

Γεώργιος Δ. Χατζηγεωργίου

Γεώργιος Α. Παπαγιαννόπουλος



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ



3η έκδοση, Πάτρα 2017

ΠΡΟΛΟΓΟΣ 3^{ης} ΕΚΔΟΣΗΣ

Παρόλα τα σημαντικά τεχνολογικά επιτεύγματα σε πολλούς τομείς που σχετίζονται με τα φυσικά φαινόμενα, το φαινόμενο του σεισμού παρουσιάζεται μέχρι σήμερα αδάμαστο. Ακόμα και στη σύγχρονη εποχή συμβαίνουν σεισμοί που έχουν ως αποτέλεσμα μεγάλο αριθμό τραυματιών και θανάτων. Το αξιοσημείωτο γεγονός είναι ότι αυτά τα ατυχή συμβάντα προκύπτουν σχεδόν στο σύνολο των περιπτώσεων όχι άμεσα από το σεισμό αλλά από τα κατασκευές που έχει φτιάξει ο άνθρωπος. Πρόσθετα, εκτός των παραπάνω ατυχών συμβάντων, το μέγεθος των οικονομικών ζημιών από ένα ισχυρό σεισμό μεταφράζεται σήμερα σε πολλά εκατομμύρια ευρώ.

Η σύγχρονη κοινωνία απαιτεί από τον δομοστατικό και τον γεωτεχνικό μηχανικό το σχεδιασμό των κατασκευών με το ελάχιστο δυνατό επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Ο κλάδος της μηχανικής ο οποίος σκοπό έχει τη μείωση του σεισμικού κινδύνου ονομάζεται αντισεισμική μηχανική και το παρόν βιβλίο αναφέρεται εξ' ολοκλήρου σε αυτήν. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονιστεί η μεγάλη σημασία της αντισεισμικής μηχανικής. Στόχος της, είναι όχι μόνο η μείωση του σεισμικού κινδύνου που αφορά την εξασφάλιση της ακεραιότητας των ανθρώπων, αλλά και η εξασφάλιση στο μέγιστο δυνατό βαθμό των ίδιων των κατασκευών. Έτσι, με αυτήν προκύπτει η δόμηση ανθεκτικών και ταυτόχρονα οικονομικών κατασκευών, πράγμα πολύ σημαντικό για τη διατήρηση υψηλού επιπέδου της ποιότητας ζωής και της ευημερίας των πολιτών μιας χώρας. Αντίθετα, ακόμα και αν καταφέρει κάποτε ο άνθρωπος να προβλέπει επιτυχώς ένα ισχυρό σεισμό, προσδιορίζοντας ταυτόχρονα και με ακρίβεια το χώρο και το χρόνο που θα συμβεί καθώς και το μέγεθός του, το πρόβλημα των σεισμών δε θα έχει επιλυθεί, αφού οι οικονομικές ζημιές αλλά και η ανασφάλεια των πολιτών θα συνεχίσουν να αποτελούν πλήγμα για την κοινωνία.

Το παρόν βιβλίο απευθύνεται σε δομοστατικούς και γεωτεχνικούς μηχανικούς, και έχει πέντε βασικούς στόχους που αφορούν την κατανόηση:

- α) των βασικών αρχών της σεισμολογίας και του σεισμικού κινδύνου
- β) της δυναμικής ανάλυσης του εδάφους, των κατασκευών αλλά και του συστήματος εδάφους – κατασκευής,
- γ) του μοντέρνου σχεδιασμού ή ανασχεδιασμού των αντισεισμικών κατασκευών με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς
- δ) των νέων τεχνολογιών της δομικής βιομηχανίας που αφορούν τις αντισεισμικές κατασκευές όπως η σεισμική μόνωση των κατασκευών
- ε) της σεισμικής απόκρισης ειδικών κατασκευών και έργων υποδομής, όπως δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.

Η ύλη του βιβλίου χωρίζεται σε συνολικά 8 κεφάλαια τα οποία παρουσιάζονται περιληπτικά παρακάτω.

Στο Κεφάλαιο 1 εισάγονται οι βασικές έννοιες της αντισεισμικής μηχανικής και οι εφαρμογές της.

Στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζονται οι βασικές αρχές της σεισμολογίας και αναπτύσσονται οι διάφορες κλίμακες μέτρησης ή χαρακτηρισμού για τους σεισμούς.

Το Κεφάλαιο 3 εξετάζει τις πιο σημαντικές μεθόδους ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας, κυρίως μέσα από αριθμητικά παραδείγματα.

Το Κεφάλαιο 4 είναι αφιερωμένο στη δυναμική ανάλυση. Αρχικά, διατυπώνεται η εξίσωση κίνησης η οποία διέπει τη δυναμική ανάλυση των κατασκευών. Στη συνέχεια εξετάζεται η συμπεριφορά ελαστικού μονοβάθμιου ταλαντωτή σε ελεύθερη και εξαναγκασμένη ταλάντωση ενώ αντίστοιχη ανάλυση ακολουθείται και για τον ανελαστικό μονοβάθμιο ταλαντωτή. Κατόπιν, η ανάλυση επεκτείνεται και σε ελαστικά πολυβάθμια συστήματα. Για τα συστήματα αυτά παρουσιάζεται πρόσθετα η ανάλυση ιδιοτιμών. Επίσης εξετάζεται η μέθοδος του φάσματος απόκρισης.

Το Κεφάλαιο 5 είναι αφιερωμένο στη συμπεριφορά των σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Παρουσιάζονται οι διάφορες μέθοδοι που έχουν προταθεί καθώς και η μοντελοποίησή τους με βάση αυτό το σύγχρονο και πολλά υποσχόμενο τρόπο δόμησης.

Το σημαντικό φαινόμενο της ρευστοποίησης των εδαφών εξετάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6.

Στο Κεφάλαιο 7 αναλύεται η σεισμική συμπεριφορά των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών ενώ στο Κεφάλαιο 8 παρουσιάζεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής.

Γ.Α. Χατζηγεωργίου, Αναπληρωτής Καθηγητής, ΕΑΠ

Γ.Α. Παπαγιαννόπουλος, Ακαδ. Υπότροφος, Πανεπιστήμιο Πατρών



1

Εισαγωγή

1.1 ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΣ

Παρόλα τα σημαντικά τεχνολογικά επιτεύγματα σε όλους τους τομείς της ανθρωπότητας, που παρουσιάστηκαν ιδιαίτερα τα τελευταία 50 χρόνια, το φαινόμενο του σεισμού παρουσιάζεται μέχρι σήμερα αδάμαστο. Ακόμα και στη σύγχρονη εποχή παρουσιάζονται ισχυροί σεισμοί οι οποίοι έχουν ως αποτέλεσμα την απώλεια μεγάλου αριθμού ανθρωπίνων ζωών. Έτσι, διανύοντας ήδη τον εικοστό πρώτο αιώνα, οι εικόνες καταστροφής από σεισμούς σε κατοικίες, χωρία ή ολόκληρες πόλεις που παρουσιάζονται από τα μέσα μαζικής ενημέρωσης μοιάζουν μάλλον συχνές και επαναλαμβανόμενες. Ένας πιθανός λόγος της απώλειας ελέγχου για το φαινόμενο του σεισμού οφείλεται στο γεγονός ότι μόλις τον προηγούμενο αιώνα έγινε αντιληπτό τι είναι σεισμός ενώ τα τελευταία 30 χρόνια έγινε κατανοητός ο τρόπος προφύλαξης από αυτόν. Έτσι, σήμερα είναι γνωστό ότι οι σεισμοί δεν είναι ένα τυχαίο γεγονός χωρίς εξήγηση αλλά πρόκειται για ένα φυσικό συμβάν με διαδικασίες που οδηγούνται από τον ζωντανό πλανήτη στον οποίο ζούμε. Σήμερα, οι σεισμοί στις σύγχρονες κοινωνίες μπορούν να χωροθετηθούν, να μετρηθούν, να αναλυθούν και προφανώς έχουν απομυθοποιηθεί. Επίσης, έχουν αναπτυχθεί πιθανοτικές μέθοδοι με στόχο τη μείωση της αβεβαιότητας που αφορά το χρόνο, τον τόπο και το μέγεθος ενός επικείμενου σεισμού. Επιστρέφοντας στο αρχικό ερώτημα λοιπόν, γιατί αφού έχουν γίνει κατανοητά αρκετά σκοτεινά σημεία που αφορούν το φαινόμενο του σεισμού, οι καταστροφές και οι απώλειες ζωών φαίνονται να μην μειώνονται; Η απάντηση στην ερώτηση αυτή γίνεται φανερή αν κοιτάξει κανείς σε μεγαλύτερο βάθος το σημερινό χαρακτήρα της κοινωνίας και ειδικότερα των πόλεων. Καταρχήν, η ανεξέλεγκτη επέκταση των πόλεων σε

ακατάλληλα εδάφη, τα οποία πολλές φορές αποτελούν μια από τις χειρίστες περιπτώσεις εδαφών θεμελίωσης, αυτές των εδαφικών προσχώσεων, αυξάνει σημαντικά την σεισμική επικινδυνότητα. Ταυτόχρονα, είναι προφανές ότι ο γιγαντισμός των πόλεων, ο οποίος προέρχεται από την αστυφιλία και τον υπερπληθυσμό, φαινόμενα που εξετάζει η επιστήμη της κοινωνιολογίας, αυξάνει με γεωμετρική ίσως πρόοδο την πιθανότητα μαζικής καταστροφής. Αντίθετα, σε περιοχές αραιοκατοικημένες, ο ίδιος σεισμός οδηγεί αναλογικά σε μικρότερες καταστροφές και λιγότερα θύματα, είτε σε απώλειες ζωής είτε σε τραυματίες. Έτσι, ο σεισμικός κίνδυνος είναι σήμερα περισσότερο από οποιαδήποτε άλλη στιγμή στην ιστορία, αυξημένος. Συνεπώς είναι άκρως αναγκαία σήμερα η κατασκευή ασφαλών κατασκευών οι οποίες παρουσιάζουν το ελάχιστο δυνατό επίπεδο σεισμικού κινδύνου. Η επιστημονική κοινότητα προσπαθεί να κατανοήσει το φαινόμενο του σεισμού, ανταγωνιστικά ίσως με την προαναφερομένη αύξηση του σεισμικού κινδύνου. Έτσι ένα σύνολο από μηχανικούς, πολεοδόμους, οικονομολόγους, κοινωνιολόγους αλλά και αντιπροσώπους της πολιτείας καλείται να διατηρήσει σταθερό, αν όχι να μειώσει το επίπεδο σεισμικού κινδύνου. Η αντισεισμική προστασία είναι προς το συμφέρον όλων, τόσο της πολιτείας, η οποία ωφελείται κοινωνικά, οικονομικά και αναπτυξιακά, όσο και των ιδιωτών όπου απομακρύνεται η πιθανότητα τραυματισμού, απώλειας ζωής ή οικονομικής ζημίας τους, ενώ ταυτόχρονα αυξάνει το αίσθημα της ασφάλειας.

1.2 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ

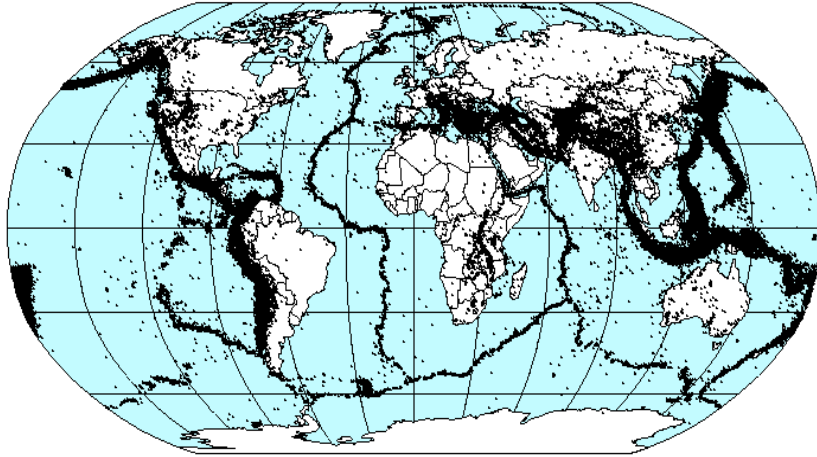
Αντισεισμική μηχανική είναι ο κλάδος της μηχανικής ο οποίος σκοπό έχει τη μείωση του σεισμικού κινδύνου. Πρόκειται για ένα συνδυασμό θεματικών επιστημονικών πεδίων όπου εμπλέκονται κυρίως δομοστατικοί και γεωτεχνικοί μηχανικοί καθώς και σεισμολόγοι. Επίσης, εξαιτίας των επιπτώσεων ενός σεισμού στους πολίτες μιας χώρας, όπως είδαμε και παραπάνω, έμμεσα ασχολούνται και ειδικοί άλλων ειδικοτήτων όπως από τις οικονομικές επιστήμες και την κοινωνιολογία.

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 1.1, οι σεισμοί αποτελούν σημαντικό πλήγμα για μία χώρα προκαλώντας μεγάλο αριθμό θανάτων. Επίσης, μεγάλος είναι ο αριθμός των τραυματιών ενώ σημαντικές είναι και οι οικονομικές απώλειες όπου οι επιπτώσεις ενός μεγάλου σεισμού μεταφράζονται συνήθως σε εκατομμύρια ευρώ. Για παράδειγμα, ο σεισμός Loma Prieta (1989) προκάλεσε ζημιά περίπου 7.0 δις δολαρίων, χωρίς να υπολογίζεται η ύφεση της επιχειρηματικής απασχόλησης ενώ το αντίστοιχο οικονομικό κόστος για το σεισμό Northridge (1994) και του Kobe (1995) εκτιμάται σε 20 και 100 δις δολάρια, αντίστοιχα. Ο σεισμός της Αθήνας (1999) είχε ως τραγικό αποτέλεσμα

τον θάνατο 143 ανθρώπων, τον τραυματισμό τουλάχιστον άλλων 2000 και περίπου 100000 άστεγους ενώ το κόστος μόνο των επισκευών υπερβαίνει τα 600 εκατομμύρια ευρώ. Ο σεισμικός χάρτης που παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.1 δείχνει πάνω από 200000 επίκεντρα σεισμών με μέγεθος μεγαλύτερο από 3 της κλίμακας Richter, οι οποίοι συνέβησαν τα τελευταία 40 χρόνια, σε όλο το κόσμο. Από τον χάρτη αυτό είναι φανερό ότι η Ελλάδα αποτελεί μια χώρα με υψηλό σεισμικό κίνδυνο. Έτσι, κατά τη διάρκεια του προηγούμενου αιώνα συνέβησαν στην Ελλάδα 50 θανατηφόροι σεισμοί, με συνολικά 6,629 νεκρούς (κατά μέσο όρο ένας θανατηφόρος σεισμός ανά δύο έτη).

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1
Ισχυροί σεισμοί ανά τον κόσμο μετά το 1970

Έτος	Τοποθεσία	Μέγεθος (Richter)	Απώλειες ζωής
1970	Ancash, Peru	7.6	70,000
1970	Yunnan, China	7.5	15,500
1971	San Fernando, California	6.5	65
1976	Guatemala	7.5	23,000
1976	Tangshan	7.6	245,000
1976	Turkey	7.3	5,000
1976	Friuli, Italy	6.5	968
1977	Romania	7.2	2,000
1978	Miyagiken-Oki, Japan	7.4	27
1978	Θεσσαλονίκη	6.5	45
1978	Tabas, Iran	7.4	15,000
1979	Montenegro, Yugoslavia	7.3	121
1981	Περαχώρα-Αλκυονίδες	6.7	20
1985	Mexico City, Mexico	8.1	10,000
1986	Καλαμάτα	6.0	20
1988	Armenia, USSR	6.9	25,000
1989	Loma Prieta, California	7.1	62
1990	Manjil, Iran	7.3	35,500
1991	Northern India	7.1	768
1992	Turkey	6.8	800
1992	Egypt	5.4	500
1993	Hokkaido, Japan	7.8	200
1993	Maharashtra, India	6.4	30,000
1994	Northridge, California	6.7	33
1995	Kobe, Japan	7.2	5,500
1995	Αίγιο	6.5	26
1998	Afghanistan	6.1	15,000
1999	Izmit, Turkey	7.4	17,400
1999	Αθήνα	5.9	143
1999	Chi-Chi, Taiwan	7.6	2,400
2001	Bhuj, India	7.9	25,000



Σχήμα 1.1: Παγκόσμιος σεισμικός χάρτης (1963-2003)

1.3 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η έννοια του σεισμικού κινδύνου είχε γίνει αντιληπτή από την αρχαιότητα σε διάφορους λαούς. Παρόλ' αυτά, η θέσπιση των πρώτων αντισεισμικών κανονισμών ξεκίνησε τα τελευταία 75 χρόνια, περίπου. Η μεγαλύτερη ανάπτυξη στην αντισεισμική μηχανική ξεκίνησε από τις ΗΠΑ. Έτσι, το 1927 παρουσιάζεται μια από τις πρώτες προσεγγίσεις αντισεισμικού σχεδιασμού, με τον Ενιαίο Κανονισμό Δόμησης (Uniform Building Code). Η βασική ώθηση επιστημονικής διερεύνησης το σεισμικού φαινομένου υπό το πρίσμα της αντισεισμικής μηχανικής δόθηκε με το σεισμό Long Beach – California (1933), μεγέθους $M_L = 6.2$, ο οποίος προκάλεσε τον θάνατο εκατοντάδων ανθρώπων καθώς και υλικές ζημιές ύψους περίπου 1 δις δολαρίων. Η διερεύνηση του φαινομένου σταμάτησε κατά τον Β' Παγκόσμιο Πόλεμο και συνεχίστηκε μετά τη δεκαετία 1950. Σημαντική επιρροή στην εξέλιξη της αντισεισμικής μηχανικής είχε ο σεισμός San Fernando (1971) από όπου προέκυψε σημαντική εμπειρία, ιδιαίτερα για την συμπεριφορά των κατασκευών, η οποία οδήγησε και στη σημερινή φιλοσοφία των κανονισμών. Επίσης, πολύ μεγάλη εξέλιξη στην γεωτεχνική σεισμική μηχανική προέκυψε μετά το σεισμό Mexico City (1985) από όπου και έγινε αντιληπτή η μεγάλη επιρροή του εδάφους στην απόκριση των κατασκευών. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζονται τυπικές περιπτώσεις αστοχίας κατασκευών από τους σεισμούς San Fernando (1971) και Mexico City (1985).



San Fernando (1971)



Mexico City (1985)

Σχήμα 1.2: Τυπικές περιπτώσεις αστοχίας κατασκευών από τους σεισμούς San Fernando (1971) και Mexico City (1985)

Είναι προφανές ότι οι αντισεισμικοί κανονισμοί κάθε χώρας ακολουθούν το επιστημονικό αλλά και οικονομικό επίπεδό της. Στην Ελλάδα, ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός παρουσιάστηκε το 1959. Η επόμενη αναβάθμιση, πέρα από τις πρόσθετες διατάξεις που είχαν παρουσιαστεί ενδιάμεσα, έγινε στις αρχές της προηγούμενης δεκαετίας (1992). Η τελευταία έκδοση του κανονισμού προέκυψε το 2000. Οι τελευταίες εκδόσεις του Ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού είναι συμβατές τόσο με τους άλλους σχετικούς εθνικούς κανονισμούς (π.χ. κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος) όσο και με τον αντίστοιχο Ευρωπαϊκό κώδικα.

1.4 ΑΙΤΙΕΣ ΒΛΑΒΩΝ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

Στην ενότητα αυτή εξετάζονται οι βασικές αιτίες που προκαλούν βλάβες στις κατασκευές ή/και στο έδαφος θεμελίωσής τους και οι οποίες μπορούν να χωριστούν σε πέντε βασικές κατηγορίες:

- α) Βλάβη στο βασικό φέρον οργανισμό της ανωδομής λόγω ισχυρής εδαφικής κίνησης (βλ. Σχήμα 1.3α)
- β) Μεγάλες μετατοπίσεις της θεμελίωσης λόγω αστοχίας σε γειτονική εδαφική περιοχή όπως π.χ. αστοχία πρανών, τοίχων αντιστήριξης (βλ. Σχήμα 1.3β,γ)
- γ) Αστοχία θεμελίωσης λόγω ρευστοποίησης του εδάφους (βλ. Σχήμα 1.3δ)
- δ) Έμμεση βλάβη από παλιρροιακά κύματα (tsunamis), πυρκαγιά, αστοχία γειτονικού κτίσματος κ.λ.π. (βλ. Σχήμα 1.3ε)
- ε) Αστοχία του εδάφους λόγω σεισμικού ρήγματος (βλ. Σχήμα 1.3στ)



Σχήμα 1.3: Οι βασικές αιτίες αστοχίας κατασκευών από τους σεισμούς

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι σύγχρονοι κανονισμοί παρέχουν οδηγίες και κατευθύνσεις για μείωση του σεισμικού κινδύνου όσον αφορά τις κατηγορίες α) έως και δ). Επίσης, σε μερικές περιπτώσεις απαγορεύουν τη δόμηση σε περιοχές γειτονικές με εδάφη που παρουσιάζουν μεγάλη πιθανότητα ενεργοποίησης σεισμικών ρηγμάτων, προσπαθώντας να περιοριστεί ο κίνδυνος με τη μορφή αστοχίας ε).

1.5 ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΡΧΕΣ

Οι θεμελιώδεις αρχές που διέπουν τη σύγχρονη φιλοσοφία της αντισεισμικής μηχανικής είναι:

- α) Αποφυγή βλαβών, σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία μιας κατασκευής, για όλους τους σεισμούς μικρού μεγέθους, οι οποίοι παρουσιάζουν μεγάλη συχνότητα,
- β) Αποφυγή βλαβών σε φέροντα στοιχεία μιας κατασκευής, για όλους τους σποραδικούς σεισμούς μετρίου μεγέθους. Επιτρέπεται ελεγχόμενη βλάβη στα μη-φέροντα στοιχεία, και
- γ) Στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού με μικρή συχνότητα (σεισμός σχεδιασμού), επιτρέπεται βλάβη ακόμα και στα φέροντα στοιχεία μιας κατασκευής αλλά απαγορεύεται η κατάρρευσή της.

Να σημειωθεί ότι η βλάβη στα φέροντα στοιχεία κατά την γ) περίπτωση πρέπει να παρουσιαστεί σε προεπιλεγμένα σημεία και να είναι επισκευάσιμη. Το επίπεδο της βλάβης εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, οι κυριότεροι εκ των οποίων είναι η διαμόρφωση και το υλικό του βασικού φέροντος οργανισμού, το μέγεθος της σεισμικής καταπόνησης και το επίπεδο ποιότητας του δομήματος κατά την κατασκευή του.

Η φιλοσοφία που αναφέρθηκε παραπάνω σχετίζεται όχι μόνο με τη μηχανική αλλά, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, με τις οικονομικές επιστήμες και την κοινωνιολογία. Έτσι, η πλήρης απαγόρευση βλάβης με την παραδοσιακή δομική μηχανική είναι σχεδόν ακατόρθωτη ενώ οδηγεί σε διατομές στοιχείων της κατασκευής με πολύ μεγάλες διαστάσεις, κατάσταση οικονομικά ασύμφορη και κοινωνικά απορριπτέα. Επιπρόσθετα, το μέγεθος του σεισμού σχεδιασμού καθορίζεται από την πιθανότητα αυτός να συμβεί, παράμετρος η οποία εξαρτάται άμεσα από οικονομικά κριτήρια. Έτσι, π.χ. άλλοι αντισεισμικοί κανονισμοί καθορίζουν την πιθανότητα να συμβεί ισχυρότερος από το σεισμό σχεδιασμού, ίση με 10 %, και άλλοι, κυρίως σε χώρες με μεγαλύτερη οικονομική ευρωστία, ίση μόνο με 5%.

Στις παραπάνω θεμελιώδεις αρχές βασίζονται σήμερα όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί. Η υλοποίηση αλλά και η εξασφάλιση των κριτηρίων αυτών αποτελεί τα τελευταία χρόνια σημαντική περιοχή ερευνητικού

ενδιαφέροντος για τους μηχανικούς. Δύο είναι οι βασικές μεθοδολογίες που έχουν πρόσφατα προταθεί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών και αφορούν την άμεση ικανοποίηση των παραπάνω κριτηρίων:

- α) ο σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις (displacement based design)
- β) ο σχεδιασμός με άμεση εκπλήρωση στόχου (performance based design).

Τόσο οι παραδοσιακές μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού, όσο και οι δύο παραπάνω μεθοδολογίες σχεδιασμού εξετάζονται αναλυτικά στο παρόν βιβλίο.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Bolt, B.A., 1999. Earthquakes, 4th edition, Freeman, New York.

Chopra, A.K., 1995. Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Clough, R.W. and Penzien, J., 1993. Dynamics of Structures, 2nd edition, McGraw-Hill, New York.

Lindeburg, M., 1998. Seismic Design of Building Structures: A Professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details, Professional Publications, Belmont, CA.

Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, M. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, New York.

Richter, C.F., 1958. Elementary Seismology, Freeman, San Francisco.



2

Αρχές Τεχνικής Σεισμολογίας

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζονται συνοπτικά τα στοιχεία της σεισμολογίας που αφορούν τον πολιτικό μηχανικό. Έτσι, εξετάζονται τα βασικά στοιχεία που αφορούν τη γένεση, τα βασικά χαρακτηριστικά, το μέγεθος, η ένταση, η καταγραφή και η αξιολόγηση των σεισμών. Επίσης εξετάζονται οι τύποι και η διάδοση των σεισμικών κυμάτων.

2.2 ΒΑΣΙΚΗ ΘΕΩΡΙΑ

2.2.1 Τύποι σεισμών

Διακρίνονται τέσσερα είδη σεισμών, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω με βάση τη συχνότητα εμφάνισής τους:

1) Τεκτονικοί σεισμοί. Οι σεισμοί αυτοί οφείλονται στις τεκτονικές δυνάμεις και αποτελούν το είδος σεισμών με τη συχνότερη εμφάνιση. Η βασική εικόνα που παρουσιάζουν είναι η θραύση τμημάτων του φλοιού της γης. Ο φλοιός είναι το ανώτατο στρώμα της γης, μεταβλητού πάχους από 10 km κάτω από τους ωκεανούς έως και 70 km στις μεγάλες οροσειρές π.χ. Άλπεις. Πιο

συγκεκριμένα, οι τεκτονικές πλάκες οι οποίες συνθέτουν το φλοιό της γης παρουσιάζουν μια διαρκή κίνηση με πολύ αργό ρυθμό, η οποία οδηγεί σε ελαστικές και ανελαστικές μετατοπίσεις και παραμορφώσεις τους (βλ. § 2.2.3). Όταν οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται (θλιπτικές, εφελκυστικές ή διατμητικές) φτάσουν μια κρίσιμη τιμή, παρουσιάζεται θραύση με τη μορφή απότομων μετατοπίσεων των πλακών, δηλαδή σεισμός.

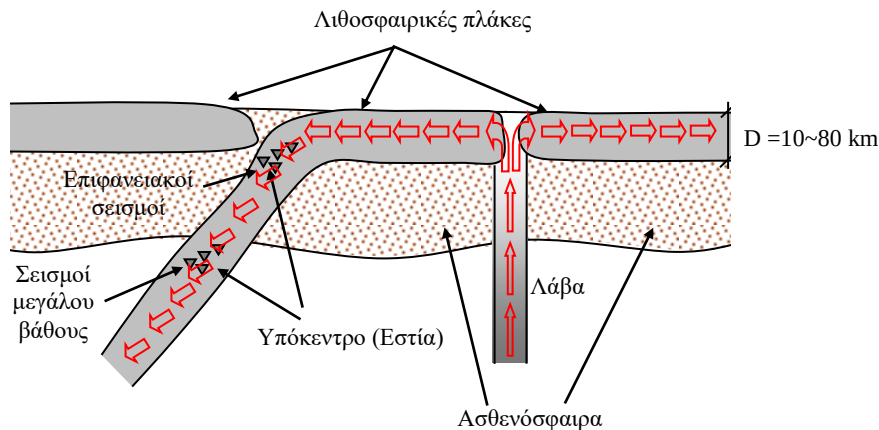
2) Ηφαιστειακοί σεισμοί. Σχετίζονται με την ηφαιστειακή δραστηριότητα. Σε διάφορες περιπτώσεις εξαρτώνται άμεσα και από τις τεκτονικές δυνάμεις.

3) Σεισμοί κατακρημνίσεως. Οφείλονται σε κατάρρευση οροφών ορυχείων, σπηλαίων κλπ.

4. Σεισμοί από εκρήξεις. Σεισμοί που προκύπτουν ως επακόλουθα εκρήξεων διαφόρων ειδών, π.χ. χρήση πυρηνικών όπλων.

2.2.2 Τεκτονική δράση

Οι τεκτονικές δυνάμεις εμπλέκονται άμεσα με τη δράση που παρουσιάζει ο φλοιός της γης μέσω της κίνησης τμημάτων του, οι οποίες ονομάζονται τεκτονικές πλάκες. Στις κινήσεις των τεκτονικών πλακών οφείλεται η γένεση των βουνών και των ορέων, των τάφρων, με χαρακτηριστικότερη όμως τη σχετική κίνηση των ρηγμάτων (τεκτονικά ρήγματα). Έτσι, η επιφάνεια (φλοιός) της γης αποτελείται από μεγάλες και δύσκαμπτες πλάκες (λιθοσφαιρικές πλάκες) οι οποίες επικάθονται σε ένα μαλακό βραχώδες υπόστρωμα το οποίο ονομάζεται ασθενόσφαιρα, όπως στο Σχήμα 2.1

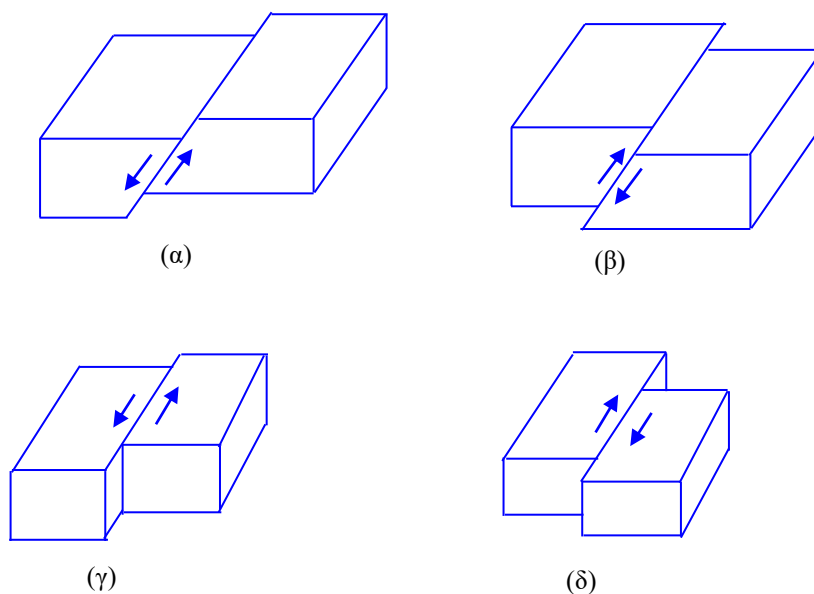


Σχήμα 2.1: Τεκτονική πλακών

2.2.3 Ρήγματα

Η κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών που εξετάστηκε στην προηγούμενη ενότητα οδηγεί στην πλειοψηφία των περιπτώσεων σεισμικής διέγερσης. Ιδιαίτερα κρίσιμη είναι η περίπτωση των σεισμικών ρηγμάτων στα οποία και επικεντρώνεται η ένταση της σεισμικής διέγερσης. Η πλειοψηφία των περιπτώσεων σεισμικής διέγερσης προκύπτει από τη σχετική κίνηση των παρειών του ρήγματος. Διακρίνονται τέσσερις κατηγορίες – τύποι ρηγμάτων:

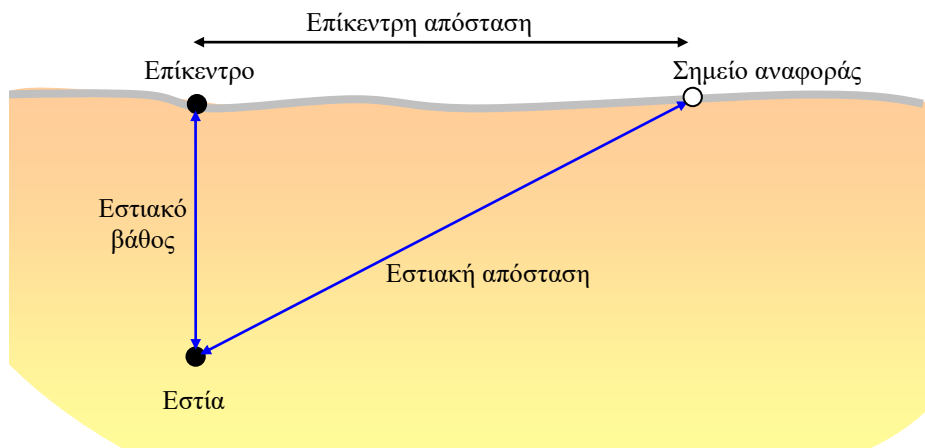
- Κανονικά ρήγματα (βλ. Σχήμα 2.2α)
- Ανάστροφα ρήγματα (βλ. Σχήμα 2.2β)
- Αριστερόστροφα ρήγματα (βλ. Σχήμα 2.2γ)
- Δεξιόστροφα ρήγματα (βλ. Σχήμα 2.2δ)



Σχήμα 2.2: Τύποι ρηγμάτων

2.2.4 Εστία και επίκεντρο

Εστία (ή υπόκεντρο) είναι το σημείο εντός της γης, της γένεσης του πρώτου σεισμικού κύματος. Η εστία θεωρείται και η σεισμική πηγή. Το επίκεντρο ορίζεται με βάση την εστία ως η προβολή της στην επιφάνεια της γης. Στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζονται σχηματικά η εστία και το επίκεντρο.



Σχήμα 2.3: Τύποι ρηγμάτων

Γενικά, οι σεισμοί μικρού βάθους έχουν εστιακό βάθος μέχρι 70 km και αφορούν πάνω από το 75% της συνολικής σεισμικής ενέργειας. Υπάρχουν όμως και οι σεισμοί ενδιάμεσου βάθους που παρουσιάζουν εστιακό βάθος μεταξύ 70 και 300 km. Επίσης, οι σεισμοί μεγάλου εστιακού βάθους παρουσιάζουν εστιακό βάθος ίσο ή μεγαλύτερο από 300 km. Η σύγχρονη σεισμολογία έχει διερευνήσει σεισμούς σε εστιακό βάθος ακόμα και 700 km. Στην περίπτωση αυτή η γένεση του σεισμού προκύπτει από διαφορετικής αιτίας φαινόμενο, όπως στις απότομες μεταλλαγές φάσεων στο μανδύα της γης, καταστάσεις η οποίες μπορούν να προσομοιωθούν με ιξωδοπλαστικά προσομοιώματα και όχι στην ψαθυρή συμπεριφορά των πετρωμάτων η οποία παρατηρείται στο φλοιό. Παρόλ' αυτά, οι περισσότεροι καταστροφικοί σεισμοί παρουσιάζουν εστιακό βάθος μεταξύ 15 και 25 km.

2.2.5 Σεισμικά κύματα

Τα σεισμικά κύματα διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, τα κύματα όγκου και τα επιφανειακά κύματα, όπου σε κάθε μια εξ' αυτών διακρίνονται δύο υποκατηγορίες.

Κύματα Όγκου

α) Κύματα-P (κύματα διαμήκη ή πίεσης ή πρωτογενή) τα οποία προκύπτουν από κίνηση (έμπροσθεν ή όπισθεν) κατά την έννοια διάδοσης του κύματος με τη μορφή διαστολής-συστολής. Η ταχύτητα διάδοσης του διαμήκους κύματος δίνεται από τη σχέση

$$V_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}} \quad (2.1)$$

όπου K είναι το μέτρο διόγκωσης, G το μέτρο διάτμησης, E το μέτρο ελαστικότητας και ρ η πυκνότητα μάζας. Τυπικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης διαμήκων κυμάτων είναι 5 με 7 km/sec.

β) Κύματα-S (κύματα εγκάρσια ή διατμητικά ή δευτερογενή) τα οποία προκύπτουν από κίνηση κάθετη στη διεύθυνση διάδοσής τους, σε επίπεδο οριζόντιο (κύματα SH) ή κατακόρυφο (κύματα SV). Η ταχύτητα διάδοσης των εγκαρσίων κυμάτων δίνεται από τη σχέση

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2)$$

Τυπικές τιμές ταχύτητας διάδοσης εγκαρσίων κυμάτων είναι 3 με 4 km/sec.

Επιφανειακά Κύματα

Παρατηρούνται μόνο στην επιφάνεια του εδάφους, σε βάθος περίπου όσο το μήκος κύματος, αφού αποσβένονται γρήγορα με το βάθος. Διακρίνονται σε:

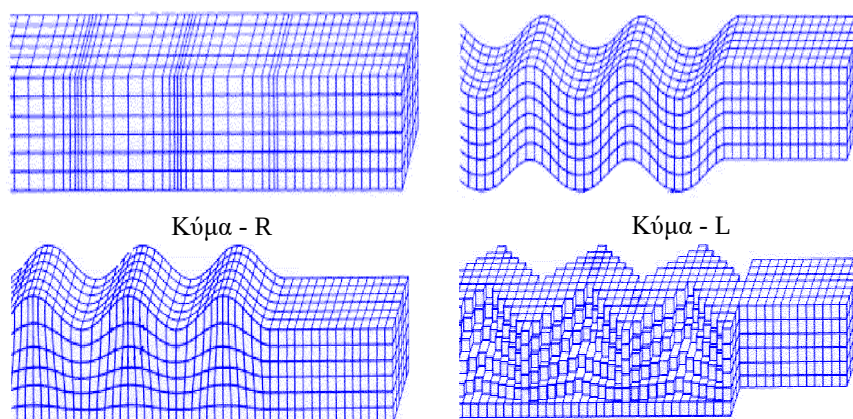
γ) Κύματα-R (κύματα Rayleigh) τα οποία προκύπτουν από κίνηση σε επίπεδο κάθετο στην επιφάνεια του εδάφους. Η κίνηση γίνεται σε οριζόντιο και κατακόρυφο επίπεδο, σε ελλειπτική μορφή, εικόνα παρόμοια με αυτή των θαλασσίων κυμάτων.

δ) Κύματα-L (κύματα Love) τα οποία προκύπτουν από κίνηση σε επίπεδο παράλληλο στην επιφάνεια του εδάφους. Η κίνηση γίνεται σε οριζόντιο και επίπεδο.

Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται η απεικόνιση των διαφόρων τύπων σεισμικών κυμάτων.

Κύμα - P

Κύμα - S

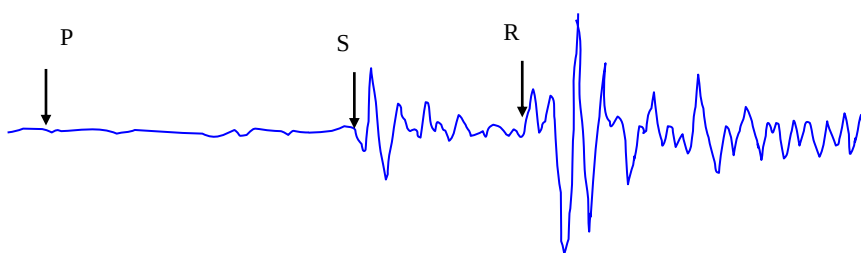


Σχήμα 2.4: Τύποι σεισμικών κυμάτων

Για τις ταχύτητες διάδοσης των σεισμικών κυμάτων ισχύει

$$V_P > V_S > V_R, V_L \quad (2.3)$$

Από τη σχέση 2.3 γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι, εξαιτίας των διαφορετικών τιμών ταχυτήτων, τα διάφορα σεισμικά κύματα θα διανύουν μια απόσταση σε διαφορετικούς χρόνους. Έτσι, π.χ. στο σημείο αναφοράς του Σχήματος 2.3 θα φθάσουν πρώτα τα κύματα-P, μετά τα κύματα-S, κ.λ.π. Ο διαφορετικός χρόνος άφιξης κάθε κύματος γίνεται εύκολα αντιληπτός και στις καταγραφές επιταχύνσεων – επιταχυνσιογραφήματα, όπως στο Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5: Καταγραφή επιταχύνσεων

Επίσης, από τον διαφορετικό χρόνο άφιξης των σεισμικών κυμάτων σε τέσσερις ή πέντε σταθμούς καταγραφής σεισμικών κυμάτων – σειсмоγράφους, μπορεί να προσδιοριστεί με πολύ μεγάλη ακρίβεια η θέση της εστίας του σεισμού.

2.3 ΜΕΓΕΘΟΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

2.3.1 Εισαγωγή

Στη σεισμολογία χρησιμοποιείται το *μέγεθος σεισμού* ως ένας τρόπος ποσοτικοποίησης ενός σεισμού. Το μέγεθος αποτελεί μια ποσότητα σε απόλυτο επίπεδο και εξετάζεται στην ενότητα αυτή. Άλλος τρόπος ποσοτικού προσδιορισμού για ένα σεισμό αποτελεί η *ένταση*, η οποία αφορά μέτρηση ή εκτίμηση των αποτελεσμάτων του σε μια συγκεκριμένη περιοχή. Η ένταση εξετάζεται στην επόμενη ενότητα.

2.3.2 Κλίμακα Richter

Το μέγεθος ενός σεισμού μπορεί να μετρηθεί με διάφορες κλίμακες, οι περισσότερες εκ των οποίων βασίζονται στην Κλίμακα Μεγέθους Richter η οποία αναπτύχθηκε από τον Charles Richter το 1935. Το μέγεθος με βάση την κλίμακα αυτή προκύπτει από τη σχέση

$$M_L = \log A \quad (2.4)$$

όπου ο δείκτης L αντιπροσωπεύει τον τοπικό χαρακτήρα του μεγέθους, δηλαδή τη μέτρηση του μεγέθους σε σεισμούς με μικρή σχετικά επικεντρική απόσταση. Επίσης, A είναι το μέγιστο μέγεθος (σε μικρά – μ) που καταγράφει ένας τυπικός σειсмоγράφος (Wood-Anderson) σε μια απόσταση 100 km από το επίκεντρο. Σεισμικές διεγέρσεις σε διαφορετικές επικεντρικές αποστάσεις μπορούν χωρίς δυσκολία να αναχθούν στην επικεντρική απόσταση των 100 km μέσω κανόνων ενίσχυσης ή εξασθένησης. Πρέπει να σημειωθεί ότι η κλίμακα Richter δεν παρουσιάζει κάποιο άνω όριο. Παρόλ' αυτά, το μέγιστο μέγεθος που έχει καταμετρηθεί μέχρι σήμερα ήταν 8.9.

2.3.3 Παραλλαγές κλίμακας Richter

Στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες παραλλαγές της κλίμακας Richter, οι κυριότερες από τις οποίες προτάθηκαν από τον Gutenberg (1945) και παρουσιάζονται παρακάτω:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1

Κλίμακα	Χαρακτηριστικά
m_b	Η κλίμακα βασίζεται στο μέγεθος των κυμάτων όγκου (κυρίως των κυμάτων-P) . Βασικό πλεονέκτημα της κλίμακας αυτής είναι η μη επιρροή του μεγέθους από το βάθος της εστίας. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται πολλές φορές για τη μέτρηση του μεγέθους σε σεισμούς με μεγάλο εστιακό βάθος.
M_s	Κλίμακα που βασίζεται σε επιφανειακά κύματα. Συνήθως χρησιμοποιείται σε ισχυρούς επιφανειακούς σεισμούς με μεγάλη επικεντρική απόσταση.

Οι κλίμακες έντασης M_L , M_s και m_b σχετίζονται μεταξύ τους μέσω εμπειρικών σχέσεων. Για σεισμούς μεγέθους 6 – 6.5 ισχύει ότι $M_s = M_L$, ενώ για ισχυρότερου μεγέθους είναι γενικά $M_s > M_L$. Σήμερα, για το μέγεθος μιας σεισμικής διέγερσης έχει επικρατήσει η άποψη ότι

$$M = M_L \quad \text{για } M_L \leq 6.0$$

$$M = M_s \quad \text{για } 6.0 < M_L \leq 7.5 \quad (2.5)$$

$$M = \log(M_0/1.5) - 10.7 \quad \text{για } 7.5 < M_L$$

όπου M_0 είναι η σεισμική ροπή, εκφρασμένη σε dyn*cm.

2.3.4 Σεισμική ενέργεια

Σεισμική ορίζεται η ενέργεια που απελευθερώνεται από τα σεισμικά κύματα. Στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εμπειρικές εκφράσεις που προσπαθούν να συσχετίσουν τη σεισμική ενέργεια με το μέγεθος ενός σεισμού. Ίσως η πλέον αποδεκτή σχέση είναι η

$$\log E = 11.8 + 1.5M \quad (2.6)$$

όπου η σεισμική ενέργεια E σε ergs. Από τη σχέση αυτή είναι φανερό ότι αύξηση του μεγέθους M κατά μια μονάδα οδηγεί σε αύξηση της σεισμικής ενέργειας κατά $10^{1.5} \approx 32$ φορές.

2.4 ΕΝΤΑΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ

Η σεισμική ένταση αποτελεί ένα μέτρο για την επίδραση ενός σεισμού στο τοπικό επίπεδο μιας περιοχής. Η ένταση εξαρτάται από τη διάρκεια, τις διέπουσες συχνότητες, το μέγεθος, το εστιακό βάθος, η επικεντρική απόσταση, οι τοπικές εδαφικές, γεωλογικές και τοπογραφικές συνθήκες. Η πλέον εφαρμοσμένη κλίμακα έντασης στις ΗΠΑ και την Ευρώπη είναι η Τροποποιημένη Κλίμακα Mercalli που αναπτύχθηκε από τους Wood και Neumann το 1931. Η κλίμακα αυτή είναι δωδεκαβάθμια, από το I έως και το XII και βασίζεται σε παρατηρήσεις από την επίδραση του σεισμού στον πληθυσμό, στα κτίρια και στο έδαφος σε μια συγκεκριμένη περιοχή. Η κλίμακα παρουσιάζεται αναλυτικά στον Πίνακα 2.2. Είναι προφανές ότι η κλίμακα αυτές παρουσιάζουν μια υποκειμενικότητα, ιδιαίτερα όσων αφορά την ποιότητα των κατασκευών π.χ. μορφή, τρόπος δόμησης, ηλικία ύψος, κλπ. Παρόλο που οι διακυμάνσεις είναι σημαντικές, μια εκτίμηση μέσω των τιμών παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.3.

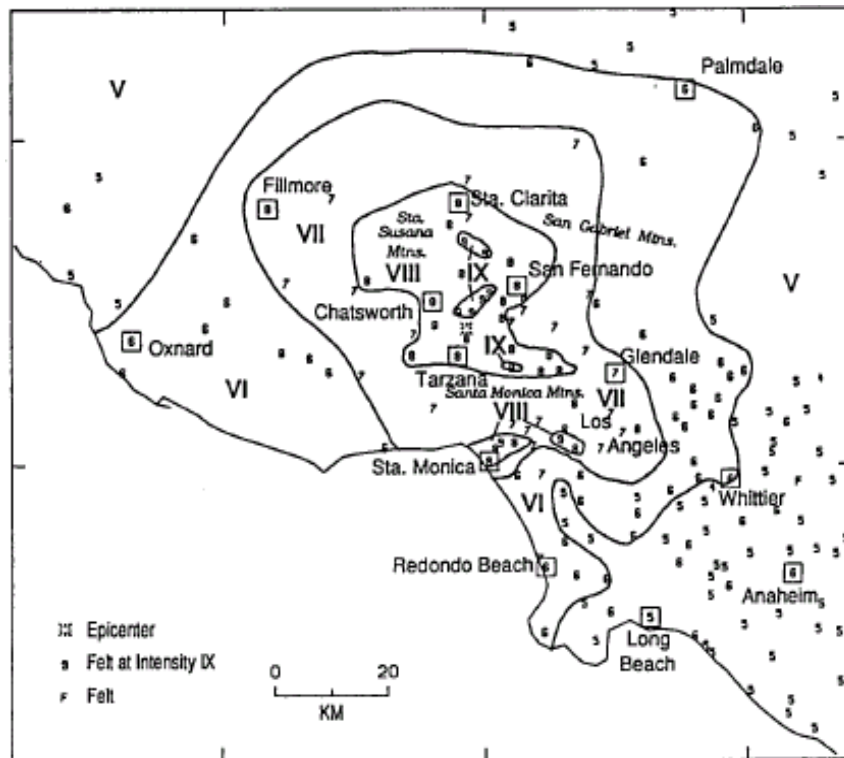
Πίνακας 2.2 – Τροποποιημένη Κλίμακα Mercalli

Βαθμός	Επίδραση στα κτίρια	Επίδραση στη φύση
I	-	-
II	-	-
III	-	-
IV	Τρίξιμο σε πόρτες-παράθυρα	-
V	Ρωγμές σε επιχρίσματα	-
VI	Βλάβες σε επιχρίσματα	Ρωγμές σε χαμηλής ποιότητας εδάφη
VII	Βλάβες σε τοιχοποιία κακής ποιότητας	Κατολισθήσεις σε απότομα πρανή
VIII	Εκτεταμένες βλάβες σε τοιχοποιία, καταστροφή σωληνώσεων	Κατολισθήσεις σε τεχνητά επιχώματα
IX	Σημαντικές βλάβες ακόμη και σε καλής ποιότητας κατασκευές ή υπόγειους αγωγούς	Καταπτώσεις βράχων
X	Κατάρρευση οπτοπλινθοδομών	Στρέβλωση σιδηροδρομικών τροχιών
XI	Εκτεταμένες βλάβες σε όλες τις κατασκευές. Μεγάλος αριθμός καταρρεύσεων	Εκτεταμένες αλλαγές της εδαφικής επιφάνειας
XII	Ολοσχερής καταστροφή κατασκευών	Αλλαγές ακόμη και στο εσωτερικό του εδάφους

Πίνακας 2.3 – Σχέση έντασης –βλάβης των κατασκευών

Ένταση	VI	VII	VIII	IX	X
Μέση βλάβη των κατασκευών (επί της αξίας)	1 %	4 %	13 %	35 %	77 %

Η ένταση ενός σεισμού μπορεί να απεικονιστεί μέσω ισοσεισμικών καμπυλών πάνω στο χάρτη κάθε περιοχής, όπως π.χ. στο Σχήμα 2.6 που αφορά στην ένταση του σεισμού Northridge (1994).



Σχήμα 2.6: Ισοσεισμικές καμπύλες έντασης

2.5 ΑΛΛΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Το μέγεθος και η ένταση ενός σεισμού αποτελούν χαρακτηριστικές ποσότητες για την αξιολόγηση ενός σεισμού από την άποψη της σφοδρότητας του. Ειδικά όμως για την επίδραση που μπορεί να έχει ένας σεισμός στην απόκριση του εδάφους ή των κατασκευών τα παραπάνω μεγέθη είναι μάλλον ανεπαρκή για να δώσουν μια άμεση εικόνα περί της επίδρασης αυτής. Ένας από τους πιο σημαντικούς παράγοντες που υπεισέρχεται στην επίδραση ενός σεισμού στην απόκριση του εδάφους και των κατασκευών είναι η εστιακή και η επικεντρική απόσταση, ποσότητες που δεν εμπεριέχεται π.χ. στο μέγεθος ενός σεισμού. Έτσι, κρίνεται απαραίτητος ο προσδιορισμός άλλων μεγεθών που ενδιαφέρουν άμεσα τον πολιτικό μηχανικό στο σχεδιασμό των αντισεισμικών κατασκευών. Τα χαρακτηριστικά αυτά μεγέθη είναι πέντε και αφορούν τη μέγιστη μετατόπιση $d_{\max}$, τη μέγιστη ταχύτητα $v_{\max}$ και την μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max}$ του εδάφους, το συνολικό χρόνο της ισχυρής εδαφικής κίνησης και το περιεχόμενο συχνοτήτων του σεισμού. Πρέπει να σημειωθεί ότι αρκετοί ερευνητές έχουν προτείνει σχέσεις που συνδέουν τα παραπάνω χαρακτηριστικά μεγέθη με την ένταση και το μέγεθος ενός σεισμού μέσω της εστιακής απόστασης. Για παράδειγμα, ο Esteva (1974) πρότεινε τις παρακάτω σχέσεις

$$a_{\max} = \frac{5600e^{0.8M}}{(R+40)^2} \quad (2.7)$$

$$v_{\max} = \frac{32e^M}{(R+25)^{1.7}} \quad (2.8)$$

και

$$\frac{a_{\max} d_{\max}}{v_{\max}^2} = 1 + \frac{400}{R^{0.6}} \quad (2.9)$$

όπου τα μεγέθη $a_{\max}$, $v_{\max}$, $d_{\max}$ είναι σε cm/sec^2 , cm/sec και cm , αντίστοιχα, ενώ η εστιακή απόσταση R είναι σε km . Οι παραπάνω εκφράσεις αφορούν εστιακές αποστάσεις μεγαλύτερες από 15 km και λαμβάνουν υπόψη την απόσβεση των χαρακτηριστικών μεγεθών με την απόσταση. Έτσι, από τις σχέσεις 2.7 και 2.8 υπολογίζεται η μέγιστη επιτάχυνση και μέγιστη ταχύτητα, αντίστοιχα, και κατόπιν από τη σχέση 2.9 υπολογίζεται η μέγιστη μετατόπιση. Στον Πίνακα 2.4 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης και της ταχύτητας για εστιακή απόσταση 25, 50 και 75 km , για διάφορες τιμές μεγέθους σεισμού.

Πίνακας 2.4 – Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης - ταχύτητας για διάφορες τιμές μεγέθους						
Μέγεθος	$a_{\max}$ (m/sec ²)			$v_{\max}$ (m/sec)		
	R=25 km	R=50 km	R=75 km	R=25 km	R=50 km	R=75 km
4.0	0.325	0.170	0.104	0.014	0.008	0.005
4.5	0.485	0.253	0.155	0.024	0.014	0.009
5.0	0.724	0.377	0.231	0.039	0.023	0.015
5.5	1.080	0.563	0.345	0.065	0.037	0.025
6.0	1.611	0.840	0.515	0.107	0.061	0.041
6.5	2.403	1.253	0.768	0.176	0.101	0.067
7.0	3.584	1.870	1.145	0.291	0.167	0.110
7.5	5.347	2.789	1.708	0.479	0.276	0.182
8.0	7.977	4.161	2.548	0.790	0.454	0.299

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Bolt, B.A. 1993.** *Earthquakes*, W.H. Freeman and Co., New York.
- Esteva, L. 1976.** *Seismicity*, in Lomnitz, C. and Rosenblueth, E., Eds., *Seismic Risk and Engineering Decisions*, Elsevier, New York.
- Gutenberg, B. and Richter, C.F. 1954.** *Seismicity of the Earth and Associated Phenomena*, Princeton University Press, Princeton, NJ.
- Richter, C.F. 1958.** *Elementary Seismology*, W.H. Freeman and Co., San Francisco, CA.
- Scholz, C.H. 1990.** *The Mechanics of Earthquakes and Faulting*, Cambridge University Press, MA.



3

Ανάλυση σεισμικής επικινδυνότητας

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι κατασκευές σχεδιάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μπορούν να αναλάβουν με ασφάλεια κάποια φορτία. Τα φορτία αυτά ονομάζονται φορτία σχεδιασμού και καθορίζονται σχεδόν στο σύνολό τους από διάφορους δομικούς κανονισμούς. Παρόλ' αυτά, είναι πάντα πιθανή μια απρόβλεπτη υπέρβαση του μεγέθους των επιβαλλόμενων φορτίων κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου σε σχέση με τις τιμές των φορτίων για τις οποίες αυτή σχεδιάσθηκε. Είναι λογικό ότι στην περίπτωση αυτή δεν μπορεί να αποκλειστεί το ενδεχόμενο της αστοχίας της κατασκευής. Σαν παράδειγμα μπορεί να αναφερθεί ο σχεδιασμός μια γέφυρας έναντι σεισμού μεγέθους 7.0 η οποία μπορεί να αστοχήσει εάν συμβεί σεισμός μεγέθους 8.0. Τούτο σημαίνει ότι η συγκεκριμένη γέφυρα έχει κάποια πιθανότητα αστοχίας έναντι ισχυρού σεισμού (που καθορίζεται από την

πιθανότητα να συμβεί σεισμός με μέγεθος $M > 7$). Αν και η πιθανότητα να συμβεί ένας σεισμός τέτοιου μεγέθους μπορεί να είναι μικρή, δεν παύει να είναι μηδενική. Τίθεται λοιπόν το ερώτημα, γιατί δε σχεδιάζονται οι κατασκευές κατά τέτοιο τρόπο ώστε να είναι μηδενική η πιθανότητα υπέρβασης των φορτίων σχεδιασμού; Η απάντηση στο παραπάνω ερώτημα είναι απλή και εμπεριέχει δύο σκέλη. Κατ' αρχήν, δεν είναι εφικτός, στις περισσότερες περιπτώσεις, ο σχεδιασμός των κατασκευών για σημαντικού μεγέθους φορτία. Κατά δεύτερον, ακόμα και αν είναι εφικτός, το κόστος της κατασκευής είναι ασύμφορο για τον προορισμό της. Είναι φανερό λοιπόν ότι ο σχεδιασμός των κατασκευών δεν είναι ένα τεχνικό αλλά ένα τεχνικο-οικονομικό πρόβλημα. Επίσης, η μικρή πιθανότητα αστοχίας ενός τεχνικού έργου συχνά μπορεί να θεωρηθεί ως αποδεκτή, στοχεύοντας στον περιορισμό του κόστους κατασκευής του.

Ως κίνδυνος αστοχίας (risk) ορίζεται η πιθανότητα αστοχίας μιας κατασκευής κατά το χρόνο ζωής της. Επίσης, ο αποδεκτός κίνδυνος αστοχίας (acceptable risk) μιας κατασκευής εκφράζει την πιθανότητα αστοχίας που θεωρείται αποδεκτή κατά τη διάρκεια ζωής της. Ο αποδεκτός κίνδυνος αστοχίας καθορίζεται με συνεκτίμηση ποικίλων παραγόντων. Βασικά καθορίζεται από τις συνέπειες της πιθανής αστοχίας της κατασκευής όπως είναι ο θάνατος ανθρώπων, οι υλικές ζημιές, τα διαφεύγοντα κέρδη, το κόστος ανακατασκευής, κ.λ.π. και ταυτόχρονα από το πρόσθετο κόστος κατασκευής του ίδιου του έργου ώστε να μπορεί να αναλάβει με ασφάλεια τις αυξημένες φορτίσεις, έχοντας δηλαδή μειωμένο αποδεκτό κίνδυνο αστοχίας. Συνεπώς, οι φορτίσεις σχεδιασμού των κατασκευών προκύπτουν λαμβάνοντας οπωσδήποτε υπόψη τον αποδεκτό κίνδυνο αστοχίας ο οποίος πρέπει να είναι ορθολογικά εκτιμώμενος. Στο παρόν κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται στοιχεία των μεθόδων που συνήθως χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση και την ανάλυση του σεισμικού κινδύνου σε σχέση με τα δομικά έργα.

3.2 ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ

Οι μελέτες διερεύνησης κινδύνου στηρίζονται σε στατιστικές μεθόδους. Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται μια περιληπτική ανασκόπηση των μεθόδων που χρησιμοποιούνται από για την εκτίμηση και την ανάλυση του σεισμικού κινδύνου.

3.2.1 Ορισμοί

Καταρχήν εξετάζονται οι ορισμοί των βασικών στατιστικών μεγεθών. Σε ένα σύνολο από n παρατηρήσεις μιας παραμέτρου x_i , ο μέσος όρος μ ορίζεται από τη σχέση

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \dots\dots\dots (3.1)$$

ενώ η διασπορά σ^2 ορίζεται ως η μέση τετραγωνική απόκλιση από το μέσο

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n} \dots\dots\dots (3.2)$$

Η τυπική απόκλιση σ ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα της διασποράς, ήτοι

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n}} \dots\dots\dots (3.3)$$

Σε περίπτωση που δεν εξετάζεται το σύνολο των παρατηρήσεων αλλά ένα δείγμα του (περιορισμένο αριθμό) με πλήθος παραμέτρων m , ορίζεται ο μέσος όρος του δείγματος $\bar{x}$ από τη σχέση

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^m x_i}{m} \dots\dots\dots (3.4)$$

καθώς και η διασπορά

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^m (x_i - \bar{x})^2}{m - 1} \dots\dots\dots (3.5)$$

3.2.2 Ανάλυση

Στο σχεδιασμό μιας κατασκευής, είναι σημαντικό να υπολογιστεί ο μεγαλύτερος σεισμός που μπορεί να εμφανιστεί κοντά στην περιοχή κατά τη

διάρκεια ζωής της κατασκευής, και τη συχνότητα εμφάνισης μικρότερων σεισμών. Ο υπολογισμός αυτός είναι ουσιαστικός για τον προσδιορισμό των κατάλληλων φορτίων σεισμού σχεδιασμού. Η πιθανότητα εμφάνισης σεισμού υπολογίζεται συχνά με τη κατανομή Poisson.

3.2.2.1 Μοντέλο Poisson

Η πιθανότητα εμφάνισης σεισμού που προσδιορίζεται από τη κατανομή Poisson μπορεί να εκφραστεί ως εξής

$$P_n(m > M, t) = \frac{(\lambda t)^n \exp(-\lambda t)}{n!} \dots\dots\dots 3.6$$

όπου $P_n(m > M, t)$ είναι η πιθανότητα να συμβούν n σεισμοί με μέγεθος μεγαλύτερο από M σε ένα χρονικό διάστημα t σε μια δεδομένη περιοχή και λ είναι ο αναμενόμενος αριθμός συμβάντων στη μονάδα του χρόνου για εκείνη την περιοχή.

Το μοντέλο Poisson είναι βασισμένο στις υποθέσεις

- (1) Οι σεισμοί είναι χωρικά και χρονικά ανεξάρτητοι. (Ανεξαρτησία)
- (2) Η πιθανότητα ενός γεγονότος μέσα σε ένα σύντομο χρονικό διάστημα Δt είναι ανάλογη προς το Δt και δεν αλλάζει με το χρόνο. (Σταθερότητα)
- (3) Η πιθανότητα δύο σεισμικά γεγονότα να εμφανιστούν στην ίδια θέση, ταυτόχρονα είναι μηδέν. (Μη - πολλαπλότητα)

3.2.2.2 Λογαριθμική - γραμμική σχέση επανάληψης

Ο αναμενόμενος αριθμός συμβάντων σεισμών για μια δεδομένη περιοχή μπορεί να υπολογιστεί από τα στατιστικά στοιχεία για την περιοχή με τη χρησιμοποίηση της ακόλουθης λογαριθμικής - γραμμικής σχέσης που προτείνεται από τους Gutenberg και Richter (1954)

$$\ln(\lambda) = \alpha - \beta M \dots\dots\dots 3.7$$

όπου

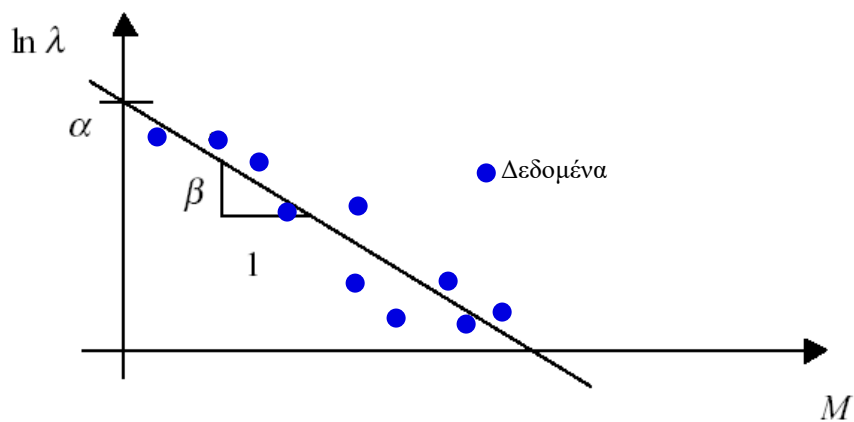
λ : αναμενόμενος αριθμός σεισμών με μεγέθη μεγαλύτερα από M , στη μονάδα του χρόνου, σε μια δεδομένη περιοχή,

M : μέγεθος Richter ενός σεισμού,

α : μια παράμετρος που περιγράφει το επίπεδο σεισμικότητας σε μια δεδομένη περιοχή και

β : μια παράμετρος που περιγράφει τη σχετική συχνότητα των μεγάλων και μικρών σεισμών.

Οι παράμετροι α και β καθορίζονται από τα σεισμολογικά στοιχεία για τη δεδομένη περιοχή, συνήθως με τη χρησιμοποίηση τεχνικών ελαχίστων τετραγώνων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1. Οι τεχνικές αυτές εξετάστηκαν παραπάνω.



Σχήμα 3.1: Λογαριθμική-γραμμική σχέση για την επανάληψη των σεισμών

3.2.2.3 Πιθανότητα σεισμικού συμβάντος. Περίοδος επανάληψης

Από τη λογαριθμική – γραμμική σχέση προκύπτει

$$\lambda = \exp(\alpha - \beta M) \quad \dots\dots\dots 3.8$$

όπου με αντικατάσταση της στο μοντέλο Poisson, είναι

$$P_n(m > M, t) = \frac{([\exp(\alpha - \beta M)]t)^n \exp(-[\exp(\alpha - \beta M)]t)}{n!} \quad \dots\dots\dots 3.9$$

Επίσης, η πιθανότητα να μη συμβεί σεισμός μεγέθους μεγαλύτερου από M προκύπτει από τη σχέση

$$P(m \leq M, t) = P_0(m > M, t) = \exp(-\lambda t) = \exp(-[\exp(\alpha - \beta M)]t) \quad \dots\dots 3.10$$

Συνεπώς, η πιθανότητα να συμβεί τουλάχιστον ένα σεισμικό συμβάν με μέγεθος μεγαλύτερο από M , προκύπτει από τη σχέση

$$\begin{aligned} P(m > M, t) &= 1 - P(m \leq M, t) = 1 - \exp(-\lambda t) \\ &= 1 - \exp(-[\exp(\alpha - \beta M)]t) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots 3.11$$

Η περίοδος επανάληψης ενός σεισμικού συμβάντος με μέγεθος μεγαλύτερο από M προκύπτει από τη σχέση

$$T_R = \frac{1}{\lambda} = \exp(\beta M - \alpha) \quad \dots\dots\dots 3.12$$

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι το μοντέλο Poisson παρουσιάζει μεγάλη απλότητα αλλά ταυτόχρονα εμφανίζει και μερικά μειονεκτήματα. Καταρχήν, η χωρική και χρονική ανεξαρτησία που υποτίθεται στη κατανομή Poisson δεν είναι σύμφωνη με τη γεωφυσική εξήγηση του μηχανισμού πρόκλησης σεισμών. Επιπλέον, προκύπτει από ιστορικά στοιχεία ότι τους σεισμούς μεγάλου μεγέθους ακολουθεί συνήθως μια μεγάλη περίοδος ηρεμίας. Τέλος, υπάρχουν πολλές φορές αποκλίσεις στην προσέγγιση των παραμέτρων α και β με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων.

3.2.2.4 Παράδειγμα εφαρμογής

Ο σεισμός σχεδιασμού του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) αντιστοιχεί σε σεισμικό συμβάν με πιθανότητα υπέρβασης ίση με 10% εντός χρονικής περιόδου 50 ετών. Η μέση περίοδος επανάληψης για το σεισμό σχεδιασμού του ΕΑΚ προκύπτει από τις Σχέσεις 3.10 και 3.11. Έτσι, από τη σχέση 3.10, και με πιθανότητα 90% (=100%-10%) να μη συμβεί σεισμός με μεγαλύτερο μέγεθος, προκύπτει

$$P(m \leq M, 50 \text{ χρόνια}) = 90\% = \exp(-50\lambda) \Rightarrow \lambda = 0.0021072 \quad \dots\dots\dots 3.13$$

και από τη Σχέση 3.11 προκύπτει η μέση περίοδος επανάληψης

$$T_R = \frac{1}{\lambda} \cong 475 \text{ χρόνια} \quad \dots\dots\dots 3.14$$

Επίσης, μπορεί να υπολογιστεί και η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού στα επόμενα 10 χρόνια. Έτσι, για να μη συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού με πιθανότητα x %, πάλι με χρήση της σχέσης 3.10 προκύπτει

$$P(m \leq M, 10 \text{ χρόνια}) = \exp(-0.0021072 * 10) \Rightarrow x = 97.91\% \quad \dots\dots\dots 3.15$$

και άρα η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού στο χρονικό αυτό διάστημα είναι

$$P(m > M, 10 \text{ χρόνια}) = 1 - x = 2.09\% \quad \dots\dots\dots 3.16$$

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Bolt, B.A., 1999.** Earthquakes, 4th edition, Freeman, New York.
- Chopra, A.K., 1995.** Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Clough, R.W. and Penzien, J., 1993.** Dynamics of Structures, 2nd edition, McGraw-Hill, New York.
- Eurocode 8, 1995.** Design provision for earthquake resistant structures. ENV 1998 Part 1-1: General rules; Seismic actions and general requirements for structures.
- Ishida H., Takemura M., Amano A., Ohta T., Horikoshi K. 1988.** Seismic Risk Analysis using both Earthquake Data and Active Fault Data. In: M.I. El-Sabh and T.S. Murty (eds), Natural and Man-Made Hazards; D. Reidel Publishing Company (1988). pp. 95-108.
- McGuire, R.K. 1995.** Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop, BSSA, Vol. 85, No.5, pp. 1275 - 1284, October



4

Δυναμική ανάλυση

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο σκοπός του κεφαλαίου αυτού είναι να παρουσιαστούν οι μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης για τις κατασκευές που υποβάλλονται σε σεισμικά φορτία. Αρχικά παρουσιάζονται οι βασικές έννοιες και οι διάφορες παραδοχές που χρησιμοποιούνται για τη δυναμική ανάλυση. Οι διάφορες προσεγγίσεις στη δυναμική των κατασκευών αναπτύσσονται στη συνέχεια. Τέλος, παρουσιάζονται αριθμητικά παραδείγματα για να επεξηγήσουν την πρακτική εφαρμογή τους.

4.1.1 Στατική έναντι δυναμικής ανάλυσης

Ο κύριος στόχος της ανάλυσης είναι η αξιολόγηση της συμπεριφοράς των κατασκευών κάτω από διάφορα φορτία και η παροχή πληροφοριών απαραίτητων για το σχεδιασμό τους, όπως δυνάμεις, ροπές, και παραμορφώσεις. Η ανάλυση των κατασκευών μπορεί να ταξινομηθεί σε στατική ή δυναμική: ενώ η στατική εξετάζει την ανεξάρτητη του χρόνου φόρτιση, η δυναμική εξετάζει τις περιπτώσεις όπου τα φορτία που καταπονούν μια κατασκευή, μεταβάλλονται με το χρόνο σχετικά με το μέγεθος, τη κατεύθυνση, και τη θέση τους. Δυναμικά φορτία για μια κατασκευή πολιτικού μηχανικού είναι οι ανεμοπιέσεις, οι σεισμοί, τα φορτία οχημάτων των γεφυρών κ.α.

4.1.2 Χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων σεισμού

Ένας σεισμός είναι μια φυσική μετακίνηση του εδάφους που προκαλείται από τα διάφορα φαινόμενα συμπεριλαμβανομένων των τεκτονικών διαδικασιών, της ηφαιστειακής δραστηριότητας, των εκρήξεων, και των καθιζήσεων του εδάφους όπως π.χ. των σπηλαίων (βλ. Κεφάλαιο 2). Στις τεκτονικές διαδικασίες οφείλεται η πλειοψηφία των περιπτώσεων σεισμού, οι οποίες λαμβάνουν χώρα διαρκώς στη γήινη επιφάνεια και εμφανίζονται ιδιαίτερα στις οροσειρές και τις ωκεάνιες τάφρους. Αυτή η ενότητα αναλύει εν συντομία τη σεισμική κίνηση που καταπονεί τις κατασκευές.

Οι εδαφικές κινήσεις αντιπροσωπεύονται από τη χρονική ιστορία της επιτάχυνσης, της ταχύτητας, και της μετατόπισης. Η χρονική ιστορία των μεγεθών αυτών περιέχουν τις πλήρεις πληροφορίες για τις σεισμικές κινήσεις στις τρεις ορθογώνιες κατευθύνσεις (δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη) στη θέση των οργάνων καταγραφής ισχυρών εδαφικών κινήσεων. Η επιτάχυνση καταγράφεται συνήθως από τον επιταχυνσιογράφο και οι ταχύτητες και οι μετατοπίσεις καθορίζονται από την αριθμητική ολοκλήρωση της καταγραφής αυτής. Οι επιταχύνσεις που μπορούν να καταγραφούν σε διαφορετικές τοποθεσίες αλλά με την ίδια απόσταση από το επίκεντρο, μπορούν να διαφέρουν σημαντικά στη διάρκεια, το περιεχόμενο συχνότητας, και το εύρος λόγω των διαφορετικών τοπικών εδαφικών συνθηκών. Τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά ενός σεισμού είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η διάρκεια, και το περιεχόμενο συχνότητας. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι η μέγιστη επιτάχυνση και αντιπροσωπεύει την ένταση μιας εδαφικής κίνησης. Αν και η εδαφική ταχύτητα μπορεί να είναι σημαντικότερο μέτρο της έντασης από την επιτάχυνση, δεν καταμετρείται συχνά άμεσα, αλλά καθορίζεται χρησιμοποιώντας συμπληρωματικούς υπολογισμούς. Η διάρκεια είναι το χρονικό διάστημα μεταξύ της πρώτης και τελευταίας αιχμής στην καταγραφή που υπερβαίνει ένα διευκρινισμένο ισχυρό επίπεδο κινήσεων. Όσο πιο μεγάλη είναι η διάρκεια μιας ισχυρής κίνησης, τόσο περισσότερη ενέργεια μεταδίδεται σε μια κατασκευή. Δεδομένου ότι η ελαστική ενέργεια παραμόρφωσης που απορροφάται από μια κατασκευή είναι περιορισμένη, ένας ισχυρός σεισμός μεγάλης χρονικής διάρκειας έχει μεγαλύτερη πιθανότητα να επιβάλει σε μια κατασκευή να αποκριθεί αυτή ανελαστικά. Τέλος, το περιεχόμενο συχνότητας μπορεί να αντιπροσωπευθεί από τον αριθμό κορυφών ανά δευτερόλεπτο στο επιταχυνσιογράφημα. Είναι ευνόητο ότι όταν η συχνότητα της δύναμης διέγερσης είναι παραπλήσια με τη φυσική συχνότητα συντονισμού μιας κατασκευής, η ταλάντωσή της μπορεί να ενισχυθεί σημαντικά. Αν και οι σεισμικές κινήσεις δεν έχουν μια κανονική ημιτονοειδής μορφή, υπάρχει συνήθως μια αρμονική κίνηση με συγκεκριμένη περίοδο που καθορίζει την απόκριση ως η πλέον δεσπόζουσα.

4.1.3 Δυναμικές μέθοδοι ανάλυσης για το σεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών

Ανάλογα με τη σεισμική ζώνη, την πολυπλοκότητα, και τη σημασία των κατασκευών, οι ακόλουθες μέθοδοι ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

- Η μέθοδος της πρώτης ιδιομορφής. Αυτή υποθέτει ότι το σεισμικό φορτίο μπορεί να θεωρηθεί ως ισοδύναμη στατική οριζόντια δύναμη που εφαρμόζεται σε ένα μεμονωμένο πλαίσιο είτε στη διαμήκη είτε στην εγκάρσια κατεύθυνση. Η ισοδύναμη στατική δύναμη είναι βασισμένη στη θεμελιώδη περίοδο συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας (single degree of freedom- SDOF) και χρησιμοποιεί φάσματα απόκρισης από κανονισμούς. Ο μηχανικός πρέπει να έχει κατά νου ότι η μέθοδος αυτή (μερικές φορές καλείται ισοδύναμη στατική μέθοδος) είναι κατάλληλη για κανονικούς φορείς και κατασκευές με ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας και μάζας, τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος.
- Η φασματική ανάλυση. Η μέθοδος αυτή υποθέτει ότι οι δυνάμεις, οι ροπές, και οι μετατοπίσεις μελών λόγω του σεισμικού φορτίου μπορούν να υπολογιστούν με το συνδυασμό των αποκρίσεων των πρώτων σημαντικών ιδιομορφών, χρησιμοποιώντας μεθόδους όπως η μέθοδος πλήρους τετραγωνικού συνδυασμού (complete quadratic combination - CQC) και η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (square root of the sum of the squares - SRSS). Η μέθοδος CQC είναι επαρκής για τα περισσότερα συστήματα κατασκευών, ενώ η μέθοδος SRSS είναι καταλληλότερη για το συνδυασμό των αποκρίσεων με καλά διαχωρισμένες ιδιομορφές.
- Η μέθοδος φάσματος απόκρισης πολλαπλών στηρίξεων (multiple support response spectrum - MSRS). Παρέχει τα φάσματα απόκρισης και τις μέγιστες μετατοπίσεις στους μεμονωμένους βαθμούς ελευθερίας των στηρίξεων μια κατασκευής ώστε να προσεγγιστεί με ακρίβεια η χωρική μεταβλητότητα των εδαφικών κινήσεων συμπεριλαμβανομένων των αποτελεσμάτων της μετάδοσης κυμάτων στο χώρο και της διαφορετικής απόκρισης γειτονικών περιοχών. Αυτή η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τις κατασκευές μεγάλου μήκους με πολλαπλές στηρίξεις όπως γέφυρες, σήραγγες κλπ.
- Η μέθοδος χρονικής ιστορίας. Χρησιμοποιεί αριθμητική ολοκλήρωση των εξισώσεων της κίνησης και απαιτείται συνήθως για τις κρίσιμες/σημαντικές ή γεωμετρικά σύνθετες κατασκευές. Είναι η μοναδική μέθοδος που χρησιμοποιείται για τη μη γραμμική ανάλυση των κατασκευών.

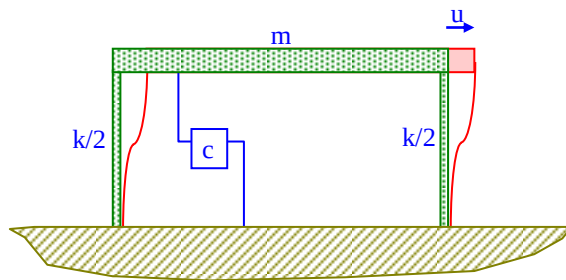
Η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης για μια συγκεκριμένη κατασκευή βασίζεται σε κριτήρια βέλτιστων αποφάσεων ανάλογα με το κόστος, τη σημασία και την πολυπλοκότητά της.

4.2 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΕΝΟΣ ΒΑΘΜΟΥ ΕΛΕΥΘΕΡΙΑΣ

4.2.1 Γενικά

Η ελαστική απόκριση των κατασκευών υπό σεισμική φόρτιση μπορεί να υπολογιστεί είτε στο πεδίο του χρόνου είτε στο πεδίο συχνοτήτων. Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζονται οι θεμελιώδεις αρχές και στις δύο αυτές προσεγγίσεις. Η ανάλυση που ακολουθεί αφορά τον προσδιορισμό της απόκρισης σε συστήματα ενός βαθμού ελευθερίας με γραμμική συμπεριφορά. Στη σημερινή εποχή, η απόκριση των κατασκευών προκύπτει με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων. Για το λόγο αυτό το παρόν κεφάλαιο επικεντρώνεται στην ανάλυση στο πεδίο του χρόνου ή στο πεδίο συχνοτήτων μέσω κατάλληλων αριθμητικών μεθόδων. Πρέπει τέλος να σημειωθεί ότι η ανάλυση που ακολουθεί αφορά τη γενική περίπτωση δυναμικής φόρτισης η οποία όμως λαμβάνει υπόψη και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της σεισμικής καταπόνησης.

Στην παράγραφο αυτή εξετάζονται μονοβάθμια συστήματα δηλαδή συστήματα με ένα βαθμό ελευθερίας. Οι βαθμοί ελευθερίας ορίζονται σαν τον αριθμό των αγνώστων μεγεθών που πρέπει να προσδιορισθούν για τη γνώση της απόκρισης μιας κατασκευής. Ένα σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.1. Με $F(t)$ συμβολίζεται η εξωτερική δύναμη που καταπονεί την κατασκευή η οποία είναι μεταβαλλόμενη με το χρόνο. Με k και m συμβολίζεται η ακαμψία και η μάζα του συστήματος, αντίστοιχα. Επίσης, με c συμβολίζεται η απόσβεση του συστήματος η οποία, όπως αποδεικνύεται και πειραματικά σε πολλές περιπτώσεις, μπορεί να θεωρηθεί ανάλογη της ταχύτητας. Τέλος, u είναι η μετατόπιση της κατασκευής, το άγνωστο μέγεθος της απόκρισης που πρέπει να προσδιοριστεί.



Σχήμα 4.1: Σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας

Στο πεδίο του χρόνου, είναι εφικτή η εξεύρεση αναλυτικής έκφρασης για την απόκριση μιας κατασκευής υπό τυχαία σεισμική φόρτιση. Αυτή προκύπτει με το ολοκλήρωμα Duhamel το οποίο αποτελεί και έναν καλό τρόπο έκφρασης της απόκρισης μιας κατασκευής όσον αφορά το σεισμικό σχεδιασμό της. Έτσι, για τυχαία σεισμική καταπόνηση, με τις ολοκληρωτικές εξισώσεις Duhamel μπορεί να προσδιοριστεί η σεισμική απόκριση των κατασκευών μέσω αριθμητικών μεθόδων ολοκλήρωσης. Παρόλα αυτά, στις περισσότερες εφαρμογές χρησιμοποιούνται γενικότερα και περισσότερα αποτελεσματικά σχήματα βηματικής ολοκλήρωσης. Έτσι, στη συνέχεια του κεφαλαίου παρουσιάζονται αναλυτικά τόσο η αριθμητική ολοκλήρωση του σχήματος Duhamel όσο και των βηματικών μεθόδων ολοκλήρωσης. Η εξίσωση δυναμικής ισορροπίας είναι:

$$F_I + F_D + F_S = F(t) \quad (4.1)$$

όπου η αδρανειακή δύναμη είναι

$$F_I = m\ddot{u} \quad (4.2)$$

ενώ η δύναμη απόσβεσης προκύπτει από τη σχέση

$$F_D = c\dot{u} \quad (4.3)$$

και η δύναμη παραμόρφωσης είναι

$$F_S = ku \quad (4.4)$$

Έτσι, τελικά προκύπτει

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (4.5)$$

Για την περίπτωση της σεισμικής διέγερσης, η μόνη εξωτερική φόρτιση παρουσιάζεται με τη μορφή της εξαναγκασμένης κίνησης στο επίπεδο της βάσης $\ddot{u}_g(t)$. Έτσι, η ολική επιτάχυνση της μάζας θεωρείται σαν το άθροισμα της σχετικής επιτάχυνσης της κατασκευής ως προς το έδαφος συν την επιτάχυνση του εδάφους δηλ.

$$\ddot{u}_t = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad (4.6)$$

Κατ' αυτό το τρόπο προκύπτει

$$F_I = m\ddot{u}_t = m\ddot{u} + m\ddot{u}_g \quad (4.7)$$

και

$$F(t)=0=F_I+F_D+F_S \quad (4.8)$$

έτσι,

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + c\dot{u} + ku = 0 \quad (4.9)$$

ή

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F_{\text{eff}}(t) \quad (4.10)$$

όπου

$$F_{\text{eff}}(t) = -m\ddot{u}_g \quad (4.11)$$

είναι η ενεργός φόρτιση από την εδαφική κίνηση και είναι ισοδύναμη με το γινόμενο της μάζας της κατασκευής επί την επιτάχυνση του εδάφους.

4.2.2 Ελεύθερη ταλάντωση χωρίς απόσβεση

Προκειμένου να επιλυθεί η εξίσωση 4.10, η οποία ονομάζεται εξίσωση κίνησης, εξετάζεται πρώτα η περίπτωση της ελεύθερης ταλάντωσης, δηλ. $F(t)=0$ και με μηδενική απόσβεση. Έτσι, προκύπτει η σχέση 4.12

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (4.12)$$

ή

$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (4.13)$$

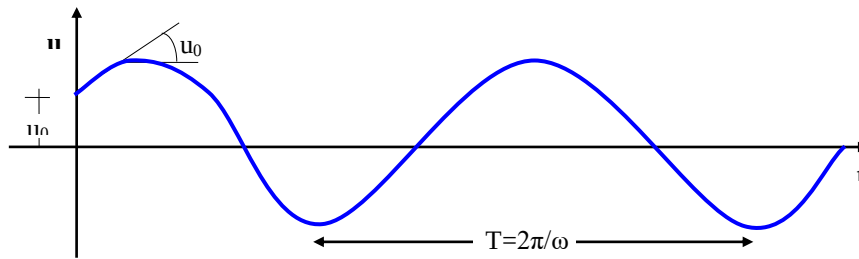
όπου $\omega=(k/m)^{1/2}$ είναι η κυκλική συχνότητα ελεύθερης ταλάντωσης του συστήματος. η λύση της εξίσωσης 4.12 είναι

$$u=asin(\omega t)+bcos(\omega t) \quad (4.14)$$

Με εφαρμογή των αρχικών τιμών της διαφορικής εξίσωσης, προσδιορίζονται οι παράμετροι a και b της σχέσης 4.14, η οποία γίνεται

$$u = \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin(\omega t) + u_0 \cos(\omega t) \quad (4.15)$$

όπου u και $\dot{u}_0$ είναι η αρχική μετατόπιση και ταχύτητα αντίστοιχα. Η απλή αρμονική κίνηση που προκύπτει παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2: αρμονική ελεύθερη ταλάντωση χωρίς απόσβεση

Η περίοδος ταλάντωσης του συστήματος δίνεται από τη σχέση

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4.16)$$

και το πλάτος ταλάντωσης από τη σχέση

$$R = \sqrt{\left\{ \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega} \right)^2 + u_0^2 \right\}} \quad (4.17)$$

4.2.3 Ελεύθερη ταλάντωση με απόσβεση

Προκειμένου να επιλυθεί η εξίσωση κίνησης για την ελεύθερη ταλάντωση με απόσβεση προκύπτει

$$\ddot{u} + (2\xi\omega)\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (4.18)$$

από την επίλυση της οποίας προκύπτει

$$u = e^{-\xi\omega t} \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \sin(\omega_D t) + u_0 \cos(\omega_D t) \right) \quad (4.19)$$

όπου

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (4.20)$$

είναι ο λόγος απόσβεσης και

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (4.21)$$

είναι η κυκλική συχνότητα με απόσβεση.

4.2.4 Σεισμική απόκριση

Η απόκριση μονοβαθμίων συστημάτων με απόσβεση σε σεισμική κίνηση σύμφωνα και με τα παραπάνω, προκύπτει από το ολοκλήρωμα Duhamel το οποίο φαίνεται στη σχέση 4.22.

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi(t-\tau)\omega} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (4.22)$$

Στη σχέση αυτή εμφανίζεται η κυκλική συχνότητα χωρίς απόσβεση ω αντί της πραγματικής κυκλικής συχνότητας με απόσβεση ω_d . Αυτό είναι επιτρεπτό για μικρές τιμές απόσβεσης το οποίο ισχύει για τις συνήθεις πρακτικές εφαρμογές. Έτσι, για παράδειγμα στις μεταλλικές κατασκευές που η τιμή της κρίσιμης απόσβεσης ξ είναι της τάξης του 2% το σφάλμα που προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη την ω αντί της ω_d είναι ίσο με 0.02%.

Συμβολίζοντας το παραπάνω ολοκλήρωμα με $v(t)$, δηλ. ταχύτητα, ήτοι

$$V(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi(t-\tau)\omega} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (4.23)$$

Η μετατόπιση προκύπτει από τη σχέση

$$u(t) = \frac{1}{\omega} V(t) \quad (4.24)$$

Η επιτάχυνση δίνεται από τη σχέση

$$\ddot{u}(t) = \omega^2 u(t) \quad (4.25)$$

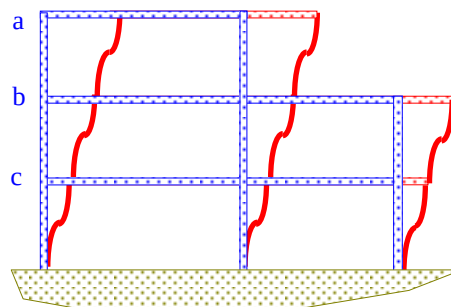
ενώ η ενεργός σεισμική δύναμη είναι

$$q(t) = m\omega v(t) \quad (4.26)$$

4.3 ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

4.3.1 Εισαγωγή

Στην ενότητα αυτή εξετάζονται πολυβάθμια συστήματα δηλαδή συστήματα με παραπάνω από ένα βαθμό ελευθερίας. Για την παρουσίαση της θεωρίας εξετάζεται σαν παράδειγμα ένα τριώροφο κτίριο με μάζα συγκεντρωμένη στο επίπεδο των ορόφων. Η πλάκα των ορόφων είναι απαραμορφώσιμη. Επίσης τα υποστυλώματα είναι αξονικά απαραμορφώσιμα. Έτσι, το κτίριο υπόκειται μόνο σε πλευρικές μετατοπίσεις και έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας, έναν για κάθε όροφο. Στο Σχήμα 4.3 φαίνεται το πολυβάθμιο σύστημα.



Σχήμα 4.3: Πολυβάθμιο σύστημα

Για κάθε μάζα αντιστοιχεί και μια εξίσωση δυναμικής ισορροπίας

$$\begin{aligned} F_{Ia} + F_{Da} + F_{Sa} &= F_a(t) \\ F_{Ib} + F_{Db} + F_{Sb} &= F_b(t) \\ F_{Ic} + F_{Dc} + F_{Sc} &= F_c(t) \end{aligned} \quad (4.27)$$

Οι αδρανειακές δυνάμεις στην εξίσωση 4.27 είναι

$$\begin{aligned} F_{Ia} &= m_a \ddot{u}_a \\ F_{Ib} &= m_b \ddot{u}_b \\ F_{Ic} &= m_c \ddot{u}_c \end{aligned} \quad (4.28)$$

Η σχέση 4.28 μπορεί να εκφραστεί και σε μητρική μορφή

$$f_I = M\ddot{u} \quad (4.29)$$

στην σχέση 4.29 f_I είναι το διάνυσμα των αδρανειακών δυνάμεων, M είναι το μητρώο μάζας και $\ddot{u}$ είναι το διάνυσμα των επιταχύνσεων. Ανάλογη έκφραση προκύπτει για τις ελαστικές δυνάμεις

$$f_S = Ku \quad (4.30)$$

στην σχέση 4.30 f_S είναι το διάνυσμα των ελαστικών δυνάμεων, K είναι το μητρώο ακαμψίας και u είναι το διάνυσμα των μετατοπίσεων. Τέλος, ανάλογη έκφραση προκύπτει για τις δυνάμεις απόσβεσης

$$f_D = C\dot{u} \quad (4.31)$$

στην σχέση 4.31 με f_D συμβολίζεται το διάνυσμα των δυνάμεων απόσβεσης, με C το μητρώο απόσβεσης και με $\dot{u}$ το διάνυσμα των ταχυτήτων. Βάσει των σχέσεων 4.29-4.31, η σχέση 4.27 γράφεται

$$f_I + f_D + f_S = f(t) \quad (4.32)$$

ή

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (4.33)$$

4.3.2 Ανάλυση ιδιοτιμών και ιδιομορφών

4.3.2.1 Ανάλυση

Το πρώτο βήμα στην ανάλυση ενός πολυβαθμίου συστήματος είναι ο προσδιορισμός των ιδιοσυχνοτήτων και των αντίστοιχων ιδιομορφών. Για τον προσδιορισμό αυτό, το σύστημα υποτίθεται ότι η απόσβεση είναι ίση με μηδέν και αυτό εκτελεί ελεύθερες ταλαντώσεις δηλ. δεν υπάρχουν εξωτερικά φορτία. Έτσι, η σχέση 4.33 γίνεται

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (4.34)$$

Όμως στην ελεύθερη ταλάντωση η κίνηση είναι αρμονική, και συνεπώς είναι

$$u = \hat{u} \sin(\omega t) \quad (4.35)$$

και

$$\ddot{u} = -\omega^2 \hat{u} \sin(\omega t) \quad (4.36)$$

με αντικατάσταση των σχέσεων 4.35 και 4.36 στη σχέση 4.34 προκύπτει

$$-\omega^2 M \hat{u} + K \hat{u} = 0 \quad (4.37)$$

Η σχέση 4.37 αποτελεί το γενικευμένο πρόβλημα ιδιοτιμών. Στην περίπτωση που το μητρώο μάζας είναι το μοναδιαίο μητρώο ($M=I$) προκύπτει το ειδικό πρόβλημα ιδιοτιμών, το οποίο αφορά το κλασικό πρόβλημα ευστάθειας (λυγισμός) των κατασκευών. Για την αποφυγή τετριμμένων λύσεων ($\hat{u}(t) \neq 0$), πρέπει

$$P(\omega^2) = \text{Det}[K - \omega^2 M] = 0 \quad (4.38)$$

όπου με ‘Det’ συμβολίζεται η ορίζουσα (Determinant) ενός μητρώου, ενώ το $P(\omega^2)$ είναι γνωστό ως χαρακτηριστικό πολυώνυμο όπου

$$P(\omega^2) = a_0 (\omega^2)^n + a_1 (\omega^2)^{n-1} + \dots + a_{N-1} (\omega^2) + a_N \quad (4.39)$$

Οι σταθερές $a_0, a_1, \dots, a_N$, όσες και οι βαθμοί ελευθερίας του υπό εξέταση συστήματος, καλούνται και αναλλοίωτες αφού είναι ανεξάρτητες του συστήματος συντεταγμένων με το οποίο έχουν οριστεί τα μητρώα K και M . Επίσης, τα μητρώα αυτά είναι θετικά ορισμένα και συνεπώς όλες οι ιδιοτιμές

(δηλ. ιδιοσυχνότητες ω^2) είναι θετικοί πραγματικοί αριθμοί. Η λύση της εξίσωσης 4.37 προκύπτει μετά την εύρεση των ιδιοτιμών και είναι

$$\hat{u}(t) = \phi_j \exp(i\omega_j t) \quad (4.40)$$

όπου $i = \sqrt{-1}$ είναι η βάση των μιγαδικών αριθμών. Έτσι, είναι φανερό ότι η επίλυση της σχέσης 4.37 οδηγεί σε ένα σύνολο N -αρμονικών ταλαντώσεων. Υπάρχει πλήθος μεθόδων για την επίλυση της εξίσωσης 4.41 οι οποίες αποτελούν ένα ιδιαίτερα σημαντικό κεφάλαιο της αριθμητικής ανάλυσης. Οι μετατοπίσεις u_i προκύπτουν από την εξίσωση 4.40 σε κανονικοποιημένη μορφή. Πρέπει να σημειωθεί ότι δεν είναι εξαρχής δυνατή η εύρεση των πραγματικών τιμών των μετατοπίσεων, παρά μόνο σε κανονικοποιημένη μορφή, επειδή στην ελεύθερη ταλάντωση οι τιμές εύρους είναι αυθαίρετες αλλά όμως σε πλήρη αναλογία. Η σχέση 4.38 μπορεί τελικά να γραφεί

$$K\Phi = M\Phi\Omega \quad (4.41)$$

όπου Φ είναι το μητρώο ιδιομορφών

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_N]_{N \times N} \quad (4.42)$$

ενώ το μητρώο Ω περιέχει τις ιδιοτιμές

$$\Omega = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ & \omega_2^2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \omega_N^2 \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (4.43)$$

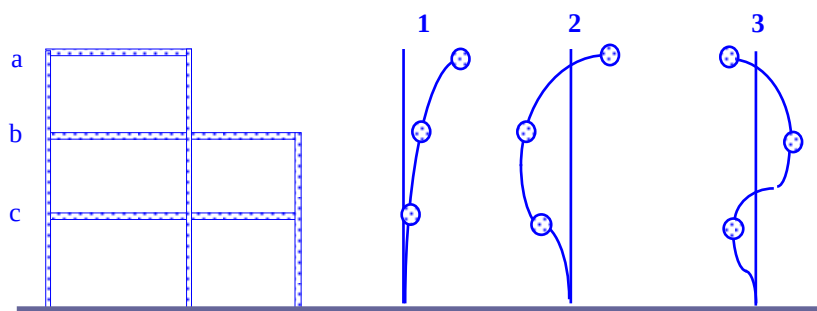
Για τα μητρώα M και K ισχύουν επίσης οι ιδιότητες του ορθογωνισμού, ήτοι

$$\phi_i^T M \phi_j = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ M_i & i = j \end{cases} \quad (4.44)$$

$$\phi_i^T K \phi_j = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ \omega_i^2 M_i & i = j \end{cases} \quad (4.45)$$

όπου M_i καλείται ως φασματική μάζα.

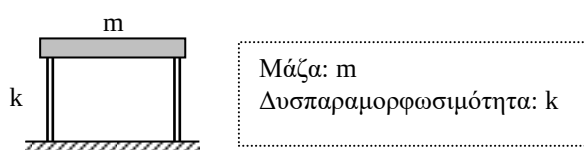
Για το τριώροφο κτίριο του Σχήματος 4.3 παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.4 οι τρεις πρώτες ιδιομορφές φ_1 , φ_2 και φ_3 , για τις τρεις πρώτες ιδιοσυχνότητες ω_1 , ω_2 και ω_3 , αντίστοιχα, (ή ιδιοπεριόδους T_1 , T_2 και T_3 όπου $T_1 > T_2 > T_3$) οι οποίες αντιστοιχούν σε μια αναλογία μετατοπίσεων για κάθε ιδιομορφή.



Σχήμα 4.4: Πολυβάθμιο σύστημα - ιδιομορφές

Η κατασκευή ταλαντώνεται με το σύνολο των ιδιομορφών της, αλλά σημαντική είναι μόνο η επιρροή των πρώτων, δηλ. αυτών με τις μεγαλύτερες τιμές περιόδων ή αντίστοιχα με τις μικρότερες τιμές ιδιοσυχνοτήτων. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στη διεθνή βιβλιογραφία παρουσιάζεται μεγάλος αριθμός μεθοδολογιών για την εύρεση των ιδιοσυχνοτήτων ω_i και των ιδιομορφών φ_i για τις κατασκευές. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικές λύσεις για συστήματα ενός, δύο και τριών βαθμών ελευθερίας.

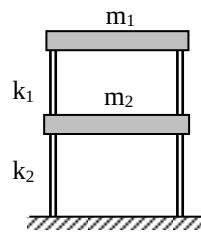
Σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας



Σχήμα 4.5: Σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας

Κυκλική ιδιοσυχνότητα:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.46)$$

Σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας

$$\text{Μάζα:} \quad \begin{vmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{vmatrix}$$

$$\text{Δυσπαραμορφωσιμότητα:} \quad \begin{vmatrix} k_1 & -k_1 \\ -k_1 & k_1+k_2 \end{vmatrix}$$

Σχήμα 4.6: Σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας

Θέτοντας:

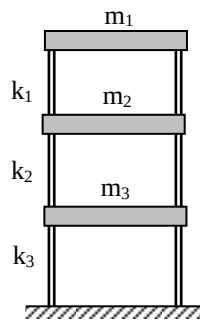
$$q = \sqrt{k_1^2 m_2^2 + 2k_1^2 m_1 m_2 - 2k_1 k_2 m_1 m_2 + [(k_1 + k_2) m_1]^2} \quad (4.47)$$

$$r = k_1(m_1 + m_2) + k_2 m_1 \quad (4.48)$$

$$s = 2m_1 m_2 \quad (4.49)$$

προκύπτει:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{r-q}{s}} \quad \text{και} \quad \omega_2 = \sqrt{\frac{r+q}{s}} \quad (4.50)$$

Σύστημα τριών βαθμών ελευθερίας

$$\text{Μάζα:} \quad \begin{vmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{vmatrix}$$

$$\text{Δυσπαραμορφωσιμότητα:} \quad \begin{vmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2+k_3 \end{vmatrix}$$

Σχήμα 4.7: Σύστημα τριών βαθμών ελευθερίας

Θέτοντας:

$$a_1 = \frac{(k_2 + k_3)m_1m_2 + (k_1 + k_2)m_1m_3 + k_1m_2m_3}{m_1m_2m_3} \quad (4.51)$$

$$a_2 = \frac{k_1k_2(m_1 + m_2 + m_3) + k_1k_3(m_1 + m_2) + k_2k_3m_1}{m_1m_2m_3} \quad (4.52)$$

$$a_3 = \frac{k_1k_2k_3}{m_1m_2m_3} \quad (4.53)$$

$$q = \frac{a_1^2 - 3a_2}{9} \quad (4.54)$$

$$r = \frac{2a_1^3 + 27a_3 - 9a_1a_2}{54} \quad (4.55)$$

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{r}{q^{3/2}}\right) \quad (4.56)$$

προκύπτει:

$$\omega_1 = \sqrt{2\sqrt{q} \cos\left(\frac{\theta + 2\pi}{3}\right) + \frac{a_1}{3}} \quad (4.57)$$

$$\omega_2 = \sqrt{2\sqrt{q} \cos\left(\frac{\theta + 4\pi}{3}\right) + \frac{a_1}{3}} \quad (4.58)$$

και

$$\omega_3 = \sqrt{2\sqrt{q} \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) + \frac{a_1}{3}} \quad (4.59)$$

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι ιδιοσυχνότητες παρατάσσονται με τέτοιο τρόπο ώστε $\omega_1 < \omega_2 < \omega_3$.

Η μέθοδος ανάλυσης με ιδιομορφές αποτελεί αναμφισβήτητα μια από τις σημαντικότερες μεθόδους δυναμικής ανάλυσης. Η μεγάλη σημασία της

οφείλεται στην ιδιότητα του ορθογωνισμού. εξαιτίας αυτής της ιδιότητας η εξίσωση 4.34 η οποία είναι ένα σύστημα $N \times N$ διαφορικών εξισώσεων για N βαθμούς ελευθερίας απλοποιείται σε N εξισώσεις. Έτσι, η N -εξίσωση γράφεται

$$\ddot{Y}_N + 2\xi_N \omega_N \dot{Y}_N + \omega^2 Y_N = \frac{\phi_N^T F(t)}{\phi_N^T M \phi_N} \quad (4.60)$$

Έστω ότι η εξωτερική φόρτιση $F(t)$ είναι η σεισμική διέγερση οπότε η παραπάνω σχέση προκύπτει

$$\ddot{Y}_N + 2\xi_N \omega_N \dot{Y}_N + \omega^2 Y_N = \frac{\phi_N^T M \hat{I}}{\phi_N^T M \phi_N} \ddot{u}_g(t) \quad (4.61)$$

όπου $\hat{I}$ είναι το μοναδιαίο διάνυσμα. η απόκριση της N -ιδιομορφής υπολογίζεται σύμφωνα με το ολοκλήρωμα Duhamel και είναι

$$Y_N(t) = \frac{\phi_N^T M \hat{I}}{\phi_N^T M \phi_N} \frac{1}{\omega_N} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_N(t-\tau)\omega_N} \sin(\omega_N(t-\tau)) d\tau \quad (4.62)$$

Η μετατόπιση (στροφή) του i -βαθμού ελευθερίας λαμβάνεται υπόψη με επαλληλία και δίνεται από τη σχέση

$$u_i = \sum_{n=1}^N \Phi_{in} Y_n(t) \quad (4.63)$$

Η σεισμική δύναμη για κάθε βαθμό ελευθερίας προκύπτει από την παρακάτω σχέση

$$q_{iN}(t) = m_i \omega_N^2 \phi_{iN} Y_N(t) \quad (4.64)$$

ενώ με επαλληλία προκύπτει και η συνολική σεισμική δύναμη για κάθε βαθμό ελευθερίας

$$q(t) = m \omega^2 Y_n(t) \quad (4.65)$$

Από τις σχέσεις 4.63 και 4.64 προκύπτει το ιστορικά των μετατοπίσεων και των δυνάμεων της κατασκευής. Επίσης, είναι φανερά ότι οι δύο αυτές σχέσεις είναι ισοδύναμες.

4.3.2.2 Παραδείγματα εφαρμογής

Παράδειγμα 4.1

Στο πρώτο παράδειγμα εξετάζεται μια κατασκευή με μητρώα μάζας και ακαμψίας που δίνονται παρακάτω:

$$M = \begin{bmatrix} 1.25 & 0 \\ 0 & 0.2 \end{bmatrix} \text{ και } K = \begin{bmatrix} 5 & -2 \\ -2 & 2 \end{bmatrix}$$

Η ανάλυση οδηγεί στο μητρώο ιδιοτιμών Ω

$$\Omega = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 12 \end{bmatrix}$$

και στο μητρώο ιδιομορφών Φ

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2] = \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix}$$

το οποίο παρουσιάζεται και κανονικοποιημένο

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2] = \begin{bmatrix} 0.8 & -0.2 \\ 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Για την περίπτωση αυτή μπορεί εύκολα να αποδειχθούν οι ιδιότητες ορθογωνισμού, δηλ. οι εξισώσεις 4.41, 4.44 και 4.45.

$$K\Phi = M\Phi\Omega \Rightarrow$$

$$\begin{bmatrix} 5 & -2 \\ -2 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.25 & 0 \\ 0 & 0.2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 12 \end{bmatrix} \Rightarrow$$

$$\begin{bmatrix} 2 & 6 \\ 0.4 & -4.8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 6 \\ 0.4 & -4.8 \end{bmatrix}$$

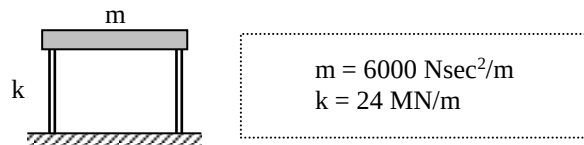
$$\phi_i^T M \phi_j = \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1.25 & 0 \\ 0 & 0.2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

και

$$\phi_i^T K \phi_j = \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 5 & -2 \\ -2 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0.4 \\ 1.25 & -2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 12 \end{bmatrix}$$

Παράδειγμα 4.2

Στο παράδειγμα αυτό ζητείται να προσδιοριστούν οι ιδιοσυχνότητες του μονοβάθμιου ταλαντωτή του Σχήματος 4.8.



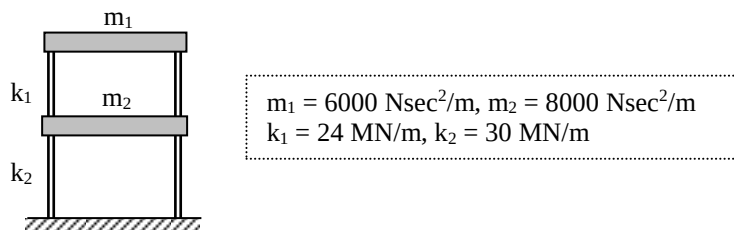
Σχήμα 4.8: Σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας

Η κυκλική ιδιοσυχνότητα προκύπτει από τη σχέση 4.46

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{24 \cdot 10^6}{6 \cdot 10^3}} = 63.246 \text{ rad/sec}$$

Παράδειγμα 4.3

Να προσδιοριστούν οι ιδιοσυχνότητες του συστήματος 2 βαθμών ελευθερίας του Σχήματος 4.9.



Σχήμα 4.9: Σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας

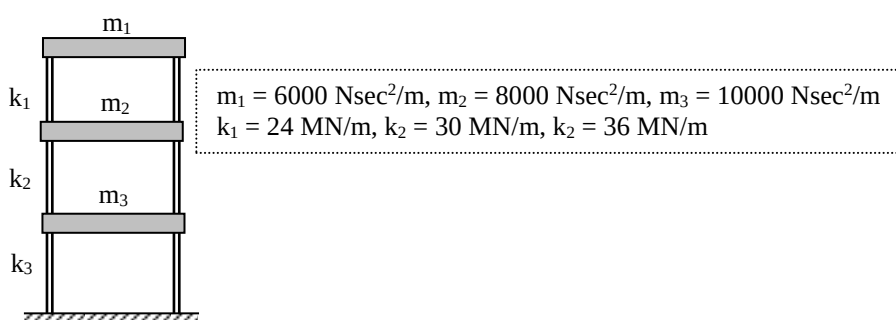
ΕΠΙΛΥΣΗ

Η κυκλική ιδιοσυχνότητα προκύπτει από τις Σχέσεις 4.47-4.50. Τελικά είναι

$$\omega_1 = 40.595 \text{ rad/sec} \quad \text{και} \quad \omega_2 = 95.404 \text{ rad/sec}$$

Παράδειγμα 4.4

Να προσδιοριστούν οι ιδιοσυχνότητες του συστήματος 3 βαθμών ελευθερίας του Σχήματος 4.10.



Σχήμα 4.10: Σύστημα τριών βαθμών ελευθερίας

Η κυκλική ιδιοσυχνότητα προκύπτει από τις Σχέσεις 4.57-4.59. Τελικά είναι

$$\omega_1 = 29.113 \text{ rad/sec}$$

$$\omega_2 = 78.492 \text{ rad/sec}$$

και

$$\omega_3 = 101.693 \text{ rad/sec}$$

4.4 ΦΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Ο προσδιορισμός της ιστορίας των δυνάμεων και των μετατοπίσεων μιας κατασκευής γενικά προκύπτει από την επίλυση της σχέσης 4.33. Πρόκειται για μια επίπονη διαδικασία, ιδιαίτερα για μεγάλες κατασκευές με εκατοντάδες ή και χιλιάδες βαθμούς ελευθερίας., αφού η παραπάνω σχέση αποτελεί μια εξίσωση μητρώων $N \times N$, η οποία πρέπει να επιλυθεί σε κάθε χρονικό βήμα, σημειώνοντας ότι ένα τυπικό σεισμικό συμβάν χωρίζεται συνήθως σε πάνω από 1000 βήματα.

Για τις περισσότερες κατασκευές αρκεί να υπολογιστούν οι μέγιστες τιμές της απόκρισης. Για τις εξισώσεις 4.23 και 4.25 αυτό σημαίνει να υπολογιστεί η μέγιστη τιμή της συνάρτησης απόκρισης $v(t)$. Η μέγιστη αυτή τιμή καλείται φασματική ταχύτητα η οποία προκύπτει από τη σχέση

$$S_V = \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi(t-\tau)\omega} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \right]_{\max} \quad (4.66)$$

Από την παραπάνω ανάπτυξη της θεωρίας και ειδικότερα από τη σχέση 4.24 προκύπτει η μέγιστη ή φασματική μετατόπιση

$$s_d = S_V / \omega \quad (4.67)$$

ενώ η μέγιστη ή φασματική ψευδοεπιτάχυνση είναι

$$s_a = \omega S_V \quad (4.68)$$

Το πρόθεμα ψευδο- τοποθετείται επειδή δεν είναι ακριβής η μέγιστη επιτάχυνση αλλά έχει προκύψει από την μέγιστη μετατόπιση s_d . Έτσι, βάσει της σχέσης 4.63, η μέγιστη μετατόπιση για κάθε ιδιομορφή n δίνεται από τη σχέση

$$u_{n,\max} = \phi_n Y_{n,\max} = \phi_n \frac{\phi_n^T \hat{M} \hat{I}}{\phi_n^T M \phi_n} \frac{S_{vn}}{\omega_n} \quad (4.69)$$

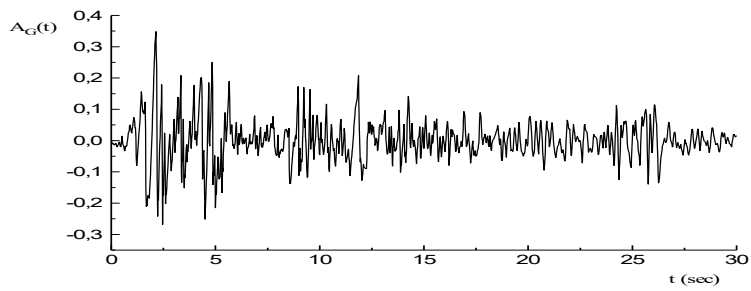
Η μέγιστη σεισμική δύναμη (ή διάτμηση βάσης) προκύπτει από τη μέγιστη φασματική ψευδοεπιτάχυνση και είναι

$$Q_{\max} = m s_a \quad (4.70)$$

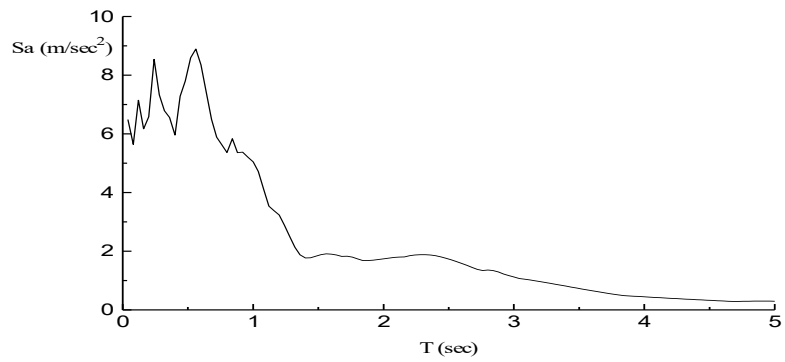
ή πιο αναλυτικά για κάθε ιδιομορφή n

$$Q_{n,\max} = M \phi_n \omega_n^2 Y_{n,\max} = M \phi_n \frac{\phi_n^T \hat{M} \hat{I}}{\phi_n^T M \phi_n} S_{an} \quad (4.71)$$

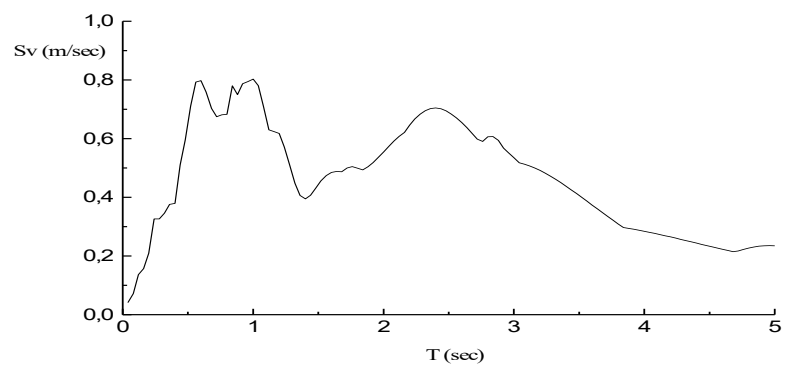
Η εξίσωση 4.66 μπορεί να υπολογιστεί για διάφορα μονοβάθμια συστήματα, με διαφορετικές ιδιοπεριόδους, και να σχεδιαστεί η καμπύλη της μέγιστης απόκρισης. Η καμπύλη αυτή ονομάζεται φάσμα απόκρισης. Κατά αυτό το τρόπο μπορεί να υπολογιστεί μια οικογένεια καμπυλών για κάθε διέγερση που να δείχνει και την επίδραση της απόσβεσης. Οι μέγιστες αποκρίσεις ενός μονοβάθμιου συστήματος μπορούν να προκύψουν κατευθείαν από τα φάσματα και τις εξισώσεις 4.66-4.71. Σαν παράδειγμα καταγραφής και φασμάτων αυτής για ποσοστά κρίσιμης απόσβεσης $\xi=5\%$, αναφέρεται η συνιστώσα Βορρά-Νότου του σεισμού Elcentro της 18/5/1940.



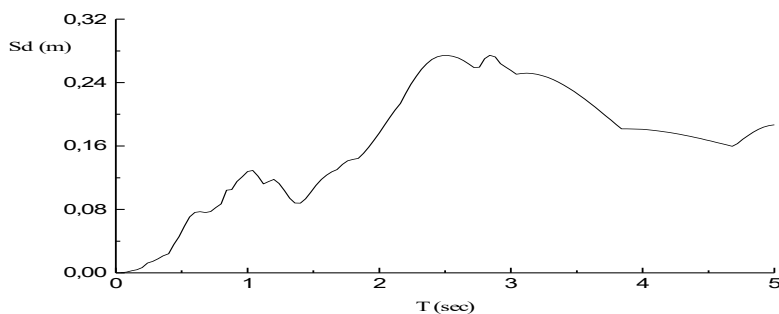
Σχήμα 4.11: Η εδαφική κίνηση της συνιστήσας N-S του σεισμού Elcentro.



Σχήμα 4.12: Φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων



Σχήμα 4.13: Φάσμα ψευδοταχυτήτων



Σχήμα 4.14: Φάσμα μετατοπίσεων

Η πιο συντηρητική μέθοδος που μπορεί να εφαρμοστεί για να υπολογιστεί η μέγιστη τιμή της μετατόπισης ή της δύναμης μέσα σε μια κατασκευή είναι να χρησιμοποιηθεί το άθροισμα των απόλυτων τιμών απόκρισης για τις ιδιομορφές. Αυτή η προσέγγιση υποθέτει ότι οι μέγιστες τιμές, για όλες τις ιδιομορφές, εμφανίζονται την ίδια χρονική στιγμή. Οι μέγιστες τιμές των ιδιομορφών δεν πραγματοποιούνται την ίδια χρονική στιγμή ούτε παρουσιάζουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο. Για το λόγο αυτό δεν μπορούν να συνδυαστούν άμεσα ώστε να προκύψει η συνολική μέγιστη απόκριση.

Ένας πολύ καλός συνδυασμός είναι αυτός που παρουσιάζει πιθανολογική βάση. Έτσι, μια πολύ κοινή προσέγγιση είναι να χρησιμοποιηθεί η τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων, (Square Root of the Sum of the Squares – SRSS), στις μέγιστες τιμές προκειμένου να υπολογιστούν οι τιμές της μετατόπισης ή των δυνάμεων. Η μέθοδος SRSS υποθέτει ότι όλες οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές είναι στατιστικά ανεξάρτητες. Η προσέγγιση αυτή είναι συνήθως αλλά όχι αναγκαστικά συντηρητική. Για παράδειγμα, στο πρόβλημα του τριώροφου κτιρίου, η μέγιστη μετατόπιση της κορυφής δίνεται από τη σχέση

$$u_{a,max} \approx \sqrt{u_{a1,max}^2 + u_{a2,max}^2 + u_{a3,max}^2} \quad (4.72)$$

Αξιοσημείωτη είναι επίσης η παρατήρηση ότι απαιτείται η εφαρμογή μόνο των πρώτων ιδιομορφών για να προκύψει η μέγιστη απόκριση αγνοώντας τις υπόλοιπες. Η παρατήρηση αυτή είναι πάρα πολύ σημαντική ιδιαίτερα σε κατασκευές με εκατοντάδες ή χιλιάδες βαθμούς ελευθέριας και για το λόγο αυτό έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς σε όλο το κόσμο.

Για τρισδιάστατες κατασκευές, στις οποίες ένας μεγάλος αριθμός συχνοτήτων είναι σχεδόν ίδιος, η υπόθεση αυτή πρακτικά δεν ισχύει. Μια νέα σχετικά μέθοδος συνδυασμού ιδιομορφών είναι ο πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός, (Complete Quadratic Combination - CQC), των Wilson et al. (1981). Είναι βασισμένη στις θεωρίες τυχαίων ταλαντώσεων και έχει βρει την ευρεία αποδοχή από τους περισσότερους μηχανικούς ενώ έχει ενσωματωθεί ως επιλογή στα περισσότερα σύγχρονα προγράμματα υπολογιστών για τη σεισμική ανάλυση των κατασκευών.

Η μέγιστη τιμή μιας χαρακτηριστικής δύναμης μπορεί τώρα να υπολογιστεί, από τις μέγιστες τιμές ιδιομορφικών δυνάμεων f_n και f_m , με τη μέθοδο CQC, με την εφαρμογή της ακόλουθης εξίσωσης

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m \rho_{nm} f_n f_m} \quad (4.73)$$

όπου

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2 (1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2} \quad (4.74)$$

με

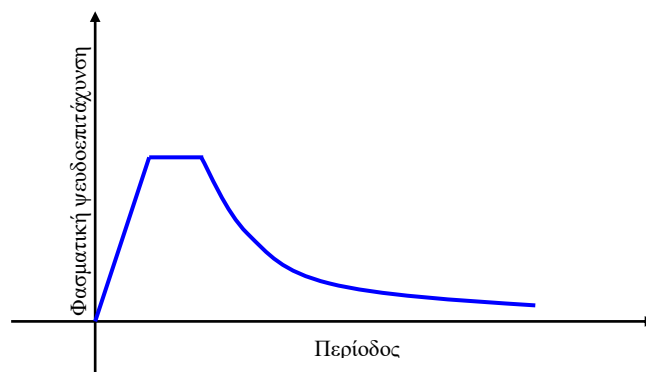
$$r = \begin{cases} \frac{\omega_n}{\omega_m} & \omega_n < \omega_m \\ \frac{\omega_m}{\omega_n} & \omega_m < \omega_n \end{cases} \quad \text{για} \quad (4.75)$$

Η μέθοδος αυτή θεωρεί σταθερό ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ξ , για κάθε ιδιομορφή, μια παραδοχή που ισχύει για τις περισσότερες περιπτώσεις στην πράξη. Η παράμετρος ρ_{nm} παρουσιάζει συμμετρία.

Η σχέση 4.73 πρέπει να εφαρμοστεί για όλες τις ιδιομορφές και μπορεί να χρησιμοποιηθεί επίσης για συνδυασμό ιδιομορφικών μετατοπίσεων, επιταχύνσεων κ.α.

Ένα άλλο χαρακτηριστικό της μεθόδου φάσματος απόκρισης είναι η μορφή του ίδιο του φάσματος. Όπως φαίνεται και από τα Σχήματα 4.12 έως 4.14, τα φάσματα παρουσιάζουν μια μη ομαλή μορφή η οποία είναι δύσκολο να περιγραφεί από μια ή ένα σύνολο εξισώσεων. Πρόσθετα, δεν είναι προφανώς εκ των προτέρων γνωστοί οι σεισμοί που θα καταπονήσουν τις κατασκευές στ η διάρκεια ζωής τους. Έτσι, ένα συγκεκριμένο φάσμα πραγματικού σεισμού δεν

μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό μιας κατασκευής. Αντίθετα, στην πράξη χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού. Τα φάσματα αυτά είναι ομαλές καμπύλες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 14.15, δεδομένου ότι προορίζονται να είναι ο μέσος όρος πολλών σεισμών. Σήμερα, οι περισσότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί στον κόσμο ορίζουν φάσματα σχεδιασμού με τη μορφή που παρουσιάζεται στο Σχήμα 14.15.



Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ), καθορίζουν συγκεκριμένες εξισώσεις για κάθε σειρά της καμπύλης φάσματος, για διαφορετικούς τύπους εδάφους. Επίσης, για μεγάλης σημασίας κατασκευές αποτελεί πλέον κοινή πρακτική η ανάπτυξη αναπτυχθεί ένα εξαρτώμενο της περιοχής φάσμα σχεδιασμού που λαμβάνει υπόψη την επίδραση των τοπικών εδαφικών χαρακτηριστικών και της απόστασης από τα πλησίον ρήγματα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Bathe, K.J., 1996.** *Finite element Procedures*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Cheng, F.Y. 2001.** *Matrix Analysis of Structural Dynamics*, Marcel & Dekker, New York.
- Chopra, A. K., (1995),** Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, N.J.
- Clough, R. W. & Penzien, J. (1975),** Dynamics of structures, Mc Graw Hill, N.Y.
- Humar, J. L. (1990),** Dynamics of structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Karabalis, D. L., & Beskos, D. E. (1996),** Numerical methods in earthquake engineering, in "Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures: a handbook", Beskos, D. E. & Anagnostopoulos, S. A. (eds), CMP.
- Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T. & Flannery, B.P. 1992.** *Numerical Recipes in Fortran 77 : The Art of Scientific Computing*, 2nd Edition, Cambridge University Press.



5

Συστήματα σεισμικής μόνωσης και απορρόφησης ενέργειας

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι ισχυροί σεισμοί μεταδίδουν σημαντικά ποσά ενέργειας στις κατασκευές και μπορούν να τις εξαναγκάσουν σε υπερβολική παραμόρφωση ή ακόμα και να καταρρεύσουν. Για την αποφυγή κινδύνου κατάρρευσης των κατασκευών, πρέπει αυτές να έχουν την ικανότητα να απελευθερώσουν αυτήν την ενέργεια που εισάγεται από τη σεισμική διέγερση μέσω είτε ενός μηχανισμού απόσβεσης είτε της ανελαστικής παραμόρφωσης τους. Το θέμα του ενεργειακής απορρόφησης γίνεται ακόμα εντονότερο για τις κατασκευές γεφυρών επειδή οι περισσότερες γέφυρες, ειδικά γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων, έχουν πολύ χαμηλή απόσβεση υλικού, συνήθως λιγότερο από 5% της κρίσιμης απόσβεσης. Όταν οι κατασκευές υποβάλλονται σε ισχυρές εδαφικές κινήσεις σεισμού, μπορούν να εμφανιστούν υπερβολικές παραμορφώσεις εξαιτίας του μικρού μεγέθους της απόσβεσης και της ανελαστικής παραμόρφωσης. Για τις κατασκευές που σχεδιάζονται κυρίως για τα φορτία βαρύτητας και λειτουργίας, η υπερβολική παραμόρφωση οδηγεί σε σημαντική βλάβη ή ακόμα και σε κατάρρευση. Ακόμη και οι βλάβες που δεν οδηγούν σε κατάρρευση της κατασκευής απαιτούν πολλές φορές πολύ δαπανηρή αποκατάστασή τους και συνεπώς κρίνονται απαράδεκτες. Τα υπάρχοντα πρότυπα και οι προδιαγραφές σχεδιασμού των κατασκευών είναι βασισμένα στη φιλοσοφία της αποδοχής δευτερεύουσας ή ακόμα και σημαντικής βλάβης σε αυτές αλλά σε καμία περίπτωση της κατάρρευσης τους.

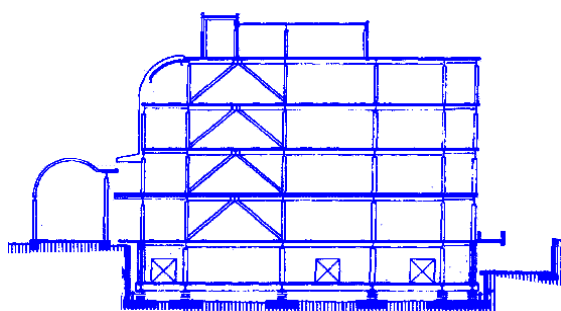
Η ανάλυση των βλαβών από ένα πρόσφατο σεισμικό συμβάν οδηγεί στην αναθεώρηση αυτών των προτύπων σχεδιασμού καθώς και μια αλλαγή της φιλοσοφίας σχεδιασμού. Παραδείγματος χάριν, τα πιο πρόσφατα κριτήρια σχεδιασμού γεφυρών για την Καλιφόρνια (ATC-32, 1996) συστήνουν τη χρήση ενός κριτηρίου άμεσης εκπλήρωσης στόχου (performance based design) δύο επιπέδων που απαιτεί ότι μια γέφυρα σχεδιάζεται τόσο για το σεισμό που αφορά την ασφάλεια όσο και για το σεισμό λειτουργικότητας. Ο σεισμός για την εκτίμηση της ασφάλειας ορίζεται ως ένα γεγονός που έχει μια πολύ χαμηλή πιθανότητα εμφάνισης κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού μιας κατασκευής. Για αυτόν τον σεισμό σχεδιασμού, μια κατασκευή αναμένεται να υποστεί περιορισμένες βλάβες σημαντικού μεγέθους ή άμεσα επισκευάσιμες. Ο σεισμός λειτουργικότητας ορίζεται ως ένα γεγονός που έχει μια λογική πιθανότητα να εμφανιστεί μια φορά ή περισσότερες κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού μιας κατασκευής. Οι βλάβες που προκύπτουν κάτω από αυτό το γεγονός πρέπει να είναι άμεσα επισκευάσιμες και να έχουν τη μικρότερη δυνατή έκταση για τις σημαντικές κατασκευές. Αυτά τα κριτήρια σχεδιασμού έχουν δώσει ιδιαίτερη έμφαση στον έλεγχο της συμπεριφοράς των κατασκευών για τη σεισμική καταπόνησή τους. Τα τελευταία χρόνια, έχουν καταβληθεί σημαντικές προσπάθειες από την εφαρμοσμένη δομική μηχανική για την αναζήτηση των καινοτόμων μεθοδολογιών ώστε να ελεγχθεί κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η ενέργεια που εισάγεται, η απορρόφησή της από την κατασκευή καθώς και ο έλεγχος της απόκρισης των κατασκευών. Αυτές οι προσπάθειες έχουν οδηγήσει στην ανάπτυξη των τεχνικών σεισμικών απομόνωσης (seismic isolation techniques), των διάφορων συστημάτων συμπληρωματικής ενεργειακής απορρόφησης (supplemental energy dissipation devices), και των τεχνικών ενεργητικού ελέγχου των κατασκευών (active structural control techniques). Μερικές εφαρμογές αυτών των καινοτόμων τεχνικών ελέγχου των κατασκευών έχουν αποδειχθεί οικονομικώς αποδοτικές ενώ σε μερικές περιπτώσεις, μπορούν να είναι ο μόνος τρόπος να επιτευχθεί μια ικανοποιητική λύση. Επιπλέον, με την υιοθέτηση των νέων κριτηρίων σχεδιασμού, σύντομα οι καινοτόμες αυτές τεχνολογίες ελέγχου των κατασκευών θα είναι η επιλογή περισσότερων δομικών μηχανικών επειδή προσφέρουν τις οικονομικές εναλλακτικές λύσεις έναντι των παραδοσιακών μέτρων προστασίας από τους σεισμούς. Το κεφάλαιο αυτό αφιερώνεται στις εξελίξεις και τις εφαρμογές αυτών των καινοτόμων τεχνολογιών στις κατασκευές. Μετά από μια παρουσίαση των βασικών εννοιών, παρουσιάζονται η προσομοίωση, οι μέθοδοι ανάλυσης καθώς και συνοπτικές περιγραφές των πιο σημαντικών τύπων συστημάτων σεισμικής απομόνωσης και απορρόφησης ενέργειας. Στη συνέχεια εξετάζονται οι απαιτήσεις των διαδικασιών σχεδιασμού καθώς και μια αναθεώρηση των κανονισμών. Τέλος, παρουσιάζεται ένα ολοκληρωμένο παράδειγμα σχεδιασμού μιας σεισμικά απομονωμένης κατασκευής.

5.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΜΟΝΩΣΗ

5.2.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ

Η διαδικασία μιας κατασκευής που αποκρίνεται στις εδαφικές κινήσεις σεισμού αντιστοιχεί ως ένα ορισμένο βαθμό σε μια διαδικασία συντονισμού. Η ένταση του συντονισμού συσχετίζεται άμεσα με το ποσό της ενέργειας και του περιεχομένου συχνотήτων της φόρτισης σεισμού. Επομένως, ο έλεγχος της απόκρισης μιας κατασκευής μπορεί να επιτευχθεί είτε με την εύρεση μεθόδων που αποτρέπουν ως ένα ορισμένο βαθμό το συντονισμό είτε με την παροχή ενός συμπληρωματικού μηχανισμού ενεργειακής απορρόφησης, είτε με τη χρήση και των δύο αυτών φιλοσοφιών. Εάν σε μια κατασκευή μπορεί να αποκλειστεί σε μεγάλο βαθμό η εισαγωγή σημαντικού ποσού σεισμικής ενέργειας, η κατασκευή είναι ασφαλής. Αυτό είναι η βασική ιδέα πίσω από τη σεισμική απομόνωση. Ένας μονωτήρας που τοποθετείται μεταξύ της ανωδομής και της θεμελίωσης των οικοδομικών έργων, ή μεταξύ του καταστρώματος και των βάθρων στις γέφυρες, ουσιαστικά αυξάνει τη θεμελιώδη περίοδο της κατασκευής έτσι ώστε αυτή δεν αποκρίνεται στο πιο καταστρεπτικό ενεργειακό περιεχόμενο του σεισμού. Το μεγαλύτερο μέρος της παραμόρφωσης εμφανίζεται στο μονωτήρα αντί στα μέλη της κατασκευής, με συνέπεια τη χαμηλότερη σεισμική καταπόνηση σε αυτά. Εάν είναι αδύνατο να απομακρυνθεί το καταστρεπτικό ενεργειακό περιεχόμενο από την κατασκευή, κρίνεται απαραίτητη η χρησιμοποίηση των συμπληρωματικών συστημάτων απόσβεσης για να απελευθερωθεί η ενέργεια εισαγωγής σεισμού και για να μειωθούν οι κατασκευαστικές βλάβες.

Στο Σχήμα 5.1 παρουσιάζεται μια διατομή για το πρώτο σεισμικά απομονωμένο κτίριο στις Ηνωμένες Πολιτείες: το Κέντρο Δικαιοσύνης και Νόμου στη νότια Καλιφόρνια. Αυτό το κτίριο απομονώθηκε σεισμικά με τη χρήση ελαστομερών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης, στη δεκαετία του 1980.

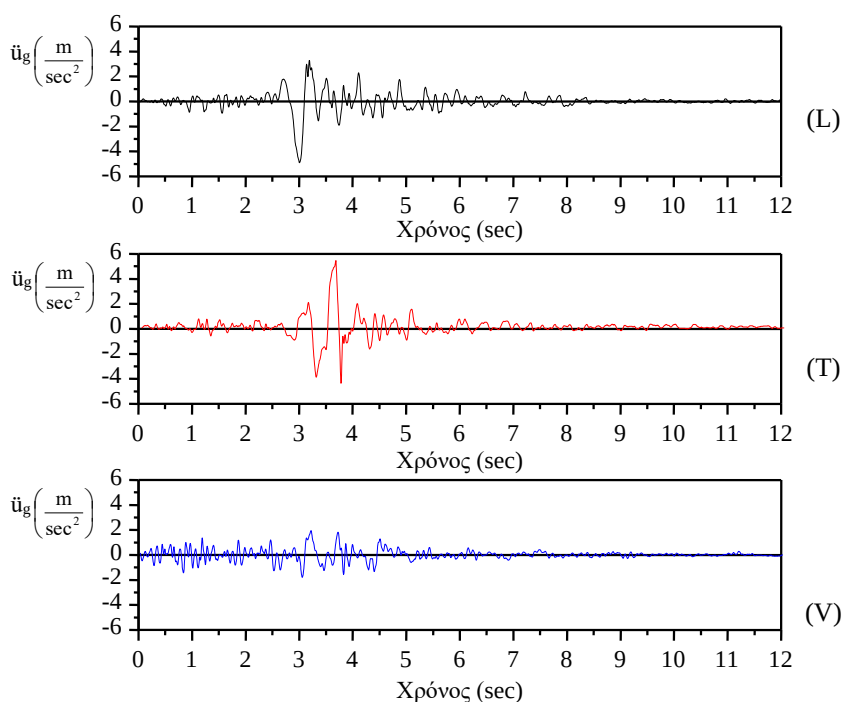


Σχήμα 5.1: Το πρώτο σεισμικά απομονωμένο κτίριο στις Ηνωμένες Πολιτείες

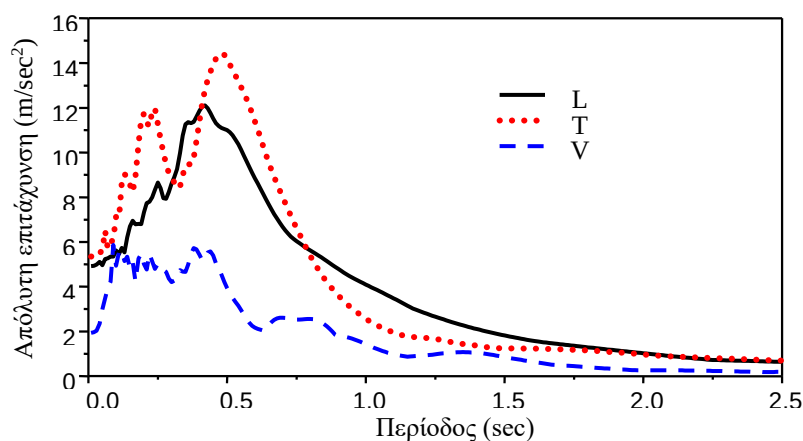
Παρακάτω, η θεωρητική βάση, η διαμόρφωση και οι μέθοδοι ανάλυσης θα παρουσιαστούν κυρίως βασισμένες στην έννοια της ανάλυσης φάσματος απόκρισης σεισμού.

5.2.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

Η ανάλυση φάσματος απόκρισης σεισμού είναι ίσως η πλέον εφαρμοσμένη μέθοδος της αντισεισμικής μηχανικής στο σχεδιασμό κατασκευών. Σύμφωνα με τον ορισμό, ένα φάσμα απόκρισης σεισμού είναι ένα διάγραμμα της μέγιστης απόκρισης (μέγιστη μετατόπιση, ταχύτητα, επιτάχυνση) σε μια συγκεκριμένη εδαφική κίνηση σεισμού και για ένα συγκεκριμένο ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης, για όλα τα πιθανά συστήματα ενός βαθμού ελευθερίας τα οποία παρουσιάζονται στο διάγραμμα αυτό με τη θεμελιώδη περίοδο ή τη θεμελιώδη συχνότητα τους. Στο Σχήμα 5.2 παρουσιάζονται οι τρεις καταγραφές εδαφικής επιτάχυνσης, δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη, για το σεισμό του Αιγίου (1995) ενώ στο Σχήμα 5.3 το φάσμα απόκρισης των καταγραφών αυτών για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ίσο με 5%.



Σχήμα 10.2: Σεισμός Αιγίου (1995) - καταγραφή εδαφικής επιτάχυνσης

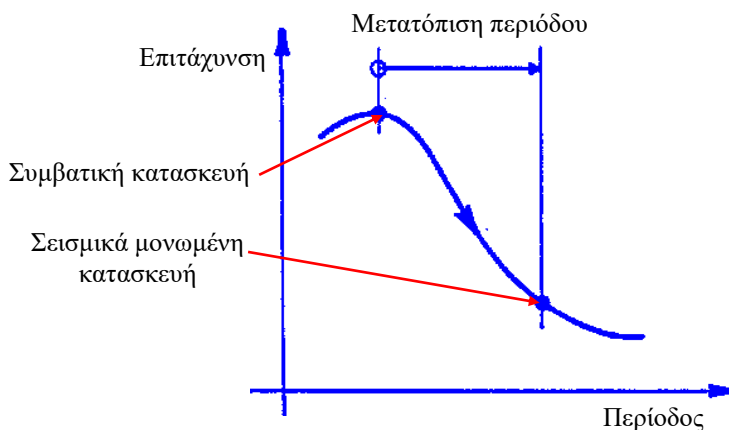


Σχήμα 10.3: Φάσμα απολύτων επιταχύνσεων του σεισμού του Αιγίου

Ένα φάσμα απόκρισης όχι μόνο αποκαλύπτει πως αποκρίνονται τα συστήματα με διαφορετικές θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης σε μια εδαφική κίνηση σεισμού, για τις διαφορετικές τιμές απόσβεσης, τους εδαφικές συνθήκες και άλλους παράγοντες, αλλά πρόσθετα επιδεικνύει πώς αυτοί οι παράγοντες επηρεάζουν την απόκριση μιας κατασκευής. Από ενεργειακή άποψη, το φάσμα απόκρισης μπορεί επίσης να φανερώσει το κρίσιμο ενεργειακά περιεχόμενο συχνοτήτων ενός σεισμού. Με δεδομένο το γεγονός ότι οι σεισμοί είναι ουσιαστικά τυχαία φαινόμενα, ένα φάσμα απόκρισης για έναν ιδιαίτερο σεισμό μπορεί να μην είναι αρκετό ώστε να αντιπροσωπεύσει τις εδαφικές κινήσεις σεισμού στις οποίες μια κατασκευή μπορεί να δοκιμαστεί κατά τη διάρκεια ζωής της. Επομένως, το φάσμα σχεδίου, που ενσωματώνει τα φάσματα απόκρισης για διάφορους σεισμούς και ως εκ τούτου αντιπροσωπεύει ένα είδος "μέσης" απόκρισης, χρησιμοποιείται γενικά στο σεισμικό σχεδιασμό. Αυτά τα φάσματα σχεδιασμού εμφανίζονται γενικά να είναι ομαλά ή να αποτελούνται από μια σειρά ευθειών γραμμών. Η λεπτομερής συζήτηση της κατασκευής και της χρήσης των φασμάτων σχεδίου είναι πέρα από το πεδίο αυτού του κεφαλαίου και οι συμπληρωματικές πληροφορίες μπορούν να βρεθούν στο Κεφάλαιο 4.

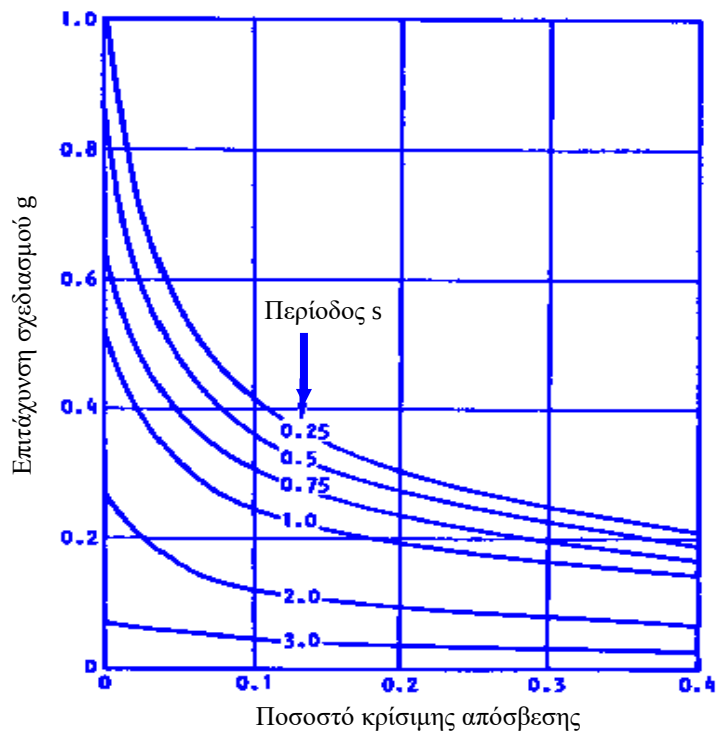
Από την παρατήρηση των φασμάτων απόκρισης/σχεδιασμού φαίνεται ότι η μεταβολή της φυσικής περιόδου ή/και του επιπέδου απόσβεσης μιας κατασκευής μπορεί αποτελεσματικά να τροποποιήσει τη δυναμική απόκρισή της. Με την παρεμβολή μιας σχετικά εύκαμπτης απομόνωσης αντί μιας συμβατικής κατασκευής μεταξύ της ανωδομής και της θεμελίωσης των

οικοδομικών έργων, ή μεταξύ του καταστρώματος και των βάθρων στις γέφυρες, τα σεισμικά συστήματα απομόνωσης είναι σε θέση να αυξάνουν τη φυσική περίοδο της κατασκευής, από μια χαρακτηριστική τιμή μικρότερη από 1 sec σε 3 έως 5 sec. Η εφαρμογή αυτή οδηγεί συνήθως σε μια μείωση της προσκληθείσας σεισμικής απόκρισης και της δύναμης στο 1/3 ή ακόμα και στο 1/8 σε σχέση με τις συμβατικές κατασκευές (DIS 1994) όπως φαίνεται π.χ. στο Σχήμα 5.4.



Σχήμα 5.4: Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στη φασματική επιτάχυνση

Όσον αφορά στην επίδραση της απόσβεσης, οι περισσότερες συμβατικές κατασκευές έχουν πολύ μικρή απόσβεση υλικού, συνήθως από 1 έως και 5% της κρίσιμης απόσβεσης. Η εισαγωγή της επιπρόσθετης απόσβεσης κρίνεται απαραίτητη για να μειώσει την απόκριση μιας κατασκευής. Μια σύστημα ή ένας μηχανισμός απόσβεσης είναι επίσης ένα απαραίτητο τμήμα οποιουδήποτε επιτυχούς σεισμικού συστήματος απομόνωσης. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, στις απομονωμένες κατασκευές η σεισμική παραμόρφωση εμφανίζεται κυρίως στο μονωτήρα. Πολλοί παράγοντες περιορίζουν την επιτρεπόμενη παραμόρφωση για έναν μονωτήρα, π.χ., περιορισμός χώρου, απαίτηση ευστάθειας κ.λ.π. Για να ελεγχθεί η παραμόρφωση των μονωτήρων εισάγεται πρόσθετη απόσβεση στα συστήματα απομόνωσης. Πρέπει να επισημανθεί ότι η αποτελεσματικότητα της αυξανόμενης απόσβεσης στη μείωση της απόκρισης μιας κατασκευής, μειώνεται πέρα από ένα ορισμένο επίπεδο απόσβεσης, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.5 (Zhang 2000).

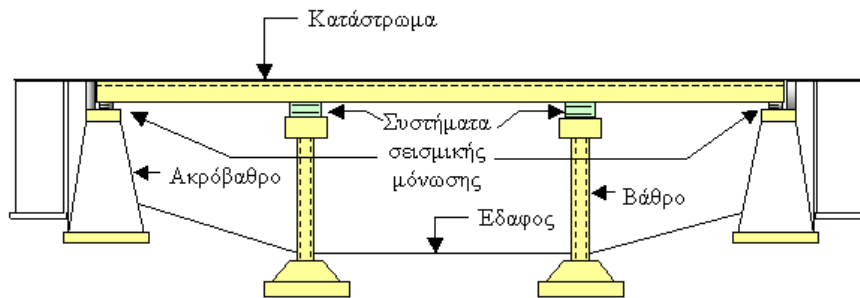


Σχήμα 5.5: Επίδραση της απόσβεσης στο φάσμα απόκρισης

Έτσι, γίνεται φανερό ότι αν και η επιτάχυνση μειώνεται πάντα με την αυξανόμενη απόσβεση, το ποσοστό μείωσής της γίνεται χαμηλότερο καθώς η αναλογία απόσβεσης αυξάνεται. Επομένως, στο σχεδιασμό της συμπληρωματικής απόσβεσης για μια κατασκευή, πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι υπάρχει η βέλτιστη, δηλ. με το μικρότερο κόστος, προστιθέμενη απόσβεση για μια κατασκευή. Πέρα από αυτήν, η περαιτέρω μείωση της απόκρισης προκύπτει με υψηλότερο κόστος.

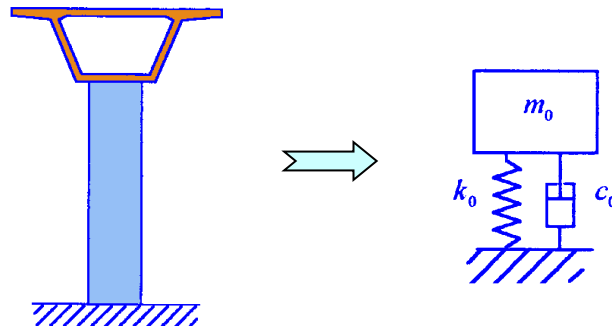
5.2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η προσομοίωση των σεισμικά απομονωμένων κατασκευών. Έστω μια οδογέφυρα στην οποία έχει εφαρμοστεί ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.6.



Σχήμα 5.6: Σεισμικά μονωμένη γέφυρα

Ένα απλουστευμένο μοντέλο συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας της γέφυρας χωρίς σύστημα σεισμικής μόνωσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.7. Η μάζα της κατασκευής συμβολίζεται με m_0 , η ακαμψία αντιστοιχεί στη σταθερά ελατηρίου k_0 , και η απόσβεση στον ιξώδη συντελεστή απόσβεσης c_0 .



Σχήμα 5.7: Προσομοίωση συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας

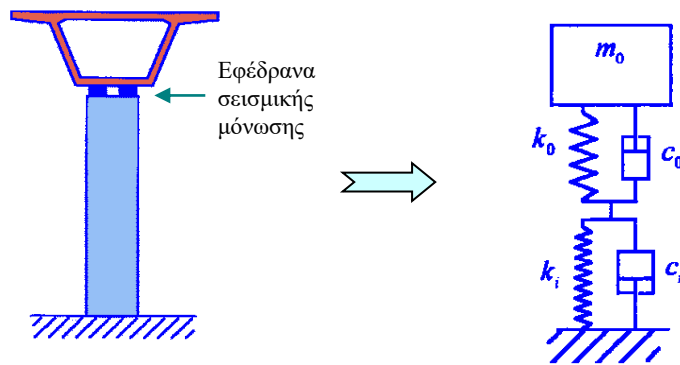
Η εξίσωση της κίνησης για το παραπάνω σύστημα, όταν υποβάλλεται σε μια διέγερση εδαφικής επιτάχυνσης σεισμού $\ddot{u}_g$, δίνεται από την παρακάτω σχέση η οποία εξετάστηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4

$$m_0\ddot{u} + c_0\dot{u} + k_0u = -m\ddot{u}_g \quad (5.1)$$

Η θεμελιώδης περίοδος κίνησης T_0 , είναι ο χρόνος που απαιτείται για το σύστημα ώστε αυτό να ολοκληρώσει έναν πλήρη κύκλο ταλάντωσης και εκφράζεται από τη σχέση

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{k_0}} \quad (5.2)$$

Στο παράδειγμα αυτό, η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης αφορά την τοποθέτηση μονωτήρων στο ανώτερο άκρο των βάθρων της γέφυρας, διαχωρίζοντας με τον τρόπο αυτό το κατάστρωμα από την υπόλοιπη κατασκευή. Η προσθήκη ενός σεισμικού μονωτήρα σε αυτό το σύστημα μπορεί να εξιδανικευτεί ως ένα πρόσθετο στοιχείο ακαμψίας με σταθερά ελατηρίου k_i και μια διάταξη ιξώδους απόσβεσης με συντελεστή c_i , όπως παρουσιάζεται και στο Σχήμα 5.8.



Σχήμα 5.8: Προσομοίωση σεισμικά απομονωμένου συστήματος

Η συνδυασμένη ακαμψία του απομονωμένου συστήματος γίνεται τώρα

$$K = \frac{k_0 k_i}{k_0 + k_i} \quad (5.3)$$

ενώ η απόκριση του συστήματος αυτού περιγράφεται από την αντίστοιχη εξίσωση κίνησης

$$m_0 \ddot{u} + (c_0 + c_i) \dot{u} + Ku = -m \ddot{u}_g \quad (5.4)$$

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος προκύπτει από τη σχέση

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m_0}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{m_0(k_0 + k_i)}{k_0k_i}} \quad (5.5)$$

Από τις παραπάνω σχέσεις είναι φανερό ότι η κατάλληλη επιλογή των σεισμικών μονωτήρων οδηγεί σε ελεγχόμενη απόκριση. Για παράδειγμα, με την εφαρμογή σεισμικών μονωτήρων με δυσκαμψία $k_i = k_0/8$ οδηγεί σε μια ιδιοπερίοδο $T = 3T_0$.

Τα πιο σύνθετα δομικά συστήματα θα πρέπει να αντιμετωπιστούν ως συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας (MDOF) όπου η βασική αρχή είναι η ίδια. Σε αυτές τις περιπτώσεις, τα στοιχεία δυσκαμψίας θα προστεθούν σε κατάλληλες θέσεις για να διαμορφώσουν τελικά την επίδραση των μονωτήρων.

5.2.4 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

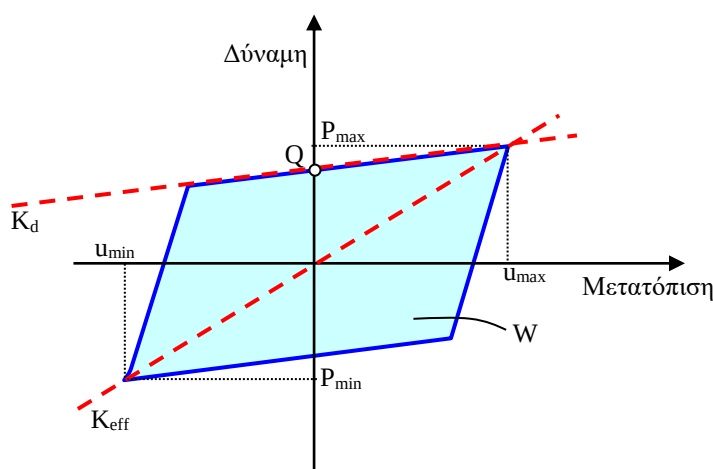
Πολλοί διαφορετικοί τύποι τεχνικών σεισμικής απομόνωσης έχουν αναπτυχθεί και εξεταστεί για τις αντισεισμικές εφαρμογές κατά τη διάρκεια των τελευταίων τριών δεκαετιών. Οι βασικές μορφές και οι ευρύτερα αναγνωρισμένες και χρησιμοποιημένες συστήματα θα παρουσιαστούν σε αυτήν την ενότητα.

ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ ΑΠΟ ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ ΥΛΙΚΑ

Οι μονωτήρες από ελαστομερή υλικά, στην απλούστερη μορφή τους, είναι εφέδρανα που γίνονται από το ελαστικό, σε κυλινδρική ή ορθογωνική μορφή. Όταν εγκαθίστανται στα βάθρα γεφυρών, τα ελαστομερή εφέδρανα χρησιμεύουν και ως προς την κατακόρυφη έννοια για τα φορτία λειτουργίας και ως πλευρικές συστήματα απομόνωσης για τα σεισμικά φορτία. Αυτό απαιτεί ότι τα εφέδρανα είναι δύσκαμπτα όσον αφορά τα κάθετα φορτία αλλά σχετικά εύκαμπτα όσον αφορά τα πλευρικά σεισμικά φορτία. Προκειμένου να είναι εύκαμπτα, τα εφέδρανα απομόνωσης πρέπει να γίνουν πολύ παχύτερα από τα συμβατικά ελαστομερή εφέδρανα που χρησιμοποιούνται στο συμβατικό σχεδιασμό γεφυρών. Η εισαγωγή των οριζόντιων λεπίδων χάλυβα, όπως στην περίπτωση ενισχυμένων από χάλυβα ελαστομερών εφεδράνων, αυξάνει σημαντικά την κατακόρυφη ακαμψία τους και βελτιώνει την ευστάθειά τους κάτω από τα οριζόντια φορτία. Το συνολικό πάχος ελαστικού επηρεάζει ουσιαστικά τη μέγιστη επιτρεπόμενη πλευρική μετατόπιση και την περίοδο ταλάντωσης.

Ένα πρόβλημα που συνδέεται με τη χρησιμοποίηση εφεδράνων μόνο από ελαστικό για τη σεισμική απομόνωση είναι ότι αυτά εύκολα θα υποστούν υπερβολική παραμόρφωση κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Αυτό, σε πολλές περιπτώσεις, θα διακινδύνευε την ευστάθεια του εφεδράνου και της κατασκευής που αυτό υποστηρίζει. Μια λύση είναι να προστεθεί μια σύστημα ή ένας μηχανισμός ενεργειακής απορρόφησης στο εφέδρανο απομόνωσης. Ο ευρύτερα χρησιμοποιημένος μηχανισμός ενεργειακής απορρόφησης στο εφέδρανο απομόνωσης είναι η εισαγωγή ενός πυρήνα μολύβδου στο κέντρο του. Ο μολύβδος έχει μια υψηλή αρχική διατμητική δυσπαραμορφωσιμότητα και μια σχετικά χαμηλή διατμητική αντοχή. Επίσης, έχει ουσιαστικά ελαστική-πλαστική συμπεριφορά με καλή συμπεριφορά σε κόπωση για τους ανελαστικούς κύκλους. Παρέχει μια υψηλή οριζόντια ακαμψία για την αντίσταση φορτίων λειτουργίας και μια υψηλή ενεργειακή απορρόφηση για το ισχυρό σεισμικό φορτίο, που το καθιστά ιδανικό για τη χρήση με τα ελαστομερή εφέδρανα. Αυτός ο τύπος εφεδράνων απομόνωσης με πυρήνες μολύβδου, επίσης γνωστός ως LRB (Lead core Rubber Bearing), αναπτύχθηκε και κατοχυρώθηκε με δίπλωμα ευρεσιτεχνίας από την εταιρία DIS.

Ένα τυπικό ιδεατό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για τα ελαστομερή εφέδρανα παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.9.



Σχήμα 5.9: Τυπικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης ελαστομερών εφεδράνων

Τα ελαστομερή εφέδρανα μπορούν να προσομοιωθούν ως γραμμικά ιξωδοελαστικά με ενεργή δυσκαμψία που δίνεται από τη σχέση

$$K_{\text{eff}} = \frac{|P_{\text{max}}| + |P_{\text{min}}|}{|u_{\text{max}}| + |u_{\text{min}}|} \quad (5.6)$$

και συντελεστή ιξώδους απόσβεσης

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{W}{K_{\text{eff}} d^2} \quad (5.7)$$

όπου W είναι το συνολικό εμβαδόν στον κύκλο φόρτισης του Σχήματος 5.9. Επίσης, τα ελαστομερή εφέδρανα μπορούν να προσομοιωθούν με διγραμμικά μοντέλα όπου χαρακτηριστικά μεγέθη αποτελούν το φορτίο Q και η δυσκαμψία K_d .

Τα ελαστομερή εφέδρανα μεγάλης απόσβεσης προσομοιώνονται συνήθως με γραμμικά ιξωδοελαστικά μοντέλα, όπου η ενεργή δυσκαμψία δίνεται από τη σχέση

$$K_{\text{eff}} = \frac{GA}{h} \quad (5.8)$$

όπου A είναι το εμβαδόν επιφάνειας, G το μέτρο διάτμησης (για συγκεκριμένα κατακόρυφα φορτία και μέγιστη μετατόπιση) και h το συνολικό ύψος του ελαστικού. Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου προσομοιώνονται συνήθως με διγραμμικά μοντέλα όπου η δύναμη Q αντιστοιχεί στη διαρροή του μολύβδου και συνεπώς

$$Q = A_{\mu} \sigma_y \quad (5.9)$$

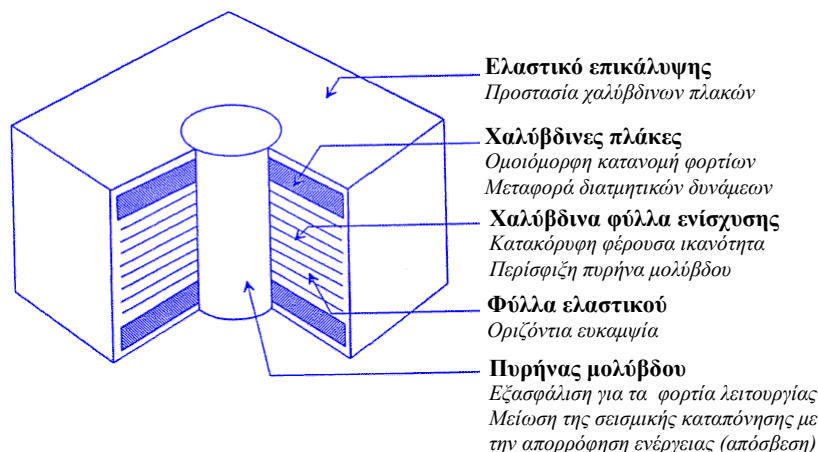
όπου A_{μ} είναι η επιφάνεια και σ_y είναι η τάση διαρροής ($\cong 8\text{MPa}$) του πυρήνα μολύβδου, ενώ η δυσκαμψία K_d προκύπτει από τη σχέση

$$K_d = \frac{GA}{h} \quad (5.10)$$

Η κατασκευή ενός χαρακτηριστικού ελαστομερούς εφεδράνου με πυρήνες μολύβδου παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.10. Χαρακτηριστικά μεγέθη για τις διαστάσεις και τη φέρουσα ικανότητα των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης δίνονται στον Πίνακα 5.1 (DIS 1994).

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1: ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ (kN)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΕΜΒΑΔΟΝ (mm ²)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ			
x(mm)	y(mm)		6.5 mm	9.5 mm	12.5 mm	19.0 mm
229	229	52,258	236	160	125	85
254	254	64,516	338	227	173	120
279	279	78,064	463	311	236	165
305	305	92,903	614	414	311	214
330	330	109,032	796	534	405	276
356	356	126,451	1,010	676	512	351
381	381	145,161	1,263	845	641	436
406	406	165,161	1,552	1,041	783	529
432	432	186,451	1,882	1,259	952	641
457	457	209,032	2,255	1,508	1,139	770
483	483	232,903	2,678	1,793	1,348	912
508	508	258,064	3,149	2,104	1,583	1,068
533	533	284,516	3,674	2,455	1,846	1,241
559	559	312,257	4,252	2,842	2,135	1,437
584	584	341,290	4,888	3,265	2,455	1,650
610	610	371,612	5,582	3,727	2,802	1,882
635	635	403,225	6,343	4,234	3,185	2,135
660	660	436,128	7,170	4,786	3,598	2,411
686	686	470,322	8,064	5,382	4,043	2,713
711	711	505,805	9,029	6,027	4,528	3,034
737	737	542,580	10,070	6,721	5,048	3,380
762	762	580,644	11,187	7,464	5,609	3,754
787	787	619,999	12,383	8,264	6,205	4,154
813	813	660,644	13,660	9,118	6,845	4,581
838	838	702,579	15,025	10,026	7,530	5,040
864	864	745,805	16,480	10,995	8,255	5,524
889	889	790,321	18,023	12,023	9,029	6,040
914	914	836,127	19,660	13,117	9,848	6,587



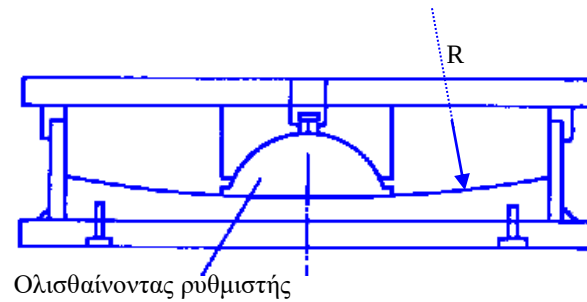
Σχήμα 5.10: Εφέδρανο απομόνωσης με πυρήνα μολύβδου (DIS 1994)

Τα ελαστομερή εφέδρανα απομόνωσης πυρήνων μολύβδου είναι τα πλέον εφαρμοσμένα συστήματα απομόνωσης στις αντισεισμικές εφαρμογές σχεδιασμού γεφυρών, παγκοσμίως.

ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΤΥΠΟΥ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

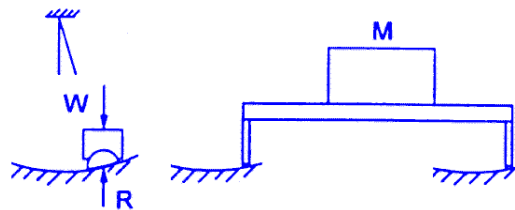
Τα εφέδρανα απομόνωσης τύπου ολίσθησης μειώνουν τη δύναμη που μεταφέρεται από την ανωδομή στη θεμελίωση από τις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις. Με την εφαρμογή τους, η κατασκευή ολισθαίνει σε μια επιφάνεια χαμηλού συντελεστή τριβής από ανοξείδωτο χάλυβα. Η μέγιστη τριβή μεταξύ των επιφανειών ολίσθησης περιορίζει τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφερθεί από το εφέδρανο. Η τριβή μεταξύ των επιφανειών θα απελευθερώσει επίσης την σεισμική ενέργεια. Ένα σημαντικό πρόβλημα σχετικά με την ιδέα του εφεδράνου τύπου ολίσθησης είναι η έλλειψη στάθμισης (κεντραρίσματος) της δύναμης για να αποκαταστήσει την κατασκευή στη θέση της μετά το σεισμικό συμβάν σε συνδυασμό με την προβλεψιμότητα και την αξιοπιστία της απόκρισης. Αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί με το συνδυασμό του ολισθαίνοντος ρυθμιστή με ελατήρια ή όπως στην περίπτωση των εφεδράνων απομόνωσης με τριβή τύπου εκκρεμούς (Friction Pendulum Isolation - FPI), με να καταστήσει την επιφάνεια ολίσθησης κοίλη έτσι ώστε το ίδιο βάρος της κατασκευής θα βοηθήσει ώστε αυτή να επανεστιαστεί. Παρακάτω θα παρουσιαστούν τα εφέδρανα FPI της εταιρία (Earthquake Protection Systems - EPS). Το εφέδρανο FPI χρησιμοποιεί τα χαρακτηριστικά ενός απλού εκκρεμούς για να αυξήσει τη

φυσική περίοδο μιας απομονωμένης κατασκευής. Η χαρακτηριστική κατασκευή ενός εφεδράνου FPI παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.11.



Σχήμα 5.11: Εφέδρανο τύπου ολίσθησης (EPS 1997)

Αποτελείται βασικά από έναν ολισθαίνοντα ρυθμιστή με υψηλή αντοχή της σφαιρικής επιφάνειας και μια σφαιρική κοίλη επιφάνεια ολίσθησης. Η κοίλη επιφάνεια και η επιφάνεια του ολισθαίνοντος ρυθμιστή έχουν την ίδια ακτίνα για να επιτρέψουν μια καλή και σχετικά ομοιόμορφη τάση κάτω από τα κατακόρυφα φορτία. Η λειτουργία του μονωτήρα είναι η ίδια ανεξάρτητα από την κατεύθυνση της κοίλης επιφάνειας. Το μέγεθος του εφεδράνου ελέγχεται κυρίως από τη μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού. Η ιδέα είναι πραγματικά απλή, όπως διευκρινίζεται και στο Σχήμα 5.12.

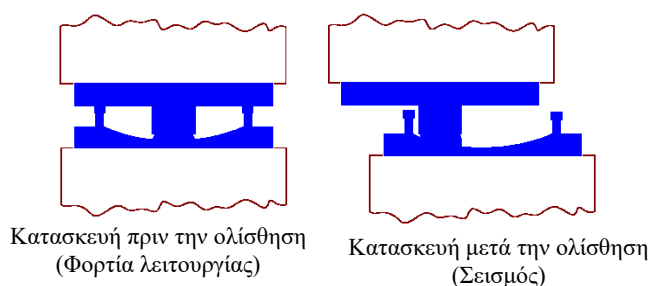


Σχήμα 5.12: Κατασκευή σεισμικά απομονωμένη με εφέδρανα τύπου ολίσθησης

Όταν η ανωδομή κινείται σχετικά με την θεμελίωση, συμπεριφέρεται όπως ένα απλό εκκρεμές. Η ακτίνα R της κοίλης επιφάνειας ελέγχει την ιδιοπερίοδο των μονωτήρων

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (5.11)$$

όπου g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας. Το γεγονός ότι η περίοδος μονωτήρων είναι ανεξάρτητη από τη μάζα της κατασκευής είναι ένα πλεονέκτημα σε σχέση με τα ελαστομερή εφεδράνα επειδή λιγότεροι παράγοντες περιλαμβάνονται στην επιλογή ενός εφεδράνου απομόνωσης. Για τα ελαστομερή εφεδράνα, προκειμένου να αυξηθεί η περίοδος ενός μονωτήρα χωρίς να αλλάξουν οι οριζόντιες διαστάσεις του, πρέπει να αυξηθεί το ύψος του, το οποίο όμως περιορίζεται από την απαίτηση σταθερότητας. Για τα εφεδράνα FPI, η μεταβολή στην περίοδο προκύπτει απλά με την αλλαγή της ακτίνας της κοίλης επιφάνειας. Ένα άλλο πλεονέκτημα που έχει το εφεδράνο FPI είναι υψηλή κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα, μέχρι 130.000 kN (EPS 1997). Το σύστημα FPI συμπεριφέρεται ως σταθερή στήριξη όταν το πλευρικό φορτίο στη κατασκευή είναι μικρότερο από τη δύναμη τριβής. Μόλις υπερβεί η πλευρική δύναμη την δύναμη τριβής, όπως συμβαίνει κάτω από τη διεγερση σεισμού, η κατασκευή θα αποκριθεί σύμφωνα με περίοδο της σχέσης 5.11 (βλ. Σχήμα 5.13).



Σχήμα 5.12: Σεισμική απομόνωση με εφεδράνα τύπου ολίσθησης

Ο δυναμικός συντελεστής τριβής ποικίλει από 0.04 έως 0.20 για να επιτρέψει τα διαφορετικά επίπεδα πλευρικής αντίστασης και απελευθέρωσης ενέργειας. Τα εφεδράνα ολίσθησης μπορούν να προσομοιωθούν ικανοποιητικά με διγγραμμικά μοντέλα (βλ. Σχήμα 5.9) όπου η χαρακτηριστική δύναμη Q δίνεται από τη σχέση

$$Q = \mu W \quad (5.12)$$

ενώ η δυσκαμψία K_d προκύπτει από τη σχέση

$$K_d = \frac{W}{R} \quad (5.13)$$

Τα εφέδρανα FPI έχουν χρησιμοποιηθεί σε αρκετές κατασκευές συμπεριλαμβανομένου του Αμερικανικού Εφετείου και του Διεθνούς Τερματικού Κτιρίου Αερολιμένα στο San Francisco, αλλά και των Δεξαμενών Φυσικού Αερίου στη Ρεβουθούσα (βλ. Κεφάλαιο 16). Η πρώτη γέφυρα που χρησιμοποιήθηκαν FPI εφέδρανα βρίσκεται στην περιοχή Folsom της California. Η μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού είναι 250 mm, και το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο είναι περίπου 16.900 kN. Τα μεγαλύτερα εφέδρανα έχουν μια διάσταση 1150 × 1150 mm. Τα εφέδρανα FPI χρησιμοποιήθηκαν επίσης στη γέφυρα Benicia Martinez, California με διαστάσεις 4.5×4.5 m για να προσαρμόσουν μια μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού 1.2 mm (βλ. Σχήμα 5.14).



Σχήμα 5.14: Σεισμική μόνωση της γέφυρας Benicia Martinez, California

5.3. ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

5.3.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η απορρόφηση ενέργειας κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, με τη χρήση συμπληρωματικών συστημάτων. Η ανάλυση που ακολουθεί αφορά πάλι το απλό σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας SDOF που χρησιμοποιήθηκε παραπάνω. Η κρίσιμη τιμή του συντελεστή απόσβεσης c_c ορίζεται ως το ποσό απόσβεσης που θα αποτρέψει σε ένα δυναμικό σύστημα να εκτελέσει ελεύθερη ταλάντωση (βλ. Κεφάλαιο 4). Αυτή η τιμή της κρίσιμης απόσβεσης μπορεί να εκφραστεί από τη μάζα και της ακαμψία ενός συστήματος

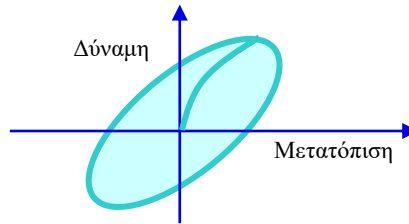
$$c_c = 2\sqrt{m_0 k_0} \quad (5.14)$$

Όσον αφορά αυτόν τον συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης, οποιοδήποτε ποσό απόσβεσης μπορεί τώρα να εκφραστεί μέσω ενός ποσοστού (λόγου) απόσβεσης ξ , η οποία είναι ο λόγος του πραγματικού συντελεστή απόσβεσης προς τον συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης. Κατά συνέπεια,

$$\xi = \frac{c_0}{c_c} = \frac{c_0}{2\sqrt{m_0 k_0}} \quad (5.15)$$

Η απόσβεση εκφράζεται συνήθως ως ποσοστό της κρίσιμης τιμής της. Πρόσθετα, με τη χρήση του λόγου απόσβεσης μπορεί να συγκριθεί το ποσό απόσβεσης διαφορετικών δυναμικών συστημάτων.

Στη συνέχεια εξετάζεται η προσθήκη μιας συστήματος ενεργειακής απορρόφησης. Αυτή η σύστημα παράγει μια δύναμη $P(u, \dot{u})$ που μπορεί να είναι συνάρτηση της μετατόπισης ή/και της ταχύτητας του συστήματος, ανάλογα με το μηχανισμό ενεργειακής απορρόφησης. Το Σχήμα 5.15 παρουσιάζει γενική καμπύλη υστέρησης για μια σύστημα απορρόφησης ενέργειας.



Σχήμα 5.15: Βρόχος υστέρησης συστήματος απορρόφησης ενέργειας

Η εξίσωση 5.1, συμπεριλαμβανομένου ενός συστήματος ενεργειακής απορρόφησης ξαναγράφεται όπως

$$\ddot{u} + \frac{c_0}{m_0} \dot{u} + \frac{k_0}{m_0} u + \frac{P(u, \dot{u})}{m_0} = -m\ddot{u}_g \quad (5.16)$$

Υπάρχουν διαφορετικές προσεγγίσεις για την προσομοίωση της επίδρασης των συστημάτων αυτών στη δυναμική απόκριση μιας κατασκευής. Η ακριβέστερη προσέγγιση αφορά τη γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με βηματική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου και με την προσομοίωση της αληθινής συμπεριφοράς της συστήματος απόσβεσης. Για τις πρακτικές

εφαρμογές, εντούτοις, είναι ικανοποιητική η επίδραση ενός μηχανισμού απόσβεσης να προσομοιωθεί από ένα ισοδύναμο ποσοστό ξώδους απόσβεσης. Ένας τρόπος να καθοριστεί το ισοδύναμο ποσοστό απόσβεσης ξ_{eq} προκύπτει ενεργειακά, δηλ. από το λόγο της ενέργειας W_d που απελευθερώνεται από τη σύστημα σε έναν κύκλο της ταλάντωσης ως προς τη μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης E_s που αποθηκεύεται στην κατασκευή. Έτσι, τελικά προκύπτει η σχέση

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_d}{E_s} \quad (5.17)$$

Για μια δεδομένη σύστημα, η ενέργεια που απορροφάται από το σύστημα W_d μπορεί να υπολογιστεί από τη μέτρηση του εμβαδού του βρόχου υστέρησης. Η εξίσωση 5.1 μπορεί τώρα να εκφραστεί με την εισαγωγή των λόγων απόσβεσης ξ_0 και ξ_{eq} , στη μορφή

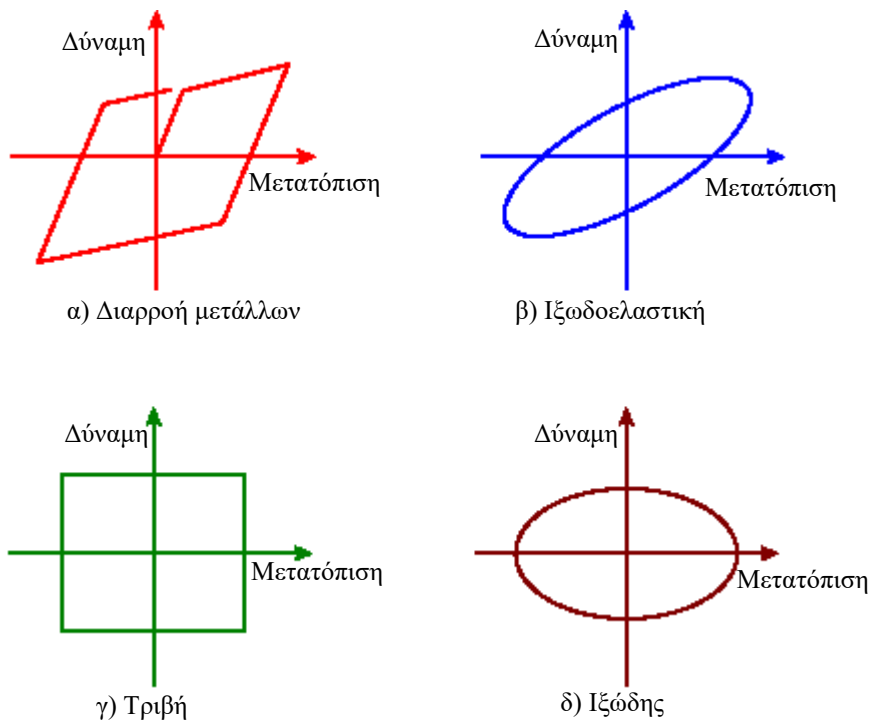
$$\ddot{u} + 2\omega(\xi + \xi_{eq})\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \quad (5.18)$$

Η έννοια του ισοδύναμο ποσοστό ξώδους απόσβεσης μπορεί να γενικευτεί για να χρησιμοποιηθεί και για τα συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας. Στην περίπτωση αυτή, και για κάθε ιδιομορφή m (βλ. Κεφάλαιο 4) προσδιορίζεται η $\xi_{eq,m}$ από τη σχέση 5.17. Η δυναμική απόκριση μιας κατασκευής με τη συμπληρωματική απόσβεση μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας τις διαθέσιμες τεχνικές γραμμικής ανάλυσης, είτε πρόκειται για γραμμική ανάλυση χρονικής ιστορίας με βηματική ολοκλήρωση είτε με ανάλυση φάσματος απόκρισης.

5.3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

Τα συμπληρωματικά συστήματα ενεργειακής απορρόφησης ή απόσβεσης διαίρονται σε τρεις κατηγορίες: υστερητικά, εξαρτώμενα της ταχύτητας, και άλλα. Τα παραδείγματα των υστερητικών συστημάτων περιλαμβάνουν συσκευές βασισμένες στη διαρροή μεταλλικών υλικών και στην τριβή. Το Σχήμα 5.14 παρουσιάζει βρόχους δύναμης-μετατόπισης των υστερητικών διατάξεων απόσβεσης. Τα παραδείγματα των εξαρτώμενων της ταχύτητας συστημάτων περιλαμβάνουν τις διατάξεις αποσβεστήρων που αποτελούνται από τα ιξωδοελαστικά στερεά υλικά, τις διατάξεις αποσβεστήρων που λειτουργούν από

την παραμόρφωση των ιξωδοελαστικών ρευστών, και τις διατάξεις απόσβεσης που λειτουργούν με τον καταναγκασμό του ρευστού μέσω ενός στομίου. Η συμπεριφορά των εξαρτώμενων από την ταχύτητα συστημάτων παρουσιάζεται επίσης στο Σχήμα 5.16.

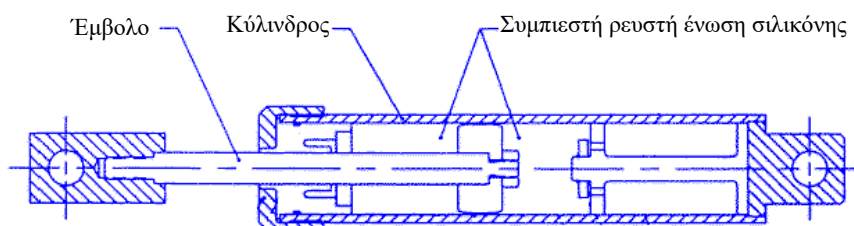


Σχήμα 5.16: Συμπεριφορά συστημάτων απορρόφησης ενέργειας

Άλλα συστήματα έχουν τα χαρακτηριστικά που δεν μπορούν να ταξινομηθούν από έναν από τους βασικούς τύπους που απεικονίζονται στο παραπάνω σχήμα, συμπεριλαμβανομένων των διατάξεων απόσβεσης από κράματα με μνήμη της μορφής (shape memory alloys), στοιχεία τριβής-ελατηρίων με ικανότητα επαναστάσης, και διατάξεις ρευστών με ιδιαίτερη συσχέτιση δύναμης - απόσβεσης.

Αποσβεστήρες ρευστών με μεγάλο ιξώδες

Οι αποσβεστήρες με χρήση ρευστών μεγάλου ιξώδους (βλ. Σχήμα 5.16δ), αποκαλούμενες επίσης υδραυλικές διατάξεις απόσβεσης, αποτελούνται από ένα έμβολο που κινείται μέσα σε κύλινδρο με μια ένωση σιλικόνης ή λαδιού. Το Σχήμα 5.17 παρουσιάζει μια χαρακτηριστική κατασκευή αυτής της διάταξης απόσβεσης.



Σχήμα 5.17: Αποσβεστήρας ρευστού με μεγάλο ιξώδες

Καθώς το έμβολο κινείται, μετατοπίζει το ρευστό που παράγει στη συνέχεια μια δύναμη αντίστασης που είναι ανάλογη προς τον εκθέτη της ταχύτητας του κινούμενου εμβόλου

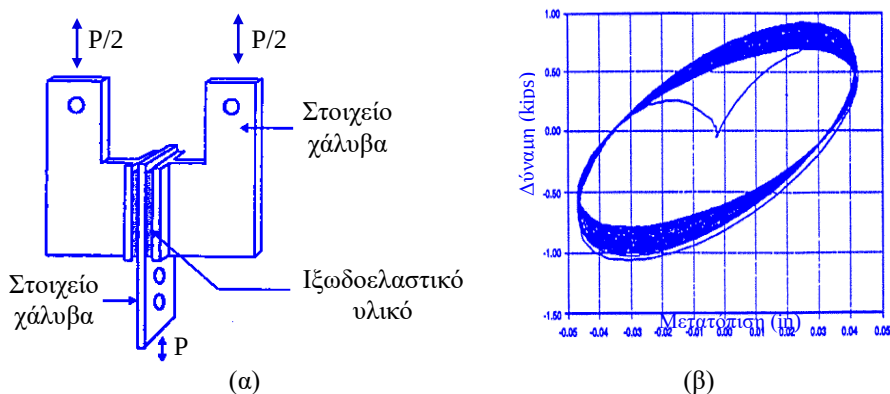
$$F = c\dot{u}^q \quad (5.18)$$

όπου c είναι η σταθερά απόσβεσης, $\dot{u}$ είναι η ταχύτητα του εμβόλου, και q είναι μια παράμετρος που ποικίλει από 0.1 έως 1.2. Εάν το q είναι ίσο με 1, προκύπτει η γνωστή γραμμική δύναμη ιξώδους απόσβεσης. Η αποτελεσματικότητα της διάταξης απόσβεσης μπορεί να αντιπροσωπευθεί από το ποσό ενέργειας που απελευθερώνεται σε έναν πλήρη κύκλο παραμόρφωσης. Οι προηγούμενες εφαρμογές αυτών των διατάξεων απόσβεσης αφορούσαν την αεροδιαστημική και την αμυντική τεχνολογία. Τα τελευταία χρόνια, οι θεωρητικές και πειραματικές διερευνήσεις έχουν στόχο την εφαρμογή των συστημάτων αυτών και στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Ιξωδοελαστικές διατάξεις απόσβεσης

Μια χαρακτηριστική ιξωδοελαστική διάταξη απόσβεσης (βλ. Σχήμα 5.16β), όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.18α, αποτελείται από στρώσεις ιξωδοελαστικών υλικών που συνδέονται με πλάκες χάλυβα. Ως ιξωδοελαστικά χαρακτηρίζονται εκείνα τα υλικά (συνήθως πολυμερή υλικά - ελαστομερή) που έχουν ένα συνδυασμένο χαρακτηριστικό γνώρισμα του ελαστικού στερεού και ιξώδους υγρού κατά την παραμόρφωση. Το Σχήμα 5.18β παρουσιάζει μια

χαρακτηριστική καμπύλη υστέρησης των ιξωδοελαστικών διατάξεων απόσβεσης.



Σχήμα 5.18: Ιξωδοελαστικός αποσβεστήρας. α) Διάταξη και β) Απόκριση

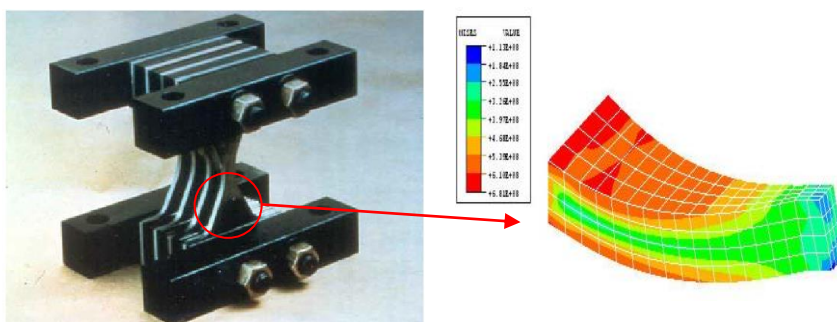
Η εφαρμογή των ιξωδοελαστικών διατάξεων απόσβεσης στις κατασκευές πολιτικού μηχανικού έχει ξεκινήσει πάνω από 30 χρόνια, όταν εγκαταστάθηκαν περισσότερες από 20.000 διατάξεις απόσβεσης που κατασκευάστηκαν από την εταιρεία 3M για μείωση της καταπόνησης από ανεμοφόρτιση των δίδυμων πύργων του Κέντρου Παγκόσμιου Εμπορίου στην πόλη της Νέας Υόρκης, οι οποίοι την 11/9/2001 κατέρρευσαν μετά από τρομοκρατική ενέργεια.

Στα τέλη της δεκαετίας του '80, πραγματοποιήθηκαν θεωρητικές και πειραματικές μελέτες αρχικά για τη δυνατότητα των ιξωδοελαστικών διατάξεων απόσβεσης για τις σεισμικές εφαρμογές. Έκτοτε, τα συστήματα αυτά έχουν διερευνηθεί διεξοδικά και πολλές πειραματικές μελέτες έχουν πραγματοποιηθεί σε πραγματικού μεγέθους δομικά πρότυπα. Πρόσφατα, αυτές οι διατάξεις απόσβεσης χρησιμοποιήθηκαν στον αντισεισμικό σχεδιασμό διάφορων κτιρίων, αυξάνοντας το ισοδύναμο ποσοστό απόσβεσης της κατασκευής σε 15-20% της κρίσιμης απόσβεσης.

Διάταξη απόσβεσης διαρροής μεταλλικών στοιχείων

Η χρήση των διατάξεων απόσβεσης ελεγχόμενης διαρροής μεταλλικών στοιχείων είναι μια σχετικά νέα φιλοσοφία. Μια τυπική συσκευή αποτελείται από ένα ή περισσότερα μεταλλικά στοιχεία, συνήθως από μαλακό χάλυβα, τα οποία υποβάλλονται σε αξονική, την καμπτική, ή στρεπτική παραμόρφωση ανάλογα με τον τύπο εφαρμογής. Η επιλογή μεταξύ των διαφορετικών τύπων

εξαρτάται συνήθως από τη θέση, διαθέσιμο χώρο, σύνδεση με την κατασκευή, και τα επίπεδα δυνάμεων και μετατοπίσεων. Η εφαρμογή αυτής της διάταξης απόσβεσης μπορεί να συνδυαστεί με εφέδρανα απομόνωσης. Επίσης στη βιβλιογραφία παρουσιάζονται περιπτώσεις που συνδυάζουν τις διατάξεις αυτές με εφέδρανα ολίσθησης. Τυπική καμπύλη απόκρισης των συστημάτων παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.16α. Χαρακτηριστική εφαρμογή αποτελεί το σύστημα ADAS (Added Damping and Stiffness - Bergman and Goel 1987, Whittaker et al. 1991) το οποίο παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.19 όπου πρόσθετα φαίνεται και η ανάλυσή του με πεπερασμένα στοιχεία.



Σχήμα 5.19: Σύστημα ADAS α) Διάταξη και β) Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων

Διάταξη απόσβεσης τριβής

Αυτός ο τύπος διάταξης απόσβεσης χρησιμοποιεί το μηχανισμό της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ των επιφανειών ολίσθησης για να απελευθερώσει την σεισμική ενέργεια. Η απόκριση αυτών των συστημάτων παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.16γ. Διάφοροι τύποι διατάξεων απόσβεσης τριβής έχουν αναπτυχθεί με σκοπό τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Πειραματικές μελέτες έκαναν φανερό η εφαρμογή τους μείωσαν σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κτιρίων. Ο τύπος συστημάτων απόσβεσης με τριβή έχει χρησιμοποιηθεί σε διάφορα κτίρια για τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης, κυρίως στον Καναδά.

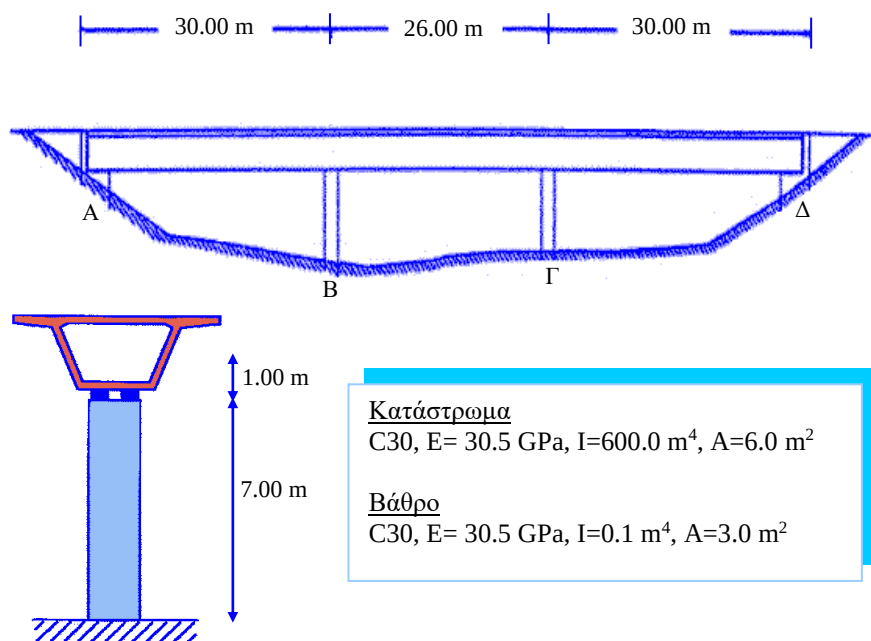
Διάταξη απόσβεσης με συντονισμό μάζας

Η βασική αρχή της διάταξης απόσβεσης με συντονισμό μάζας (tuned mass damper - TMD) είναι το κλασικό δυναμικό σύστημα απορρόφησης ενέργειας

ταλάντωσης, το οποίο χρησιμοποιεί μια σχετικά μικρή μάζα που συνδέεται με την κύρια μάζα μέσω μιας σύνδεσης με σχετικά μικρή δυσκαμψία, για να μειώσει την ταλάντωση της κύριας μάζας. Μπορεί να αποδειχθεί ότι, εάν η περίοδος ταλάντωσης της μικρής μάζας είναι σε συντονισμό με αυτήν της αρμονικής δύναμης (σεισμός), η κύρια μάζα μπορεί να διατηρηθεί σχεδόν στάσιμη. Στις εφαρμογές πολιτικού μηχανικού, μια διάταξη απόσβεσης αυτού του τύπου μπορεί να εγκατασταθεί στο ανώτερο πάτωμα για να μειώσει την απόκριση ενός ψηλού κτηρίου στα ανεμοφορτία. Η σεισμική εφαρμογή του συστήματος TMD περιορίζεται από το γεγονός ότι μπορεί αυτό να είναι αποτελεσματικό μόνο στη μείωση της ταλάντωσης σε συγκεκριμένη ιδιομορφή, συνήθως στην πρώτη ιδιομορφή.

5.4 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Στο παράδειγμα εφαρμογής εξετάζεται μια γέφυρα κιβωτοειδούς διατομής τριών ανοιγμάτων, που παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.20 όπου πρόσθετα δίνονται οι ιδιότητες υλικού και ο πλήρης καθορισμός της γεωμετρίας.



Σχήμα 10.20: Παράδειγμα εφαρμογής

Η γέφυρα έχει κατασκευαστεί σε περιοχή με υψηλή σεισμικότητα, με συντελεστή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.36, έδαφος κατηγορίας Α, ενώ έχει συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma I = 1.15$. Για λόγους απλότητας, για την ανάλυση της γέφυρας χρησιμοποιείται παρακάτω η μέθοδος του φάσματος απόκρισης. Στην περίπτωση ολόσωμης σύνδεσης βάθρων - καταστρώματος και επειδή $I_{κατ.} \gg I_{βαθ.}$, τα βάθρα μπορούν να θεωρηθούν ως αμφίπακτα στοιχεία. Η δυσκαμψία τους δίνεται από τη σχέση

$$K_{βαθ.} = \frac{12EI_{βαθ.}}{h^3} = \frac{12(30500)(0.1)}{8^3} \cong 71.5 \text{ MN/m} = 71.5 \cdot 10^6 \text{ N/m} \quad (5.19)$$

Η μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε βάθρο είναι περίπου ίση με

$$M_{βαθ.} = \rho V \approx \rho \left[\left(\frac{L_{AB} + L_{B\Gamma}}{2} A_{κατ.} \right) + \frac{h}{2} A_{βαθ.} \right] \Rightarrow$$

$$M_{βαθ.} \approx 2500 \left[\left(\frac{30+26}{2} 6 \right) + \frac{7}{2} 3 \right] = 446250 \text{ kg} \quad (5.20)$$

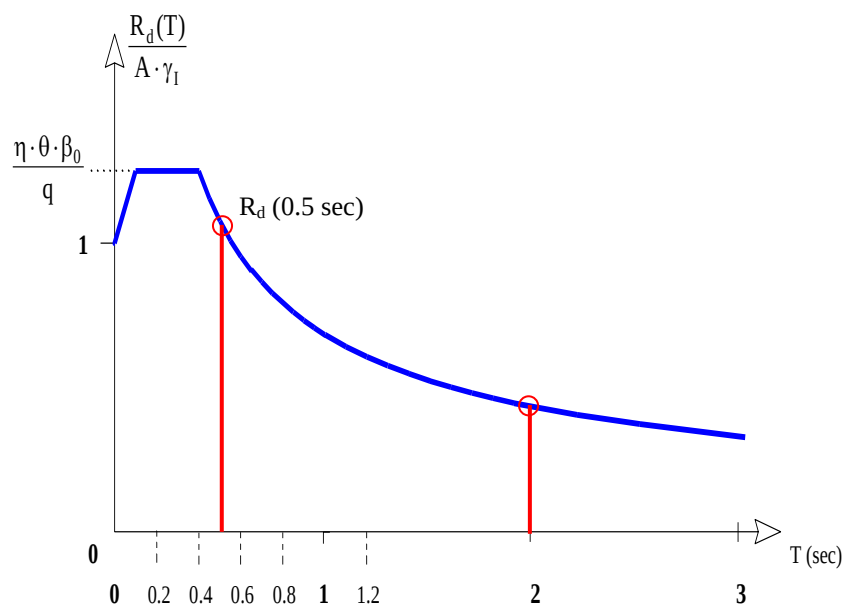
ενώ η ιδιοπερίοδος είναι

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{446250}{71500000}} = 0.5 \text{ sec} \quad (5.21)$$

Η ελαστική δύναμη που προκύπτει από τη σεισμική καταπόνηση προκύπτει από τη σχέση

$$V_o = m \cdot R_d(T) \quad (5.22)$$

όπου $R_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού. Αυτή, μπορεί να προσδιοριστεί π.χ. από το φάσμα του Σχήματος 5.21, το οποίο είναι συμβατό, για αυτή την κατηγορία εδάφους, με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000).



Σχήμα 5.21: Φάσμα απόκρισης

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δίνεται και από τη σχέση

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_1: \quad R_d(T) &= \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_1 \leq T \leq T_2: \quad R_d(T) &= \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \\
 T_2 < T: \quad R_d(T) &= \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}
 \end{aligned} \tag{5.23}$$

όπου:

- $A = \alpha \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους = 0.36g,
- g επιτάχυνση της βαρύτητας = 9.81 m/sec²,
- γ_I συντελεστής σπουδαιότητας = 1.15,
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής = 1 (ελαστική συμπεριφορά) ,

- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$ διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\xi \neq 5\%$,
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης $= 1.0$,
- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος (για έδαφος κατηγορίας Α είναι $T_1=0.1$ sec και $T_2=0.4$ sec),
- $\beta_0 = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

Από τη σχέση 5.23 ή το Σχήμα 5.22 προκύπτει $R_d(T)=8.75$ m/sec², ενώ από τη σχέση 5.22 η δύναμη που εφαρμόζεται στο βάθρο προκύπτει ίση με 3.90 MN.

Για την σεισμικά απομονωμένη γέφυρα επιλέγεται ιδιοπερίοδος $T=2.0$ sec. Από τη σχέση 5.5 προκύπτει η δυσκαμψία των εφεδράνων

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_0(k_0 + k_i)}{k_0 k_i}} \Rightarrow$$

$$k_i = \frac{k_0}{\frac{T^2 k_0}{4\pi^2 m_0} - 1} = \frac{k_0}{(T/T_0)^2 - 1} = \frac{k_0}{(2.0/0.5)^2 - 1} = 0.0667 k_0 \quad (5.24)$$

Συνεπώς, η δυσκαμψία για κάθε εφέδρανο προκύπτει ίση με

$$k_{\varepsilon\phi} = 0.0667 k_0 / (4/2) = 0.0333 k_0 \quad (5.25)$$

αφού τοποθετούνται 4 εφέδρανα ενώ η κατασκευή έχει 2 βάθρα. Για ελαστομερή εφέδρανα, οι διαστάσεις προκύπτουν από τη σχέση 5.8. Έτσι, υποθέτοντας μέτρο διάτμησης $G=1.0$ MPa, και συνολικό πάχος ελαστικού ίσο με 200 mm, η απαιτούμενη επιφάνεια προκύπτει

$$k_{\varepsilon\phi f} = \frac{GA}{h} \Rightarrow A = \frac{k_{\varepsilon\phi f} h}{G} = \frac{(0.0333 * 71.5 \cdot 10^6) * 0.200}{10^6} = 0.476 \text{ m}^2 \quad (5.26)$$

Για εφέδρανα τετραγωνικής διατομής, η απαιτούμενη πλευρά είναι ίση με 690 mm. Από τον Πίνακα 5.1, επιλέγονται εφέδρανα 711×711 mm. Η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα κάθε εφεδράνου είναι ίση με

$$W_{\varepsilon\phi.} = M * g = 2500 \left[\left(\frac{30+26}{2} 6 \right) \right] * 9.81 = 4120 \text{ kN} \quad (5.27)$$

Από τον Πίνακα 5.1, επιλέγεται πάχος στρώσης ελαστικού 12.5 mm, η οποία προσδίδει τελικά φέρουσα ικανότητα $4,528 \text{ kN} > 4,120 \text{ kN}$. Συνεπώς, απαιτούνται 16 ($=200/12.5$) στρώσεις ελαστικού.

Η δύναμη που παραλαμβάνει κάθε εφεδράνο προκύπτει από τη σχέση 5.22, και είναι ίση με 0.46 MN. Στον υπολογισμό αυτό έχει υποτεθεί ισοδύναμο ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης του μονωμένου συστήματος ίση με 15 %, η επιρροή της οποίας λαμβάνεται υπόψη μέσω του διορθωτικού συντελεστή η . Να σημειωθεί ότι δεν λαμβάνεται υπόψη ο περιορισμός του ΕΑΚ ότι $\eta \geq 0.7$.

Ο παραπάνω σχεδιασμός είναι προκαταρκτικός και αφορά μόνο μια προεκτίμηση διαστάσεων των εφεδράνων. Επίσης, απαιτείται έλεγχος των διατμητικών παραμορφώσεων. Ο τελικός σχεδιασμός συνήθως απαιτεί μη γραμμική δυναμική ανάλυση με βηματική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ATC-32, 1996. Applied Technology Council, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City.

Bergman, D.M. and Goel, S.C. 1987. Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping and Stiffness, Report No. UMCE 87-10, The University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Constantinou, M.C. and Symans, M.D., 1993. Seismic response of structures with supplemental damping, *Struct. Design Tall Buildings*, 2, pp. 77–92.

Crosby, P., Kelly, J. M., and Singh, J., 1994. Utilizing viscoelastic dampers in the seismic retrofit of a thirteen story steel frame building, *Structure Congress*, XII, Atlanta, GA.

DIS, 1994. Dynamic Isolation Systems: Force Control Bearings for Bridges - Seismic Isolation Design, Rev. 4, Lafayette, CA.

Earthquake Protection Systems, 1997. Friction Pendulum Seismic Isolation Bearings, Product Technical Information, Earthquake Protection Systems, Emeriville, CA.

Liu, D.W, Nobari, F.S., Schamber, R.A., and Imbsen, R A., 1997. Performance based seismic retrofit design of Benicia–Martinez bridge, in Proceedings, National Seismic Conference on Bridges and Highways, Sacramento, CA.

Skinner, R.I., Kelly, J.M., and Heine, A.J., 1975. Hysteretic dampers for earthquake resistant structures, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 3, 297–309.

Soong, T.T. and Dargush, G.F., 1997. Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering, John Wiley & Sons, New York.

Taylor Devices, 1996. Sample Technical Specifications for Viscous Damping Devices, Taylor Devices, Inc., North Tonawanda, NY.

Whittaker, A., 1994. Tentative General Requirements for the Design and Construction of Structures Incorporating Discrete Passive Energy Dissipation Devices, ATC-15-4, Redwood City, CA.

Whittaker, A.S., Bertero, V.V., Thompson, C.L. and Alonso, L.J., 1991. Seismic Testing of Steel Plate Energy Dissipation Devices, Earthquake Spectra, 7(4), 563-604.

Zhang, R., 2000, Seismic Isolation and Supplemental Energy Dissipation, in Bridge Engineering Handbook, W.F. Chen and L. Duan, CRC Press, Boca Raton.

Zhang, R., Soong, T. T., and Mahmoodi, P., 1989. Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers, Earthquake Eng. Struct. Dyn., 18, pp. 89-396.



6

Ρευστοποίηση

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με τον όρο ρευστοποίηση εννοείται το σύνολο των διαδικασιών όπου τα ιζηματικά εδάφη κάτω από τη στάθμη του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα μπορούν να απολέσουν, προσωρινά και κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης, σημαντικό ποσοστό της δυσπαραμορφωσιμότητάς τους και της διατμητικής αντοχής τους. Στην περίπτωση αυτή το έδαφος συμπεριφέρεται πλέον ως ιξώδες ρευστό παρά ως στερεό. Τα εδάφη με τη μεγαλύτερη πιθανότητα να παρουσιάσουν ρευστοποίηση είναι αμμώδη ή ιλυώδη εδάφη με απουσία αποθέσεων αργιλικών στρώσεων. Σπανιότερα παρουσιάζεται ρευστοποίηση σε χαλικώδες έδαφος ή ιλύς που έχει υποστεί πλαστικοποίηση. Η απεικόνιση του φαινομένου προκύπτει από την εξέταση των σεισμικών κυμάτων. Στην πλειονότητα των περιπτώσεων, διατμητικά κύματα από το βραχύδες υπόβαθρο διαπερνούν κορεσμένα και ταυτόχρονα χαλαρά τμήματα εδάφους οδηγώντας τα σε συμύκνωση. Η αυξανόμενη συμύκνωση οδηγεί σε αύξηση του νερού των πόρων. Σε περίπτωση που εμποδίζεται η παροχέτευση, αύξηση του νερού των πόρων σε σημείο ώστε να εξισορροπεί το βάρος του υπερκείμενου εδάφους οδηγεί στη ρευστοποίηση. Η σημαντική αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων που οδηγεί σε ρευστοποίηση μπορεί να επιφέρει από μικρές επιδράσεις

όπως μικρο-μετακινήσεις μέχρι και μετατοπίσεις δεκάδων μέτρων σε ογκώδη πρηνή.

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης έγινε ιδιαίτερα έντονο σεισμό της Niigata (1964) της Ιαπωνίας, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.1. Στην πόλη αυτή παρουσιάστηκε εκτεταμένη ρευστοποίηση η οποία οδήγησε και στην ανάγκη ποσοτικοποίησης του φαινομένου, του κινδύνου εμφάνισής και των παραγόντων που το επηρεάζουν.



Σχήμα 6.1: Ρευστοποίηση εδάφους (Niigata 1964)

6.2 ΖΩΝΕΣ ΥΨΗΛΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Στην ενότητα αυτή εξετάζονται οι ζώνες με υψηλή πιθανότητα ανάπτυξης ρευστοποίησης. Μπορούν να διακριθούν δύο κατηγορίες διερευνήσεις ανάλογα με την επάρκεια γεωτεχνικών πληροφοριών. Τοποθεσίες, με επαρκή γνώση γεωτεχνικών δεδομένων, πιθανές για ρευστοποίηση ορίζονται αυτές για τις οποίες ισχύει ένα ή περισσότερα από τα παρακάτω κριτήρια

- 1) Στο παρελθόν έχει παρουσιαστεί ρευστοποίηση κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.
- 2) Γεωτεχνικές έρευνες παρουσιάζουν αυξημένη την πιθανότητα ρευστοποίησης.

- 3) Τα εδάφη παρουσιάζουν μικρή ή και ασήμαντη συμπίκνωση, αποτελούνται από υλικό που ευνοεί τη ρευστοποίηση ενώ είναι κορεσμένα, σχεδόν κορεσμένα ή υπάρχει πιθανότητα να κορεσθούν στο μέλλον.

Στις περιοχές με ελλιπείς γεωτεχνικές πληροφορίες, πιθανές περιοχές για ρευστοποίηση μπορούν να θεωρηθούν αυτές για τις οποίες ισχύει ένα ή περισσότερα από τα παρακάτω κριτήρια

- 1) Περιοχές με εδάφη ηλικίας μικρότερης από το νεότερο τμήμα του Ολόκαινου (τα τελευταία 1000 έτη), παραποτάμιες περιοχές ή περιοχές εκβολής ποταμών, βαλτώδες ή ελώδες εδάφη, στα οποία η στάθμη του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα είναι μικρότερη των 12 m ενώ παρουσιάζουν πάνω από 10% πιθανότητα υπέρβασης εδαφικής επιτάχυνσης 0.1g στα επόμενα 50 έτη.
- 2) Περιοχές με εδάφη ηλικίας μικρότερης από το Ολόκαινο (τα τελευταία 11000 έτη) στα οποία η στάθμη του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα είναι μικρότερη των 10 m ενώ παρουσιάζουν πάνω από 10% πιθανότητα υπέρβασης εδαφικής επιτάχυνσης 0.2g στα επόμενα 50 έτη.
- 3) Περιοχές με εδάφη ηλικίας μικρότερης από το νεότερο Πλειστόκαινο (τα τελευταία 11000 έως 15000 έτη) στα οποία η στάθμη του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα είναι μικρότερη των 6 m ενώ παρουσιάζουν πάνω από 10% πιθανότητα υπέρβασης εδαφικής επιτάχυνσης 0.3g στα επόμενα 50 έτη.

Είναι αξιοσημείωτο ότι η πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους εξαρτάται από το βάθος του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα. Ανύψωση ή ταπείνωση του βάθους του οδηγεί σε αύξηση ή μείωση, αντίστοιχα, της πιθανότητας ρευστοποίησης. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι το βάθος του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια του έτους, στις διάφορες εποχές, ιδιαίτερα στις παραποτάμιες ή παραλίμνιες περιοχές.

1.3 ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΩΝ

Στην διεθνή πρακτική έχουν καθιερωθεί διάφορα κριτήρια για την αναγκαιότητα ή μη γεωτεχνικής διερεύνησης αναφορικά με την ρευστοποίηση. Έτσι, γεωτεχνική έρευνα για τη ρευστοποίηση δεν απαιτείται όταν

- 1) Το ελάχιστο βάθος της στάθμης του υπογείου υδάτινου ορίζοντα στο παρελθόν, παρόν ή μέλλον δεν ήταν ή δεν πρόκειται να είναι μικρότερο από 15 m.

- 2) Το υπόβαθρο αποτελείται από υλικά που αποκλείουν τη πιθανότητα ρευστοποίησης.
- 3) Ο διορθωμένος τυπικός δείκτης διείδυσης $(N_1)_{60}$ είναι μεγαλύτερος από 30 στο σύνολο ενός σημαντικού αριθμού δειγμάτων εδάφους. Στην περίπτωση εκτέλεσης πρότυπων δοκιμών αντίστασης διείδυσης κώνου, δοκιμή ευρέως γνωστή και ως CPT, ο συντελεστής q_{cIN} πρέπει να είναι μεγαλύτερος ή ίσος από 175 σε αμμώδη υλικά.
- 4) Οι άργιλοι μπορούν να θεωρηθούν γενικά ως εδάφη με μικρή πιθανότητα ρευστοποίησης. Ως αργιλικά μπορούν να θεωρηθούν τα εδάφη με άργιλο (διάμετρος κόκκων < 0.005 mm) σε ποσοστό μεγαλύτερο από 15 %.

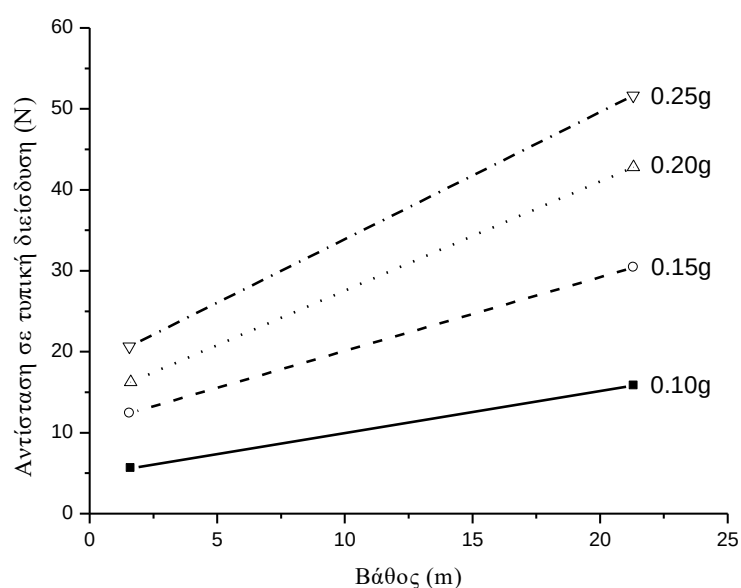
Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθούν τα κριτήρια των Seed & Idriss (1982), γνωστά στη διεθνή βιβλιογραφία ως *Κινέζικα Κριτήρια*, όπου σύμφωνα με αυτά, τα αργιλικά εδάφη με τα παρακάτω χαρακτηριστικά παρουσιάζουν σημαντική πιθανότητα ρευστοποίησης όταν

- α) Το ποσοστό των λεπτόκοκκων υλικών ($D < 0.005$ mm) είναι μικρότερο από 15%.
- β) Το όριο υδαρότητας είναι μικρότερο από 35.
- γ) Το υπάρχον ύδωρ δεν προκαλεί υπέρβαση του 90% του ορίου υδαρότητας.

Η ρευστοποίηση μπορεί να πραγματοποιηθεί σε κάποιο βάθος, ανάλογα με τις συνθήκες που ευνοούν την ολοκλήρωσή της. Η αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων οδηγεί σε ανοδική ροή του νερού. Παρόλο που μπορεί να μην ολοκληρωθεί το φαινόμενο της ρευστοποίησης στα ανώτερα στρώματα του εδάφους, η άνοδος αυτή μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική μείωση των επιτρεπομένων τάσεων. Είναι προφανές ότι η αύξηση της υδροδυναμικής πίεσης στο εσωτερικό του εδάφους οδηγεί σε μεταβολή των ενεργών τάσεων από τις οποίες προκύπτει και η διατμητική αντοχή των εδαφών. Στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχει σημαντικός αριθμός επιστημονικών εργασιών για την ποσοτικοποίηση του φαινομένου της ρευστοποίησης. Ως σημείο εκκίνησης για την εξέταση του φαινομένου μπορεί να θεωρηθεί ο σεισμός του 1964 στη Niigata της Ιαπωνίας. Παρόλο που το φαινόμενο της ρευστοποίησης δεν έχει πλήρως εξηγηθεί, σήμερα έχουν αναπτυχθεί αρκετές μεθοδολογίες ανάλυσης του φαινομένου, προσδιορίζοντας το ποσοτικά με σημαντικό βαθμό ακρίβειας. Στο παρόν βιβλίο παρουσιάζονται οι πιο γνωστές και πλέον εφαρμοσμένες μεθοδολογίες ανάλυσης.

Αρχικά εξετάζονται τα αποτελέσματα της εργασίας των Seed & Idriss (1971). Στην εργασία αυτή, προσδιορίζονται οι διάφορες παράμετροι που χαρακτηρίζουν μια εδαφική περιοχή ως επικίνδυνη ρευστοποίησης. Έτσι, για να

θεωρηθεί μάλλον απίθανο να συμβεί ρευστοποίηση, κάτω από οποιεσδήποτε συνθήκες, το έδαφος πρέπει να παρουσιάζει μεγαλύτερη αντίσταση (μεγαλύτερο αριθμό κρούσεων N) από μια κρίσιμη τιμή της τυπικής δοκιμής διεύθυνσης. Η διερεύνηση λαμβάνει υπόψη τόσο το βάθος του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα όσο και τη μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους. Ποσοτικά, τα αποτελέσματα των Seed & Idriss (1971) και απεικονίζονται στο Σχήμα 6.2.



Σχήμα 6.2: Αντίσταση σε τυπική διεύθυνση που αποκλείει πιθανή ρευστοποίηση (Seed & Idriss 1971)

Μια άλλη προσέγγιση αφορά την πιθανότητα ρευστοποίησης σε σχέση με τη σχετική πυκνότητα των εδαφών. Η σχετική πυκνότητα ορίζεται από τη σχέση

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\rho_{\max}(\rho - \rho_{\min})}{\rho(\rho_{\max} - \rho_{\min})} \quad (6.1)$$

όπου e και ρ είναι ο δείκτης πόρων και η πυκνότητα του εδάφους, αντίστοιχα, ενώ οι δείκτες $\max$ και $\min$ υποδηλώνουν τη μέγιστη και την ελάχιστη τιμή των

μεγεθών, αντίστοιχα. Υπενθυμίζεται ότι ο δείκτης πόρων προκύπτει από τη σχέση

$$e = \frac{G\rho_w}{\rho_d} - 1 \quad (6.2)$$

όπου G είναι η σχετική πυκνότητα των εδαφικών κόκκων ενώ ρ_w και ρ_d είναι η πυκνότητα του νερού και η εν ξηρώ πυκνότητα του εδάφους. Έτσι, οι Seed & Idriss (1971) πρότειναν τον παρακάτω πίνακα σχετικής πυκνότητας – πιθανότητας ρευστοποίησης

Πίνακας 6.1			
Δυναμικό ρευστοποίησης σε σχέση με τη σχετική πυκνότητα			
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση	Ρευστοποίηση		
	Πολύ πιθανή	Μετρίως πιθανή	Μάλλον απίθανη
0.10g	$D_r < 33\%$	$33\% < D_r < 54\%$	$D_r > 54\%$
0.15g	$D_r < 48\%$	$48\% < D_r < 73\%$	$D_r > 73\%$
0.20g	$D_r < 60\%$	$60\% < D_r < 85\%$	$D_r > 85\%$
0.25g	$D_r < 70\%$	$70\% < D_r < 92\%$	$D_r > 92\%$

Πρέπει να σημειωθεί ότι η ελάχιστη πυκνότητα εδάφους που απαιτείται για την αποφυγή της ρευστοποίησης αυξάνει με την αύξηση της περισφιγμένης πίεσης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, για σταθερή πυκνότητα εδάφους, οι βαθύτερες αποθέσεις να είναι περισσότερο ευαίσθητες σε ρευστοποίηση παρά οι πιο επιφανειακές. Το φαινόμενο αυτό γίνεται φανερό και από τη μορφή που παρουσιάζουν τα διαγράμματα στο Σχήμα 6.2. Επίσης, από τον Πίνακα 6.1 γίνεται φανερό ότι δεν είναι απαραίτητο όλα τα ευαίσθητα εδάφη να υποστούν ρευστοποίηση, η οποία εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση.

Οι σύγχρονες θεωρίες που εξετάζουν τη ρευστοποίηση στηρίζονται στα αποτελέσματα των πρότυπων δοκιμών SPT και CPT καθώς και στο λόγο κυκλικής τάσης. Ο τελευταίος προσδιορίζεται με διάφορους τρόπους ως εξής:

α) Στην περίπτωση που είναι γνωστή η χρονική ιστορία της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης $\tau_{\max}$, μέσω μιας υπολογιστικής ή άλλης διαδικασίας η κυκλική τάση ορίζεται από τη σχέση

$$\tau_{\text{cyc}} = 0.65 \tau_{\max} \quad (6.3)$$

β) Στην περίπτωση ελλιπούς γεωτεχνική ανάλυσης, η κυκλική τάση προκύπτει από τη σχέση

$$\tau_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (6.4)$$

όπου a_{max} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, g η επιτάχυνση της βαρύτητας, σ_v είναι η συνολική κατακόρυφη τάση στο σημείο ενδιαφέροντος και r_d είναι ο συντελεστής επιρροής από το βάθος z στο σημείο ενδιαφέροντος και δίνεται από τη σχέση

$$r_d = \frac{1.0 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.0 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2} \quad (6.5)$$

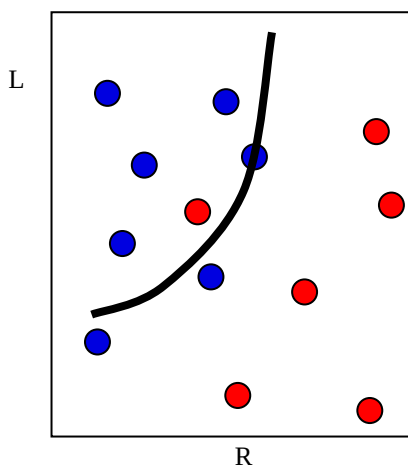
Για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης αποτελεί κοινή πρακτική η κανονικοποίηση του τ_{cyc} ως προς τις αρχικές (προ σεισμού) κατακόρυφες ενεργές τάσεις σ'_{vo} , από όπου προκύπτει ο λόγος κυκλικής τάσης (cyclic stress ratio - CSR)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \quad (6.6)$$

Οι πρώτες πιθανές αξιολογήσεις ρευστοποίησης στηρίχθηκαν σε εργαστηριακές δοκιμές για τη μέτρηση της αντίστασης σε ρευστοποίησης. Όμως, η αναγνώριση επιβλαβών αποτελεσμάτων από τη διαταραχή δειγματοληψίας στα αποτελέσματα μιας εργαστηριακής δοκιμής έχει οδηγήσει στη χρήση των δοκιμών πεδίου για τη μέτρηση της αντίστασης ρευστοποίησης. Αν και η χρήση των νέων τεχνικών εδαφολογικών δειγματοληψιών οδηγεί στην απόκτηση των σχεδόν ανενόχλητων δειγμάτων, η αντίσταση ρευστοποίησης αξιολογείται αυτήν την περίοδο χρησιμοποιώντας τις επί τόπου δοκιμές όπως η τυποποιημένη δοκιμή διεύθυνσης (SPT) και CPT καθώς και παρατηρήσεις της συμπεριφοράς ρευστοποίησης από προηγούμενους σεισμούς.

Τα ιστορικά στα οποία η ρευστοποίηση παρατηρήθηκε ή όχι, μπορούν να αναλυθούν για να οδηγηθούν σε εμπειρικές εκτιμήσεις της αντίστασης ρευστοποίησης. Με το χαρακτηρισμό κάθε μιας από μια σειρά ιστορικών που αφορούν παραμέτρους φόρτισης L και αντίστασης R , όλοι οι συνδυασμοί των L και R μπορούν να σχεδιαστούν δείχνοντας εάν η ρευστοποίηση παρατηρήθηκε ή δεν παρατηρήθηκε (Σχήμα 6.3). Σε αυτήν την προσέγγιση, ο λόγος κυκλικής τάσης που προκαλείται στο έδαφος για κάθε ιστορικό χρησιμοποιείται ως

παράμετρος φόρτισης και μια επί τόπου μέτρηση δοκιμής χρησιμοποιείται ως παράμετρος αντίστασης. Δύο επί τόπου δοκιμές χρησιμοποιούνται συνήθως — το SPT που οδηγεί στην παράμετρο αντίστασης $(N_1)_{60}$, και το CPT που οδηγεί την παράμετρο αντίστασης, q_{c1N} . Επειδή το μέγεθος του λόγου κυκλικής τάσης που δίνεται από την καμπύλη αντιπροσωπεύει τον ελάχιστο λόγο κυκλικής τάσης που απαιτείται για να παρουσιαστεί ρευστοποίηση, αναφέρεται συνήθως ως λόγος κυκλική αντίστασης, CRR. Η καμπύλη αντιπροσωπεύει τη συντηρητική εκτίμηση της αντίστασης R για το δεδομένο επίπεδο φόρτισης L.



Σχήμα 6.3: Διάκριση μεταξύ των ιστορικών στα οποία η ρευστοποίηση παρατηρήθηκε (μπλε κύκλοι) ή όχι (κόκκινοι κύκλοι).

Επειδή η ρευστοποίηση περιλαμβάνει τη συσσωρευτική συγκέντρωση της πίεσης του νερού των πόρων, το οριακό επίπεδο πίεσης του νερού των πόρων είναι άμεσα εξαρτώμενο από τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης. Στην ανάπτυξη μεθοδολογίας για την αξιολόγηση της δυνατότητας ρευστοποίησης ή όχι, η διάρκεια του σεισμού μπορεί να συσχετιστεί με το μέγεθος του σεισμού. Κατά συνέπεια, η μεθοδολογία έχει αναπτυχθεί για μέγεθος 7.5 ενώ με κατάλληλες διορθώσεις που μπορεί να εφαρμοστεί και για άλλα μεγέθη. Επίσης, η μεθοδολογία έχει αναπτυχθεί για καθαρές άμμους (<5% λεπτόκοκκα), ενώ αναπτύσσονται διορθωτικές σχέσεις για την εφαρμογή σε ιλυώδεις άμμους. Η πρόσφατη αναθεώρηση των SPT-διαδικασιών για το χαρακτηρισμό CRR οδήγησε στη σύσταση της καμπύλης που παρουσιάστηκε στο σχήμα 33.26. Αυτή η καμπύλη CRR είναι για την καθαρή άμμο και το μέγεθος 7,5 σεισμοί. Για μια ιλυώδη άμμο με ποσοστό λεπτόκοκκων FC, μια ισοδύναμη αντίσταση SPT καθαρής άμμου μπορεί να υπολογιστεί από

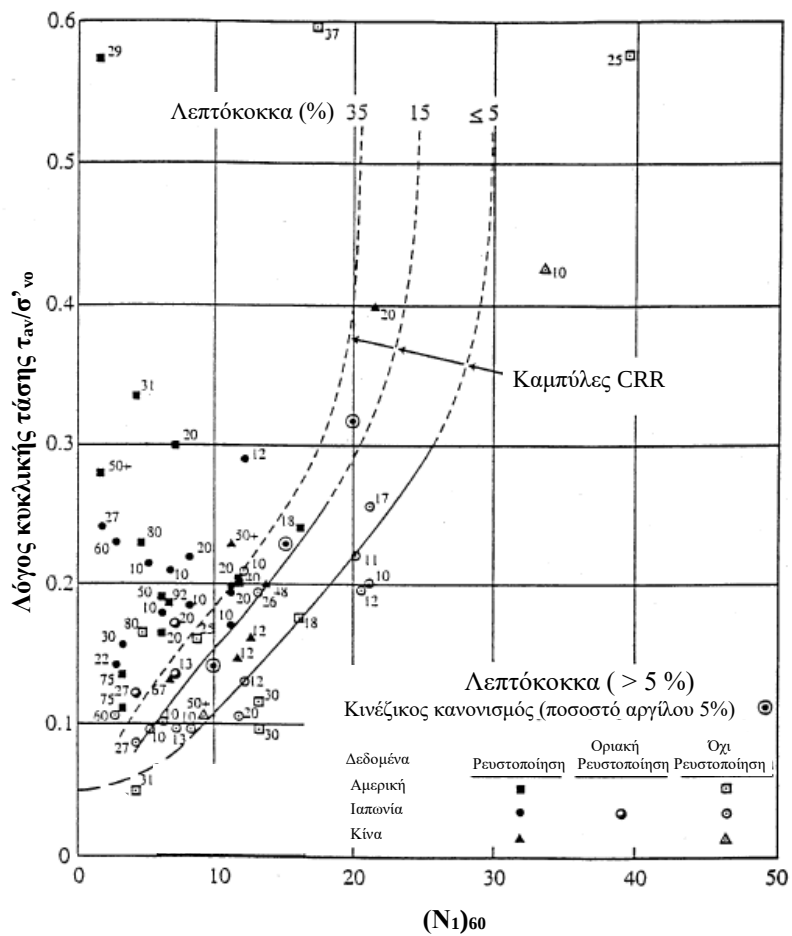
$$(N_1)_{60-CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (6.7)$$

όπου

$\alpha = 0$ και $\beta = 1.0$ για $FC < 5\%$

$\alpha = \exp[1.76 - 190/FC^2]$ και $\beta = 0.99 + FC^{1.5}/1000$ για $5\% < FC < 35\%$

$\alpha = 5.0$ και $\beta = 1.2$ για $FC > 35\%$



Σχήμα 6.4: Σχέση μεταξύ λόγου κυκλικής τάσης που προκαλεί ρευστοποίηση και $(N_1)_{60}$ τιμών για την καθαρή άμμο (Youd και Idriss 1997).

Η επιρροή του μεγέθους του σεισμού προκύπτει από τη σχέση

$$CRR_M = M \times CRR_{7.5} \quad (6.7)$$

μέσω του συντελεστή επιρροής μεγέθους σεισμού M ο οποίος παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.2.

Πίνακας 6.2 Συντελεστής επιρροής μεγέθους σεισμού M	
Μέγεθος σεισμού	Συντελεστής M
5.5	2.20–2.80
6.0	1.76–2.10
6.5	1.44–1.60
7.0	1.19–1.25
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.72

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97, pp.1249-1273.

Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1982. Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, C.A.

Youd T.L. and Idriss I.M. 1997. Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, UT, 1996, NCEER Technical Report NCEER 97-0022, Buffalo N.Y.



7

Αντισεισμικός σχεδιασμός δεξαμενών

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται ο σχεδιασμός των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών έναντι της σεισμικής καταπόνησης. Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών αποτελούν ένα ιδιαίτερο τύπο κατασκευών για τον πολιτικό μηχανικό. Η συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι αρκετά σύνθετη. Στο παρελθόν, πλήθος ερευνητών έχουν εργαστεί για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των δεξαμενών. Στόχος του κεφαλαίου αυτού είναι ο απλός, γρήγορος, ακριβής και πρακτικός σεισμικός σχεδιασμός των δεξαμενών, αποφεύγοντας πολύπλοκες μεθόδους υπολογισμού όπως πεπερασμένα στοιχεία, αλληλεπίδραση υγρού-κατασκευής κλπ.

Στις πρακτικές εφαρμογές υπάρχουν δεξαμενές διαφόρων μορφών. Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται η περίπτωση των λεπτότοιχων κυλινδρικών δεξαμενών από χάλυβα η οποία είναι και η πλέον διαδεδομένη. Πρόκειται για την περίπτωση του πλέον εφαρμοσμένου τύπου δεξαμενών στην πράξη. Η στήριξη των δεξαμενών αυτών είναι άμεση στο έδαφος. Ο μεγάλος αριθμός εφαρμογών αυτού του τύπου δεξαμενών οφείλεται στους εξής παράγοντες

- α) παρουσιάζουν απλό σχεδιασμό
- β) παρουσιάζουν πολύ καλή συμπεριφορά στα υδροστατικά φορτία
- γ) είναι οικονομικές
- δ) κατασκευάζονται εύκολα.

Παρόλο το εύρος εφαρμογών τους πρέπει να σημειωθεί ότι οι λεπτότοιχες μεταλλικές δεξαμενές είναι από τις πλέον ευαίσθητες έναντι της σεισμικής καταπόνησης. Στόχος του κεφαλαίου αυτού είναι ο ασφαλής σχεδιασμός τους με

τρόπο απλό αλλά και εποπτικό για το μελετητή μηχανικό. Επίσης, σε περίπτωση που είναι εφικτή η χρήση ακριβέστερων μοντέλων όπως η δυναμική αλληλεπίδραση ρευστού - κατασκευής με πεπερασμένα ή συνοριακά στοιχεία, η προτεινόμενη μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε ως προμελέτη του προβλήματος για μια πρώτη εκτίμηση της γεωμετρίας και των μεγεθών των σεισμικών φορτίων είτε για τον έλεγχο και την έμμεση επαλήθευση των αποτελεσμάτων της ακριβέστερης ανάλυσης.

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται αρχικά μια συνοπτική βιβλιογραφική ανασκόπηση. Στη συνέχεια εξετάζονται οι διάφορες βασικές μορφές αστοχίας των μεταλλικών δεξαμενών. Κατόπιν γίνεται διερεύνηση του αντισεισμικού σχεδιασμού των λεπτότοιχων μεταλλικών δεξαμενών εδραζομένων άμεσα στο έδαφος. Πιο συγκεκριμένα, η διερεύνηση του επιπέδου καταπόνησης της σεισμικής φόρτισης σε αυτές τις ειδικές κατασκευές εξετάζεται με βάση μια πολύ απλή μεθοδολογία ανάλυσης η οποία δίνει όμως πολύ ικανοποιητικά και εποπτικά αποτελέσματα σε σύγκριση με πολύ πιο σύνθετα μοντέλα όπως είναι τα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων με αλληλεπίδραση ρευστού-κατασκευής. Για την κατανόηση της μεθοδολογίας, παρουσιάζεται πλήθος παραδειγμάτων. Τέλος, το κεφάλαιο αυτό ολοκληρώνεται παρουσιάζοντας τη σύγχρονη αντίληψη για το σχεδιασμό των δεξαμενών έναντι του σεισμού, η οποία αφορά τη σεισμική μόνωσή τους.

7.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

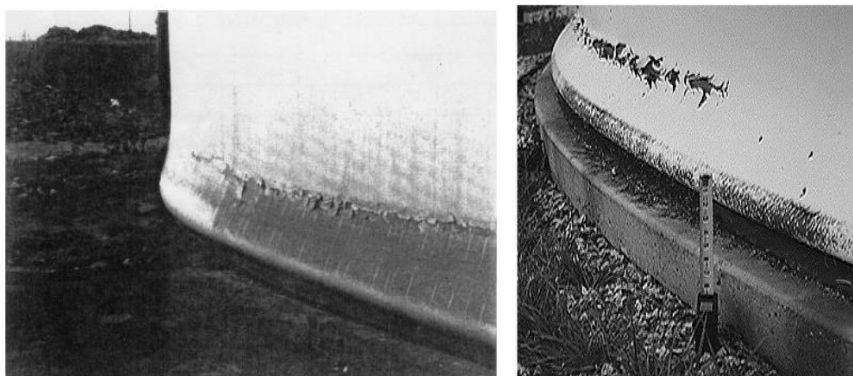
Αρχικά, ο Housner (1957, 1963) ανέπτυξε μοντέλα συγκεντρωμένων μαζών για άμεσα εδραζόμενες επί του εδάφους δεξαμενές με δύο βαθμούς ελευθερίας, αναγνωρίζοντας τη μεγάλη σημασία της σεισμικής καταπόνησης των δεξαμενών αλλά και της σεισμικής συμπεριφοράς τους. Πιο συγκεκριμένα, επισήμανε τον μεγάλης σημασίας “διαχωρισμό” του υγρού σε δύο τμήματα όπου το ένα ακολουθεί πιστά την κίνηση της δεξαμενής (στέρεο σώμα) ενώ το άλλο κινείται ανεξάρτητα προκαλώντας κυματισμό (sloshing). Βελτίωση των προτάσεων του Housner (1963) έκαναν οι Newmark and Rosenblueth (1971) ενώ ο Epstein (1976) πρότεινε κλειστούς τύπους για τον υπολογισμό των συγκεντρωμένων μαζών που προσομοιώνουν το σύστημα δεξαμενής - υγρού. Ο Haroun (1983) ανέπτυξε πίνακες για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των δεξαμενών προτείνοντας ένα βελτιωμένο σύστημα με τρεις βαθμούς ελευθερίας, μοντέλο στο οποίο βασίζεται σε μεγάλο βαθμό και η προτεινόμενη μεθοδολογία. Έκτοτε πλήθος ερευνητών ασχολήθηκε με την διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς των δεξαμενών. Ο αναγνώστης παραπέμπεται για επιπρόσθετες πληροφορίες στους Rammerstorfer et al. (1990), Zeiny (1995), Veletsos and Shrivakumar (1996) και ιδιαίτερα στην ανασκόπηση του Cooper (1997).

7.3 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Τρεις είναι οι κύριες μορφές αστοχίας των μεταλλικών δεξαμενών από σεισμό, οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω

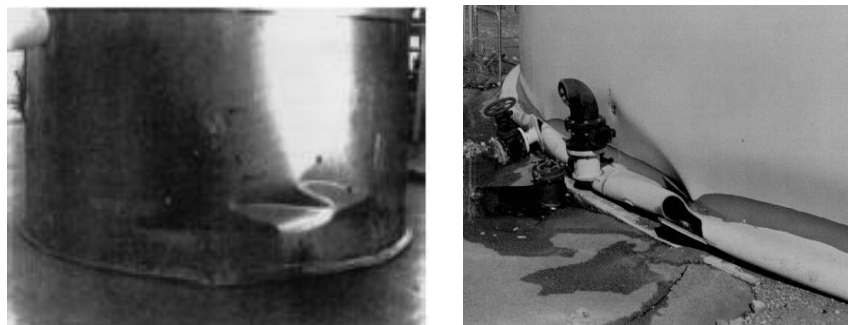
7.3.1 Λυγισμός, με τη μορφή “πόδα του ελέφαντα” ή “σχήματος διαμαντιού”

Ο λυγισμός με τη μορφή “πόδα του ελέφαντα” αφορά τη περίπτωση τοπικής μορφής αστοχίας με τη μορφή εξωτερικής διόγκωσης του κελύφους της δεξαμενής. Η διόγκωση αυτή συμβαίνει σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις στη βάση της δεξαμενής. Σύμφωνα με τους Niwa and Clough (1982), η περίπτωση αστοχίας με τη μορφή αυτή παρουσιάζεται όταν η τάση συνδυασμού των θλιβομένων κατακορύφων τάσεων και των εφελκυστικών τάσεων δακτυλίου είναι περίπου ίση με αυτή του ορίου διαρροής (Hamdan 2000). Στο σχήμα 7.1 παρουσιάζονται τυπικές περιπτώσεις αστοχίας αυτού του τύπου (Wyllie et al. 1986, Zeiny 1995).



Σχήμα 1: Λυγισμός με τη μορφή “πόδα του ελέφαντα”

Ο λυγισμός τύπου “σχήματος διαμαντιού” παρουσιάζεται συνήθως λίγο πιο πάνω από τη βάση της και οφείλεται στις υψηλές θλιβόμενες τάσεις στο μεταλλικό κέλυφος της δεξαμενής (Niwa and Clough 1982). Οι τελευταίες αυξάνουν σημαντικά σε μη-αγκυρωμένες δεξαμενές οι οποίες υφίστανται έντονα το φαινόμενο λικνισμού (rocking). Στο σχήμα 7.2 παρουσιάζονται τυπικές περιπτώσεις λυγισμού κελύφους με τη μορφή “σχήματος διαμαντιού”.



Σχήμα 7.2: Λυγισμός με τη μορφή “σχήματος διαμαντιού”

7.3.2 Ανύψωση των δεξαμενών

Η τμηματική ανύψωση των δεξαμενών (uplift) οφείλεται στη μη-αγκύρωση επί της θεμελίωσής τους. Αυτή είναι επιζήμια εξαιτίας της σημαντικής αύξησης των θλιβομένων τάσεων, οι οποίες οδηγούν και σε λυγισμό με τις παραπάνω μορφές, αλλά και σε καταστροφή των σωληνώσεων και γενικότερα του δικτύου παροχής της δεξαμενής.

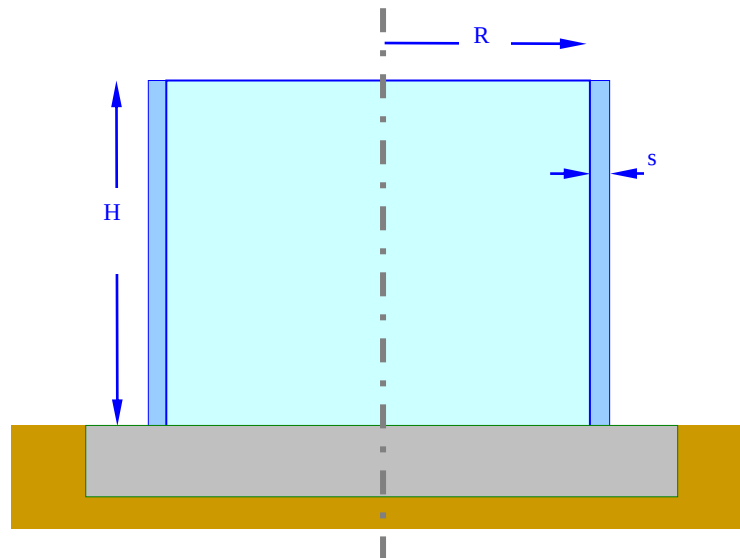
7.3.3 Αστοχία οροφής της δεξαμενής

Η αστοχία οροφής της δεξαμενής προκύπτει από τον υπερβολικό κυματισμό του περιέχοντος υγρού και παρατηρείται είτε με τη μορφή υπερβολικής ρηγμάτωσης, σε δεξαμενές από σκυρόδεμα, είτε με τη μορφή λυγισμού και καταστροφή των συγκολλήσεων, σε μεταλλικές δεξαμενές.

7.4 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

7.4.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά δεξαμενών

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οποιασδήποτε κατασκευής είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών της. Στην παράγραφο αυτή προσδιορίζεται η ιδιοπερίοδος του συστήματος δεξαμενής-υγρού καθώς και του κυματισμού του υγρού. Εξετάζεται μια κυλινδρική δεξαμενή με εσωτερική ακτίνα R , πάχος s , ύψος H και πυκνότητα μάζας υγρού ρ_L . Η δεξαμενή είναι κατασκευασμένη από υλικό με μέτρο ελαστικότητας E και λόγο Poisson ν . Η δεξαμενή αυτή φαίνεται στο σχήμα 7.3.



Σχήμα 7.3: Γεωμετρία δεξαμενής

Η συνολική μάζα M_L του περιεχόμενου υγρού της δεξαμενής με όγκο V δίνεται με βάση το σχήμα 7.3, από τη σχέση

$$M_L = V\rho_L = \pi R^2 H \rho_L \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα για οριζόντια ταλάντωση του συστήματος δεξαμενής-υγρού δίνεται από τις σχέσεις

$$f_D = c_1 \sqrt{\frac{Es}{(1-\nu^2)M_L}} \quad \dots\dots\dots (7.2)$$

όπου

$$c_1 = 0.7254 \sqrt{\frac{R}{H}} - 0.2275 \frac{R}{H} - 0.2023 \quad \dots\dots\dots (7.3)$$

Παράδειγμα 1

Να προσδιοριστεί η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα για οριζόντια ταλάντωση του συστήματος δεξαμενής-υγρού. Η δεξαμενή είναι κατασκευασμένη από χάλυβα ($E=200\text{GPa}$, $\nu=0.3$) η οποία είναι γεμάτη με νερό ($\rho_L=1000\text{kg/m}^3$). Ο προσδιορισμός να γίνει για τους παρακάτω συνδυασμούς

- 1) $R=18.3\text{ m}$, $H=12.2\text{ m}$, $s=0.0254\text{ m}$
- 2) $R=6.0\text{ m}$, $H=12.0\text{ m}$, $s=0.005\text{ m}$
- 3) $R=5.0\text{ m}$, $H=15.0\text{ m}$, $s=0.005\text{ m}$
- 4) $R=7.32\text{ m}$, $H=21.96\text{ m}$, $s=0.0254\text{ m}$
- 5) $R=4.0\text{ m}$, $H=16.0\text{ m}$, $s=0.005\text{ m}$

Επίλυση

Για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του συστήματος δεξαμενής-υγρού χρησιμοποιείται η σχέση 7.2. Επίσης, για τους παραπάνω συνδυασμούς γεωμετρίας της δεξαμενής παραθέτονται και τα αποτελέσματα των Rammerstorfer et al. (1988) [R], Sakai et al. (1984) [S], Haroun and Housner (1981) [HH] και Veletsos and Yang (1976) [VY]. Οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων βρίσκονται στον Πίνακα 7.1, σε κύκλους ανά δευτερόλεπτο (Hz).

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
a/a	$R\text{ (m)}$	$H\text{ (m)}$	$s\text{ (m)}$	[R]	[S]	[HH]	[VY]	[Σχ. 7.2]
1	18.3	12.2	0.0254	8.39	6.64	6.28	7.35	7.19
2	6.0	12.0	0.005	5.97	5.62	5.77	5.43	5.60
3	5.0	15.0	0.005	4.38	4.31	4.28	4.35	4.30
4	7.32	21.96	0.0254	5.43	5.49	5.29	5.44	5.47
5	4.0	16.0	0.005	3.87	4.23	3.81	4.08	3.83

Είναι φανερό ότι η ιδιοσυχνότητα που προκύπτει από τη σχέση 7.2 (στήλη 9) παρουσιάζει μεγάλη ακρίβεια, όπως προκύπτει και από τα αποτελέσματα των διαφόρων ερευνητών (στήλες 5-8).

Κατά ανάλογο τρόπο, η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα εξετάζεται και για την κατακόρυφη ταλάντωση του συστήματος δεξαμενής-υγρού. Η περίπτωση της κατακόρυφης ταλάντωσης παρουσιάζει αξονοσυμμετρία και η διερεύνηση της είναι απαραίτητη ιδιαίτερα στην περίπτωση της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής εδαφικής κίνησης και επιτάχυνσης. Η ιδιοσυχνότητα στην περίπτωση της κατακόρυφης ταλάντωσης δίνεται από τη σχέση

$$f_{DV} = c_2 \sqrt{\frac{E_s}{(1-\nu^2)M_L}} \dots\dots\dots (7.4)$$

όπου

$$c_2 = 0.4069 \sqrt{\frac{R}{H}} - 0.1209 \frac{R}{H} - 0.0123 \quad \dots\dots\dots (7.5)$$

Παράδειγμα 2

Να προσδιοριστεί η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα για κατακόρυφη ταλάντωση του συστήματος δεξαμενής-υγρού. Η λεπτότοιχη δεξαμενή είναι κατασκευασμένη από χάλυβα με ιδιότητες υλικού $E=200 \text{ GPa}$ και $\nu=0.3$, και η οποία είναι γεμάτη με νερό με πυκνότητα $\rho_L=1000 \text{ kg/m}^3 \cong 1 \text{ kNsec}^2/\text{m}^4$). Ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας να γίνει για τους παρακάτω συνδυασμούς

- 1) $R=18.3 \text{ m}$, $H=12.2 \text{ m}$, $s=0.0254 \text{ m}$
- 2) $R=25.0 \text{ m}$, $H=21.6 \text{ m}$, $s=0.030 \text{ m}$
- 3) $R=7.32 \text{ m}$, $H=21.96 \text{ m}$, $s=0.0254 \text{ m}$
- 4) $R=5.50 \text{ m}$, $H=21.17 \text{ m}$, $s=0.015 \text{ m}$

Επίλυση

Για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας κατά την κατακόρυφη συνιστώσα, χρησιμοποιείται η σχέση 7.4 [7.4]. Επίσης παραθέτονται και τα αποτελέσματα των Veletsos & Kumar (1984) [VK], Luft (1984) [L], Hori (1987) [H] και Haroun & Tayel (1985) [HT]. Οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων στον πίνακα 7.2 είναι σε κύκλους ανά δευτερόλεπτο (Hz).

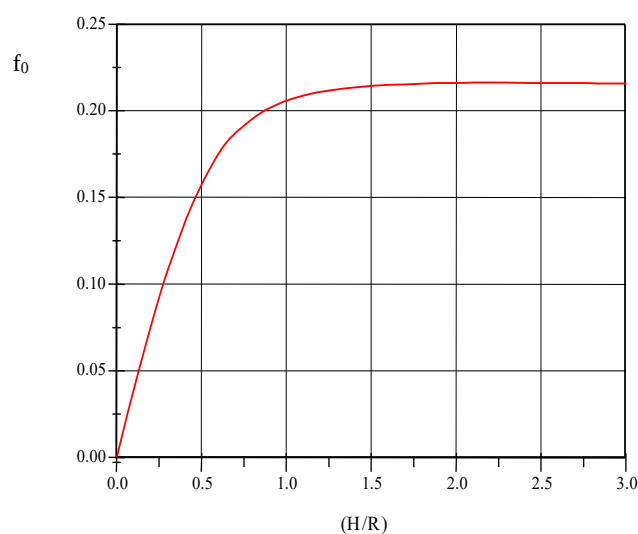
ΠΙΝΑΚΑΣ 7.2								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
a/a	$R \text{ (m)}$	$H \text{ (m)}$	$s \text{ (m)}$	[VK]	[L]	[H]	[HT]	[Σχ. 7.4]
1	18.3	12.2	0.0254	6.30	6.00	6.40	-	6.35
2	25.0	21.60	0.030	3.63	3.46	-	-	3.56
3	7.32	21.96	0.0254	7.66	7.29	-	6.86	7.08
4	5.5	21.17	0.015	7.14	6.80	7.20	-	6.63

Είναι φανερό ότι η ιδιοσυχνότητα που προκύπτει από τη σχέση 7.4 (στήλη 9) παρουσιάζει μεγάλη ακρίβεια, όπως προκύπτει και συγκριτικά με τα αποτελέσματα των διαφόρων ερευνητών (στήλες 5-8).

Τέλος, η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα για τον κυματισμό του υγρού δίνεται από τη σχέση 7.6

$$f_s = 0.216 \sqrt{\frac{g}{R} \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right)} \quad \dots\dots\dots (7.6)$$

ή και έμμεσα από το σχήμα 7.4.



Σχήμα 7.4: Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα κυματισμού

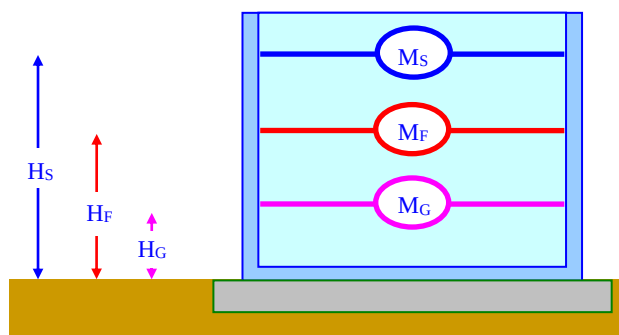
Στο σχήμα 7.4 υπολογίζεται η αδιάστατη ποσότητα $f_0 = f_s(R/g)^{1/2}$. Έτσι, πολλαπλασιάζοντας την τιμή του σχήματος 7.4 με την ποσότητα $(g/R)^{1/2}$ προκύπτει η τιμή της ιδιοσυχνότητας κυματισμού.

7.4.2 Προσομοίωμα ανάλυσης

Στην ενότητα αυτή εξετάζονται τα υδροδυναμικά φαινόμενα τα οποία προκύπτουν από την από την επιτάχυνση της μάζας του υγρού. Για την απόκριση της μάζας του υγρού αλλά και του συστήματος δεξαμενής υγρού χρησιμοποιείται η μέθοδος των ενεργών μαζών (Haroun 1983). Έτσι, η δεξαμενή και το υγρό μπορούν να προσομοιωθούν με σύστημα μαζών, τοποθετημένων σε συγκεκριμένο ύψος. Για την προσομοίωση αυτή χρησιμοποιούνται

- η μάζα M_S , σε ύψος H_S , για την προσομοίωση του υδροδυναμικού κυματισμού (σύστημα-S)
- η μάζα M_F , σε ύψος H_F , για την προσομοίωση της σχετικής παραμόρφωσης της δεξαμενής ως προς το έδαφος (σύστημα-F)
- η μάζα M_G , σε ύψος H_G , για την προσομοίωση της εδαφικής κίνησης (σύστημα-G).

Το σύστημα που προκύπτει, όπως αποδεικνύεται και από διάφορες αριθμητικές εφαρμογές, αποτελεί πολύ καλή προσέγγιση του πραγματικού φαινομένου. Το σύστημα αυτό φαίνεται στο σχήμα 7.5.



Σχήμα 7.5 : Προσομοίωμα δυναμικής ανάλυσης

Παρακάτω προσδιορίζονται οι παράμετροι του μοντέλου. Οι παράμετροι μάζας M_S , M_F και M_G προσδιορίζονται από τις σχέσεις (7.7), (7.9) και (7.11) ή από τα σχήματα 7.6, 7.8 και 7.10. Επίσης, οι παράμετροι ύψους M_S , M_F και M_G προσδιορίζονται από τις σχέσεις (7.8), (7.10) και (7.12) ή από τα σχήματα 7.7, 7.9 και 7.11.

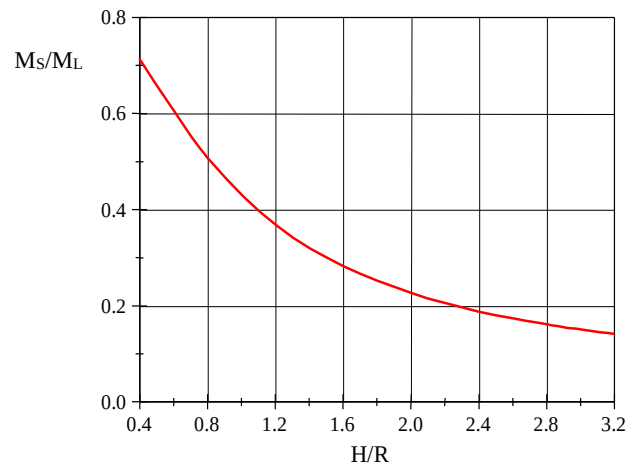
ΣΥΣΤΗΜΑ – S

Η μάζα M_S και το ύψος H_S , τα οποία αφορούν το κυματισμό (sloshing) του υγρού προκύπτουν από τις σχέσεις 7.7 και 7.8 αντίστοιχα.

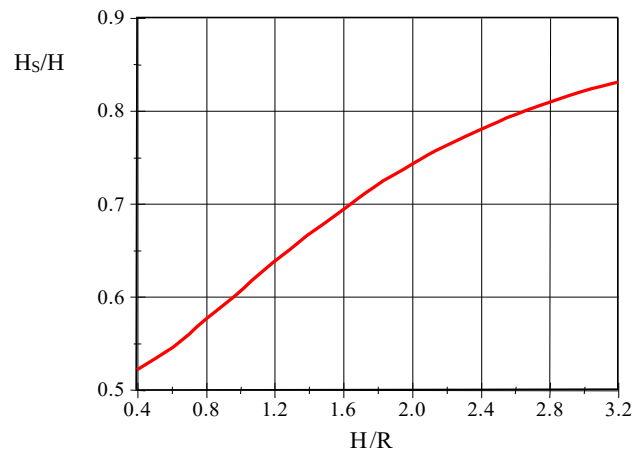
$$M_S = 1.429 \rho_L R^3 \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right) = 0.455 M_L \left(\frac{R}{H}\right) \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right) \quad \dots\dots\dots (7.7)$$

$$H_S = H \left[1 - \left(\frac{R}{1.84H} \right) \tanh\left(\frac{0.92H}{R}\right) \right] \quad \dots\dots\dots (7.8)$$

Η μάζα M_S και το ύψος H_S προσδιορίζονται επίσης και με τη βοήθεια των Σχημάτων 7.6 και 7.7. Στο σχήμα 7.6 υπολογίζεται η αδιάστατη ποσότητα M_S/M_L , ενώ στο σχήμα 7.7 η αδιάστατη ποσότητα H_S/H .



Σχήμα 7.6: Η αδιάστατη ποσότητα M_S/M_L



Σχήμα 7.7: Η αδιάστατη ποσότητα H_S/H

ΣΥΣΤΗΜΑ – F

Για τον προσδιορισμό της μάζας M_F ορίζονται οι παράμετροι R , H , A_1 και A_2 από τις σχέσεις 7.9 – 7.11.

$$R = \frac{H}{R}, \quad H = \frac{R}{H} \quad \dots\dots\dots (7.9)$$

$$A_1 = -.1339 + 1.1431(R) - .5768(R)^2 + .1296(R)^3 - .0111(R)^4 \quad \dots\dots\dots (7.10)$$

$$A_2 = -.1029 + 1.1284(R) - .5455(R)^2 + .1144(R)^3 - .0089(R)^4 \quad \dots\dots\dots (7.11)$$

Η μάζα M_F προκύπτει από τη σχέση

$$M_F = M_L \left[\left(\frac{1000 \left(\frac{s}{R} \right) - 1}{3} \right) (A_2 - A_1) + A_1 \right] \quad \dots\dots\dots (7.12)$$

Για τον προσδιορισμό του ύψους H_F ορίζεται η παράμετρος B_1

$$B_1 = .4003 - 0.0735(R) + .1385(R)^2 - .053(R)^3 + .0068(R)^4 \quad \dots\dots\dots (7.13)$$

και B_2

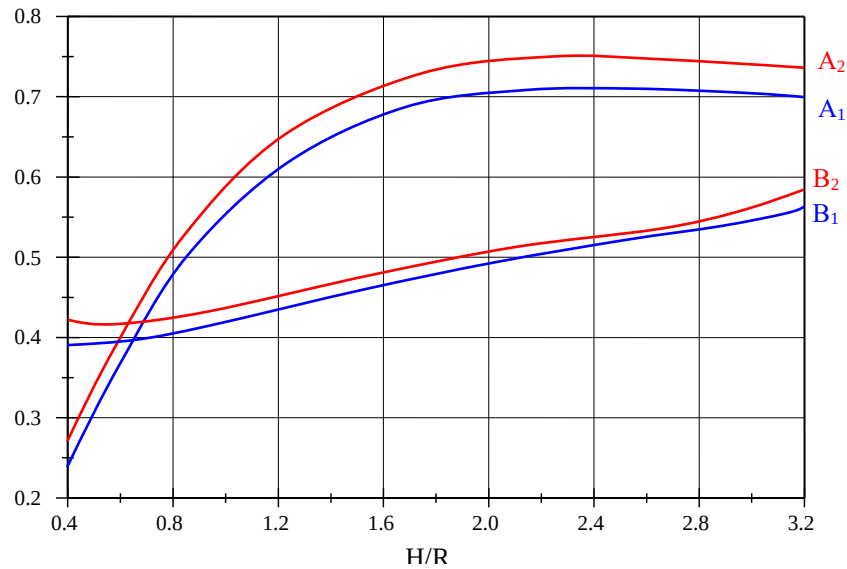
$$B_2 = .4688 - 0.2153(R) + .2732(R)^2 - .1073(R)^3 + .0145(R)^4 \quad \dots\dots\dots (7.14)$$

Το ύψος H_F προκύπτει από τη σχέση

$$H_F = H \left[\left(\frac{1000 \left(\frac{s}{R} \right) - 1}{3} \right) (B_2 - B_1) + B_1 \right] \quad \dots\dots\dots (7.15)$$

Η μάζα M_F και το ύψος H_F προκύπτουν από τις σχέσεις 7.12 και 7.15 αντίστοιχα. Στις σχέσεις αυτές εμπλέκεται και το πάχος s του κελύφους της δεξαμενής. Οι παραπάνω εκφράσεις πρέπει να χρησιμοποιούνται εντός των περιοχών $0.001R \leq s \leq 0.004R$. Οι διαστάσεις αυτές είναι και οι πλέον συνήθεις στην πράξη.

Οι συντελεστές A_1 , A_2 , B_1 και B_2 των σχέσεων 7.10-7.15 προκύπτουν και με τη βοήθεια του σχήματος 7.8.



Σχήμα 7.8: Οι συντελεστές του συστήματος F

Για την ανάλυση του συστήματος F απαιτείται πρόσθετα ο προσδιορισμός του συντελεστή μετατόπισης B_f , ο οποίος πολλαπλασιασμένος με τη μέγιστη μετατόπιση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με ιδιοσυχνότητα f_v (βλ. σχέση 7.2) ισούται με τη μέγιστη μετατόπιση του κελύφους. Ο συντελεστής B_f προκύπτει από τη σχέση 7.16.

$$B_f = 2.04 - 2.645(H) + 2.8494(H)^2 - 1.3204(H)^3 + .2851(H)^4 \quad \dots\dots\dots (7.16)$$

ΣΥΣΤΗΜΑ – G

Για τον προσδιορισμό της μάζας M_G ορίζονται παρακάτω οι διάφορες παράμετροι

$$C1 = -.0492 + 0.877(R) - .3126(R)^2 + .04(R)^3 \quad \dots\dots\dots (7.17)$$

$$C2 = -.0007 + 0.8797(R) - .3118(R)^2 + .0396(R)^3 \quad \dots\dots\dots (7.18)$$

Η μάζα M_G προκύπτει από τη σχέση

$$M_G = M_L \left[\left(\frac{1000 \left(\frac{s}{R} \right) - 1}{3} \right) (C_2 - C_1) + C_1 \right] \quad \dots\dots\dots (7.19)$$

Για τον προσδιορισμό του ύψους H_G επίσης ορίζονται οι παράμετροι

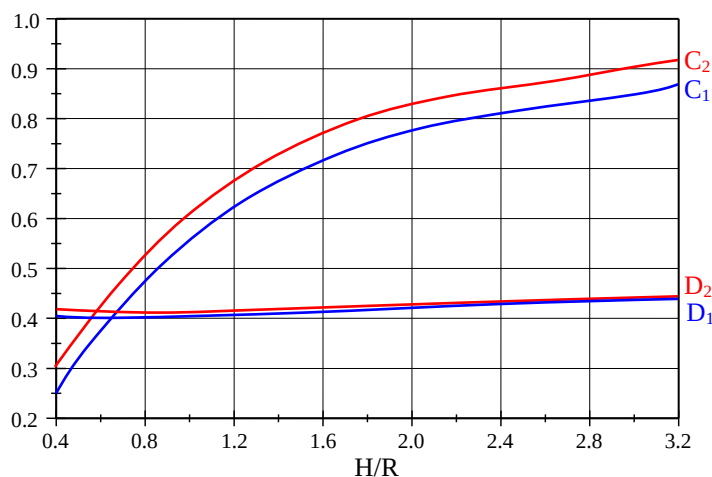
$$D_1 = .4135 - 0.0355(R) + .0388(R)^2 - .0118(R)^3 + .00124(R)^4 \quad \dots\dots\dots (7.20)$$

$$D_2 = .44 - 0.0728(R) + .0634(R)^2 - .019(R)^3 + .002(R)^4 \quad \dots\dots\dots (7.21)$$

όπου το ύψος H_G προκύπτει από τη σχέση

$$H_G = H \left[\left(\frac{1000 \left(\frac{s}{R} \right) - 1}{3} \right) (D_2 - D_1) + D_1 \right] \quad \dots\dots\dots (7.22)$$

Η μάζα M_G και το ύψος H_G προκύπτουν από τις σχέσεις 7.19 και 7.22 αντίστοιχα. Στις σχέσεις αυτές εμπλέκεται και το πάχος s του κελύφους της δεξαμενής. Οι παραπάνω εκφράσεις πρέπει να χρησιμοποιούνται εντός των περιοχών $0.001R \leq s \leq 0.004R$, οι οποίες είναι και οι πλέον συνήθεις στην πράξη. Οι συντελεστές C_1 , C_2 , D_1 και D_2 των σχέσεων 7.17-7.22 προκύπτουν επίσης και με τη βοήθεια του σχήματος 7.9.



Σχήμα 7.9: Οι συντελεστές του συστήματος G

7.4.3 Σεισμική απόκριση

Η σεισμική απόκριση του συστήματος δεξαμενής-υγρού προσδιορίζεται με τα παρακάτω βήματα

ΒΗΜΑ 1ο

Υπολογίζεται αρχικά η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση A_{Gmax} . Από αυτή προκύπτει η απόκριση του συστήματος-G. Κατόπιν, υπολογίζεται η μέγιστη απόκριση (S_{aS}) του συστήματος-S (κυματισμός) για μάζα M_S , ύψος H_S , ιδιοσυχνότητα f_S και απόσβεση $\xi_S=0.5\%$ (απόσβεση χάλυβα). Στη συνέχεια, υπολογίζεται η μέγιστη απόκριση του συστήματος δεξαμενής-υγρού -F- (S_{aF} και S_{dF}) για μάζα M_F , ύψος H_F , ιδιοσυχνότητα f_F και απόσβεση $\xi_F=2.0\%$.

ΒΗΜΑ 2ο

Υπολογίζονται οι μέγιστες μεταθέσεις. Έτσι, το μέγιστο ύψος κυματισμού προκύπτει από τη σχέση

$$\zeta_{max} = 0.837R \frac{S_{aS}}{g} \dots\dots\dots (7.23)$$

ενώ η μέγιστη μετάθεση του συστήματος δεξαμενής-υγρού υπολογίζεται από τη σχέση

$$w_{max} = B_F S_{dF} \dots\dots\dots (7.24)$$

ΒΗΜΑ 3ο

Υπολογίζεται η μέγιστη καταπόνηση. Έτσι, η διάτμηση βάσης προκύπτει από τη σχέση

$$Q_{max} = \sqrt{(M_S S_{aS})^2 + (M_F S_{aF})^2 + [(M_G - M_F) A_{Gmax}]^2} \dots\dots\dots (7.25)$$

ενώ η ροπή ανατροπής υπολογίζεται από τη σχέση

$$M_{max} = \sqrt{(M_S H_S S_{aS})^2 + (M_F H_F S_{aF})^2 + [(M_G H_G - M_F H_F) A_{Gmax}]^2} \dots (7.26)$$

ΒΗΜΑ 4ο

Υπολογίζεται η μέγιστη καταπόνηση που αφορά την εντατική κατάσταση του κελύφους. Έτσι, η μέγιστη αξονική τάση εμφανίζεται τη βάση του κελύφους και προκύπτει από τη σχέση

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{\pi R^2 s} \dots\dots\dots (7.27)$$

Επίσης, με βάση τη θεωρία κελυφών, η μέγιστη δύναμη δακτυλίου υπολογίζεται από τη σχέση

$$v_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\pi}, \dots\dots\dots (7.28)$$

ΒΗΜΑ 5ο

Υπολογίζεται η μέγιστη καταπόνηση για το σχεδιασμό των αγκυρώσεων. Υπενθυμίζεται ότι εξετάζεται ο τύπος της αγκυρωμένης δεξαμενής με την οποία αποκλείεται η οποιαδήποτε πιθανή τμηματική ανύψωση του κελύφους (anchored tank).

Στη διεθνή βιβλιογραφία, η δεξαμενή με αγκύρια θεωρείται πιο δαπανηρή από τη δεξαμενή χωρίς αγκύρωση εξαιτίας του κόστους των αγκυριών. Κατά τη γνώμη των συγγραφέων, αυτό δεν αντιστοιχεί στην πραγματικότητα. Καταρχήν, η μη αγκυρωμένη δεξαμενή παρουσιάζει μικρότερο κρίσιμο φορτίο λυγισμού για το κέλυφος της δεξαμενής, όπως έγινε φανερό και στη παράγραφο 7.2. Έτσι, ο σχεδιασμός απαιτεί μεγαλύτερο πάχος για το κέλυφος ή περισσότερες ενισχύσεις σε αυτό οπότε τελικά το κόστος φαίνεται να αυξάνει. Επίσης, ο σχεδιασμός μη αγκυρωμένων δεξαμενών είναι σημαντικά πολύπλοκος αφού η τοπική ανύψωση του κελύφους (uplift) οδηγεί σε έντονα μη-γραμμικό πρόβλημα και για την επίλυσή του απαιτούνται απαιτητικές υπολογιστικές μέθοδοι. Στο σχήμα 7.10 παρουσιάζεται μια τυπική περίπτωση αγκυρίου για το κέλυφος.

Η αξονική δύναμη του αγκυρίου δίνεται από τη σχέση (Wozniak 1996),

$$T_{\max} = \frac{\frac{2M_{\max}}{R} - W}{N} \dots\dots\dots (7.28)$$

όπου

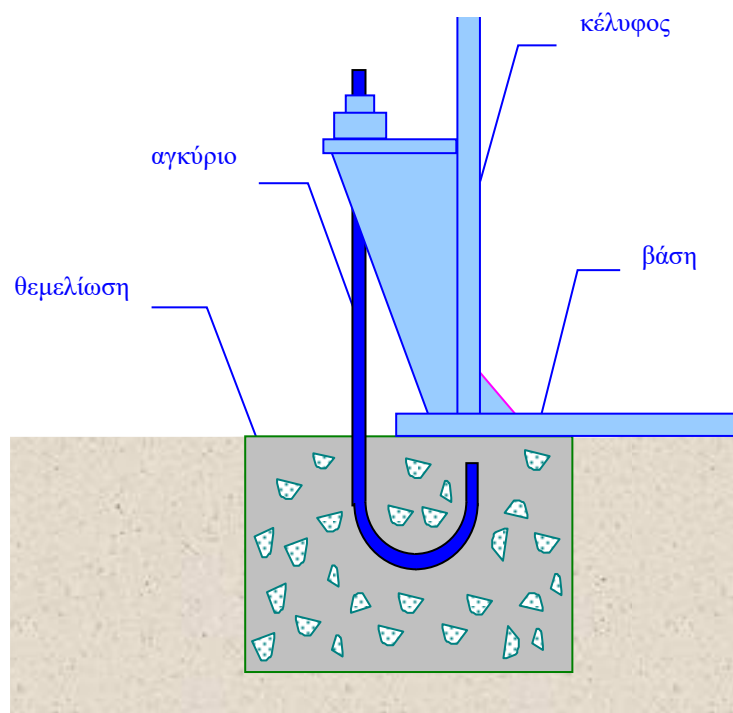
N = ο αριθμός των αγκυρίων

W = το συνολικό βάρος του κελύφους συν το τμήμα του βάρους της οροφής το οποίο μεταφέρεται από το κέλυφος. Για την περίπτωση των δεξαμενών χωρίς οροφή και με πυκνότητα βάρους του υλικού της δεξαμενής γ_s , το βάρος προκύπτει από τη σχέση

$$W = V_s \gamma_s = (2\pi R H_s) \gamma_s \quad (7.29)$$

Ο αριθμός των αγκυρίων προκύπτει συνήθως από την μεταξύ τους απόσταση d_a για την οποία πρέπει

$$0.6 \text{ m} \leq d_a \leq 3.0 \text{ m} \quad (7.30)$$



Σχήμα 7.10: Λεπτομέρεια αγκύρωσης

ΒΗΜΑ 6ο

Υπολογίζεται η μέγιστη τάση του εδάφους. Αρχικά υπολογίζεται η εκκεντρότητα c για τα κατακόρυφα φορτία W στη στάθμη της θεμελίωσης ύψους h_Θ και βάρους W_Θ λόγω ροπής ανατροπής $M_{\max}$ και τέμνουσας βάσης $Q_{\max}$ από τη σχέση

$$c = \frac{M_{\max} + Q_{\max} h_\Theta}{W + W_\Theta} \quad \dots\dots\dots (7.31)$$

Η μέση τάση σ_m για τα κατακόρυφα φορτία είναι

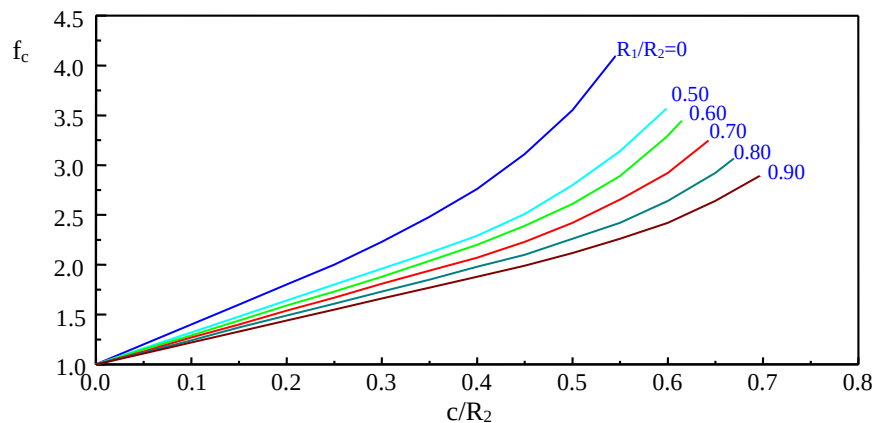
$$\sigma_m = \frac{W + W_\Theta}{\pi(R_2^2 - R_1^2)} \quad \dots\dots\dots (7.32)$$

όπου R_1 και R_2 είναι η εσωτερική και η εξωτερική ακτίνα του θεμελίου σχήματος δακτυλίου, αντίστοιχα. Η περίπτωση κυκλικού θεμελίου προκύπτει για εσωτερική ακτίνα θεμελίου $R_1=0$.

Η μέγιστη τάση προκύπτει από τη σχέση

$$\sigma_{\max} = (f_c)(\sigma_m) \quad \dots\dots\dots (7.33)$$

όπου ο συντελεστής f_c αποτελεί ποσότητα της εξωτερικής ακτίνας R_2 και της εκκεντρότητας c , ο οποίος δίνεται στο σχήμα 7.11.

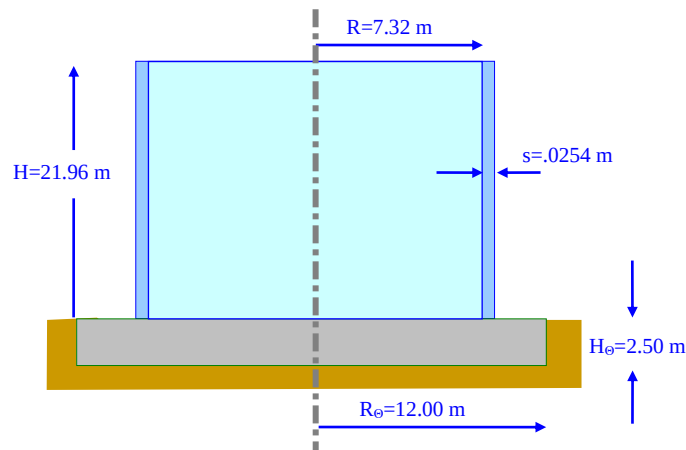


Σχήμα 7.11: Ο συντελεστής f_c

7.5 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

Παράδειγμα 3

Να προσδιοριστεί η απόκριση του συστήματος δεξαμενής-υγρού του σχήματος 7.12 για τη συνιστώσα N-S του σεισμού ElCentro-1940 που απεικονίζεται στο σχήμα 7.13. Η δεξαμενή είναι από χάλυβα ($E=200 \text{ GPa}$, $\nu=0.3$, $\gamma_s=78500 \text{ N/m}^3$) ενώ τη στιγμή της σεισμικής διέγερσης είναι πλήρως γεμάτη με νερό με $\rho_L=1000 \text{ Nsec}^2/\text{m}^4$. Το θεμέλιο είναι από σκυρόδεμα με $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$, ενώ η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους είναι $\sigma_{\text{επ}}=1.2 \text{ MPa}$. Δίνεται $g=9.81 \text{ m/sec}^2$.



Σχήμα 7.12: Δεξαμενή νερού

Επίλυση

- I. Αρχικά προσδιορίζεται η μάζα του υγρού από τη σχέση 7.1

$$M_L = \pi R^2 H \rho_L = \pi (7.32)^2 (21.96) (1000) = 3.6967 \times 10^6 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

- II. Κατόπιν ακολουθεί ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του συστήματος δεξαμενής- υγρού f_D (σχέση 7.2) και του κυματισμού f_S (σχέση 7.6 ή σχήμα 7.4)

$$f_D = c_1 \sqrt{\frac{E_s}{(1-\nu^2)M_L}} = (0.1407) \sqrt{\frac{(200 \times 10^9)(0.0254)}{(1-0.3^2)(3.6967 \times 10^6)}} = 5.468 \text{ Hz}$$

$$f_s = 0.216 \sqrt{\frac{g}{R} \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right)} = (0.216) \sqrt{\frac{(9.81)}{(7.32)} \tanh\left(\frac{(1.84)(21.96)}{(7.32)}\right)} = 0.25 \text{ Hz}$$

III. Για τα παραπάνω δυναμικά χαρακτηριστικά προσδιορίζεται η μέγιστη απόκριση του συστήματος. Είναι

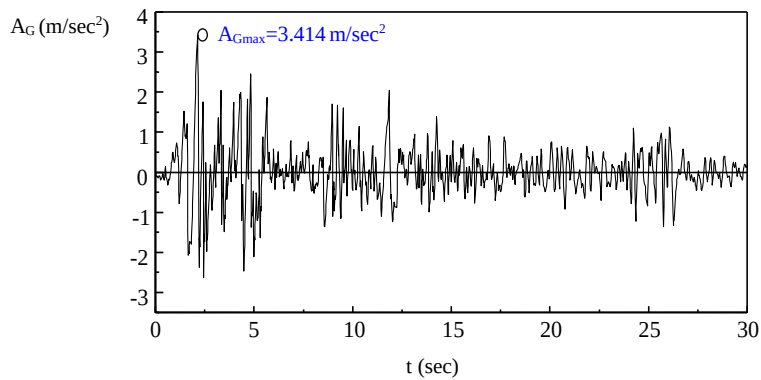
$$f_F=f_D=5.468 \text{ Hz}, T_F=.183 \text{ sec και } f_s=0.25 \text{ Hz}, T_s=4.0 \text{ sec}$$

Από τα σχήματα 12, 13 προκύπτει

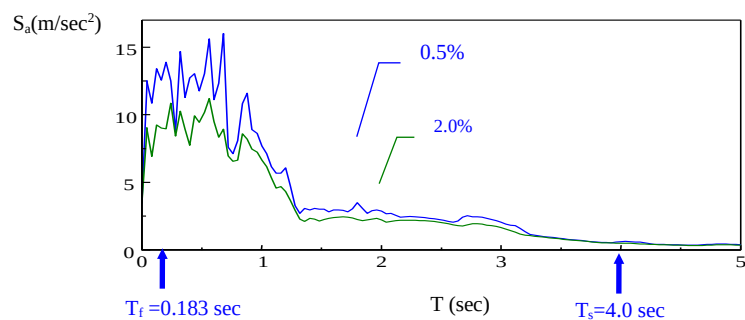
$$A_{G\max} = 0.348g = 3.414 \text{ m/sec}^2, S_{aS} = 0.063g = 0.618 \text{ m/sec}^2$$

$$S_{aF} = 0.856g = 8.397 \text{ m/sec}^2, S_{dF} = 7.57e^{-3} \text{ m} = 7.57 \text{ mm}$$

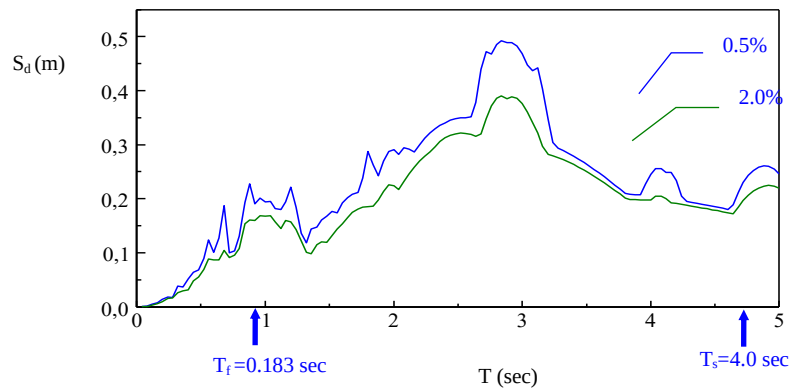
IV.



Σχήμα 7.13: Η καταγραφή N-S του σεισμού ElCentro (18/5/1940)



Σχήμα 7.14: Φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων



Σχήμα 7.15: Φάσμα μεταθέσεων

- V. Υπολογίζεται το μέγιστο ύψος κυματισμού (σχέση 7.23)

$$\xi_{\max} = 0.837R \frac{S_{as}}{g} = (0.837)(7.32) \frac{(0.618)}{(9.81)} = 0.386 \text{ m}$$

καθώς και η μέγιστη μετατόπιση του κελύφους $w_{\max}$. Από τη σχέση 7.9 είναι

$$R = \frac{H}{R} = \frac{(21.96)}{(7.32)} = 3 \text{ και } H = \frac{R}{H} = \frac{(7.32)}{(21.96)} = \frac{1}{3}$$

Ο συντελεστής B_f από τη σχέση 7.16 ισούται με

$$B_f = 2.04 - 2.645(1/3) + 2.8494(1/3)^2 - 1.3204(1/3)^3 + .2851(1/3)^4 = 1.430$$

Από τη σχέση 7.24 τελικά προκύπτει

$$w_{\max} = B_f S_{df} = (1.430)(7.57e^{-3}) = 1.08e^{-2} \text{ m} = 10.8 \text{ mm}$$

- VI. Υπολογίζεται η μάζα και το ύψος των συστημάτων

Σύστημα – S

Από τις σχέσεις 7.7, 7.8 ή τα σχήματα 7.6, 7.7 προκύπτει

$$M_S = 5.606e^5 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

$$H_S = 18.01 \text{ m}$$

Σύστημα – F

Από τις σχέσεις 7.10-7.15 ή το σχήμα 7.8 προκύπτει

$$M_F = 2.714e^6 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

$$H_F = 12.23 \text{ m}$$

Σύστημα - G

Από τις σχέσεις 7.17-7.22 ή το σχήμα 7.9 προκύπτει

$$M_G = 3.298e^6 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

$$H_G = 9.68 \text{ m}$$

- VII.** Υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης και η ροπή ανατροπής από τις σχέσεις 7.25 και 7.26 αντίστοιχα

$$Q_{\max} = \sqrt{(M_S S_{aS})^2 + (M_F S_{aF})^2 + [(M_G - M_F) A_{G \max}]^2} = 22.879e^6 \text{ N}$$

$$M_{\max} = \sqrt{(M_S H_S S_{aS})^2 + (M_F H_F S_{aF})^2 + [(M_G - M_F) H_G A_{G \max}]^2} = 279.49e^6 \text{ Nm}$$

- VIII.** Υπολογίζεται η μέγιστη αξονική τάση και η μέγιστη δύναμη δακτυλίου από τις σχέσεις 27 και 28 αντίστοιχα

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{\pi R^2 s} = \frac{279.49e^6}{\pi (7.32)^2 (0.0254)} = 65.367e^6 \text{ N/m}^2 = 65.367 \text{ MPa}$$

και

$$N_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\pi H} = \frac{22.789e^6}{\pi (21.96)} = 3.303e^5 \text{ N/m}$$

- IX.** Υπολογίζεται η δύναμη των αγκυρίων. Επιλέγονται 60 αγκύρια. Η περιφερειακή απόσταση των αγκυρίων είναι

$$d_a = \frac{\pi}{N} = \frac{2\pi R}{N} = 0.767 \text{ m}$$

Έλεγχος (σχέση 7.30): $0.60 \text{ m} \leq 0.767 \text{ m}$
και $0.767 \text{ m} \leq 6.00 \text{ m}$ ✓

Η δύναμη του αγκυρίου δίνεται από τη σχέση

$$T_{\max} = \frac{\frac{2M_{\max}}{R} - W}{N} = \frac{\frac{2M_{\max}}{R} - 2\pi R s H \gamma_s}{N} = 1.239e^6 \text{ N} = 1239 \text{ kN}$$

Το βάρος W είναι το ίδιο βάρος της δεξαμενής. Η δεξαμενή στο υπό εξέταση πρόβλημα δεν έχει οροφή.

- X.** Υπολογίζεται η μέγιστη τάση του εδάφους βάσει των σχέσεων 7.31-7.33 και του σχήματος 7.9. Έτσι

$$c = \frac{M_{\max} + Q_{\max} h_p}{W + W_p} = \frac{M_{\max} + Q_{\max} h_p}{(2\pi R s H \gamma_s + \pi R^2 H \rho_L g) + \pi R_{\Theta}^2 H_{\Theta} \gamma_c} = 4.89 \text{ m}$$

$$\text{και άρα } \frac{c}{R_{\Theta}} = \frac{4.89}{12.00} = 0.408. \text{ Από το σχήμα 7.11 προκύπτει } f_c = 2.81.$$

$$\text{Επίσης, } \sigma_m = \frac{W + W_{\Theta}}{\pi R_{\Theta}^2} = \frac{2\pi R s H \gamma_s + \pi R^2 H \rho_L g + \pi R_{\Theta}^2 H_{\Theta} \gamma_c}{\pi R_{\Theta}^2} = 147.1 \text{ kPa}$$

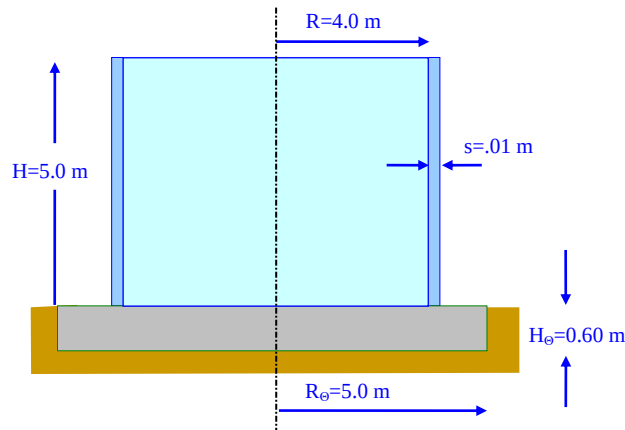
Τελικά $\sigma_{\max} = (2.81)(147.1) = 413.4 \text{ kPa}$ οπότε προκύπτει συντελεστής ασφάλειας για την τάση του εδάφους

$$f = \frac{\sigma_{\text{επ.}}}{\sigma_{\max}} = \frac{1250e^3}{413.4e^3} \cong 3.02$$

Οι διεθνείς κανονισμοί απαιτούν συντελεστή ασφάλειας της τάσης του εδάφους $f \geq 3$. Άρα ο συντελεστής ασφάλειας για το υπό εξέταση πρόβλημα είναι ικανοποιητικός.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 4

Να προσδιοριστεί η απόκριση του συστήματος δεξαμενής-υγρού κατά τη διάρκεια του σεισμού του Αιγίου της 15/6/95 (βλ. σχήμα 7.17). Οι διαστάσεις της δεξαμενής φαίνονται στο σχήμα 7.16. Η δεξαμενή είναι από χάλυβα ($E=200 \text{ GPa}$, $\nu=0.3$, $\gamma_s=78500 \text{ N/m}^3$) ενώ τη στιγμή της σεισμικής διέγερσης είναι γεμάτη με νερό με $\rho_L=1000 \text{ Nsec}^2/\text{m}^4$. Το θεμέλιο είναι από σκυρόδεμα με $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$, ενώ η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους είναι $\sigma_{\text{επ}}=250 \text{ kPa}$. Δίνεται $g=9.81 \text{ m/sec}^2$.



Σχήμα 7.16: Δεξαμενή νερού παραδείγματος 4

ΕΠΙΛΥΣΗ

- I. Αρχικά προσδιορίζεται η μάζα του υγρού από τη σχέση 7.1

$$M_L = \pi R^2 H \rho_L = \pi (4.0)^2 (5.0) (1000) = 2.513 \times 10^5 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

- II. Κατόπιν ακολουθεί ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του συστήματος δεξαμενής- υγρού f_D (σχέση 7.2) και του κυματισμού f_s (σχέση 7.6 ή σχήμα 7.4)

$$f_D = c_1 \sqrt{\frac{Es}{(1-\nu^2)M_L}} = (.2645) \sqrt{\frac{(200 \times 10^9)(0.010)}{(1-.3^2)(2.513 \times 10^5)}} = 24.74 \text{ Hz}$$

$$f_s = 0.216 \sqrt{\frac{g}{R} \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right)} = (0.216) \sqrt{\frac{(9.81)}{(4.0)} \tanh\left(\frac{(1.84)(5.0)}{(4.0)}\right)} = 0.335 \text{ Hz}$$

- III. Για τα παραπάνω δυναμικά χαρακτηριστικά προσδιορίζεται η μέγιστη απόκριση του συστήματος. Είναι

$$f_F = f_D = 27.74 \text{ Hz}, T_F = 0.040 \text{ sec και } f_s = 0.335 \text{ Hz}, T_s = 2.99 \text{ sec}$$

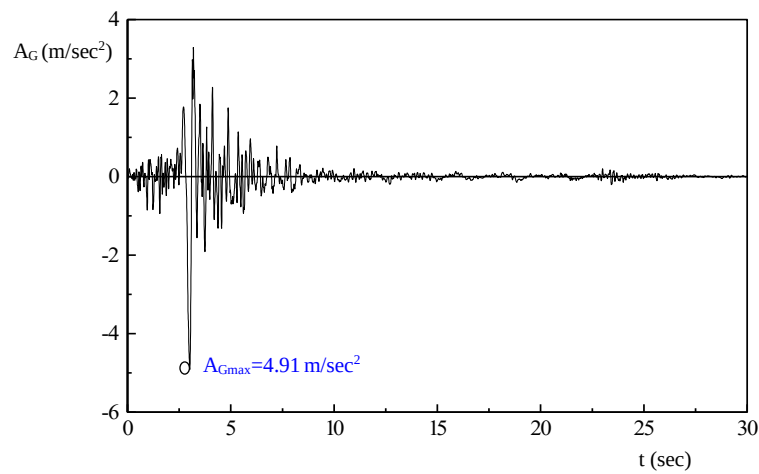
Από τα σχήματα 7.17, 7.18 προκύπτει

$$A_{G\max} = 0.50g = 4.91 \text{ m/sec}^2$$

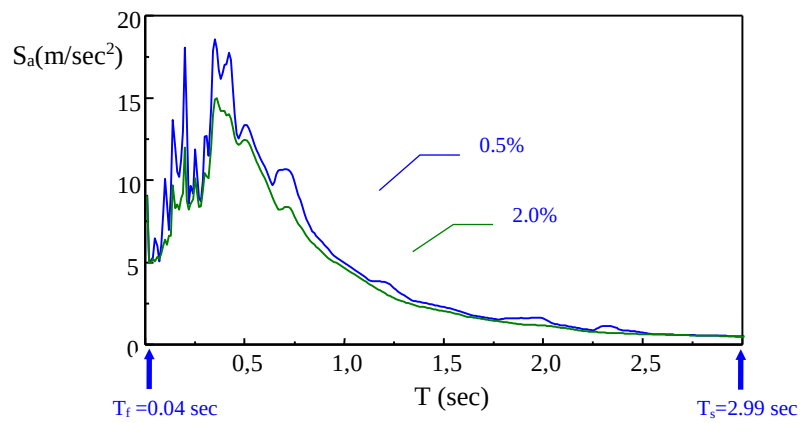
$$S_{aS} = 0.051g = 0.504 \text{ m/sec}^2$$

$$S_{aF} = 0.530g = 5.203 \text{ m/sec}^2, S_{dF} = 2.10 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.21 \text{ mm}$$

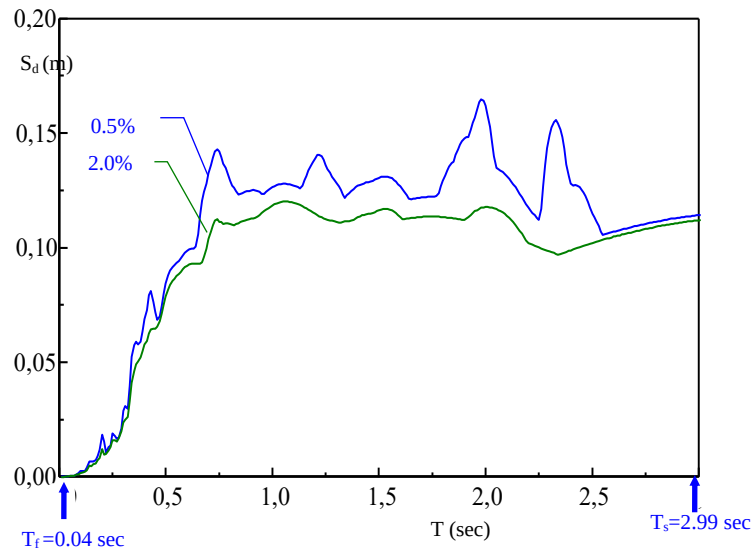
IV.



Σχήμα 7.17: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Αιγίου (15/6/1995)



Σχήμα 7.18: Φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων



Σχήμα 7.19: Φάσμα μεταθέσεων

V. Υπολογίζεται το μέγιστο ύψος του κυματισμού από τη σχέση 7.23

$$\xi_{\max} = 0.837R \frac{S_{as}}{g} = (0.837)(4.0) \frac{(0.504)}{(9.81)} = 0.172 \text{ m}$$

καθώς και η μέγιστη μετατόπιση του κελύφους $w_{\max}$. Από τη σχέση 7.9 είναι

$$R = \frac{H}{R} = \frac{(5.0)}{(4.0)} = 1.25 \text{ και } H = \frac{R}{H} = \frac{(4.0)}{(5.0)} = 0.8$$

Ο συντελεστής B_f από τη σχέση 7.16 ισούται με

$$B_f = 2.04 - 2.645(0.8) + 2.8494(0.8)^2 - 1.3204(0.8)^3 + .2851(0.8)^4 = 1.188$$

Από τη σχέση 7.24 τελικά προκύπτει

$$w_{\max} = B_F S_{dF} = (1.188)(2.10e^{-4}) = 2.50e^{-4} \text{ m} = 0.25 \text{ mm}$$

VI. Υπολογίζεται η μάζα και το ύψος των συστημάτων

Σύστημα – S

Από τις σχέσεις 7.7, 7.8 ή τα σχήματα 7.6, 7.7 προκύπτει

$$M_S = 8.966e^4 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

$$H_S = 3.22 \text{ m}$$

Σύστημα – F

Από τις σχέσεις 7.10-7.15 ή το σχήμα 7.8 προκύπτει

$$M_F = 1.604e^5 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

$$H_F = 2.23 \text{ m}$$

Σύστημα – G

Από τις σχέσεις 7.17-7.22 ή το σχήμα 7.7 προκύπτει

$$M_G = 1.666e^5 \text{ Nsec}^2/\text{m}$$

$$H_G = 2.06 \text{ m}$$

VII. Υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης και η ροπή ανατροπής από τις σχέσεις 7.25 και 7.26 αντίστοιχα

$$Q_{\max} = \sqrt{(M_S S_{aS})^2 + (M_F S_{aF})^2 + [(M_G - M_F) A_{G \max}]^2} = 8.363e^5 \text{ N}$$

$$M_{\max} = \sqrt{(M_S H_S S_{aS})^2 + (M_F H_F S_{aF})^2 + [(M_G - M_F) H_G A_{G \max}]^2} = 1.868e^6 \text{ Nm}$$

VIII. Υπολογίζεται η μέγιστη αξονική τάση και η μέγιστη δύναμη δακτυλίου από τις σχέσεις 7.27 και 7.28 αντίστοιχα

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{\pi R^2 s} = \frac{1.868e^6}{\pi (4.0)^2 (0.01)} = 3.716e^6 \text{ N/m}^2 = 3.72 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\pi H} = \frac{8.363e^5}{\pi (5.0)} = 5.324e^4 \text{ N/m}$$

- IX.** Υπολογίζεται η δύναμη των αγκυρίων. Επιλέγονται 12 αγκύρια. Η περιφερειακή απόσταση των αγκυρίων είναι

$$d_a = \frac{\Pi}{N} = \frac{2\pi R}{N} = 2.09 \text{ m}$$

Έλεγχος (σχέση 7.30): $0.60 \text{ m} \leq 2.09 \text{ m}$ ✓
και $2.09 \text{ m} \leq 6.00 \text{ m}$

Η δύναμη του αγκυρίου δίνεται από τη σχέση

$$T_{\max} = \frac{\frac{2M_{\max}}{R} - W}{N} = \frac{\frac{2M_{\max}}{R} - 2\pi R s H \gamma_s}{N} = 6.96 \text{e}^4 \text{ N} = 69.6 \text{ kN}$$

Το βάρος W είναι το ίδιο βάρος της δεξαμενής. Η δεξαμενή στο υπό εξέταση πρόβλημα δεν έχει οροφή.

- X.** Υπολογίζεται η μέγιστη τάση του εδάφους βάσει των σχέσεων 7.31-7.33 και του σχήματος 7.9. Έτσι

$$c = \frac{M_{\max} + Q_{\max} h_{\Theta}}{W + W_{\Theta}} = \frac{M_{\max} + Q_{\max} h_{\Theta}}{(2\pi R s H \gamma_s + \pi R^2 H \rho_L g) + \pi R_{\Theta}^2 H_{\Theta} \gamma_c} = 0.633 \text{ m}$$

και άρα $\frac{c}{R_{\Theta}} = \frac{0.633}{5.0} = 0.127$. Από το σχήμα 7.11 προκύπτει $f_c = 1.51$.

Συνεπώς

$$\sigma_m = \frac{W + W_{\Theta}}{\pi R_{\Theta}^2} = \frac{2\pi R s H \gamma_s + \pi R^2 H \rho_L g + \pi R_{\Theta}^2 H_{\Theta} \gamma_c}{\pi R_{\Theta}^2} = 47.65 \text{ kPa}$$

Τελικά $\sigma_{\max} = (1.51)(47.65) = 71.95 \text{ kPa}$ οπότε προκύπτει συντελεστής ασφάλειας για την τάση του εδάφους

$$f = \frac{\sigma_{\text{επ.}}}{\sigma_{\max}} = \frac{250.00 \text{e}^3}{71.95 \text{e}^3} = 3.47 \cong 3.5$$

Οι διεθνείς κανονισμοί απαιτούν συντελεστή ασφάλειας της τάσης του εδάφους $f \geq 3$. Άρα ο συντελεστής ασφάλειας για το υπό εξέταση πρόβλημα είναι ικανοποιητικός.

7.6 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Παρακάτω αναφέρονται διάφορες παρατηρήσεις σχετικά με την αντισεισμική ανάλυση των δεξαμενών

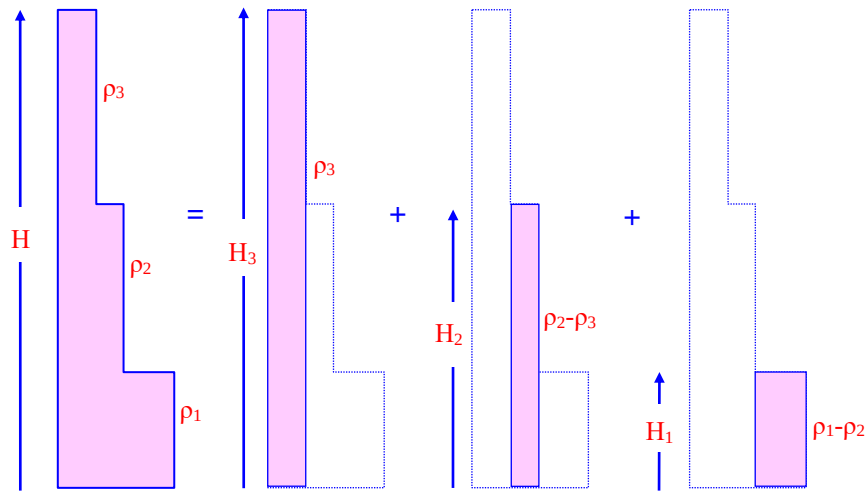
- ♦ Το πάχος έχει θεωρηθεί αμετάβλητο καθ' ύψος. Για τις περιπτώσεις μεταβλητού πάχους μπορεί να ληφθεί υπόψη ένα ισοδύναμο πάχος, από τη σχέση (Veletsos and Shivakumar 1996)

$$\bar{s} = \frac{s_{1/3} + s_{2/3}}{2} \dots\dots\dots (7.34)$$

όπου $s_{1/3}$ και $s_{2/3}$ πάχος τοιχώματος σε ύψος $(H/3)$ και $(2H/3)$ αντίστοιχα. Η σχέση 7.34 χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των $M_{\max}$ και $Q_{\max}$. Για τον προσδιορισμό της μέγιστης αξονικής τάσης (βλ. σχέση 7.27) θα χρησιμοποιηθεί προφανώς το πραγματικό πάχος της βάσης του κελύφους.

- ♦ Στην ανάπτυξη της παραπάνω θεωρίας δεν έχει ληφθεί υπόψη η επίδραση της ακαμψίας του εδάφους στη σεισμική απόκριση των δεξαμενών, θεωρώντας αυτό ως άκαμπτο. Η ευκαμψία του εδάφους επηρεάζει πρακτικά μόνο την απόκριση του συστήματος δεξαμενής-υγρού (σύστημα F). Η επιρροή του συστήματος F παρουσιάζεται στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα (βλ. σχέση 7.2) η οποία μειώνεται αλλά και στην απόσβεση η οποία συνήθως αυξάνεται. Αυτό, έχει σαν αποτέλεσμα την μείωση των εντατικών μεγεθών, γενικά.
- ♦ Στην ανάπτυξη της θεωρίας των παραγράφων δεν εξετάζεται η απόκριση της δεξαμενής για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας πρέπει να συνδυαστεί με την οριζόντια συνιστώσα και τα στατικά φορτία. Σαν παράδειγμα αναφέρεται η επιρροή της στο μέγεθος της δύναμης των αγκυρίων. Έτσι, για θετική τιμή της κατακόρυφης επιτάχυνσης (αντίθετη σε σχέση την επιτάχυνση της βαρύτητας) προκύπτει μειωμένο ενεργό βάρος W (σχέση 7.28) και άρα μεγαλύτερη δύναμη για την αγκύρωση.
- ♦ Στην περίπτωση που μια δεξαμενή δεν είναι πλήρης με το προς αποθήκευση υγρό και το ίδιο βάρος της δεξαμενής είναι σημαντικά μικρότερο από το βάρος του υγρού, τότε λαμβάνεται σαν ύψος H η στάθμη του υγρού και όχι το συνολικό ύψος των τοιχωμάτων.
- ♦ Εάν στη δεξαμενή είναι αποθηκευμένο ανομοιογενές υγρό, η απόκρισή της μπορεί να προσδιορισθεί χωρίζοντάς την σε υποσυστήματα. Για παράδειγμα εάν έχει αποθηκευτεί ανομοιογενές υγρό τριών στρώσεων με πυκνότητα μάζας ρ_1 , ρ_2 και ρ_3 (βλ. σχήμα 7.20), προκύπτει η ανάλυση του ανομοιογενούς συστήματος σε τρία ομοιογενή συστήματα. Λαμβάνοντας υπόψη και την προηγούμενη

παρατήρηση σχετικά με τη στάθμη των υγρών, προκύπτει η απόκριση της δεξαμενής με επαλληλία.



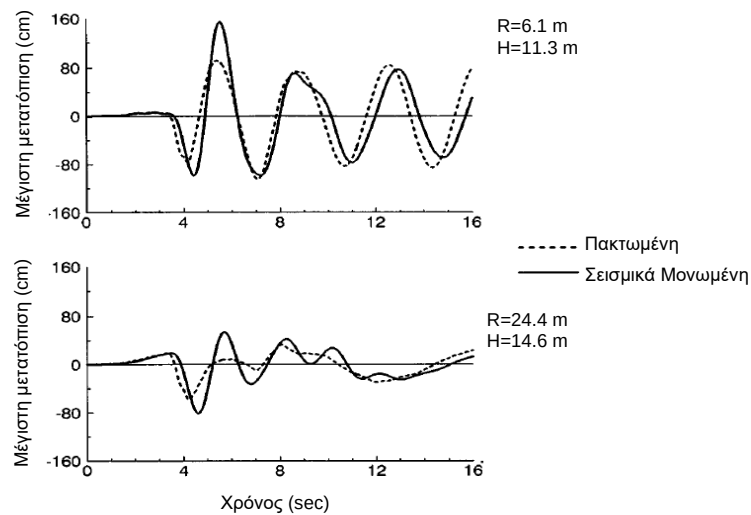
Σχήμα 7.20: Η περίπτωση του ανομοιογενούς υγρού

7.7 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΤΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

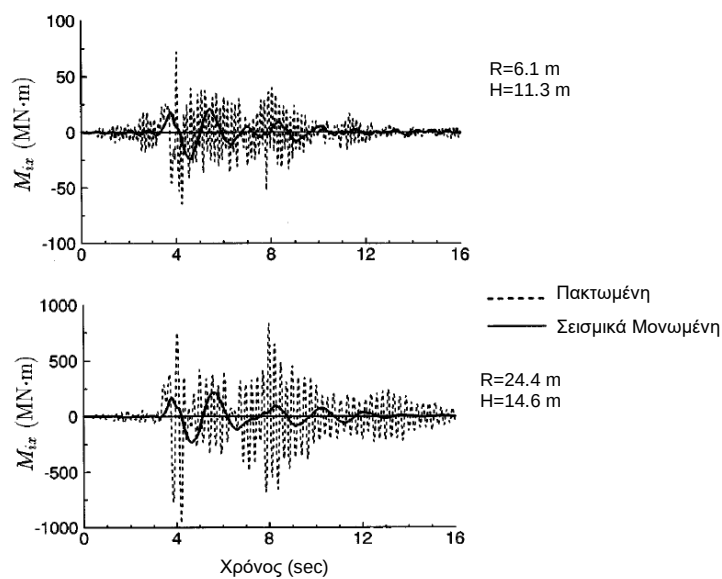
7.7.1 Εισαγωγή και γενικά χαρακτηριστικά

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται βασικά στοιχεία σχετικά με την αντισεισμική μόνωση των δεξαμενών. Η σεισμική μόνωση εμφανίζεται κυρίως στη προστασία των κτιριακών έργων και των γεφυρών αλλά τα τελευταία χρόνια αποτελεί μια ιδιαίτερης σημασίας μέθοδο προστασίας των δεξαμενών από τη σεισμική καταπόνηση.

Σύμφωνα με τους Chalhoub and Kelly (1988), με την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης, η απόκριση κυματισμού παρουσιάζεται ελαφρώς αυξημένη αλλά οι συνολικές υδροδυναμικές πιέσεις παρουσιάζουν σημαντική μείωση, γεγονός που επισημαίνεται και από την πειραματική διερεύνηση των Kim and Lee (1995). Σε παρόμοια συμπεράσματα κατέληξε και ο Malhotra (1997a,b) σχετικά με τη σεισμική μόνωση των δεξαμενών, η οποία προκαλεί αύξηση του κυματισμού, όπως φαίνεται για παράδειγμα η απόκριση δύο τυπικών περιπτώσεων δεξαμενών στο Σχήμα 7.21, αλλά σημαντική μείωση των εντατικών μεγεθών, όπως φαίνεται αντίστοιχα στο Σχήμα 7.22, με αποτέλεσμα την αποφυγή λυγισμού του κελύφους της δεξαμενής.



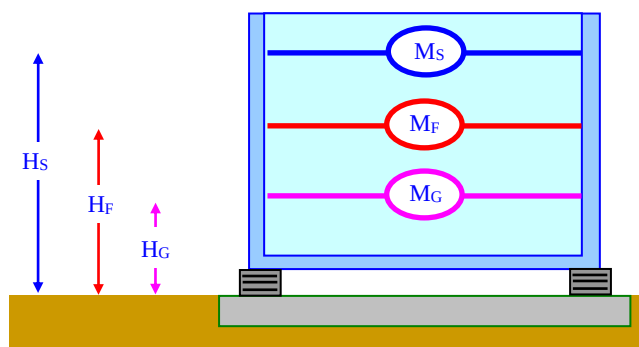
Σχήμα 7.21: Χρονική ιστορία μετατόπισης κυματισμού



Σχήμα 7.22: Χρονική ιστορία ροπής ανατροπής

7.7.2 Προσομοίωση σεισμικά απομονωμένων δεξαμενών

Για την προσομοίωση των σεισμικά απομονωμένων δεξαμενών μπορεί να χρησιμοποιηθεί επέκταση του μοντέλου τριών μαζών της πακτωμένης στο έδαφος δεξαμενής, όπως στο Σχήμα 7.23.



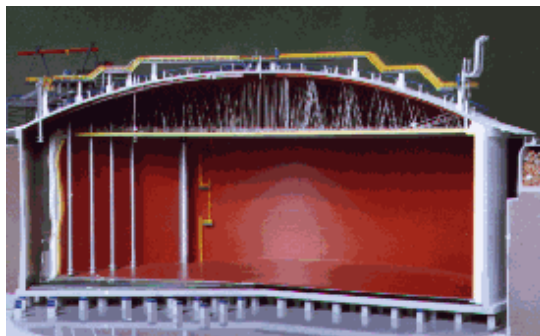
Σχήμα 7.23: Προσομοίωμα σεισμικά απομονωμένης δεξαμενής

Οι τιμές των διαφόρων μεγεθών μπορούν να προσδιοριστούν με τους τύπους που εξετάστηκαν αναλυτικά στην ενότητα 7.4. Σχετικά με την μοντελοποίηση των συστημάτων σεισμικής απομόνωσης ο αναγνώστης παραπέμπεται στο Κεφάλαιο 7 του πρώτου τόμου.

7.7.3 Σεισμικά απομονωμένες δεξαμενές στον Ελληνικό χώρο

Σαν παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης δεξαμενών στον ελληνικό χώρο μπορεί να αναφερθούν οι δεξαμενές φυσικού αερίου στην περιοχή της Ρεβυθούσας (Tsopelas et al. 1994, Constantinou 1994, Earthquake Protection Systems 1998). Πιο συγκεκριμένα, πρόκειται για δεξαμενή από ανοξείδωτο χάλυβα η οποία θα περιέχει το φυσικό αέριο σε υγρή μορφή, σε θερμοκρασία $-160\text{ }^{\circ}\text{C}$. Εξωτερικά της δεξαμενής υπάρχει θερμομονωτικό υλικό πάχους ίσο περίπου με 1m και ακολουθεί μια εξωτερική δεξαμενή από προεντεταμένο σκυρόδεμα με στόχο την αποθήκευση του φυσικού αερίου ακόμα και αν αστοχήσει η δεξαμενή από χάλυβα, την προστασία της εσωτερικής δεξαμενής έναντι ρίψης πυραύλου ή αεροσκάφους, και τέλος, τη στήριξη του θερμομονωτικού υλικού και των διαφόρων σωληνώσεων. Παρακάτω εξετάζονται δύο ίδιες δεξαμενές με διάμετρο και ύψος ίσο με 65.7 m και 22.5 m, αντίστοιχα, για την εσωτερική δεξαμενή και 68.7 m και 32.3 m, αντίστοιχα, για

την εξωτερική δεξαμενή. Η συνολική χωρητικότητά τους είναι περίπου 150 εκατομ. λίτρα. Οι δεξαμενές βρίσκονται τοποθετημένες σε τάφρους βάθους 24 m και διαμέτρου 75 m, για αισθητικούς λόγους, όπως φαίνεται και στο Σχ. 7.24.



Σχήμα 7.24: Δεξαμενή αποθήκευσης υγρού φυσικού αερίου

Οι κατασκευές αυτές είχαν επιπρόσθετες ειδικές απαιτήσεις όπως προστασία από θαλάσσιο περιβάλλον, ταυτόχρονη σημαντικού μεγέθους οριζόντια και κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα και θερμοκρασιακή μεταβολή από -12 έως $+30$ °C. Για την ικανοποίηση των παραπάνω απαιτήσεων εφαρμόστηκαν σε κάθε δεξαμενή 212 εφεδράνα τριβής τύπου εκκρεμούς, όπως φαίνεται στο Σχ. 7.25.



Σχήμα 7.25: Διάταξη εφεδράνων σεισμικής απομόνωσης

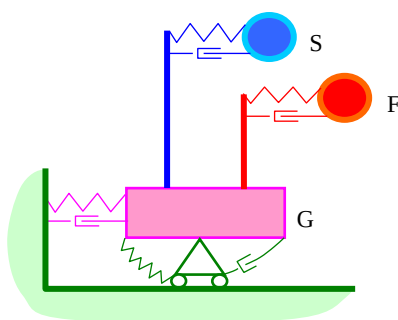
Ο σχεδιασμός των δεξαμενών έγινε πρωταρχικά με βάση τις υδροστατικές τάσεις. Για να εξετασθεί η αντοχή τους, οι δεξαμενές γεμίστηκαν πλήρως με νερό. Πρέπει να σημειωθεί ότι το φυσικό αέριο σε υγρή μορφή έχει πυκνότητα περίπου ίση με το 50 % της πυκνότητας του νερού. Οι υδροστατικές

πιέσεις που προκλήθηκαν κατά τη δοκιμή ήταν μεγαλύτερες από το συνδυασμό υδροστατικών πιέσεων από το φυσικό αέριο και σεισμικής διέγερσης μετρίου μεγέθους. Για μεγαλύτερο όμως μέγεθος σεισμού, η καταπόνηση που προκύπτει χαρακτηρίζει αυτόν ως τη κρίσιμη φόρτιση. Στο σημείο αυτό γίνεται φανερή η μεγάλη σημασία της σεισμικής απομόνωσης ως μέθοδος προστασίας από το σεισμικό κίνδυνο. Με την εφαρμογή της προκύπτουν σημαντικά μειωμένες σεισμικές δυνάμεις και δεν χρειάζεται τελικά ο μηχανικός να τροποποιήσει τις διαστάσεις της δεξαμενής, να εφαρμόσει συστήματα αγκυρώσεων και να αποδεχθεί τελικά ανελαστική συμπεριφορά στο κέλυφος της δεξαμενής (διαρροή γάλβου), η οποία μπορεί να οδηγήσει και σε ανελαστικό λυγισμό με τη μορφή ‘‘πόδα του ελέφαντα’’. Αντίθετα, μια σεισμικά απομονωμένη δεξαμενή συμπεριφέρεται πλήρως ελαστικά, ακόμα και για ισχυρή σεισμική φόρτιση.

7.8 ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΕΠΙ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Το έδαφος στη μέχρι τώρα προτεινόμενη μεθοδολογία θεωρήθηκε απαραμορφώσιμο. Η προσομοίωση αυτή οδηγεί σε απόκριση η οποία αποκλίνει από την πραγματική. Η απόκλιση αυτή είναι μεγαλύτερη, όσο πιο μαλακό είναι το έδαφος ή/και όσο μεγαλύτερη μάζα υγρού αποθηκεύεται εντός της δεξαμενής. Πρέπει να σημειωθεί ότι στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχει μικρός αριθμός εργασιών για την εξέταση συνολικά της σεισμικής απόκρισης του συστήματος εδάφους – δεξαμενής – υγρού. Στο σημείο αυτό μπορούν να αναφερθούν οι εργασίες των Veletsos and Tang (1992) και Habenberger and Schwarz (2001).

Για την προσομοίωση του εδάφους και της επιρροής αυτού επί της δεξαμενής, ο μηχανικός, να υιοθετήσει ένα κατάλληλο σύστημα ελατηρίων – αποσβεστήρων, υπολογίζοντας την πραγματική απόκριση με μεγάλη ακρίβεια. Τα συστήματα αυτά έχουν αναλυτικά παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο Α-8. Στο σχήμα 7.26 παρουσιάζεται ένα τέτοιο σύστημα.



Σχήμα 7.26: Μοντέλο δεξαμενής – εδάφους - υγρού

7.9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Από λεπτομερή ανασκόπηση της βιβλιογραφίας, των αντισεισμικών κανονισμών προηγμένων χωρών αλλά και περιπτώσεων αστοχίας των δεξαμενών από σεισμούς, προκύπτουν οι παρακάτω 10 σημαντικότερες προτάσεις και συμπεράσματα που ο μηχανικός να λάβει υπόψη του κατά το σχεδιασμό:

1. Οι λεπτότοιχες μεταλλικές είναι οι πλέον εφαρμοσμένου τύπου δεξαμενές αλλά και από τις πιο ευαίσθητες έναντι του σεισμού.
2. Απαιτείται η δημιουργία εύκαμπτων σωληνώσεων στο σημείο ένωσης με το κέλυφος της δεξαμενής.
3. Δεξαμενές με κοχλιωτές συνδέσεις τμημάτων του κελύφους παρουσιάζουν κακή συμπεριφορά σε σεισμό, ειδικά στη περίπτωση μη-αγκυρωμένων δεξαμενών με φαινόμενα ανύψωσης.
4. Οι μεγάλου μεγέθους δεξαμενές (π.χ. με ακτίνα $R > 20$ m), παρόλο που εμφανίζουν φαινόμενα ανύψωσης (uplift), παρουσιάζουν πιο σπάνια φαινόμενα λυγισμού, σε σχέση με τις μικρότερες δεξαμενές.
5. Η περίπτωση καταπονήσεων από σεισμούς με μεγάλες επικρατούσες περιόδους (π.χ. όπως είναι συνήθως αυτοί που προέρχονται από απομακρυσμένη πηγή) καθώς και τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής-νερού χρειάζονται περισσότερη διερεύνηση.
6. Οι δακτύλιοι ενίσχυσης, που χρησιμοποιούνται κυρίως για λόγους ευστάθειας του κελύφους, πρέπει να έχουν ένα σημαντικό πάχος, με ιδανική περίπτωση, ίσο με αυτό της βάσης στήριξης.
7. Χρειάζεται επιπλέον διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς των δεξαμενών σχετικά με το φαινόμενο της ανύψωσης (uplift), ειδικά για μικρές δεξαμενές με λόγο $H/R > 4/3$.
8. Πρέπει να αποφεύγεται η ανύψωση των δεξαμενών, γεγονός που επιτυγχάνεται με αγκύρωση του κελύφους. Η λύση της αγκύρωσης συμφέρει οικονομικά έναντι της αύξησης πάχους του κελύφους για την αποφυγή φαινομένων λυγισμού.
9. Για λόγους θερμοκρασιακής συστολής και διαστολής, συνηθίζεται η αποφυγή συγκόλλησης των δοκών στήριξης της στέγης επί της στέγης ή επί του κελύφους. Η κατάσταση αυτή οδηγεί, ειδικά για τις περιπτώσεις στέγης κωνικής μορφής, σε αστοχία κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Απαιτείται εξεύρεση ικανοποιητικής λύσης για το σχεδιασμό αυτού του κρίσιμου τμήματος της δεξαμενής.
10. Η σεισμική απομόνωση προκαλεί μικρή συνήθως αύξηση των μετακινήσεων κυματισμού αλλά σημαντική μείωση των εντατικών μεγεθών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Chalhoub, M.S. and Kelly, J.M., (1988)**, Theoretical and experimental studies of cylindrical water tanks in base isolated structures, Report No. UCB/EERC-88/07, USA, Berkeley.
- Constantinou, M. (1994)**, Protective systems for buildings: application of spherical sliding isolation systems: Research accomplishments, 1986-1994, *National Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, N.Y., pp. 55-61.
- Cooper, T.W. (1997)**, A study of the performance of petroleum storage tanks during earthquakes: 1933-1995, Report NIST GCR 97-720, U.S. Department of Commerce, Maryland.
- Earthquake Protection System Inc. (1998)**, Design manual of seismic protection systems, Richmond, California.
- Epstein, H.I. (1976)**, Seismic design of liquid storage tanks, *Journal of Structural Division, ASCE*, 102, pp. 1659–1673.
- Hamdan, F.H. (2000)**, Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks, *Journal of Constructional Steel Research*, 53, pp. 307–333.
- Haroun, M.A. (1983)**, Vibration studies and test of liquid storage tanks, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, pp. 179–206.
- Haroun, A. M. & Housner, W. G., (1981)**, Seismic design of liquid storage tanks, *Journal of Technical Councils of ASCE*, Vol. 107, No. TC1, pp. 191-207.
- Haroun, A. M. & Tayel, M. A., (1985)**, Axisymmetrical vibrations of tanks-Numerical, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol.111, pp. 329-345.
- Haroun, A. M. & Tayel, M. A., (1985)**, Axisymmetrical vibrations of tanks-Analytical, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol.111, pp. 346-358.
- Housner, G.W. (1957)**, Dynamic pressures on accelerated fluid containers, *Bulletin of Seismological Society of America* 1, pp. 15–37.
- Housner, G.W. (1963)**, Dynamic behaviour of water tanks, *Bulletin of Seismological Society of America*, 53, pp. 381–387.
- Hori, N. (1987)**, Dynamic interaction of liquid-tank-soil system under vertical seismic excitation, Univ. Tokyo Press, Theoretical and applied mechanics, Vol. 35, pp. 75-86.
- Kim, N.S. and Lee, D.G., (1995)**, Pseudo-dynamic test for evaluation of seismic performance of base-isolated liquid storage tanks, *Engineering Structures*, 17, pp. 198-208.
- Luft, R. W., (1984)**, Vertical accelerations in prestressed concrete tanks, *Journal of Structural Engineering of ASCE*, Vol. 107, No. TC1, pp. 191-207.
- Malhotra, P.K. (1997a)**, New methods for seismic isolation of liquid-storage tanks, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26, pp. 839–847.
- Malhotra, P.K. (1997b)**, Method for seismic base isolation of liquid storage tanks, *Journal of Structural Engineering*, 123, 1, pp. 113–116.

- Newmark, N.M. and Rosenblueth, E. (1971)**, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, NJ.
- Niwa, A. and Clough, R.W. (1982)**, Buckling of cylindrical liquid-storage tanks under earthquake loading, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 1, pp.107–122.
- Rammerstorfer, G. F, Scharf, K., & Fisher, D. F., (1990)**, Storage tanks under earthquake loadings, *Applied Mechanics Review*, Vol. 43, No. 11, pp. 261-282.
- Rammerstorfer, G. F, Scharf, K., Fisher, D. F., & Seeber, R., (1988)**, Collapse of earthquake excited tanks, *Res Mechanica Journal*, Vol. 25, pp. 129-143.
- Sakai, F., Ogawa, H., & Isoe, A., (1984)**, Horizontal, vertical and rocking fluid-elastic response and design of cylindrical liquid storage tanks, *Proceedings of the 8th Conference on Earthquake Engng, 8WCEE, San Francisco, California*, pp. 263-270.
- Tsopelas, P.C., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M. (1994)**, 3D-BASIS-ME: Computer Program for the Nonlinear Analysis of Seismically Isolated Single and Multiple Building Structures and Liquid Storage Tanks, *Technical Report NCEER-94-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.*
- Veletsos, A. S., & Shivakumar, P. (1996)**, Tanks containing liquids or solids, in "Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures: A Handbook", Beskos, D. E. & Anagnostopoulos, S. A. (eds), CMP.
- Veletsos, A. S., & Yang, J. Y., (1976)**, Dynamics of fixed-based liquid storage tanks, *US-Japan Seminar for Earthquake Engineering Research, Tokyo, Japan*, pp. 317-341.
- Veletsos, A. S., & Kumar, A., (1984)**, Numerical response of vertically excited liquid storage tanks, *Proceedings of the 8th Conference on Earthquake Engineering, 8WCEE, San Francisco, California, Vol. VII., pp. 453-460.*
- Wozniak, S. R., (1996)**, Steel tanks, in *Structural Engineering Handbook*, Gaylord, E. H., Gaylord, C. N. & Stallmeyer, J. E. (eds), Mc Graw-Hill, 4th ed.
- Wyllie, L.A., et al. (1986)**, The Chile Earthquake of March 3, 1985, *Earthquake Spectra*, 2, pp. 373–409.
- Zeiny, A. (1995)**, Nonlinear time-dependent seismic response of unanchored liquid storage tanks, Ph.D. Thesis, University of California, Irvine.



8

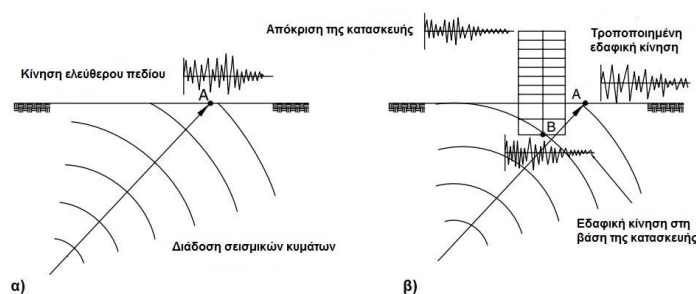
Αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανάλυση και ο σχεδιασμός μιας κατασκευής υπό την επίδραση σεισμικής διέγερσης, θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη του την μικρή ή μεγάλη παραμορφωσιμότητα του εδάφους. Τούτο διότι η σεισμική διέγερση ταλαντώνει όχι μόνο την κατασκευή αλλά και το έδαφος θεμελίωσης με αποτέλεσμα τη δημιουργία μιας δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ εδάφους και κατασκευής. Όταν θεωρούμε το έδαφος θεμελίωσης απαραμόρφωτο, η σεισμική κίνηση στη βάση της κατασκευής είναι ίδια με αυτή του ελεύθερου πεδίου, δηλαδή ίδια με αυτή του εδάφους χωρίς την κατασκευή. Όταν όμως θεωρούμε το έδαφος παραμορφώσιμο, η κίνηση της θεμελίωσης είναι διαφορετική από εκείνη του ελεύθερου πεδίου καθότι μέρος της ταλάντωσης της κατασκευής αποσβένεται από το έδαφος λόγω της υστερητικής του συμπεριφοράς και λόγω της ακτινοβολίας των σεισμικών και κυμάτων. Συνεπώς, η σεισμική κίνηση του εδάφους επηρεάζει την κίνηση της κατασκευής και η κατασκευή την κίνηση του εδάφους, οδηγώντας στην αλληλεπίδραση τους η οποία εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης ελεύθερου πεδίου και από τις ιδιότητες της κατασκευής και του εδάφους θεμελίωσης.

Το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής μπορεί να διατυπωθεί απλά ως εξής: αν η σεισμική εδαφική κίνηση είναι γνωστή σε μια περιοχή στην οποία δεν υπάρχει κάποια κατασκευή, ζητείται να προσδιοριστούν τα χαρακτηριστικά της σεισμικής εδαφικής κίνησης στην ίδια περιοχή παρουσία μιας κατασκευής όπως επίσης και να βρεθεί η απόκριση της κατασκευής δεδομένης της σεισμικής εδαφικής κίνησης. Το πρόβλημα αυτό απεικονίζεται

στο σχήμα 8.1. Στο σχήμα αυτό φαίνεται καθαρά η εξάρτηση της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής από την δυναμική απόκριση του εδάφους και αντίστροφα.



Σχήμα 8.1: Σεισμική εδαφική κίνηση α) απουσία και β) παρουσία κατασκευής

Το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής αποτέλεσε αντικείμενο έρευνας κυρίως τη δεκαετία του 70 καθότι τότε υπήρξε η ανάγκη να διασφαλιστεί η σεισμική επάρκεια ενός μεγάλου αριθμού πυρηνικών αντιδραστήρων οι οποίοι κατασκευαζόντουσαν εκείνη την περίοδο. Τα αποτελέσματα των ερευνών αυτών καταδείκνυαν ότι η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής ίσως να μην είναι σημαντική για κανονικά εύκαμπτα κτίρια θεμελιωμένα σε βράχο ή σκληρό έδαφος, αλλά μπορεί να είναι πολύ σημαντική για δύσκαμπτες και ογκώδεις κατασκευές που έχουν κατασκευαστεί σε μαλακά εδάφη.

Η λεπτομερής ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής είναι μια πολύπλοκη διαδικασία η οποία απαιτεί εκτιμήσεις βασικών παραμέτρων που είναι δύσκολο να καθοριστούν καθώς και εξειδικευμένες τεχνικές επίλυσης. Έτσι στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται μια βασική περιγραφή του φαινομένου, μια σύντομη ανασκόπηση των μεθόδων υπολογισμού του καθώς και μια προσεγγιστική διαδικασία η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής κατά τρόπο απλοποιητικό. Τέλος γίνεται αναφορά στην αντιμετώπιση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής από τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

8.2 ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ

Με βάση την ενότητα 8.1, υπάρχουν δυο είδη αλληλεπίδρασης που εμφανίζονται παρουσία μιας κατασκευής σε κάποιο έδαφος. Αυτά είναι η κινηματική και η

αδρανειακή. Η κινηματική αλληλεπίδραση συμβαίνει λόγω της αλλαγής στο μέσο διάδοσης σε όρους πυκνότητας και ελαστικότητας, η οποία με τη σειρά της προκαλεί αλλαγή στην ταχύτητα διάδοσης του κύματος και στην ανάκλαση και διάθλαση των κυμάτων που φτάνουν στην διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίωσης. Η κινηματική αλληλεπίδραση αναπαριστά τη διαφορά που υπάρχει στην απόκριση της κατασκευής αν αυτή υπολογιστεί με βάση την κίνηση ελεύθερου πεδίου με αυτή που υπολογίζεται με βάση την τροποποιημένη κίνηση ελεύθερου πεδίου λόγω της ύπαρξης της κατασκευής (σχήμα 8.1).

Η κινηματική αλληλεπίδραση λαμβάνει χώρα ανεξάρτητα τη μάζα της κατασκευής και επηρεάζεται από τη γεωμετρία και τη διάταξη της κατασκευής, τον εγκιβωτισμό της θεμελίωσης, τη σύνθεση των κυμάτων ελεύθερου πεδίου (εγκάρσια S ή επιφανειακά R, L) και τη γωνία πρόσπτωσης τους. Στην περίπτωση διάδοσης κατακόρυφων κυμάτων S και κατασκευής της θεμελίωσης πάνω στην επιφάνεια του εδάφους, δεν υπάρχει κινηματική αλληλεπίδραση.

Η αδρανειακή αλληλεπίδραση είναι το αποτέλεσμα της δυναμικής σύζευξης μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους θεμελίωσης. Επειδή το έδαφος θεμελίωσης έχει ελαστικότητα και αδράνεια, η κατασκευή και το έδαφος αποκρίνονται στα σεισμικά κύματα ως ένα δυναμικό σύστημα. Η παραμορφωσιμότητα του εδάφους μπορεί να προκαλέσει ανάλωση της ενέργειας ταλάντωσης της κατασκευής υπό τη μορφή ακτινοβολίας κυμάτων μακριά από την κατασκευή και υστέρησης του εδάφους. Συνεπώς, η εδαφική κίνηση στη βάση της κατασκευής και η απόκριση αυτής σε αυτή την εδαφική κίνηση είναι αποτέλεσμα των χαρακτηριστικών των κυμάτων και των δυναμικών ιδιοτήτων του συστήματος εδάφους – κατασκευής.

Η αδρανειακή αλληλεπίδραση είναι αμελητέα στην περίπτωση που η κατασκευή έχει θεμελιωθεί σε βράχο ή σκληρό έδαφος καθότι στις περιπτώσεις αυτές η απόκριση της κατασκευής είναι ή ίδια με αυτή που βρίσκεται αν η κατασκευή θεωρηθεί με πάκτωση στη βάση της. Από την άλλη πλευρά, η αδρανειακή αλληλεπίδραση είναι πολύ σημαντική για κατασκευή που έχει θεμελιωθεί σε μαλακό έως πολύ μαλακό έδαφος. Στην περίπτωση αυτή, η απόκριση της κατασκευής πλησιάζει αυτή ενός στερεού σώματος που στηρίζεται σε ένα εύκαμπτο μέσο.

Θα πρέπει επίσης να τονιστεί ότι υπό την παρουσία παραμορφώσιμου εδάφους, η κατασκευή γίνεται πιο εύκαμπτη, δηλαδή μειώνεται η θεμελιώδης συχνότητα ταλάντωσης της σε τιμή μικρότερη από αυτή της πακτωμένης κατασκευής. Τούτο προφανώς συνοδεύεται και από αλλαγή των ιδιομορφών της κατασκευής. Λόγω της παραμορφωσιμότητας του εδάφους, η κατασκευή υφίσταται λικνισμό ο οποίος αυξάνει της μετακινήσεις της.

Περισσότερες πληροφορίες για την κινηματική και την αδρανειακή αλληλεπίδραση και γενικότερα για την δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους –

κατασκευής μπορούν να βρεθούν στους Wolf (1985, 1988) και Veletsos (1977, 1993).

8.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η σεισμική ανάλυση ενός πολύπλοκου συστήματος εδάφους – κατασκευής, ακόμα και αν το σύστημα είναι γραμμικό (γραμμικά ελαστική συμπεριφορά υλικών και πλήρης επαφή μεταξύ εδάφους – κατασκευής), απαιτεί τη χρήση αριθμητικών μεθόδων (πεπερασμένα ή συνοριακά στοιχεία, ΠΣ και ΣΣ, αντίστοιχα). Η ανάλυση αυτή γίνεται είτε στο πεδίο των συχνοτήτων είτε στο πεδίο του χρόνου. Το έδαφος (ομογενές ή στρωσιγενές) μπορεί να προσομοιώνεται είτε ως συνεχές μέσο είτε με τη βοήθεια ελατηρίων και αποσβεστήρων που εξαρτώνται ή όχι από τη συχνότητα.

Κατά την επίλυση του γραμμικού προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής με ΠΣ στο πεδίο των συχνοτήτων ή του χρόνου (π.χ. Clough and Penzien 1975), απαιτείται διακριτοποίηση όχι μόνο του συνόρου αλλά και του εσωτερικού του εδαφικού ημιχώρου, καταλήγοντας στην προσομοίωση ενός πεπερασμένου χώρου περιοριζόμενου από τεχνητά απορροφητικά σύνορα που δεν επιτρέπουν την ακτινοβολία των σεισμικών κυμάτων να διαδοθεί στο άπειρο. Τα σύνορα αυτά τοποθετούνται σε μακρινές αποστάσεις από τη θεμελίωση και αυξάνουν το υπολογιστικό φορτίο. Αντίθετα με χρήση της μεθόδου των ΣΣ ικανοποιούνται αυτόματα οι συνθήκες ακτινοβολίας στο άπειρο και δεν απαιτούνται τεχνητά απορροφητικά σύνορα. Επιπλέον, με χρήση ΣΣ απαιτείται διακριτοποίηση μόνο της επιφάνειας του εδαφικού χώρου και όχι του εσωτερικού του (π.χ. Beskos 1993).

Και οι δυο αναλύσεις του συστήματος λαμβάνουν υπόψη κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση ταυτόχρονα, δεν χρειάζονται την έννοια του άκαμπτου θεμελίου και αντιμετωπίζουν τις περιπτώσεις επιφανειακών ή εγκιβωτισμένων στο έδαφος κατασκευών και εδάφη ομογενή ή στρωσιγενή. Αναφορικά με τα τεχνητά απορροφητικά σύνορα, τα πιο συνηθισμένα είναι τα ιξώδη σύνορα των Lysmer and Kuhlemeyer (1969), τα οποία χρησιμοποιούν ιξώδεις αποσβεστήρες σε ορθή γωνία μεταξύ τους σε κάθε κόμβο του συνόρου ώστε να αντιμετωπίζονται κύματα συμπίεσης και διάτμησης. Σχετικά με τα διάφορα είδη τεχνητών απορροφητικών συνόρων, πληροφορίες μπορούν να βρεθούν στους Kausel and Tassoulas (1981) και Roesset and Ettouney (1977).

Στην περίπτωση προσομοίωσης του εδάφους με ελατήρια και αποσβεστήρες, που εξαρτώνται ή όχι από τη συχνότητα, και πιθανόν και με κάποιες ενεργές συγκεντρωμένες εδαφικές μάζες, είναι προφανές ότι η ανάλυση του συστήματος εδάφους – κατασκευής είναι ευκολότερη. Τα ελατήρια, οι

αποσβεστήρες και οι μάζες παρέχονται για διάφορες γεωμετρίες επιφανειακών και εγκιβωτισμένων άκαμπτων θεμελίων σε ομογενή ή στρωσιγενή εδάφη υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ή τριών διαστάσεων για διάφορα είδη κινήσεων (κατακόρυφη ή οριζόντια μετακίνηση, λικνισμός και στρέψη). Πίνακες που παρέχονται στους Gazetas (1991) και Wolf (1994) παρέχουν τα εδαφικά αυτά ελατήρια, αποσβεστήρες και μάζες. Αν τα ελατήρια, οι αποσβεστήρες και οι μάζες εξαρτώνται από τη συχνότητα, τότε το πρόβλημα λύνεται στο πεδίο των συχνοτήτων. Αν δεν εξαρτώνται από τη συχνότητα τότε το πρόβλημα λύνεται στο πεδίο του χρόνου και επιτρέπει τη χρήση επαλληλίας ιδιομορφών. Ο πίνακας 8.1 που έχει παρθεί από τους Mulliken and Karabalis 1998, παρέχει για διάφορους τύπους κίνησης ελατήρια, αποσβεστήρες και μάζες που δεν εξαρτώνται από τη συχνότητα. Στον πίνακα αυτό M είναι το άθροισμα της μάζας (ή ροπής αδράνειας) m του τετραγωνικού θεμελίου πλευράς $2a$ και της ενεργού μάζας (ή ροπής αδράνειας) m_v του εδάφους, V_s είναι η ταχύτητα διάτμησης, G το μέτρο διάτμησης, ρ η πυκνότητα του εδαφικού υλικού και ν ο δείκτης Poisson για το εδαφικό υλικό (υπενθυμίζεται ότι $G = \rho \cdot V_s^2$). Η ολική αυτή μάζα στηρίζεται στο άκαμπτο έδαφος μέσω ενός ελατηρίου σταθεράς K και ενός αποσβεστήρα σταθεράς C .

Πίνακας 8.1 – Ελατήρια, αποσβεστήρες, μάζες για διάφορα είδη κίνησης

	μάζα, β	ισοδύναμη ακτίνα, r_0	μάζα εδάφους m_v	δυσκαμψία K	απόσβεση C
Κατακόρυφη	$\frac{(1-\nu)}{4} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$\frac{2a}{\sqrt{\pi}}$	$\frac{0.27m}{\beta}$	$\frac{4.7Ga}{1-\nu}$	$\frac{0.8a}{V_s} K$
Οριζόντια	$\frac{(7-8\nu)}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$\frac{2a}{\sqrt{\pi}}$	$\frac{0.095m}{\beta}$	$\frac{9.2Ga}{2-\nu}$	$\frac{0.163a}{V_s} K$
Λικνισμός	$\frac{3(1-\nu)}{8} \frac{m}{\rho r_0^5}$	$\frac{2a}{\sqrt[4]{3\pi}}$	$\frac{0.24m}{\beta}$	$\frac{4.0Ga^3}{1-\nu}$	$\frac{0.6a}{V_s} K$
Στρέψη	$\frac{m}{\rho r_0^5}$	$\frac{2a}{\sqrt[4]{3\pi}}$	$\frac{0.045m}{\beta}$	$8.31Ga^3$	$\frac{0.127a}{V_s} K$

Μη – γραμμικότητες σε προβλήματα σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής οφείλονται είτε σε ανελαστική συμπεριφορά (μη-γραμμικότητα υλικού) του εδάφους είτε σε συνθήκες μονόπλευρης επαφής εδάφους – κατασκευής που αντιστοιχούν σε ανασήκωμα ή ολίσθηση του θεμελίου (γεωμετρική μη-γραμμικότητα). Λαμβάνοντας υπόψη και τη μη-γραμμικότητα (υλικού και γεωμετρίας) της κατασκευής, αντιλαμβάνεται κανείς ότι το κόστος μιας μη – γραμμικής ανάλυσης εδάφους – κατασκευής είναι μεγάλο σε

συνδυασμό με τον αριθμό των επιταχυνσιογραφημάτων και των διαφόρων τύπων εδαφών που πρέπει να χρησιμοποιηθούν. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονιστεί ότι η ύπαρξη πολλών καταστατικών νόμων συμπεριφοράς για το έδαφος και η δυσκολία επιλογής του κατάλληλου συμβάλλει στο να μην είναι σε ευρεία χρήση στην πράξη οι μη – γραμμικές αναλύσεις.

Η ακριβής μη – γραμμική ανάλυση εδάφους – κατασκευής εκτελείται στο πεδίο του χρόνου χρησιμοποιώντας ένα διακριτό προσομοίωμα του συστήματος από ΠΣ και ένα μη – γραμμικό νόμο συμπεριφοράς του εδάφους (Toki and Miura 1983, McCallen and Romstad 1994). Εναλλακτικά, μπορεί να εφαρμοστεί ισοδύναμη γραμμική ανάλυση η οποία εκτελείται στο πεδίο των συχνοτήτων και τα αποτελέσματα της μετατρέπονται στο πεδίο του χρόνου. Η ισοδύναμη αυτή ανάλυση αποτελείται από μια σειρά γραμμικών ελαστικών αναλύσεων που εκτελούνται κατά τρόπο επαναληπτικό χρησιμοποιώντας για κάθε ανάλυση εδαφικές ιδιότητες (ελαστικές σταθερές και απόσβεση) συμβατές με τις ανηγμένες παραμορφώσεις που προκύπτουν από την προηγούμενη ανάλυση.

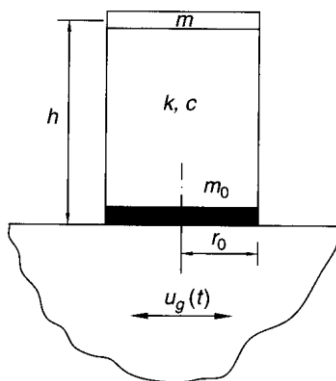
Στην περίπτωση ισχυρής σεισμικής διέγερσης, υπάρχει δυνατότητα μερικής απώλειας επαφής ή και ολίσθησης της θεμελίωσης από το έδαφος καθιστώντας όπως προαναφέρθηκε μια ακόμα πηγή μη – γραμμικότητας. Απλές λύσεις του προβλήματος αυτού μπορούν να βρεθούν στις εργασίες των Yim and Chopra 1985 Toki and Fu 1987, Psycharis (1991) και McCallen and Romstad 1994.

8.4 ΑΠΛΟΠΟΙΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΓΙΑ ΤΗ ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η μέθοδος αυτή, κυρίως λόγω της απλότητας της, έχει υιοθετηθεί από διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς. Βασίζεται στην αντικατάσταση μιας κατασκευής και του παραμορφώσιμου εδάφους θεμελίωσης της από μια ισοδύναμη μονοβάθμια κατασκευή πακτωμένη στη βάση της. Η ισοδυναμία επιτυγχάνεται μεταβάλλοντας την ιδιοσυχνότητα και το λόγο απόσβεσης της πακτωμένης κατασκευής έτσι ώστε αυτή να εκδηλώνει πρακτικά την ίδια απόκριση με την κατασκευή που θεμελιώνεται στο παραμορφώσιμο έδαφος. Η ισοδυναμία αυτή θεωρείται ότι καλύπτει ένα μονώροφο κτίριο αλλά και γενικότερα ένα πολυώροφο κτίριο το οποίο αποκρίνεται στην θεμελιώδη ιδιομορφή του όταν η βάση του είναι πακτωμένη.

Θεωρούμε αρχικά την πακτωμένη στη βάση της κατασκευή ύψους h , μάζας m και δυσκαμψίας k του σχήματος 8.2, η οποία θεμελιώνεται σε κυκλικό θεμέλιο μάζας m_0 , ακτίνας r_0 και μαζικής ροπής αδράνειας I_ϕ . Το θεμέλιο υποτίθεται άκαμπτο, αμελητέου πάχους και ‘κολλημένο’ στο έδαφος

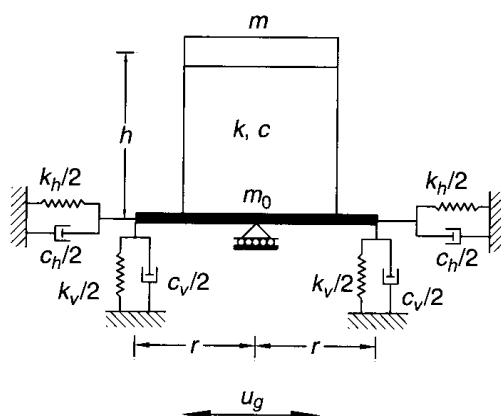
θεμελίωσης, ενώ η μάζα του m_0 μικρή σε σχέση με τη μάζα της κατασκευής. Οι στύλοι της κατασκευής θεωρούνται αβαρής και αξονικά απαραμόρφωτοι.



Σχήμα 8.2: Κατασκευή θεμελιωμένη σε παραμορφώσιμο έδαφος

Το έδαφος θεμελίωσης έχει μέτρο διάτμησης G , πυκνότητα ρ , λόγο Poisson ν και λόγω απωλειών $\Delta W/W$. Υπενθυμίζεται ότι για ένα υλικό υποκείμενο σε αρμονική διέγερση, ΔW είναι η επιφάνεια της καμπύλης υστέρησης σε ένα διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του υλικού και W η ενέργεια παραμόρφωσης ενός ελαστικού υλικού που υπόκειται στην ίδια διέγερση. Αν το υλικό δεν έχει απόσβεση είναι $\Delta W=0$. Για μικρές παραμορφώσεις ο λόγος $\Delta W/W$ είναι συνήθως μικρότερος από 0.1π , ενώ για μεγάλες παραμορφώσεις εξαιτίας σεισμού μπορεί να φθάσει και 0.8π . Θεωρώντας επιπλέον ότι ο λόγος $\Delta W/W$ είναι ανεξάρτητος της συχνότητας, προκύπτει ότι $\Delta W/W=4\pi\zeta=2\pi\tan\delta$, όπου ζ ο λόγος απόσβεσης ενός μονοβαθμίου συστήματος με ιξώδη απόσβεση c και δ η γωνία φάσης (λόγω θεώρησης βισκοελαστικού υλικού για το έδαφος).

Για να ληφθεί υπόψη η παραμορφωσιμότητα (ενδοσιμότητα) του εδάφους θεμελίωσης, θεωρούμε τώρα ότι η βάση της κατασκευής μπορεί να μετακινηθεί ελεύθερα κατά την οριζόντια διεύθυνση και να στραφεί περί άξονα κάθετο στο επίπεδο της κατασκευής, ο οποίος περνάει από το κέντρο της βάσης της. Εξιδανικεύοντας στο σχήμα 8.3 το σύστημα εδάφους – κατασκευής, θεωρούμε ότι η κίνηση της βάσης της κατασκευής παρεμποδίζεται από κατακόρυφα και οριζόντια ελατήρια και κατακόρυφους και οριζόντιους αποσβεστήρες. Τα οριζόντια ελατήρια αντιπροσωπεύουν την ενδοσιμότητα σε οριζόντια μετακίνηση του εδάφους θεμελίωσης, ενώ τα κατακόρυφα την αντίστοιχη στροφική ενδοσιμότητα αυτού. Οι αποσβεστήρες αντιπροσωπεύουν την απόσβεση του υλικού του εδάφους θεμελίωσης και την απόσβεση ακτινοβολίας.



Σχήμα 8.3: Εξιδανικευμένο σύστημα κατασκευής – εδάφους

Οι σταθερές των ελατηρίων (στατικές) K_x και K_φ για οριζόντια και στροφική κίνηση, αντίστοιχα, δίνονται από τις σχέσεις

$$K_x = \frac{8Gr_0}{2-\nu} \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

$$K_\varphi = \frac{8Gr_\varphi^3}{3(1-\nu)} \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

όπου $r_\varphi = \sqrt[4]{4I_\varphi / \pi}$. Οι αντίστοιχες δυναμικές σταθερές, οι οποίες εξαρτώνται από τη συχνότητα της διέγερσης, το δείκτη Poisson ν και την απόσβεση του υλικού του εδάφους, δίνονται από τις σχέσεις

$$k_x = a_x K_x \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

$$k_\varphi = a_\varphi K_\varphi \quad \dots\dots\dots (8.4)$$

ενώ οι σταθερές των αποσβεστήρων από τις

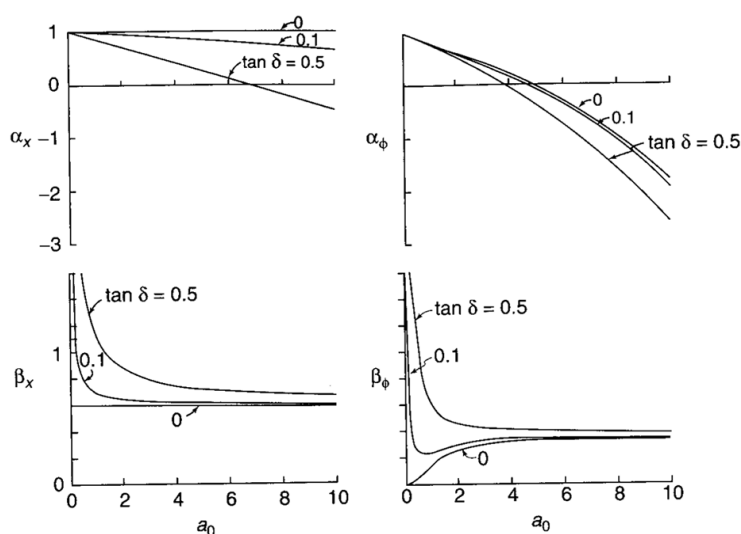
$$c_x = \beta_x \frac{K_x r_0}{v_s} \quad \dots\dots\dots (8.5)$$

$$c_\varphi = \beta_\varphi \frac{K_\varphi r_\varphi}{v_s} \dots\dots\dots (8.6)$$

όπου v_s η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων. Με βάση τους Veletsos and Nair (1975), οι τιμές των αδιάστατων συντελεστών a_x, a_φ, β_x και β_φ για λόγο Poisson $\nu=0.45$ φαίνονται στο σχήμα 8.4 για διάφορες τιμές του λόγου $\tan\delta$ με

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{v_s} = \omega \cdot r_0 \cdot \sqrt{\frac{\rho}{G}} \dots\dots\dots (8.7)$$

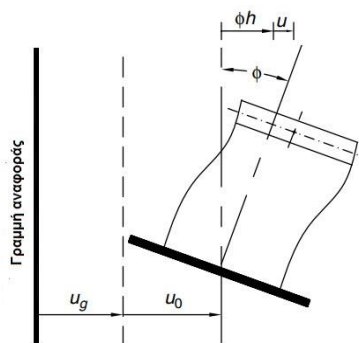
Οι αδιάστατοι συντελεστές a_x, a_φ, β_x και β_φ εξαρτώνται από την αδιάστατη παράμετρο a_0 (η οποία εξαρτάται από τη συχνότητα της διέγερσης, την ακτίνα του θεμελίου και την ταχύτητα διάτμησης), το δείκτη Poisson ν και την απόσβεση του υλικού του εδάφους.



Σχήμα 8.4: Τιμές των αδιάστατων συντελεστών a_x, a_φ, β_x και β_φ

Υποθέτοντας την επίδραση οριζόντιας σεισμικής κίνησης ελεύθερου πεδίου $u_g(t)$, το θεμέλιο μετακινείται κατά $u_0(t)$ και στρέφεται κατά $\varphi(t)$ ενώ η κατασκευή μετακινείται κατά $u(t)$ όπως στο σχήμα 8.5. Με χρήση των σχημάτων

8.3 & 8.5, διατυπώνονται οι εξισώσεις ισορροπίας (Clough and Penzien 1975) για την κατασκευή και το θεμέλιο (στο κέντρο του) ως εξής



Σχήμα 8.5: Μετακινήσεις συστήματος κατασκευής – εδάφους

$$-c \cdot \dot{u} - k \cdot u = m \cdot (\ddot{u}_0 + \ddot{\phi} \cdot h + \ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad \dots\dots\dots (8.8)$$

$$\begin{aligned} -c_x \cdot \dot{u}_0 - k_x \cdot u_0 &= m \cdot (\ddot{u}_0 + \ddot{\phi} \cdot h + \ddot{u} + \ddot{u}_g) \\ -c_\phi \cdot \dot{\phi} - k_\phi \cdot \phi &= m \cdot h \cdot (\ddot{u}_0 + \ddot{\phi} \cdot h + \ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad \dots\dots\dots (8.9) \end{aligned}$$

Γράφοντας τις εξισώσεις 8.8 & 8.9 υπό μητρωϊκή μορφή και λύνοντας το πρόβλημα ιδιοτιμών με χρήση των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας που προκύπτουν, λαμβάνεται η ιδιοσυχνότητα $\tilde{\omega}$ του συστήματος εδάφους – κατασκευής ως

$$\tilde{\omega} = \sqrt{\frac{k/m}{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{k}{k_r}}} = \frac{\omega}{\sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{k}{k_r}}} \quad \dots\dots\dots (8.10)$$

όπου $k_r = k_\phi / h^2$ και $\omega = \sqrt{k/m}$ η ιδιοσυχνότητα της πακτωμένης κατασκευής. Η ανωτέρω εξίσωση δίνει την τιμή της ιδιοσυχνότητας μιας κατασκευής σε ενδόσιμο έδαφος και είναι πάντοτε μικρότερη από την αντίστοιχη της πακτωμένης. Επίσης, κατά καλή προσέγγιση, η απόσβεση $\tilde{\xi}$ του συστήματος εδάφους-κατασκευής (υποθέτοντας ορθογωνικό μητρώο απόσβεσης) δίνεται από τη σχέση

$$\xi = \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega}\right)^3 \xi + \frac{1}{2} \tilde{\omega}^3 m \left(\frac{c_x}{k_x^2} + \frac{c_r}{k_r^2} \right) = \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega}\right)^3 \xi + \xi_0 \quad \dots\dots\dots (8.11)$$

όπου $c_r = c_\phi / h^2$ και ξ ο λόγος απόσβεσης της κατασκευής. Ο όρος ξ_0 περιλαμβάνει την απόσβεση του υλικού του εδάφους θεμελίωσης και την απόσβεση ακτινοβολίας. Συνεπώς, ένα σύστημα εδάφους – κατασκευής έχει μεγαλύτερο λόγο απόσβεσης από μια πακτωμένη κατασκευή.

Η απλοποιητική μέθοδος θεώρησης της αλληλεπίδρασης – εδάφους κατασκευής που παρουσιάστηκε παραπάνω δεν λαμβάνει υπόψη της την επίδραση του ανομοιόμορφου εδάφους καθώς και το είδος της θεμελίωσης. Επίσης ισχύει αυστηρά για μονοβάθμια συστήματα και αποτελεί μια προσέγγιση για πολυβάθμια υπό την προϋπόθεση ότι επηρεάζεται μόνο η πρώτη ιδιομορφή τους. Στην περίπτωση πολυβάθμιων συστημάτων h είναι η απόσταση του κέντρου εφαρμογής των αδρανειακών δυνάμεων από τη βάση της κατασκευής θεωρώντας την πρώτη ιδιομορφή της πακτωμένης κατασκευής, ενώ m, k, c είναι η γενικευμένη μάζα, δυσκαμψία και απόσβεση του συστήματος, αντίστοιχα. Από την άλλη πλευρά, η απλοποιητική αυτή μέθοδος αναπτύχθηκε με τη θεώρηση ελαστικού εδαφικού ημιχώρου. Τα πραγματικά εδάφη εκδηλώνουν ανελαστική συμπεριφορά στην περίπτωση ισχυρής σεισμικής κίνησης. Συνεπώς, σε επίπεδο σχεδιασμού θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η μείωση της ταχύτητας διάτμησης V_s και η αύξηση της απόσβεσης ακτινοβολίας και υλικού του εδάφους λόγω ανελαστικών παραμορφώσεων του.

Λόγω της εξάρτησης των συντελεστών a_x, a_ϕ, β_x και β_ϕ από τη συχνότητα, οι ποσότητες $\tilde{\omega}$ και ξ θα πρέπει να προσδιοριστούν μέσω επαναληπτικής διαδικασίας. Εντούτοις, η χρήση ελατηρίων και αποσβεστήρων που δεν εξαρτώνται από τη συχνότητα μπορεί να αποτελεί μια καλή πρακτική λύση η οποία να μην διαφέρει σημαντικά από την λύση που θα έδινε η επαναληπτική διαδικασία.

Κατά κανόνα, η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής προκαλεί αύξηση των μετακινήσεων της κατασκευής κάτι το οποίο είναι σημαντικό για τις περιπτώσεις υψηλών κτιρίων ή κτιρίων σε γειτνίαση.

Παράδειγμα 1

Κτίριο ύψους 30 m, έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο 1.5 sec, βάρος 25 MN και απόσβεση 5%. Το κτίριο θεμελιώνεται με γενική κοιτόστρωση τετραγωνικής κάτοψης διαστάσεων $B \cdot L = 20 \cdot 20$ m και βάθους 5 m σε έδαφος που έχει ταχύτητα διάτμησης $V_s = 150$ m/sec, μέτρο διάτμησης 20 MPa, δείκτη Poisson 0.45 και ισχύει για αυτό ότι $\tan \delta = 0.6 \cdot \pi$. Ζητείται η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση της κατασκευής θεωρώντας αλληλεπίδραση της με το έδαφος

κάνοντας χρήση της απλοποιημένης μέθοδο που παρουσιάστηκε ανωτέρω και υποθέτοντας ότι $r_0 = \sqrt{B \cdot L / \pi}$ (ισοδύναμη ακτίνα ορθογωνικού θεμελίου με πλάτος B και μήκος L για οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση). ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Αν η ιδιοπερίοδος του συστήματος εδάφους-κατασκευής είναι διαφορετική από αυτή που θεωρείται αρχικά σαν πρώτη προσέγγιση (δηλαδή αυτή της πακτωμένης κατασκευής), εκτελείται επαναληπτική διαδικασία για την εύρεση των a_x, a_φ, β_x και β_φ .

Επίλυση

Είναι $r_0 = \sqrt{\frac{20 \cdot 20}{\pi}} = 11.28m$, $\omega = 2 \cdot \pi / 1.5 = 4.19 \text{ rad/sec}$. Με χρήση της

εξίσωσης 8.7 προκύπτει ότι $a_0 = \frac{\omega \cdot r_0}{V_s} = \frac{4.19 \cdot 11.28}{150} = 0.315$ και έχουμε επίσης

$\tan \delta = 0.6 \cdot \pi / 2 \cdot \pi = 0.3$. Από το σχήμα 8.4 για $a_0 = 0.315$ και $\tan \delta = 0.3$

βρίσκονται: $a_x = 0.97$, $a_\varphi = 0.97$, $\beta_x = 1.35$, $\beta_\varphi = 1.1$. Από τις εξισώσεις 8.1 – 8.6 προκύπτουν:

$$K_x = \frac{8Gr_0}{2-\nu} = \frac{8 \cdot 20 \cdot 11.28}{2-0.45} = 1164.4 MN/m$$

$$K_\varphi = \frac{8Gr_\varphi^3}{3(1-\nu)} = \frac{8 \cdot 20 \cdot 11.28^3}{3(1-0.45)} = 139175.7 MNm/rad$$

$$k_x = a_x K_x = 0.97 \cdot 1164.4 = 1129.5 MN/m$$

$$k_\varphi = a_\varphi K_\varphi = 0.97 \cdot 139175 = 135000 MNm/rad$$

$$c_x = \beta_x \frac{K_x r_0}{V_s} = \frac{1.35 \cdot 1129.5 \cdot 11.28}{150} = 114.67 MN \text{ sec}/m$$

$$c_\varphi = \beta_\varphi \frac{K_\varphi r_\varphi}{V_s} = \frac{1.1 \cdot 135000 \cdot 11.28}{150} = 11167.2 MNm \text{ sec}/rad$$

Επειδή

$$k_r = k_\varphi / h^2 = 135000 / 30^2 = 150 MN/m$$

$$c_r = c_\varphi / h^2 = 11167.2 / 30^2 = 12.41 MN \text{ sec}/m \text{ και}$$

$$\omega = \sqrt{k/m} \Leftrightarrow k = \omega^2 m = 4.19^2 \cdot 25 / 9.81 = 44.74 MN/m \text{ τελικώς προκύπτει ότι}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{\omega}{\sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{k}{k_r}}} = \frac{4.19}{\sqrt{1 + \frac{44.74}{1129.5} + \frac{44.74}{150}}} = \frac{4.19}{1.16} = 3.61 \text{ rad/sec}$$

Επαναλαμβάνονται οι υπολογισμοί για $\omega = 3.61 \text{ rad/sec}$:

$$a_0 = \frac{\omega \cdot r_0}{V_s} = \frac{3.61 \cdot 11.28}{150} = 0.271$$

$$a_x = 1.00, a_\phi = 1.00, \beta_x = 1.60, \beta_\phi = 1.20$$

$$k_x = a_x K_x = 1.00 \cdot 1164.4 = 1164.4 \text{ MN/m}$$

$$k_\phi = a_\phi K_\phi = 1.00 \cdot 139175 = 139175 \text{ MNm/rad}$$

$$c_x = \beta_x \frac{K_x r_0}{V_s} = \frac{1.60 \cdot 1164.4 \cdot 11.28}{150} = 140.1 \text{ MN sec/m}$$

$$c_\phi = \beta_\phi \frac{K_\phi r_\phi}{V_s} = \frac{1.2 \cdot 139175 \cdot 11.28}{150} = 12559.1 \text{ MNm sec/rad}$$

$$k_r = k_\phi / h^2 = 139175 / 30^2 = 154.64 \text{ MN/m}$$

$$c_r = c_\phi / h^2 = 12559.1 / 30^2 = 13.95 \text{ MN sec/m}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{\omega}{\sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{k}{k_r}}} = \frac{4.19}{\sqrt{1 + \frac{44.74}{1164.4} + \frac{44.74}{154.64}}} = \frac{4.19}{1.15} = 3.64 \text{ rad/sec}$$

Η τιμή αυτή είναι πολύ κοντά στην θεωρούμενη για τους υπολογισμούς 3.61 rad/sec και δεν χρειάζεται άλλη επανάληψη. Η απόσβεση του συστήματος είναι

$$\begin{aligned} \tilde{\xi} &= \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega} \right)^3 \xi + \frac{1}{2} \tilde{\omega}^3 m \left(\frac{c_x}{k_x^2} + \frac{c_r}{k_r^2} \right) = \\ &= \left(\frac{3.61}{4.19} \right)^3 0.05 + \frac{1}{2} 3.61^3 \frac{25}{9.81} \left(\frac{140.1}{1164.4^2} + \frac{13.95}{154.64^2} \right) = 0.073 \end{aligned}$$

8.5 ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΟΥΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (Eurocode 8, Part 5, 2004), η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη σε α) φορείς όπου οι επιδράσεις δευτέρας τάξεως έχουν ιδιαίτερη σημασία, β) φορείς με ογκώδη ή βαθιά θεμέλια, όπως βάθρα γεφυρών, παράκτια κιβώτια, και σιλό, γ) λεπτούς και ψηλούς φορείς, όπως πύργους και καπνοδόχους και δ) φορείς που θεμελιώνονται σε πολύ μαλακά εδάφη, με μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $V_{s,max}$ (όπως ορίζεται στον Πίνακα 4.1) μικρότερη από 100 m/s, όπως εδάφη τύπου S_1 . Εντούτοις, ο Ευρωκώδικας 8 (Eurocode 8, Part 5, 2004), δεν παρέχει διαδικασία θεώρησης της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής και αρκείται στη διατύπωση ότι για την πλειονότητα των κοινών κτιριακών φορέων, τα αποτελέσματα SSI τείνουν να είναι ευνοϊκά, δεδομένου ότι μειώνουν τις καμπτικές ροπές και τις διατμητικές δυνάμεις στα διάφορα μέλη της ανωδομής.

Ωστόσο ο Ευρωκώδικας 8 (Eurocode 8, Part 5, 2004), αναγνωρίζει την εξάρτηση της ενδοσιμότητας του εδάφους και της απόσβεσης του από την ανηγμένη παραμόρφωση. Πιο συγκεκριμένα για εδάφη κατηγορίας C ή D με υψηλή στάθμη υπογείων υδάτων και υλικά με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$, ελλείψει συγκεκριμένων στοιχείων, η ταχύτητα V_s μειώνεται με βάση τον πίνακα 8.2. Για πιο δύσκαμπτες εδαφικές τομές και βαθύτερη στάθμη υπογείων υδάτων το ποσό μείωσης πρέπει να είναι αναλογικά μικρότερο.

Πίνακας 8.2 – Μέσοι λόγοι εδαφικής απόσβεσης και μέσοι συντελεστές μείωσης ($\pm$ μια τυπική απόκλιση) σε συνάρτηση της ταχύτητας V_s και του μέτρου διάτμησης G μέχρι βάθους 20 m

Λόγος εδαφικής επιτάχυνσης, a_s	Λόγος απόσβεσης	$\frac{V_s}{V_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0.10	0.03	0.90 (± 0.07)	0.80 (± 0.10)
0.20	0.06	0.70 (± 0.15)	0.50 (± 0.20)
0.30	0.10	0.60 (± 0.15)	0.36 (± 0.20)

Στον πίνακα αυτό $V_{s,max}$ είναι η μέση τιμή της V_s σε μικρή ανηγμένη παραμόρφωση ($< 10^{-5}$), μη υπερβαίνουσα τα 360 m/s και G_{max} είναι το μέσο μέτρο διάτμησης σε μικρή ανηγμένη παραμόρφωση. Τιμές $V_s / V_{s,max}$ και G / G_{max} άνω του μέσου όρου μπορούν, να χρησιμοποιηθούν για εδαφικές τομές με

μεγαλύτερη δυσκαμψία ενώ τιμές $V_s / V_{s,max}$ και G / G_{max} κάτω του μέσου όρου μπορούν να χρησιμοποιηθούν για πιο μαλακά εδάφη.

Σύμφωνα με τον ASCE 7-10 (2010), κατά την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου ή της ιδιομορφικής ανάλυσης, όταν υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, η τέμνουσα βάσης V θεωρείται ότι μειώνεται κατά ΔV . Είτε για την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε για ιδιομορφική ανάλυση, οι ποσότητες $\tilde{\omega}$ (ή $\tilde{T}$) και $\tilde{\xi}$ προσδιορίζονται από σχέσεις παρόμοιες με αυτές των εξισώσεων 8.10 & 8.11, ενώ παρέχονται οι λόγοι $V_s / V_{s,max}$ και G / G_{max} για τα διάφορα είδη εδάφους και για συγκεκριμένους λόγους φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού. Ο συντελεστής a_x θεωρείται ίσος με τη μονάδα ενώ ο συντελεστής a_ϕ εξαρτάται από την ποσότητα a_0 και κυμαίνεται από 1.0 έως 0.6 για τιμές του a_0 από 0.05 έως 0.5, αντίστοιχα.

Ο ASCE 7-10 (2010) αναγνωρίζει την επιρροή που έχει ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης στις σταθερές των ελατηρίων K_x και K_ϕ οι οποίες για την περίπτωση αυτή τροποποιούνται ως εξής:

$$K_{xe} = K_x \cdot a_x \cdot \left(1 + \frac{2e}{3r_0} \right) \quad \dots\dots\dots (8.12)$$

$$K_{\phi e} = K_\phi \cdot a_\phi \cdot \left(1 + 2 \frac{e}{r_\phi} \right) \quad \dots\dots\dots (8.13)$$

όπου e το βάθος εγκιβωτισμού. Ανάλογες σχέσεις με τις 8.12 και 8.13 παρέχονται για την περίπτωση που η ταχύτητα V_s αλλάζει με το βάθος.

Παράδειγμα 2

Να μελετηθεί η επίδραση του εγκιβωτισμού της κοιτόστρωσης στις ευρεθείσες τιμές ιδιοπεριόδου και απόσβεσης του παραδείγματος 1.

Επίλυση

Από τις σχέσεις 8.12 & 8.13 για $a_x = 1.00$, $a_\phi = 1.00$, $\beta_x = 1.60$, $\beta_\phi = 1.20$, είναι

$$K_{xe} = K_x \left(1 + \frac{2e}{3r_0} \right) = 1164.4 \left(1 + \frac{2 \cdot 5}{3 \cdot 11.28} \right) = 1508.49 MN / m$$

$$K_{\phi e} = K_\phi \left(1 + 2 \frac{e}{r_\phi} \right) = 139175.7 \left(1 + \frac{2 \cdot 5}{11.28} \right) = 262558.41 MNm / rad$$

$$c_x = \beta_x \frac{K_{xe} r_0}{v_s} = \frac{1.6 \cdot 1508.49 \cdot 11.28}{150} = 181.50 \text{ MN sec/ m}$$

$$c_\phi = \beta_\phi \frac{K_{\phi e} r_\phi}{v_s} = \frac{1.2 \cdot 262558.41 \cdot 11.28}{150} = 23693.27 \text{ MNm sec/ rad}$$

$$k_r = k_{\phi e} / h^2 = 262558.4 / 30^2 = 291.73 \text{ MN / m}$$

$$c_r = c_\phi / h^2 = 23693.27 / 30^2 = 26.33 \text{ MN sec/ m}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{\omega}{\sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{k}{k_r}}} = \frac{4.19}{\sqrt{1 + \frac{44.74}{1508.49} + \frac{44.74}{291.73}}} = \frac{4.19}{1.08} = 3.85 \text{ rad / sec}$$

$$\tilde{\xi} = \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega} \right)^3 \xi + \frac{1}{2} \tilde{\omega}^3 m \left(\frac{c_x}{k_x^2} + \frac{c_r}{k_r^2} \right) = \left(\frac{3.85}{4.19} \right)^3 0.05 + \frac{1}{2} 3.85^3 \frac{25}{9.81} \left(\frac{181.5}{1508.49^2} + \frac{26.33}{291.73^2} \right) = 0.067$$

Γενικά η παράλειψη θεώρησης του εγκιβωτισμού δεν επιφέρει σημαντική επίδραση στα αποτελέσματα για μικρά βάθη θεμελίωσης (< 3 m). Επίσης, ο εγκιβωτισμός κατά κανόνα οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές απόσβεσης για το σύστημα εδάφους-κατασκευής λόγω της μεγαλύτερης επιφάνειας επαφής μεταξύ θεμελίωσης-εδάφους (Aviles and Perez-Rocha 1998).

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ASCE 7-10** (2010), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Virginia, USA.
- Aviles, J. and Perez-Rocha, L.E.** (1998), Effects of foundation embedment during building-soil interaction, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 1523-1540.
- Beskos, D. E.** (1993), Application of the boundary element method in dynamic soil-structure interaction, in *Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction*, P. Güllkan and R. W. Clough (eds.), Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 61-90.
- Clough, R. W. and Penzien, J.** (1975), *Dynamics of structures*, McGraw-Hill Book Co., New York.
- Eurocode 8** (2004), Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, European Committee for Standardization, Brussels.

- Gazetas, G.** (1991), Foundation vibrations, in Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, H .Y. Fang (ed.), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 553 – 593.
- Kausel, E. and Tassoulas, J. L.** (1981), Transmitting boundaries: a closed-form comparison, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 71, pp. 143-159.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L.** (1969), Finite dynamic model for infinite media, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, PP. 859-877.
- McCallen, D. B. and Romstad, K. M.** (1994), Nonlinear model for building-soil systems, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 120, pp. 1129-1152.
- Psycharis, I. N.** (1991), Effect of base uplift on dynamic response of SDOF structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, pp. 733-754.
- Roesset, J. M. and Ettouney, M. M.** (1977), Transmitting boundaries: A comparison, International Journal of Numerical and Analytical methods in Geomechanics, Vol. 1, pp. 151-176.
- Toki, K. and Fu, C. S.** (1987), Generalised method for non-linear seismic response analysis of a three dimensional soil-structure interaction system, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 945-961.
- Toki, K. and Miura, F.** (1983), Non-linear seismic response analysis of soil-structure interaction systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 77-89.
- Veletsos, A. S.** (1977), Dynamics of structure-foundation systems, in Structural and Geotechnical Mechanics, W.J. Hall (ed.), Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, pp. 333-361.
- Veletsos, A. S.** (1993), Design concepts for dynamics of soil-structure interaction, in Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction, P. Güllkan and R. W. Clough (eds.), Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 307-325.
- Veletsos, A. S. and Nair, V. V. D.** (1975), Seismic interaction of structures on hysteretic foundations, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 101, pp. 109-129.
- Wolf, J. P.** (1985), Dynamic soil-structure interaction, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Wolf, J. P.** (1988), Soil-structure interaction analysis in time-domain, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Wolf, J. P.** (1994), Foundation vibration analysis using simple physical models, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Yim, S. C. S. and Chopra, A. K.** (1985), Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, pp. 2708-2731.