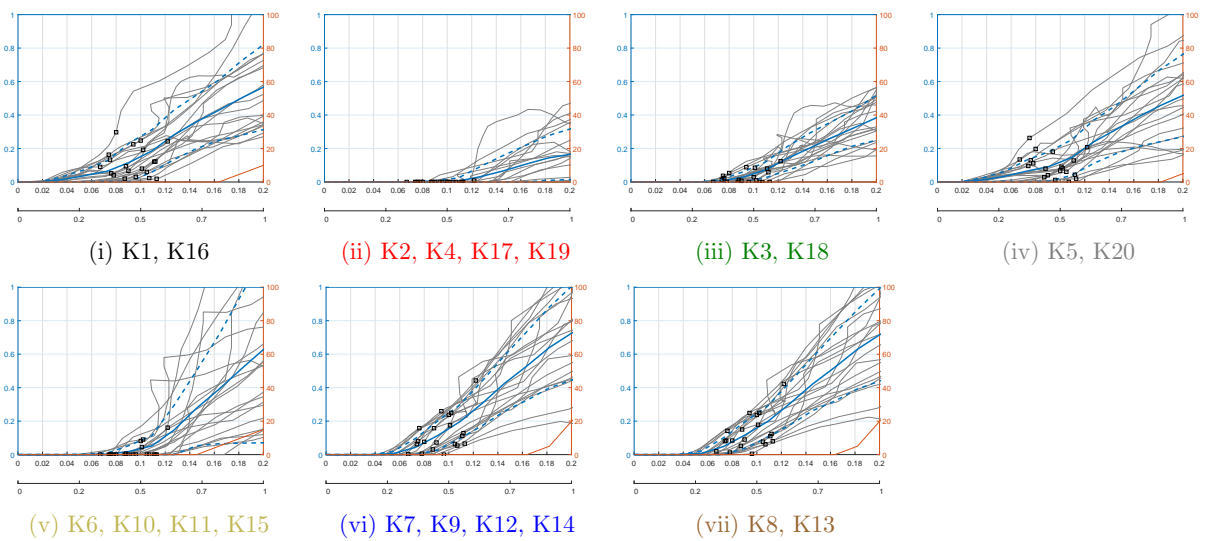
Σχήμα Γ.28: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 2ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



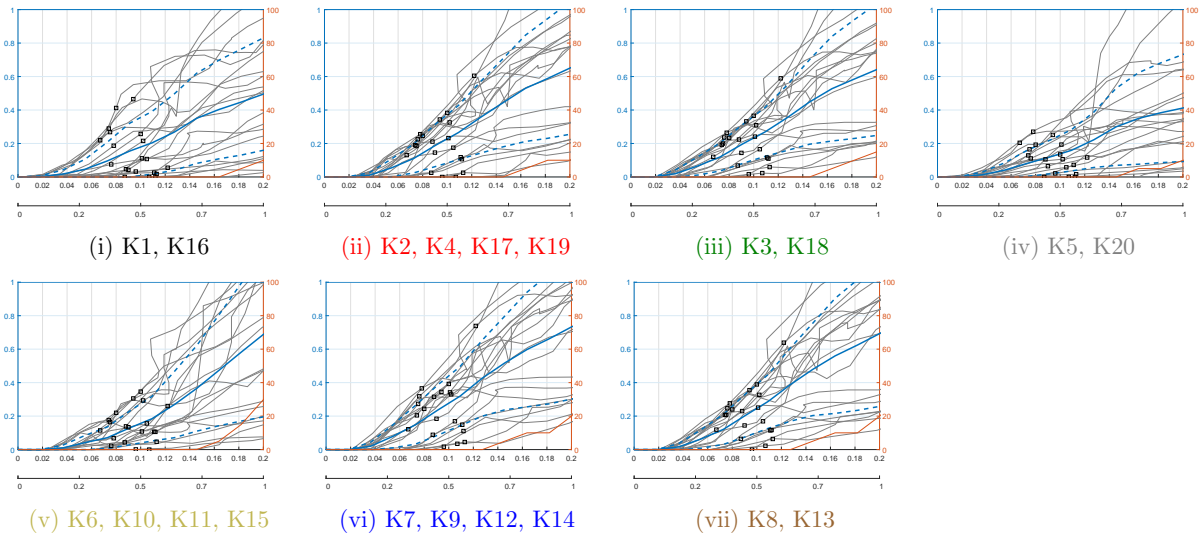
Σχήμα Γ.29: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποσυλωμάτων 3ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



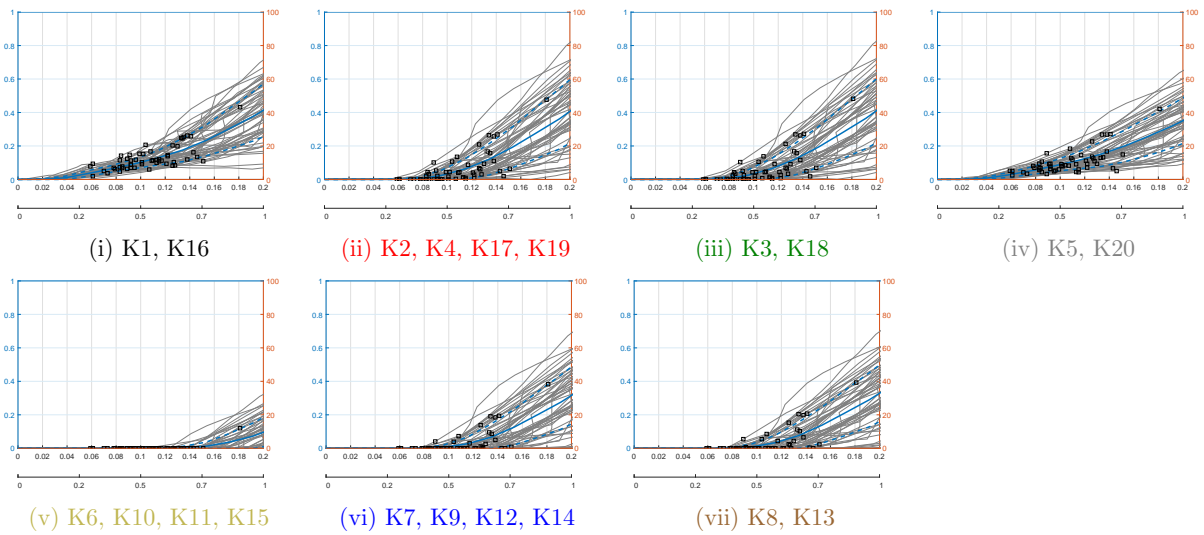
Σχήμα Γ.30: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποσυλωμάτων 4ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



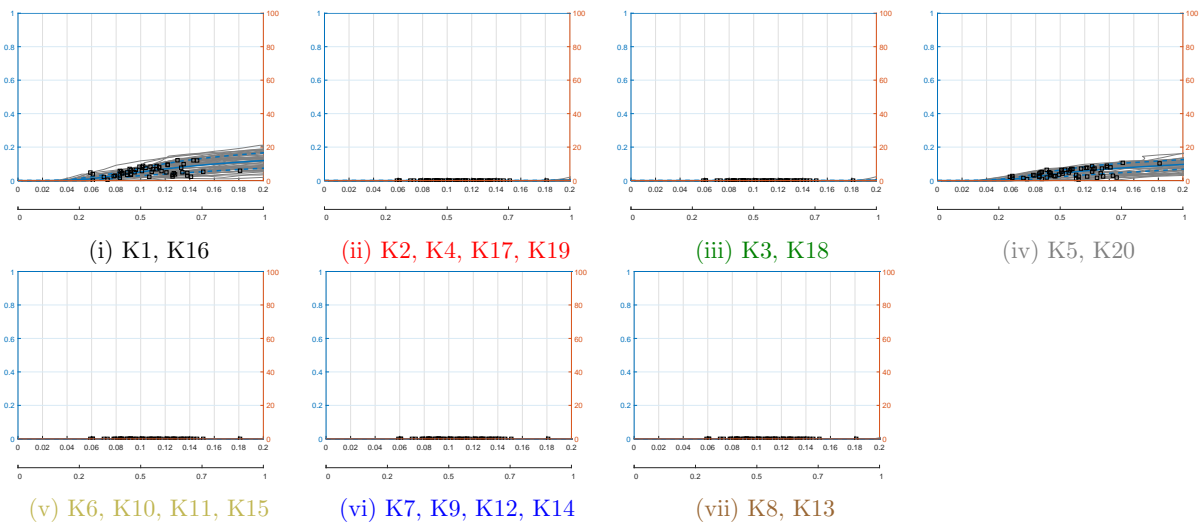
Σχήμα Γ.31: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποσυλωμάτων 5ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



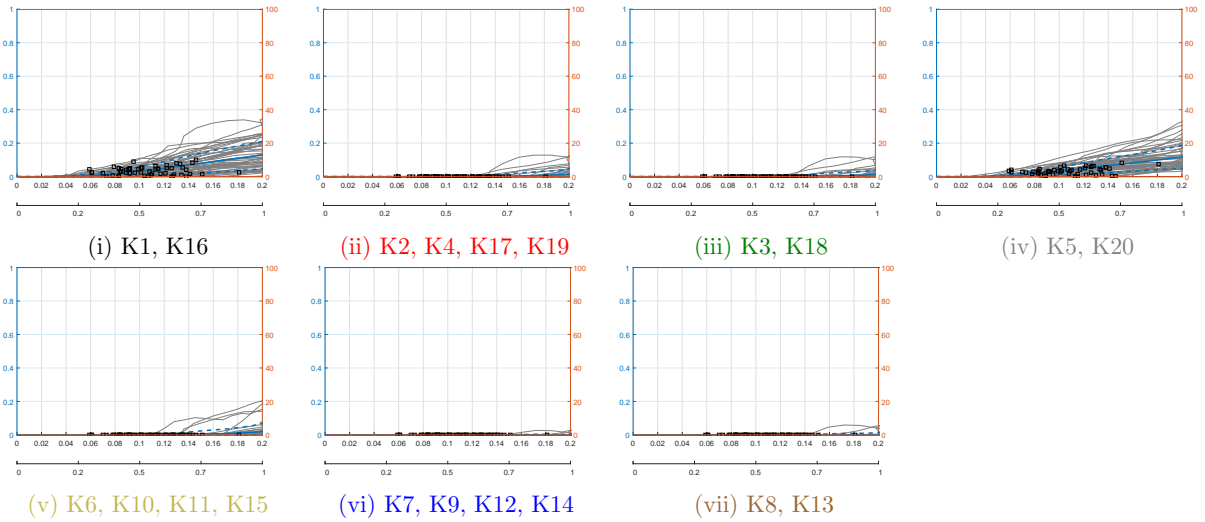
Σχήμα Γ.32: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστλωμάτων του ορόφου K80A84 διεγέρσεων μακρινού πεδίου



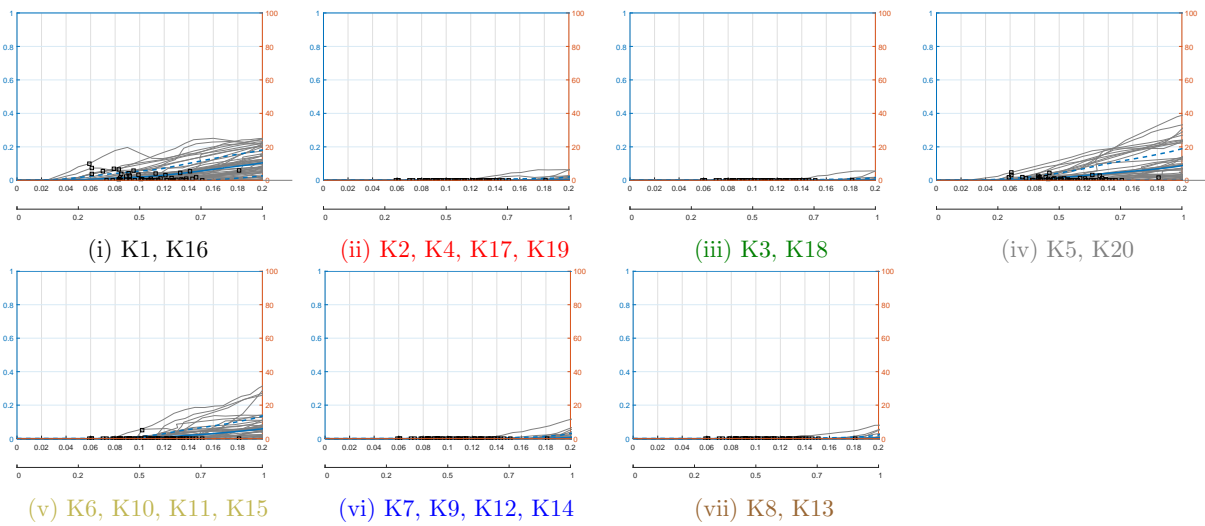
Σχήμα Γ.33: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστλωμάτων ισογείου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



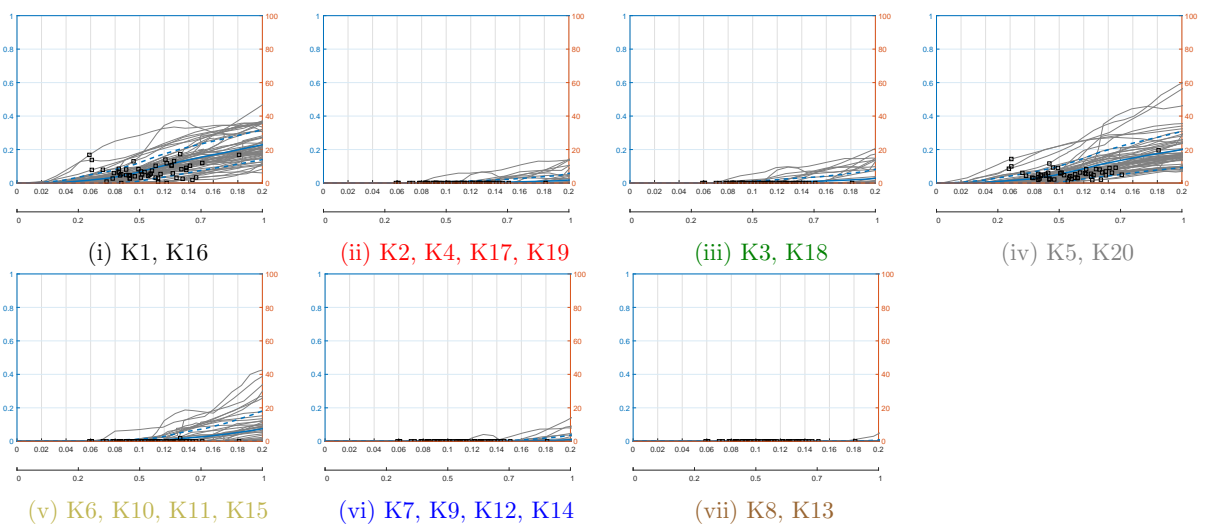
Σχήμα Γ.34: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστλωμάτων 1ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



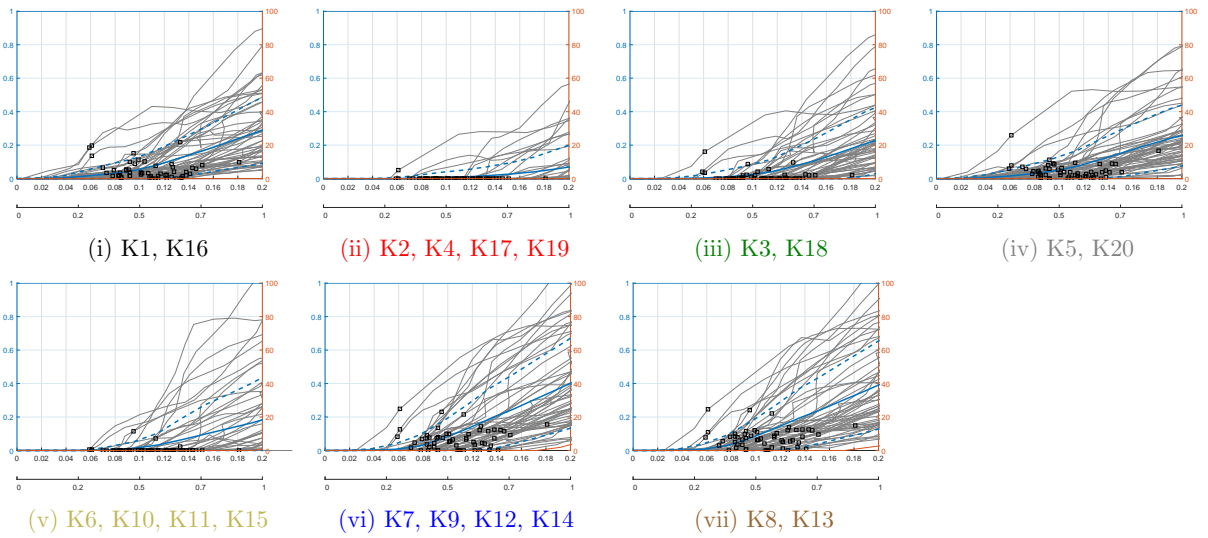
Σχήμα Γ.35: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 2ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



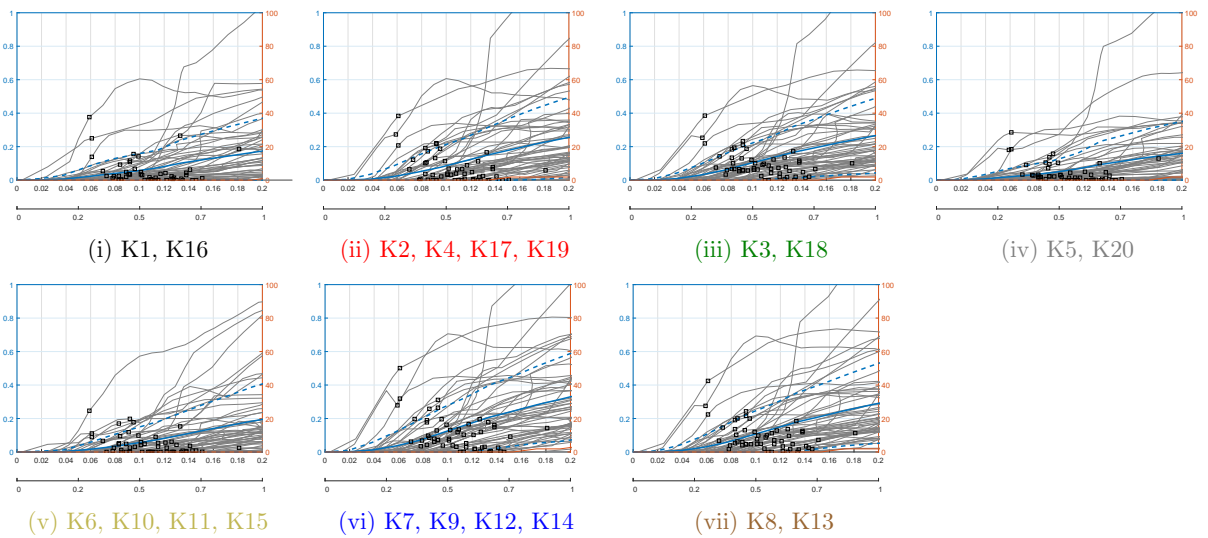
Σχήμα Γ.36: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 3ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



Σχήμα Γ.37: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 4ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



Σχήμα Γ'.38: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 5ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου



Σχήμα Γ'.39: $\theta_{pl}/\theta_{um}^{pl} - \delta_{max}$ & δ_{max}/H υποστυλωμάτων 6ου ορόφου K80A84 διεγέρσεων κοντινού πεδίου

Βιβλιογραφία

- Allahabadi, R. και G. Powell (1988). *Drain-2DX User Guide*. Berkeley: University of California. Report No. UCB/EERC-88/06.
- Chopra, A. (2010). *Δυναμική των Κατασκευών. Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική*. 2η ελληνική επανέκδοση. Αθήνα: Μ. Γκιούρδας.
- Dolsek, M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38, σσ. 805–825. DOI: 10.1002/eqe.869.
- Eurocode 0: Basis of structural design* (2002). EN 1990:2002/A1:2005. European Committee for Standardization.
- Eurocode 1: Actions on structures* (2002). *Part 1-1: General actions: Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. EN 1991-1-1:2002/AC:2009. European Committee for Standardization.
- Eurocode 2: Design of concrete structures* (2004). *Part 1-1: General rules and rules for buildings*. EN 1992-1-1:2004/AC:2010. European Committee for Standardization.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance* (2004). *Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. EN 1998-1:2004/AC:2009. European Committee for Standardization.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance* (2005). *Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. EN 1998-3:2005/AC:2010. European Committee for Standardization.
- Giovinazzi, S. και S. Lagomarsino (2006). “Damage Assessment of current buildings at territorial scale: A mechanical model calibrated on a macroseismic vulnerability model”. Interdisciplinary Workshop on management of Earthquake Risks (ETH, Zurich, Switzerland, 28–29 Αύγ. 2006).
- Kardoutsou, V., I. Taflampas και I. Psycharis (2017). “A New Pulse Indicator for the Classification of Ground Motions”. *Bulletin of the Seismological Society of America* 107, σσ. 1356–1364. DOI: 10.1785/0120160301.
- Lagomarsino, S. και S. Giovinazzi (2006). “Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings”. *Bulletin of Earthquake Engineering* 4, σσ. 415–443. DOI: 10.1007/s10518-006-9024-z.
- Mimoglou, P., I. Psycharis και I. Taflampas (2014). “Explicit determination of the pulse inherent in pulse-like ground motions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 43, σσ. 2261–2281. DOI: 10.1002/eqe.2446.
- Paulay, T. και M. Priestley (1996). *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία*. Αθήνα: Κλειδάριθμος.

- Repapis, C., E. Vintzileou και C. Zeris (2006). “Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC buildings: I. Suggested Methodology”. *Journal of Earthquake Engineering* 10, σσ. 265–287. DOI: 10.1080/13632460609350596.
- Repapis, C., C. Zeris και E. Vintzileou (2003). “Structural Overstrength of Existing Irregular Buildings”. Proceedings of the FIB Symposium: Concrete Structures in Seismic Regions (Athens, Greece). Paper No. 252.
- (2006). “Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC buildings: II. A Case Study for Regular and Irregular Buildings”. *Journal of Earthquake Engineering* 10, σσ. 429–452. DOI: 10.1080/13632460609350604.
- Vamvatsikos, D. και C.A. Cornell (2002). “Incremental dynamic analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, σσ. 491–514. DOI: 10.1002/eqe.141.
- Vamvatsikos, D. και M. Fragiadakis (2010). “Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39, σσ. 141–163. DOI: 10.1002/eqe.935.
- Zeris, C. και C. Repapis (2018). “Comparison of the seismic performance of existing RC buildings designed to different codes”. *Earthquakes and Structures* 14, σσ. 505–523. DOI: 10.12989/eas.2018.14.6.505.
- Zeris, C., E. Vintzileou και C. Repapis (2002). “Seismic Performance of Existing Irregular RC Buildings”. Proceedings of 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures (Thessaloniki, Greece, 26–27 Αύγ. 2002). Paper No. 32.
- Αντισεισμικός Κανονισμός** (1959). ΦΕΚ 36Α/26-2-1959. Τροποποιήσεις/προσθήκες: ΦΕΚ 190Α/14-9-1959, ΦΕΚ 253Α/14-9-1981.
- Αντισεισμικός Κανονισμός** (1984). *Πρόσθετα άρθρα*. ΦΕΚ 239Β/16-4-1984. Τροποποιήσεις/προσθήκες: ΦΕΚ 587Β/1-10-1985.
- Βιντζηλαίου, Ε., Χ. Ζέρης και Μ. Μωρέττη (2005). *Σημειώσεις για το μάθημα Ειδικά Κεφάλαια Οπλισμένου Σκυροδέματος*. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Βουδικλάρης, Θ. (χ.η.). *Αντισεισμικός Κανονισμός: από τη βρεφική ηλικία στην ωριμότητα*. URL: <https://www.e-archimedes.gr/faq/item/6542->.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000)** (1999). ΦΕΚ 1329Β/20-12-1999. Διορθώσεις: ΦΕΚ 423Β της 12-3-2001. Τροποποιήσεις/προσθήκες: ΦΕΚ 781Β/18-6-2003, ΦΕΚ 1154Β/12-8-2003, ΦΕΚ 1153Β/12-8-2003, ΦΕΚ 270Β/16-3-2010, ΦΕΚ 350Β/17-2-2016.
- Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000)** (2000). ΦΕΚ 1329Β/6-11-2000. Διορθώσεις: ΦΕΚ 1153Β/12-8-2003. Τροποποιήσεις/προσθήκες: ΦΕΚ 447Β/5-3-2004, ΦΕΚ 576Β/28-4-2005, ΦΕΚ 270Β/16-03-2010.
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ)** — *2η Αναθεώρηση* (2017). ΦΕΚ 2984Β/30-8-2017.

Κανονισμός Φορτίσεων (1945). ΦΕΚ 325Α/31-12-1945. Αναδημοσίευση: ΦΕΚ 171Α/16-5-1946.

Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954). ΦΕΚ 160Α/26-6-1954.

Καραβεζύρογλου, Μ. (2009). “Διαχρονική θεώρηση των αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών βάσει των κανονισμών”. 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος (Πάφος, Κύπρος, 21–23 Οκτ. 2009). ΤΕΕ, ΕΤΕΚ.

Καραγιάννης, Χ. (2008). **Σχεδιασμός Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι Σεισμού**. Θεσσαλονίκη: “σοφία”.

Κωνσταντινίδης, Α. (1976). **Εφαρμογές Ωπλισμένου Σκυροδέματος**. τόμοι α΄ και β΄. Αθήνα.

Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ) (1992). ΦΕΚ 613Β/12-10-1992. Τροποποιήσεις/προσθήκες: ΦΕΚ 774Β/12-10-1994, ΦΕΚ 534Β/20-6-1995, ΦΕΚ 588Β/6-6-1995, ΦΕΚ 850Β/11-10-1995.

Νέος Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΝΕΚΩΣ) (1991). ΦΕΚ 1068Β/31-12-1991.

Ρεπάπης, Κ. (2007). “Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα”. Διδακτορική διατρ. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Ψυχάρης, Γ. (2015). **Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας**. τεύχη 1 και 2. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.