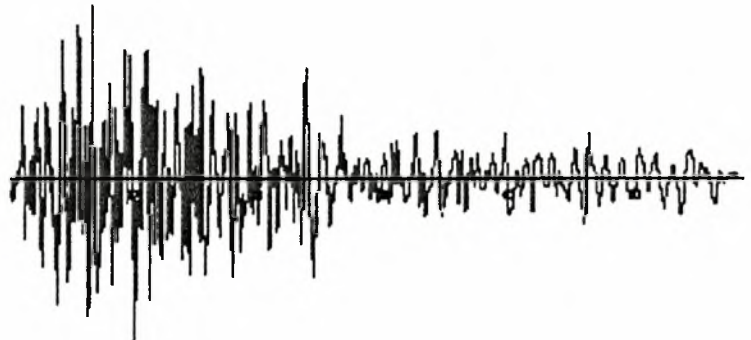
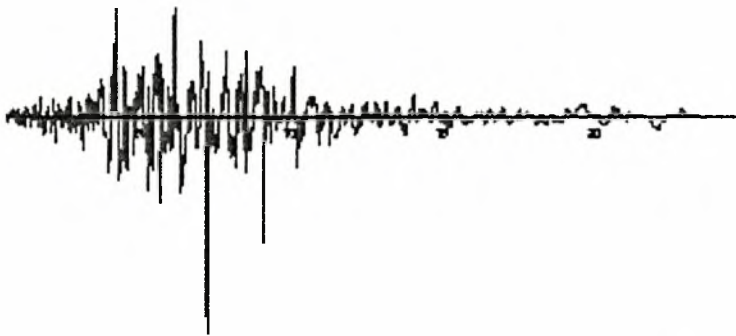
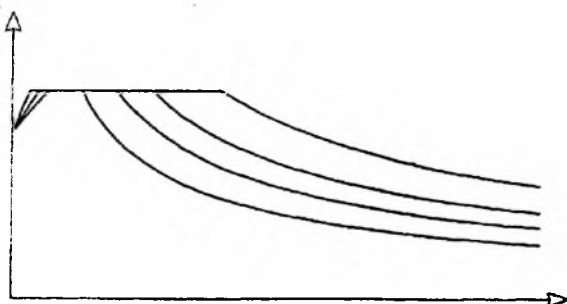


ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΣΗΣ
ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ
ΚΑΤΑ ΕΑΚ 2000 ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ



ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ: Α. ΑΝΤΩΝΑΚΗΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : Ν. ΛΑΓΑΡΟΣ
ΕΠΙΤΡΟΠΗ ΚΑΘΗΓΗΤΩΝ : Ε. ΜΥΣΤΑΚΙΔΗΣ
Φ. ΠΕΡΔΙΚΑΡΗΣ



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΣΗΣ
ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ
ΚΑΤΑ ΕΑΚ 2000 ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

ΒΟΛΟΣ, 2003



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ & ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 2521/1
Ημερ. Εισ.: 11-03-2004
Δωρεά: _____
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2003
ΑΝΤ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000072562

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πρόλογος, 1

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΟΤΕΧΝΙΑ.....1

- 1) ΕΙΣΑΓΩΓΗ , 2
- 2) ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ , 4
- 3) ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΡΗΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΥΜΑΤΑ , 5
- 4) ΔΟΜΗ ΤΗΣ ΓΗΣ , 9
- 5) ΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ , 10
- 6) ΘΕΩΡΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ ΣΤΗΝ ΕΣΤΙΑ , 15
- 7) ΜΕΤΡΑ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΜΕΓΕΘΟΥΣ , 18
- 8) ΦΑΣΜΑΤΑ FOURIER ΚΑΙ ΑΝΤΙΤΑΚΤΙΚΑ ΦΑΣΜΑΤΑ , 22
- 9) ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΩΝ ΑΝΤΙΤΑΚΤΙΚΩΝ ΦΑΣΜΑΤΩΝ , 28
- 10) ΑΝΤΙΤΑΚΤΙΚΑ ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ , 34

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΑΚ 2000.....51

- 1) ΓΕΝΙΚΑ , 51
- 2) ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ , 51
- 3) ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ , 53
- 4) ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ , 56
- 5) ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ , 57
- 6) ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ , 58

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΧΡΟΝΙΚΗ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ.....61

- 1) ΓΕΝΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ , 61
- 2) Η ΤΜΗΜΑΤΙΚΑ ΑΚΡΙΒΗΣ ΜΕΘΟΔΟΣ , 62
- 3) ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ -ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΟΛΙΑ , 66
- 4) ΔΕΥΤΕΡΗ ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΔΙΑΦΟΡΑ , 68
- 5) ΟΛΟΚΛΗΡΩΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ , 71

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΣΗΣ.....78

- 1) ΕΙΣΑΓΩΓΗ , 78
- 2) ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΙΝΗΣΕΩΝ , 82
- 3) Η ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΑΣΕΙ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ , 84
- 4) Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΩΝ ΠΟΛΥΩΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ , 94
- 5) ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ , 101

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....103

- 1) ΠΕΡΙΛΗΨΗ , 78
- 2) ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ , 104
- 3) ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ , 115
 - 1^ο ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ , 116
 - 2^ο ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ , 120
- 4) ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ , 123

Πρόλογος

Από καταβολής της Ιστορίας ο σημαντικότερος ρόλος του Πολιτικού Μηχανικού είναι ο σχεδιασμός κατασκευών χρήσιμων για την κοινωνία στην οποία μετέχει. Οι κατασκευές αυτές ποικίλουν ανάλογα με τις απαιτήσεις της εκάστοτε εποχής στην οποία ζει. Δεν μπορεί να εννοηθεί μια πολιτισμένη κοινωνία χωρίς να έχει μέλη της μηχανικούς που να δουλεύουν με όλο τους το είναι προς το συμφέρον των συνανθρώπων τους. Ο σημαντικός τους ρόλος αποσκοπεί στο να σχεδιάζουν κατασκευές που να είναι λειτουργικές αλλά κυρίως ανθεκτικές στις εκάστοτε φορτίσεις που θα τους επιβληθούν. Μια από τις σημαντικότερες αυτές φορτίσεις είναι και ο σεισμός, ένα απρόσμενο και απρόβλεπτο φυσικό φαινόμενο με καταστροφικές συνέπειες, που έχει οδηγήσει ακόμα και σε ολοκληρωτική καταστροφή πολιτισμούς που μέχρι τη στιγμή εκείνη ανθούσαν (π.χ. Μινωικός πολιτισμός, 2000πχ). Δεν είναι τυχαίο το ότι αρχαίοι πολιτισμοί είχαν αποδώσει στο φαινόμενο του σεισμού μέχρι και θεϊκές ιδιότητες υπομένοντας μοιρολατρικά τις συνέπειές του.

Η πρόοδος της επιστήμης τους τελευταίους αιώνες μας οδήγησε στην προσεγμένη παρατήρηση των σεισμικών διεγέρσεων, στην εν μέρει κατανόηση των αιτίων της δημιουργίας τους, στην προσπάθεια εύρεσης μεθόδων πρόβλεψής τους και στην ανάπτυξη αντισεισμικών κανονισμών που να προσδιορίζουν με ακρίβεια την αντίταξη των κατασκευών στις σεισμικές φορτίσεις και στην επιτυχημένη ανάληψή τους. Ο διαχωρισμός των επιστημονικών κλάδων σε διάφορους τομείς οδηγεί τους επιστήμονες στη μελέτη του σεισμού από διαφορετικές σκοπιές, αλλά για την αποτελεσματική αντιμετώπισή του απαιτείται μία συνεχής συνεργασία μεταξύ τους. Οι εξελίξεις στο επιστημονικό αυτό πεδίο είναι ραγδαίες, οι θεωρίες συνεχώς ανανεώνονται και οι έρευνες που γίνονται μας δίνουν νέα δεδομένα κάθε φορά. Ο στόχος μπορεί να είναι δύσκολος, αλλά όλοι όσοι ασχολούνται με το θέμα αυτό ξέρουν ότι βαδίζουν προς την σωστή κατεύθυνση και πως οι κόποι τους ήδη έχουν αρχίσει να ανταμείβονται. Και αυτό γιατί τα τελευταία χρόνια, όπου έχουμε την εκδήλωση σεισμού, οι επιπτώσεις του σε ανθρώπινες ζωές αλλά και σε υλικές ζημιές είναι ελάχιστες, υπό την προϋπόθεση της προσεκτικής τήρησης των υπαρχόντων αντισεισμικών κανονισμών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΟΤΕΧΝΙΑ

1) ΕΙΣΑΓΩΓΗ

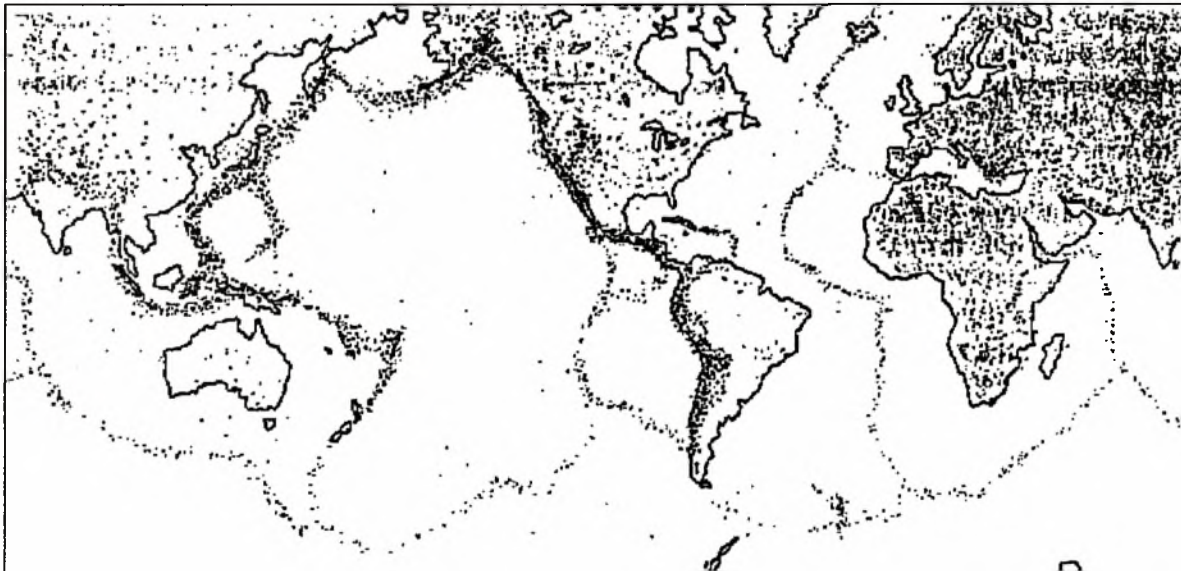
Όπως ξέρουμε, οι δυναμικές φορτίσεις που ασκούνται στα δομητικά συστήματα μπορεί να οφείλονται σε πολλούς και διάφορους μηχανισμούς διέγερσης. Μία σημαντική κατηγορία επίσης περιλαμβάνει σχηματικά συστήματα, όπως πλοία, αεροπλάνα, αυτοκίνητα, κ.λ.π., όπου η γραμμική φόρτιση οφείλεται στην κίνηση του οχήματος. Η άλλη βασική κατηγορία αφορά τις σταθερές κατασκευές έργων Πολιτικού Μηχανικού, όπως είναι λ.χ. οι γέφυρες, τα κτίρια, τα φράγματα, κ.λ.π., όπου η δυναμική φόρτιση είναι εξωτερική. Από τις διάφορες πηγές εξωτερικών φορτίων τις οποίες θα πρέπει να λάβουμε υπόψη κατά το σχεδιασμό μόνιμων-σταθερών δομημάτων, η πιο σπουδαία λόγω των καταστροφικών αποτελεσμάτων που μπορεί να προκαλέσει είναι ο σεισμός.

Ο βαθμός σπουδαιότητας της σεισμικής φόρτισης σε μια περιοχή συνδέεται, φυσικά, με την πιθανή έντασή του και την πιθανότητα εμφάνισής του, δηλαδή από τη σεισμικότητα (seismicity) της περιοχής. Ωστόσο, γενικά, η σπουδαιότητα του σεισμικού προβλήματος, ενισχύθηκε πολύ πριν από λίγα χρόνια για την ανάγκη κατασκευής, σε ολόκληρο τον κόσμο, όλο και περισσότερων πυρηνικών εργοστασίων παραγωγής ενέργειας, όπου θα έπρεπε να ισχύουν πολύ αυστηρά κριτήρια σχεδιασμού. Και μόνο για αυτόν τον λόγο μπορούμε να καταλάβουμε τη σπουδαιότητα του τομέα της Αντισεισμικής Τεχνολογίας (ή σεισμικής Μηχανοτεχνίας, Earthquake Engineering).

Επιπλέον, είναι φανερό ότι ο σχεδιασμός οικονομικών και αισθητικών κατασκευών που να μπορούν να αντέξουν τις δυνάμεις που δημιουργούνται από μια έντονη εδαφική κίνηση αποτελεί πρόκληση για επίδειξη του βέλτιστου που υπάρχει στη δομητική μηχανική, στην τέχνη και στην επιστήμη. Ίσως είναι χρήσιμο να παραφράσουμε εδώ το σχόλιο των Newmark και Rosenblueth¹: Οι σεισμοί συστηματικά αποκαλύπτουν τα σφάλματα που έγιναν κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή -ακόμη και τα μικρότερα. Αυτό είναι ακριβώς που κάνει την αντισεισμική μηχανική προκλητική και συναρπαστική και της δίνει μια εκπαιδευτική αξία πέρα από τις άμεσες εφαρμογές της.

¹ N.M. Newmark and E. Rosenblueth, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1971.

Το ουσιώδες γνωστικό υπόβαθρο για τη μελέτη ή την πρακτική εξάσκηση στην Αντισεισμική Μηχανική είναι, φυσικά, η γνώση για τον ίδιο το σεισμό. Η λεπτομερής μελέτη των σεισμών και των σεισμικών μηχανισμών αποτελεί αντικείμενο της Σεισμολογίας, αλλά ο μηχανικός στις μελέτες του βλέπει το θέμα από διαφορετική όψη απ' ό,τι ο σεισμολόγος. Οι σεισμολόγοι επικεντρώνουν το ενδιαφέρον τους κυρίως στις καθολικές επιδράσεις των σεισμών σε γήινη κλίμακα, ή σε πολύ μεγάλες περιοχές, και συνεπώς ενδιαφέρονται για πολύ μικρού εύρους εδαφικές κινήσεις οι οποίες δεν προκαλούν σημαντικές δομητικές αντιτάξεις (*Structural response*). Οι μηχανικοί, απ' την άλλη πλευρά, ενδιαφέρονται κυρίως για τις τοπικές επιδράσεις των μεγάλων σεισμών, όπου οι εδαφικές κινήσεις είναι αρκετά έντονες ώστε να προκαλέσουν ζημιές στις κατασκευές. Οι σεισμοί αυτοί, οι οποίοι ονομάζονται **σεισμοί εντόνων κινήσεων** (*strong-motion earthquakes*) είναι πολύ ισχυροί για να καταγραφούν από τους πολύ ευαίσθητους τυπικούς σειсмоγράφους που χρησιμοποιούν οι σεισμολόγοι, γεγονός που κατέστησε αναγκαία την ανάπτυξη ειδικών τύπων σειсмоγράφων εντόνων κινήσεων. Παρόλα αυτά, αν και τα αντικείμενα του μηχανικού και του σεισμολόγου διαφέρουν, υπάρχουν πολλά σημεία της Σεισμολογίας που ενδιαφέρουν άμεσα και το μηχανικό.



ΣΧΗΜΑ 1. Παγκόσμια κατανομή της σεισμικότητας την περίοδο 1977-1986 (Susan K. Goter, U.S. Geological Survey.)

2) ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ

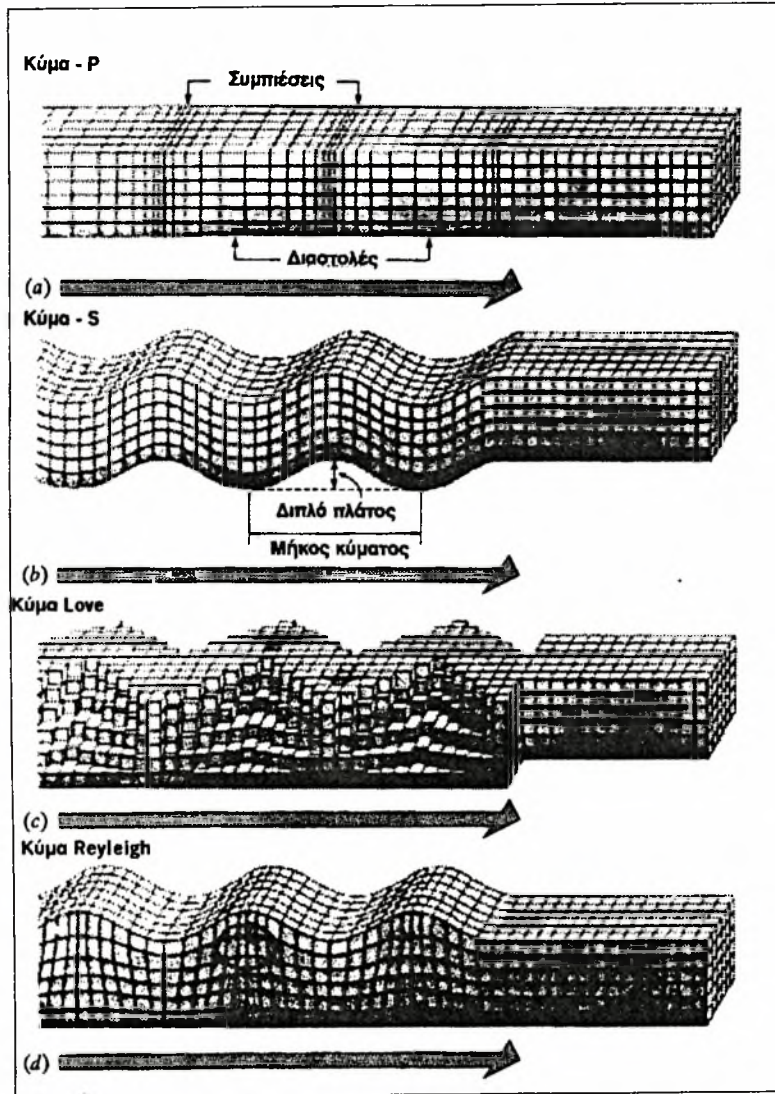
Η σεισμικότητα μιας περιοχής καθορίζει την έκταση στην οποία οι σεισμικές φορτίσεις μπορεί να καθορίσουν το σχεδιασμό κάθε δομήματος που σχεδιάζεται για τη συγκεκριμένη περιοχή. Ο πρωταρχικός δείκτης του βαθμού σεισμικότητας αποτελεί η ιστορική καταγραφή των σεισμών που έχουν γίνει στη συγκεκριμένη τοποθεσία. Επειδή οι ισχυροί συχνά προκαλούν συχνά δυσάρεστα αποτελέσματα, έχουν καταγραφεί σε ιστορικές αναφορές ήδη από τις αρχές του πολιτισμένου ανθρώπου. Λόγου χάρη, στην Κίνα υπάρχουν αναφορές για καταστροφικούς σεισμούς εδώ και 3000 χρόνια. Άρα, είναι φανερό ότι υπάρχουν σημαντικά στοιχεία που αφορούν τη σεισμικότητα της Κίνας. Επίσης, για τη Μέση Ανατολή υπάρχουν στοιχεία που αφορούν 2000 χρόνια, παρότι τα στοιχεία αυτά δεν είναι τόσο πλήρη όσο τα στοιχεία που αφορούν την Κίνα.

Πάντως, γενικά, η πληροφόρηση για την παγκόσμια σεισμικότητα είναι ελλιπής, επειδή στις περισσότερες περιοχές της γης δεν κρατήθηκαν ιστορικά στοιχεία. Παρότι με την ανάπτυξη του πολιτισμού, αυξανόταν και η καταγραφή στοιχείων, εντούτοις η καταγραφή αυτή ήταν ατελής μέχρι τη δεκαετία του 1960 οπότε εγκαταστάθηκε στις Η.Π.Α. ένα παγκόσμιο δίκτυο σεισμολογικών σταθμών. Το δίκτυο αυτό αποτελείτο από περίπου 120 σταθμούς με κλασικούς σειсмоγράφους και κατανεμήθηκε σε 60 χώρες. Μετά την εγκατάσταση του συστήματος αυτού, μαζί με τους επιμέρους κρατικούς σταθμούς των διαφόρων κρατών, άρχισε η συστηματική παρακολούθηση των γήινων σεισμικών φαινομένων και η συλλογή πολύ σημαντικών στοιχείων σε παγκόσμια κλίμακα.

Τα στοιχεία από τα παραπάνω σεισμικά δίκτυα παρουσιάζονται συνήθως με τη μορφή χαρτών, όπως του σχ.1, που δείχνει την τοποθεσία και το μέγεθος όλων των σεισμών που έγιναν από το 1977 έως το 1986. Από το χάρτη αυτό, το πιο σημαντικό συμπέρασμα που βγαίνει είναι ότι οι σεισμικές εμφανίσεις δεν κατανέμονται ομοιόμορφα στη γήινη επιφάνεια. Αντίθετα, τείνουν σε συγκέντρωση κατά μήκος καθορισμένων-γνωστών γραμμών που αντιστοιχούν στα σύνορα των "πλακών" (plates) του γήινου φλοιού. Το μηχανισμό γένεσης των σεισμών θα περιγράψουμε στην παράγραφο 5 με τίτλο "Τεκτονική Πλακών". Θα δώσουμε επίσης μια σύντομη περιγραφή των **σεισμικών ρηγμάτων**, των **σεισμικών κυμάτων** και της **δομής της γης** στις παραγράφους 3 και 4, αντίστοιχα.

3) ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΡΗΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΥΜΑΤΑ

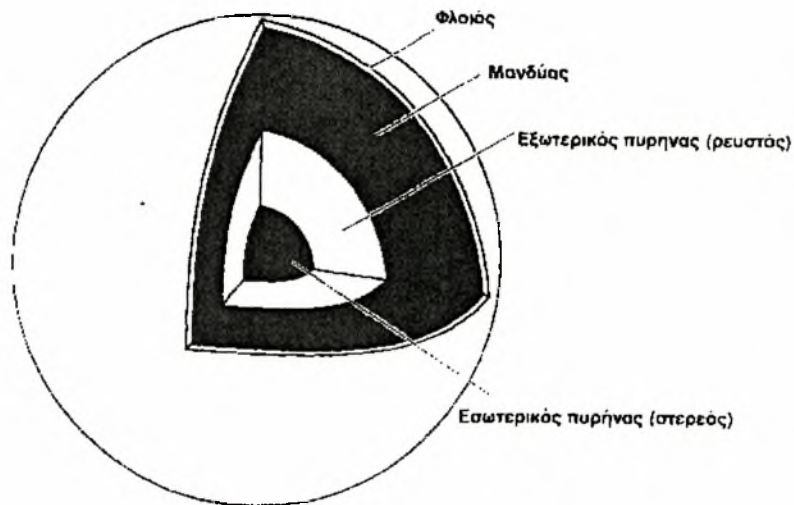
Από τη μελέτη της Γεωλογίας αποδείχτηκε ότι, οι βράχοι κοντά την επιφάνεια της γης δεν είναι τόσο απολύτως στερεοί και ακίνητοι όσο δείχνουν. Σε πολλούς γεωλογικούς σχηματισμούς βλέπουμε ότι οι βράχοι έχουν υποστεί εκτεταμένες παραμορφώσεις όταν καταβυθίστηκαν σε κάποιο βάθος. Άρα, όταν ασκηθούν μεγάλες πιέσεις από τα υπερκείμενα στρώματα, ο βράχος μπορεί να καμφθεί όπως τα ελαστοπλαστικά μέταλλα ή να κατακερματιστεί σε νέες μορφές όπως είναι η μαλακή άργιλος. Επιπλέον, οι γεωλογικές δομές καταδεικνύουν ότι αναρίθμητα σπασίματα έχουν συμβεί σε βραχώδεις μάζες, πιθανόν επειδή παραμορφώθηκαν πέρα από τη φέρουσα παραμορφωσιμότητά τους. Όταν έγιναν τέτοιες θραύσεις, είχαν ως συνέπεια τη σχετική ολίσθηση των αντικειμένων μαζών με αποτέλεσμα να δημιουργηθεί αυτό που ονομάζουμε γεωλογικό ρήγμα (geological fault). Η κατεύθυνση της ρηγματικής επιφάνειας χαρακτηρίζεται από το «ίχνος της» (strike), δηλαδή από τον προσανατολισμό από το βορρά, της γραμμής (ίχνος του ρήγματος) κατά την οποία το ρήγμα τέμνει την οριζόντια εδαφική επιφάνεια και από την «γωνία έγκλισης» (dip), δηλαδή από τη γωνία που σχηματίζει με τον ορίζοντα μια ευθεία που άγεται πάνω στη ρηγματική επιφάνεια κάθετα προς το ίχνος του ρήγματος.



ΣΧΗΜΑ 3. Διαγράμματα εδαφικών κινήσεων κοντά στην επιφάνεια του εδάφους σε τέσσερις τύπους σεισμικών κυμάτων. [Bruce A. Bolt, Nuclear Explosions and Earthquakes: The Parted Veil (San Francisco: W. H. Freeman and Company, 1976)]



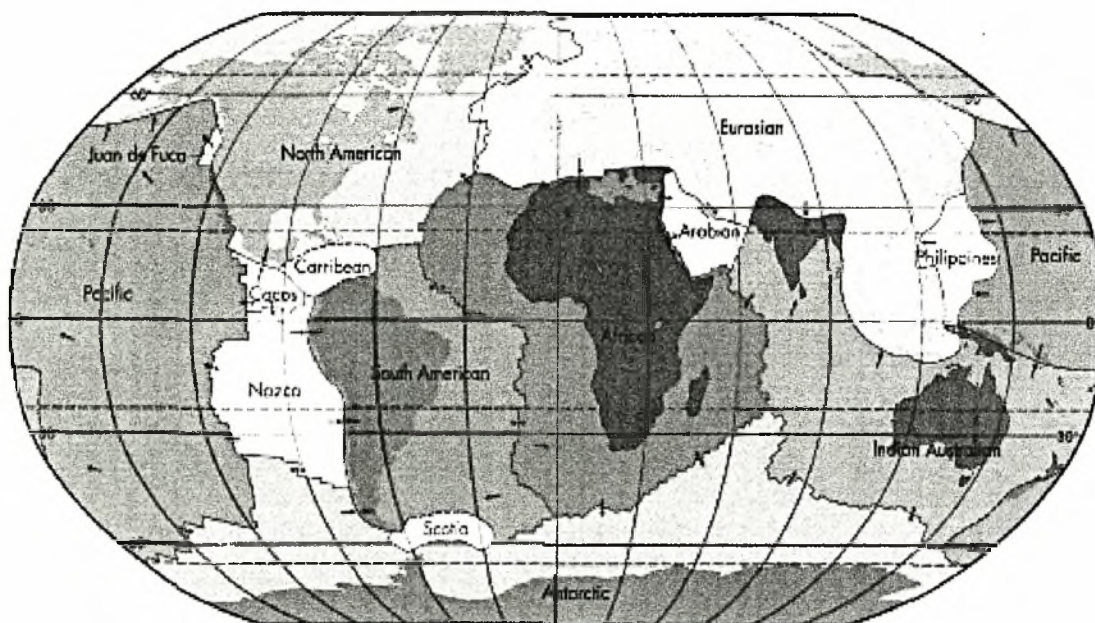
ΣΧΗΜΑ 24-4. Τροχιές σεισμικών κυμάτων τύπου P από την εστία.



ΣΧΗΜΑ 5. Δομή του γήινου εσωτερικού. Ο φλοιός, ο οποίος περιλαμβάνει τις ηπείρους στη γήινη επιφάνεια, στηρίζεται στο μανδύα. Ο μανδύας στηρίζεται στον πυρήνα. Ο εξωτερικός πυρήνας είναι ρευστός, αλλά ο εσωτερικός πυρήνας είναι συμπαγής. [W. J. Kauffman, Planets and Moons, W. H. Freeman and Company, New York, 1979]

Το σημαντικό στοιχείο που αφορά κάθε ρηγματική θραύση είναι ότι η θραύση αυτή γίνεται όταν οι παραμορφώσεις και οι τάσεις στο βράχο ξεπεράσουν την αντοχή θραύσης του. Έτσι, θα έχουμε απότομη απελευθέρωση παραμορφωσιακής ενέργειας, η οποία θα μεταφερθεί μέσα από τη γη με τη μορφή ταλαντούμενων ελαστικών κυμάτων τα οποία θα εκπέμπονται προς όλες τις κατευθύνσεις από το σημείο της θραύσης. Αυτά τα μετακινούμενα κύματα καθώς περνάνε από κάποια συγκεκριμένη τοποθεσία της γης προκαλούν το φαινόμενο του σεισμού. Το σημείο της ρηγματικής επιφάνειας από το οποίο πρωτάρχισε το σπάσιμο ονομάζεται σεισμική εστία (earthquake focus), ενώ το

σημείο της γήινης επιφάνειας, που βρίσκεται ακριβώς πάνω από την εστία, ονομάζεται επίκεντρο



ΣΧΗΜΑ 6. Απλοποιημένος χάρτης των πλακών του φλοιού της γης.

Δύο τύποι κυμάτων διαδίδονται βαθιά στο εσωτερικό της γης: Τα κύματα «P» (**πρώτα κύματα**), όπου τα υλικά σωματίδια κινούνται κατά μήκος της κυματικής όδευσης προκαλώντας εναλλάξ εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις και τα κύματα «S» (**δεύτερα κύματα**), όπου τα υλικά σωματίδια κινούνται σε διεύθυνση κάθετη στην τροχιά του κύματος και προκαλούν διατμητικές παραμορφώσεις. Το σύμβολο «P», ή Πρώτο Κύμα, οφείλεται στο ότι τα κύματα αυτά είναι τα πιο γρήγορα και φτάνουν πρώτα στο δοσμένο σημείο. Το σύμβολο «S», ή Δεύτερα Κύματα, δείχνει ότι τα κύματα αυτά κινούνται με μικρότερες ταχύτητες και φτάνουν μετά τα Πρώτα.

Όταν η κυματική ενέργεια διαδίδεται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους και όχι σε μεγάλο βάθος στο εσωτερικό της γης, εμφανίζονται δύο άλλα είδη κυμάτων, τα κύματα **Ρέυλη (Rayleigh)** και τα κύματα **Λαβ (Love)**. Τα επιφανειακά κύματα Ρέυλη είναι κύματα εφελκυσμού-συμπίεσης παρόμοια με τα κύματα «P», αλλά το πλάτος τους μικραίνει συναρτήσει της απόστασης από την επιφάνεια του εδάφους. Τα κύματα Λαβ αντιστοιχούν στα κύματα «S». Πρόκειται για διατμητικά κύματα τα οποία μικραίνουν ταχύτατα συναρτήσει της απόστασης κάτω από την επιφάνεια. Στο σχ.3 φαίνεται η φύση των τεσσάρων ειδών ελαστικών σεισμικών κυμάτων.

4) ΔΟΜΗ ΤΗΣ ΓΗΣ

Μεγάλο μέρος της σύγχρονης γνώσης που αφορά τη δομή της γης προέρχεται από πληροφορίες που αφορούν τη χρονική διάρκεια που απαιτείται ώστε ένα σεισμικό κύμα να διαδοθεί από το σημείο θραύσης (δηλαδή από τη σεισμική εστία) μέχρι τους επίγειους σταθμούς καταγραφής (σειсмоγράφους) οι οποίοι μπορεί να είναι τοποθετημένοι σε πολλά σημεία της γήινης επιφάνειας. Οι σχετικοί χρόνοι άφιξης των κυμάτων P και S μπορούν να διερμηνευτούν συναρτήσει της απόστασης του παρατηρητηρίου από την εστία, αν ξέρουμε τις ιδιότητες των υλικών μέσα από τα οποία οδεύουν τα κύματα. Επίσης, η σχετική αυτή χρονική υστέρηση δίνει στοιχεία που αφορούν την ανάκλαση και διάθλαση των σεισμικών κυμάτων από τα σύνορα μεταξύ ομοκέντρων βραχωδών στρωμάτων τα οποία έχουν διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας και πυκνότητες. Οι τροχιές ορισμένων σεισμικών κυμάτων τύπου-P φαίνονται στο σχ.24-4. Με βάση αυτό το είδος γνώσης, έχει προκύψει το συμπέρασμα ότι η γη αποτελείται από πολλά διακριτά ομόκεντρα στρώματα όπως φαίνεται στο σχ.5 και περιγράφεται στις παραγράφους που ακολουθούν.

Η κεντρική σφαίρα (που λέγεται εσωτερικός πυρήνας) αποτελείται από πολύ πυκνό στερεό, το οποίο εκτιμάται ότι αποτελείται κυρίως από σίδηρο. Γύρω από το στρώμα αυτό υπάρχει ένα άλλο στρώμα παρόμοιας πυκνότητας, το οποίο θεωρείται ρευστό επειδή τα διατμητικά κύματα δεν διαδίδονται μέσα απ' αυτό. Ακολουθεί ένας στέρεος παχύς φλοιός μικρότερης πυκνότητας γύρω από τον πυρήνα, ο οποίος ονομάζεται μανδύας και, τέλος, στο εξωτερικό μέρος έχουμε τη γήινη επιφάνεια που ονομάζεται φλοιός. Σεισμικά κύματα που διαδίδονται από το μανδύα ως το φλοιό υφίστανται απότομη μείωση της ταχύτητάς τους γνωστή ως ασυνέχεια Mohorovicic (ή απλώς Moho) η οποία καθορίζει τη βάση του φλοιού σε μια τοποθεσία. Από τέτοια σεισμικά δεδομένα, προέκυψε ότι ο φλοιός είναι σχετικά λεπτός κάτω από τους ωκεανούς, αλλά συγκριτικά παχύς σε περιοχές υψηλών βουνών. Η σχέση αυτή εκτιμάται ότι αποτελεί απόδειξη της λεγόμενης αρχής της ισοστασίας, που λέει ότι ο φλοιός επιπλέει πάνω στο μανδύα. Στην περίπτωση αυτή, χρειάζεται βαθύτερο στρώμα φλοιού για να δώσει άνωση στην περιοχή ενός ψηλού βουνού, σε αντίθεση με τις περιοχές που παρουσιάζουν τοπογραφία η οποία φτάνει μόνο στη στάθμη της θάλασσας ή και πιο κάτω.

Ο μανδύας θεωρείται ότι αποτελείται από δύο διαφορετικά στρώματα. Ο άνω μανδύας μαζί με το φλοιό σχηματίζουν ένα στερεό στρώμα το οποίο ονομάζουμε

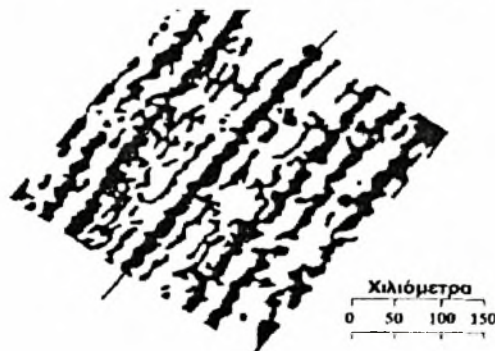
λιθόσφαιρα. Κάτω από τη λιθόσφαιρα, έχει διακριβωθεί η παρουσία μιας ζώνης με χαμηλή ταχύτητα. Το στρώμα αυτό ονομάζεται ασθενόσφαιρα και θεωρείται ότι αποτελείται εν μέρει από λιωμένο βράχο με στέρα σωματίδια ενσωματωμένα σε ρευστό. Παρότι η ασθενόσφαιρα αποτελεί μόνο ένα μικρό τμήμα του συνολικού πάχους του μανδύα, λόγω του έντονου πλαστικού χαρακτήρα της δεχόμαστε ότι η λιθόσφαιρα επιπλέει σε ρευστό και, συνεπώς, μπορεί να υποστεί μεγάλες παραμορφώσεις από το φλοιό. Ωστόσο, η λιθόσφαιρα δεν μετακινείται ως ένα σώμα, αλλά χωρίζεται σ' ένα σύνολο πλακών διαφόρων μεγεθών. Η σχετική κίνηση στα όρια των πλακών αυτών προκαλεί τους γήινους σεισμούς του σχ.1. Ένας απλοποιημένος χάρτης των γήινων πλακών του φλοιού της φαίνεται στο σχ.6. Η λεπτομερής περιγραφή των κινήσεων των πλακών αυτών αποτελεί αντικείμενο της λεγόμενης τεκτονικής των πλακών. Η ανάπτυξη της κατανόησης του θέματος αυτού αποτελεί μία από τις πιο σημαντικές προόδους της Γεωλογίας και της Σεισμολογίας κατά τη διάρκεια του 20^{ου} αιώνα και θα την περιγράψουμε στην επόμενη παράγραφο.

5) ΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

Η θεμελιώδης έννοια που περιέχεται στην τεκτονική των πλακών αναγνωρίστηκε πολλούς αιώνες πριν από άτομα που εργάζονταν σε παγκόσμιους χάρτες και οι οποίοι παρατήρησαν ότι το περίγραμμα της δυτικής ακτής της Αφρικής ταιριάζει μ' εκείνο της Νότιας Αμερικής και συμπέραναν ότι οι δύο ήπειροι ίσως κάποτε ήταν ένα. Παρότι η ιδέα αυτή παρουσίαζε εξαιρετικό ενδιαφέρον, πολύ αργότερα ο Γάλλος Antonio Snider-Pellegrini έκανε την πρώτη προσπάθεια να αναπτύξει την έννοια της ηπειρωτικής κίνησης. Σε βιβλίο του που εξέδωσε το 1858 υπέθεσε ότι ο Ατλαντικός Ωκεανός σχηματίστηκε από την διάρρηξη και απομάκρυνση των δύο ηπείρων. Ο συγγραφέας αυτός υποστήριξε το αξίωμα της «ηπειρωτικής μετατόπισης» παρουσιάζοντας αρκετά στοιχεία που καταδείκνυαν ότι η γεωλογική δομή των ακτών της Νότιας Αμερικής ήταν παρόμοια μ' εκείνη της Αφρικανικής και επίσης με την πιστοποίηση ομοιοτήτων μεταξύ των αρχαίων φυτών και ζώων των δύο ηπείρων, όπως προέκυπτε από τα απολιθώματά τους.

Την εποχή εκείνη οι περισσότεροι γεωλόγοι απέρριψαν τελείως την ιδέα της ηπειρωτικής μετατόπισης, αλλά η ιδέα αυτή ξαναπροτάθηκε το 1908 από τον Αμερικανό γεωλόγο F. B. Taylor, ο οποίος παράλληλα έβαλε την ιδέα της Μέσο-Ατλαντικής

Κορυφογραμμής (η οποία είχε διακριβωθεί και χαρτογραφηθεί τη δεκαετία του 1870) ως τη γραμμή κατά μήκος της οποίας έσπασε η υπερήπειρος και προέκυψαν οι δύο σημερινές ήπειροι. Το 1915, ο Γερμανός μετεωρολόγος Alfred Wegner, στο βιβλίο του *On the Origin of Continents and Oceans*, ισχυρίστηκε ότι ουσιαστικά όλες οι γήινες εδαφικές μάζες ήσαν κάποτε ενιαίες και συναποτελούσαν μία και μοναδική υπερήπειρο. Ο ίδιος υπέδειξε την ακολουθία κατάτμησης και μετακίνησης των ηπείρων στις σημερινές θέσεις τους και ακολουθώντας τις ιδέες του Snider-Pellegrini στήριξε τον ισχυρισμό του για την αρχική συνένωση στις ομοιότητες που παρουσιάζουν οι γεωλογικές δομές και τα απολιθώματα. Στη συνέχεια πολλοί άλλοι επιστήμονες άρχισαν να αποδέχονται την ιδέα της ηπειρωτικής μετατόπισης, αλλά οι περισσότεροι γεωφυσικοί την απέρριψαν επειδή δεν μπορούσαν να φανταστούν πως ήταν δυνατό τεράστιες ήπειροι να μετακινούνται πάνω στον ωκεάνιο φλοιό σε σημαντικές αποστάσεις.



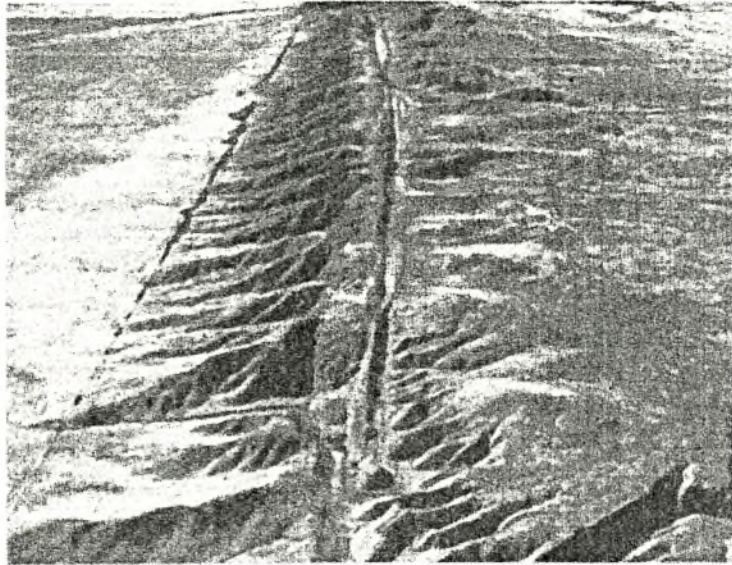
Σχήμα 7. Μαγνητικώς ανώμαλο διαμόρφωμα του θαλάσσιου πυθμένα στο Βόρειο Ατλαντικό. Οι συμμετρική λωρίδωση διαπιστώνεται από τη μέτρηση της έντασης του μαγνητικού πεδίου σε πολλές θέσεις από πλοίο. Η θέση της περιοχής του δεξιού διαγράμματος φαίνεται στο χάρτη, αριστερά. [A. Cox et al., « Reversals of the Earth's Magnetic Field, Scientific American, 1967.]

Η έρευνα για την ηπειρωτική μετατόπιση συνεχίστηκε και μετά την έκδοση του έργου του Wegener, αλλά η σημαντική συνεισφορά στην κατανόηση του μηχανισμού μετατόπισης έγινε το 1962, με την εργασία του Αμερικανού γεωλόγου Η. Η. Hess "History of Oceans Basins". Η εργασία αυτή που άνοιξε την πόρτα στη σύγχρονη κατανόηση της τεκτονικής των πλακών, στηρίχτηκε σε εκτεταμένες μελέτες του θαλασσίου πυθμένα τις οποίες έκανε και ο ίδιος ο Hess κατά τη διάρκεια του Δευτέρου Παγκοσμίου Πολέμου, όταν υπηρετούσε ως πλοίαρχος σε σκάφος του Αμερικανικού Ναυτικού. Κατά τη διάρκεια των συνήθων καθηκόντων του μπορούμε να επισκοπή τη τοπογραφία του πυθμένα χρησιμοποιώντας τα μηχανήματα βυθοσκόπησης του πλοίου. Αυτό ακριβώς τον οδήγησε να ανακαλύψει επιπεδόμορφους υποθαλάσσιους σχηματισμούς που ονομάστηκαν θαλάσσια όρη (βουνά) τα οποία "ξεφύτρωναν" από το θαλάσσιο πυθμένα. Από τις διαστάσεις και τη μορφή τους ο Hess συμπέρανε ότι κάποτε αυτά ήταν νησιά και η επιπέδωση των κορυφών του οφειλόταν στην κυματική διάβρωση κοντά στη στάθμη της θάλασσας. Το βασικό ερώτημα που τον απασχόλησε ήταν το πως καταβυθίστηκαν στην παρούσα θέση τους σε τόσο μεγάλα βάθη. Ο Hess υπέθεσε ότι αυτό οφειλόταν σε μεγάλες πλευρικές κινήσεις με κατωφερή συνιστώσα και όχι σε μια μεμονωμένη κατακόρυφη κίνηση. Συνδυάζοντας αυτό με τη γνώση της θέσης των μέσο-ωκεάνιων κορυφογραμμών και επίσης με την ιδέα της μεταφορικής κυκλοφορίας του γήινου μανδύα που είχε προταθεί από άλλους προηγουμένως, ο Hess οδηγήθηκε σε μια γενική υπόθεση για τις κινήσεις του γήινου φλοιού. Η συνεχής αυτή κίνηση θεωρείται ότι οφείλεται στη θέρμανση του μανδύα λόγω της ραδιενεργού ακτινοβολίας, η οποία αναγκάζει λιωμένους βράχους να αναπηδήσουν κατά μήκος των ωκεάνιων κορυφογραμμών. Όταν το υλικό αυτό φτάνει στην επιφάνεια και ψύχεται, σχηματίζει το φλοιό στην επιφάνεια της λιθόσφαιρας. Η όλη λιθόσφαιρα η οποία «επιπλέει» στην πλαστική ασθενόσφαιρα αναγκάζεται να εξαπλωθεί προς τα έξω και προς τις δύο διευθύνσεις λόγω της συνεχιζόμενης αναπήδησης πρόσθετου λιωμένου βράχου. Ο νέος αυτός φλοιός στη συνέχεια καταβυθίζεται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας καθώς αυτός ψύχεται και απλώνεται προς τα έξω και η κίνηση συνεχίζεται μέχρις ότου ουσιαστικά η λιθόσφαιρα δημιουργήσει ένα βαθύ θαλάσσιο αυλάκι οπότε και καταβυθίζεται στην ασθενόσφαιρα σε μια διαδικασία η οποία ονομάζεται υπαγωγισμός (subduction).

Αυτή η έννοια της εξάπλωσης του θαλάσσιου πυθμένα υποστηρίζεται από διάφορα είδη φυσικών ενδείξεων, στα οποία περιλαμβάνονται η παρουσία θαλασσιών βουνών σε μεγάλα βάθη όπως αναφέραμε προηγουμένως, αλλά η πιο σημαντική απόδειξη στηρίζεται

σε διαμορφώματα μαγνητικού προσανατολισμού που αποτελούνται από σχηματισμούς ραβδώσεων (όπως της ζέβρας) σε χάρτες που αφορούν το μαγνητισμό του θαλάσσιου πυθμένα, όπως δείχνει το σχ.7. Μόλις σχηματιστεί ο φλοιός ("κρούστα") μαγνητίζεται ανάλογα με την πολικότητα του γήινου μαγνητικού πεδίου τη συγκεκριμένη χρονική στιγμή και διατηρεί την πολικότητά της καθώς εξαπλώνεται από την κορυφογραμμή. Ωστόσο, όταν το γήινο μαγνητικό πεδίο αλλάζει πολικότητά, όπως έχει συμβεί ανά διαστήματα 500 ή ενός εκατομμυρίου ετών κατά τη διάρκεια της παρούσας Καινοζωικής Περιόδου (65 εκατομμύρια έτη), η κρούστα η οποία δημιουργήθηκε και από τις δύο μεριές της κορυφογραμμής αποδεικνύει την τωρινή αναστροφή της πολικότητας σε χάρτες όπως του σχ.7. Χρησιμοποιώντας τέτοια δεδομένα, μπορούμε να εκτιμήσουμε το ρυθμό (διατιμή) εξάπλωσης του θαλασσίου πυθμένα συσχετίζοντας τις αποστάσεις των λωρίδων πολικότητας με τις χρονολογίες μεταβολής της πολικότητας.

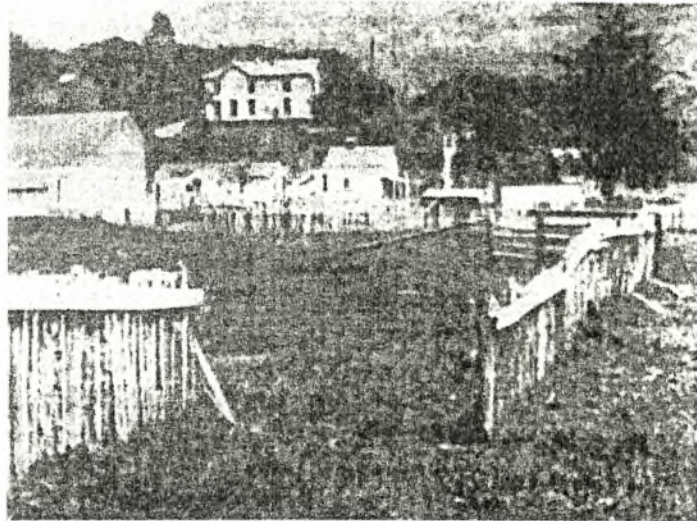
Άλλη πειστική ένδειξη για την κίνηση του γήινου φλοιού μας δίνει η ευθυγράμμιση των ηφαιστειακών νήσων, όπως των Νήσων της Χαβάης στον Ειρηνικό Ωκεανό. Τα νησιά αυτά δημιουργήθηκαν από όγκους λιωμένων βράχων που αναπήδησαν από τη βάση του μανδύα όταν η θέση κάθε νησιού βρισκόταν σε μεμονωμένο σημείο ηφαιστειακής ενεργότητας της βάσης του μανδύα, το λεγόμενο «θερμό σημείο». Τα θερμά σημεία είναι σχετικώς στάσιμα στη γήινη σφαίρα, οπότε όταν η λιθόσφαιρα μετακινείται σύμφωνα με την μεταφορική κυκλοφορία της, αναπηδούν τεράστιοι όγκοι σε διαφορετικές τοποθεσίες. Στην περιοχή των Νήσων της Χαβάης, ο φλοιός μετακινείται βορειοδυτικά, οπότε το νησί που δημιουργήθηκε πρώτο (Kawai) βρίσκεται στο βορειοδυτικό άκρο του νησιωτικού συμπλέγματος. Τα άλλα νησιά είναι τοποθετημένα ανάλογα με τις σχετικές ηλικίες τους. Το πιο νέο απ' αυτά (Hawaii) βρίσκεται σύμφωνα με την χρονολογική του ακολουθία στο νοτιοανατολικό άκρο του νησιωτικού συμπλέγματος.



ΣΧΗΜΑ 9. Άποψη τμήματος του ρήγματος του Αγίου Ανδρέα, στην Καλιφόρνια, στην τοποθεσία Carrizo Plain. [R. E. Wallace, U.S. geological Survey.]

Από τα παραπάνω βλέπουμε ότι η έννοια του Hess για την εξάπλωση του θαλάσσιου πυθμένα δίνει απαντήσεις στα κύρια ερωτήματα που αρχικά είχαν οδηγήσει στην απόρριψη της ιδέας της ηπειρωτικής μετατόπισης. Επειδή οι ήπειροι είναι σφηνωμένες στη λιθόσφαιρα και μετακινούνται μαζί της σαν να βρίσκονταν πάνω σ' ένα μεταφορικό ιμάντα, δεν είναι αναγκαίο να μετακινούνται πάνω στο φλοιό καθώς μετακινούνται. Ωστόσο, είναι φανερό από τους το σεισμικό χάρτη του σχ.1 ότι οι ηπειρωτικές κινήσεις συνοδεύονται με διάφορα πρότυπα κυκλοφορίας. Έτσι, δημιουργούνται σχετικές κινήσεις στα σύνορα των πλακών και αυτές ακριβώς οι σχετικές κινήσεις αποτελούν την αιτία εμφάνισης των περισσότερων σεισμών. Λόγου χάρη, η αλληλεπίδραση μεταξύ της Πλάκας του Ειρηνικού και των ηπειρωτικών πλακών γύρω από την περίμετρο της έχει δημιουργήσει τους περισσότερους σεισμούς του σχ.1. Το γνωστό ρήγμα του Αγίου Ανδρέα αποτελεί τη συναρμογή της Πλάκας του Ειρηνικού με την Πλάκα της Βόρειας Αμερικής. Το ρήγμα αυτό και τα δευτερεύοντα ρήγματα που διακλαδώνονται απ' αυτό, όπως φαίνεται στο σχ.8, είναι η πηγή των πιο ισχυρών σεισμών της Καλιφόρνιας κατά τους ιστορικούς χρόνους, στους οποίους συμπεριλαμβάνεται και ο μεγάλος σεισμός του Σαν Φραντζίσκο το 1906. Πρόκειται για ένα από τα πιο ενεργά, αλλά και πιο μελετημένα ρηγματικά συστήματα του κόσμου. Η θέση του είναι εμφανής σε πολλά μορφώματα (σχ.9) σε όλη σχεδόν την έκταση της

Καλιφόρνιας. Η έρευνα που έχει γίνει πάνω στη ρηγματική αυτή ζώνη και στους σεισμούς που προκαλεί έχει συμβάλει κατά πολύ στην παρούσα γνώση των σεισμικών μηχανισμών και των χαρακτηριστικών των σεισμικών κινήσεων. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το ότι οι σχετικές κινήσεις κατά μήκος του ρήγματος που σχετίζονται με την περιστροφή της πλάκας του Ειρηνικού που αναφέραμε πιο πάνω, έχουν παρατηρηθεί τόσο σε ρήγματα που συμβαίνουν κατά τη διάρκεια των σεισμών όσο και σε συνεχείς ερπυστικές παραμορφώσεις που μετρήθηκαν με γεωδαιτικά όργανα. Οι μετρήσεις αυτές δείχνουν ότι οι γεωλογικοί σχηματισμοί δυτικά του ρήγματος κινούνται προς βορά σε σχέση με την ανατολική πλευρά με ρυθμό αρκετών εκατοστών ανά έτος.

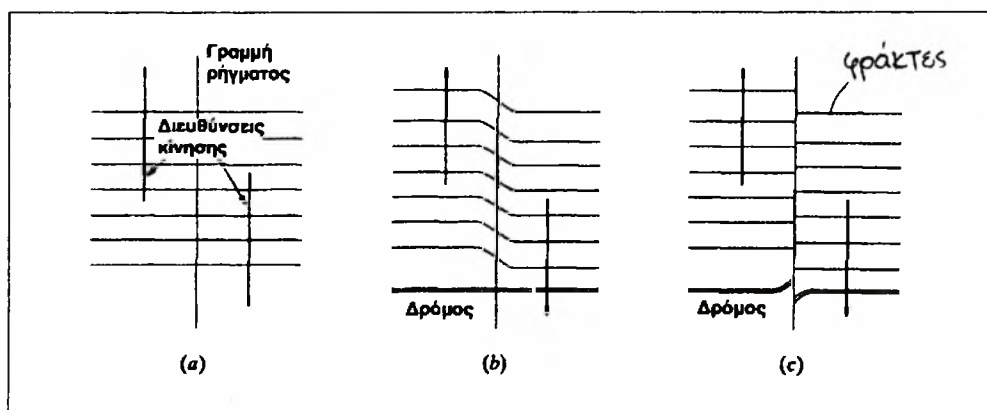


ΣΧΗΜΑ 10. Μετατόπιση φράχτη στο σχίσμα του Αγίου Ανδρέα, λόγω του σεισμού του Σαν Φραντζίσκο, την 18η Απριλίου του 1906.

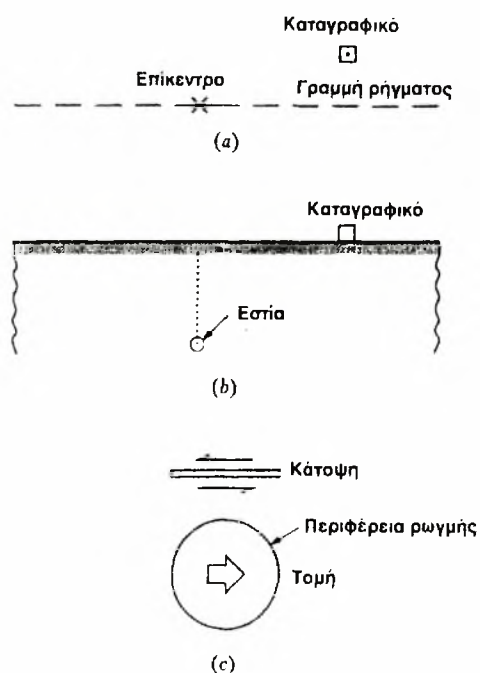
6) ΘΕΩΡΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ ΣΤΗΝ ΕΣΤΙΑ

Κατά τη μελέτη των ρηγμάτων που δημιουργήθηκαν κατά μήκος του σχίσματος του Αγίου Ανδρέα κατά τη διάρκεια του σεισμού του Σαν Φραντζίσκο, ο H.F.Reid συνέλαβε τη θεωρία ελαστικής επαναφοράς στην εστία(ή θεωρία ελαστικής αναπήδησης) για τη δημιουργία των σεισμών. Πολλοί σεισμολόγοι είχαν ήδη υποθέσει ότι οι σεισμοί προέρχονται με κάποιο τρόπο από τη διάρρηξη, ή το σκίσιμο του φλοιού

της γης. Οι έρευνες όμως του Reid στις διατμητικές παραμορφώσεις μεγάλου πλάτους, που προκλήθηκαν από το σεισμό αυτό σε δεκάδες μίλια κατά μήκος του ρήγματος (χαρακτηριστική είναι η εικόνα του Σχ.10) τον οδήγησαν να συμπεράνει ότι η ειδική πηγή της ταλαντωτικής ενέργειας του σεισμού είναι η απελευθέρωση συσσωρευμένων παραμορφώσεων στο γήινο φλοιό, η οποία προέρχεται από ξαφνική θραύση διατμητικού τύπου.



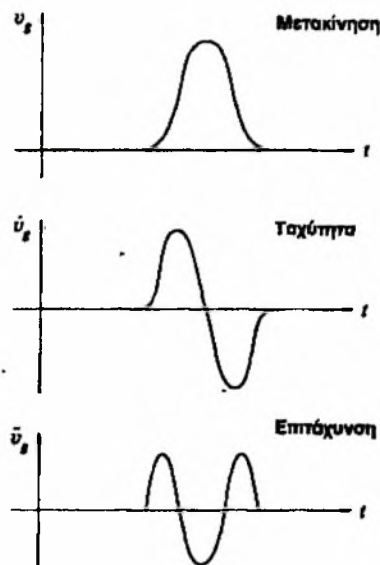
ΣΧΗΜΑ 11. Θεωρία δημιουργίας σεισμών με ελαστική αναπήδηση (α) πριν την παραμόρφωση, (β) μετά την παραμόρφωση (πριν το σεισμό), (γ) μετά το σεισμό.



ΣΧΗΜΑ 12. Ρήξη ιδανικευμένου σεισμού σημειακής εστίας (κατά G. W. Housner): (α) κάτοψη, (β) τομή κατά μήκος του ρήγματος, (c) κερματική ρωγμή στην εστία.

Η βασική έννοια της θεωρίας αυτής, η οποία ακόμη αποτελεί την πιο ικανοποιητική εξήγηση για τους τύπους των σεισμών που προκαλούν έντονες με καταστροφικές δυνατότητες κινήσεις, φαίνεται στο σχ.11.

Η ενεργός ρηγματική ζώνη φαίνεται στο κέντρο, και, όπως και στο σύστημα του Αγίου Ανδρέα, οι γεωλογικοί σχηματισμοί προς τα αριστερά υποτίθεται ότι κινούνται βόρεια με σταθερό ρυθμό. Αν μια σειρά από φράχτες είχαν χτιστεί κάθετα στο ρήγμα (σχ.11α), αυτή η συνεχής προς τα βόρεια κίνηση βαθμιαία θα παραμόρφωνε τις γραμμές που σχηματίζουν οι φράχτες όπως φαίνεται στο σχ.11β). Στο ίδιο σχήμα φαίνεται, επίσης, ένας δρόμος ο οποίος υποτίθεται ότι φτιάχτηκε αφού έγιναν οι παραμορφώσεις του εδάφους. Τελικά, η συνεχής παραμόρφωση του εδάφους οδηγεί σε τάσεις και παραμορφώσεις που υπερβαίνουν την αντοχή του υλικού. Θα αρχίσει, τότε, το σπάσιμο από κάποιο κρίσιμο σημείο στη ζώνη του ρήματος, η οποία και θα διαδοθεί γρήγορα κατά μήκος του υπό ένταση υλικού. Η εκτόνωση των τροπών και των αντίστοιχων μετακινήσεων που ακολουθεί οδηγεί στην κατάσταση του σχ.11c, με ευδιάκριτες μετατοπίσεις τόσο στους φράχτες όσο και στο δρόμο. Με την εκτόνωση των τροπών, οι φράχτες ξαναγίνονται ευθύγραμμοι, αλλά ο δρόμος ο οποίος φτιάχτηκε σε υπό ένταση έδαφος, τοπικά καμπυλώνεται.



ΣΧΗΜΑ 13. Ιδανικευμένη εδαφική κίνηση από σημειακή πηγή.

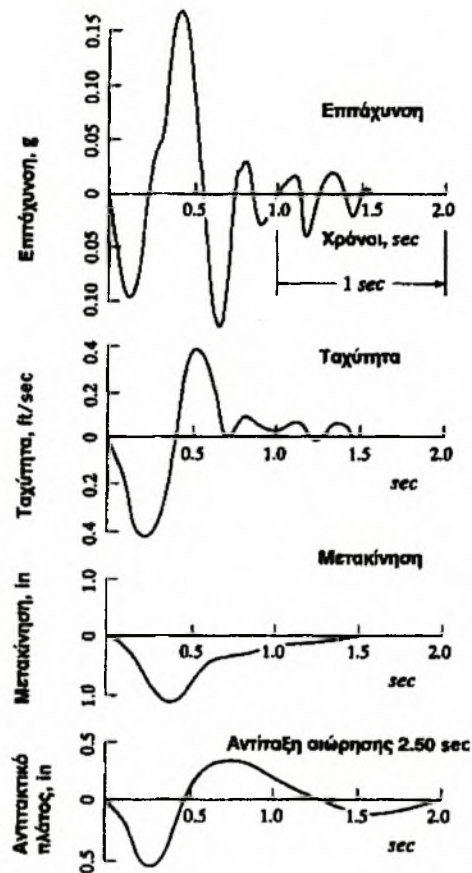
7) ΜΕΤΡΑ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΜΕΓΕΘΟΥΣ

Το μηχανικό αυτό που τον ενδιαφέρει τι επιδράσεις θα έχουν οι σεισμικές εδαφικές κινήσεις στις κατασκευές, δηλαδή τι τάσεις και παραμορφώσεις ή τι ζημιές θα προκληθούν. Το δυναμικό ζημιών είναι, φυσικά, τουλάχιστον εξαρτημένο από το «μέγεθος» του σεισμού. Χρησιμοποιούμε διάφορα μέτρα του μεγέθους για διάφορους σκοπούς. Το πιο ενδιαφέρον μέτρο του μεγέθους από σεισμολογική άποψη είναι το ποσό της παραμορφωσιακής ενέργειας που απελευθερώνεται στην πηγή και που ορίζεται ως μέγεθος (magnitude). Εξ ορισμού, μέγεθος κατά Richter είναι ο δεκαδικός λογάριθμος του μεγίστου εύρους, μετρημένος σε μικρά (10^{-6}), της καταγραφής του σεισμού που λαμβάνεται από ένα σειсмоγράφο τύπου Wood Anderson μετά αναγωγή σε απόσταση 100 km.

Εμπειρικά έχει βρεθεί η σχέση του μεγέθους με το ποσό της εκλυόμενης σεισμικής ενέργειας και δίνεται από τη σχέση

$$\log E = 11,8 + 1,5 M$$

όπου M είναι το μέγεθος του σεισμού. Από τη σχέση αυτή βλέπουμε ότι η ενέργεια αυξάνει κατά 32 φορές, όταν το μέγεθος αυξάνει κατά μία μονάδα. Ωστόσο, περισσότερη σημασία για τους μηχανικούς έχει η εμπειρική παρατήρηση ότι σεισμοί μεγέθους μικρότερου του 5 δεν αναμένεται να έχουν καταστρεπτικές συνέπειες στις κατασκευές, ενώ για μεγέθη μεγαλύτερα του 5 δημιουργούνται εδαφικές κινήσεις που έχουν τη δυνατότητα να προκαλέσουν ζημιές.

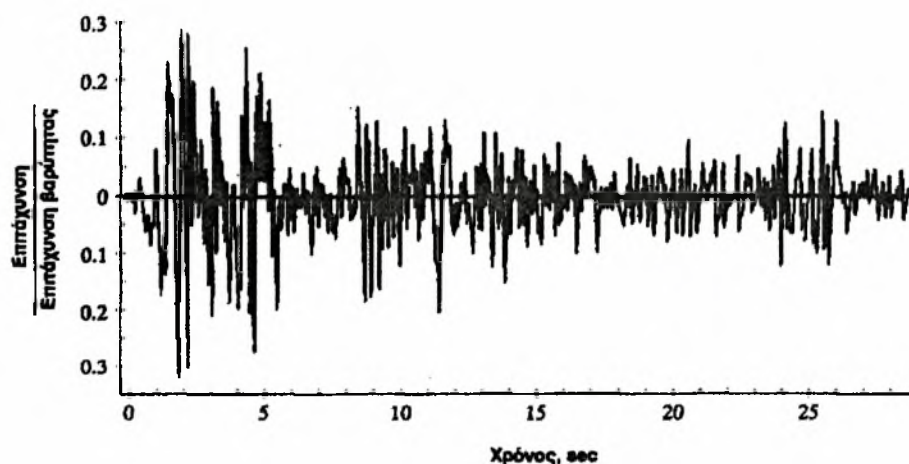


ΣΧΗΜΑ 14. Επιταχυνσιογράφημα από το σεισμό του Port Hueneme, στις 18 Μαρτίου 1957(συνιστώσα NS).

Το μέγεθος και μόνο του σεισμού δεν αρκεί για να δείξει κατά πόσο πρέπει να αναμένονται ζημιές στις κατασκευές και αυτό γιατί χαρακτηρίζει το σεισμό στην πηγή του. Αλλά η απόσταση της κατασκευής από την πηγή έχει εξίσου σημαντική επίδραση στο εύρος της αντίταξής του. Η εντονότητα των εδαφικών κινήσεων που παρατηρούνται σε κάποιο σημείο ονομάζεται σεισμική ένταση (earthquake intensity). Η σεισμική ένταση μειώνεται, γενικώς, με την απόσταση από την πηγή, αν και ανωμαλίες λόγω ειδικών τοπικών γεωλογικών συνθηκών δεν είναι ασυνήθεις. Τα παλαιότερα μέτρα έντασης βασίζονταν σε παρατηρήσεις των επιδράσεων των εδαφικών κινήσεων σε φυσικά ή από τον άνθρωπο κατασκευασμένα αντικείμενα. Στις ΗΠΑ το μέτρο της έντασης εδώ και πολλά χρόνια είναι η τροποποιημένη κλίμακα Mercalli (MM). Πρόκειται για μια δωδεκαβάθμια κλίμακα, από το I (μη αισθητός από κανέναν) μέχρι το XII (πλήρης καταστροφή). Τα αποτελέσματα από παρατηρήσεις της έντασης σεισμών δίνονται τυπικά με τη μορφή ισοσεισμικών ταρτών όπως είναι ο χάρτης του σχ.16. Αν και τέτοιες υποκειμενικές εκτιμήσεις έντασης είναι πολύτιμες όταν δεν

υπάρχουν καταγραφικές συσκευές, τα μειονεκτήματά τους για τον καθορισμό κριτηρίων υπολογισμού αντισεισμικών δομημάτων είναι φανερά.

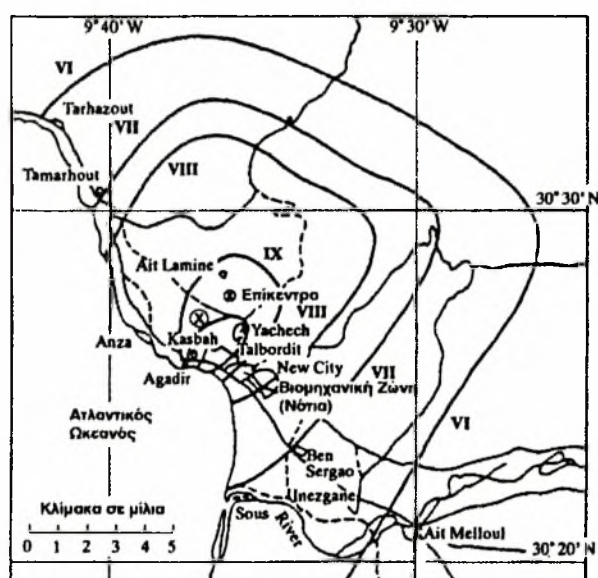
Βασικές πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά των σεισμικών κινήσεων που να μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην Αντισεισμική Μηχανική δεν υπήρχαν μέχρις ότου αναπτύχθηκαν οι πρώτοι επιταχυνσιογράφοι εντόνων κινήσεων και ένα δίκτυο απ' αυτούς εγκαταστάθηκε από τη Γεωδαιτική Υπηρεσία. Το επιταχυνσιογράφημα του σχ.14 έγινε από ένα από αυτά τα τελειοποιημένα όργανα. Ο ρυθμός με τον οποίο συγκεντρωνόντουσαν πληροφορίες από τέτοια όργανα ήταν στην αρχή πολύ αργός, λόγω του περιορισμένου αριθμού τους. Σταδιακά, πιο εκτεταμένα δίκτυα εγκαταστάθηκαν στην Ιαπωνία, το Μεξικό, τις πιο ενεργές σεισμικά περιοχές των ΗΠΑ και σε διάφορα άλλα μέρη του κόσμου και τώρα πολλές νέες και σημαντικές πληροφορίες συγκεντρώνονται. Δυστυχώς όμως, η κατανομή των οργάνων είναι ακόμη αρκετά περιορισμένη και καταστροφικοί σεισμοί στα περισσότερα μέρη του κόσμου δεν καταγράφονται από καταγραφείς εντόνων κινήσεων. Έτσι, βασικές πληροφορίες που αφορούν την επίδραση του μεγέθους, της απόστασης και των τοπικών εδαφικών συνθηκών στα χαρακτηριστικά των σεισμικών κινήσεων είναι ακόμη σπάνιες.



ΣΧΗΜΑ 15. Επιταχυνσιογράφημα από το σεισμό του El Centro, στις 18 Μαΐου του 1940 (συνιστώσα NS).

Οι τρεις συνιστώσες της εδαφικής κίνησης που καταγράφονται σ' ένα επιταχυνσιογράφημα εντόνων κινήσεων μας δίνουν μια πλήρη περιγραφή της επίδρασης του σεισμού σε οποιαδήποτε κατασκευή στην περιοχή ενεργείας του.

Όμως, τα πιο ενδιαφέροντα χαρακτηριστικά της καταγραφής κάθε συνιστώσας (όπως του σχ.15) από την άποψη της αποτελεσματικότητας στην πρόκληση δομητικής αντίταξης, είναι το εύρος, η περιοχή συχνοτήτων και η διάρκεια. Το εύρος γενικά χαρακτηρίζεται από την αιχμική τιμή της επιτάχυνσης ή μερικές φορές από τον αριθμό των αιχμών της επιτάχυνσης οι οποίες ξεπερνάνε μια καθορισμένη τιμή. (Αξίζει να σημειώσουμε ότι η ταχύτητα του εδάφους ίσως είναι πιο σημαντικό μέτρο της έντασης απ' ότι η επιτάχυνση, αλλά γενικά απαιτούνται περαιτέρω υπολογισμοί για τον υπολογισμό της). Η περιοχή συχνοτήτων μπορεί να προσδιοριστεί χονδρικά από τον αριθμό διελεύσεων από το μηδέν ανά δευτερόλεπτο στο επιταχυνσιογράφημα και η διάρκεια από το διάστημα του χρόνου μεταξύ της πρώτης και της τελευταίας αιχμής που υπερβαίνουν μια καθορισμένη τιμή. Ωστόσο, είναι φανερό ότι όλα αυτά τα ποσοτικά μέτρα μας δίνουν μόνο μια περιορισμένη περιγραφή της εδαφικής κίνησης και σίγουρα δεν καθορίζουν ποσοτικά επαρκώς τη δυνατότητα πρόκλησης ζημιών. Η ποσοτική περιγραφή των σεισμικών κινήσεων αποτελεί αντικείμενο των επόμενων σελίδων.



ΣΧΗΜΑ 16. Ισοσεισμικός χάρτης του σεισμού του Agadir, 1960. (Τροποποιημένη κλίμακα έντασης, κατά Mercalli).

8) ΦΑΣΜΑΤΑ FOURIER ΚΑΙ ΑΝΤΙΤΑΚΤΙΚΑ ΦΑΣΜΑΤΑ

Κατά το σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες θα πρέπει να συμπεριφερθούν ικανοποιητικά στις σεισμικές καταπονήσεις, ο Μηχανικός χρειάζεται έναν περισσότερο ακριβή χαρακτηρισμό της εδαφικής διέγερσης από εκείνο που δίνει η τροποποιημένη ένταση κατά Mercalli. Γι' αυτό το σκοπό, η αντίταξη ενός απλού ταλαντωτή, όπως είναι το μονοβάθμιο δυναμικό πλαίσιο του σχ.17, έχει αποδειχτεί ανεκτίμητης αξίας. Η σχετική αντιτακτική μετακίνηση $u(t)$ του πλαισίου αυτού για μία προκαθορισμένη συνιστώσα της εδαφικής επιτάχυνσης $\ddot{u}_g(t)$ μπορεί να εκφραστεί στο πεδίο του χρόνου από το ολοκλήρωμα Duhamel, αν παρατηρήσουμε ότι η ισοδύναμη (ή ενεργός) φόρτιση ισούται με $p_{\text{eff}}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$, οπότε

$$u(t) := \left(\frac{1}{m \cdot \omega_D} \right) \cdot \int_0^t -m u_g(\tau) \cdot \sin \omega_D (t - \tau) \cdot \exp(-\xi \cdot \omega \cdot (t - \tau)) d\tau \quad (8-1)$$

Αν η διαφορά μεταξύ της αποσβεστής και της αναπόσβεστης συχνότητας είναι αμελητέα, όπως συνήθως συμβαίνει για μικρούς αποσβεστικούς λόγους που συναντάμε σε αντιπροσωπευτικά πραγματικά δομήματα (λόγου χάρι $\xi < 0,10$) και αν λάβουμε υπόψη ότι το αρνητικό πρόσημο δεν έχει καμιά πραγματική σημασία για τη σεισμική διέγερση, η παραπάνω εξίσωση μπορεί ν' αναχθεί στην

$$u(t) := \frac{1}{\omega} \cdot \int_0^t u_g(\tau) \cdot \sin \omega (t - \tau) \cdot \exp(-\xi \cdot \omega \cdot (t - \tau)) d\tau \quad (8-2)$$

Αν πάρουμε την πρώτη παράγωγο της συνάρτησης (25-2), βρίσκουμε την αντίστοιχη σχετική ταχύτητα

$$u(t) := \int_0^t u_g(\tau) \cdot \cos(\omega \cdot (t - \tau)) \cdot \exp(-\xi \cdot \omega \cdot (t - \tau)) d\tau$$

$$- \xi \cdot \int_0^t u_g(\tau) \cdot \sin \omega (t - \tau) \cdot \exp(-\xi \cdot \omega \cdot (t - \tau)) d\tau \quad (8-3)$$

Εξάλλου, αν αντικαταστήσουμε τις (8-2) και (8-3) στην εξίσωση της αναγκαστικής ταλάντωσης

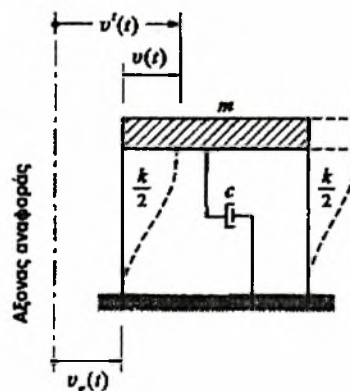
$$\ddot{u}^t(t) = - 2\omega \xi \dot{u}^t(t) - \omega^2 u(t) \quad (8-4)$$

βρίσκουμε τη συνολική επιτάχυνση

$$u(t) = \omega (2 \xi^2 - 1) \cdot \int_0^t u_g(\tau) \cdot \sin(t - \tau) e^{-\xi \omega (t - \tau)} d\tau$$

$$- 2 \omega \xi \cdot \int_0^t u_g(\tau) \cdot \cos(t - \tau) e^{-\xi \omega (t - \tau)} d\tau \quad (8-5)$$

Οι απολύτως μέγιστες τιμές των αντιτακτικών εξισώσεων (8-2), (8-3) και (8-5) ονομάζονται αντίστοιχα, φασματική σχετική μετακίνηση, φασματική σχετική ταχύτητα και φασματική απόλυτη επιτάχυνση. Θα τις παριστάνουμε, στη συνέχεια, με $S_d(\xi, \omega)$, $S_u(\xi, \omega)$, και $S_a(\xi, \omega)$, αντίστοιχα.



ΣΧΗΜΑ 17. Βασικό μονοβάθμιο δυναμικό σύστημα.

Όπως θα δείξουμε παρακάτω, συνήθως πρέπει να υπολογίζουμε μόνο τη λεγόμενη *αντιτακτική φασματική ψευδο-ταχύτητα* $S_{pu}(\xi, \omega)$, η οποία ορίζεται από τη σχέση

$$S_{pu} = \left[\int_0^t u_g(\tau) \cdot \sin(t - \tau) e^{-\xi\omega(t - \tau)} d\tau \right] \max \quad (8-6)$$

Όπου ο δείκτης \max αναφέρεται στην απολύτως μέγιστη τιμή της αντίταξης σ' όλο το ιστορικό του χρόνου. Από την (8-2) βλέπουμε ότι

$$S_d(\xi, \omega) = S_{pu}(\xi, \omega) / \omega \quad (8-7)$$

Ο Hudson^{2 3} απέδειξε ότι τα $S_u(0, \omega)$ και $S_{pu}(0, \omega)$ διαφέρουν αριθμητικά πολύ λίγο, εκτός από την περίπτωση όπου έχουμε ταλαντωτές πολύ μακράς περιόδου, δηλαδή πολύ μικρές τιμές του ω . Για αποσβεννύμενα συστήματα, η διαφορά μεταξύ S_u και S_{pu} είναι σημαντικά μεγάλη και μπορεί να διαφέρει μέχρι και 20% όταν $\xi = 0,20$. Επίσης, από την (25-5) για $\xi=0$, παρατηρούμε ότι

$$S_\alpha(0, \omega) = \left[\int_0^t [\omega u_g(\tau) \cdot \sin\omega] (t - \tau) d\tau \right] \max \quad (8-8)$$

οπότε, από την (25-6) προκύπτει

$$S_\alpha(0, \omega) = \omega S_{pu}(0, \omega) \quad (8-9)$$

Αποδεικνύεται ότι η (8-9) επαληθεύεται ικανοποιητικά για $0 < \xi < 0,20$. Άρα, μπορούμε να χρησιμοποιούμε τον προσεγγιστικό τύπο

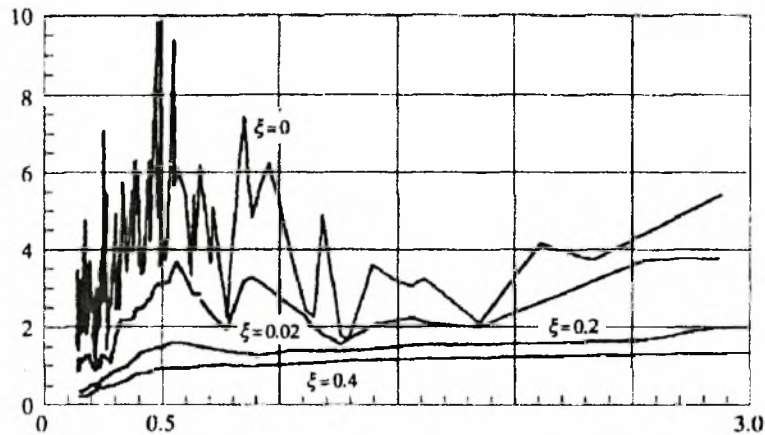
² D. E. Hudson, "Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology", Proc. 1st World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 1956.

³ D. E. Hudson, "Some Problems in the Application of Spectrum Techniques to Strong Motion Earthquake Analysis", Bull. Seismological Society of America, Τόμος 52, No. 2, Απρίλιος 1962.

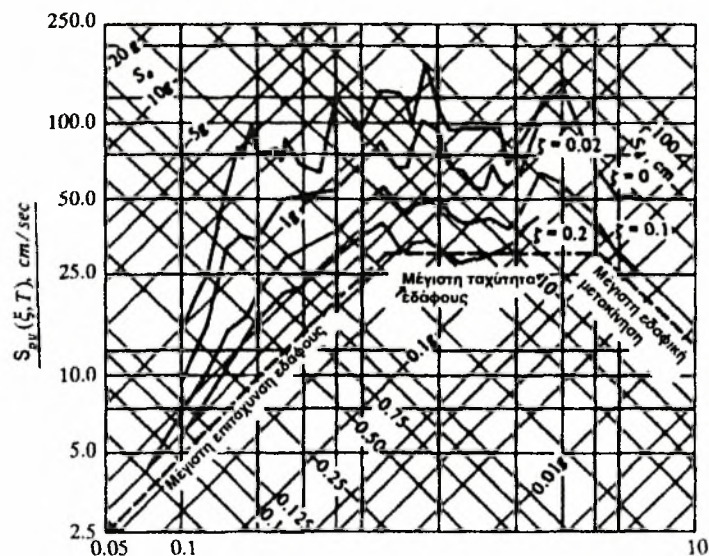
$$S_a(0, \omega) = \omega S_{pu}(0, \omega) \quad (8-10)$$

στον οποίο υπεισέρχεται μόνο ένα μικρό σφάλμα. Όλη η παράσταση στο δεξιό μέλος της (8-10) ονομάζεται αντιτακτική φασματική ψευδο-επιτάχυνση και συμβολίζεται με $S_{pa}(\xi, \omega)$. Το μέγεθος αυτό είναι εξαιρετικά σημαντικό, επειδή αποτελεί μέτρο της μέγιστης ελατηριωτής δύναμης που αναπτύσσεται στον ταλαντωτή, δηλαδή

$$f_{smax} = k S_d(\xi, \omega) = \omega^2 m S_d(\xi, \omega) = m S_{pa}(\xi, \omega) \quad (25-11)$$



ΣΧΗΜΑ 18. Αντιτακτικά φάσματα ψευδο-ταχύτητας στο σεισμό του El Centro, Καλιφόρνια, 18 Μαΐου 1940 (συνιστώσα NS).



ΣΧΗΜΑ 19. Αντιτακτικά φάσματα ψευδο-ταχύτητας στο σεισμό του El Centro, Καλιφόρνια, 18 Μαΐου 1940 (συνιστώσα NS).

Από τα παραπάνω βλέπουμε ότι αρκεί να δημιουργήσουμε μόνο το αντιτακτικό φάσμα της ψευδο-ταχύτητας, όπως ορίστηκε στην (8-6), για κάθε προκαθορισμένη συνιστώσα της σεισμικής εδαφικής κίνησης. Από το φάσμα αυτό μπορούμε στη συνέχεια να βρούμε τα άλλα, μέσω των τύπων

$$S_d(\xi, \omega) = [S_{pu}(\xi, \omega)]/\omega \quad (8-12)$$

$$S_{pa}(\xi, \omega) = \omega * S_{pu}(\xi, \omega) \quad (8-13)$$

Όπως αναφέραμε παραπάνω, τα αντιτακτικά αυτά μεγέθη εξαρτώνται όχι μόνο από το χρονικό ιστορικό της εδαφικής κίνησης, αλλά, επίσης, από τη φυσική συχνότητα και τον αποσβεστικό λόγο του ταλαντωτή. Έτσι, για κάθε δοσμένο σεισμικό επιταχυνσιογράφημα και με την παραδοχή διακριτών τιμών για το λόγο απόσβεσης και τη φυσική συχνότητα, μπορούμε να υπολογίζουμε τις αντίστοιχες διακριτές τιμές του $S_{pu}(\xi, \omega)$ από την Εξ. (8-6) και τις τιμές $S_d(\xi, \omega)$ και $S_{pa}(\xi, \omega)$ από τις Εξ. (8-12) και (8-13), αντίστοιχα.

Οι γραφικές παραστάσεις των $S_{pu}(\xi, \omega)$, $S_d(\xi, \omega)$, και $S_{pa}(\xi, \omega)$ συναρτήσει της συχνότητας (ή της περιόδου $T=2\pi/\omega$), για διακριτές τιμές του αποσβεστικού λόγου, ονομάζονται, αντίστοιχα, αντιτακτικά φάσματα της ψευδο-ταχύτητας, της μετακίνησης και της επιτάχυνσης. Αν τα σχεδιάσουμε σε γραμμική μορφή, κάθε τύπος φάσματος θα πρέπει να σχεδιαστεί ξεχωριστά όπως το σύνολο των $S_{pu}(\xi, T)$ στο σχ.18, που αναφέρεται στο σεισμό, ο οποίος έγινε στις 18 Μαΐου του 1940 στο EL Centro, της Καλιφόρνιας (συνιστώσα NS). Ωστόσο, λόγω των απλών σχέσεων που συνδέουν τους τρεις φασματικούς τύπους [Εξ. (8-12) και (8-13)], μπορούμε να σχεδιάσουμε και τα τρία στο ίδιο γράφημα. Παίρνουμε τους δεκαδικούς λογαρίθμους (βάση το 10) στις (8-12), (8-13) και βρίσκουμε

$$\log S_d(\xi, \omega) = \log S_{pu}(\xi, \omega) - \log \omega$$

$$\log S_{pa}(\xi, \omega) = \log S_{pu}(\xi, \omega) + \log \omega \quad (8-14) \text{ και } (8-15)$$

Από τις σχέσεις αυτές βλέπουμε ότι, σε γράφημα με τετμημένη τον $\log S_{pu}(\xi, \omega)$ και τεταγμένη τον $\log \omega$, η Εξ. (8-14) παριστάνει ευθεία με κλίση $+45^\circ$ για σταθερή τιμή του $\log S_d(\xi, \omega)$, ενώ η (8-15) παριστάνει ευθεία με κλίση -45° για κάθε σταθερή τιμή του $\log S_{pa}(\xi, \omega)$. Άρα, ένα τετραπλό λογαριθμικό γράφημα, όπως του σχ.19, μας δίνει τη δυνατότητα απεικόνισης και των τριών φασματικών τύπων στο ίδιο σχέδιο. Κατά τη διερμηνεία τέτοιων γραφημάτων, είναι σημαντικό να προσέχετε τις ακόλουθες οριακές τιμές :

$$\lim_{\omega \rightarrow 0} S_d(\xi, \omega) = [u_g(t)]_{\max}$$

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} S_{pa}(\xi, \omega) = [\ddot{u}_g(t)]_{\max}$$

(8-16) και (8-17)

που δηλώνουν ότι όλες οι αντιτακτικές φασματικές καμπύλες του σχ.19 τείνουν ασυμπτωτικά στη μέγιστη εδαφική μετακίνηση, όταν αυξάνει η ταλαντωτική περίοδος (ή μειώνεται η συχνότητα) και στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση όταν φθίνουν οι τιμές της περιόδου (ή αυξάνει η συχνότητα) για τυπικές τιμές του λόγου απόσβεσης, λ.χ. για $\xi < 0,20$.

Είναι φανερό ότι τα παραπάνω αντιτακτικά φάσματα μας δίνουν ένα περισσότερο σημαντικό χαρακτηρισμό της εδαφικής σεισμικής κίνησης, όσον αφορά την αντίταξη της κατασκευής, από οποιοδήποτε μεμονωμένο μέγεθος, όπως λ.χ. είναι η τροποποιημένη ένταση κατά Mercalli ή η αιχμική εδαφική επιτάχυνση (peak ground acceleration, PGA). Πράγματι, τα παραπάνω αντιτακτικά φάσματα δείχνουν καθαρά την έκταση μέχρι την οποία αντιτάσσονται στην εισφερόμενη εδαφική κίνηση οι πραγματικές μονοβάθμιες κατασκευές (με ειδικές τιμές του αποσβεστικού λόγου και της φυσικής περιόδου). Ο μόνος περιορισμός εφαρμογής των είναι ότι η αντίταξη πρέπει να είναι γραμμικά ελαστική, επειδή η γραμμική αντιτακτικότητα ενυπάρχει στο ολοκλήρωμα Duhamel. Συνεπώς, τέτοια αντιτακτικά φάσματα δεν είναι δυνατό να αναπαριστούν επακριβώς την έκταση των αναμενόμενων ζημιών από δοσμένη σεισμική διέγερση, πολύ περισσότερο μάλιστα διότι οι ζημιές περιλαμβάνουν ανελαστικές (δηλαδή μη γραμμικές) παραμορφώσεις. Ωστόσο, το μέγιστο ποσοστό των παραγομένων ελαστικών παραμορφώσεων λόγω σεισμού είναι πολύ σημαντική ένδειξη της έντασης της εδαφικής κίνησης. Επιπλέον, τέτοια φάσματα δείχνουν τις μέγιστες παραμορφώσεις για όλες τις κατασκευές με περιόδους μέσα στο έκταμα (εύρος) για το οποίο τις εκτιμήσαμε. Έτσι, το ολοκλήρωμα ενός μεμονωμένου αντιτακτικού φάσματος σ' ένα κατάλληλο εύρος περιόδου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ένα αποτελεσματικό μέτρο για την ένταση της εδαφικής κίνησης. Ο Housner⁴ πρωτοεισήγαγε ένα τέτοιο μέτρο για την ένταση της εδαφικής κίνησης, όταν ο ίδιος πρότεινε να οριστεί το ολοκλήρωμα του αντιτακτικού φάσματος της ψευδο-ταχύτητας στη χρονική περίοδο, εύρους $0,1 < T < 2,5$ sec ως η φασματική ένταση

⁴ G. W. Housner, "Spectrum Intensities of Strong Motion Earthquakes", Proc. Of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Earthquake Engineering Research Institute, Los Angeles, 1952.

$$SI(\xi) := \int_0^{0,20} S_{pu}(\xi, T) dT \quad (8-18)$$

Όπως είπαμε, το ολοκλήρωμα αυτό μπορούμε να το υπολογίσουμε για κάθε επιθυμητό λόγο απόσβεσης. Ωστόσο, ο Housner συνιστά $\xi=0,20$.

Γενικά, οι δομοστατικοί χρησιμοποιούν συνήθως τα αντιτακτικά φάσματα, που ορίσαμε παραπάνω, για το χαρακτηρισμό της σεισμικής εδαφικής κίνησης συναρτήσει της μέγιστης επιρροής της πάνω σε απλούς ταλαντωτές.

9) ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΩΝ ΑΝΤΙΤΑΚΤΙΚΩΝ ΦΑΣΜΑΤΩΝ

Αν δημιουργήσουμε σύνολα φασματικών αντιτακτικών καμπύλων, όπως του σχ.19, για εδαφικές κινήσεις καταγεγραμμένες σε διαφορετικές τοποθεσίες στη διάρκεια παρελθόντων σεισμών, θα παρατηρήσουμε μεγάλες διαφορές τόσο στις φασματικές αντιτακτικές τιμές, όσο και στις μορφές των φασματικών καμπύλων από το ένα σύνολο στο άλλο. Οι διαφορές αυτές εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως ο μηχανισμός απελευθέρωσης ενέργειας στην περιοχή της εστίας ή του «υποκέντρου» και κατά μήκος των ρηγματικών διαχωριστικών επιφανειών, από την επικεντρική απόσταση και το εστιακό βάθος, τη γεωλογία και τις γεωλογικές μεταβολές κατά μήκος των τροχιών μεταφοράς ενέργειας, το μέγεθος Richter και από τις τοπικές γεωλογικές συνθήκες στους σταθμούς καταγραφής.^{5 6 7 8} Άρα οι αντιτακτικές φασματικές τιμές S (S_{pu} , S_{pa} και S_d) για τις σεισμικές εδαφικές κινήσεις θα έχουν τη μορφή

⁵ H. B. Seed and I. M. Idriss, "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Monograph publisher by the Earthquake Engineering Research Institute, 1982.

⁶ N. M. Newmark and W. J. Hall, "Earthquake Spectra and Design", Monograph publisher by the Earthquake Engineering Research Institute, 1982.

⁷ G. W. Housner, "Design Spectrum", Earthquake Engineering, Chapter 5, Ed. R. L. Wiegel, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. I., 1970.

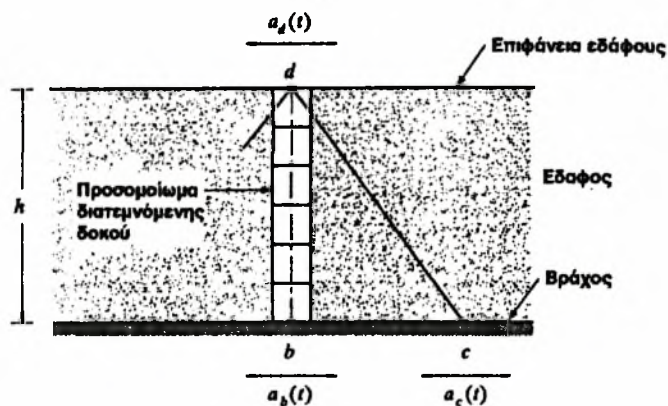
⁸ G. W. Housner, "Properties of Strong Ground Motion Earthquakes", Bull. Seismological Society of America, Τόμος 45, No 3, Ιούλιος 1955.

$$S = S(SM, ED, FD, GC, M, SC, \xi, T) \quad (9-1)$$

όπου οι ανεξάρτητες μεταβλητές δηλώνουν το μηχανισμό πηγής, την επικεντρική απόσταση, το εστιακό βάθος, τις γεωλογικές συνθήκες, το μέγεθος Richter, τις εδαφικές συνθήκες, το λόγο απόσβεσης και την περίοδο, αντίστοιχα. Οι επιδράσεις των SM και GC στις φασματικές τιμές και στις μορφές των αντιτακτικών φασματικών καμπύλων δεν είναι απολύτως κατανοητές. Συνεπώς, επιδράσεις του τύπου αυτού δεν είναι δυνατόν να ποσοτικοποιηθούν όταν καθορίζουμε αντιτακτικά φάσματα για σχεδιαστικούς σκοπούς. Οι επιδράσεις των ED, FD και M λαμβάνονται συνήθως υπόψη όταν ορίζουμε τα επίπεδα έντασης των αντιτακτικών φασμάτων σχεδιασμού. Ωστόσο, συχνά τις παραλείπουμε όταν καθορίζουμε τις μορφές των φασμάτων αυτών, επειδή δεν ξέρουμε τις επιρροές που ασκούν. Εξάλλου, η επίδραση του SC(εδαφικές συνθήκες) τόσο στις εντάσεις, όσο και στις μορφές των αντιτακτικών φασμάτων λαμβάνονται υπόψη κατά τον καθορισμό των αντιτακτικών φασμάτων σχεδιασμού. Λόγω των παραπάνω, οι σύγχρονες καμπύλες των αντιτακτικών φασμάτων σχεδιασμού, όταν κανονικοποιηθούν σ' ένα σταθερό επίπεδο (στάθμη) έντασης, καθορίζονται συνήθως συναρτήσει δύο μόνο παραμέτρων,

$$S = S(SC, \xi) \quad (9-2)$$

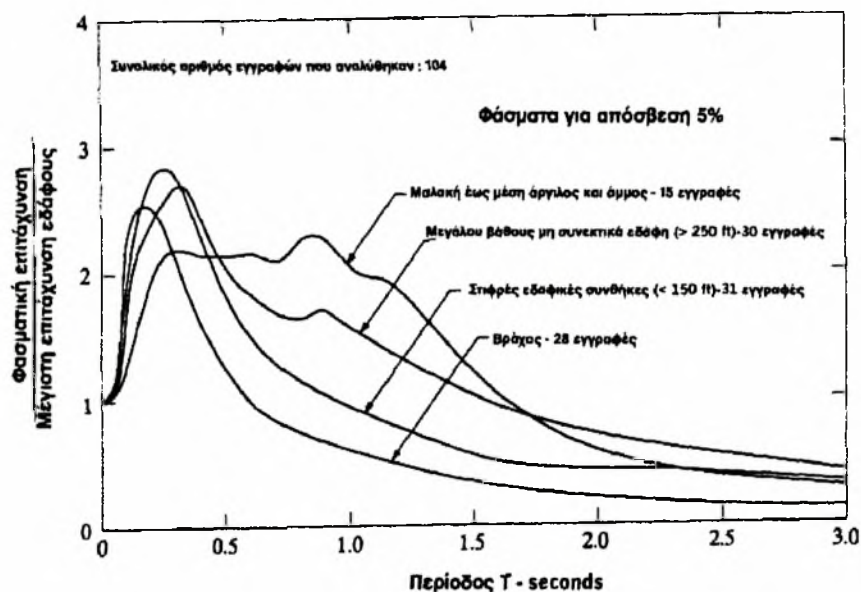
Στη συνέχεια της παραγράφου αυτής θα ασχοληθούμε με την επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στις μορφές των αντιτακτικών φασματικών καμπυλών.



ΣΧΗΜΑ 20. Προσομοίωμα διατεμνόμενης δοκού για εδαφικούς αντιτακτικούς υπολογισμούς.

Για πολλά χρόνια, το διατεμνόμενο προσομοίωμα της δοκού του σχ.20 έχει χρησιμοποιηθεί για την ντετερμινιστική (προσδιορισμική) μελέτη της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών στα χαρακτηριστικά των οριζοντίων επιφανειακών εδαφικών κινήσεων ελευθέρου πεδίου (free-field) και πρόκειται για το διατμητικά παραμορφώσιμο ισοδύναμο του προσομοιώματος μετάδοσης κύματος ορθών τάσεων. Θεωρούμε ότι η παραμορφωσιακή ενέργεια μεταδίδεται με τη μορφή καθαρών διατμητικών κυμάτων, τα οποία μεταδίδονται κατακόρυφα. Στο παρελθόν, ήταν κοινή πρακτική να δεχόμαστε μία σταθερή συνθήκη στο κάτω σύνορο, για το προσομοίωμα αυτό, ενώ σήμερα αντί γι' αυτή θεωρούμε ιξώδη ή παρακωλυτική συνοριακή συνθήκη.

Αν, στο σχ.20, το εδαφικό στρώμα έχει σημαντικά ομοιόμορφο πάχος και εκτείνεται σε μεγάλη οριζόντια απόσταση και αν η κίνηση του βράχου είναι οριζόντια χωρίς σημαντικές αλλαγές στην απόσταση bc , όπου $bc \gg h$, τότε η παραδοχή της διατεμνόμενης δοκού που περιγράψαμε παραπάνω είναι απολύτως σωστή. Ωστόσο, όταν υπάρχουν σημαντικές διαφορές φάσεων στις κινήσεις του βράχου από το σημείο b ως το σημείο c και όταν η απόσταση bc είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το h , ή όταν δεσπόζουν κύματα Rayleigh και οριζοντίως μετακινούμενα διατμητικά κύματα, τότε το προσομοίωμα της διατεμνόμενης δοκού παύει να είναι ρεαλιστικό. Λόγω αυτών και άλλων πολύπλοκων παραγόντων, δεν μπορούμε να υιοθετήσουμε γενικά το προσομοίωμα της διατεμνόμενης δοκού για τη μελέτη της επιρροής των τοπικών εδαφολογικών συνθηκών στα χαρακτηριστικά των επιφανειακών κινήσεων ελευθέρου πεδίου.

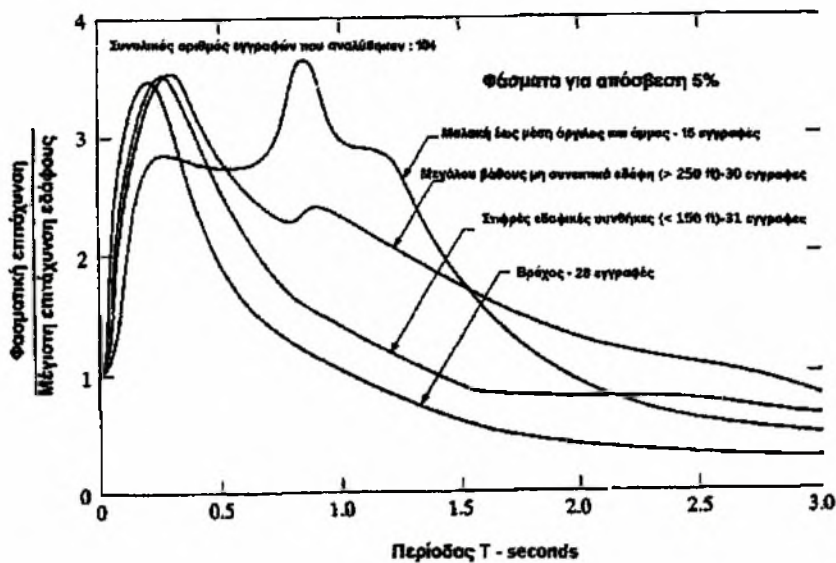


ΣΧΗΜΑ 21. Φάσματα μέσης ψευδο-επιτάχυνσης για διάφορες τοπικές συνθήκες (κατά Seed κ.ά.).

Μια εναλλακτική μέθοδος είναι η άμεση στατιστική αναζήτηση της ενδεχόμενης συσχέτισης πολλών άλλων καταγεγραμμένων κινήσεων με τις εδαφολογικές συνθήκες στους σταθμούς καταγραφής. Για να γίνει αποτελεσματικά μια τέτοια μελέτη, θα πρέπει να διαθέτουμε πολλά καταγεγραμμένα επιταχυνσιογραφήματα για κάθε εδαφικό τύπο (σκληρό έως μαλακό), ενώ όλους τους άλλους παράγοντες, όπως είναι ο πηγαίος μηχανισμός, το μέγεθος, η επικεντρική απόσταση, κ.λ.π. θα τους θεωρήσουμε σταθερούς. Δυστυχώς, επαρκείς ισχυρές κινητικές καταγραφές δεν έχουμε ώστε να ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη. Έτσι, πρέπει να παραμελήσουμε την αυστηρότητα ώστε να βρούμε χρήσιμα αποτελέσματα.

Μία αρκετά αξιοσημείωτη εργασία του H. B. Seed και άλλων, με χρήση της παραπάνω στατιστικής μεθόδου⁹, και ορισμένα από τα πιο αποκαλυπτικά συμπεράσματα της παρουσιάζονται στα σχ.21 και 22. Όπως φαίνεται στα σχήματα αυτά, ο Seed και οι συνεργάτες του ανέλυσαν 104 ισχυρά επιταχυνσιογραφήματα, από τα οποία τα 15 κατεγράφησαν σε μαλακή έως μεσαία άργιλο και άμμο, 30 σε βαθιά μη συνεκτικά εδάφη, 31 σε σκληρά εδάφη και 28 σε βράχο. Το σχ.21 δείχνει τα αντιτακτικά φάσματα της μέσης ψευδό-επιτάχυνσης για καθένα από τα τέσσερα είδη εδαφών, κανονικοποιημένα ως προς την αιχμική εδαφική επιτάχυνση. Το σχ.22 δείχνει τα αντίστοιχα φάσματα 84% (μέσος συν ένα τυπική απόκλιση). Όλα τα φάσματα στα δύο αυτά σχήματα είναι για 5% κρίσιμη απόσβεση, δηλαδή για $\xi=0.05$.

⁹ H. B. Seed, C. Ugas και J. Lysmer, "Site-Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design", Bull. Of the Seismological Society of America, Τόμος 66, Νο. 1, Φεβρουάριος 1976.

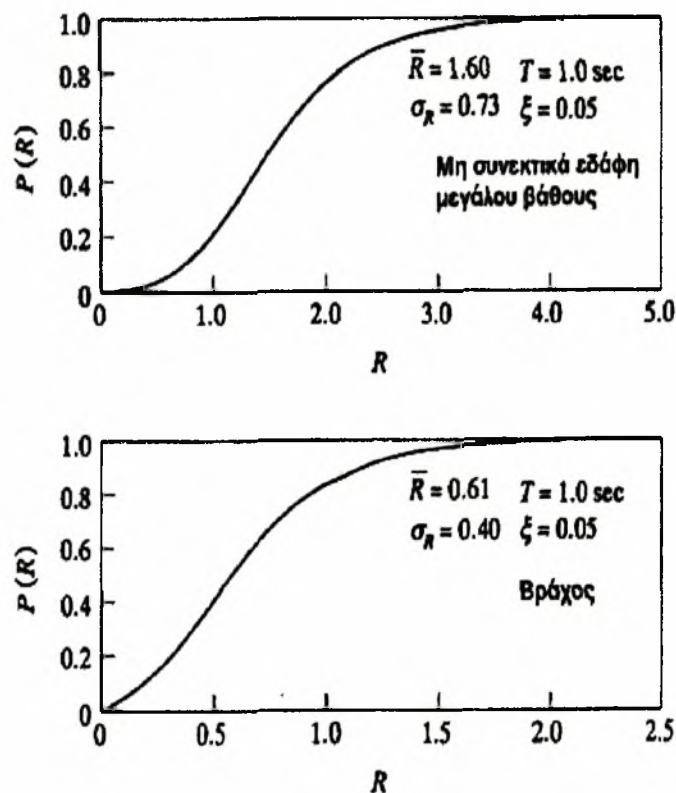


ΣΧΗΜΑ 22. 84% φάσματα ψευδο-επιτάχυνσης για διάφορες τοπικές συνθήκες (κατά Seed κ.α.).

Παρότι οι παραπάνω φασματικές καμπύλες δείχνουν μια συσχέτιση των φασματικών τιμών με τον τύπο του εδάφους, θα πρέπει να προσέχουμε στην διατύπωση της συσχέτισης αυτής. Κατ' αρχήν, ακόμη και αν αγνοήσουμε τις μεταβολές που προκαλούνται από παράγοντες επιρροής, όπως ο μηχανισμός ρήγματος, η επικεντρική απόσταση και το μέγεθος των φασματικών διαμορφών, που προφανώς είναι παρόντες στα αποτελέσματα των σχ.21 και 22, οι στατιστικές συσχετίσεις μεταξύ των φασματικών διαμορφών και των εδαφικών τύπων εμφανίζουν μεγάλες διασπορές των φασματικών τιμών¹⁰. Ας εξετάσουμε, πάνω στο θέμα αυτό, τη συνάρτηση κατανομής πιθανότητας (σωρευτική πιθανότητα) της φασματικής τιμής της επιτάχυνσης σε δύο ειδικές περιπτώσεις: (1) Για $T=1.0$ sec, $\xi=0.05$ μη συνεκτικό έδαφος μεγάλου πάχους και (2) Για $T=1.0$ sec, $\xi=0.05$ και βραχώδες έδαφος. Στο σχ.23 φαίνεται η κατανομή της ακραίας τιμής $P(R)$ Gumbel Τύπου I, όπως R η κανονικοποιημένη φασματική τιμή της ψευδο-επιτάχυνσης. (Προσέξτε το συντελεστή διαφοράς 2 μεταξύ του R στα δύο διαγράμματα). Είναι σημαντικό να αναγνωρίσετε τις μεγάλες αλληλο-επικαλυπτόμενες διασπορές των φασματικών τιμών των δύο περιπτώσεων. Ο δεύτερος λόγος για τον οποίο πρέπει να είμαστε προσεκτικοί όταν διερμηνεύουμε τα αποτελέσματα των σχ.21 και 22 είναι ότι οι επιδράσεις των άλλων παραγόντων, όπως το μέγεθος και η επικεντρική απόσταση, δεν έχουν σταθμιστεί. Ο

¹⁰ J. Penzien, "Statistical Nature of Earthquake Ground Motions and Structural Responses", Proc. U.S.-Southeast Asia Symposium on Engineering for Natural Hazards protection, Manila, Philippines, Σεπτέμβριος 1977.

Housner¹¹ έχει αποδείξει ότι τόσο το μέγεθος, όσο και η επικεντρική απόσταση, μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τις διαμορφές των αντιτακτικών φασματικών καμπύλων. Επίσης, διαφορές στο μηχανισμό μπορούν επίσης να επηρεάσουν τις διαμορφές αυτές. Λόγου χάρη, οι αντιτακτικές φασματικές καμπύλες για τις σεισμικές εδαφικές κινήσεις που κατεγράφησαν στην Καλιφόρνια διαφέρουν σημαντικά από τις αντιτακτικές φασματικές διαμορφές των σεισμικών εδαφικών κινήσεων που κατέγραψε το SMART-1 στο Lotung της Ταϊβάν¹². Δεν υπάρχει αμφιβολία ότι η διαφορά αυτή οφείλεται εν μέρει στις διαφορές των πηγαίων μηχανισμών. Το αβαθές πλευρικό ρήγμα ολίσθησης του Αγίου Αντρέα είναι προφανώς τελείως διαφορετικό από την ολίσθηση που προκάλεσε η μεγάλη εφίππευση της φλοιοτικής πλάκας των Φιλιππίνων πάνω στην Ταϊβάν.



ΣΧΗΜΑ 25-7. Συναρτήσεις κατανομής πιθανότητας Τύπου Ι κατά Gumbel για αντιτακτικούς λόγους R σε δύο τύπους εδαφών.

ΣΧΗΜΑ 23.

¹¹ G. W. Housner, "Design Spectrum", Earthquake Engineering, Κεφάλαιο 5, Ed. R. L. Weigel, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1970.

¹² C. H. Loh, J. Penzien, Y. B. Tsai, "Engineering Analysis of SMART-1 Array Accelerograms", Jou. Of Earthquake and Structural Dynamics, Τόμος 10, 1982.

Προφανώς, χρειαζόμαστε και πρόσθετα στοιχεία για τις ισχυρές εδαφικές κινήσεις και πρόσθετες μελέτες οι οποίες θα επεξηγήσουν περαιτέρω τις επιδράσεις των διαφόρων παραγόντων που αναφέραμε παραπάνω στην ένταση και τις διαμορφές των αντιτακτικών φασματικών καμπύλων. Κατά την ανάπτυξη αντιτακτικών φασμάτων για χρήση σε μελέτες, θα πρέπει να δώσουμε ιδιαίτερη σημασία στις ισχυρές εδαφικές κινήσεις που έχουν καταγραφεί στην τοποθεσία για την οποία προορίζονται τα φάσματα αυτά. Όταν δεν υπάρχουν τέτοια στοιχεία, θα πρέπει να αντικατασταθούν από στοιχεία που αφορούν παρόμοιες εδαφικές συνθήκες σε άλλες γειτονικές περιοχές.

10) ΑΝΤΙΤΑΚΤΙΚΑ ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

A. Η Διπλή Στρατηγική του Σεισμικού σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός δομημάτων τα οποία θα πρέπει να συμπεριφερθούν ικανοποιητικά σε αναμενόμενες σεισμικές συνθήκες απαιτεί να προκαθοριστούν ρεαλιστικά τα σεισμικά φορτία και να διαστασιολογηθούν τα δομικά στοιχεία έτσι ώστε να αντισταθούν σ' αυτά καθώς και σε άλλους φορτιστικούς συνδυασμούς μέσα στα όρια συγκεκριμένων απαιτήσεων. Σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας, η σεισμική φόρτιση είναι συνήθως η πλέον κρίσιμη από τα άλλα είδη φορτίσεων, διότι ένας μεγάλος σεισμός θα προκαλέσει συνήθως μεγαλύτερες τάσεις και παραμορφώσεις στα διάφορα κρίσιμα μέλη του δομήματος απ' ό,τι οι άλλες συνδυαστικές φορτίσεις. Ακόμη, η πιθανότητα να γίνει ένας τέτοιος σεισμός κατά τη διάρκεια ζωής του δομήματος είναι πολύ μικρή. Για να συνδυάσουμε αποτελεσματικά το συνδυασμό αυτής της ακραίας φόρτισης και της μικρής πιθανότητας εμφάνισής της, ακολουθούμε μια στρατηγική η οποία στηρίζεται στα ακόλουθα δύο κριτήρια :

- (1) Κάθε μέτριος σεισμός, ο οποίος λογικά αναμένεται να συμβεί μια φορά στην τοποθεσία κάποιας κατασκευής κατά τη διάρκεια της ζωής της, λαμβάνεται ως βάση για το σχεδιασμό. Η κατασκευή θα πρέπει να διαστασιολογηθεί έτσι ώστε να αντέξει την ένταση της εδαφικής κίνησης που θα προκληθεί από το σεισμό αυτό χωρίς σημαντική βλάβη του βασικού συστήματος.
- (2) Ο πιο απαιτητικός σεισμός, ο οποίος πιθανότατα να μη συμβεί στην τοποθεσία που εξετάζουμε, εφαρμόζεται ως έλεγχος της δομικής ασφάλειας. Επειδή ο σεισμός αυτός

ενδεχομένως να μη συμβεί κατά τη διάρκεια ζωής του δομήματος, ο μελετητής δικαιολογείται, από οικονομική άποψη, να επιτρέψει την πρόκληση σημαντικών δομικών βλαβών. Ωστόσο, θα πρέπει να αποφευχθεί η κατάρρευση της κατασκευής, σοβαροί τραυματισμοί του προσωπικού και απώλειες ζωών.

Πρόσφατα, η τάση στρέφεται προς το δεύτερο κριτήριο για κρίσιμα και δαπανηρά δομήματα έτσι ώστε να έχουμε μόνο περιορισμένες επισκευάσιμες βλάβες, οπότε ικανοποιείται και το στοιχείο της ασφάλειας ζωής, αλλά και η προστασία της οικονομικής επένδυσης.

Για να καθορίσουμε τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού και το μέγιστο πιθανό σεισμό για κάθε συγκεκριμένη τοποθεσία, θα πρέπει κατ' αρχή να μελετήσουμε όλα τα σεισμολογικά και γεωφυσικά δεδομένα (από συσκευές καταγραφής, αλλά και ιστορικά) που υπάρχουν για την περιοχή. Από τα στοιχεία αυτά, συμπληρωμένα με παρόμοια δεδομένα άλλων περιοχών αν χρειάζεται, μπορούμε να βρούμε τις σεισμικές φορτίσεις τόσο για το σεισμό σχεδιασμού όσο και για το μέγιστο δυνατό σεισμό. Οι φορτίσεις αυτές δίνονται συνήθως με τη μορφή προκαθορισμένων αντιπακτικών φασμάτων, όπως τα ορίσαμε στην παράγραφο 8. Από δω και πέρα τα φάσματα αυτά θα τα ονομάζουμε σχεδιολογικά αντιπακτικά φάσματα (design response spectra).

Συνήθως, υποθέτουμε ότι οι μορφές των σχεδιολογικών φασμάτων είναι ίδιες τόσο για τους σχεδιολογικούς σεισμούς όσο και για τους μέγιστους πιθανούς σεισμούς, αλλά διαφέρουν ως προς την ένταση που μετριέται από την αιχμική εδαφική επιτάχυνση. Έτσι, συνήθως στην πράξη, πρώτα κανονικοποιούμε την ένταση των σχεδιολογικών φασμάτων σε στάθμη αιχμικής επιτάχυνσης 1g, οπότε η Εξ.(8-17) γίνεται

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} S_{ra}(\xi, \omega) = 1 \text{ g} \quad (10 - 1)$$

και στη συνέχεια την κατεβάζουμε στα αντίστοιχα επίπεδα αιχμικής επιτάχυνσης που παριστάνουν σχεδιολογικό σεισμό και το μέγιστο πιθανό σεισμό. Μετά την κατασκευή των μορφών των παραπάνω κανονικοποιημένων φασμάτων, λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές εδαφολογικές συνθήκες, εφαρμόζουμε κατάλληλους επικλιμάκιους παράγοντες που παριστάνουν τις στάθμες έντασης των αιχμικών εδαφικών επιταχύνσεων της ελεύθερης επιφάνειας, οι οποίες οφείλονται στο σχεδιολογικό σεισμό και στο μέγιστο πιθανό σεισμό.

B. Αιχμικές Εδαφικές Επιταχύνσεις

Για τοποθεσία που βρίσκεται σε περιοχή μέσης έως υψηλής σεισμικότητας, ακολουθούμε την παρακάτω ντετερμινιστική διαδικασία για να εντοπίσουμε τις αιχμικές εδαφικές επιταχύνσεις (PGA) της ελεύθερης επιφάνειας λόγω του μέγιστου πιθανού σεισμού και του σχεδιαστικού σεισμού :

- (1) Εντοπίζουμε τις τοποθεσίες γνωστών ενεργών ρηγμάτων που υπάρχουν στην κοντινή περιοχή της τοποθεσίας. Σε ορισμένες περιπτώσεις απαιτούνται εκτεταμένες έρευνες για να διακριβώσουμε αν ένα γνωστό ρήγμα είναι ή δεν είναι πράγματι ενεργό ή χωρητοδυνατό.
- (2) Μελετάμε προσεκτικά όλα τα διαθέσιμα σεισμικά στοιχεία από καταγραφικά όργανα, ή ιστορικά στοιχεία παρελθόντων σεισμών που έγιναν στα ίδια ενεργά ρήγματα, μαζί με τις αντίστοιχες γεωλογικές και γεωφυσικές συνθήκες, ώστε να εκτιμήσουμε το μέγιστο δυνατό μέγεθος Richter για μελλοντικούς σεισμούς που θα εμφανιστούν κατά μήκος κάθε ρήγματος. Αν το παρελθόν ιστορικό παρατήρησης σεισμών καλύπτει πολύ μακρά περίοδο, λόγω χάρη πολλές εκατοντάδες χρόνια, τότε το μέγιστο πιθανό μέγεθος για κάθε συγκεκριμένο ρήγμα πιθανότατα δεν θα ξεπερνά το μέγεθος του ισχυρότερου σεισμού που βιώθηκε για την ίδια χρονική περίοδο. Ωστόσο, συνήθως, οι υποκειμενικές κρίσεις των ειδικών θα πρέπει να επικρατήσουν για την οριστική εκτίμηση του μέγιστου πιθανού μεγέθους κάθε ρήγματος. Αυτό αφορά ειδικά την περίπτωση όπου μια πολύ μακρά περίοδος προκαθορίζεται για τη μέση περίοδο επιστροφής, όπως στην περίπτωση ενός πυρηνικού σταθμού όπου η μέση περίοδος επιστροφής για το μέγιστο πιθανό σεισμό προκαθορίζεται συνήθως στην περιοχή των 10^3 έως 10^4 έτη.
- (3) Καθιερώνουμε εμπειρικές σχέσεις εξασθένησης (attenuation relations) για την περιοχή της τοποθεσίας, οι οποίες εκφράζουν τη διάμεση ή τη μέση PGA ως συναρτήσεις της απόστασης R τοποθεσίας-πηγής και του τοπικού μεγέθους Richter M. Επειδή η πραγματική σχέση εξασθένησης μας είναι άγνωστη, είναι δυνατόν να κριθούν κατάλληλες για την περιοχή που εξετάζουμε διάφορες πιθανές μορφές. Λόγου χάρη, η σχέση Campbell¹³

¹³ K. W. Campbell, "Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration", Bull. Seismological Society of America, Vol. 76, No. 6, Δεκέμβριος 1981.

$$\alpha = b_1 [R + b_4 \exp(b_5 M)]^{-b_3} \exp(b_2 M) \quad (10-2)$$

μπορεί, μεταξύ άλλων, να επιλεγεί. Οι σταθερές που εμφανίζονται σε τέτοιες σχέσεις προσδιορίζονται με μη γραμμικές αναλύσεις παλινδρόμησης, όπου, εφόσον είναι δυνατόν, θα πρέπει να κάνουμε χρήση καταγεγραμμένων στοιχείων λόγω ισχυρών κινήσεων στην περιοχή που εξετάζουμε. Αν δεν υπάρχουν τέτοια στοιχεία, θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε συμπληρωματικά δεδομένα από άλλες παρόμοιες περιοχές. Αφού διατυπωθεί ένα δυνατό σύνολο εξασθενητικών σχέσεων, θα πρέπει να στηριχτούμε στις υποκειμενικές κρίσεις των ειδικών ώστε να προσδιορίσουμε τη σχετική βαρύτητα των επιμέρους σχέσεων.

- (4) Με βάση τη μικρότερη απόσταση της τοποθεσίας από κάθε ενεργό ρήγμα ως απόσταση R τοποθεσίας-πηγής, το αντίστοιχο μέγιστο δυνατό μέγεθος M από το παραπάνω βήμα 2 και τις εξασθενητικές σχέσεις με τα αντίστοιχα βάρη τους, που επιλέχθηκαν στο Βήμα 3, βρίσκουμε μία και μόνη αριθμητική τιμή για την αναμενόμενη διάμεση ή μέση PGA της τοποθεσίας που μελετάμε. Χρησιμοποιώντας τις μεγαλύτερες από τις τιμές αυτές, τις οποίες βρίσκουμε για όλα τα ενεργά ρήγματα που εξετάζουμε, οδηγούμαστε στη σχεδολογική PGA του μέγιστου πιθανού σεισμού. Αυτή την PGA θα χρησιμοποιήσουμε στη συνέχεια για την κλιμάκωση των κανονικοποιημένων (1g) αντιτακτικών φασμάτων στο κατάλληλο επίπεδο, το οποίο θα αναπαριστάνει το μέγιστο δυνατό σεισμό.
- (5) Για κάθε ενεργό ρήγμα εκτιμούμε το μέγεθος Richter, το οποίο αντιστοιχεί στη μέση συχνότητα εμφάνισης σεισμών με μεγέθη μεγαλύτερου του M, ίσου προς ένα ενδεχόμενο για όλη τη διάρκεια ζωής του δομήματος. Χρησιμοποιώντας το μέγεθος αυτό για κάθε ενεργό ρήγμα και όχι το αντίστοιχο μέγιστο πιθανό μέγεθος, επαναλαμβάνουμε το παραπάνω βήμα 4 για να βρούμε την PGA που θα χρησιμοποιήσουμε ως επικλιμάκιο παράγοντα (scale factor) για το σχεδολογικό σεισμό κατά την εφαρμογή των κανονικοποιημένων (1g) αντιτακτικών φασμάτων.

Παρότι η προσδιορισμική (ντετερμινιστική) διαδικασία, που περιγράψαμε παραπάνω για την εύρεση των τιμών PGA για τους μέγιστους δυνατούς και τους σχεδολογικούς σεισμούς, χρησιμοποιήθηκε πολύ στο παρελθόν, η πρόσφατη εμφάνιση στις τεχνικές εφαρμογές των μεθοδολογιών Πιθανοτικής Εκτίμησης Κινδύνου (PGA) μας δίνει τη δυνατότητα χρησιμοποίησης μιας πάγιας πιθανοτικής προσέγγισης. Το τελικό

συμπέρασμα της μεθόδου αυτής είναι μία καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας, η οποία αποτελεί τη γραφική παράσταση της ετήσιας μέσης συχνότητας υπέρβασης συναρτήσεως της PGA για την περιοχή που εξετάζουμε. Η αναλυτική διαδικασία δημιουργίας της συνάρτησης αυτής περιλαμβάνει τα παρακάτω βήματα:^{14 15}

- (1) Η εγγύς περιοχή γύρω από την τοποθεσία χωρίζεται σε επιφανειακές σεισμοτεκτονικές ζώνες, που η καθεμιά έχει παρόμοια τεκτονικά χαρακτηριστικά σ' όλη την έκταση της. Ογκικές ζώνες κάτω από την επιφάνεια είναι ενδεχόμενο να χρειαστούν ώστε να παρασταθούν σωστά οι ζώνες υψηλής σεισμικής ενεργότητας, λόγω χάρη οι ζώνες υπαγωγισμού. Για κάθε ζώνη δεχόμαστε συνήθως ομοιόμορφη σεισμικότητα και καθορίζουμε κατάλληλα γεωλογικά προσομοιώματα για την πηγή (σημιακή και/ή ρηγματική αστοχία). Μη ομοιόμορφη σεισμικότητα είναι δυνατόν να δεχτούμε στις ογκικές ζώνες, αν κάτι τέτοιο υποστηρίζεται από στοιχεία που έχουν παρατηρηθεί εκεί. Συνήθως εξετάζουμε διάφορα πιθανά ζωνικά σχήματα.
- (2) Για κάθε ζώνη δεχόμαστε την αναδρομική σχέση των $\log N = a - b M$. Στη σχέση αυτή τη σταθερά b τη βρίσκουμε με προσαρμογή ελαχίστων τετραγώνων σ' ένα κατάλληλο σεισμικό υποσύνολο δεδομένων που προκύπτει οργανομετρικά και είναι αιτιολογημένα πλήρες. Στη συνέχεια βρίσκουμε τη σταθερά a χρησιμοποιώντας τόσο ιστορικά, όσο και οργανομετρικά δεδομένα για μακρά χρονική περίοδο, καθορίζοντας μια μάλλον μεγάλη τιμή του M για την οποία η αντίστοιχη τιμή του N πιστεύουμε ότι μας είναι επακριβώς γνωστή.
- (3) Για κάθε ζώνη καθιερώνουμε ένα άνω φράγμα μέτρου, με βάση κυρίως τα διαθέσιμα καταγεγραμμένα, αλλά και τα ιστορικά στοιχεία σεισμικότητας, χωρίς ν' αγνοήσουμε τις υποκειμενικές απόψεις των ειδικών.
- (4) Επιλέγουμε εξασθενητικές σχέσεις για την περιοχή της τοποθεσίας με τη διαδικασία που περιγράψαμε προηγουμένως, δεχόμενοι λογαριθμικές κανονικές κατανομές για την PGA. Μερικές φορές καθιερώνουμε μια σχέση μήκους αστοχίας/μέγεθος, χρησιμοποιώντας όλα τα σωστά διαθέσιμα στοιχεία για την περιοχή που είναι κοντά στην τοποθεσία και αφορούν τις μέσες τιμές, το άνω και το κάτω φράγμα. Τη σχέση αυτή θα πρέπει να τη συγκρίνουμε

¹⁴ C. A. Cornell, "Engineering Seismic Risk Analysis", Bull. Of the Seismological Society of America, Τόμος 58, No. 5, Οκτώβριος 1968.

¹⁵ A. Der Kiureghian and A. H-S. Ang., "A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis", Bull. Of the Seismological Society of America, Τόμος 67, No. 4, Αύγουστος 1977.

πάντα με παρόμοιες σχέσεις, οι οποίες στηρίζονται σε παγκόσμια στοιχεία ώστε να αιτιολογήσουμε σωστά την καταλληλότητα της.¹⁶

- (5) Χρησιμοποιώντας τις υποκειμενικές απόψεις των ειδικών δεχόμαστε ένα άνω φράγμα επιτάχυνσης, το οποίο παριστάνει κάποια λογική φυσική άνω τιμή. Η επιτάχυνση αυτή χρησιμοποιείται για την κολόβωση των καμπύλων σεισμικής επικινδυνότητας.
- (6) Στη συνέχεια δημιουργούμε ένα σύνολο καμπύλων σεισμικής επικινδυνότητας με πιθανοτική μέθοδο, χρησιμοποιώντας ζωνικά σχήματα και αντίστοιχες κατανομές ενδεχομένων, τη σχέση μήκος αστοχίας/μέτρο, τη συχνότητα εμφάνισης και τις εξασθενητικές σχέσεις καθώς και τις τιμές του άνω φράγματος για τα μεγέθη και την επιτάχυνση. Αφού δώσουμε την αντίστοιχη σχετική βαρύτητα στις καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας που προκύπτουν ακολουθώντας τις γνώμες των ειδικών, καθιερώνουμε μία και μοναδική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας μαζί με τα όρια αβεβαιότητας της 10% και 90%.
- (7) Μετά τον προσδιορισμό των μέσων ετησίων συχνοτήτων υπέρβασης για τις τιμές PGA που αφορούν το σχεδιαστικό και το μέγιστο πιθανό σεισμό, οι τιμές τους θα μπορούν να λαμβάνονται απευθείας από την τελική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας για χρήση στην επικλιμάκωση των κανονικοποιημένων (1g) φασματικών αντιτακτικών καμπύλων. Τα κανονικοποιημένα αντιτακτικά φάσματα που χρησιμοποιούνται κατά το σχεδιασμό πυρηνικών σταθμών κλιμακώνονται στα αντίστοιχα σχεδιαστικά και μέγιστα πιθανά επίπεδα (στάθμες) έντασης (PGA) γνωστά ως g-επίπεδα OBE (Operating Basis Earthquake-Λειτουργικός Βασικός Σεισμός) και SSE (Safe Shutdown Earthquake-Ασφαλής Σεισμός Αποκοπής). Στο παρελθόν, στην πράξη παίρναμε πρώτα το σχεδιαστικό SSE g-επίπεδο και στη συνέχεια μειώνοντάς το στο μισό βρίσκαμε το OBE g-επίπεδο. Ωστόσο, σήμερα επικρατεί η άποψη ότι το OBE g-επίπεδο μπορεί να μειωθεί λίγο πιο κάτω από το επίπεδο αυτό ώστε ο σχεδιασμός των σωληνώσεων και του εξοπλισμού να διέπεται από τον SSE και όχι από τον OBE. Αν χρησιμοποιούμε την πιθανοτική μέθοδο, τότε τα επίπεδα-g SSE και OBE μπορούμε να τα παίρνουμε απευθείας από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας αφού καθορίσουμε τις ετήσιες συχνότητες υπέρβασης.

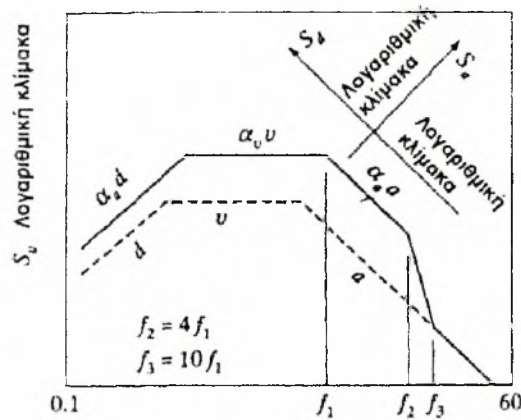
¹⁶ M. G. Bonilla, "A Review of Recently Active Faults in Taiwan", U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Open-File Report 75-41, 1975.

Γενικά, γίνεται δεκτή για τον SSE τιμή στο διάστημα 10^{-3} έως 10^{-4} , ενώ η τιμή 10^{-2} είναι λογική για τον OBE. Στο παρελθόν, επίσης, παίρναμε στην πράξη τα κατακόρυφα σχεδολογικά OBE και SSE g-επίπεδα στα 2/3 των αντίστοιχων τιμών τους για οριζόντιες κινήσεις. Ωστόσο, σε ορισμένες περιπτώσεις, έχουν τεθεί σε ίσες στάθμες λόγω διαθέσιμων στοιχείων για την εδαφική κίνηση της τοποθεσίας. Ο λόγος για τον οποίο γίνεται η αύξηση της σχετικής κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης με τον παραπάνω τρόπο είναι η ωστική ρηγμάτωση πολύ κοντά στην τοποθεσία.

C. Αντιτακτικές Φασματικές Διαμορφές

Για τον προσδιορισμό των διαμορφών των κανονικοποιημένων ($PGA=1g$) αντιτακτικών φασματικών καμπυλών έχει χρησιμοποιηθεί πολύ η μέθοδος των Newmark-Hall ή κάποια παραλλαγή της¹⁷. Από τη σύγκριση των συμπαγών αντιτακτικών φασματικών καμπυλών του σχ.19 με την παυλογραμμική καμπύλη που παριστάνει τις μέγιστες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης, βλέπουμε ότι οι λείες αντιτακτικές φασματικές καμπύλες είναι, ουσιαστικά, βαθμωτές επενισχύσεις των μεγίστων τιμών της εδαφικής μετακίνησης, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης στα αντίστοιχα συχνοτικά (ή περιοδικά) εκτάματά τους. Αυτή η παρατήρηση οδήγησε τους Newmark και Hall να προτείνουν τη χρήση κατά τμήματα (τεμαχιδόν) γραμμικών υποτυπωμάτων για κάθε αντιτακτική φασματική καμπύλη, όπως φαίνεται στο σχ.24, όπου τα τρία γραμμικά τμήματα της καμπύλης κάτω από το $f=f_2$ είναι απλώς επενισχύσεις των μεγίστων τιμών της εδαφικής μετακίνησης, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης στα αντίστοιχα συχνοτικά τους εκτάματά.

¹⁷ N. M. Newmark και W. J. Hall, "Earthquake Spectra and Design", Monograph published by the Earthquake Engineering Research Institute 1982.



ΣΧΗΜΑ 24. Σχεδιαστικό αντιτακτικό φάσμα (φάσμα σχεδιασμού).

Ακολουθώντας τα παραπάνω μπορούμε να δημιουργήσουμε σχεδιαστικές αντιτακτικές φασματικές καμπύλες, εξαρτητές από την τοποθεσία, χρησιμοποιώντας τα ακόλουθα βήματα :

- (1) Δεχόμαστε τις αναμενόμενες τιμές PGA για το σχεδιαστικό σεισμό και το μέγιστο πιθανό σεισμό ακολουθώντας μία από τις δύο διαδικασίες που περιγράψαμε παραπάνω.
- (2) Υπολογίζουμε τις αντίστοιχες αναμενόμενες αιχμικές τιμές της εδαφικής ταχύτητας και της μετακίνησης χρησιμοποιώντας τις σχέσεις^{18 19}

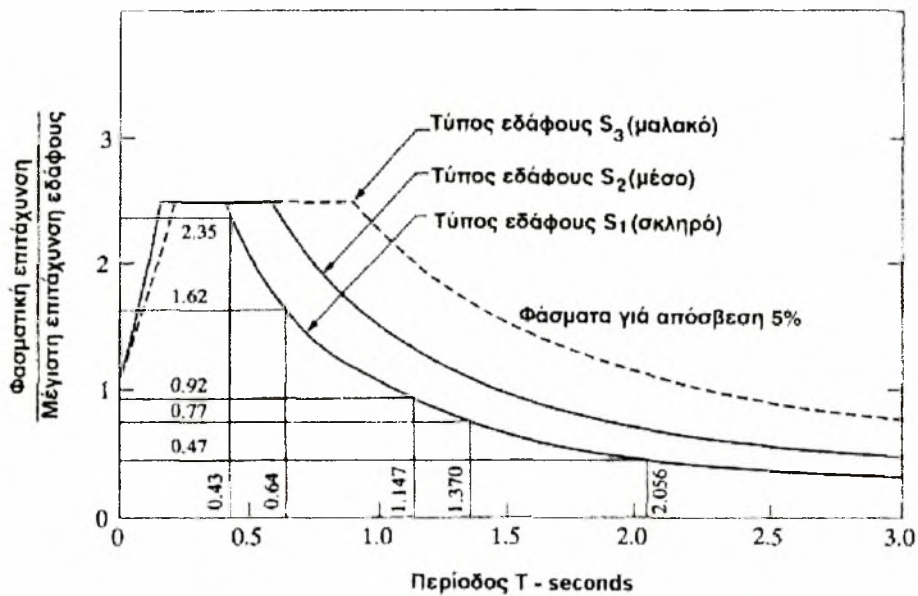
$$u = c_1 a/g, \quad d=c_2 u^2/a \quad (10-3)$$

όπου a , u και d οι αναμενόμενες μέγιστες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης (PGA), της ταχύτητας και της μετακίνησης, αντίστοιχα. Το g παριστάνει την επιτάχυνση της βαρύτητας. Οι σταθερές c_1 και c_2 επιλέγονται κατάλληλα για τις γνωστές συνθήκες της τοποθεσίας με βάση αποτελέσματα στατιστικών αναλύσεων πολλών επιταχυνσιογραφημάτων ισχυρών εδαφικών κινήσεων, όπου θα πρέπει να προτιμηθούν εκείνα τα επιταχυνσιογραφήματα τα οποία έχουν καταγραφεί στην εγγύς περιοχή της τοποθεσίας. Στην εργασία του ο Hall συνιστά να χρησιμοποιούμε για οριζόντιες

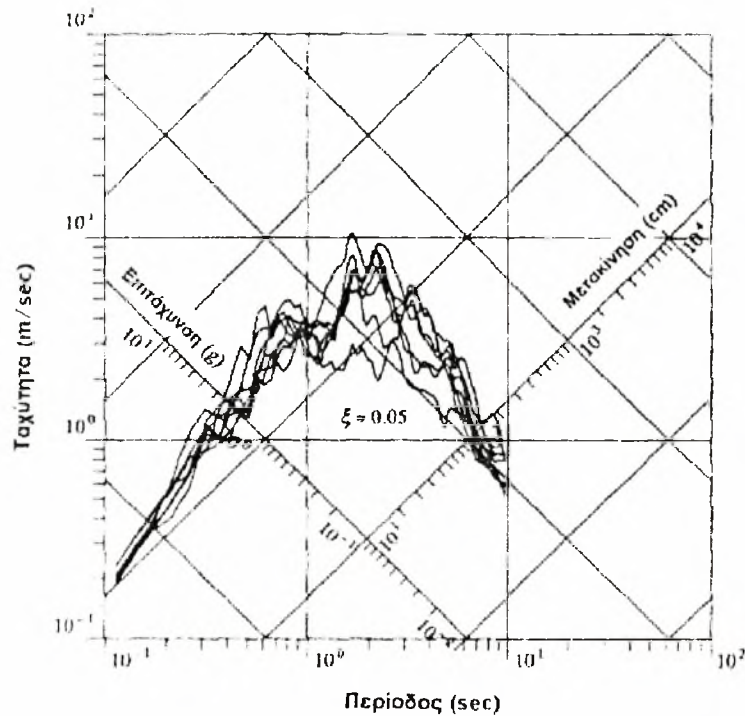
¹⁸ W. J. Hall, “Observations on Some Current Issues Pertaining to Nuclear Power Plant Seismic Design”, Nuclear Engineering and Design, North-Holland Publishing Co., Τόμος 69, 1982.

¹⁹ B. Mohraz, “A Study of Earthquake Response Spectra for Different Geological Conditions”, Bull. Of the Seismological Society of America, Τόμος 66, No. 3, Ιούνιος 1976.

εδαφικές κινήσεις $c_1 = 48 \text{ in/sec}$ και 36 in/sec για επαρκώς χωμάτινες και βραχώδεις τοποθεσίες, αντίστοιχα. Επιπλέον, προτείνει $c_2 = 6$ και για τις δύο περιπτώσεις. Ο Mohraz στην εργασία του δίνει μέσες τιμές, 50 εκατοστημορίων και 84,1 εκατοστημορίων για τα c_1 και c_2 (με την παραδοχή κανονικών λογαριθμικών κατανομών) για διάφορα είδη τοποθεσιών, οι οποίες έχουν στηριχθεί, βασικά, σε δεδομένα σεισμών που αφορούν την Καλιφόρνια.



ΣΧΗΜΑ 25. Κανονικοποιημένα αντικακτικά φάσματα, κατά ATC-3, που συνιστώνται για χρήση σε οικοδομικούς κανονισμούς.



ΣΧΗΜΑ 26. Κανονικοποιημένες αντιτακτικές φασματικές καμπύλες για $\xi=0.05$ από οκτώ καταγεγραμμένα επιταχυνσιογραφήματα στην Ταϊπέι, Taiwan, κατά τη διάρκεια του σεισμού της 14ης Νοεμβρίου 1986.

(3) Αφού δεχτούμε τις αριθμητικές τιμές των α , α_u και α_d , τις πολλαπλασιάζουμε με τους αντίστοιχους επενισχυτικούς παράγοντες α_a , α_u και α_d , αντίστοιχα. Στη συνέχεια σχεδιάζουμε τα αποτελέσματα σε τετρειδή (four-way) λογαριθμικά διαγράμματα, όπως φαίνεται στο σχ.25-8. Επειδή οι επενισχυτικοί παράγοντες τόσο για τις οριζόντιες, όσο και για τις κατακόρυφες κινήσεις είναι τυχαία μεγέθη, θα πρέπει να προκύψουν από στατιστικές αναλύσεις δεδομένων που αφορούν ισχυρές εδαφικές κινήσεις, αντιπροσωπευτικών των τοπικών συνθηκών. Ο Mohraz έχει δημοσιεύσει πάρα πολλά στοιχεία του τύπου αυτού, τα οποία έχουν προκύψει με την παραδοχή κανονικής λογαριθμικής κατανομής. Στην πράξη χρησιμοποιούνται επενισχυτικοί παράγοντες στο επίπεδο των 84,1 εκατοστημορίων σε συνδυασμό με τις μέσες τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, της ταχύτητας και της μετακίνησης. Αν δεχτούμε κανονική λογαριθμική κατανομή, τότε το επίπεδο των 84,1 εκατοστημορίων παριστάνει το επίπεδο της μέσης - συν ένα- τυπικής απόκλισης.

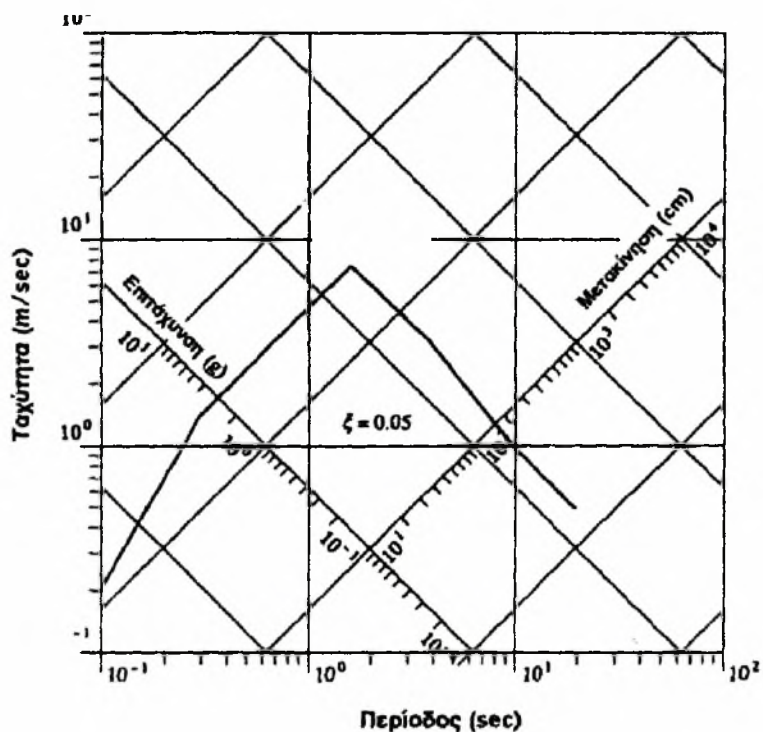
(4) Ξέροντας ότι κάθε αντιτακτική φασματική καμπύλη πρέπει να τείνει ασυμπτωτικά στην αιχμική εδαφική επιτάχυνση, όταν η συχνότητα $f = \omega/2\pi$ του μονοβάθμιου συστήματος αυξάνει τείνοντας σε μεγάλες τιμές, όπως είδαμε προηγουμένως με την Εξ. (8-17), αναγκάζουμε τη σχεδολογική αντιτακτική φασματική καμπύλη που απεικονίζεται στο σχ.24 να πλησιάσει τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση με γραμμικό τρόπο κατασκευής, όταν περνάμε από τη συχνότητα f_2 στην f_3 . Από στατιστικές αναλύσεις έχει αποδειχτεί ότι οι δύο αυτές συχνότητες μπορούν συχνά να προβλεφθούν ικανοποιητικά με χρήση των προσεγγιστικών τύπων

$$f_2 = 4 f_1, \quad f_3 = 10 f_1 \quad (10-4)$$

όπου f_1 είναι εκείνη η συχνότητα της αντιτακτικής φασματικής καμπύλης, η οποία αντιστοιχεί στο σημείο τομής της επενισχυτικής εδαφικής επιτάχυνσης με την επενισχυτική εδαφική ταχύτητα.

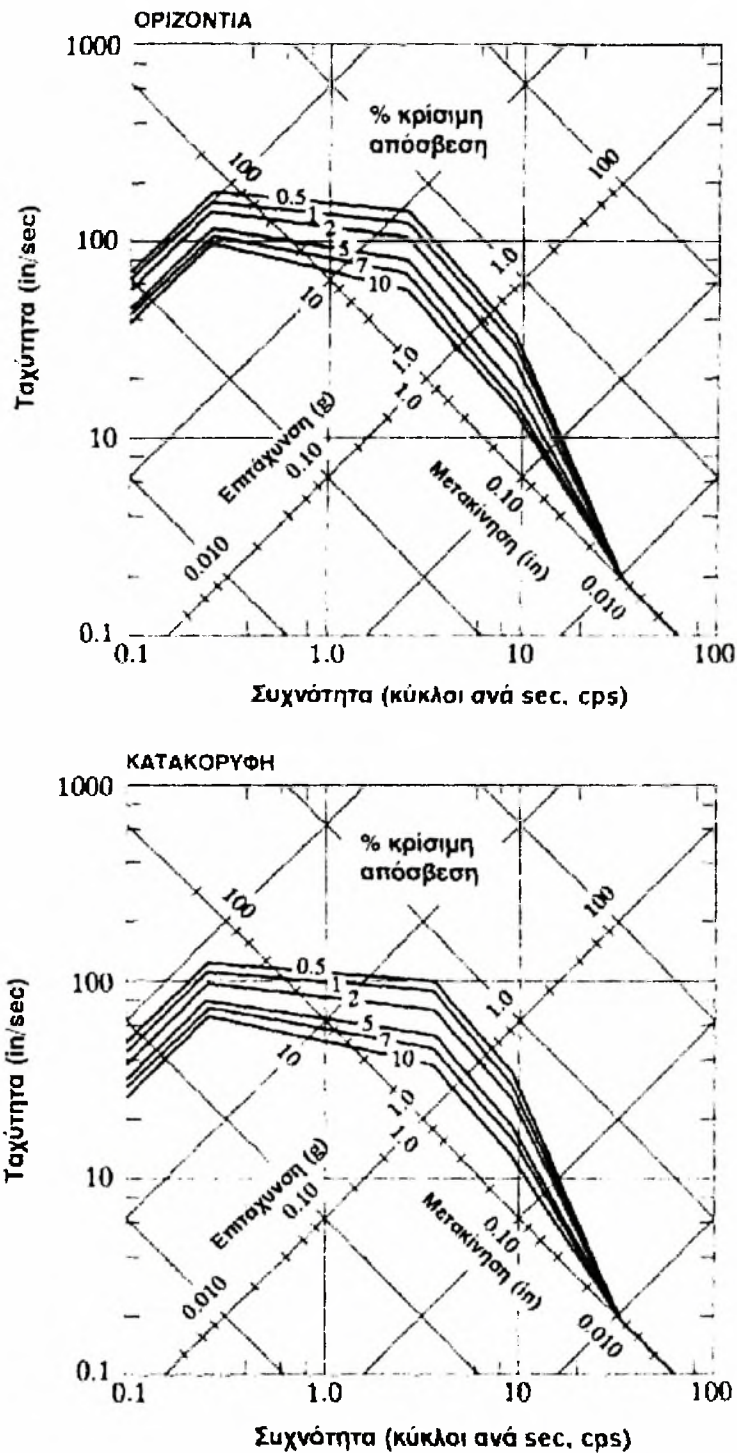
Η παραπάνω γενική μεθοδολογία έχει χρησιμοποιηθεί για να καθιερωθούν κανονικοποιημένα σχεδολογικά αντιτακτικά φάσματα για οικοδομικούς κανονισμούς. Σ' αυτά περιλαμβάνονται και εκείνα που πρότεινε το ATC-3, όπως φαίνονται στο σχ.25.²⁰ Θα πρέπει εδώ να τονίσουμε ότι κατά την εκπόνηση τέτοιων φασμάτων, θα πρέπει να γίνει κάθε δυνατή προσπάθεια να χρησιμοποιηθούν τιμές για τα α , c_1 , c_2 , α_a , α_u , και α_d που έχουν προκύψει από αντιπροσωπευτικά στοιχεία ισχυρών εδαφικών κινήσεων της τοποθεσίας που μας ενδιαφέρει. Ωστόσο, για τις τελικές αριθμητικές τιμές τους, θα πρέπει να γίνουν εκτιμήσεις με βάση τη λογική αποτίμηση όλων των εμπλεκόμενων παραγόντων.

²⁰ Applied Technology Council (ATC), "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", ATC Publication ATC3-06, NBS Ειδική Έκδοση 510 και NSF Έκδοση 78-8, 1978.



ΣΧΗΜΑ 27. Κανονικοποιημένη σχεδιαστική αντιτακτική φασματική καμπύλη για $\xi=0.05$ για το μαλακό έδαφος Ταιρεί, Taiwan.

Κατά την καθιέρωση σχεδιαστικών αντιτακτικών φασμάτων με μαλακά εδάφη μεγάλου βάθους, όπως λ.χ. στην πόλη του Mexico και στην Ταιρεί, Taiwan, θα πρέπει να συμπεριλάβουμε στη μελέτη μας τις εδαφικές κινήσεις στενής ζώνης που εμφανίζονται. Ένα τέτοιο παράδειγμα, το οποίο δείχνει την επιρροή τέτοιων κινήσεων στενής ζώνης στις διαμορφές των αντιτακτικών φασμάτων φαίνεται στο σχ.26. Το σχήμα αυτό δείχνει τις κανονικοποιημένες αντιτακτικές φασματικές καμπύλες για απόσβεση 5% με χρήση οκτώ επιταχυνσιογραφήματων που κατεγράφησαν στην Ταιρεί κατά τη διάρκεια του σεισμού της 14ης Νοεμβρίου 1986. Τα καταγραφέντα επιταχυνσιογραφήματα είχαν επικρατούσες συχνότητες με κέντρα γύρω από την περίοδο $T=1,65$ sec με αποτέλεσμα τη μοναδική αιχμή των φασμάτων στην εγγύς γειτονιά της περιόδου αυτής. Αν χρησιμοποιήσουμε τις οκτώ αυτές φασματικές καμπύλες για να πάρουμε μια λεία σχεδιαστική καμπύλη, θα προκύψει καμπύλη παρόμοια μ' εκείνη του σχ.27. Προσέξτε ότι το τμήμα του φάσματος που συνήθως ελέγχεται από την ταχύτητα έχει εξαφανιστεί.



ΣΧΗΜΑ 28. NRC λείες σχεδιαστικές αντιτακτικές φασματικές καμπύλες (μέσος + 1 στάθμες) κανονικοποιημένες σε αιχμική εδαφική επιτάχυνση 1g.

Στην περιγραφή που κάναμε παραπάνω, εστίασαμε την προσοχή μας σε διαδικασίες για την καθιέρωση των διαμορφών των αντιτακτικών φασμάτων για

οριζόντιες επιφανειακές κινήσεις ελευθέρου πεδίου που παριστάνουν το σχεδολογικό και το μέγιστο πιθανό σεισμό. Φυσικά, οι ίδιες μέθοδοι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για κατακόρυφες επιφανειακές κινήσεις ελευθέρου πεδίου αν έχουμε επαρκή στοιχεία ισχυρών κατακόρυφων κινήσεων. Τότε, θα πρέπει να αναγνωρίσουμε ότι οι διαμορφές των σχεδολογικών φασμάτων για τις κατακόρυφες κινήσεις διαφέρουν από εκείνες των οριζοντίων κινήσεων.

Λόγου χάρη, προσέξτε τις διαμορφικές διαφορές μεταξύ των δύο συνόλων κανονικοποιημένων ($PGA = 1g$) USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission) σχεδολογικών φασμάτων του σχ. 28 που έχουν χρησιμοποιηθεί εκτεταμένα στις Η.Π.Α. και σε πολλές άλλες χώρες για το σχεδιασμό εργοστασίων πυρηνικής ενέργειας.^{21 22} Και τα δύο σύνολα καμπυλών στο σχήμα αυτό παριστάνουν παραλλαγή της μεθόδου Newmark-Hall που περιγράψαμε παραπάνω για τον καθορισμό σχεδολογικών φασμάτων, όπου οι ευθείες στις περιοχές συχνοτήτων που ελέγχονται από τις ταχύτητες δεν είναι οριζόντιες. Για να γίνει καλύτερη προσαρμογή στην οικογένεια των κανονικοποιημένων πραγματικών φασμάτων που χρησιμοποιήθηκαν κατά τη στατιστική ανάλυση, έχουν δοθεί στις παραπάνω ευθείες αρνητικές κλίσεις. Οι διαμορφές όλων των καμπυλών του σχ.28 παριστάνουν φασματικές τιμές στα επίπεδα της μέσης συν ένα τυπικής απόκλισης.

Όταν χρησιμοποιούμε κατά τμήματα γραμμικά σχεδολογικά φάσματα, όπως παριστάνονται σε τετρειδή λογαριθμικά διαγράμματα, θα πρέπει ν' αποφεύγουμε να παίρνουμε φασματικές τιμές απευθείας από τα διαγράμματα αυτά επειδή η μη γραμμική παρεμβολή που χρειάζεται κατά μήκος των λογαριθμικών κλιμάκων δεν μπορεί να γίνει οπτική με αποδεκτή ακρίβεια. Έτσι, συνιστάται οι επιθυμητές φασματικές τιμές για προκαθορισμένες περιόδους να υπολογίζονται άμεσα από τις εξισώσεις που παριστάνουν τα ευθύγραμμο τμήματα. Για κάθε ευθύγραμμο τμήμα που έχει σταθερό το ένα από τα τρία φάσματα, οι μετατροπές του σε αναπαραστάσεις των δύο άλλων φασμάτων μπορούν να γίνουν εύκολα, αρκεί να χρησιμοποιήσουμε τις Εξ. (25-14) και (25-15).

²¹ N. M. Newmark, J. A. Blume and K. K. Kapur, "Seismic Design Spectra for Nuclear Power Plants", Jour. Power Division, ASCE, Τόμος 99, No. P02, Νοέμβριος 1973.

²² U. S. Atomic Energy Commission, Regulatory Guide 1.60, "Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants", Revision 1, Δεκέμβριος 1973.

D. Τοπικά Αντιτακτικά Φάσματα Ομοιόμορφης Επικινδυνότητας

Θα πρέπει να τονίσουμε ότι τα αντιτακτικά φάσματα του σχ. 25-12 παρουσιάζουν δύο σημαντικά μειονεκτήματα:

- (1) είναι ανεξάρτητα από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες και
- (2) δεν παριστάνουν την ίδια πιθανότητα υπέρβασης για όλη την περιοχή συχνοτήτων που μας ενδιαφέρει.

Λόγω των μειονεκτημάτων αυτών θα πρέπει να καταβληθεί κάθε δυνατή προσπάθεια καθορισμού τοπικών φασμάτων, τα οποία πράγματι να παριστάνουν μια ομοιόμορφη πιθανότητα υπέρβασης για όλη την περιοχή συχνοτήτων. Για να βρούμε τέτοια φάσματα απαιτείται στατιστική επεξεργασία με χρήση συνόλων αντιτακτικών φασμάτων (α.φ.) τα οποία θα δημιουργηθούν από μια οικογένεια επιταχυνσιογραφήματων που χαρακτηρίζουν τις αναμενόμενες εδαφικές κινήσεις της τοποθεσίας. Επειδή συνήθως ο αριθμός των επιταχυνσιογραφήματων που διατίθενται είναι εντελώς περιορισμένος, η οικογένεια θα πρέπει να συμπληρωθεί με χρήση καταγεγραμμένων επιταχυνσιογραφήματων άλλων περιοχών με παρόμοιες γεωλογικές, σεισμολογικές και γεωφυσικές (GSG) συνθήκες. Όλα τα καταγεγραμμένα επιταχυνσιογραφήματα που θα επιλεγούν θα πρέπει να επικλιμακωθούν ένα-ένα με τρόπο κατάλληλο ώστε να είναι αντιπροσωπευτικά του μεγέθους του αναμενόμενου σεισμού και της απόστασης τοποθεσίας-εστίας, καθώς και της συγκεκριμένης τοποθεσίας που θα αντιπροσωπεύουν.^{23 24 25 26} Για να προσαρμόσουμε τις διαφορές του μεγέθους και των τοπικών συνθηκών, η επικλιμάκωση συνοδεύεται με μετασχηματισμό Fourier κάθε επιταχυνσιογράφημα και στη συνέχεια με πολλαπλασιασμό του πραγματικού και φανταστικού μέρους κάθε μετασχηματίσματος

²³ H. B. Seed, C. Ugas and J. Lysmer, "Site-Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design", Bull. Of the Seismological Society of America, Vol. 66, No. 1, Φεβρουάριος 1976.

²⁴ R. K. McGuire, "A Simple Model for Estimating Fourier amplitude Spectra of Horizontal Ground Acceleration", Bull. Of the Seismological Society of America, Vol. 68, No. 3, Ιούνιος 1978.

²⁵ M. D. Trifunac, "Preliminary Empirical Model for Scaling Fourier Amplitude Spectra of Strong Ground Acceleration in Terms of Earthquake Magnitude, Source-to-Site Distance and Recording Site Conditions", Bull. Of the Seismological Society of America, Vol. 66, No. 4, Αύγουστος 1976.

²⁶ D. M. Boore, "Stochastic Simulation of High-Frequency Ground Motions Based on Seismological Models of the Radiated Spectra", Bull. Of the Seismological Society of America, Vol. 73, No. 6, Δεκέμβριος 1983.

μ' ένα τρίτο παράγοντα επικλιμάκωσης, ο οποίος είναι ανεξάρτητος της συχνότητας, ώστε να εξομαλυνθούν οι διαφορές που αφορούν την απόσταση τοποθεσίας-εστίας. Ο παράγοντας επικλιμάκωσης ακολουθεί τη σχέση εξασθένησης που εκφράζει τη μέση (ή διάμεση) PGA ως συνάρτηση του μέτρου και της απόστασης τοποθεσίας-εστίας. Αφού εφαρμόσουμε και τους τρεις παράγοντες επικλιμάκωσης γυρνάμε με αντίστροφο μετασχηματισμό Fourier στο πεδίο του χρόνου και βρίσκουμε τα διορθωμένα επιταχυνσιογραφήματα. Αν ο αριθμός των καταγεγραμμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην οικογένεια είναι ανεπαρκής για στατιστική επεξεργασία, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα μέσω ενός στοχαστικού προσομοιώματος εφόσον το προσομοίωμα επιλεγεί προσεκτικά έτσι ώστε να παριστάνει το σχεδιαστικό σεισμό (σ.σ.) και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Έχοντας, τώρα, το τελικό πλήρες σύνολο των επιταχυνσιογραφημάτων που παριστάνουν τις αναμενόμενες κινήσεις στη συγκεκριμένη τοποθεσία, μπορούμε να παράγουμε αντιτακτικά φάσματα (α.φ.) για κάθε επιταχυνσιογράφημα. Στη συνέχεια κάνουμε στατιστικές επεξεργασίες σε όλα τα σύνολα φασμάτων ώστε να βρούμε τις κατανομές πιθανότητας του PGA και τις φασματικές τιμές για διακριτές συχνότητες από το συχνοτικό πεδίο που μας ενδιαφέρει. Φάσματα επιλεγμένα για συγκεκριμένο εκατοστημοριακό επίπεδο από τα παραπάνω παριστάνουν ομοιόμορφη πιθανότητα υπέρβασης για όλο το συχνοτικό έκταμα. Η κατάρτιση τοπικών σχεδιαστικών φασμάτων (σ.φ.), με την παραπάνω μέθοδο, θα πρέπει να γίνει ξεχωριστά για κατακόρυφες και οριζόντιες εδαφικές κινήσεις.

Μια εναλλακτική μέθοδος δημιουργίας τοπικών αντιτακτικών φασμάτων που παριστάνουν ομοιόμορφη πιθανότητα υπέρβασης για όλη την περιοχή συχνοτήτων μοιάζει με την προηγούμενη, με μία μόνο διαφορά. Αντί να χρησιμοποιήσουμε τη σχέση εξασθένησης για την προσαρμογή των διαφορών στις αποστάσεις τοποθεσίας-εστίας, όλα τα επιταχυνσιογραφήματα που προέκυψαν μετά τις ρυθμίσεις που αφορούν το μέγεθος του σεισμού και τις τοπικές συνθήκες κανονικοποιούνται σε στάθμη 1g PGA. Στη συνέχεια, γι' αυτά τα κανονικοποιημένα επιταχυνσιογραφήματα παράγουμε σύνολα α.φ. και κάνουμε στατιστικές επεξεργασίες σε όλα τα σύνολα έτσι ώστε να βρούμε κατανομές πιθανοτήτων των φασματικών τιμών για διακριτές συχνότητες, ή απλά για να βρούμε τα επίπεδα των 50 εκατοστημορίων και των 84 εκατοστημορίων. Ωστόσο, επειδή οι συνήθως χρησιμοποιούμενες καμπύλες των 84 εκατοστημορίων συγκλίνουν στην αιχμική εδαφική επιτάχυνση στην περιοχή των υψηλών συχνοτήτων, οι καμπύλες αυτές δεν παριστάνουν ομοιόμορφες πιθανότητες

υπέρβασης για όλη την περιοχή συχνοτήτων όταν επικλιμακωθούν με χρήση της μέσης (ή της διάμεσης) PGA για το σχεδολογικό σεισμό (σ.σ.) ή το μέγιστο πιθανό σεισμό (μ.π.σ.). Γι' αυτό το λόγο είναι πιο λογικό να χρησιμοποιήσουμε τα μέσα κανονικοποιημένα (PGA=1g) α.φ. και μετά να τα επικλιμακώσουμε χρησιμοποιώντας PGA των 84 εκατοστημορίων. Η τελευταία μέθοδος οδηγεί σε σημαντικά ομοιόμορφες πιθανότητες υπέρβασης για όλη την περιοχή συχνοτήτων.

Πρόσφατα η τάση είναι η καθιέρωση τοπικών α.φ. ομοιόμορφης επικινδυνότητας, αφού αρχικά προσδιορίσουμε σύνολα καμπυλών σεισμικής επικινδυνότητας όπου η καθεμία εκφράζει τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης συναρτήσει της αντιπακτικής φασματικής τιμής για προκαθορισμένη διακριτή τιμή συχνότητας (ή περιόδου) και προκαθορισμένη διακριτή τιμή απόσβεσης. Η είναι ίδια μ' εκείνη που περιγράψαμε προηγουμένως για τη δημιουργία καμπυλών σεισμικής επικινδυνότητας για την PGA. Ωστόσο, ο υπολογιστικός χρόνος είναι πολύ μεγαλύτερος λόγω του μεγάλου αριθμού των διακριτών τιμών της συχνότητας και της απόσβεσης. Από τα σύνολα των καμπυλών επικινδυνότητας μπορούμε να βρούμε α.φ. για προκαθορισμένη πιθανότητα υπέρβασης σε όλη την περιοχή συχνοτήτων.

Ε. Κίνηση με δύο οριζόντιες συνιστώσες

Αν ένα δόμημα θα πρέπει να διαστασιολογηθεί με χρήση ταυτοχρόνως δύο ορθογωνίων συνιστωσών οριζοντίων εδαφικών επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε και για τις δύο συνιστώσες τα κανονικοποιημένα σχεδολογικά φάσματα που περιγράψαμε προηγουμένως. Ωστόσο, για να είναι συμβιβαστά με δεδομένα ισχυρών εδαφικών κινήσεων, οι μέγιστες στάθμες της έντασης σχεδιασμού και της μέγιστης πιθανής της μιας συνιστώσας θα πρέπει να μειωθούν περίπου κατά 15% κάτω από τις αντίστοιχες στάθμες εντάσεων της άλλης συνιστώσας. Η συνιστώσα με τη μεγαλύτερη ένταση θα πρέπει να κατευθύνεται κατά μήκος του κρίσιμου άξονα του δομήματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ-ΕΑΚ 2000

1) ΓΕΝΙΚΑ

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η μεθοδολογία που έχει αναπτύξει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000) όσον αφορά την προσομοίωση των σεισμικών φορτίων στις κατασκευές. Γενικά χρησιμοποιείται η μέθοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή με παράλληλη χρήση κατάλληλων φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης). Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

2) ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

a) Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους. Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες. Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων όλα τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.

b) Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων

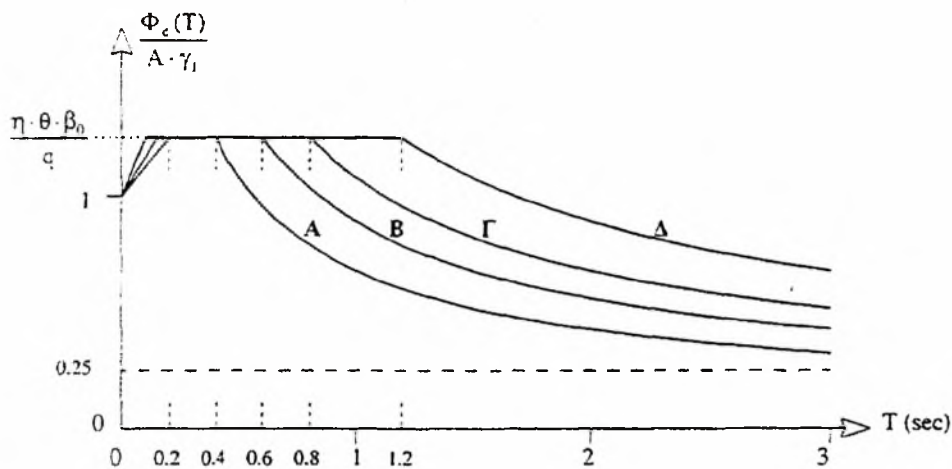
Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Το φάσμα της κατακόρυφης

συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70. Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού» Φ_d της παραγράφου 3, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων. Σε ειδικές περιπτώσεις ελέγχου της σεισμικής απόκρισης μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε με εν χρόνω ολοκλήρωση τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών κινήσεων του εδάφους. Η μελέτη αυτής της μεθόδου αποτελεί το σκοπό της εργασίας αυτής.

3) ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

a. Οριζόντιες συνιστώσες

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις (Σχήμα 2.1):



Σχήμα 2.1: Φάσμα Σχεδιασμού: $\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_I}$ [Σχεδίαση για $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 2.5/2.0$]

Περιοχή Περιόδων

Εξίσωση

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots \dots \dots (2.1.a)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots \dots \dots (2.1.b)$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots \dots \dots (2.1.c)$$

Περιοχή Περιόδων**Εξίσωση**

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (2.1.a)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots\dots (2.1.β)$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.1.γ)$$

όπου:

- A = α · g μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους,
- g επιτάχυνση της βαρύτητας,
- γ₁ συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου,
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής,
- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης ≠ 5%,
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης,
- T₁ και T₂ χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος,
- β₀ = 2.5 συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και
- A, B, Γ, Δ κατηγορία εδάφους.

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = (\zeta / (2 + \zeta))^{0,5} \geq 0,7$$

όπου οι τιμές της απόσβεσης ζ(%) εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής.

Σε κάθε περίπτωση απαιτείται: Φ_d(T)/Aγ₁ ≥ 0,25

b. Κατακόρυφη συνιστώσα

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις (2.1) με τις εξής μεταβολές:

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0.70 \cdot A$,
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής $g_v = 0.50q \geq 1.00$ και
- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

c. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III και IV με δυσμενέστερη την κατηγορία IV. Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

d. Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

e. Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Οι τιμές του q εξαρτώνται από το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό τη βασική προϋπόθεση το σύστημα θα αναπτύξει επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά στα σεισμικά φορτία. Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q = 1$.

f. Κατάταξη εδαφών

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ.

g. Συντελεστής θεμελίωσης

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης.

4) ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

a. Βάσεις υπολογισμού

Μέσα στα πλαίσια του Κανονισμού θεωρούνται κτιριακές κυρίως κατασκευές, των οποίων η σεισμική απόκριση είναι είτε ελαστική-γραμμική είτε, συνηθέστερα, εμφανίζει υλικές μη-γραμμικότητες και περιορισμένες γεωμετρικές μη-γραμμικότητες (φαινόμενα 2^{ης} τάξης). Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία "ισοδύναμη" γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς q . Για τον υπολογισμό των πραγματικών (μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q . Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του σεισμού μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή. Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV. Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων, ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή. Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

b. Μέθοδοι υπολογισμού

Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- α). Δυναμική φασματική μέθοδος.
- β). Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος).

Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.

5) ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο παρών Κανονισμός. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού. Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

6) ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

α. Γενικά - Πεδίο εφαρμογής

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιόμορφης ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μόνο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- α). Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.
- β). Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

- α). Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.
- β). Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35K_i$ και $0.50K_i$, αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

- γ). Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35m_i$ και $0.50m_i$, αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

b. Ισοδύναμα σεισμικά φορτία

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

$$V_o = M * \Phi_d(T)$$

Όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$\Phi_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, όπως προκύπτει από τις εξισώσεις (2.1) και

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής. Σε ορθογωνική κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω εμπειρικού τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0,09 * (H / (L^{0,5})) * (H / (H + \rho * L))^{0,5}$$

Όπου:

H το ύψος του κτιρίου,

L το μήκος του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και

ρ ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) * (m_i * \phi_i / \sum m_j * \phi_j) \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

Όπου:

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i ,

φ_i είναι η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής,

$V_H = 0,07 \cdot T \cdot V_o$ ($\leq 0,25 \cdot V_o$) είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T \geq 1 \text{ sec}$ και

N είναι ο αριθμός των ορόφων.

Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot (m_i \cdot z_i / \sum m_j \cdot z_j) \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

όπου z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση.

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:

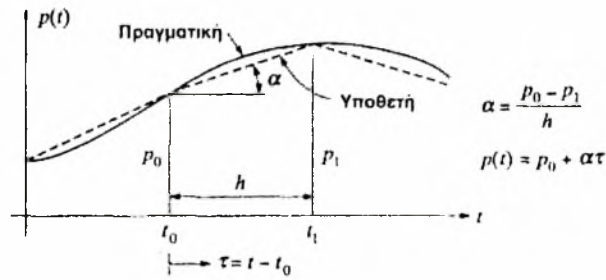
- α). Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.
- β). Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III.
- γ). Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΧΡΟΝΙΚΗ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ

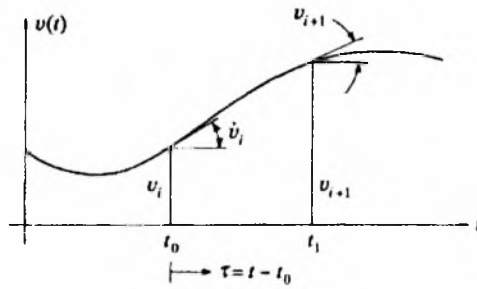
1) ΓΕΝΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ

Η βηματιστική μέθοδος αποτελεί τη δεύτερη γενική μέθοδο δυναμικής αντιπακτικής ανάλυσης (η πρώτη είναι η επαλληλιστική μέθοδος) και εφαρμόζεται εξίσου καλά και για την ανάλυση μη γραμμικής αντίταξης επειδή δεν χρησιμοποιεί επαλληλία. Υπάρχουν διάφορα είδη βηματιστικών μεθόδων, αλλά σε όλες η φόρτιση και το αντιπακτικό ιστορικό διαιρούνται σε ακολουθία χρονικών διαστημάτων ή "βημάτων" (steps). Η αντίταξη κατά τη διάρκεια κάθε βήματος υπολογίζεται με βάση τις αρχικές συνθήκες (μετατόπιση και ταχύτητα) που υπάρχουν στην αρχή του βήματος και από το φορτιστικό ιστορικό κατά τη διάρκεια του βήματος. Έτσι, η αντίταξη για κάθε βήμα είναι ένα ανεξάρτητο πρόβλημα ανάλυσης και δεν χρειάζεται να συνδυάζουμε αντιπακτικές συμβολές μέσα στο βήμα. Η μη γραμμική συμπεριφορά μπορεί να αντιμετωπιστεί εύκολα με τη μέθοδο αυτή, αρκεί να δεχτούμε ότι οι δομητικές ιδιότητες παραμένουν σταθερές κατά τη διάρκεια κάθε βήματος και αλλάζουν σύμφωνα με κάποια προκαθορισμένη μορφή συμπεριφοράς από κάποιο βήμα στο επόμενο του. Έτσι, η μη γραμμική ανάλυση αποτελεί στην ουσία μία ακολουθία γραμμικών αναλύσεων ενός μεταβαλλόμενου συστήματος. Κάθε επιθυμητός βαθμός βελτίωσης στη μη γραμμική συμπεριφορά μπορεί να επιτευχθεί με τη μεθοδολογία αυτή αν κάνουμε τα χρονικά βήματα αρκετά σύντομα. Επίσης, μπορεί να εφαρμοστεί σε κάθε τύπο μη γραμμικότητας που περιλαμβάνει μεταβολές μάζας και αποσβεστικές ιδιότητες καθώς και στις πιο συνήθεις μη γραμμικότητες που οφείλονται σε μεταβολές της δυσκαμψίας.

Οι βηματιστικές μέθοδοι αποτελούν τη μόνη πλήρως γενική προσέγγιση για την ανάλυση μη γραμμικής αντίταξης. Ωστόσο, εφαρμόζονται και για την ανάλυση γραμμικής αντίταξης, επειδή οι ίδιοι αλγόριθμοι είναι δυνατό να εφαρμοστούν ανεξάρτητα από το αν το δόμημα συμπεριφέρεται γραμμικά ή όχι. Επιπλέον, οι μέθοδοι επίλυσης μονοβάθμιων δομημάτων μπορούν εύκολα να επεκταθούν σε πολυβάθμια συστήματα αρκεί να αντικαταστήσουμε τα βαθμωτά μεγέθη με πίνακες. Πράγματι, αυτές οι μέθοδοι είναι τόσο αποτελεσματικές και εύκολες ώστε οι χρόνο-πεδιακές αναλύσεις σχεδόν πάντα εκτελούνται από κάποιο είδος βηματιστικής ανάλυσης, άσχετα από το αν η συμπεριφορά είναι ή δεν είναι γραμμική.



(a) Φορτιστικό ιστορικό



(b) Αντιπακτικό ιστορικό

ΣΧΗΜΑ 29. Συμβολισμοί στη μέθοδο της τμηματικά ακριβούς μεθόδου

2) Η ΤΜΗΜΑΤΙΚΑ ΑΚΡΙΒΗΣ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η πιο απλή βηματιστική μέθοδος ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων είναι η λεγόμενη «τμηματικά ακριβής, ή κατά τμήματα ακριβής» μέθοδος, η οποία στηρίζεται στην ακριβή λύση της εξίσωσης κίνησης ως προς την αντίταξη ενός γραμμικού δομήματος σε φόρτιση που μεταβάλλεται γραμμικά κατά τη διάρκεια ενός διακριτού χρονικού διαστήματος. Κατά τη χρησιμοποίηση της μεθόδου αυτής, το φορτιστικό ιστορικό διαιρείται σε χρονικά διαστήματα, τα οποία συνήθως καθορίζονται από σημαντικές αλλαγές της κλίσης της πραγματικής φόρτισης. Μεταξύ των σημείων αυτών δεχόμαστε ότι η κλίση της φορτιστικής καμπύλης παραμένει σταθερή. Παρότι η αντιπακτική παράσταση που προκύπτει γι' αυτά τα γραμμικώς μεταβαλλόμενα φορτιστικά βήματα είναι ακριβής, θα πρέπει να τονίσουμε ότι η πραγματική φόρτιση απλώς προσεγγίζεται με ευθύγραμμα τμήματα σταθερής κλίσης. Έτσι, η υπολογιζόμενη αντίταξη, γενικά, δεν αποτελεί ακριβή αναπαράσταση της πραγματικής αντίταξης για την πραγματική φόρτιση. Ωστόσο, το σφάλμα μπορεί να περιοριστεί σ' οποιαδήποτε

αποδεκτή τιμή αρκεί να μειώσουμε το μήκος των χρονικών βημάτων, οπότε γίνεται καλύτερη προσέγγιση της φόρτισης. Αν θέλουμε, μπορούμε να αλλάζουμε τα μήκη των χρονικών βημάτων από κάποιο διάστημα στο επόμενο του, έτσι ώστε να πετύχουμε την καλύτερη δυνατή προσαρμογή της φόρτισης με ακολουθία ευθυγράμμων τμημάτων. Πάντως, για λόγους υπολογιστικής επίδοσης, συνήθως χρησιμοποιούμε σταθερό χρονικό βήμα.

Οι συμβολισμοί φαίνονται στο σχ.29α. Η διάρκεια του χρονικού βήματος παριστάνεται με h και διαρκεί από τη χρονική στιγμή t_0 ως την t_1 . Η υποθετή γραμμικώς μεταβαλλόμενη φόρτιση κατά τη διάρκεια του χρονικού βήματος είναι

$$p(\tau) = p_0 + \alpha \tau \quad (2-1)$$

όπου α η σταθερή κλίση, τ η μεταβλητή χρόνου στη διάρκεια του βήματος και p_0 η αρχική φόρτιση. Αν αντικαταστήσουμε αυτή τη φορτιστική παράσταση στην εξίσωση κίνησης μονοβάθμιου συστήματος με ιζώδη απόσβεση βρίσκουμε

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p_0 + \alpha \tau \quad (2-2)$$

Η αντίαξη $u(\tau)$ στη διάρκεια κάθε χρονικού βήματος (φαίνεται στο σχ.29b) αποτελείται από ένα ελεύθερο-ταλαντωτικό όρο $u_h(\tau)$ και επιπλέον από τη μερική λύση για την προκαθορισμένη γραμμική φορτιστική μεταβολή $u_p(\tau)$, δηλαδή

$$u(\tau) = u_h(\tau) + u_p(\tau) \quad (2-3)$$

όπου η αποσβεστή ελεύθερο-ταλαντωτική αντίαξη είναι

$$u_h(\tau) = \exp(-\xi\omega\tau) [A \cos \omega_D \tau + B \sin \omega_D \tau]$$

ενώ εύκολα επαληθεύουμε ότι η γραμμικώς μεταβαλλόμενη μερική λύση είναι

$$u_p(\tau) = [(p_0 + \alpha\tau)/k] - [\alpha c/k^2] \quad (2-4)$$

Συνδυάζοντας τις παραστάσεις αυτές και υπολογίζοντας τις σταθερές A και B με βάση τις αρχικές συνθήκες κατά τη χρονική στιγμή $\tau = 0$, βρίσκουμε τελικά την ακόλουθη παράσταση για την μετατόπιση στη διάρκεια του χρονικού βήματος:

$$u(t) = A_0 + A_1 t + A_2 \exp(-\xi\omega t) \cos \omega_D t + A_3 \exp(-\xi\omega t) \sin \omega_D t \quad (2-5)$$

όπου

$$A_0 = (u_0/\omega^2) - (2\xi\alpha/\omega^3)$$

$$A_1 = \alpha/\omega^2$$

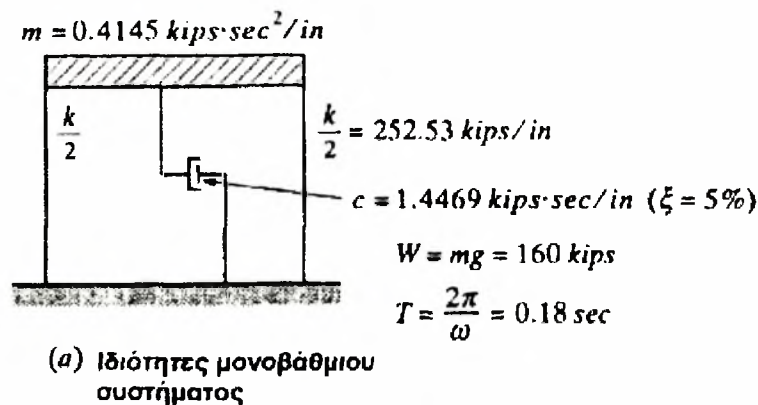
$$A_2 = u_0 - A_0$$

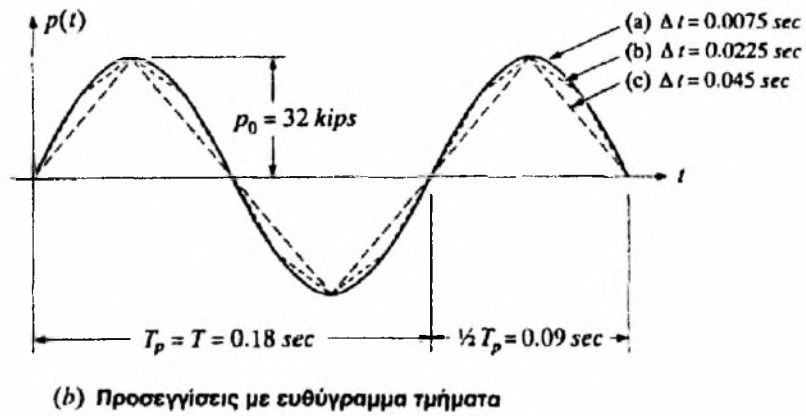
$$A_3 = (1/\omega_D) [\dot{u} + \xi\omega A_2 - \alpha/\omega_2]$$

Παρόμοια, η ταχύτητα κατά τη διάρκεια του χρονικού βήματος είναι

$$\begin{aligned} \dot{u}(t) = & A_1 + (\omega_D A_3 - \xi\omega A_2) \exp(-\xi\omega t) \cos(\omega_D t) \\ & - (\omega_D A_2 + \xi\omega A_3) \exp(-\xi\omega t) \sin(\omega_D t) \end{aligned} \quad (2-6)$$

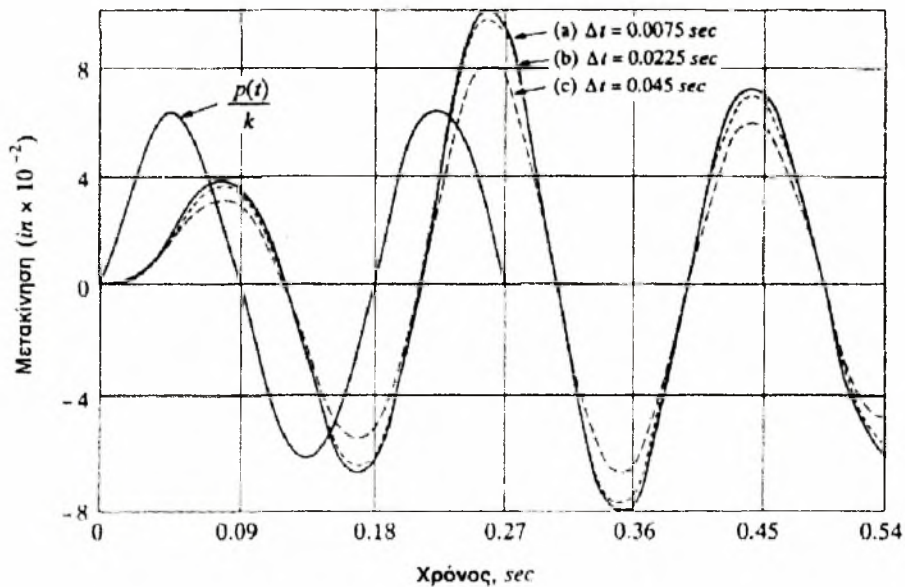
Φυσικά, η ταχύτητα και η μετατόπιση στο τέλος αυτού του χρονικού βήματος αποτελούν τις αρχικές συνθήκες για το επόμενο βήμα, οπότε μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τις ισοδύναμες εξισώσεις για να βηματίσουμε προς το άκρο αυτού του βήματος, κ.ο.κ.





ΣΧΗΜΑ 30. Παράδειγμα στην τμηματικά ακριβή μέθοδο. Μονοβάθμιο δόμημα και φόρτιση.

Στις περιπτώσεις όπου η ασκούμενη φόρτιση μπορεί να προσεγγιστεί καλά από μια σειρά ευθυγράμμων τμημάτων, η παραπάνω τμηματικά ακριβής μέθοδος αποτελεί χωρίς αμφιβολία το πιο αποδοτικό μέσο υπολογισμού της αντίταξης μονοβάθμιου συστήματος. Ωστόσο, θα πρέπει πάντοτε να θυμόμαστε ότι η φόρτιση που θεωρούμε αποτελεί μόνο μια προσέγγιση της πραγματικής, η οποία συνήθως είναι μια λεία μεταβαλλόμενη καμπύλη και ότι τα μήκη των βημάτων πρέπει να τα επιλέγουμε έτσι ώστε να πετυχαίνουμε αποδεκτή προσέγγιση του πραγματικού αντιτακτικού ιστορικού.



ΣΧΗΜΑ 31. Υπολογισμός αντίταξης με την κατά τμήματα ακριβή μέθοδο.

3) ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ - ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΟΛΙΑ

Οι άλλες βηματιστικές μέθοδοι χρησιμοποιούν αριθμητικές μεθοδολογίες για να προσεγγίσουν ικανοποιητικά τις εξισώσεις κίνησης στη διάρκεια κάθε χρονικού βήματος, χρησιμοποιώντας είτε αριθμητική διαφόριση είτε αριθμητική ολοκλήρωση. Πάνω σ' αυτές υπάρχει εκτεταμένη βιβλιογραφία με ευρύ πεδίο εφαρμογών για όλη την εφαρμοσμένη μηχανική. Ωστόσο, εδώ θα παρουσιάσουμε μόνο μια πολύ σύντομη σύνοψη, στοχεύοντας να δώσουμε μια γενική ιδέα για το πως εφαρμόζονται οι τεχνικές αυτές στη λύση δυναμικών προβλημάτων και στο να δώσουμε εργαλεία που θα επαρκούν για πολλές πρακτικές χρήσεις.

Πριν περιγράψουμε τις λεπτομέρειες οποιασδήποτε μεθόδου, είναι χρήσιμο να συνοψίσουμε ορισμένα θεμελιώδη στοιχεία των αριθμητικών μεθόδων :

(1) Οι διάφορες μέθοδοι μπορούν να ταξινομηθούν σε ρητές και πεπλεγμένες. Ως ρητή(ή «ανοικτή») μέθοδος ορίζεται εκείνη όπου οι νέες αντιτακτικές τιμές που υπολογίζονται σε κάθε βήμα εξαρτώνται μόνο από τα μεγέθη που βρέθηκαν στο προηγούμενο βήμα, οπότε η αναλυτική διαδικασία προχωρεί άμεσα από κάθε βήμα στο επόμενο του. Αντίθετα, σε κάθε πεπλεγμένη μέθοδο, οι παραστάσεις που δίνουν τις νέες τιμές για ένα συγκεκριμένο βήμα περιέχουν μία ή περισσότερες τιμές που ανήκουν στο ίδιο βήμα, οπότε υποχρεωτικά θα πρέπει να υποθέσουμε κάποιες δοκιμαστικές τιμές για τα αναγκαία μεγέθη και, στη συνέχεια, να τις βελτιώσουμε με διαδοχικούς αναπροσεγγισμούς. Εκτός από την περίπτωση όπου οι υπολογισμοί οι οποίοι απαιτούνται σε κάθε βήμα είναι πολύ απλοί, το κόστος του αναπροσεγγισμού μέσα σ' ένα βήμα μπορεί να είναι απαγορευτικό. Έτσι, συχνά είναι επιθυμητή η μετατροπή μιας πεπλεγμένης μεθόδου σε ρητή μορφή(με τη μέθοδο της παραγράφου 5).

(2) Ο βασικός παράγοντας που θα πρέπει να θεωρήσουμε κατά την επιλογή μιας βηματιστικής μεθόδου είναι η επιδοτικότητα της, η οποία αφορά την υπολογιστική προσπάθεια που απαιτείται για να φτάσουμε στο επιθυμητό επίπεδο ακριβείας για το χρονικό έκταμα που ζητάμε την αντίταξη. Από μόνη της η ακρίβεια γενικά δεν αποτελεί κριτήριο επιλογής μεθόδου, επειδή ο οποιοσδήποτε επιθυμητός βαθμός ακριβείας μπορεί να επιτευχθεί με οποιαδήποτε μέθοδο, αν το χρονικό βήμα γίνει αρκετά βραχύ(αλλά με προφανή αύξηση του αντίστοιχου κόστους). Σε κάθε περίπτωση, τα

χρονικά βήματα πρέπει να είναι αρκετά μικρά ώστε να ορίζουν ικανοποιητικά τη φόρτιση και το αντιτακτικό ιστορικό - η εισφορά της υψηλής συχνότητας ή της αντίταξης δεν μπορούν να περιγραφούν από μεγάλης διάρκειας χρονικά βήματα.

(3) Στους παράγοντες που πιθανόν να συμβάλουν σε λάθη αποτελεσμάτων τα οποία προκύπτουν από καλώς ορισμένες φορτίσεις περιλαμβάνονται:

(α) **Στρογγυλοποίηση** - απορρέει από υπολογισμούς που γίνονται χρησιμοποιώντας αριθμούς με πολύ λίγα ψηφία.

(β) **Αστάθεια** - οφείλεται στην επενίσχυση των σφαλμάτων από ένα βήμα κατά τη διάρκεια των υπολογισμών επομένων βημάτων. Η ευστάθεια κάθε μεθόδου βελτιώνεται αν μειώσουμε το μήκος του χρονικού βήματος.

(γ) **Κολόβωση** - οφείλεται στη χρησιμοποίηση πολύ λίγων όρων σε αναπτύγματα σειρών των μεγεθών.

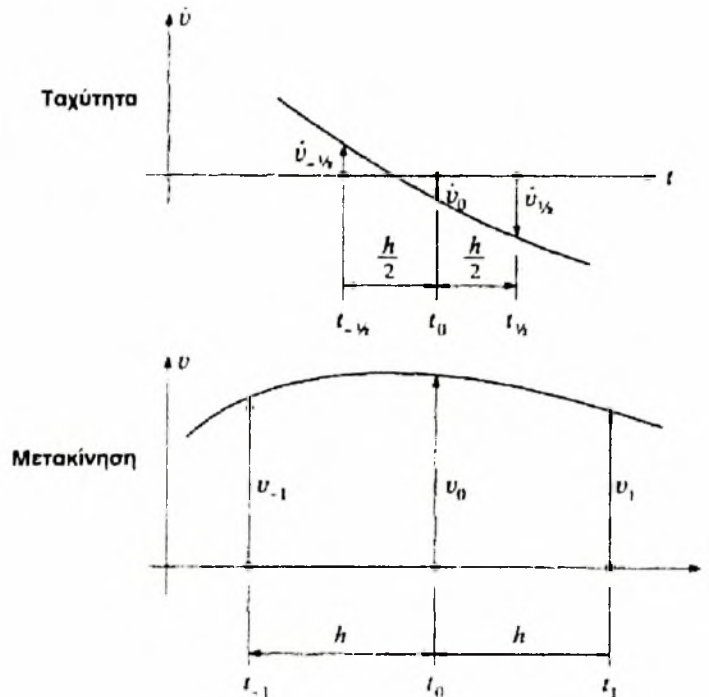
(4) Σφάλματα που οφείλονται σε οποιαδήποτε αιτία μπορούν να εκδηλωθούν από την εμφάνιση του ενός ή και των δύο ακόλουθων φαινομένων :

(α) Φασική μετατόπιση ή φαινόμενη μεταβολή της συχνότητας σε κυκλικά αποτελέσματα.

(β) Τεχνητή απόσβεση, όπου η αριθμητική μέθοδος αφαιρεί ή προσθέτει ενέργεια στο δυναμικά αντιτασσόμενο σύστημα.

Όλα τα παραπάνω αξίζουν περαιτέρω έρευνα, αλλά εδώ δεν μπορούμε παρά να ενσωματώσουν μόνο λίγες πρόσθετες παρατηρήσεις στο κείμενο που ακολουθεί για επιλεγμένες αριθμητικές μεθόδους.

4) ΔΕΥΤΕΡΗ ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΔΙΑΦΟΡΑ



ΣΧΗΜΑ 32. Δεύτερη κεντρική διαφορά.

Η θεμελιώδης έννοια στις περισσότερες διατυπώσεις πεπερασμένων διαφορών είναι το να γράψουμε την εξίσωση δυναμικής ισορροπίας για την αρχή $t = t_0$ του χρονικού βήματος, οπότε

$$m \ddot{u}_0 + c \dot{u}_0 + k u_0 = p_0 \quad (4-1)$$

και μετά να επιλύσουμε τη σχέση αυτή ως προς την αρχική επιτάχυνση

$$\ddot{u}_0 = (p_0 - c \dot{u}_0 - k u_0)/m \quad (4-2)$$

Ωστόσο, για να διατυπώσουμε την αριθμητική βηματιστική μέθοδο, θα πρέπει να προσεγγίσουμε την αρχική ταχύτητα και επιτάχυνση με παραστάσεις πεπερασμένων διαφορών. Έτσι, οι μεταβολές μεταξύ των διαφόρων διαμορφωμάτων πεπερασμένων διαφορών ενσωματώνονται στο στάδιο της βελτίωσης κατά τη γραφή αυτών των παραστάσεων πεπερασμένων διαφορών.

Εδώ θα περιγράψουμε μόνο μια πολύ απλή μέθοδο - τη μέθοδο της λεγόμενης δεύτερης κεντρικής διαφοράς. Η ονομασία αυτή συνδέεται με την προσέγγιση πεπερασμένης διαφοράς την οποία χρησιμοποιούμε για να εκφράσουμε την επιτάχυνση κατά τη χρονική στιγμή $t = t_0$. Για να εκφράσουμε την επιτάχυνση, προσεγγίζουμε αρχικά την ταχύτητα στο μέσο των χρονικών βημάτων πριν και μετά τη χρονική στιγμή t_0 ,

$$\dot{u}_{-1/2} = (u_0 - u_{-1})/h \qquad \dot{u}_{1/2} = (u_1 - u_0)/h \qquad (4-3)$$

όπου h παριστάνει τη διάρκεια του χρονικού βήματος, όπως φαίνεται στο σχ.32. Στη συνέχεια, η επιτάχυνση στο μέσο, μεταξύ των χρονικών αυτών στιγμών, δίνεται από την ισοδύναμη παράσταση για την ταχύτητα

$$\ddot{u}_0 = (\dot{u}_{1/2} - \dot{u}_{-1/2})/h = (u_1 - u_0)/h^2 - (u_0 - u_{-1})/h^2 \qquad (4-4)$$

οπότε

$$\ddot{u}_0 = (u_1 - 2u_0 + u_{-1})/h^2 \qquad (4-5)$$

Αν αντικαταστήσουμε την παράσταση αυτή στην Εξ.(4-2) βρίσκουμε

$$u_1 - 2u_0 + u_{-1} = [h^2(p_0 - c \dot{u}_0 - k u_0)]/m \qquad (4-6)$$

και επιλύοντας την εξίσωση αυτή ως προς την μετακίνηση στο πέρας του χρονικού διαστήματος, προκύπτει

$$u_1 = [h^2(p_0 - c \dot{u}_0 - k u_0)]/m + 2u_0 - u_{-1} \qquad (4-7)$$

Για να υπολογίσουμε την παράσταση αυτή χρειαζόμαστε την μετακίνηση κατά τη χρονική στιγμή t_1 , οπότε το ζητούμενο μέγεθος προκύπτει από την επόμενη παράσταση πεπερασμένης διαφοράς της ταχύτητας

$$\dot{u}_0 = (u_1 - u_{-1})/2h$$

οπότε

$$u_{-1} = u_1 - 2h\dot{u}_0$$

Αντικαθιστώντας αυτή στην Εξ.(4-7) και απλοποιώντας βρίσκουμε τελικά

$$u_1 = u_0 + h\dot{u}_0 + [h^2(p_0 - c\dot{u}_0 - k u_0)]/2m \quad (4-8)$$

Επειδή η ταχύτητα θα πρέπει να προεκταθεί προς τη χρονική στιγμή t_1 , υποθέτουμε ότι ο μέσος των ταχυτήτων κατά τις χρονικές στιγμές t_1 , και t_0 ισούται με την έκφραση πεπερασμένης διαφοράς της ταχύτητας μέσα στο χρονικό βήμα, δηλαδή

$$0,5*(\dot{u}_0 + \dot{u}_1) = (u_1 - u_0)/h$$

οπότε

$$\dot{u}_1 = [[2(u_1 - u_0)]/h] - \dot{u}_0 \quad (4-9)$$

Έτσι, η μέθοδος της δεύτερης κεντρικής διαφοράς χρησιμοποιεί ουσιαστικά τις Εξ.(4-8) και (4-9) για να προχωρήσει από κάποιο βήμα στο επόμενο του σ' όλο το χρονικό διάστημα που μας ενδιαφέρει. Πρόκειται για μια πολύ απλή ρητή βηματιστική μέθοδο. Ωστόσο, συμβατικά και μόνο είναι ευσταθής και θα "διογκωθεί" όταν το χρονικό βήμα δεν είναι αρκετά μικρό. Για να υπάρχει ευστάθεια πρέπει

$$h/T \leq 1/\pi = 0,318$$

Πάντως, η παραπάνω σχέση δεν αποτελεί περιοριστικό όρο για μονοβάθμια συστήματα. Προφανώς, η ανάλυση χρειάζεται περισσότερα από τρία χρονικά βήματα ανά ταλαντωτική περίοδο του δομήματος αν θέλουμε να είναι ικανοποιητικά προσδιορίσιμη η αντίταξη, ενώ στις περισσότερες σεισμικές αντιτακτικές αναλύσεις θα πρέπει να παίρνουμε σημαντικά μικρότερο χρονικό βήμα για να έχουμε αποτελεσματικό καθορισμό της σεισμικής εισφοράς.

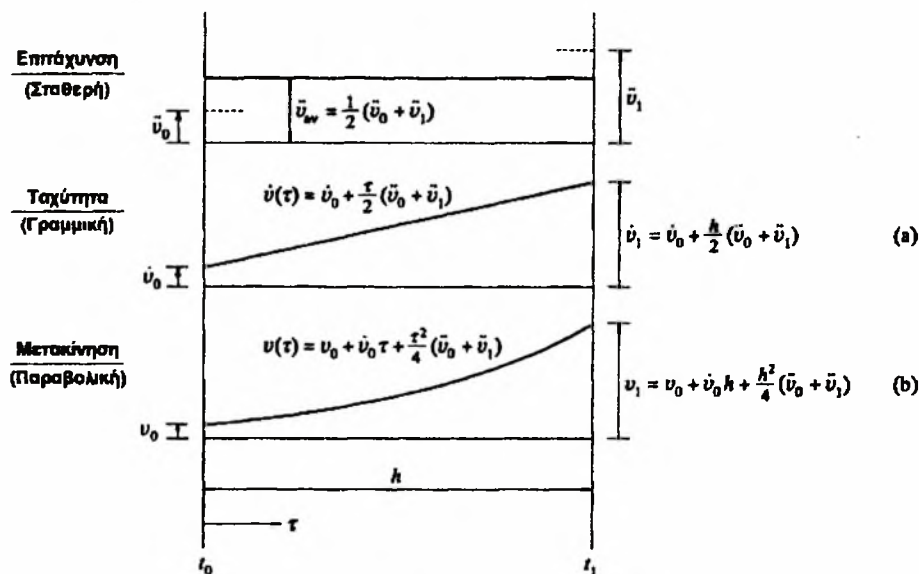
5) ΟΛΟΚΛΗΡΩΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Η άλλη γενική αριθμητική προσέγγιση στο βηματιστικό υπολογισμό της δυναμικής αντίταξης χρησιμοποιεί ολοκλήρωση για να προχωρήσει από τις αρχικές στις τελικές συνθήκες σε κάθε χρονικό βήμα. Οι βασικές εξισώσεις είναι

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \int_0^h \ddot{u}(\tau) d\tau \quad (5-1\alpha)$$

$$u_1 = u_0 + \int_0^h \dot{u}(\tau) d\tau \quad (5-1\beta)$$

και εκφράζουν την τελική ταχύτητα και μετακίνηση συναρτήσει των αρχικών τιμών των μεγεθών αυτών συν μια ολοκληρωτική παράσταση. Η μεταβολή της ταχύτητας εξαρτάται από το ολοκλήρωμα της επιτάχυνσης, ενώ η μεταβολή της μετακίνησης εξαρτάται από το αντίστοιχο ολοκλήρωμα της ταχύτητας. Για να γίνει αυτός ο τύπος ανάλυσης, θα πρέπει αρχικά να υποθέσουμε πως μεταβάλλεται η επιτάχυνση κατά τη διάρκεια του χρονικού βήματος. Η παραδοχή του τρόπου μεταβολής της επιτάχυνσης καθορίζει τη μεταβολή της ταχύτητας και μας επιτρέπει να προχωρήσουμε στο επόμενο χρονικό βήμα.



ΣΧΗΜΑ 33. Κίνηση με σταθερή μέση επιτάχυνση

Μέθοδος Euler-Gauss

Η πιο απλή μέθοδος ολοκλήρωσης, γνωστή ως μέθοδος των Euler-Gauss, στηρίζεται στην παραδοχή ότι η επιτάχυνση έχει σταθερή τιμή κατά τη διάρκεια του χρονικού βήματος. Συνέπεια της παραδοχής αυτής είναι ότι η ταχύτητα θα πρέπει να μεταβάλλεται γραμμικά και η μετακίνηση παραβολικά κατά τη διάρκεια του χρονικού βήματος. Στο σχ.33 φαίνεται αυτός ο τύπος συμπεριφοράς όπου ως σταθερή επιτάχυνση θεωρούμε τον μέσο της αρχικής και τελικής τιμής στη διάρκεια του βήματος. Στο ίδιο σχήμα αναγράφονται οι τύποι της επιτάχυνσης, της ταχύτητας και της μετακίνησης σ' οποιαδήποτε χρονική στιγμή t κατά τη διάρκεια του βήματος, οι οποίοι προκύπτουν με διαδοχικές ολοκληρώσεις καθώς και της τελικής ταχύτητας και μετακίνησης που προκύπτουν αν θέσουμε σ' αυτούς $t = h$.

Για να ξεκινήσουμε την ανάλυση αυτή σε οποιοδήποτε βήμα, πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε την αρχική επιτάχυνση \ddot{u}_0 κι' αυτό μπορεί να γίνει αν επιλύσουμε τον τύπο της δυναμικής ισορροπίας κατά τη χρονική στιγμή $t = t_0$, όπως φαίνεται από την εξ.(4-2). Επιπλέον, χρειάζεται και η τελική επιτάχυνση γι' αυτή την πεπλεγμένη διαμόρφωση και την τιμή της μπορούμε να βρούμε με αναπροσεγγισμό. Ξεκινώντας με κάποια αυθαίρετη παραδοχή για το u_1 , βρίσκουμε από τις εξ.(α) και (β) του σχ.33 τις τιμές των \dot{u}_1 και u_1 . Στη συνέχεια υπολογίζουμε μια βελτιωμένη τιμή του u_1 από τη συνθήκη δυναμικής ισορροπίας κατά τη χρονική στιγμής t_1 χρησιμοποιώντας μια παράσταση ισοδύναμη με την εξ.(4-2) και έτσι οδηγούμαστε σε βελτιωμένες τιμές για την ταχύτητα \dot{u}_1 και τη μετακίνηση u_1 . Τελικά, ο αναπροσεγγισμός συγκλίνει προς τη σταθερή τιμή της τελικής επιτάχυνσης αυτού του χρονικού βήματος και η διαδικασία μπορεί να προχωρήσει άμεσα προς το επόμενο χρονικό βήμα. Ένα μεγάλο πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής αποτελεί το ότι είναι ευσταθής χωρίς καμία δέσμευση, δηλαδή τα σφάλματα δεν επενισχύονται από κάποιο βήμα στο επόμενο του, άσχετα από το πόσο μεγάλο είναι το επιλεγμένο χρονικό βήμα. Επομένως, μπορούμε να επιλέγουμε το χρονικό βήμα θεωρώντας μόνο την ανάγκη σωστού καθορισμού της δυναμικής διέγερσης και της ταλαντωτικής αντίταξης του δομήματος.

Μέθοδοι "Βήτα" του Newmark

Μια πιο γενική βηματιστική διαμόρφωση προτάθηκε από τον Newmark και περιλαμβάνει την προηγούμενη μέθοδο ως ειδική της περίπτωση, αλλά μπορεί να εφαρμόζεται με διάφορες παραλλαγές. Στη διαμόρφωση Newmark, με την οποία κάναμε τη χρονική ολοκλήρωση των επιταχυνσιογραφημάτων της εργασίας αυτής, οι βασικές εξισώσεις ολοκλήρωσης [εξ.(5-1)] για την τελική ταχύτητα και μετακίνηση γράφονται

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + (1 - \gamma) h \ddot{u}_0 + \gamma h \ddot{u}_1 \quad (5-2a)$$

$$u_1 = u_0 + h \dot{u}_0 + (0,5 - \beta) h^2 \ddot{u}_0 + \beta h^2 \ddot{u}_1 \quad (5-2b)$$

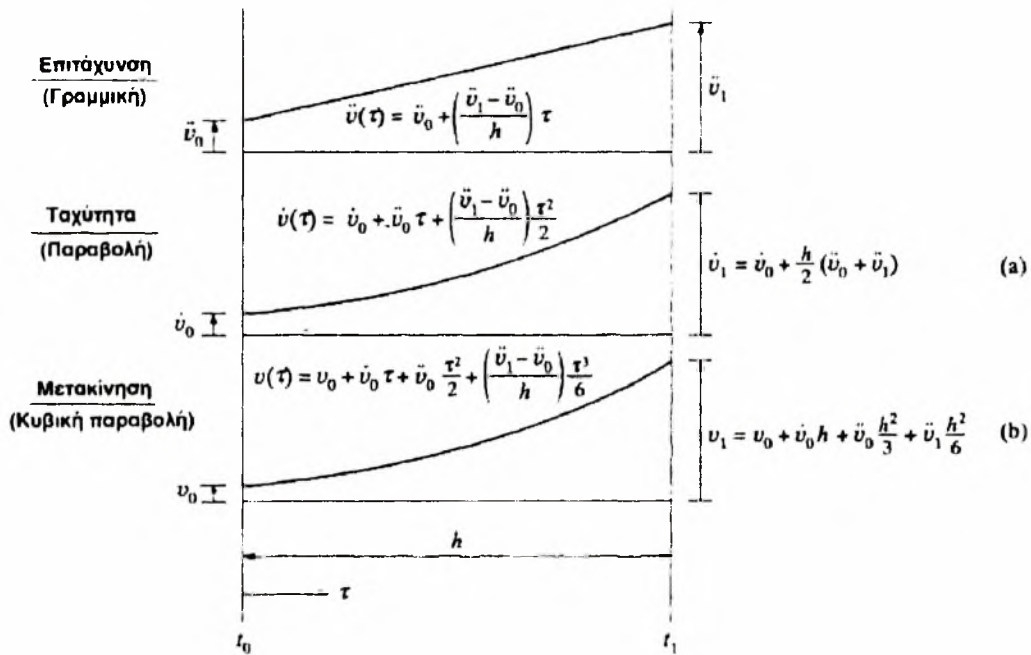
Από την εξ.(5-2α) βλέπουμε ότι ο παράγοντας γ εξασφαλίζει μια γραμμικά μεταβαλλόμενη στάθμιση μεταξύ της επιρροής της αρχικής και τελικής επιτάχυνσης στη μεταβολή της ταχύτητας. Ανάλογα, ο παράγοντας β εξασφαλίζει τη στάθμιση των συμβολών της αρχικής και τελικής επιτάχυνσης στη μεταβολή της μετακίνησης.

Από μελέτη της αποδοτικότητας της διαμόρφωσης αυτής έχει αποδειχτεί ότι ο παράγοντας γ καθορίζει το ποσοστό της τεχνίτης απόσβεσης που οφείλεται σ' αυτή τη βηματιστική μέθοδο. Όταν $\gamma=1/2$ δεν υπάρχει τεχνίτη απόσβεση, οπότε συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής αυτής για αναλύσεις κλασσικών μονοβάθμιων συστημάτων. Αν παίρνουμε $\gamma=1/2$ και βάλουμε $\beta=1/4$ στις Εξ.(5-2α) και (5-2β), βλέπουμε ότι η μέθοδος Newmark μεταπίπτει στις παραστάσεις τελικής ταχύτητας και επιτάχυνσης που αναγράφονται στο σχ.33. Άρα, η μέθοδος Newmark για $\beta=1/4$ μπορούμε να πούμε ότι αποτελεί τη μέθοδο σταθερής επιτάχυνσης.

Εξάλλου, αν πάρουμε $\beta=1/6$ (και $\gamma=1/2$) οι τύποι της τελικής ταχύτητας και επιτάχυνσης γίνονται

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + (\ddot{u}_0 + \ddot{u}_1) h/2 \quad (5-3a)$$

$$u_1 = u_0 + \dot{u}_0 h + \ddot{u}_0 h^2/3 + \ddot{u}_1 h^2/6 \quad (5-3b)$$



ΣΧΗΜΑ 34. Κίνηση με γραμμικά μεταβαλλόμενη επιτάχυνση.

Στα ίδια αποτελέσματα μπορούμε να φτάσουμε, αν υποθέσουμε ότι η επιτάχυνση μεταβάλλεται γραμμικά κατά τη διάρκεια του χρονικού βήματος μεταξύ της αρχικής και τελικής τιμής των u_0 και \ddot{u}_1 , όπως φαίνεται στο σχ.34. Έτσι, η μέθοδος Newmark για $\beta=1/6$ είναι επίσης γνωστή και ως μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης. Όπως και η μέθοδος της σταθερής μέσης επιτάχυνσης και αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται πολύ στην πράξη, αλλά αντίθετα με την περίπτωση όπου το $\beta=1/4$, η μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης είναι ευσταθής υπό συνθήκες, δηλαδή θα είναι ασταθής, εκτός κι' αν ισχύει $h/T \leq (\sqrt{3})/\pi = 0,55$. Ωστόσο, όπως στην περίπτωση της μεθόδου της δεύτερης κεντρικής διαφοράς, ο περιορισμός αυτός έχει μόνο μικρή σημασία για την ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων, επειδή θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε βραχύτερο χρονικό διάστημα απ' αυτό ώστε να έχουμε ικανοποιητική αναπαράσταση της δυναμικής εισφοράς και της αντίταξης.

Μετατροπή σε Ρητή Διαμόρφωση

Γενικά, οι πεπλεγμένες διαμορφώσεις («τύποι») των μεθόδων Βήτα είναι ακατάλληλες για χρήση γιατί χρειάζεται σε κάθε βήμα αναπροσεγγισμός για να βρούμε την επιτάχυνση στο τέλος του βήματος. Γι' αυτό το λόγο μετατρέπονται, συνήθως, σε ρητή μορφή. Τη μέθοδο μετατροπής θα εξηγήσουμε παρακάτω για την περίπτωση της μεθόδου σταθερής μέσης επιτάχυνσης ($\beta=1/4$). Στόχος της μετατροπής είναι να εκφράσουμε την τελική επιτάχυνση συναρτήσει των άλλων αντιτακτικών μεγεθών.

$$\ddot{u}_1 = [4(u_1 - u_0) / h^2] - (4\dot{u}_0 / h) - \ddot{u}_0 \quad (5-4\alpha)$$

Λύνουμε την εξ.(α) του σχ.33 ώστε να βρούμε μια έκφραση της τελικής ταχύτητας.

$$\dot{u}_1 = [2(u_1 - u_0) / h] - \dot{u}_0 \quad (5-4\beta)$$

Γράφοντας την εξίσωση της δυναμικής ισορροπίας κατά τη χρονική στιγμή t_1

$$m \ddot{u}_1 + c \dot{u}_1 + k u = p_1$$

και αντικαθιστώντας τις εξ.(5-4α) και (5-4β) βρίσκουμε μια παράσταση όπου μόνος άγνωστος είναι η μετακίνηση στο άκρο του χρονικού βήματος, u_1 . Η σχέση αυτή γράφεται

$$[k_c] u_1 = [p_{1c}] \quad (5-5)$$

και έχει τη μορφή στατικής εξίσωσης ισορροπίας στην οποία εμφανίζεται η ισοδύναμη δυσκαμψία

$$[k_c] = k + 2c/h + 4m/h^2 \quad (5-5\alpha)$$

και η ισοδύναμη φόρτιση

$$[p_{1c}] = p_1 + c(2u_0/h + \dot{u}_0) + m(4u_0/h^2 + 4\dot{u}_0/h + \ddot{u}_0) \quad (5-5\beta)$$

Στις εξ.(5-5), ο δείκτης c χρησιμοποιείται για να δείξει ότι μιλάμε για τη μέθοδο της σταθερής (constant) μέσης επιτάχυνσης.

Χρησιμοποιώντας την παραπάνω ρητή παράσταση μπορούμε να υπολογίσουμε άμεσα την μετακίνηση u_1 στο άκρο του χρονικού βήματος, αρκεί να λύσουμε την (5-5), χρησιμοποιώντας μόνο δεδομένα που αφορούν την αρχή του χρονικού βήματος. Στη συνέχεια, μπορούμε να υπολογίσουμε την ταχύτητα \dot{u}_1 σ' αυτή τη χρονική στιγμή από την εξ.(5-4β). Τέλος, η επιτάχυνση \ddot{u}_1 στο τέλος του βήματος προκύπτει αν λύσουμε την εξίσωση δυναμικής ισορροπίας

$$\ddot{u}_1 = (p_1 - c\dot{u}_1 - ku_1)/m$$

[και όχι από την Εξ.(5-4α)] διατηρώντας, έτσι, τη συνθήκη ισορροπίας.

Πρέπει να σημειώσουμε ότι και η μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης μπορεί να μετατραπεί σε ρητή παράσταση με παρόμοιο τρόπο, αν χρησιμοποιήσουμε τις Εξ.(α) και (β) του σχ.34. Οι μόνες διαφορές στις διαμορφώσεις θα βρίσκονται στις παραστάσεις της ισοδύναμης δυσκαμψίας, ισοδύναμης φόρτισης και τελικής ταχύτητας. Αν εκφράσουμε την εξίσωση της ισοδύναμης στατικής ισορροπίας για τη γραμμική ανάλυση με τη σχέση

$$[k_d] u_1 = [p_{1d}] \quad (5-6)$$

(Όπου ο δείκτης d δηλώνει τη μέθοδο της γραμμικής επιτάχυνσης), βρίσκουμε τους ακόλουθους τύπους για την ισοδύναμη δυσκαμψία και φόρτιση

$$[k_d] = k + 3c/h + 6m/h^2 \quad (5-6\alpha)$$

$$[p_{1d}] = p_1 + m(6u_0/h^2 + 6\dot{u}_0/h + 2\ddot{u}_0) + c(3u_0/h + 2\dot{u}_0 + h\ddot{u}_0/2) \quad (5-6\beta)$$

Μόλις βρούμε την μετακίνηση u_1 από την εξ.(5-6), μπορούμε να υπολογίσουμε την ταχύτητα κατά την ίδια χρονική στιγμή από τον τύπο

$$\dot{u}_1 = 3(u_1 - u_0)/h - 2\dot{u}_0 - h \ddot{u}_0/2 \quad (5-6\gamma)$$

Είναι σημαντικό να θυμάστε ότι η μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης είναι ευσταθής υπό συνθήκες, αλλά ο παράγοντας αυτός σπάνια είναι σημαντικός στην ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων όπως αναφέραμε προηγουμένως. Εξάλλου, είναι φανερό ότι με την παραδοχή γραμμικής μεταβολής της επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια κάθε βήματος θα έχουμε καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς απ' ό τι με ακολουθία σταθερών επιταχυνσιακών βημάτων. Πράγματι, αριθμητικά πειράματα έχουν καταδείξει την ανωτερότητα των αποτελεσμάτων της μεθόδου γραμμικής επιτάχυνσης ως προς τα αντίστοιχα που προκύπτουν χρησιμοποιώντας σταθερά βήματα επιτάχυνσης και, γι' αυτό το λόγο, η μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης ($\beta=1/6$) συνιστάται για την ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων.



Κεφάλαιο 4: Μέθοδοι Κανονικοποίησης

1) ΕΙΣΑΓΩΓΗ:

Στο κεφάλαιο αυτό θα μιλήσουμε για την αξιολόγηση των μεθόδων κανονικοποίησης των φασμάτων που μας επιτρέπει ο ΕΑΚ 2000 μέσω της χρονικής ολοκλήρωσης επιταχυνσιογραφημάτων. Για να γίνει αυτή η μέθοδος όσο το δυνατό καλύτερο κατανοητή έχουμε αποσπάσματα σε ελεύθερη μετάφραση μιας σημαντικής εργασίας των Α. Κάππου και Π. Κυριακάκη με τίτλο: Μια επαναξιολόγηση της κλίμακας των μεθόδων για τις φυσικές καταγραφές. Σε μερικές γραμμές η μελέτη τους στρέφεται στο πρόβλημα της μείωσης της διασποράς των αποτελεσμάτων που υπολογίζονται από την χρόνο-ιστορική ανάλυση χρησιμοποιώντας φυσικά αρχεία, με κατάλληλη αξιολόγηση αυτών των καταγραφών. Δύο επίγεια σύνολα στοιχείων κινήσεων από δύο διαφορετικά σεισμοτεκτονικά περιβάλλοντα χρησιμοποιούνται, το καθένα διανεμημένο με εκτίμηση σε βραχώδη και αλλουβιακά εδάφη. Το πρώτο μέρος της μελέτης συγκεντρώνεται στην μέτρηση των καταγραφών σε ελαστικά και ανελαστικά φάσματα για τη δύναμη και τη μετατόπιση. Βρίσκεται ότι στις ενδιάμεσες και μεγάλες χρονικές περιόδους οποιεσδήποτε από τις τρεις ταχύτητα-σχετικές παραμέτρους που μελετώνται είναι κατάλληλες στη χρήση. Στην περίπτωση των ανελαστικών φασμάτων, η χρήση της κλίμακας S_i κατά μήκος ολόκληρης της περιόδου οδηγεί σε ένα εύλογα χαμηλό ποσό διασποράς και στα δύο φάσματα δύναμης και μετακίνησης, με το COV να υπερβαίνει μετά βίας το 0,5 μέσα σε οποιοδήποτε διάστημα πρακτικού ενδιαφέροντος. Το πρόβλημα εξετάζεται έπειτα στα πλαίσια της μεταβλητότητας απάντησης στα ρεαλιστικά συστήματα MDOF, με την εστίαση στα πολυώροφα πλαίσια. Οι εντάσεις φασμάτων μικρής κλίμακας που υπολογίζονται βάσει των ελαστικών ή ανελαστικών φασμάτων ψευδοταχύτητας προτείνονται ως εναλλακτική μέθοδος στις συγκεκριμένες μελέτες δυναμικής. Και οι δύο προτάσεις, που βασίζονται σε φάσματα μικρής κλίμακας ελαστικών S_i , δίνουν αξιόπιστα αποτελέσματα για τιμές COV μεταξύ 10 και 40% στις υπολογισμένες κινήσεις και για όλκιμα μέλη, καθώς επίσης και για μια εύλογα ομοιόμορφη διανομή της διασποράς κατά μήκος του ύψους του κτιρίου.

Υπάρχουν διάφορες πρακτικές καταστάσεις όπου οι επίγειες κινήσεις πρέπει να χρησιμοποιηθούν για την χρόνο-ιστορική ανάλυση των κατασκευών. Όποτε τα σύνολα φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων επιλέγονται με βάση τα κριτήρια του ζεύγους μέγεθος(M)-απόσταση(R) υπάρχει μια σημαντική μεταβλητότητα της υπολογισμένης απάντησης. Αυτό αποδίδεται στην παραμέληση άλλων σημαντικών παραμέτρων χαρακτηριστικές της επίγειας κίνησης. Αυτό το πρόβλημα δείχνει την ανάγκη για την αξιολόγηση (ή τη μετατροπή) των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων πριν χρησιμοποιηθούν για την χρόνο-ιστορική ανάλυση. Εκτός από τις προηγούμενες εκτιμήσεις, η αξιολόγηση είναι επίσης απαραίτητη όποτε διαφορετικές οριακές καταστάσεις (χρησιμότητα, κλπ...) πρέπει να συνυπολογιστούν, δεδομένου ότι είναι γενικά μη πρακτικό να επιλεχθούν τα διαφορετικά σύνολα αρχείων για κάθε οριακή κατάσταση. Επιπλέον, όταν επιδιώκεται η εκτίμηση μιας κρίσιμης μεταβλητής για τους σκοπούς της αξιολόγησης, βρίσκοντας παραδείγματος χάριν την ένταση για την οποία έχουμε την κλίση του τελευταίου ορόφου ή τη μέγιστη περιστροφή ενός μέλους, απαιτείται η αξιολόγηση των επιταχυνσιογραφημάτων στις διαφορετικές εντάσεις.

Η παρούσα μελέτη ξαναεπισκέπτεται αυτό το κρίσιμο ζήτημα, το οποίο είναι επίσης θέμα μερικών προηγούμενων μελετών, συνήθως στις ΗΠΑ και την Ιαπωνία^{1 2 3}. Αυτές οι προηγούμενες μελέτες έχουν στραφεί στα συστήματα SDOF^{1 2 3} ή τα εξιδανικευμένα συστήματα με λίγους βαθμούς ελευθερίας⁴ και ως εκ τούτου έχουν εξετάσει ουσιαστικά το ζήτημα της επίδρασης αρχείων στα αξιολογημένα φάσματα απάντησης. Οφειλόμενος σε απλουστευμένα δομικά μοντέλα, μεγάλοι αριθμοί (μέχρι 100 [3]) των αρχείων έχουν χρησιμοποιηθεί σε αυτές τις μελέτες. Σε μια προηγούμενη μελέτη από τον πρώτο συντάκτη⁵, η επίδραση της αξιολόγησης των δεδομένων

¹ Nau JM, Hall WF. Scaling methods for earthquake response spectra. J Struct Engng ASCE 1984;110(7):1533-48.

² Matsumura K. On the intensity measure of strong ground motions related to structural failures, Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering (July, Madrid, Spain), vol. 1. Rotterdam: Balkema, 1992. p. 375-80.

³ Martinez-Rueda JE. Scaling procedure for natural accelerograms based on a system of spectrum intensity scales. Earthq Spectra 1998;14(1):135-52.

⁴ Shome N, Cornell CA, Bazzurro P, Carballo JE. Earthquakes, records, and nonlinear responses. Earthq Spectra 1998;14(3):469-500.

⁵ Kappos AJ. Sensitivity of calculated inelastic seismic response to input motion characteristics. In: Proceedings of 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA, May EERI, vol. 2, 1990. p. 25-34.

κινήσεων στην υπολογισμένη ανελαστική απάντηση των πολυώροφων συγκεκριμένων κτηρίων (R/C) έχει μελετηθεί χρησιμοποιώντας έναν περιορισμένο αριθμό (7) φυσικών αρχείων.

Η εστίαση της παρούσας μελέτης είναι σε μερικές πτυχές που είτε δεν έχουν προηγουμένα εξεταστεί είτε έχουν εξεταστεί σε μελέτες σε περιορισμένη έκταση: (α) ταυτόχρονη εφαρμογή των περισσότερων από τις συνήθως χρησιμοποιημένων τεχνικών στα ίδια σύνολα αρχείων, επιτρέποντας κατά συνέπεια μια κατάλληλη αξιολόγηση των σχετικών αξιών κάθε τεχνικής, (β) χρήση ενός σημαντικού αριθμού αρχείων χαρακτηριστικών των σεισμοτεκτονικών συνθηκών της νότιας Ευρώπης, μαζί με τα προηγουμένως χρησιμοποιημένα αρχεία των δυτικών ΗΠΑ και (γ) μια νέα πρόταση για την αξιολόγηση των αρχείων, που βασίζεται στην έννοια του ανελαστικού φάσματος. Ο τύπος δομών που εξετάζονται είναι και συστήματα SDOF (για τον ελαστικό και ανελαστικό υπολογισμό φασμάτων απάντησης) και πολυώροφα κτήρια R/C διαμορφωμένα χρησιμοποιώντας ανελαστικού τύπου στοιχεία.

Πίνακας 1. Ελληνικά δεδομένα

Earthquake	Magnitude (M _s)	Site	Soil	Component	PGA (g)	PGV (mm/s)	Effective duration (s)
Volvi, 20.6.78	6.5	Thessaloniki	Alluvium	N30E	0.142	127	12.0
				N60W	0.154	167	12.0
Alkyonides, 24.2.81	6.7	Corinth	Alluvium	N35E	0.239	225	19.4
				N55W	0.286	246	17.8
Kefalonia, 17.1.83	7.0	Argostoli	Rock	N-S	0.165	65	16.5
				E-W	0.142	84	17.0
Kefalonia, 23.3.83		Argostoli	Rock	N-S	0.180	49	13.1
				E-W	0.239	99	11.9
N. Aegean, 26.8.83	4.9	Ouranoupoli	Rock	E-W	0.129	49	3.7
Kyparissia, 25.10.84	5.0	Pelekanada	Rock	N-S	0.171	91	4.9
				E-W	0,180	79	5.5
Kalamata, 13.9.86	6.2		Alluvium	N80E	0.240	323	7.5
				N10W	0.273	237	8.5

Griva, 21.12.90	5.9	Edessa	Alluvium	N-S	0.102	109	12.5
				E-W	0.098	246	12.5
Vartholomio, 26.3.93	5.4	Pyrgos	Alluvium	N-S	0.147	95	10.0
				E-W	0.445	192	7.3
Mt. Vourinos, 13.5.95	6.6	Kozani	Rock	N-S	0.212	88	11.2
				E-W	0.141	62	13.0
Aegion, 15.6.95	6.0	Aegion	Alluvium	N80E	0.501	403	5.8
				N10W	0.543	518	5.2

Πίνακας 2. Αμερικανικά δεδομένα

Earthquake	Magnitude (M _s)	Site	Soil	Component	PGA (g)	PGV (mm/s)	Effective duration (s)		
Imperial Valley, 18.5.40	6.3	El Centro	Alluvium	S00E	0.34	381.3	26.5		
Kern County, 21.7.52	7.7	Taft	Alluvium	N21E	0.15	181.5	34.5		
San Francisco, 22.3.57	5.3	Golden Gate Park	Rock	S69E	0.17	175.5	33.0		
				S80E	0.11	49.4	4.9		
Parkfield, 27.6.66	5.6	Cholame Shandon No.2	Rock	N65E	0.48	779.2	10.3		
San Fernando, 9.2.71	6.5	Castaic Old Ridge Road	— Rock	N21E	0.32	172.1	17.3		
				N69W	0.27	282.2	18.3		
				Avenue of the Stars	Alluvium	N46W	0.15	88.8	24.3
				S44W	0.16	144.7	25.8		
Imperial Valley, 15.10.79	6.6	Meloland Interstate8 Overpass	— Alluvium	360	0.32	730.3	12.4		
				270	0.3	916.7	11.2		
Whittier- Narrows, 1.10.87	6.1	Mt. Wilson	Rock	90	0.18	47.4	10.5		
				360	0.12	45	12.0		
				Long Beach — Rancho Los Cerritos	Rock	90	0.24	188.5	15.5
				360	0.15	174.3	16.3		
Loma Prieta, 17.10.89	7.1	Univ. of California, at Santa Cruz S. Francisco, Presidio	Rock	90	0.43	207.7	14.1		
				360	0.46	216.4	13.5		
				90	0.20	325.3	18.4		
				0	0.10	126.5	19.8		

Stanford, Parking	Alluvium 360	0.26	405.8	25.2
Garage	90	0.22	221.8	25.5

2) ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΙΝΗΣΕΩΝ

2.1. Σετ δεδομένων

Δύο επίγεια σύνολα στοιχείων κινήσεων συλλέχθηκαν για τους σκοπούς αυτής της μελέτης. Ο πρώτος περιλαμβάνει συνολικά 21 αρχεία, από όλους τους καταστρεπτικούς σεισμούς που χτύπησαν την Ελλάδα την περίοδο 1976-1972. Οι ελληνικοί σεισμοί είναι χαρακτηριστικά ρηχοί, με τα εστιακά βάθη λιγότερο από 18 χλμ και μεγέθη μέχρι περίπου 7,5. Τα αρχεία που χρησιμοποιούνται πέφτουν μέσα στη σειρά 5-7 μεγέθους. Όπως φαίνεται στον πίνακα 1, τα αρχεία έρχονται από δέκα διαφορετικούς σεισμούς. Δώδεκα από τις καταγραφές λήφθηκαν σε περιοχές με εδαφολογικές συνθήκες που ταξινομήθηκαν ευρέως ως "αλλουβιακά", και εννέα ως "βραχώδεις" περιοχές⁶. Οι μέγιστες επίγειες ταχύτητες ποικίλλουν από 0,1 σε περίπου 0,5 g, ενώ η αναλογία A/V (επίγεια επιτάχυνση στην επίγεια ταχύτητα) ποικίλλει από 0,9 έως 2,5 $g \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$. Τα περισσότερα αρχεία από τις αλλουβιακές περιοχές ανήκουν στην κανονική σειρά A/V (0.8-1.2) και όλα τα αρχεία από τις περιοχές βράχου στην υψηλή σειρά ($A/V > 1.2$). Επίσης εμφανίζονται στον πίνακα 1 οι αποτελεσματικές διάρκειες των αρχείων, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την παραγωγή των φασμάτων απάντησης. Αυτές οι διάρκειες υπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας μια ελαφρώς τροποποιημένη έκδοση του καθορισμού Trifunac-Brandy⁷.

Ένα αντίστοιχο σύνολο 21 αρχείων από τις δυτικές ΗΠΑ επιλέχτηκε επίσης (πίνακας 2), που προέρχεται από οκτώ διαφορετικούς σεισμούς που εμφανίστηκαν στην περίοδο 1940-1990. Το σύνολο περιλαμβάνει διάφορα αρχεία που

⁶ Theodulidis NP, Papazachos BC. Dependence of strong ground motion on magnitude-distance, site geology and macroseismic intensity for shallow earthquakes in Greece: II. Horizontal pseudovelocity. Soil Dyn Earthq Engng 1994;13:317-43.

⁷ Trifunac MD, Brady AG. A study on the duration of strong earthquake ground motion. Bull Seismol Soc Am 1975;65(3):581-626.

χρησιμοποιούνται στις προηγούμενες μελέτες⁸, εν όψει της διευκόλυνσης των συγκρίσεων. Τα αμερικανικά αρχεία προέρχονται από τους σεισμούς που πέφτουν μέσα στην ίδια σειρά μεγέθους με τις ελληνικές, με εξαίρεση το αρχείο Taft από το μέγεθος 7,7 του σεισμού στο Kern Country το 1952, και επίσης ομοιόμορφα διανέμονται μεταξύ των περιοχών "βράχου" και "αλλουβιακών". Σημειώνεται, εν τούτοις, ότι οι αλλουβιακές περιοχές της Καλιφόρνιας χαρακτηρίζονται συνήθως από τις πολύ βαθύτερες καταθέσεις από εκείνους που βρίσκονται στις αντίστοιχες περιοχές στην Ελλάδα. Οι μέγιστες επίγειες ταχύτητες πέφτουν μέσα στην ίδια σειρά με τα ελληνικά αρχεία (0.1-0.5 g). Η προηγουμένως περιγραφόμενη μεταγλώττιση των αρχείων επιτρέπει την εκτίμηση της επίδρασης των εδαφολογικών όρων (αναπόφευκτα σε έναν τραχύ τρόπο), καθώς επίσης και του τεκτονικού καθεστώτος.

2.2. Η αξιολόγηση των αρχείων

Συνολικά έξι μέθοδοι για τις επίγειες κινήσεις εφαρμόστηκαν, συμπεριλαμβανομένων των συνήθως χρησιμοποιημένων μεθόδων αξιολόγησης:

- PGA (μέγιστη επίγεια ταχύτητα)
- PGV (μέγιστη επίγεια ταχύτητα)
- AI (ένταση Arias)
- ταχύτητα RMS (root-mean-square) επιτάχυνση
- Si (ένταση φάσματος, δηλ. περιοχή κάτω από το φάσμα «ψευδοταχυτήτων»)
- RMS (root-mean-square επιτάχυνσης).

Σημειώνεται ότι, με εξαίρεση το Si, οι υπόλοιπες παράμετροι αξιολόγησης είναι βασισμένες στην εδαφική κίνηση, δηλ. δεν λογαριάζουν για την ανταπόκριση της κατασκευής. Η αξιολόγηση όλων των χρησιμοποιούμενων μεθόδων εφαρμόστηκε με διαφορετικούς τρόπους, με τα αρχεία που ομαδοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας τα διαφορετικά κριτήρια: σύμφωνα με τους εδαφολογικούς όρους (που αξιολογούνται στη μέση αξία της παραμέτρου που υπολογίζεται για κάθε σύνολο, δηλ. "βράχος" και "αλλουβιακά"), και σύμφωνα με το τεκτονικό καθεστώς (δυτικές ΗΠΑ ή νότια

⁸ Miranda E. Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. J Struct Engng, ASCE 1993;119(5):1319-38.

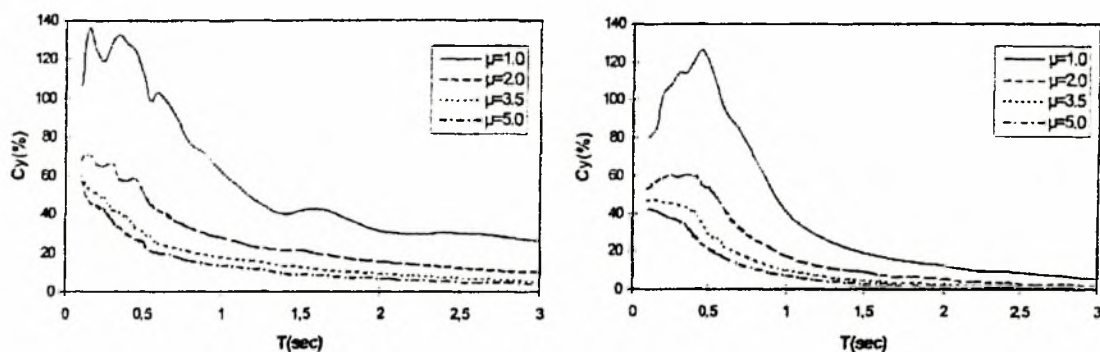
Ευρώπη). Αυτό επέτρεψε τις ενδιαφέρουσες συγκρίσεις όσον αφορά τη σχετική καταστροφικότητα κάθε κατηγορίας επίγειων κινήσεων (βλ. το επόμενο τμήμα). Επιπλέον, το ολόκληρο σύνολο στοιχείων (42 αρχείων) επίσης αξιολογήθηκε στο μέσο όρο της παραμέτρου που αξιολογείται σε κάθε μέθοδο. Αυτό απαιτήθηκε για να υπάρχει μια γενική εκτίμηση της επίδρασης κάθε τεχνικής που αξιολογείται, ανεξάρτητα από τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των αρχείων.

3) Η ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΑΣΕΙ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

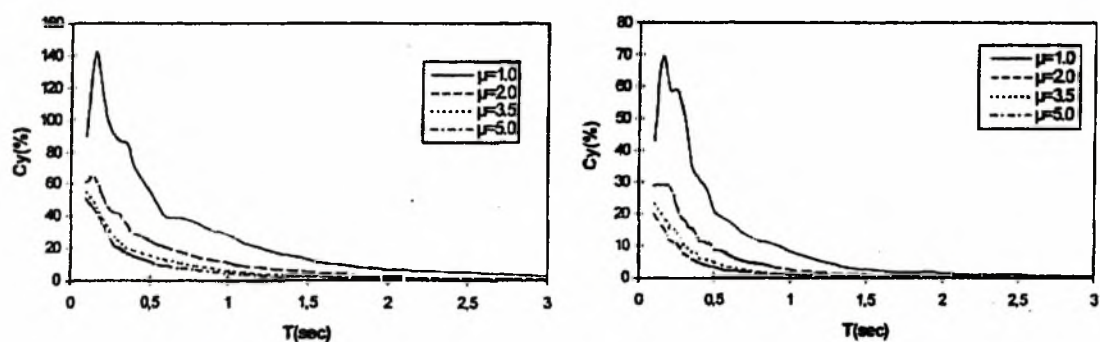
Ελαστικά φάσματα απόκρισης, καθώς επίσης και ανελαστικά (σταθερής ολκιμότητας), υπολογίστηκαν έπειτα για όλα τα αρχεία, χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα **INELSP**⁹. Το πρόγραμμα υπολογίζει και τα φάσματα ολκιμότητας (για τις διάφορες αναλογίες δύναμης) και τα φάσματα δύναμης για τη σταθερή ολκιμότητα (στόχων). Για τη δεύτερη περίπτωση, που είναι η απαίτηση από την υπολογιστική άποψη, τα φάσματα ολκιμότητας υπολογίζονται αρχικά για μια αρκετά ευρεία σειρά των αναλογιών δύναμης που καθορίζονται από το «σεισμικό συντελεστή» $C_y = F_y/W$, όπου F_y είναι η σεισμική δύναμη και το W το βάρος της δομής και έπειτα μια επαναληπτική διαδικασία ακολουθείται με την οποία, μετά από μια αρχική παρεμβολή, η C_y τροποποιείται διαδοχικά για να ταιριάζει όσο γίνεται πρακτικά περισσότερο με την πραγματική ολκιμότητα. Εκτός από τα φάσματα δύναμης (C_y), το πρόγραμμα υπολογίζει επίσης τα ανελαστικά φάσματα για τη μετατόπιση (S_d) και την ψευδο-ταχύτητα ($V_y = \omega F_y/K_0$, όπου ω η κυκλική συχνότητα και K_0 η αρχική ακαμψία του συστήματος SDOF). Επιπλέον, βασισμένος στα φάσματα ψευδο-ταχυτήτων, οι τιμές S_i μεταξύ των προσδιορισμένων περιόδων υπολογίζονται και αυτές επίσης.

Όλα τα σετ των φασμάτων δύναμης και μετατοπίσεων υπολογίστηκαν για τους σκοπούς αυτής της μελέτης, μαζί με τις στατιστικά στοιχεία (μέσος όρος και διασπορά) μέσα σε κάθε σετ.

⁹ Kappos AJ. Evaluation of behavior factors on the basis of ductility and over strength studies. Engng Struct 1999;21(9):823-35.



ΣΧΗΜΑ 35. Μέσος όρος φασμάτων του σεισμικού συντελεστή για τα αρχεία σε αλλουβιακά εδάφη από το αμερικανικό (αριστερά) και το ελληνικό σύνολο στοιχείων, που κανονικοποιούνται στο μέσο SI σε κάθε σύνολο.



ΣΧΗΜΑ 36. Μέσος όρος φασμάτων του σεισμικού συντελεστή για τα αρχεία στο βράχο από το αμερικανικό (αριστερά) και το ελληνικό σύνολο στοιχείων, που κανονικοποιούνται στο μέσο Si σε κάθε σύνολο.

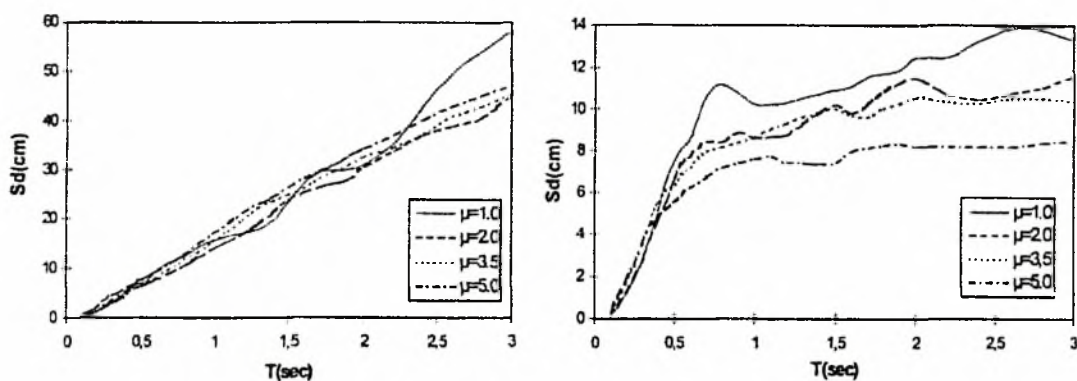
3.1. Επιλεγμένα αποτελέσματα φασμάτων

Τα σχήματα 35 και 36 παρουσιάζουν τα φάσματα δύναμης (C_γ), χωριστά για κάθε χρησιμοποιούμενο σύνολο στοιχείων. Τα αρχεία είναι κανονικοποιημένα στο μέσο όρο του SI κάθε συνόλου. Τα φάσματα για την ολκιμότητα $\mu = 1$ αντιστοιχούν στην ελαστική συμπεριφορά, ενώ τα ανελαστικά φάσματα σχεδιάζονται για τρεις χαρακτηριστικούς παράγοντες ολκιμότητας («χαμηλός» $\mu=2.0$, «μέσος» $\mu=3.5$, και «ψηλός» $\mu = 5.0$). Όλα τα φάσματα αναφέρονται για συστήματα με αναλογία απόσβεσης 5%.

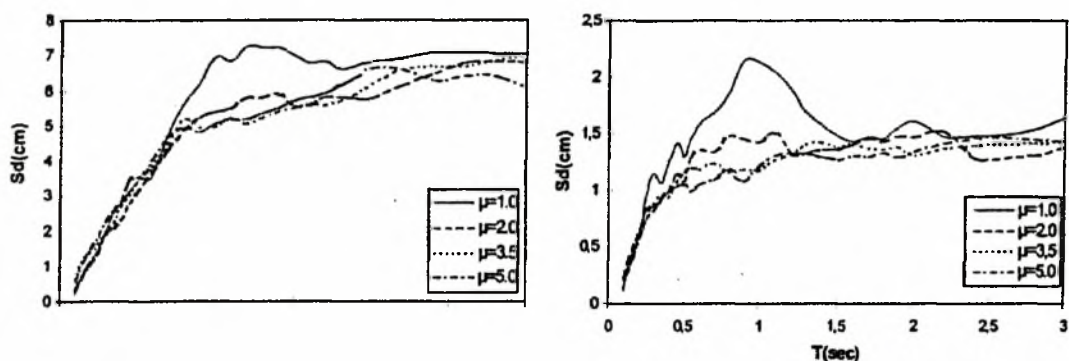
Αναφερόμενο στα φάσματα για τα αλλούβια εδάφη στο σχ 35, σημειώνεται ότι αν και το SI αναφοράς ποικίλλει για κάθε σύνολο στοιχείων, η δύναμη των δύο που κανονικοποιούν τις κινήσεις είναι παρόμοια και στα δύο σύνολα, δηλ. οι μέγιστες αξίες της C_γ είναι παρόμοιες. Μερικές γενικές τάσεις είναι προφανείς και στα δύο σύνολα

στοιχείων, τα οποία παραδείγματος χάριν ότι η χρησιμοποιούμενη δύναμη μειώνεται μονοτονικά με την περίοδο για τις ολκιμότητες ίσες, ή υπερβαίνοντας ελαφρώς την τιμή 2. Η βασική διαφορά μεταξύ των ελληνικών και αμερικανικών αρχείων εμφανίζεται να είναι το περιεχόμενο συχνότητας, όπου στα προηγούμενα αρχεία ελαττώνεται γρηγορότερα από ότι στα τελευταία. Υπάρχουν διάφοροι παράγοντες που συμβάλλουν ενδεχομένως σε αυτήν την διαφορά και μια λεπτομερής συζήτηση είναι πέρα από το πεδίο αυτής της εργασίας. Πολύ σύντομα, ο ένας πιθανός παράγοντας είναι η προαναφερθείσα διαφορά στο βάθος των αλλούβιων κοιλάδων, οι βαθύτερες καταθέσεις σε μερικές περιοχές της Καλιφόρνιας (π.χ. η Bay area) που οδηγούν στη σημαντική ενίσχυση των μακρύτερων κινήσεων περιόδου. Ένας άλλος παράγοντας αφορά την επεξεργασία των αρχείων από τα αναλογικά όργανα: τα περισσότερα ελληνικά επιταχυνσιογραφήματα έχουν διορθωθεί στη μικρής συχνότητας (μακριά περίοδος) διακύμανση εφαρμόζοντας φιλτράρισμα για $T > 1s$ και θεωρούνται ότι είναι τα λιγότερο αξιόπιστα σε αυτήν τη σειρά των περιόδων⁶. Παρόμοια προβλήματα μπορεί να υπάρχουν με μερικά αμερικανικά αρχεία, ιδιαίτερα τα παλαιότερα, αλλά λόγω των διαφορετικών τεκτονικών συνθηκών, αυτά πρέπει να έχουν επιπτώσεις στις κινήσεις σε έναν μικρότερο βαθμό από στην Ελλάδα. Πιο συγκεκριμένα, οι μηχανισμοί ρήξης σε Καλιφόρνια είναι διαφορετικοί από εκείνους στην Ελλάδα. Τα πρώτα χαρακτηρίζονται από την εμφάνιση των βλαβών επιφάνειας (που είναι πολύ ασυνήθιστες στους ελληνικούς σεισμούς), τα οποία οδηγούν στα μεγάλα σεισμικά κύματα επιφάνειας και μία αυξανόμενη συχνότητα των κινήσεων στις σειρές μεγάλης χρονικής περιόδου.

Για τα σύνολα στοιχείων βράχου, είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η αξιολόγηση των κινήσεων έγινε σε σημαντικά διαφορετικές τιμές των εντάσεων φάσματος (ο μέσος όρος SI ήταν πολύ υψηλότερος στα αμερικανικά αρχεία). Εντούτοις, όπως φαίνεται στο σχ.36 (σημειώστε τη διαφορετική κλίμακα στον κάθετο άξονα), τα φάσματα απάντησης είναι παρόμοια και για τα δύο τεκτονικά καθεστώτα. Όπως προσδοκάται, οι αιχμές είναι αιχμηρότερες και η μείωση γρηγορότερη από ότι στην περίπτωση των κινήσεων που καταγράφονται στα αλλουβιακά εδάφη. Οι δομές με τις φυσικές περιόδους μακρύτερες από περίπου 1,5s όταν υποβάλλονται στις ελληνικές εδαφικές κινήσεις χαρακτηρίζονται από τις ουσιαστικά χαμηλότερες ζητούμενες αντοχές απ' ότι στην περίπτωση των αρχείων της Καλιφόρνιας. Παρόλα αυτά η απαιτούμενη αντοχή σε αυτήν την σειρά περιόδου δεν είναι πολύ υψηλή για τα αμερικανικά αρχεία, ούτε υπό τον όρο ότι έχουμε την ελάχιστη ελαστικότητα.



ΣΧΗΜΑ 37. Μέσος όρος φασμάτων μετατοπίσεων για τα αρχεία σε αλλουβιακά εδάφη από το αμερικανικό (αριστερά) και ελληνικό σύνολο στοιχείων, που κανονικοποιούνται στο μέσο S_i σε κάθε σύνολο.



ΣΧΗΜΑ 38. Μέσος όρος φασμάτων μετατοπίσεων για τα αρχεία στο βράχο από το αμερικανικό (αριστερά) και το ελληνικό σύνολο στοιχείων, που κανονικοποιούνται στο μέσο S_i σε κάθε σύνολο.

Τα σχήματα 37 και 38 εμφανίζουν τα ελαστικά και ανελαστικά φάσματα μετατοπίσεων για τα διάφορα σύνολα στοιχείων (σημειώστε τη διαφορετική κλίμακα στον άξονα του S_d) η διαδικασία αξιολόγησης είναι όπως για τα φάσματα της C_y . Μια ενδιαφέρουσα διαφορά μεταξύ των δύο συνόλων είναι εμφανής από τα φάσματα για τα αλλουβιακά εδάφη που εμφανίζονται στο σχ.37. Φαίνεται ότι αν και η μέγιστη δύναμη που επιβάλλεται είναι σχεδόν το ίδιο πράγμα και για τα δύο σύνολα στοιχείων (σχ.35), οι μετατοπίσεις είναι πολύ διαφορετικές για τις εύκαμπτες κατασκευές. Οι μετατοπίσεις αυξάνουν σχεδόν γραμμικά με την περίοδο στα αμερικανικά αρχεία ακόμα και για τις πολύ εύκαμπτες δομές με $T > 2s$, ενώ στο ελληνικό σύνολο στοιχείων, μετά από περίπου $1s$, υπάρχει μια τάση για τις μετατοπίσεις που πρακτικά

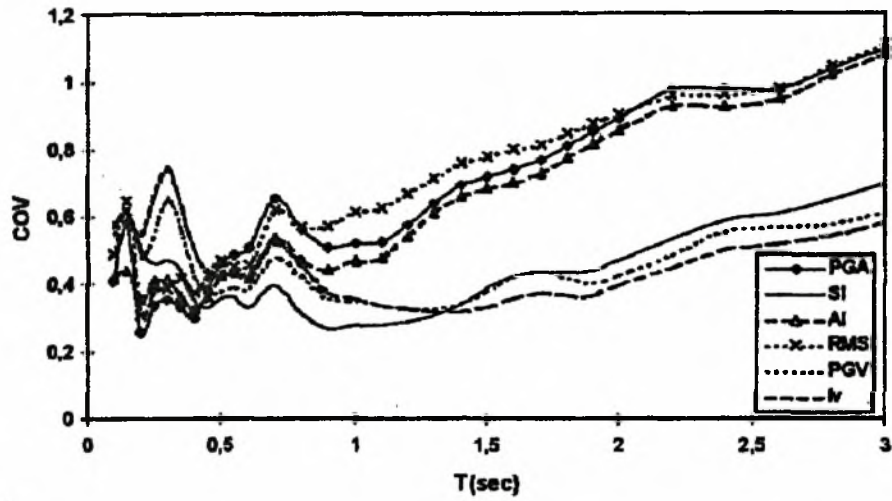
σταθεροποιούνται. Αυτή η τάση είναι συμβατή με την πολύ πιο απότομη κλίση του φθίνοντα κλάδου στα φάσματα δύναμης που υπολογίζονται για το ελληνικό σύνολο στοιχείων. Θα μπορούσε να αποδοθεί εν μέρει στους μαλακότερους εδαφολογικούς όρους, ενώ ο μηχανισμός και η γεωλογία ρήξης πρέπει επίσης να διαδραματίζουν έναν σημαντικό ρόλο, μαζί με τις προηγουμένως συζητημένες επιδράσεις της διαδικασίας διορθώσεων. Η επίπτωση αυτής της διαφοράς είναι ότι οι εύκαμπτες δομές είναι πιθανές να υποφέρουν τη μακράν περισσότερη ζημιά στις ΗΠΑ όταν είναι στο μαλακό χώμα από τις αντίστοιχες δομές στην Ελλάδα. Αυτό που είναι επίσης αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι το επίπεδο ολκιμότητας έχει μικρές επιπτώσεις στη μετατόπιση για τα συστήματα SDOF με τις περιόδους μέχρι περίπου 2,5s για το σύνολο των αμερικανικών στοιχείων. Αυτή είναι η περίπτωση για τα ελληνικά αρχεία μόνο για τις σχετικά δύσκαμπτες δομές, με τις περιόδους μέχρι περίπου 0,5s.

Τα φάσματα για τα αρχεία βράχου (σχ.38) παρουσιάζουν περισσότερες ομοιότητες στα δύο σύνολα στοιχείων. Η μόνη σαφής διαφορά έχει να κάνει πάλι με τις απόλυτες αξίες των μετατοπίσεων (σημειώστε πάλι τη διαφορετική κλίμακα στον S_D άξονα). Η μέγιστη απαιτούμενη δύναμη (σχ.36) ήταν περίπου δύο φορές περισσότερη για το αμερικανικό σύνολο στοιχείων, αλλά οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν τέσσερις φορές υψηλότερες για τις εύκαμπτες δομές, που δείχνουν πάλι τη διαφορετική εξασθένιση των μεγάλης-περιόδου κυμάτων στη νοτιοανατολική Μεσόγειο. Οι μετατοπίσεις είναι ίσες ή μεγαλύτερες όταν συμπεριφέρονται ελαστικά τα συστήματα, ενώ το ποσό ολκιμότητας δεν διαδραματίζει κανέναν σαφή ρόλο στη μείωση του απαιτούμενου δυναμικού μονάδας παραμόρφωσης.

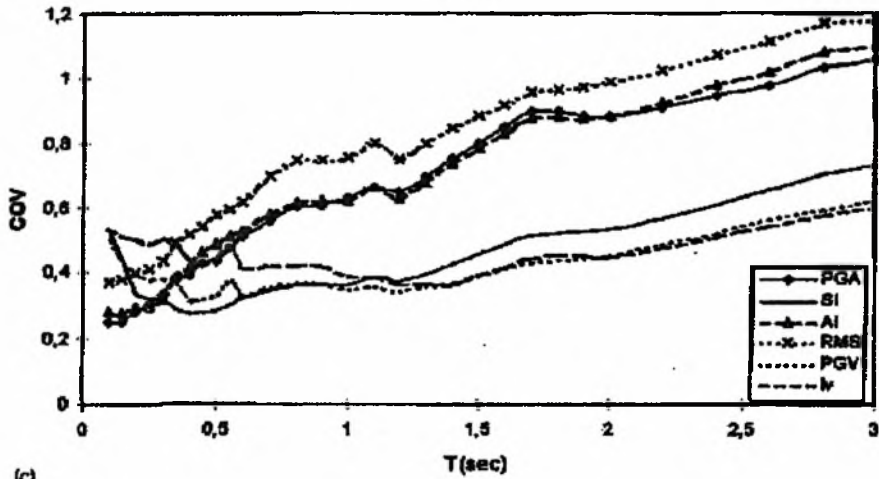
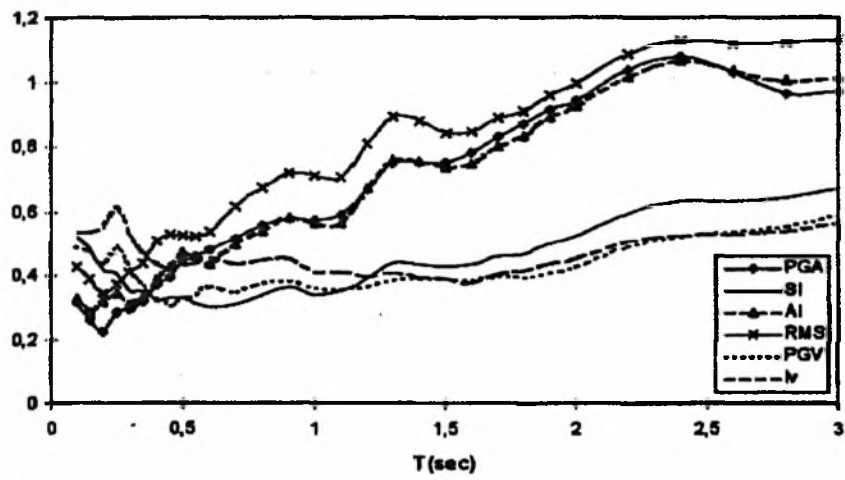
3.2. Αποτελεσματικότητα των τεχνικών αξιολόγησης

Η εστίαση της παρούσας μελέτης είναι στην καταλληλότητα κάθε διαδικασίας αξιολόγησης, όσον αφορά τη μείωση της μεταβλητότητας στην υπολογισμένη ελαστική και ανελαστική απόκριση. Οι διάφοροι ερευνητές έχουν χρησιμοποιήσει διαφορετικά κριτήρια για να αξιολογήσουν τις τεχνικές αξιολόγησης, παραδείγματος χάριν, το ποσό μεταβλητότητας στην ολκιμότητα μετατοπίσεων³ ή άλλα περιπλοκότερα ευρετήρια ζημίας, που σχετίζονται με το διασκεδασμό ενέργειας⁴. Σε αυτό το πρώτο μέρος της παρούσας μελέτης, οι στατιστικές των υπολογισμένων φασμάτων απάντησης (και C_y και S_D) χρησιμοποιήθηκαν άμεσα για την αξιολόγηση των διάφορων μεθόδων

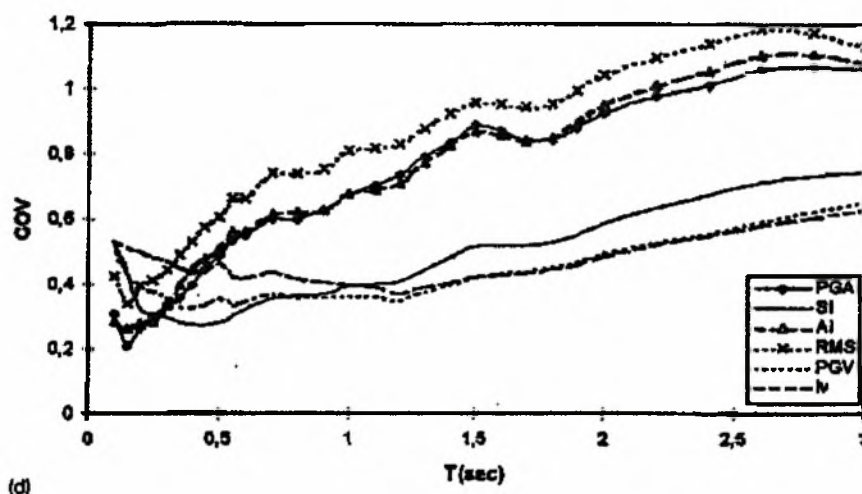
αξιολόγησης. Πρόσθετες παράμετροι χρησιμοποιήθηκαν στο δεύτερο μέρος της μελέτης που αναφέρεται στα κατασκευασμένα πολυώροφα κτήρια.



(a)



(c)



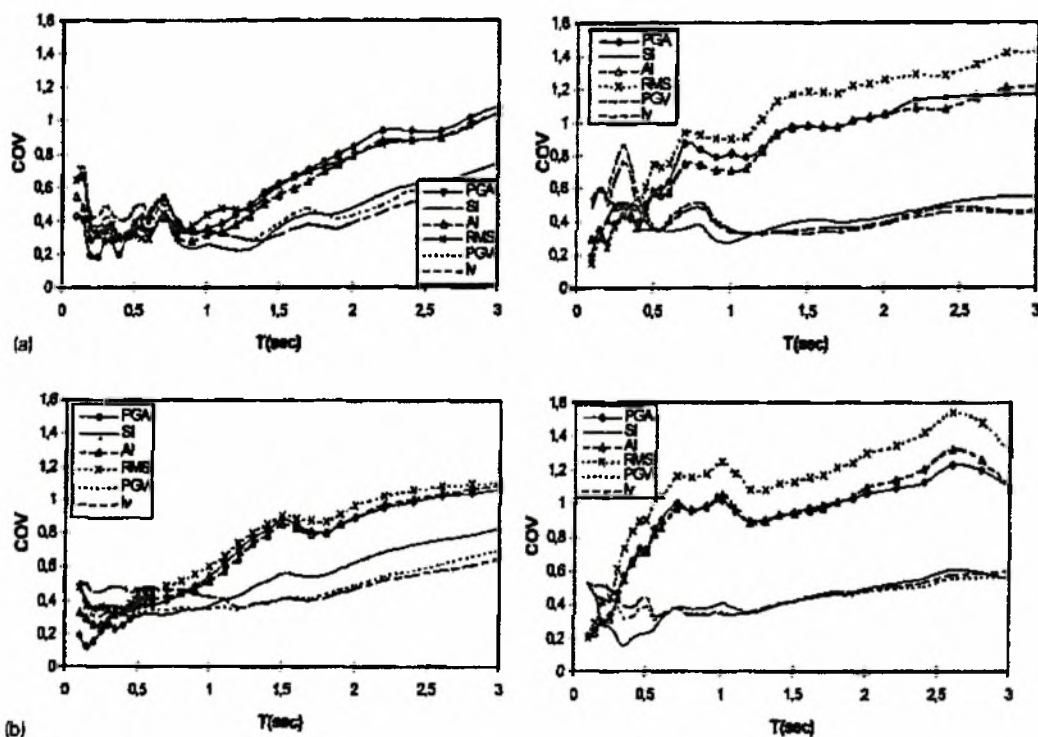
ΣΧΗΜΑ 39. Συντελεστές της παραλλαγής του σεισμικού συντελεστή από ολόκληρο το σύνολο στοιχείων αρχείων, για $\mu = 1.0, 2.0, 3.5,$ και 5.0 (από πάνω έως κάτω).

Εμφανίζονται στο σχ.39 οι υπολογισμένοι συντελεστές της παραλλαγής (COVs) στο μέσο όρο (πέρα από τα ολόκληρα στοιχεία που τίθενται) των φασμάτων δύναμης, για την ελαστική συμπεριφορά, καθώς επίσης και για τους τρεις παράγοντες ολκιμότητας που θεωρούνται. Οι επίγειες κινήσεις (και από τις περιοχές και για τις δύο εδαφολογικές συνθήκες) κανονικοποιήθηκαν στη μέγιστη αξία κάθε παραμέτρου αξιολόγησης που θεωρήθηκε σε αυτήν την μελέτη. Το SI υπολογίστηκε όπως συνήθως μεταξύ των περιόδων 0,1 και 2,5s. Μερικές σημαντικές τάσεις προσδιορίζονται στο σχ.39, όσον αφορά την καταλληλότητα κάθε διαδικασίας αξιολόγησης. Είναι σαφές ότι στη μακριά χρονική περίοδο οι σχετικές με την ταχύτητα παράμετροι (PGV, SI και I_v) ξεπερνούν κατά πολύ τις σχετικές με την επιτάχυνση παραμέτρους (PGA, AI και RMSA). Αφ' ετέρου, όπως προσδοκάται, η αξιολόγηση στις σχετικές με την επιτάχυνση παραμέτρους είναι αποδοτικότερες στη σειρά μικρής χρονικής περιόδου. Κατά τρόπο ενδιαφέροντα, τα όρια των «μικρών» και «μεγάλων» χρονικών σειρών περιόδου ποικίλλουν με το επίπεδο ανελαστικότητας στο σύστημα(δηλ. ο παράγοντας μ ολκιμότητας σε αυτήν την περίπτωση). Η συγγενής αποτελεσματικότητα των σχετικών με την επιτάχυνση παραμέτρων είναι ανώτερη μέχρι περίπου 0,8s για την ελαστική συμπεριφορά ($\mu=1$), ενώ αυτό είναι μόνο αληθινό μέχρι περίπου 0,5s για τις ιδιαίτερα μη γραμμικές κατασκευές ($\mu=5$). Το ποσό διασποράς εμφανίζεται επίσης να επηρεάζεται από το επίπεδο ανελαστικότητας, με τη διασπορά να φθάνει τις τιμές μέχρι περίπου 1 στη μακριά σειρά περιόδου ($T>2s$) στην

περίπτωση των ελαστικών φασμάτων, και μέχρι περίπου 1,2 στην περίπτωση των ανελαστικών φασμάτων. Στην ανελαστική σειρά η τιμή του μ δεν εμφανίζεται να έχει επιπτώσεις σημαντικά στο ποσό μεταβλητότητας, αλλά η γενική τάση εμφανίζεται να είναι αυξητική μέσα στη διασπορά και για τα δύο T και μ .

Μέσα σε κάθε σύνολο αξιολόγησης των παραμέτρων (δηλ. επιτάχυνση- ή ταχύτητα-σχετικές), η σχετική αποτελεσματικότητα κάθε παραμέτρου είναι όχι πάντα σαφής. Στη σειρά σύντομης περιόδου (που καθορίζεται όπως προηγουμένως), PGA είναι γενικά η αποδοτικότερη παράμετρος στη μείωση της διασποράς και πρέπει να προτιμηθεί οφειλόμενη στην απλότητα και τον ευκολότερο υπολογισμό του από την επιτάχυνση RMS και AI. Στην «ενδιάμεση» χρονική σειρά (από περίπου 0,6 έως 1,1s), το SI ξεπερνά τις άλλες δύο ταχύτητα-σχετικές παραμέτρους, ενώ για τις μακρύτερες περιόδους και I_N και PGV οδηγούν στη μικρότερη διασπορά, η οποία είναι ελαφρώς μικρότερη από αυτή ως αποτέλεσμα της χρήσης του SI. Υπενθυμίζεται εν τω παρόντι ότι οι Nau και Hall¹ έχουν συστήσει τη χρήση του SI (με τα ελαφρώς διαφορετικά όρια περιόδου για τον υπολογισμό του, δηλ. από 0,28 έως 2,0s) σαν παράμετρο αξιολόγησης με τιμές 0,5-5,0s. Αυτό είναι βεβαίως συνεπές προς τα συμπεράσματα της παρούσας μελέτης (βλ. το σχ.39). Είναι επίσης ενδιαφέρον να σημειωθεί ότι στην περίπτωση όπου $\mu > 1$ (που είναι κατά πολύ η σημαντικότερη άποψη του σεισμικού σχεδιασμού), η χρήση του κριτηρίου SI ή/και PGV κατά μήκος ολόκληρης της χρονικής περιόδου οδηγεί σε ένα εύλογα χαμηλό ποσό διασποράς, η οποία υπερβαίνει μετά βίας το 0,5 μέσα σε οποιοδήποτε διάστημα του πρακτικού ενδιαφέροντος.

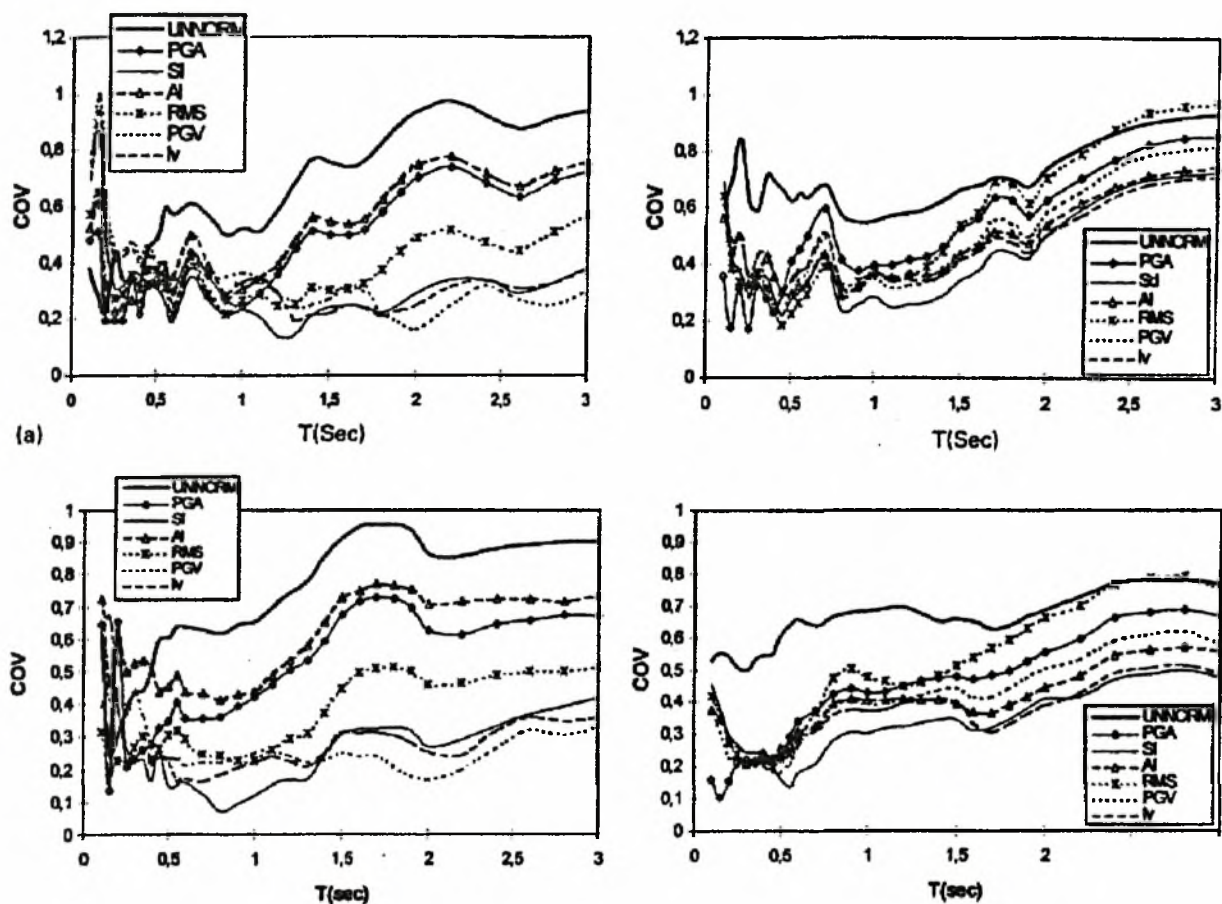
Όσον αφορά την επιρροή των συνθηκών των περιοχών στη μεταβλητότητα της απάντησης, το σχ. 40 παρουσιάζει μερικά χαρακτηριστικά αποτελέσματα για ελαστική και ανελαστική ($\mu=5$) συμπεριφορά. Φαίνεται ότι τα προηγούμενα συμπεράσματα σχετικά με την αποτελεσματικότητα κάθε παραμέτρου αξιολόγησης είναι γενικά έγκυρα (οι μικρές παραλλαγές στα προηγουμένως αναφερθέντα όρια περιόδου υπάρχουν, όπως προσδοκούνται). Αυτά τα συμπεράσματα επίσης γενικά επιβεβαιώθηκαν και για τα ελληνικά και για τα αμερικανικά αρχεία. Διαπιστώνεται ότι ανεξάρτητα από τον τύπο συμπεριφοράς (ελαστικής ή ανελαστικής), η διασπορά είναι υψηλότερη στην περίπτωση των κινήσεων που καταγράφονται στο βράχο. Οι διασπορές που φτάνουν μέχρι περίπου 1,6 έχουν υπολογιστεί σε αυτήν την περίπτωση, ενώ υπερβαίνουν μετά βίας την τιμή 1,0 για τα αρχεία από τις αλλουβιακές περιοχές.



ΣΧΗΜΑ 40. Συντελεστές της μεταβλητότητας του σεισμικού συντελεστή για τα αρχεία σε αλλουβιακά εδάφη(αριστερά) και βράχος(δεξιά) για τις ολκιμότητες μετατοπίσεων 1,0 (κορυφή) και 5,0 (κατώτατο σημείο).

Αν και τα φάσματα δύναμης διαμορφώνουν τη βάση των περισσότερων διαδικασιών για το σεισμικό σχεδιασμό, η άμεση μετατόπιση-βασισμένη στο σχεδιασμό, χαρακτηριστικά που περιλαμβάνουν τη χρήση των φασμάτων μετατοπίσεων, κερδίζει τη δημοτικότητα και ως εκ τούτου είναι εξίσου σημαντικό να εξεταστεί το ζήτημα της αξιολόγησης όσον αφορά την υπολογισμένη απάντηση μετατοπίσεων και στην ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά. Το σχ.41 παρουσιάζει μερικά βασικά αποτελέσματα, που αναφέρονται στο COV στα φάσματα μετατοπίσεων που υπολογίζονται για τις αλλουβιακές περιοχές, χωριστά για κάθε περιοχή (Καλιφόρνια και Ελλάδα). Παρόμοια συμπεράσματα έχουν παραχθεί για διάφορες άλλες περιπτώσεις αλλά δεν είναι συμπεριλαμβανόμενες εδώ, λόγω της έλλειψης χώρου. Είναι ενθαρρυντικό για να σημειωθεί ότι οι γενικές τάσεις που ανιχνεύονται για τα φάσματα δύναμης είναι επίσης προφανείς εδώ, αν και είναι λιγότερο σαφείς. Η κατάσταση είναι σαφέστερη στη μέση-ως-μεγάλη χρονική περίοδο, δηλ. T που

υπερβαίνει περίπου το 0,5s, όπου πάλι η αξιολόγηση στις ταχύτητα-σχετικές παραμέτρους μειώνει τη διασπορά.



ΣΧΗΜΑ 41. Συντελεστές της μεταβλητότητας της φασματικής μετατόπισης για $\mu=1,0$ (πάνω) και 3,5 (κατώτατο σημείο) για τα αμερικανικά (αριστερά) και τα ελληνικά σύνολα στοιχείων που καταγράφονται σε αλλουβιακά εδάφη.

Η τάση είναι σαφέστερη στην περίπτωση των αμερικανικών αρχείων, αλλά το SI και I_v είναι επίσης οι καλύτεροι συντελεστές στην περίπτωση των ελληνικών αρχείων. Η κατάσταση είναι λιγότερο σαφής στη σύντομη σειρά περιόδου ($\tau < 0,5s$), όπου το PGA είναι γενικά καλός συντελεστής αλλά μερικές ανωμαλίες εμφανίζονται μέσα σε μερικά σύντομα χρονικά διαστήματα. Είναι επίσης ενθαρρυντικό(από την πρακτική άποψη εφαρμογής) ότι εάν μια ενιαία παράμετρος κριτηρίου πρέπει να επιλεγεί, το SI μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ολόκληρη την σειρά περιόδου(με την πιθανή εξαίρεση των πολύ μικρών χρονικών περιόδων, οι οποίες δεν υποβάλλονται συνήθως στην ανελαστική ανάλυση χρονικής ιστορίας), αυτό θα οδηγούσε τις

διασπορές γενικά σε τιμές μικρότερες από 0.5, όπως γίνεται και στην περίπτωση των φασμάτων δύναμης.

4) Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΩΝ ΠΟΛΥΩΡΟΦΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ

Ενώ η αξιολόγηση βάσει των φασμάτων απάντησης είναι ο μόνος εφικτός τρόπος τις σειρές περιόδου πέρα από τις οποίες κάθε τεχνική αξιολόγησης είναι αποτελεσματικότερη, το κρισιμότερο ζήτημα, από την πρακτική άποψη, είναι να ελαχιστοποιηθεί η μεταβλητότητα στο υπολογισμένο ελαστικό και (σημαντικότερα) την ανελαστική απάντηση των πραγματικών δομών, που διαμορφώνονται ως συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας (MDOF). Αυτό εξετάζεται σε αυτό το τμήμα σε σχέση με έναν κοινό τύπο κατασκευής, το πολυώροφο πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Δύο από τις μεθόδους αξιολόγησης (το SI και λ) που προσδιορίστηκαν στο προηγούμενο μέρος της μελέτης ως οι καλύτεροι εκτελεστές στην περιοχή των ενδιάμεσων και μεγάλων χρονικών περιόδων (που είναι πράγματι το σχετικό για αυτόν τον τύπο δομής), αξιολογούνται παρακάτω όσον αφορά στη μείωση της μεταβλητότητας στην απάντηση ενός πολυώροφου πλαισίου, που υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την ανελαστική χρόνο-ιστορική ανάλυση. Η δομική-εξαρτώμενη τεχνική SI χρησιμοποιείται περαιτέρω στις εναλλακτικές μορφές που βασίζονται στην κατάλληλη συμπύκνωση των ορίων περιόδου μέσα στα οποία η παράμετρος υπολογίζεται και μια νέα παράμετρος αξιολόγησης προτείνεται βασισμένη στην περιοχή κάτω από το ανελαστικό φάσμα ταχύτητας.

4.1. Η αξιολόγηση των υπαρχουσών τεχνικών

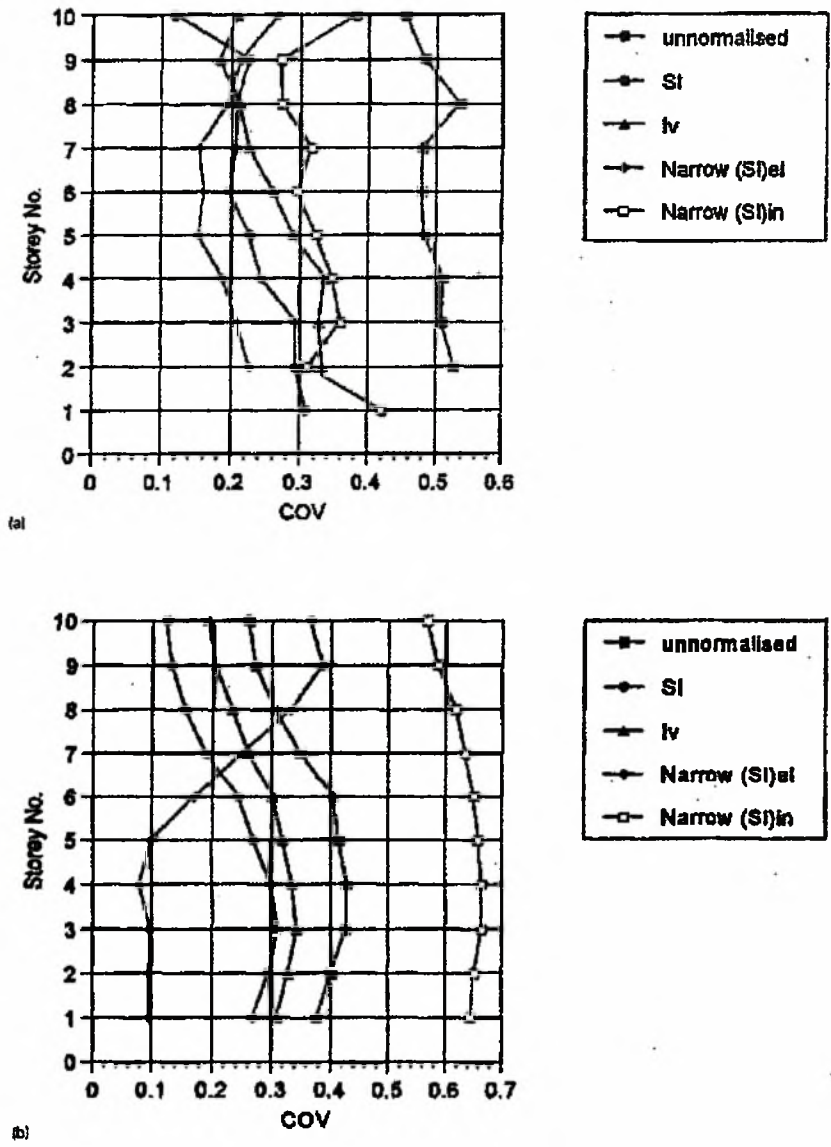
Η δομή που αναλύεται είναι ένα γυμνό R/C πλαίσιο τριών υποστυλωμάτων και δέκα ορόφων που σχεδιάστηκε¹⁰ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8¹¹ για "μέση" τιμή ολκιμότητας και μια αποτελεσματική μέγιστη επίγεια επιτάχυνση 0.25g. Η δομή

¹⁰ Kappos AJ. A comparative assessment of R/C structures designed to the 1995 Eurocode 8 and the 1985 CEB Seismic Code. Int J Struct Design Tall Buildings 1997;6(1):59-83.

¹¹ CEN Technical Commission. 250/SC8 Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures — Part 1: General rules (ENV 1998-1-1/2/3). 1994 and 1995, CEN, Brussels.

διαμορφώθηκε χρησιμοποιώντας μια πρότυπη προσέγγιση, όπου κάθε δομικό μέλος (δοκός, υποσύλωμα) αντιστοιχεί σε ένα στοιχείο στο μοντέλο. Η πλαστική συμπεριφορά υποτέθηκε για να εμφανιστεί στο τέλος των στοιχείων μόνο¹⁰. Τα S1 και I_v είναι επιλεγμένα ως παράμετροι-κριτήρια λόγω των προηγούμενων. Αυτά είναι συμπληρωμένα από το "στενής-περιοχής" S1 που προτείνεται σε προηγούμενες δημοσιεύσεις^{2 5}, βασισμένη στην υπόθεση ότι όποτε η ανάλυση περιλαμβάνει μία συγκεκριμένη δομή, η παράμετρος-κριτήριο είναι υπολογισμένη στην περιοχή της βασικής περιόδου της κατασκευής. Η φυσική περίοδος του κτηρίου υπολογίστηκε 0,98s, ως εκ τούτου η στενή περιοχή περιόδου που επιλέχτηκε αρχικά, κατά μήκος αυτών που προτάθηκαν σε μια προηγούμενη δημοσίευση από τον πρώτο συντάκτη⁵, να είναι μεταξύ του 0,8 και 1,2s ($\pm 20\%$). Να σημειωθεί ότι ενώ ο καθορισμός των διαστημάτων περιόδων που αρχίζουν κάτω από τη θεμελιώδη περίοδο της δομής δεν κάνει καμία πραγματική αίσθηση στην περίπτωση των ανελαστικών συστημάτων των λίγων βαθμών ελευθερίας SDOF, είναι αρκετά λογικό στην περίπτωση των δομών των μεγάλων βαθμών ελευθερίας MDOF όπου η σειρά περιόδου κάτω από το T₁ είναι πράγματι σχετική για τη δομή, δεδομένου ότι έχει επιπτώσεις στην υψηλότερη τροπική απάντηση. Επιπλέον, όπως συζητείται και σε προηγούμενη εργασία⁵, αυτή η επιλογή του χαμηλότερου ορίου είναι επίσης σχετική σε ένα πλαίσιο σχεδίου, όταν πραγματικά κτήρια (συμπεριλαμβανομένων των χωρισμάτων και άλλων αρχιτεκτονικών στοιχείων) αναλύονται, παρά τα καθορισμένα με σαφήνεια δομικά συστήματα όπου οι "ακριβείς" φυσικές περίοδοι είναι εύκολο να υπολογιστούν.

Όποτε η μεταβλητότητα ανταπόκρισης εξετάζεται στα πλαίσια μιας σύνθετης δομής, ένα κρίσιμο ζήτημα είναι η επιλογή των κατάλληλων παραμέτρων, όσον αφορά τις οποίες η μεταβλητότητα θα αξιολογηθεί. Στην παρούσα μελέτη οι επιλεγμένες βασικές παράμετροι ήταν τοπικά ευρετήρια ζημίας (περιστροφές δοκών και στηλών), καθώς επίσης και περιστροφικές πολυώροφες κλίσεις.



ΣΧΗΜΑ 42. Συντελεστές της μεταβλητότητας στις υπολογισμένες κλίσεις πολυώροφου πλαισίου R/C που υποβάλλονται στις κινήσεις που καταγράφονται σε αλλουβιακά (πάνω) και σε βράχο.

Το σχ.42 εμφανίζει τη μεταβλητότητα στις υπολογισμένες πολυώροφες κλίσεις (σφαιρικό ευρετήριο) του πλαισίου των δέκα ορόφων, χωριστά για τα σύνολα στοιχείων βράχου και αλλουβιακών εδαφών. Το σχ.42 εμφανίζει ότι το SI καθώς επίσης και το I_v είναι καλή παράμετρος κανονικοποίησης όταν τα MDOF συστήματα μελετώνται, καθώς αυτοί μειώνουν την μεταβλητότητα σε τιμές μεταξύ 15 και 30%, συγκρινόμενες με την τιμή μέχρι 50% ή περισσότερο (για τις αλλουβιακές καταγραφές) στην περίπτωση των μη μετρούμενων εδαφικών κινήσεων. Το SI δίνει τα ελαφρώς

καλύτερα αποτελέσματα απ' ότι το I_V για τα αλλουβιακά δεδομένα, ενώ το αντίθετο γίνεται για τα δεδομένα σε βράχο.

Επίσης εμφανίζεται στο σχ.42 η μεταβλητότητα που προκύπτει όταν γίνεται η αξιολόγηση σύμφωνα με τη μέθοδο SI που περιγράφεται προηγουμένως. Αυτή η μέθοδος εμφανίζεται να είναι η γενικά αποτελεσματικότερη, με εξαίρεση την κορυφή της κατασκευής όπου οδηγεί σε αυξανόμενη διασπορά, ιδιαίτερα στην περίπτωση των αρχείων στο βράχο. Αυτή η «ανωμαλία» όσον αφορά την απόκριση των υψηλότερων ορόφων δεν μας προκαλεί έκπληξη εάν θυμηθούμε ότι το SI της στενής-περιοχής υπολογίζεται γύρω στη θεμελιώδη περίοδο της κατασκευής, ως εκ τούτου τα μεγαλύτερα αποτελέσματα(που έχουν επιπτώσεις κυρίως στους ανώτερους ορόφους) δεν μπορούν να λογαριαστούν ως κατάλληλα.

Η μεταβλητότητα στα τοπικά ευρετήρια ζημίας, δηλ. οι περιστροφές στις δοκούς και τα υποστυλώματα, ήταν παρόμοια με αυτά στις πολυώροφες κλίσεις, η οποία προσδοκήθηκε δεδομένου ότι στον EC8 το σχέδιο οδηγεί γενικά στην ομοιόμορφη διανομή της ζημίας¹⁰. Το κριτήριο στο SI ή I_V οδήγησε στη μέγιστη διασπορά υπερβαίνοντας ακριβώς το 30%, το οποίο είναι ουσιαστικά όπως αυτό που υπολογίζεται στο προηγούμενο μέρος όσον αφορά τα φάσματα δύναμης και μετατοπίσεων (στη σχετική σειρά περιόδου). Αυτό είναι ενθαρρυντικό στην αίσθηση ότι, τουλάχιστον για τον τύπο δομής που μελετώνται, τα τοπικά ευρετήρια δεν κινδυνεύουν να χαρακτηριστούν από την υψηλότερη διασπορά από αυτά των συνολικών. Η αξιολόγηση στη στενή-περιοχή του SI οδήγησε σε COVs που υπερβαίνει μετά βίας το 20% στους περισσότερους ορόφους, με τις ελαφρώς υψηλότερες τιμές σε μερικούς ανώτερους ορόφους.

4.2. Εναλλακτικές τεχνικές αξιολόγησης

Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο προηγούμενο τμήμα είναι γενικά ενθαρρυντικά, δεδομένου ότι η μεταβλητότητα στην απόκριση του κτηρίου στα κατάλληλα αξιολογημένα αρχεία δεν είναι μεγάλη (15-30%) και η διανομή της κατά το ύψος είναι εύλογα ομοιόμορφη. Εντούτοις, θεωρήθηκε άξιο μελέτης εάν η περαιτέρω μείωση του υπολογισμένου COV ήταν πιθανή, από τον κατάλληλο καθορισμό της διαδικασίας αξιολόγησης. Μια βασική πτυχή σε αυτό το τελευταίο μέρος της μελέτης ήταν η προσπάθεια να κερδηθεί μία μερική περαιτέρω μελέτη στις διαφορετικές πηγές μεταβλητότητας στην υπολογισμένη ελαστική και ανελαστική απάντηση των

ρεαλιστικών δομών. Το αποτέλεσμα μιας συγκεκριμένης-δομής S_i ήταν το αρχικό σημείο για τους εναλλακτικούς καθορισμούς που προτάθηκαν παρακάτω.

Ένας λόγος ότι ένα S_i , που υπολογίζεται γύρω από ή πέρα από τη θεμελιώδη περίοδο της δομής, δεν μπορεί να αποβάλει τη μεταβλητότητα στην απόκριση είναι η πιθανή επιρροή των υψηλότερων τροπημάτων. Ιδανικά, ένα βελτιωμένο S_i θα μπορούσε να υπολογιστεί στη μορφή:

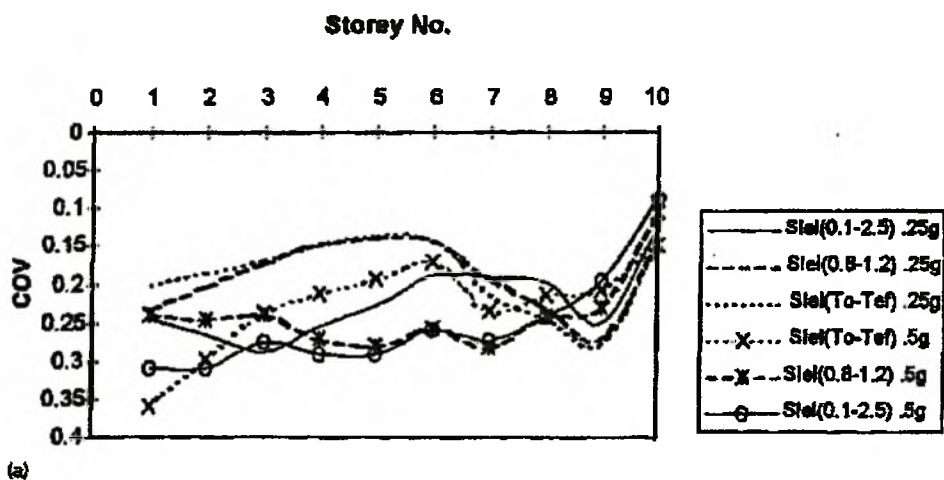
$$S_{i_{tot}} = w_1 S_{i_1} + w_2 S_{i_2} + w_3 S_{i_3} + \dots \quad (1)$$

όπου οι τιμές του S_i , αναφέρονται στις περιοχές κάτω από την καμπύλη S_{pv} στην περιοχή των περιόδων T_i , και w_i , υπολογίζει τους παράγοντες που μπορούν να είναι ίσοι στους τροπικούς παράγοντες συμμετοχής. Αν και εννοιολογικά ελκυστική, η μέθοδος αυτή περιγράφει μια διαδικασία η οποία είναι δύσκολο να χρησιμοποιηθεί στην πράξη.

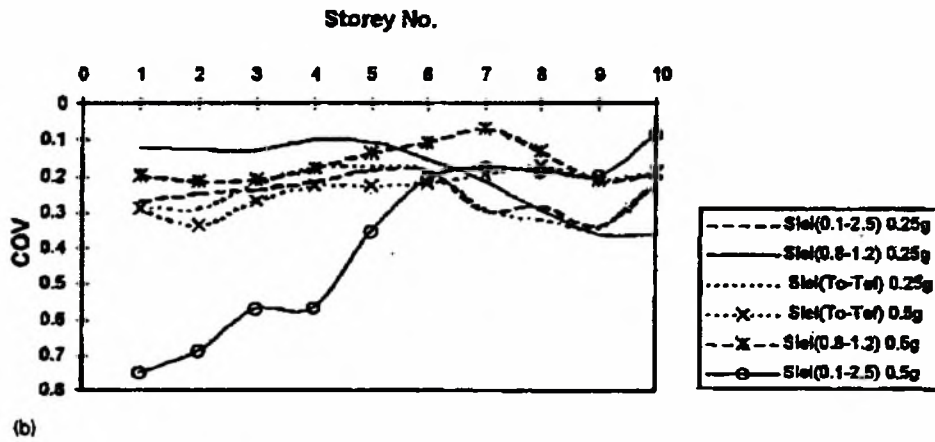
Ακόμα και όταν οι υψηλότεροι τρόποι δεν είναι πολύ σημαντικοί, η μεταβλητότητα μπορεί να προκύψει από το γεγονός ότι το S_i υπολογίζεται από την άποψη των ελαστικών S_{pv} τιμών (δηλ. ως περιοχή κάτω από το μέρος του ελαστικού φάσματος ψευδοταχυτήτων), όπου η κατασκευή αποκρίνεται ανελαστικά σε ένα ιδιαίτερο επιβαλλόμενο σύνολο κινήσεων. Είναι επομένως ενδιαφέρον να δούμε μια οποιαδήποτε βελτίωση εάν το S_i υπολογίζεται από την άποψη του ανελαστικού φάσματος ταχύτητας ή ψευδοταχύτητας. Φυσικά, μια τέτοια προσπάθεια θέτει δύο περαιτέρω ερωτήσεις, μια σχετικά με το επίπεδο ανελαστικότητας (π.χ. από την άποψη της ολκιμότητας μ) που πρέπει να υποτεθεί στην επιλογή ενός κατάλληλου ανελαστικού φάσματος, και μιας σχετικά με τα όρια περιόδου για τον υπολογισμό της «ανελαστικής» έντασης $S_{i_{in}}$ φάσματος. Η επιλογή των ορίων περιόδου είναι ένα ζήτημα ακόμα και όταν χρησιμοποιώντας ελαστικό S_{pv} για τον υπολογισμό του S_i , και θα εξεταστεί πρώτα ακολούθως. Σαν πρώτη προσέγγιση και για τους σκοπούς σύγκρισης, οι αξίες $S_{i_{in}}$ υπολογίστηκαν από το ανελαστικό φάσμα ταχύτητας που αντιστοιχεί σε $\mu=5$, για την ίδια περιοχή τιμών περιόδου με το S_i (0.8-1.2S, $\pm 20\%$). Όπως φαίνεται στο σχ.42, η διασπορά ήταν μεγάλη (ιδιαίτερα για τα δεδομένα σε βράχο) και αυτό αποδόθηκε σε διάφορους λόγους. Αρχικά, επειδή δεν υπήρξε καμία σημαντική ανελαστικότητα στη συμπεριφορά της δομής όταν υποβάλλεται σε αυτές τις κινήσεις: Στην περίπτωση των αρχείων στα αλλουβιακά, οι μέσοι όροι (πέρα από το σύνολο) των παραγόντων ολκιμότητας των δοκών ήταν μεταξύ 3 και 6, αλλά τα

υποστυλώματα παρέμειναν ουσιαστικά ελαστικά, ως εκ τούτου η επιλογή του φάσματος $\mu=5$ για τον υπολογισμό του S_i υπερεκτιμούσε το επίπεδο ανελαστικότητας που προκλήθηκε στη δομή. Αυτό ήταν πολύ περισσότερο στην περίπτωση για το σύνολο των στοιχείων βράχου, το οποίο (όταν αξιολογήθηκε στο αρχικό S_i μέσα στο σετ) μετά βίας προκάλεσε οποιαδήποτε ανελαστική συμπεριφορά στη δομή. Αφετέρου, επειδή το S_i παρά τον υπολογισμό βάσει του ανελαστικού φάσματος ταχύτητας πρέπει καλύτερα να βασιστεί στη σημαντικότερη ποσότητα $V_y = \omega F_y / K_0$, που μπορεί να καθοριστεί ως η ανελαστική ψευδοταχύτητα¹².

Όπως αναφέρεται προηγουμένως, ένας παράγοντας που συμβάλλει στη μεταβλητότητα απόκρισης είναι η είσοδος της δομής στην ανελαστική συμπεριφορά. Εάν υποθεθεί (λόγω απλότητας) ότι τα υψηλότερα τροπήματα δεν έχουν σημαντικές επιπτώσεις στην απόκριση ακόμα και στην ανελαστική συμπεριφορά και επίσης ότι η υπολογισμένη θεμελιώδης περίοδος του μοντέλου είναι εύλογα κοντά σε αυτήν της πραγματικής δομής, τότε τα όρια περιόδου μέσα στα οποία το S_i πρόκειται να υπολογιστεί πρέπει να κυμανθούν μεταξύ της αρχικής περιόδου T_0 και της αποτελεσματικής περιόδου (T_{ef}) της δομής στην ανελαστική συμπεριφορά. Αυτό είναι μια ιδέα που εξερευνήθηκε ήδη σε μερικές προηγούμενες δημοσιεύσεις^{2 3}. Το πρόβλημα είναι ότι T_{ef} εξαρτάται από το επίπεδο ανελαστικότητας, το οποίο δεν είναι γενικά γνωστό εκ των προτέρων. Ως εκ τούτου, μάλλον αυθαίρετα όρια έχουν προταθεί στις προαναφερθείσες δημοσιεύσεις.

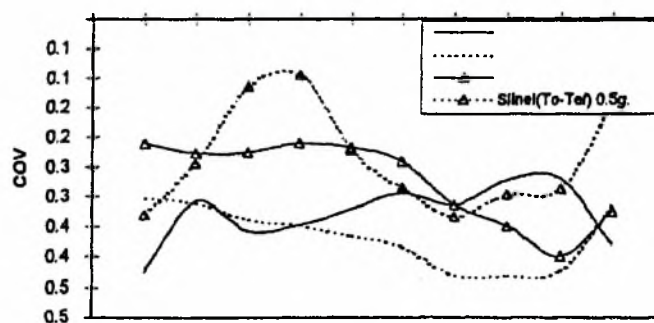


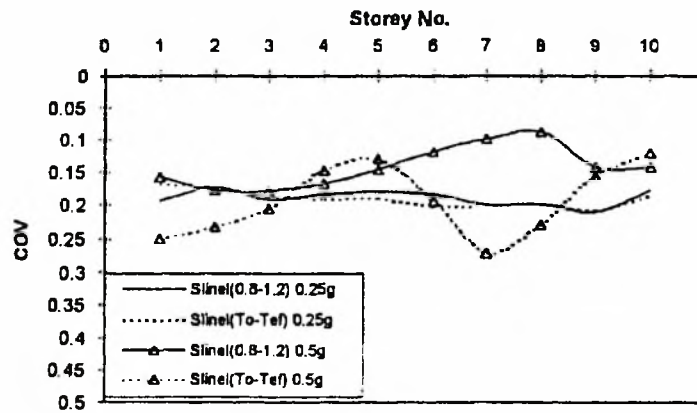
¹² Chopra AK. The dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1995.



ΣΧΗΜΑ 43. Συντελεστές της μεταβλητότητας σε πολυώροφο κτίριο παρασύρουν κατά την αξιολόγηση τις ανελαστικές τιμές του SI για τις διάφορες σειρές περιόδου για τα αρχεία σε αλλουβιακά.

Το σχ.43 εμφανίζει την επίδραση στη μεταβλητότητα της χρησιμοποίησης των διαφορετικών χρονικών περιόδων για τον υπολογισμό του SI βάσει των ελαστικών ψευδοταχυτήτων για να αξιολογήσουν τη σημασία του επιπέδου ανελαστικότητας, οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για όλα τα αρχεία που αξιολογήθηκαν σε δύο διαφορετικές εντάσεις (σχεδιασμός σεισμού με δύο φορές την ίδια τιμή). Είναι σαφές από τον αριθμό ότι το προτεινόμενο νέο σχέδιο που βασίζεται στα όρια σε T_{ef} μπορεί να οδηγήσει στην περαιτέρω μείωση της διασποράς, που συγκρίνεται με τις προηγουμένως δοκιμασμένες τεχνικές. Αυτό είναι αληθές και για τις 0,25g και 0,5g περιπτώσεις και για τις κινήσεις βράχου και σε αλλουβιακά. Επισημαίνεται ότι ο πρότυπος καθορισμός του SI (από 0,1 έως 2,5s) οδηγεί σε καλά αποτελέσματα στην περίπτωση σεισμού 0.25g αλλά σε φτωχά στην περίπτωση του 0.5g σεισμού και τα αρχεία στο βράχο.





ΣΧΗΜΑ 44. Συντελεστές της μεταβλητότητας σε πολυώροφο κτίριο παρασύρουν κατά την αξιολόγηση τις ανελαστικές τιμές του SI για τις διάφορες σειρές περιόδου για τα αρχεία σε αλλουβιακά (κορυφή) και το βράχο.

Το σχ.44 εμφανίζει την απόδοση της τεχνικής αξιολόγησης που βασίζεται στις ανελαστικές ψευδοταχύτητες V_y και τις δύο σειρές περιόδου κοντά στη θεμελιώδη περίοδο της δομής. Φαίνεται ότι η μεταβλητότητα είναι χαμηλή σε όλες τις περιπτώσεις, που κυμαίνονται από 20 σε 40% για το σύνολο σε αλλουβιακά, και από 10 σε 20% για το σύνολο βράχου. Δεδομένου ότι οι τιμές της διασποράς για τα αρχεία που αξιολογούνται στο SI που υπολογίζονται στην προτεινόμενη περιοχή T_0 σε T_{ef} είναι χαρακτηριστικά παρόμοιες με τις τιμές που οδηγούν όταν υπολογίζεται το SI μέσα σε 20% T_0 (0.8-1.2s), δεν φαίνεται να υπάρχει κανένας ιδιαίτερος λόγος για την πιο περίπλοκη διαδικασία που βασίζεται σε T_{ef} . Επιπλέον, σύγκριση των σχεδίων 43 και 44 εμφανίζουν ότι δεν υπάρχει γενικά καμία χαρακτηρισμένη μείωση της μεταβλητότητας όταν υπολογίζεται SI_m βάσει των ανελαστικών φασμάτων (αυτό εμφανίζεται να είναι περισσότερο η περίπτωση για τα στοιχεία σε αλλούβια που τίθενται). Φυσικά, περισσότερες μελέτες απαιτούνται για να επιβεβαιώσουν τις προηγουμένως περιγραφόμενες τάσεις.

5) ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα μελέτη αξιολόγησε το πρόβλημα της διασποράς στην απόκριση που υπολογίστηκε από την χρόνο-ιστορική ανάλυση κατά την αξιολόγηση των

φυσικών αρχείων. Δύο εδαφικά σύνολα στοιχείων κινήσεων χρησιμοποιήθηκαν, αντιπροσωπεύοντας δύο διαφορετικά σεισμοτεκτονικά περιβάλλοντα (Καλιφόρνια και Ελλάδα), και τα αρχεία μέσα σε κάθε σύνολο σχεδόν ομοιόμορφα διανεμήθηκαν όσον αφορά τις περιοχές βράχου και αλλουβιακών.

Το πρώτο μέρος της μελέτης στράφηκε στην επίδραση της αξιολόγησης και στα φάσματα δύναμης και μετατοπίσεων, που υπολογίστηκαν για τις διαφορετικές τεκτονικές συνθήκες των περιοχών. Αποδείχτηκε ότι για ενδιάμεσες και μακριές χρονικές περιόδους κάθε από τις τρεις ταχύτητα-σχετικές παραμέτρους (PGV, SI, I_V) μπορεί να χρησιμοποιηθεί με καλά αποτελέσματα, αν και ανιχνεύθηκαν μερικές διαφορές, ιδιαίτερα σε μεγάλες τιμές της χρονικής περιόδου. Στην περίπτωση που $\mu > 1$ (που είναι το σημαντικότερο το σεισμικό σχεδιασμό), η χρήση της αξιολόγησης SI κατά μήκος ολόκληρης της χρονικής σειράς οδηγεί σε ένα εύλογα χαμηλό ποσό διασποράς στα φάσματα δύναμης και μετατοπίσεων, με COV που υπερβαίνει μετά βίας το 0,5 μέσα σε οποιοδήποτε διάστημα του πρακτικού ενδιαφέροντος.

Το πρόβλημα εξετάστηκε, έπειτα, στα πλαίσια της απόκρισης στα ρεαλιστικά συστήματα MDOF, με εστίαση κυρίως στα πολυώροφα πλαίσια. Σε μικρής κλίμακας φάσματα οι εντάσεις που υπολογίστηκαν βάσει των ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων ψευδοταχυτήτων προτάθηκαν ως εναλλακτική μέθοδος αξιολόγησης στην περίπτωση της ανάλυσης των συγκεκριμένων δομών. Η ελκυστικότερη πρόταση εμφανίζεται βάσει της περιοχής κάτω από το ανελαστικό φάσμα ψευδοταχυτήτων, που λαμβάνεται μεταξύ της αρχικής ελαστικής και αποτελεσματικής ανελαστικής περιόδου της δομής. Εντούτοις, βάσει των περιορισμένων αποτελεσμάτων που παρουσιάζονται μέχρι στιγμής, οι πιο σύνθετες διαδικασίες αξιολόγησης δεν εμφανίζονται να οδηγούν σε σαφώς ανώτερη απόδοση (δηλ. με συνέπεια χαμηλότερη διασπορά) όταν συγκρίνεται με της μικρότερης περιοχής SI που παράγεται από τα ελαστικά φάσματα. Είναι σημαντικό, από την πρακτική άποψη, ότι και οι δύο προτάσεις που βασίζονται στο ελαστικό SI οδηγεί σε τιμές διασποράς μεταξύ 10 και 40% στις υπολογισμένες κλίσεις και τις ολκιμότητες μελών και μια εύλογα ομοιόμορφη καθ' ύψος διανομή της διασποράς του κτιρίου. Πρέπει να υπενθυμιστεί, εν τούτοις, ότι η περιπτωσιολογία που παρουσιάζεται εδώ περιλαμβάνει μια σχεδιαστικά πρακτική δομή που στοχεύει και επιτυγχάνει μια ομοιόμορφη κατανομή ζημίας. Οι περαιτέρω έρευνες είναι επιθυμητές, περιλαμβάνοντας τις δομές των διαφορετικών τυπολογίων, που σχεδιάζονται στις εκάστοτε διαφορετικές περιπτώσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

1) ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000) επιτρέπει σε ειδικές περιπτώσεις την εφαρμογή και άλλων δόκιμων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, όπως είναι η εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων. Η χρησιμοποίηση όμως πραγματικών σεισμικών καταγραφών στον σχεδιασμό μίας κατασκευής επιβάλλει την προσαρμογή αυτών στο φάσμα σχεδιασμού της περιοχής της κατασκευής. Στην εργασία αυτή γίνεται αξιολόγηση διαφόρων μεθόδων κανονικοποίησης-προσαρμογής πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων που έχουν παρουσιαστεί στην διεθνή βιβλιογραφία. Οι μέθοδοι αυτές δίνουν την δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν στον σχεδιασμό μίας κατασκευής καταγραφές από διάφορες περιοχές του κόσμου. Η αξιολόγηση αυτών των μεθόδων γίνεται σε σχέση με την Δυναμική Φασματική Μέθοδο του ΕΑΚ2000 και της επιρροή τους στον τελικό σχεδιασμό της κατασκευής. Για την αξιολόγηση αυτή υιοθετούνται δύο πολυώροφα πλαίσια από σκυρόδεμα. Ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης με την Δυναμική Φασματική Μέθοδο καθώς και με την εν χρόνω ολοκλήρωση γίνεται με το πρόγραμμα STRAD και η δυναμική ανάλυση με το πρόγραμμα GT. STRUDL.

Σύνολα πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων επιλέγονται βάσει διαφόρων κριτηρίων, όπως λόγου χάρη του μεγέθους, της επικεντρικής απόστασης κλπ. για να αποτελέσουν τη σεισμική δράση στις υπό σχεδιασμό κατασκευές. Έχει παρατηρηθεί σε άλλες εργασίες σημαντική διαφοροποίηση της απόκρισης μίας κατασκευής όταν ως σεισμική δράση σχεδιασμού χρησιμοποιηθούν καταγραφές από περιοχές διάφορες της περιοχής ενδιαφέροντος· αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι δεν λαμβάνονται υπ' όψιν άλλες σημαντικές παράμετροι οι οποίες είναι χαρακτηριστικές της σεισμικής διέγερσης και της περιοχής ενδιαφέροντος. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με κατάλληλη προσαρμογή του κάθε επιταχυνσιογραφήματος στα σεισμικά χαρακτηριστικά της περιοχής για την οποία σχεδιάζεται η εν προκειμένω κατασκευή.

Η παρούσα μελέτη βασίζεται στα συμπεράσματα προηγούμενης εργασίας των Α. Κάππου και Π. Κυριακάκη, την οποία παρουσιάσαμε στο κεφάλαιο 4, στην οποία

παρουσιάζεται μια αξιολόγηση μεθόδων κανονικοποίησης πραγματικών καταγραφών, καθώς επίσης και σε μια δεύτερη εργασία του Α. Κάππου¹, στην οποία μελετάται η επίδραση της κανονικοποίησης σεισμικών καταγραφών στην ανελαστική απόκριση των πολυώροφων ενισχυμένων κτηρίων από σκυρόδεμα. Η εστίαση της παρούσας μελέτης είναι στην επιρροή των μεθόδων κανονικοποίησης στην απόκριση δύο κατασκευών για συγκεκριμένες καταγραφές σε σχέση με την απόκριση που υπολογίζεται με την Δυναμική Φασματική Μέθοδο του ΕΑΚ2000².

2) ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

2.1. Επιλογή καταγραφών

Αρχικά πήραμε τα επιταχυνσιογραφήματα 88 σεισμών από το Internet³ και τα επεξεργαστήκαμε μέσα από ένα πρόγραμμα Fortran. Τα δεδομένα των αρχικών σεισμών είναι σε δύο διευθύνσεις (a και b), αλλά για την κανονικοποίηση πήραμε μόνο τη μια διεύθυνση (a).

Το σύνολο των σεισμών που επεξεργαστήκαμε φαίνεται παρακάτω:

A/A	Ημερομηνία	Σταθμός Καταγραφής	Χώρα
1	19/05/1940	El Centro Array-Station 9	US
2	28/06/1966	Cholame Shandon Array 2W	US
3		Cholame Shandon Array 5W	
4	09/02/1971	Pacoima Dam	US
5	25/04/1992	Cape Mendocino(C)	US
6	25-04-1992	Petrolia	US
7		Rio Del. FF.	
8	21/07/1986	Zack	US
9	20/09/1999	CWB station code: T078	TA
10	02/05/1983	Pleasant Valley-Pumping Yard	US
11		Pleasant Valley-Pumping (Base)	
12	12/11/1999	Duzce-Meteoroloji Mudurlugu	TU
13	13/03/1992	Erzincan-Meteorological Station	TU
14	06/05/1976	Tolmezzo-Diga Ambiesta	IT
15	17/05/1976	Gazli	UZ
16	15/10/1979	Meloland Overpass-Free Field	US
17		Mexicali-Aeropuerto	

¹ A.J. Kappos, Sensitivity of calculated inelastic seismic response to input motion characteristics, In: Proceedings of the 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA, May EERI, Vol. 2 1990. pp. 25-34.

² Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.

³ www.elsevier.com/locate/soildyn

18		Bonds Corner-Ground	
19		Holtville-Post Office	
20		Brawley-Airport Hangar	
21		Calexico-Fire Station	
22		El Centro-Parachute Test Site	
23	16/10/1979	Westmorland-Fire Station	US
24	16/01/1995	Kobe (C)	JA
25	17/08/1999	Ismit-Meteoroloji Istasyonu	TU
26	28/06/1992	Joshua Tre	US
27	28/06/1992	Lucerne Valley (C)	US
28	18/10/1989	Corralitos-Eureka Canyon Rd.	US
29		Saratoga-Aloha Avenue	
30		Capitola-Fire Station	
31		Gilroy Array-Station 1	
32		USCS Santa Cruz-Lick Obs.	
33	25/05/1980	Convict	US
34	24/04/1984	Halls Valley-Grant Park	US
35		Gilroy Array- Station 1	
36		Gilroy Array- Station 2	
37		Gilroy Array- Station 3	
38	08/07/1986	White Water Canyon-Trout Farm	US
39		North Palm Springs-Post Office	
40		Morongo Valley-Fire Station	
41		Cabazon-Post Office	
42	23/12/1985	Nahanni-Station 1	CA
43		Nahanni-Station 2	
44	02/03/1987	Matahina Dam-Bottom Centre	NZ
45	17/01/1994	Newhall-26835 W. Pico Canyon Rd	US
46		Newhall-Fire Station (C)	
47		Northridge-17645 Saticoy Street (C)	
48		Sepulveda VA Hospital	
49		Tarzana-Cedar Hill Nursey A (C)	
50		Topanga Fire Station	
51		Sun Valley-13248 Roscoe Boulevard	
52		Stone Canyon Reservoir	
53	09/02/1971	Lake Hughes Array-Station 12	US
54	07/12/1988	Gukasian	AR
55	24/11/1987	Westmo Fir	US
56	09/06/1980	Cerro Prieto (Mexicali Valley)	ME
57		Victoria (Mexicali Valley)	
58	26/04/1983	Salton Sea-Wildlife Refuge	US
59		Westmorland-Fire Station	
60		Niland-Fire Station	
61	01/10/1987	Alhambra-Fremont School	US
62		Arcadia-180 Campus Drive	
63		El Monte-11338 Fairview Ave.	
64		San Gabriel-600 E. Grand Ave.	
65		Bell Gardens-7420 Japoneria	
66		Baldwin-2699 N. Hollywood Ave.	
67		San Marino-S.W. Academy	
68		Downey-12500 Birchdale	
69		Pasadena-1488 Old House Rd	
70		Altadena-Eaton Canyon	
71		Coniva-1271 W. Badillo	
72		Downey-Co. Maintenance Build.	
73		Coniva-656 S. Grand Ave.	
74		Compton-14637 Castlegate St.	
75		La Habra-950 Briarcliff Drive	

76		Glendora-120 North Oakbank	
77	20/09/1999	CWB station code: T129	TA
78	12/11/1999	S	TU
79	15/09/1796	Buia	IT
80		San Rocco	
81		Forgaria-Cornio	
82	15/10/1979	Westmorland-Fire Station	US
83		Agrarias (Mexicali Valley)	
84	18/10/1989	USCS Branc	US
85	24/04/1984	Coyote Lake Dam-Abutment	US
86		Anderson Dam-Downstream	
87	08/07/1986	Desert Hot Springs	US
88	08/07/1986	Palm Springs-Airport	US

Τα αποτελέσματα μετά την επεξεργασία του προγράμματος Fortran:

		PGA	Arias intensity	Significant duration (5-95%)	rms acceleration	Characteristic Intesity	CAV	Spectral Intensity	Bracketed duration
1	a	0,2956	0,033816	24,10	0,074357	0,128236	133,6902	0,13575	28,56
	b	0,1787	0,023706	23,94	0,062257	0,098245	121,3045	0,12123	25,87
2	a	0,0595	0,001068	28,53	0,012584	0,009376	26,3148	0,02555	0,01
	b	0,0633	0,001197	26,62	0,013323	0,010213	28,2831	0,03066	0,57
3	a	0,4416	0,017026	6,45	0,050352	0,074879	66,4486	0,09289	6,27
	b	0,3670	0,012414	7,44	0,042994	0,05908	57,5204	0,07825	7,34
4	a	1,2259	0,176565	7,04	0,166528	0,438515	214,1197	0,38456	33,27
	b	0,8487	0,157194	7,26	0,157127	0,401913	200,9505	0,24686	33,04
5	a	1,4973	0,059092	3,09	0,160512	0,249062	72,1802	0,14603	9,50
	b	1,0395	0,023696	4,87	0,101644	0,125507	51,7460	0,08476	9,60
6	a	0,5858	0,033882	8,87	0,110952	0,156798	77,4063	0,09378	9,45
	b	0,6624	0,037912	8,04	0,117366	0,170589	74,2230	0,15962	10,10
7	a	0,2439	0,015109	7,67	0,074092	0,085564	51,5285	0,06507	8,40
	b	0,5489	0,024706	5,44	0,094744	0,123727	54,2353	0,07423	7,82
8	a	0,4468	0,07671	12,33	0,07921	0,199345	189,7785	0,35058	31,90
	b	0,3997	0,079197	16,26	0,080483	0,204172	207,1906	0,40683	28,63
9	a	0,0353	0,00206	59,52	0,008058	0,010419	62,0800	0,04777	0,00
	b	0,0427	0,001792	69,61	0,007515	0,009384	62,5833	0,03481	0,00
10	a	0,3800	0,062327	16,29	0,071417	0,17062	195,3450	0,30459	20,81
	b	0,2852	0,039827	22,52	0,057089	0,121941	163,4733	0,21041	23,33
11	a	0,5917	0,164124	16,20	0,11589	0,352694	316,1815	0,51081	37,64
	b	0,5510	0,152643	18,09	0,111764	0,334024	307,0852	0,37977	29,69
12	a	0,3070	0,106951	21,89	0,116237	0,285137	277,3408	0,35990	25,17
	b	0,5353	0,116233	21,56	0,121175	0,303501	276,4250	0,40845	27,09
13	a	0,4029	0,07108	14,70	0,105761	0,221731	176,8551	0,38427	24,88
	b	0,5153	0,059895	14,93	0,095869	0,193786	157,1815	0,31899	17,67
14	a	0,3513	0,030969	8,49	0,052786	0,103398	113,5791	0,19364	14,83
	b	0,2992	0,047536	9,85	0,065398	0,142588	137,6984	0,27744	11,64
15	a	0,5679	0,184817	12,81	0,19276	0,482691	277,3786	0,43539	21,77
	b	0,6886	0,198325	13,68	0,199681	0,508916	282,3109	0,33943	19,71

16	a	0,2358	0,03406	16,45	0,052777	0,108426	136,0193	0,24503	13,85
	b	0,2733	0,042852	13,50	0,059199	0,128804	154,6407	0,18634	14,90
17	a	0,3267	0,022727	7,06	0,115457	0,130998	66,4391	0,17001	8,80
	b	0,2452	0,016497	7,02	0,098367	0,103017	56,1088	0,08411	8,76
18	a	0,5099	0,154907	19,33	0,116061	0,342901	299,9379	0,42392	31,89
	b	0,7748	0,237641	19,50	0,143751	0,472667	326,6242	0,48694	38,17
19	a	0,2083	0,034421	23,62	0,054608	0,110874	161,1105	0,18491	18,01
	b	0,2208	0,033398	26,23	0,05379	0,108393	157,6811	0,15340	28,05
20	a	0,0337	0,000167	13,65	0,00709	0,002782	6,7418	0,01390	0,00
	b	0,0398	0,000335	5,35	0,01005	0,004696	7,6140	0,01592	0,00
21	a	0,1162	0,001686	17,43	0,016863	0,013637	23,0687	0,06001	0,28
	b	0,0675	0,001013	23,58	0,013068	0,009303	21,7300	0,03704	0,15
22	a	0,1113	0,008017	35,87	0,025818	0,036793	89,7169	0,07561	15,45
	b	0,2038	0,008762	33,74	0,02699	0,039326	88,1424	0,08280	10,74
23	a	0,1709	0,006944	22,63	0,023826	0,032894	68,0769	0,07177	10,91
	b	0,0886	0,004773	26,46	0,019754	0,024832	63,2463	0,04335	12,52
24	a	0,0337	0,000371	20,95	0,007885	0,004373	13,7970	0,01033	0,00
	b	0,0422	0,000675	16,31	0,010638	0,006852	18,4273	0,01298	0,00
25	a	0,2195	0,032273	26,48	0,05931	0,111885	156,5272	0,16483	47,76
	b	0,1472	0,022299	29,99	0,049301	0,084793	137,8281	0,14457	26,01
26	a	0,2737	0,016323	13,61	0,06966	0,086235	78,1581	0,05732	17,37
	b	0,2840	0,023301	13,03	0,083227	0,112619	89,0344	0,08238	15,72
27	a	0,6418	0,261182	27,51	0,133217	0,477024	502,2354	0,21792	66,64
	b	0,6733	0,276208	26,23	0,136996	0,497463	510,6221	0,26072	66,51
28	a	0,6437	0,1285	13,76	0,102564	0,293588	254,5773	0,39671	26,76
	b	0,4794	0,100445	15,75	0,090679	0,244065	238,0994	0,43510	27,41
29	a	0,3062	0,057616	18,71	0,068669	0,160856	185,7795	0,27070	24,34
	b	0,3242	0,043159	16,58	0,059433	0,129521	164,8946	0,19152	22,54
30	a	0,4508	0,173604	23,83	0,119198	0,367877	366,8533	0,37561	49,48
	b	0,3682	0,09419	26,33	0,087799	0,232562	279,8371	0,30280	40,17
31	a	0,4109	0,041888	13,06	0,058558	0,126657	134,4684	0,19493	18,77
	b	0,4731	0,066654	7,36	0,073868	0,179444	149,0695	0,31270	17,08
32	a	0,4376	0,105622	18,97	0,092981	0,253433	267,1015	0,20632	30,08
	b	0,3946	0,080898	19,33	0,081374	0,207491	238,3417	0,14887	28,08
33	a	0,3415	0,089517	18,36	0,098854	0,240568	230,7815	0,21572	23,44
	b	0,4416	0,10397	18,69	0,106535	0,269146	247,0190	0,16328	28,70
34	a	0,1290	0,017089	30,60	0,037386	0,06464	122,0006	0,13053	21,36
	b	0,3117	0,03449	21,30	0,053113	0,109455	141,0150	0,26386	22,07
35	a	0,0665	0,002098	19,10	0,015127	0,014406	35,5911	0,02313	0,61
	b	0,0983	0,00236	17,88	0,016043	0,015735	35,5781	0,02489	10,64
36	a	0,1616	0,006398	32,78	0,026417	0,033247	70,2915	0,05781	16,50
	b	0,1672	0,009802	23,66	0,032698	0,045784	80,4590	0,08358	13,83
37	a	0,1943	0,013333	31,97	0,033023	0,053662	106,0925	0,09302	13,83
	b	0,2004	0,013428	40,53	0,033141	0,053949	115,4171	0,10733	25,67
38	a	0,4922	0,070129	10,89	0,106999	0,221527	149,9968	0,29742	25,77
	b	0,6121	0,084825	6,83	0,117678	0,255505	158,5121	0,28850	24,33
39	a	0,5941	0,079615	9,15	0,114007	0,243642	167,1075	0,39312	22,08
	b	0,5590	0,062414	10,29	0,100943	0,202987	142,8212	0,26661	16,29
40	a	0,2119	0,025975	10,21	0,06491	0,105008	106,7108	0,20573	10,84
	b	0,1900	0,024714	12,60	0,063314	0,101159	107,2017	0,17496	14,46
41	a	0,2039	0,010132	16,11	0,040149	0,05158	66,2057	0,06692	7,28
	b	0,1929	0,013871	13,90	0,046976	0,06528	71,4735	0,09072	9,08

42	a	0,9352	0,176498	15,80	0,167525	0,439743	256,7225	0,33028	26,13
	b	0,9440	0,152829	16,15	0,155888	0,394729	252,7339	0,32935	23,39
43	a	0,4890	0,033868	19,74	0,074497	0,128455	128,3807	0,14402	27,20
	b	0,3226	0,0367	18,67	0,077549	0,13643	133,3254	0,20817	27,54
44	a	0,0526	0,000257	5,34	0,009568	0,004012	6,5429	0,00602	0,00
	b	0,0555	0,000307	4,68	0,010449	0,004579	6,9977	0,00931	0,01
45	a	0,4549	0,030624	6,58	0,089524	0,133903	77,8279	0,32653	8,05
	b	0,3254	0,019294	9,23	0,071058	0,09469	73,3738	0,21560	7,76
46	a	0,5655	0,043264	2,95	0,118943	0,183453	74,2075	0,11221	7,34
	b	0,5898	0,056232	2,76	0,135602	0,223313	82,4254	0,18187	7,06
47	a	0,2423	0,039053	15,64	0,092284	0,153525	128,2660	0,15319	22,25
	b	0,4769	0,091291	10,61	0,141096	0,290241	176,8324	0,30387	19,88
48	a	0,5317	0,044099	3,92	0,153753	0,21058	73,9044	0,14459	7,02
	b	0,6688	0,067827	4,09	0,190683	0,290835	90,5978	0,13740	9,42
49	a	1,7794	0,225726	5,27	0,271684	0,622204	184,9822	0,17956	13,66
	b	0,8643	0,165627	6,31	0,232723	0,502081	178,2613	0,13690	14,68
50	a	0,2576	0,010991	4,36	0,078015	0,074884	39,8171	0,03279	7,07
	b	0,2276	0,008049	4,72	0,066763	0,059283	35,2419	0,01969	5,80
51	a	0,2343	0,028232	12,35	0,078088	0,120076	102,3919	0,12494	13,08
	b	0,4435	0,028664	16,98	0,078682	0,121449	100,2447	0,17961	24,05
52	a	0,2331	0,019462	7,82	0,056409	0,084733	78,1835	0,10104	11,86
	b	0,3877	0,021131	7,95	0,058778	0,090126	75,4984	0,10632	10,16
53	a	0,3658	0,018359	10,72	0,057276	0,082927	70,9884	0,05034	14,10
	b	0,2828	0,015573	11,89	0,052751	0,073297	65,4405	0,04096	14,15
54	a	0,1990	0,005528	10,53	0,042622	0,039253	36,3746	0,08679	9,65
	b	0,1751	0,005925	7,69	0,044129	0,041353	38,0560	0,05945	7,39
55	a	0,1570	0,031874	39,11	0,051046	0,103154	194,0916	0,14830	32,84
	b	0,2109	0,046682	33,72	0,061776	0,137332	218,7945	0,24279	45,44
56	a	0,2911	0,03027	8,57	0,102172	0,162172	99,4048	0,16488	13,16
	b	0,2938	0,019951	7,56	0,073052	0,097631	73,3805	0,08952	12,29
57	a	0,0297	0,000576	14,53	0,01433	0,007346	13,3471	0,02843	0,00
	b	0,0291	0,000466	12,98	0,012888	0,006266	12,4245	0,02550	0,00
58	a	0,1990	0,020737	16,69	0,04857	0,081161	109,6959	0,12742	17,02
	b	0,1704	0,020357	18,31	0,048123	0,080042	110,5468	0,13059	14,44
59	a	0,3055	0,06968	13,40	0,075474	0,185456	192,0835	0,33903	17,04
	b	0,4963	0,075875	11,74	0,078758	0,19769	192,1792	0,35294	18,99
60	a	0,0820	0,004814	25,15	0,019837	0,024989	61,7625	0,04713	10,90
	b	0,1312	0,006905	22,73	0,023759	0,032756	69,1634	0,05049	10,79
61	a	0,2988	0,031948	10,54	0,051112	0,103341	116,2279	0,20542	14,85
	b	0,2503	0,034713	11,51	0,053277	0,109978	120,8979	0,16466	15,14
62	a	0,2996	0,008552	1,53	0,056597	0,056261	27,3185	0,03548	1,49
	b	0,1626	0,002001	5,24	0,027378	0,018929	16,6709	0,01114	2,12
63	a	0,1205	0,001744	5,71	0,02841	0,018	16,8463	0,01168	1,99
	b	0,2268	0,004791	4,42	0,04709	0,038411	22,8622	0,03124	1,76
64	a	0,2395	0,008246	2,56	0,06002	0,056892	28,5576	0,04406	2,76
	b	0,1987	0,003728	4,16	0,040355	0,031366	21,1812	0,01536	4,66
65	a	0,1700	0,003686	4,09	0,037493	0,030064	21,3528	0,03129	2,77
	b	0,2123	0,005734	5,17	0,046761	0,041875	30,1076	0,04005	5,28
66	a	0,1231	0,00134	4,20	0,026168	0,015144	12,5934	0,01656	1,61
	b	0,0692	0,000586	5,96	0,017306	0,008145	10,2509	0,00767	0,20
67	a	0,1194	0,005208	2,83	0,020634	0,02651	57,9448	0,04255	7,26
	b	0,1887	0,012015	14,73	0,031342	0,049626	76,1588	0,12818	8,72

68	a	0,2430	0,004435	4,79	0,045019	0,036134	22,8600	0,02049	3,22
	b	0,2991	0,00936	1,88	0,065406	0,063277	27,9759	0,58257	2,09
69	a	0,2314	0,004151	2,37	0,042526	0,033976	19,9264	0,01802	1,86
	b	0,1329	0,002848	3,44	0,035226	0,025614	17,9877	0,01479	1,90
70	a	0,2985	0,015826	8,98	0,035972	0,061018	79,0168	0,12802	7,80
	b	0,1290	0,007393	16,25	0,024586	0,034479	63,1341	0,05575	7,34
71	a	0,1335	0,001541	6,01	0,025538	0,016042	15,2919	0,01343	1,19
	b	0,0641	0,000787	7,64	0,01825	0,009691	12,4967	0,00818	2,03
72	a	0,2120	0,017172	18,51	0,03747	0,064869	95,7901	0,22307	6,56
	b	0,1258	0,009237	24,68	0,027481	0,040745	84,1890	0,12646	13,26
73	a	0,0700	0,000911	8,76	0,017769	0,010289	14,3993	0,00965	2,84
	b	0,0615	0,000829	9,46	0,016952	0,009587	14,2102	0,00829	2,16
74	a	0,2970	0,006744	3,99	0,053189	0,048434	27,8257	0,44944	4,98
	b	0,3331	0,005313	4,20	0,047211	0,040503	26,4241	0,02306	4,97
75	a	0,1654	0,002129	3,94	0,032065	0,021128	16,0707	0,01770	2,20
	b	0,1310	0,001155	5,52	0,023619	0,013357	13,1657	0,01214	1,23
76	a	0,0925	0,000683	6,36	0,016688	0,008631	10,8741	0,00675	1,28
	b	0,1099	0,001022	6,27	0,020416	0,01168	13,1602	0,00946	1,92
77	a	0,1336	0,032786	41,42	0,034514	0,086026	214,4356	0,15003	36,18
	b	0,1393	0,024908	38,48	0,030083	0,070003	192,5953	0,10620	34,11
78	a	0,5624	0,220172	61,51	0,08944	0,35887	607,8261	0,29997	84,41
	b	0,8817	0,367345	54,68	0,115529	0,526831	730,2304	0,42486	94,43
79	a	0,1097	0,005656	16,22	0,026474	0,031294	54,5826	0,08888	9,46
	b	0,0730	0,004427	20,31	0,023422	0,026042	52,9742	0,08549	8,79
80	a	0,0554	0,001306	10,07	0,016107	0,011727	21,5074	0,03559	3,77
	b	0,1244	0,003503	9,98	0,026384	0,024586	31,3498	0,05121	6,35
81	a	0,2599	0,0115	8,96	0,041392	0,055796	62,2271	0,07454	9,06
	b	0,2121	0,014822	9,04	0,04699	0,06749	76,3557	0,07811	7,69
82	a	0,0744	0,004853	49,34	0,019922	0,025145	79,7491	0,04737	1,04
	b	0,0673	0,004707	50,36	0,019621	0,024578	74,1310	0,05856	0,44
83	a	0,2209	0,01986	12,65	0,067675	0,093756	84,3714	0,15477	15,31
	b	0,3703	0,029977	13,14	0,083144	0,127674	102,5964	0,13064	15,52
84	a	0,3091	0,033171	17,94	0,065916	0,119582	136,9540	0,08890	27,64
	b	0,3428	0,061922	17,17	0,09006	0,190975	188,3685	0,14220	33,08
85	a	0,7109	0,114518	8,16	0,111809	0,289377	190,5139	0,46517	17,41
	b	0,4851	0,152742	6,39	0,129127	0,359151	213,5630	0,64911	22,34
86	a	0,4230	0,027113	13,64	0,055947	0,099601	106,7767	0,17625	15,47
	b	0,2832	0,033597	10,41	0,062278	0,116978	120,4307	0,30116	17,91
87	a	0,3313	0,047497	13,10	0,080446	0,158079	148,7228	0,22304	20,04
	b	0,2709	0,035536	14,83	0,069583	0,127166	134,3745	0,15120	18,62
88	a	0,1394	0,011936	27,24	0,03607	0,053062	95,2034	0,10791	26,33
	b	0,1314	0,012818	31,28	0,037379	0,055978	99,8273	0,09070	28,90

Στην παρούσα εργασία επιλέξαμε δέκα καταγραφές(έξι για το πρώτο παράδειγμα και πέντε για το δεύτερο) από διάφορες περιοχές του πλανήτη χρησιμοποιήθηκαν για την παρούσα παραμετρική διερεύνηση. Οι Zhu et al.⁴ ορίζουν τρεις κατηγορίες σεισμικών καταγραφών σύμφωνες με τον λόγο της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης προς την ταχύτητα (a/v), οι κατηγορίες αυτές είναι οι ακόλουθες:

$$a/v < 0.8 \text{ g/ms}^{-1}$$

$$0.8 \text{ g/ms}^{-1} \leq a/v \leq 1.2 \text{ g/ms}^{-1}$$

$$1.2 \text{ g/ms}^{-1} < a/v$$

Σύμφωνα με αυτή την παραπάνω κατηγοριοποίηση επιλέχθηκαν οι ακόλουθες καταγραφές:

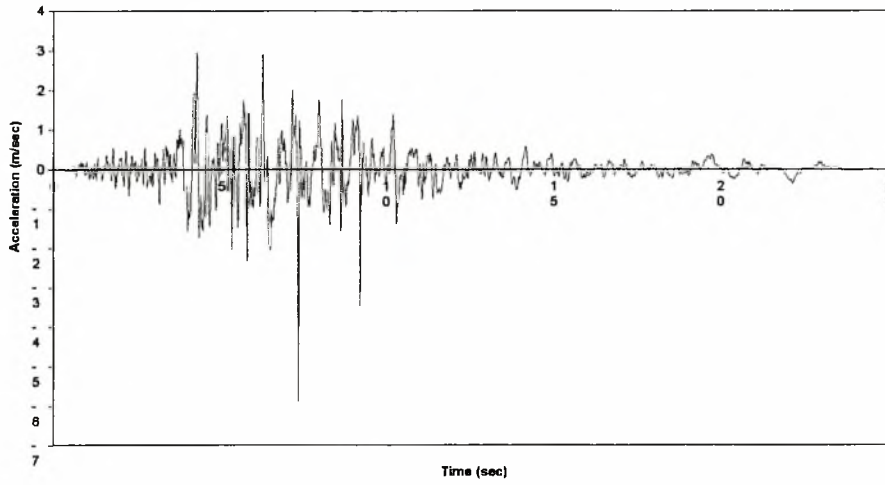
Πίνακας 1. Καταγραφές

Καταγραφή	M_s	a/v	Κατηγορία
1. CERRO PRIETO 06/09/80	6.49	2.90	C
2. KOBE 01/16/95	6.95	0.79	A
3. EL ALAMO 02/09/56	6.50	0.77	A
4. DUZCE 11/12/99	7.30	1.30	C
5. PACOIMA DAM 02/09/71	6.61	1.16	B
6. GAZLI 05/17/76	7.10	0.98	B

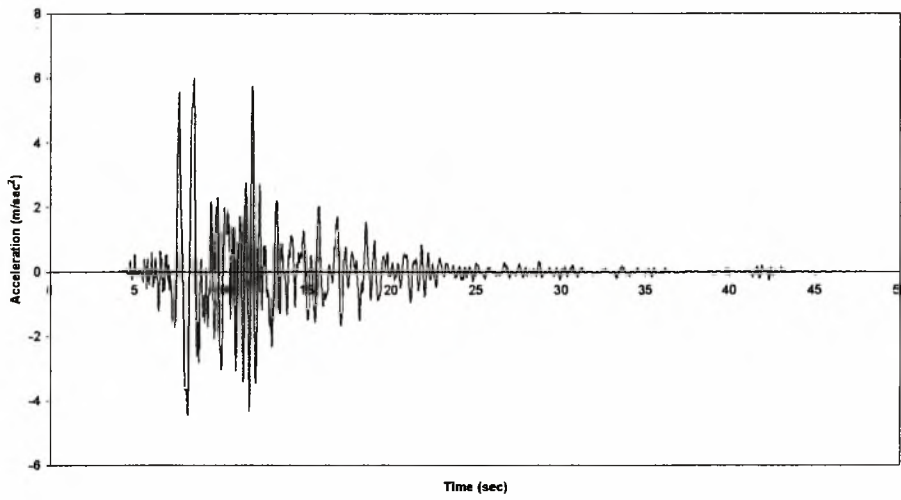
Όπου M_s είναι το μέγεθος της καταγραφής.

ΣΧΗΜΑ 45. Χρονοιστορίες των έξι πρώτων καταγραφών:

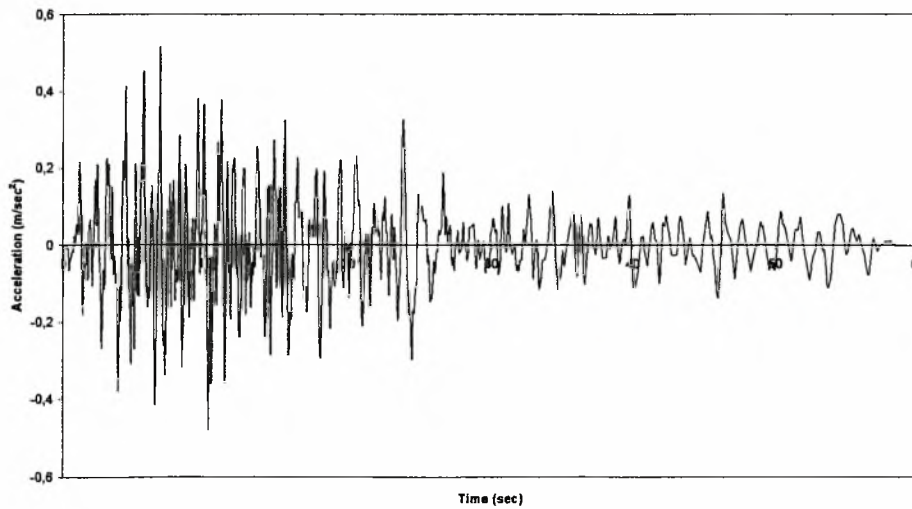
⁴ T.J. Zhu, A.C. Heidebrecht and W.K. Tso, Effect of peak ground acceleration to velocity ratio on ductility demand of inelastic systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16 (1988), pp. 63-79.



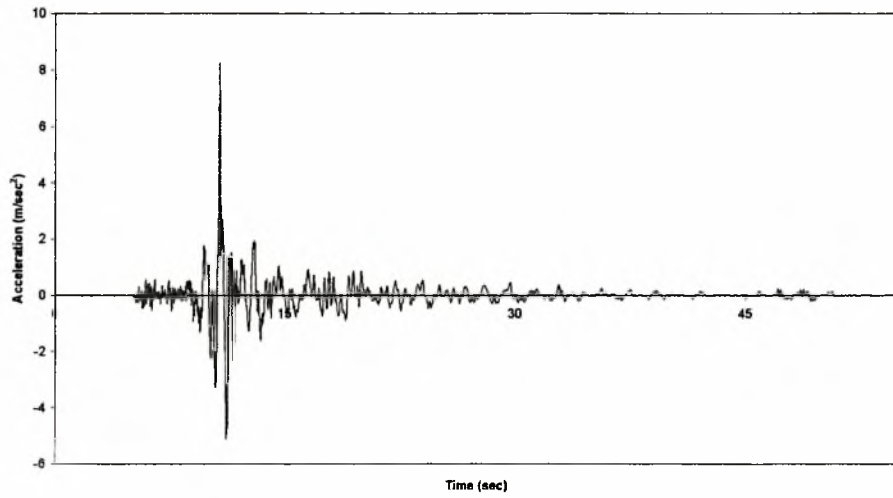
KOBE 01/16/95



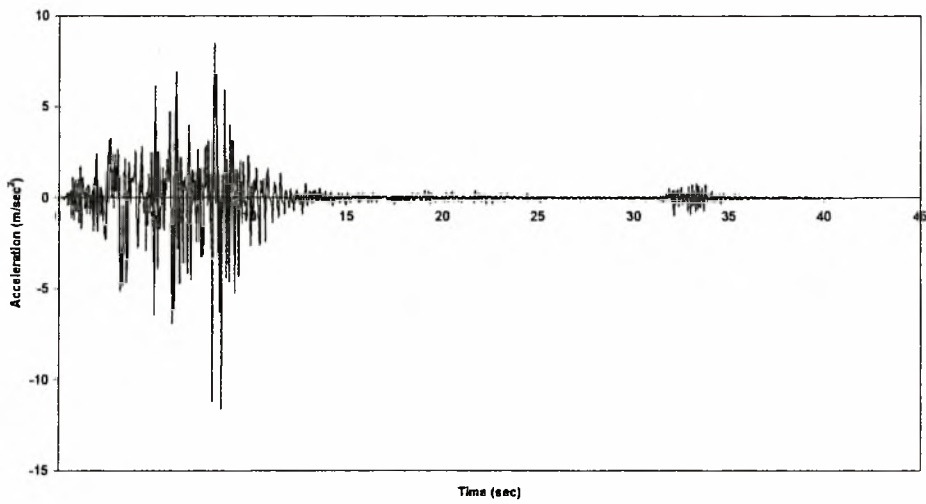
EL ALAMO 02/09/56, EL CENTRO ARRAY



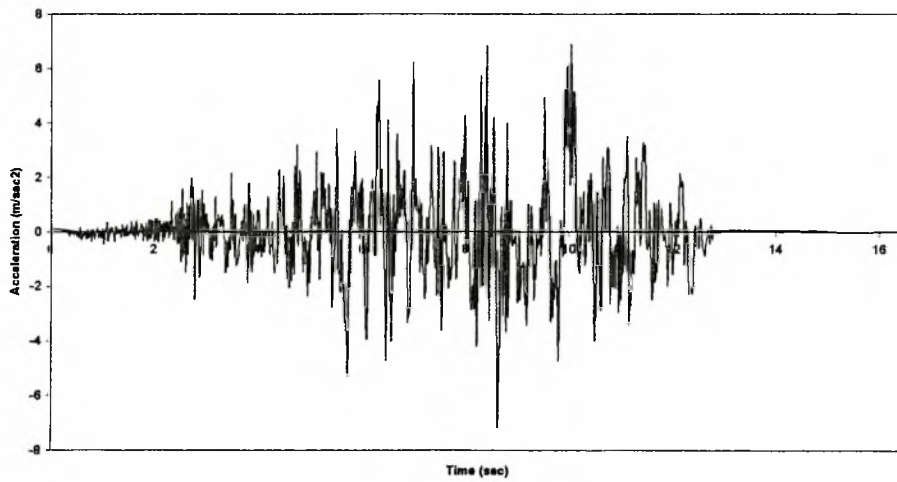
DUZCE 11/12/99, BOLU



SAN FERNANDO 02/09/71, PACOIMA DAM



GAZLI 5/17/78



2.2. Μέθοδοι κανονικοποίησης

Συνολικά τρεις μέθοδοι κανονικοποίησης των καταγραφών εξετάστηκαν, οι μέθοδοι αυτές είναι οι ακόλουθες:

PGA (μέγιστη επιτάχυνση εδάφους)

PA(T) (μέγιστη επιτάχυνση για ιδιοπερίοδο T ίση με την ιδιοπερίοδο της 1^{ης} κανονικής μορφής της κατασκευής)

SI (ένταση φάσματος, δηλαδή επιφάνεια εμβαδού φάσματος ψευδο-επιταχύνσεων)

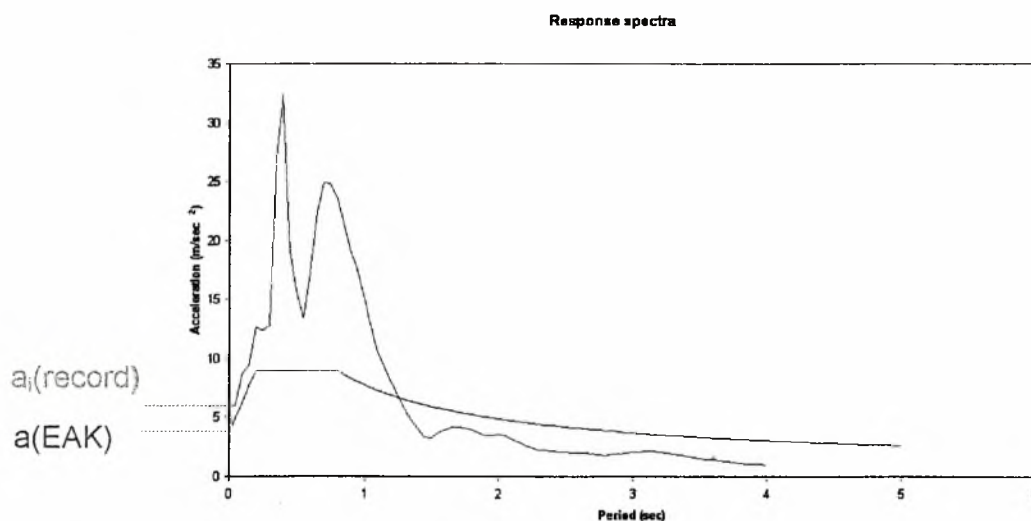
η εστίαση της παρούσας μελέτης είναι στην καταλληλότητα κάθε διαδικασίας κανονικοποίησης όσον αφορά τη μείωση της διαφοροποίησης στην απόκριση της κατασκευής για τις διάφορες καταγραφές.

Ποιο αναλυτικά η κάθε μέθοδος περιγράφεται παρακάτω:

1) Η PGA είναι η μέθοδος κανονικοποίησης που χρησιμοποιεί τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση.

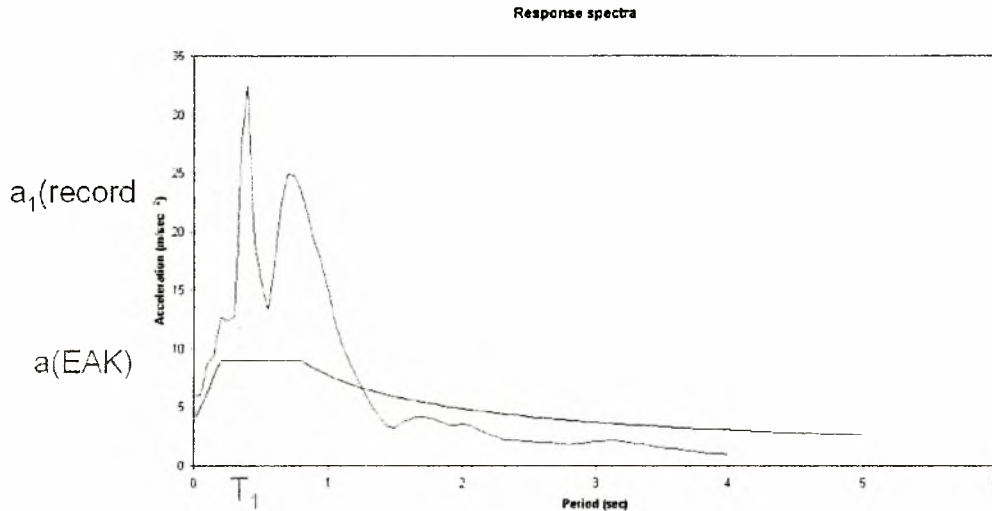
Ο συντελεστής κανονικοποίησης ισούται με:

$$\text{scaling} = \frac{a(\text{EAK})}{a(\text{record})}$$



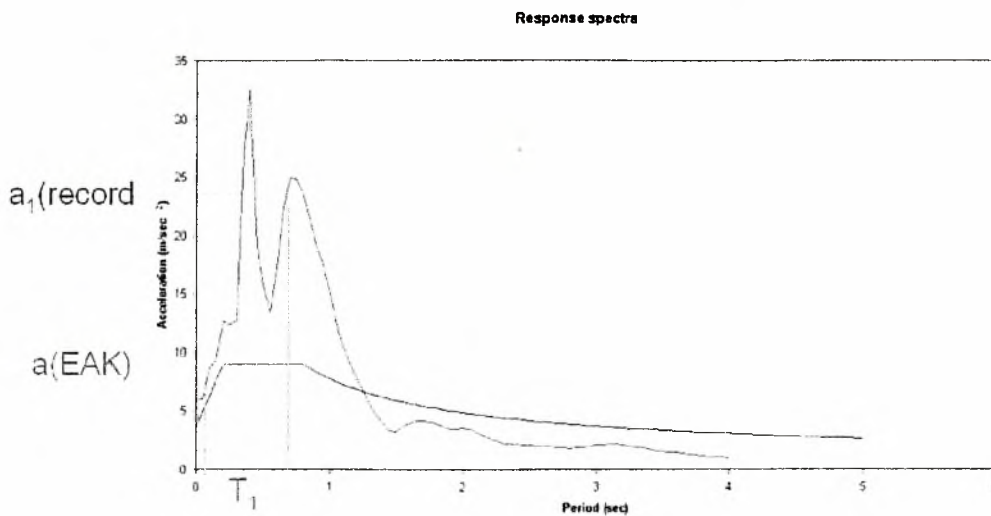
2) Η PA(T) είναι η μέθοδος κανονικοποίησης που χρησιμοποιεί τη μέγιστη επιτάχυνση για ιδιοπερίοδο T ίση με την ιδιοπερίοδο της 1^{ης} κανονικής μορφής της κατασκευής, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.

Ο συντελεστής κανονικοποίησης ισούται με:
$$\text{scaling} = \frac{a(\text{EAK})}{a_1(\text{record})}$$



3) Η SI είναι η μέθοδος κανονικοποίησης που χρησιμοποιεί την ένταση φάσματος, δηλαδή την επιφάνεια εμβαδού φάσματος ψευδο-επιταχύνσεων με χρονικά όρια το ±20% της ιδιοπερίόδου της 1^{ης} κανονικής μορφής της κατασκευής, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.

Ο συντελεστής κανονικοποίησης ισούται με:
$$\text{scaling} = \frac{SI(\text{EAK})}{SI_{\pm 20\%}(\text{record})}$$



3) ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1. Χρονική Ολοκλήρωση

Η εξίσωση κίνησης ενός συστήματος πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να γραφτεί ως ακολούθως:

$$[M]\ddot{u}_t + [C]\dot{u}_t + [K]u_t = R_t \quad (1)$$

όπου $[M]$, $[C]$ και $[K]$ είναι τα μητρώα μάζας, αποσβέσεως και δυσκαμψίας, R_t είναι το εξωτερικό φορτίο, ενώ u , \dot{u} και \ddot{u} είναι τα διανύσματα μετατόπισης, ταχύτητας και επιτάχυνσης αντίστοιχα. Το κατά Newmark σχήμα χρονικής ολοκλήρωσης υιοθετείται στην παρούσα εργασία για την επίλυση των εξισώσεων κίνησης της σχέσης (1). Σύμφωνα με το σχήμα αυτό η διαφοροποίηση των διανυσμάτων ταχύτητας και μετατόπισης υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1-\delta)\ddot{u} + \delta \ddot{u}_{t+\delta t}]\Delta t \quad (2)$$

$$u_{t+\delta t} = u_t + \dot{u}_t\Delta t + [(1/2-\alpha)\ddot{u}_t + \alpha \ddot{u}_{t+\delta t}]\Delta t^2 \quad (3)$$

όπου α και δ είναι παράμετροι που είναι δυνατό να καθορίσουν την ακρίβεια και τη σταθερότητα της μεθόδου χρονικής ολοκλήρωσης. Όταν $\delta = 1/2$ και $\alpha = 1/6$, οι σχέσεις (2) και (3) αντιστοιχούν στη γραμμική μέθοδο ταχύτητας. Από τις (2) και (3) γίνεται εύρεση των μετατοπίσεων και των ταχυτήτων κατά το χρονικό βήμα $t + \Delta t$. Οι εξισώσεις ισορροπίας (1) στο χρονικό βήμα $t + \Delta t$ γίνονται:

$$[M]\ddot{u}_{t+\Delta t} + [C]\dot{u}_{t+\Delta t} + [K]u_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} \quad (4)$$

Το μητρώο απόσβεσης που παίρνει το δυναμικό πρόγραμμα λαμβάνεται κατά Rayleigh, δηλαδή αναλογικά σαν ένα ποσοστό του μητρώου ακαμψίας και του μητρώου μάζας. Δηλαδή:

$$[C] = \alpha \cdot [K] + \beta \cdot [M] \quad (5)$$

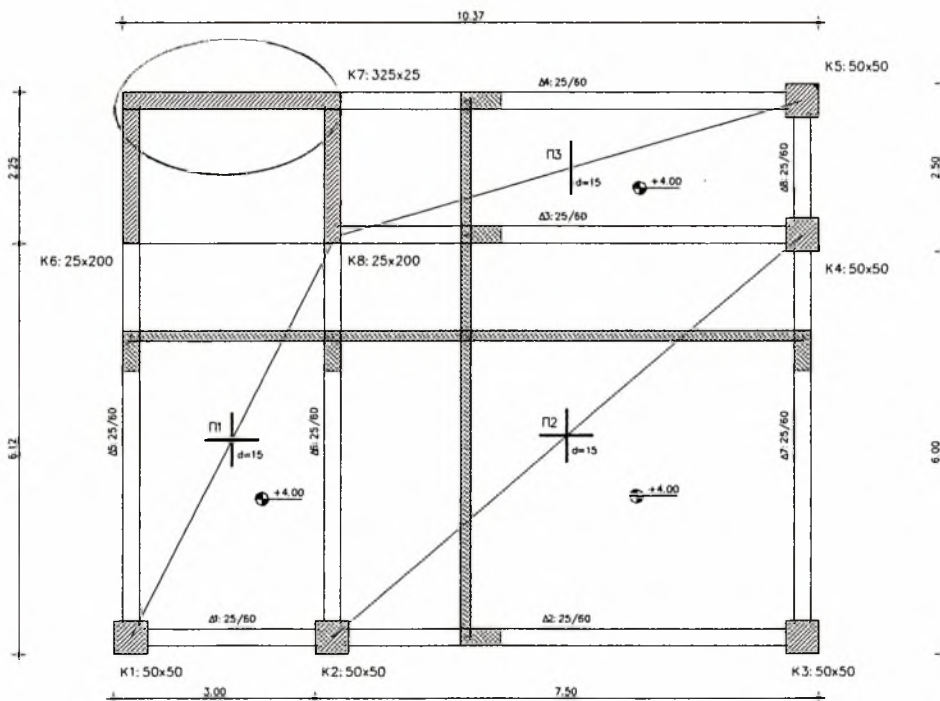
Όπου: $\xi = \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot \omega - \frac{\beta}{\omega} \right)$, $\alpha = 2 \frac{(\xi_2 \omega_2 - \xi_1 \omega_1)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)}$, $\beta = 2 \omega_1 \omega_2 \frac{(\xi_1 \omega_2 - \xi_2 \omega_1)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)}$ και $\xi_1 = \xi_2 = 5\%$.

3.2. Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Χρησιμοποιείται το φάσμα του κανονισμού για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II. Τα υπόλοιπα δεδομένα του φάσματος σχεδιασμού είναι: Κατηγορία εδάφους: A, $\theta=1$, $q=3.5$, κατηγορία σπουδαιότητας: Σ2, ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\zeta=5\%$.

Παράδειγμα 1:

Εξετάζεται η περίπτωση 5όροφου φορέα με έκκεντρο πυρήνα⁵. Η κάτοψη του τυπικού ορόφου παρουσιάζεται στο σχήμα 46.



ΣΧΗΜΑ 46: Κάτοψη τυπικού ορόφου

⁵ Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα για τον έλεγχο ορθής εφαρμογής των διατάξεων του ΕΑΚ 2000, Ερευνητικό Πρόγραμμα ΟΑΣΠ, 2001-2002, Ι. Αβραμίδης, Κ. Αναστασιάδης.

Η προσομοίωση και η φασματική ανάλυση γίνονται με το πρόγραμμα STRAD⁶, ενώ η δυναμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση γίνεται με το πρόγραμμα GT.STRUDL⁷. Εξετάζεται το τοίχιο K7 της στάθμης ισογείου στην περίπτωση σεισμού κατά X και ελέγχονται τα μεγέθη My(βάσης) [kNm], Qz [kN] και N [kN].

Πίνακας 2. Αποτελέσματα φασματικής ανάλυσης

A/A	Π.Φ.	N(αρχή)	Qy(αρχή)	Qz(αρχή)	Mx(αρχή)	My(αρχή)	Mz(αρχή)
		N(τελ.)	Qy(τελ.)	Qz(τελ.)	Mx(τελ.)	My(τελ.)	Mz(τελ.)
K7	3	529.13	3.98	261.62	1.05	-1197.52	-12.70
		529.13	3.98	261.62	1.05	192.26	3.35

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την φασματική ανάλυση και για 15 ιδιομορφές είναι αυτά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 2. Αντίστοιχα τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την χρονική ολοκλήρωση είναι:

Πίνακας 3. Αποτελέσματα χρονικής ολοκλήρωσης

	N(αρχή) max	Qy(αρχή) max	Qz(αρχή) max	Mx(αρχή) max	My(αρχή) max	Mz(αρχή) max
CERRO PRIETO						
(I)	179.96	-1.32	79.68	-0.39	-364.80	-4.26
Time	4.78	4.77	7.4	6.66	7.4	4.77
(II)	308.00	-2.26	136.37	-0.67	-624.34	-7.30
Time	4.78	4.77	7.4	6.66	7.4	4.77
(III)	348.13	-2.55	154.13	-0.76	-705.67	-8.25
Time	4.78	4.77	7.4	6.66	7.4	4.77
KOBE						
(I)	-366.81	2.69	205.24	-1.16	-949.37	8.77
Time	12.24	12.24	10.08	8.82	10.08	12.24
(II)	-169.34	1.24	94.75	-0.54	-438.29	4.05
Time	12.24	12.24	10.08	8.82	10.08	12.24
(III)	-434.05	3.18	242.86	-1.38	-1123.42	10.38

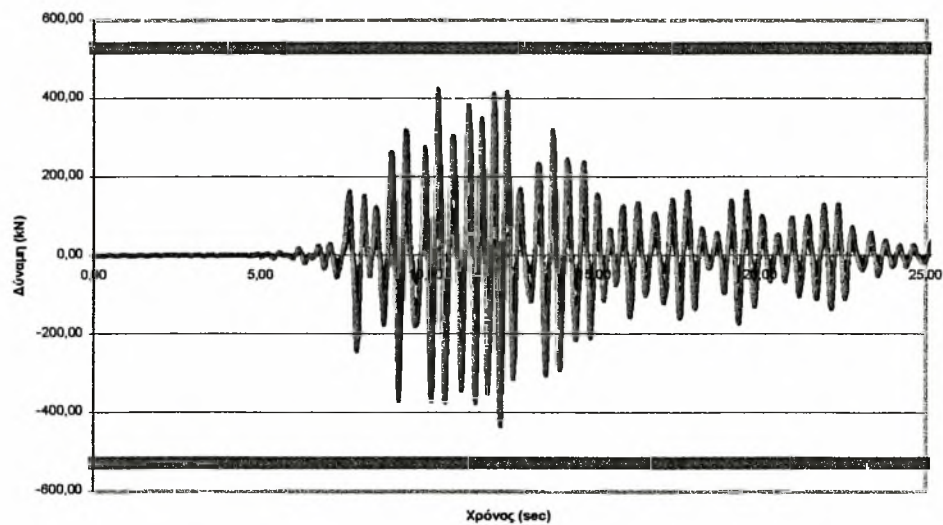
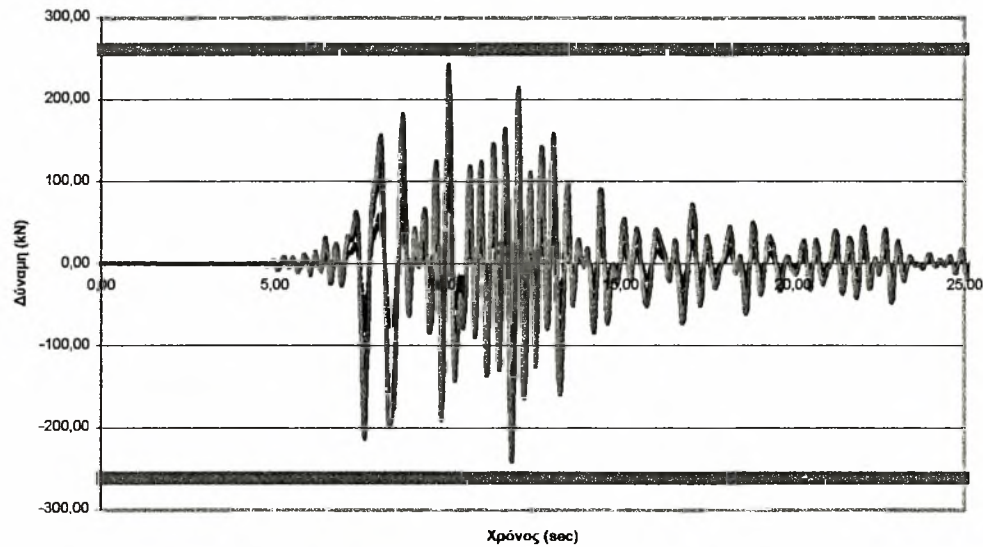
⁶ STRAD 2003, Πρόγραμμα Ανάλυσης και Σχεδιασμού Φορέων Οπλισμένου Σκυροδέματος, 4M-VK Προγράμματα Πολιτικού Μηχανικού Ε.Π.Ε.

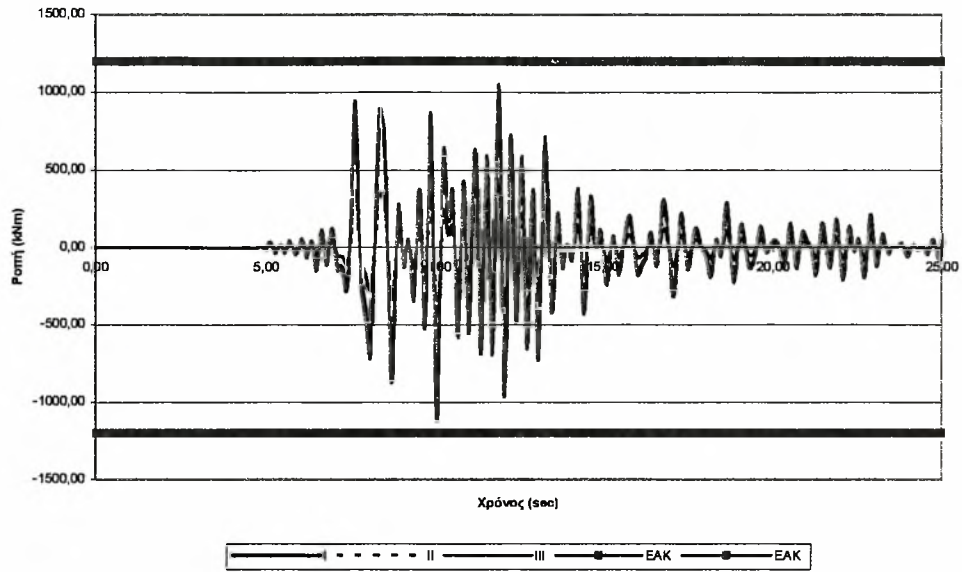
⁷ GT. STRUDL, Georgia Institute of Technology, Case Center.

Time	12.24	12.24	10.08	8.82	10.08	12.24
EL ALAMO						
(I)	-420.89	3.02	181.22	-1.27	-835.43	9.78
Time	8.97	8.965	10.285	7.32	10.295	8.965
(II)	-226.77	1.63	97.64	-0.68	-450.12	5.27
Time	8.97	8.965	10.285	7.32	10.295	8.965
(III)	-370.70	2.66	159.61	-1.12	-735.80	8.61
Time	8.97	8.965	10.285	7.32	10.295	8.965
DUZCE						
(I)	-220.87	1.65	-165.53	0.64	713.90	5.32
Time	11.15	11.15	10.85	11.67	10.85	11.15
(II)	-306.21	2.29	-229.49	0.89	989.72	7.37
Time	11.15	11.15	10.85	11.67	10.85	11.15
(III)	-386.53	2.89	-289.68	1.13	1249.32	9.31
Time	11.15	11.15	10.85	11.67	10.85	11.15
PACOIMA DAM						
(I)	274.69	-2.13	-96.28	0.33	411.05	-6.80
Time	8.37	8.37	8.23	8.01	7.86	8.37
(II)	217.86	-1.69	-76.36	0.26	326.00	-5.39
Time	8.37	8.37	8.23	8.01	7.86	8.37
(III)	293.63	-2.28	-102.92	0.35	439.39	-7.27
Time	8.37	8.37	8.23	8.01	7.86	8.37
GAZLI						
(I)	251.45	1.90	-133.80	0.49	579.45	6.00
Time	6.875	7.085	10	10.195	10.01	7.085
(II)	196.13	1.48	-104.36	0.38	451.97	4.68
Time	6.875	7.085	10	10.195	10.01	7.085
(III)	286.66	2.16	-152.53	0.56	660.57	6.84
Time	6.875	7.085	10	10.195	10.01	7.085

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των Πινάκων (2) και (3), είναι σαφής η δυσμενέστερη αντιμετώπιση των σεισμικών φορτίων από την φασματική μέθοδο του κανονισμού σε σχέση με την ακριβέστερη υπολογιστικά χρονική ολοκλήρωση. Στον Πίνακα (3)

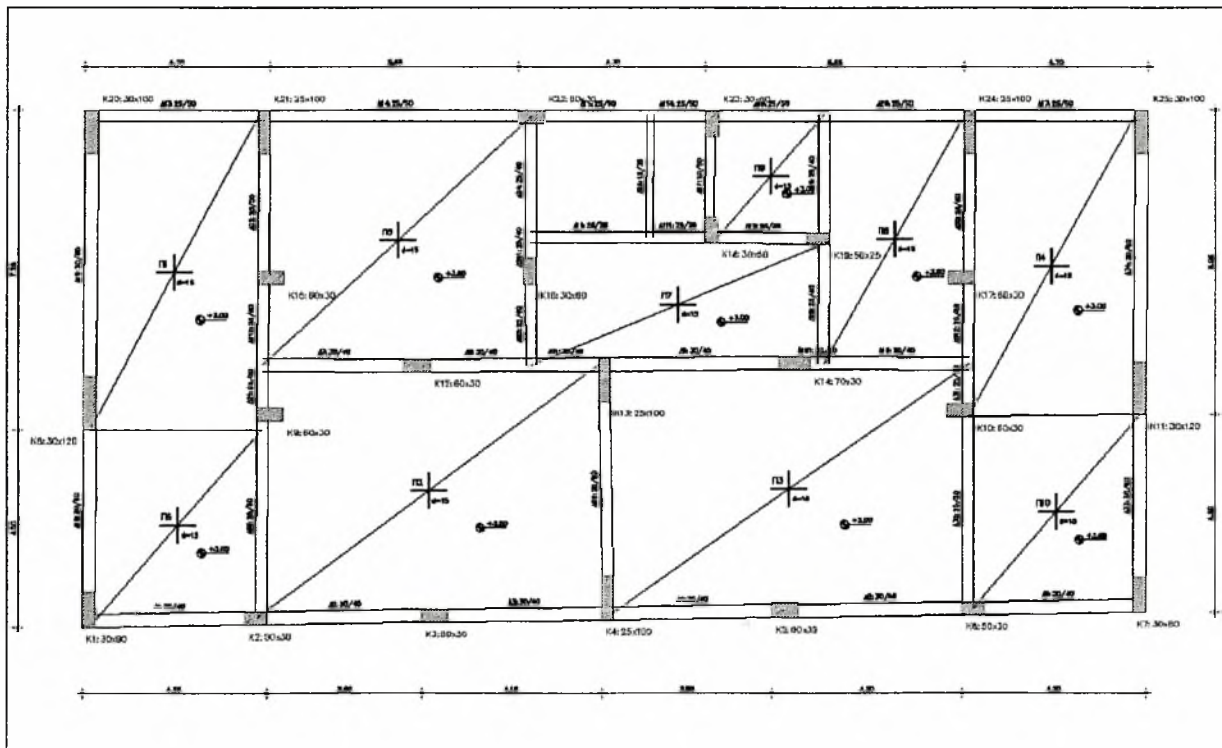
παρουσιάζεται η διαφοροποίηση των εντατικών μεγεθών για τις έξη καταγραφές του τοιχίου K7, η μέθοδος κανονικοποίησης III παρουσιάζεται πιο ευσταθής σε σχέση με τις I, II οδηγώντας σε μικρή διαφοροποίηση των τιμών των εντατικών μεγεθών από καταγραφή σε καταγραφή. Ενδεικτικά παρατίθενται οι μεταβολές των N, Qz και My για το δεύτερο επιταχυνσιογράφημα, συναρτήσει του χρόνου.





Παράδειγμα 2:

Εξετάζεται και εδώ η περίπτωση 5όροφου φορέα, όπου η κάτοψη του τυπικού ορόφου παρουσιάζεται στο σχήμα 47.



ΣΧΗΜΑ 47: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Για το παράδειγμα αυτό επιλέξαμε τους κάτωθι σεισμούς: GAZLI(05/17/1976), FRIULI(05/06/1976), CHALFANT(07/20/1986), CENTRAL CALIF(04/25/1954) και ANZA(02/25/1980).

Η προσομοίωση και η φασματική ανάλυση γίνονται με το πρόγραμμα STRAD, ενώ η δυναμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση γίνεται με το πρόγραμμα GT.STRU DL. Εξετάζεται το υποστύλωμα K14 της στάθμης ισογείου στην περίπτωση σεισμού κατά X και ελέγχονται τα μεγέθη M_y (βάσης) [kNm], Q_z [kN] και N [kN].

Πίνακας 4. Αποτελέσματα φασματικής ανάλυσης

A/A	Π.Φ.	N(αρχή)	Q _y (αρχή)	Q _z (αρχή)	M _x (αρχή)	M _y (αρχή)	M _z (αρχή)
		N(τελ.)	Q _y (τελ.)	Q _z (τελ.)	M _x (τελ.)	M _y (τελ.)	M _z (τελ.)
K14	3	62.75	0.23	91.44	0.02	-246.27	-0.50
		62.75	0.23	91.44	0.02	31.27	0.85

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την φασματική ανάλυση και για 15 ιδιομορφές είναι αυτά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4. Αντίστοιχα τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την χρονική ολοκλήρωση είναι:

Πίνακας 5. Αποτελέσματα χρονικής ολοκλήρωσης

	N(αρχή) max	Q _y (αρχή) max	Q _z (αρχή) max	M _x (αρχή) max	M _y (αρχή) max	M _z (αρχή) max
GAZLI						
(I)	-20.09	0.15	25.27	-0.01	-67.34	-0.40
Time	8.14	10.14	7.45	10.39	6.43	10.39
(II)	-53.04	-0.40	66.71	-0.03	-177.79	-1.06
Time	8.14	10.14	7.75	10.38	6.43	10.38
(III)	-52.23	0.39	65.70	-0.03	-175.08	-1.05
Time	8.14	10.14	7.75	10.38	6.43	10.38
FRIULI						
(I)	-17.94	0.05	-30.36	0.06	77.06	0.18
Time	4.58	5.51	4.67	4.67	4.67	1.41
(II)	-58.07	0.17	-98.28	0.02	249.46	0.57
Time	4.58	5.51	4.67	4.67	4.67	1.41

(III)	-61.06	0.18	-103.33	0.02	262.28	0.60
Time	4.58	5.51	4.67	4.67	4.67	1.41
CHALFANT						
(I)	-19.84	0.09	25.45	-0.08	-65.53	-0.26
Time	9.23	7.29	8.73	7.81	8.74	7.54
(II)	-62.83	-0.28	80.60	-0.03	-207.58	-0.82
Time	9.23	7.29	8.73	7.81	8.74	7.54
(III)	-61.04	0.28	78.30	-0.03	-201.67	-0.80
Time	9.23	7.29	8.73	7.81	8.74	7.54
CENTRAL CALIF						
(I)	-25.48	0.15	31.32	0.02	-88.21	0.48
Time	2.60	5.48	2.96	2.98	2.94	2.98
(II)	-49.68	0.28	-61.08	0.03	-172.02	0.93
Time	2.60	5.48	2.96	2.98	2.94	2.98
(III)	-47.92	0.27	-58.91	0.03	165.91	0.09
Time	2.60	5.48	2.96	2.98	2.94	2.98
ANZA						
(I)	-10.47	0.05	-14.63	-0.01	-34.15	-0.14
Time	2.41	2.31	2.75	2.55	2.75	2.56
(II)	-85.87	-0.39	-120.00	-0.04	-280.17	1.17
Time	2.41	2.31	2.75	2.55	2.75	2.56
(III)	-86.41	-0.39	-120.74	0.04	-281.91	1.18
Time	2.41	2.31	2.75	2.55	2.75	2.56

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των Πινάκων (4) και (5), είναι σαφής η δυσμενέστερη αντιμετώπιση των σεισμικών φορτίων από τη φασματική μέθοδο του κανονισμού σε σχέση με την ακριβέστερη υπολογιστικά χρονική ολοκλήρωση. Στον Πίνακα (5) παρουσιάζεται η διαφοροποίηση των εντατικών μεγεθών για τις έξη καταγραφές του υποστυλώματος K14, η μέθοδος κανονικοποίησης III παρουσιάζεται πιο ευσταθής σε σχέση με τις I, II οδηγώντας σε μικρή διαφοροποίηση των τιμών των εντατικών μεγεθών από καταγραφή σε καταγραφή.

4) ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας είναι παρόμοια με εκείνα των Α. Κάππου και Π. Κυριακάκη όπου αποδεικνύεται η ανωτερότητα της μεθόδου κανονικοποίησης III, εφόσον η διαφοροποίηση των εντατικών μεγεθών είναι μικρή από καταγραφή σε καταγραφή μετά την κανονικοποίηση. Ένα ακόμα σημαντικό συμπέρασμα είναι η δυσμενέστερη αντιμετώπιση των σεισμικών φορτίων από τη φασματική μέθοδο του ΕΑΚ 2000, η οποία είναι και η περισσότερο χρησιμοποιούμενη μέθοδος για τις συνήθεις κατασκευές, με αποτέλεσμα η διαστασιολόγηση των κατασκευών να είναι ακόμα καλύτερη απέναντι στο φαινόμενο του σεισμού. Το γεγονός αυτό, μαζί με τους διάφορους δομικούς συντελεστές ασφαλείας, μας δίνει ένα μέτρο σύγκρισης ώστε να καταλάβουμε πως μία σωστά μελετημένη κατασκευή είναι πολύ δύσκολο να καταρρεύσει.



