

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Ανάλυση της τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων σε κατασκευές υπό σεισμική φόρτιση

ΤΗΣ

ΚΟΛΟΚΥΘΑ ΜΑΡΙΕΤΤΑ ΕΛΕΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:

ΦΡΑΓΚΙΑΔΑΚΗΣ ΜΙΧΑΗΛ ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2016

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Φτάνοντας στο τέλος της παρούσης διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά όλους τους ανθρώπους που με βοήθησαν και κυρίως:

Τον επιβλέποντα καθηγητή μου, Μιχαήλ Φραγκιαδάκη, για τη διαρκή στήριξη και την ουσιαστική καθοδήγησή του τόσο κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας μου, όσο και γενικότερα κατά τη διάρκεια φοίτησής μου στη σχολή.

Την οικογένειά μου και κυρίως την αδερφή μου, που βρίσκονται πάντα δίπλα μου και με υπομένουν.

Τις φίλες μου από τη Ρόδο με τα αμέτρητα χρόνια φιλίας που μας συνδέουν. Το 19° προεδρείο του BEST Athens. Τον Αντώνη, ειδικά για την πολύτιμη βοήθειά του την τελευταία χρονιά. Την Άννα, τη Νίκη, το Γιώργο, το Χρήστο, την Ελένη, τη Βιβή και την άλλη Βιβή. Και το Βασίλη.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σε πολυώροφα κτίρια είναι συνήθης η τοποθέτηση πολύτιμων και σημαντικών περιεχομένων (π.γ. μουσειακά εκθέματα),τα οποία ενδέχεται να καταστραφούν κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλώντας απαράδεκτες απώλειες. Συχνά, το περιεχόμενο των κατασκευών προσομοιάζεται και μελετάται ως ένα λικνιζόμενο άκαμπτο σώμα (block), δυναμική απόκριση του οποίου εξαρτάται από τη γεωμετρία του αντικειμένου, τα χαρακτηριστικά του κτιρίου και η στάθμη του ορόφου στον οποίο εδράζεται το αντικείμενο. Μέσω των καμπύλων τρωτότητας, εκτιμάται η πιθανότητα αστοχίας των περιεχομένων των πολυώροφων κτιρίων υπό σεισμική φόρτιση δεδομένης εντάσεως και κατ' επέκταση η τρωτότητά τους. Έτσι, παρέχεται ένα απλουστευμένο εργαλείο εκτίμησης της απώλειας. Η αξιολόγηση του κινδύνου των λικνιζόμενων σωμάτων είναι ένα μάλλον πολύπλοκο έργο, δεδομένου ότι παρόλο που η απόκριση του σώματος και της κατασκευής είναι συνδεδεμένα, η απόκριση του σώματος είναι ευαίσθητη στην επιτάχυνση ενώ η απόκριση της κατασκευής είναι ευαίσθητη στη σχετική μετακίνηση των ορόφων (drift). Αρχικά αξιολογήθηκε η απόκριση του σώματος θέτοντας κατάλληλους δείκτες εντάσεως της διέγερσης και παραμέτρους απαιτήσεων, λαμβάνοντας υπόψιν τη δυναμική ανάλυση της ελαστικής και της ανελαστικής κατασκευής. Ωστόσο, η δυναμική ανάλυση της κατασκευής και της απόκρισης του σώματος είναι πολύπλοκη και χρονοβόρα διαδικασία. Γι'αυτό εξετάστηκαν διάφορες προσεγγιστικές μέθοδοι υπολογισμού της απόκρισης της κατασκευής (δηλαδή της κατανομής των μέγιστων τιμών των επιταχύνσεων καθ' ύψος της κατασκευής) και απλοποιημένα κριτήρια ανατροπής ενός λικνιζόμενου σώματος. Εν γένει, η σεισμική απαίτηση κι η σεισμική ικανότητα ενός λικνιζόμενου σώματος μπορεί να υπολογισθεί με βάση τη μέγιστη επιτάχυνση ή ταχύτητα κάθε ορόφου, την περιστροφή του σώματος, τη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων κ.ά. τα οποία προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση pushover.

ABSTRACT

Multi-storey buildings may have a valuable inventory (e.g. museum exhibits) consisting of objects that can be damaged during an earthquake causing unacceptable losses. Building contents can be often modelled as rocking rigid blocks, while their dynamic response depends on the geometry of the object, the characteristics of the building and the storey that the object is located. First of all we describe the equations of the rocking of a rigid block. Then, we discuss the loss assessment of the contents of multi-storey buildings and we provide a simplified loss assessment tool. The risk assessment of rocking objects is a rather complicated task, since the response of the block and the structure are coupled, while the former is acceleration-sensitive and the latter is drift-sensitive. We first discuss the performance-based seismic assessment of rocking blocks proposing pertinent engineering demand parameters and intensity measures considering the dynamic response of inelastic buildings. Our risk assessment is based on nonlinear response history analysis, while sensitivity analysis is performed in order to identify the critical parameters of the problem. A simplified approach, using nonlinear static analysis is also discussed. Rigid block and demand and capacity assessment is possible calculating peak floor accelerations, velocities, block rotations, and storey drifts using modal pushover analysis.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΑΡΜΟΝΙΚΟ ΠΑΛΜΟ

1.1 Εισαγωγή	1 - 1
1.2 Εξισώσεις Housner	
1.3 Απόκριση Σώματος Υπό Αρμονικούς Παλμούς	
1.4 Τρόποι ανατροπής – Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής	1 - 9
1.4.1 Πρώτος τρόπος ανατροπής	1 - 10
1.4.2 Δεύτερος τρόπος ανατροπής	1 - 10
1.5 Επαλήθευση Φάσματος επιτάχυνσης ανατροπής – Αριθμητική Λύση	
1.6 Επιρροή των χαρακτηριστικών του σώματος	
1.6.1 Επιρροή της ραδινότητας α	
1.6.2 Επιρροή του συντελεστή επαναφοράς η	1 - 14
1.6.3 Επιρροή του μεγέθους R	1 - 16
1.7 Λικνιζόμενο πλαίσιο	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΜΗ-ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 Εισαγωγή	2 - 1
2.2 Σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα μη-δομικών στοιχείων	2 - 3
2.3 Αριθμητική προσομοίωση περιεχομένων κατασκευών	2 - 5
2.3.1 Συνήθη αντικείμενα	2 - 5
2.3.2 Αγάλματα	2 - 7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 - ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

3.2 Μέτρα έντασης (Intensity Measures – IMs)	3 - 2
3.3 Ανάλυση της τρωτότητας	3 - 3
3.3.1 Πιθανολογικό μοντέλο σεισμικής τρωτότητας	3 - 3
3.3.2 Παραμέτρος σεισμικής απαίτησης EDP	3 - 4
3.3.3 Θεώρημα ολικής πιθανότητας	3 - 5
3.3.4 Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων	3 - 5
3.3.5 Προτεινόμενες οριακές καταστάσεις	3 - 6
3.4 Σεισμικές καταγραφές	3 - 7
3.5 Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενων αντικειμένων: αριθμητικά αποτελέσματα	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΌΤΗΤΑ ΠΕΡΙΧΟΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 Εισαγωγή		
4.2 Προσομοίωμα κατασκευής		
4.2.1 Γενικά χαρακτηριστικά	4 - 2	
4.2.2 Ειδικά χαρακτηριστικά στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης	4 - 3	
4.2.3 Ειδικά χαρακτηριστικά στην περίπτωση της ανελαστικής ανάλυσης	4 - 3	
4.2.4 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής	4 - 4	
4.3 Μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων		
4.4 Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων σε διάφορες στάθμες της		
κατασκευής	4 - 7	
4.4.1 Ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής	4 - 7	
4.4.2 Ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής	4 - 13	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 - ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

5.2 Επιρροή γεωμετρικών χαρακτηριστικών του σώματος	5 - 1
5.2.1 Επιρροή ραδινότητας α	5 - 1
5.2.2 Επιρροή μεγέθους R	5 - 2
5.2.3 Επιρροή συντελεστή επαναφοράς η	5 - 4
5.3 Σύγκριση απόκρισης σώματος καθ' ύψος του κτιρίου	5 - 5
5.3.1 Ελαστική απόκριση της κατασκευής	5 - 6
5.3.2 Ανελαστική απόκριση της κατασκευής	5 - 6
5.4 Σύγκριση ελαστικής κι ανελαστικής απόκρισης κτιρίου	5 - 7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ ΟΡΟΦΩΝ

6.1 Εισαγωγή	6 - 1
6.2 Ευρωκώδικας 8	6 - 2
6.2.1 Γενικά	6 - 2
6.2.2 Εφαρμογή	6 - 4
6.3 FEMA P-58	6 - 6
6.3.1 Γενικά	6 - 6
6.3.2 Εφαρμογή	6 - 8
6.3.2.1 Ελαστική συμπεριφορά	
6.3.2.2 Ανελαστική συμπεριφορά	6 - 8
6.4 Προσεγγιστική μέθοδος Vukobratović και Fajfar	
6.4.1 Γενικά	6 - 10
6.4.2 Μέθοδος συνδυασμού Gupta	6 - 13
6.4.3 Εφαρμοή	6 - 15
6.4.3.1 Ελαστική συμπεριφορά	6 - 15
6.4.3.2 Ανελαστική συμπεριφορά	6 - 18
6.5 Global Earthquake Model	6 - 21

6.5.1 Γενικά	6 - 21
6.5.2 Εφαρμογή	6 - 23

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 - ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

7.1 Εισαγωγή	7 - 1
7.2 Κριτήριο Αστοχίας Dimitrakopoulos & DeJong	7 - 2
7.2.1 Γενικά	7 - 2
7.2.2 Υπολογισμός γωνιακής συχνότητας ω _p σεισμικής καταγραφής	7 - 3
7.2.3 Εφαρμογή	7 - 5
7.3 Κριτήριο Αστοχίας Ishiyama	
6.3.1 Γενικά	7 - 7
6.3.2 Εφαρμογή	7 - 10
7.4 Κριτήριο Αστοχίας Takewaki	7 - 11
7.4.1 Γενικά	7 – 11
7.4.3 Εφαρμοή	7 - 13
7.5 Σύγκριση των αποτελεσμάτων κι επαλήθευση	6 - 14

ΕΙΚΟΝΕΣ

Σχ. 1.1	Σχηματική απεικόνιση του ελευθέρως εδραζόμενου σώματος υπό λικνισμό
	(Zhang and Makris, 2001)
Σχ. 1.2	Διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Περιστροφής (Μ-θ) (Zhang and Makris, 2001)3
Σχ. 1.3	Γραφική παράσταση της περιόδου λικνισμού του σώματος συναρτήσει της
	γωνίας $θ_0$ 6
Σχ. 1.4	Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης ενός ημιτονικού
	παλμού (αριστερά) κι ενός συνημιτονικού παλμού (δεξιά) (Zhang and Makris,
	2001)
Σχ. 1.5	Εξεταζόμενο μπλοκ με χαρακτηριστικά α=5°, p=5.24 rad/s και η=0.85
	(Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)7
Σχ. 1.6	Απόκριση θ και dθ του block8
Σχ. 1.7	Εξεταζόμενο μπλοκ με χαρακτηριστικά α=10°, p=2.4 rad/s και η=0.85
	(Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)
Σχ. 1.8	Απόκριση θ και dθ του block9
Σχ. 1.9	Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής ελευθέρου εδραζόμενου σώματος με
	συντελεστή αποκατάστασης η=0.9 υποβαλλόμενου σε έναν ημιτονικό παλμό
	συχνότητας $ω_p$ (Zhang and Makris, 2001)11
Σχ. 1.10	Αναμενόμενη χρονοϊστορία απόκρισης των δύο τρόπων ανατροπής
	(Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)
Σχ. 1.11	Χρονοϊστορίες περιστροφής και γωνιακής ταχύτητας block (p=2.14 rad/s,
	α=0.25 rad και η=0.90) που υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό $ω_p$ =5p και
	a _p =3αg13
Σχ. 1.12	Χρονοϊστορίες περιστροφής και γωνιακής ταχύτητας block (p=2.14 rad/s,
	α=0.25 rad και η=0.90) που υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό $ω_p$ =5p και
	a _p =3.05αg13

Σχ. 1.13	Χρονοϊστορίες περιστροφής και γωνιακής ταχύτητας block (p=2.14 rad/s,
	α=0.25 rad και η=0.90) που υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό $ω_p$ =5p και
	a _p =6.4α.g14
Σχ. 1.14	Φάσματα επιτάχυνσης ανατροπής του ίδιου σώματος με διαφορετικούς
	συντελεστές αποκατάστασης η=0.80 και η=0.9 αντίστοιχα, υποβαλλόμενων
	στον ίδιο ημιτονικό παλμό (Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)15
Σχ. 1.15	Χρονοϊστορίες μετατόπισης και γωνιακής ταχύτητας για διαφορετικές τιμές
	του συντελεστή επαναφοράς η, αλλά για σταθερές τιμές ωg/p και αg/ag
	(Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)15
Σχ. 1.16	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενός ορθογωνικού σώματος (αριστερά). Κατά τη
	διάρκεια σεισμικής φόρτισης η οποία θέτει το σώμα σε λικνισμό, η σεισμική
	αντοχή είναι ανάλογη του R ² , ενώ η σεισμική απαίτηση ανάλογη του R (δεξιά)
	(Makris and Vassiliou, 2015)17
Σχ. 1.17	Συμπεριφορά ενός πλαισίου ροπής κι ενός ελευθέρως εδραζόμενου, αρθρωτού
	πλαισίου που επιτρέπεται να λικνιστεί (Makris and Vasileiou, 2015)18
Σχ. 1.18	Εξεταζόμενο μοντέλο άκαμπτης δοκού εδραζόμενης επί Ν λικνιζόμενων
	στύλων (Makris and Vasileiou, 2015)20

Σχ. 2.1	Τυπική εικόνα κατεστραμμένου κτιρίου έπειτα από μεγάλο σεισμό στην
	Onagawa, Ιαπωνία, Μάρτιος 2011 (http://edition.cnn.com)1
Σχ. 2.2	Εικόνα γραφείου στο κτίριο Durand, Stanford ΗΠΑ, μετά το σεισμό Loma
	Prieta, 1989 (http://news.stanford.edu)2
Σχ. 2.3	Σχηματική απεικόνιση των σταθμών επιτελεστικότητας (Seismic Performance
	Assessment of Buildings, Volume 1, FEMA P-58-1, 2012)4
Σχ. 2.4	Τυπικές διαστάσεις ντουλάπας σε όψη και κάτοψη (http://www.decobook.gr)5
Σχ. 2.5	Τυπικές διαστάσεις τραπεζιού σε όψη και κάτοψη (http://www.decobook.gr)5
Σχ. 2.6	Τυπικές διαστάσεις βιβλιοθήκης σε όψη και κάτοψη
	(http://www.decobook.gr)

Σχ. 2.7	(α) Άγαλμα της Αθηνάς στην Επίδαυρο, (β) Άγαλμα Γυναίκας στην Επίδαυρο
	(http://odysseus.culture.gr)
Σχ. 2.8	α) Τηβεννοφόρος στην Επίδαυρο, (β) Άγαλμα Υγείας στην Επίδαυρο
	(http://odysseus.culture.gr)
Σχ. 2.9	Συμπεριφορά ενός πλαισίου ροπής κι ενός ελευθέρως εδραζόμενου, αρθρωτού
	πλαισίου που επιτρέπεται να λικνιστεί (Makris and Vasileiou, 2015)9
Σχ. 2.10	Εξεταζόμενο μοντέλο άκαμπτης δοκού εδραζόμενης επί Ν λικνιζόμενων στύλων
	(Makris and Vasileiou, 2015)10

Σχ. 3.1	Ναός Αφαίας Αθηνάς, Αίγινα. Χρονολογείται περί το 510-470 π.Χ.
	(http://users.sch.gr/ipap)1
Σχ. 3.2	Φάσμα απόκρισης των 28 σεισμικών καταγραφών. Η έντονη γραμμή αναφέρεται
	στο μέσο φάσμα απόκρισης8
Σχ. 3.3	Οι χρησιμοποιούμενες είκοσι-οκτώ σεισμικές καταγραφές (αρίθμηση κατά
	γραμμή με βάση τον Πίνακα 3.28
Σχ. 3.4	Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος ακτίνας R=0.5m και λόγου
	πλευρών h=2b, h=5b κι h=10b10
Σχ. 3.5	Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος ακτίνας R=2.5m και λόγου
	πλευρών h=2b, h=5b κι h=10b11

Σχ. 4.1	Προοπτική απεικόνιση του προσομοιώματος της κατασκευής στο λογισμικό
	SeismoStruct
Σχ. 4.2	Τομή κατά μήκος της διεύθυνσης χ
Σχ. 4.3	Τυπική λεπτομέρεια όπλισης υποστυλώματος διαστάσεων 0.50m x 0.50m4
Σχ. 4.4	Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής5

Σχ. 4.5	Κανονικοποιημένες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου (PFA) προς τη
	μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) καθ'ύψος των ορόφων στο ελαστικό και το
	ανελαστικό προσομοίωμα της κατασκευής6
Σχ. 4.6	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=0.5m και h=2b καθ'
	ύψος της ελαστικής κατασκευής8
Σχ. 4.7	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=0.5m και h=5b καθ'
	ύψος της ελαστικής κατασκευής9
Σχ. 4.8	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=0.5m και h=10b καθ'
	ύψος της ελαστικής κατασκευής10
Σχ. 4.9	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=2b καθ'
	ύψος της ελαστικής κατασκευής11
Σχ. 4.10	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=5b καθ'
	ύψος της ελαστικής κατασκευής12
Σχ. 4.11	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=10b καθ'
	ύψος της ελαστικής κατασκευής13
Σχ. 4.12	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=0.5m και h=2b καθ'
	ύψος της ανελαστικής κατασκευής14
Σχ. 4.13	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=5b καθ'
	ύψος της ανελαστικής κατασκευής15
Σχ. 4.14	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=10b καθ'
	ύψος της ανελαστικής κατασκευής16
Σχ. 4.15	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=2b καθ'
	ύψος της ανελαστικής κατασκευής17
Σχ. 4.16	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=5b καθ'
	ύψος της ανελαστικής κατασκευής18
Σχ. 4.17	Καμπύλες τρωτότητας σώματος με χαρακτηριστικά R=2.5m και h=10b καθ'
	ύψος της ανελαστικής κατασκευής19

Σχ. 5.1	Σύγκριση των καμπύλων τρωτότητας σωμάτων λυγηρότητας α=26.56°
	(αριστερά) και α= 5.71° (δεξιά) για διάφορες τιμές της ακτίνας R2
Σχ. 5.2	Σύγκριση καμπύλων τρωτότητας δύο σωμάτων λυγηρότητας α=26.56° αλλά
	ακτίνας R=0.5m (αριστερά) και R=2.5m (δεξιά)3
Σχ. 5.3	Σύγκριση καμπύλων τρωτότητας ενός σώματος λυγηρότητας α=26.56° και
	ακτίνας R=0.5m (αριστερά) κι ενός σώματος λυγηρότητας α=5.71° κι ακτίνας
	R=2.5m (δεξιά)4
Σχ. 5.4	Σύγκριση καμπύλων τρωτότητας του ίδιου σώματος (ακτίνας R=0.5m και λόγου
	πλευρών h=2b) για συντελεστή αποκατάστασης η=0.85 (αριστερά) και η=0.95
	(δεξιά)5
Σχ. 5.5	Κανονικοποιημένες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου (PFA) προς τη
	μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) καθ'ύψος των ορόφων στο ελαστικό και το
	ανελαστικό προσομοίωμα της κατασκευής5
Σχ. 5.6	Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος καθ'ύψος της ελαστικής
	κατασκευής6
Σχ. 5.7	Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος καθ'ύψος της ανελαστικής
	κατασκευής7
Σχ. 5.8	Καμπύλες τρωτότητας σώματος (R=0.5m και h/b=2) καθ'ύψος των ορόφων στην
	περίπτωση ελαστικής (αριστερά) κι ανελαστικής σεισμικής απόκρισης της
	κατασκευής (δεξιά)8

Σχ. 6.1	Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με τον ΕΚ85	
Σχ. 6.2	Επεξήγηση συμβολισμών, επιπέδων κι υψών που χρησιμοποιούνται στην	
	απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμου της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου σύμφων	
	με τη FEMA P-586	
Σχ. 6.3	Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής9	

Σχ. 6.4	Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με τη FEMA
	P-5810
Σχ. 6.5	Οι περιοχές ενός φάσματος απόκρισης (US Nuclear Regulatory Commission,
	2006)
Σχ. 6.6	Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την ελαστική
	μέθοδο Vukobratović και Fajfar εφαρμόζοντας τη μέθοδο Gupta σε όλους τους
	ορόφους17
Σχ. 6.7	Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την ελαστική
	μέθοδο Vukobratović και Fajfar εφαρμόζοντας τη μέθοδο Gupta στον κατώτατο
	και τη μέθοδο SRSS στους ανώτερους ορόφους18
Σχ. 6.8	Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την ανελαστική
	μέθοδο Vukobratović και Fajfar εφαρμόζοντας τη μέθοδο SRSS21
Σχ. 6.9	Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις σύμφωνα με τη μέθοδο GEM24

Σχ. 7.1	Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής λικνιζόμενου σώματος με συντελεστή
	αποκατάστασης $\eta=0.9$ υποβαλλόμενου σε έναν ημιτονικό παλμό συχνότητας
	ω_p (Zhang and Makris, 2001)
Σχ. 7.2	(α) Φάσμα απόκρισης της μετατόπισης Sd του σεισμού Loma Prieta,
	(β) Φάσμα απόκρισης της ταχύτητας Sv του σεισμού Loma Prieta4
Σχ. 7.3	Φάσμα απόκρισης Sd x Sv του σεισμού Loma Prieta5
Σχ. 7.4	Αποτελέσματα της μεθόδου για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, για διάφορους
	συνδυασμούς των μεγεθών R και α στο φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής6
Σχ. 7.5	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά λικνιζόμενου σώματος (Ishiyama, 1982)7
Σχ. 7.6	Κριτήριο ανατροπής του Ishiyama για ορθογωνικά σώματα (Sextos, 2016)10
Σχ. 7.7	Λικνισμός σώματος και οι ισχύοντες φυσικοί νόμοι (αρχή διατήρησης της
	στροφορμής, αρχή διατήρησης της μηχανικής ενέργειας και απώλειες ενέργειας)
	(Takewaki, 2016)12

Σχ. 7.8	Διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Πε	εριστροφής (Μ-θ) τ	του λικνιζόμενου	σώματος και
	όριο ανατροπής (Takewaki, 20	016)		12

ΠΙΝΑΚΕΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Пі́v. 2.1	Συγκεντρωτικός πίνακας των χαρακτηριστιστικών διαφόρων επίπλων6
Пі́v. 2.2	Συγκεντρωτικός πίνακας των χαρακτηριστιστικών διαφόρων συσκευών κι
	αντικειμένων6
Пі́v. 2.3	Συγκεντρωτικός πίνακας των χαρακτηριστιστικών διαφόρων αγαλμάτων7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Пі́v. 3.1	Προτεινόμενες οριακές καταστάσεις7	1
Піл. 3.2	Οι χρησιμοποιούμενες σεισμικές καταγραφές κι οι ιδιότητές τους	7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Піл. 6.1	Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς qa	4
Піл. 6.2	Συντελεστές συσχέτισης σχετικής μετακίνησης, ταχύτητας κι	επιτάχυνσης
	ορόφων για κτίρια με δύο έως εννέα ορόφους	7
Піл. 6.3	Συντελεστές συσχέτισης σχετικής μετακίνησης, ταχύτητας κι	επιτάχυνσης
	ορόφων για κτίρια με δέκα έως δεκαπέντε ορόφους	7
Пі́v. 6.4	Οι σημαντικές περιοχές ενός φάσματος απόκρισης	14
Пі́v. 6.5	Μέγιστες επιταχύνσεις ανα ιδιομορφή κι ανα όροφο	16

Πίν. 7.1	Εξεταζόμενες τιμές ραδινότητας	.5
Πίν. 7.2	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και ταχύτητα των εξεταζόμενων σεισμικών	
	καταγραφών	.6
Пі́v. 7.3	Αποτελέσματα της μεθόδου Dimitrakopoulos & DeJong για την 1^{η} σεισμική	
	καταγραφή	.6

Πίν. 7.4	Αποτελέσματα της μεθόδου Dimitrakopoulos & DeJong για την 6 ^η σεισμική
	καταγραφή6
Пі́v. 7.5	Αποτελέσματα της μεθόδου Dimitrakopoulos & DeJong για την 11 ^η σεισμική
	καταγραφή7
Пі́ν. 7.6	Εφαρμογή του κριτηρίου Ishiyama για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν
	R=0.5m11
Πίν. 7.7	Εφαρμογή του κριτηρίου Ishiyama για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν
	R=2.5m11
Πίν. 7.8	Εφαρμογή του κριτηρίου Takewaki για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν
	R=0.5m13
Πίν. 7.9	Εφαρμογή του κριτηρίου Takewaki για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν
	R=2.5m14
Πίν. 7.10	Συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων των κριτηρίων για τον 1°
	σεισμό14
Πίν. 7.11	Συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων των κριτηρίων για τον 6°
	σεισμό14
Πίν. 7.12	Συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων των κριτηρίων για τον 11°
	σεισμό15

ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΑΡΜΟΝΙΚΟ ΠΑΛΜΟ

1.1 Εισαγωγή

Όταν ένα άκαμπτο σώμα το οποίο εδράζεται επί οριζόντιας κι άκαμπτης επιφάνειας υποβάλλεται σε σεισμικές δονήσεις, μπορεί να παραμείνει σε ακινησία εφόσον οι δονήσεις αυτές δεν είναι μεγάλες. Αντιθέτως, όταν αυτές γίνουν αρκετά μεγάλες, το σώμα μπορεί να λικνιστεί, να ολισθήσει, να αναπηδήσει ή να ξεκινήσει έναν συνδυασμό των παραπάνω κι ενίοτε να ανατραπεί.

Οι πρώτες μελέτες σχετικά με το λικνισμό (rocking) ενός άκαμπτου σώματος (rigid block) στηριζόμενο σε επιφάνεια που υπόκειται οριζόντια μετακίνηση πραγματοποιήθηκαν από τον Housner, το 1963. Σε αυτήν την μελέτη, η επιτάχυνση της βάσης παρουσιαζόταν ως ένας ορθογωνικός ή μισός ημιτονικός παλμός και οι εξισώσεις που προέκυπταν αφορούσαν το ελάχιστο πλάτος της επιτάχυνσης που απαιτούνταν για την ανατροπή του σώματος.

Σε συνέχεια του πρωτοποριακού έργου του Housner, πλήθος μελετών πραγματοποιήθηκαν για να εξηγήσουν την περίπλοκη δυναμική μίας εκ των απλούστερων ανθρώπινων κατασκευών – το ελευθέρως εδραζόμενο σώμα (freestanding block). Η απόκριση με λικνισμό, καθώς και η ανατροπή ενός ελεύθερως εδραζόμενου σώματος υπό σεισμική φόρτιση, κι ιδιαίτερα υπό αρμονικούς παλμούς εδαφικής κίνησης, αποτέλεσαν το αντικείμενο ενδελεχούς αναλυτικής και πειραματικής έρευνας.

Το πρόβλημα αυτό αποδείχθηκε εξαιρετικά σύνθετο, καθώς περιλαμβάνει αντιφατικές έννοιες, όπως ότι το εύρος της απόκρισης δεν μειώνεται πάντα με τη μείωση της τιμής του συντελεστή επαναφοράς, η ευστάθεια ενός block δεν εξαρτάται μονοτονικά από το μέγεθος του ή τη λυγηρότητά του κι η ανατροπή του υπό συγκεκριμένο πλάτος επιτάχυνσης δεν συνεπάγεται απαραιτήτως την ανατροπή του και υπό αυξημένο πλάτος επιτάχυνσης. Στο παρόν κεφάλαιο επιδιώκεται η αναλυτική περιγραφή και διερεύνηση όλων των παραπάνω μέσω σωμάτων ποικίλων διαστάσεων που υπόκεινται σε αρμονικούς παλμούς.

Πρέπει να αναφερθεί ότι εξετάστηκαν μόνο επίπεδες κινήσεις με τις εξής παραδοχές:

- Το σώμα και η επιφάνεια έδρασης είναι άκαμπτα
- Το σώμα είναι συμμετρικό και στους δύο άξονες
- Το σώμα είναι ομοιογενές
- Η επιφάνεια έδρασης είναι πάντα οριζόντια
- Το χρονικό διάστημα της πρόσκρουσης είναι πολύ μικρό και το σώμα καταλαμβάνει την ίδια θέση κατά τη διάρκεια του.

1.2 Εξισώσεις Housner

Έστω ένα ελευθέρως εδραζόμενο άκαμπτο σώμα διαστάσεων $2b \times 2h$ (δηλαδή ακτινικής απόστασης $R = \sqrt{b^2 + h^2}$) με λυγηρότητα $\lambda = h/b$ και ραδινότητα $b/h = \tan a$, όπως φαίνεται στο Σχ. 1.1. Το σώμα αυτό ταλαντεύεται περί το σημείο περιστροφής Ο ή Ο', εφόσον ο συντελεστής τριβής είναι αρκετά μεγάλος, για να είναι ικανός να αποτρέψει την ολίσθηση. Αφού το σώμα είναι ομοιογενές και συμμετρικό ως προς και τους δύο άξονες, το κέντρο βάρους του βρίσκεται σε ύψος h και σε απόσταση b από την πλευρά του. Άλλα σημαντικά χαρακτηριστικά του σώματος είναι το βάρος του, W, κι η ροπή αδρανείας περί το Ο, *Io*. Αξίζει επίσης να σημειωθεί πως γνωρίζοντας τη ραδινότητα a και την ακτίνα R ενός σώματος, είναι εφικτός ο πλήρης προσδιορισμός της γεωμετρίας του.

Όταν το σώμα βρίσκεται σε ηρεμία, η διεύθυνση της ακτινικής απόστασης R σχηματίζει γωνία a με την κατακόρυφο. Μας ενδιαφέρουν υψηλά και λυγηρά blocks, δηλαδή ραδινότητας $a \leq 20^{\circ}$. Η γωνία περιστροφής του, ή αλλιώς η γωνία απόκλισης από την κατακόρυφο, μετράται με τη γωνία θ , η οποία αποτελεί το μοναδικό βαθμό ελευθερίας κίνησης του σώματος.



Σχ. 1.1: Σχηματική απεικόνιση του ελευθέρως εδραζόμενου σώματος υπό λικνισμό (Zhang and Makris, 2001)

Υποθέτουμε πως η βάση του σώματος κινείται με μία αργά αυξανόμενη επιτάχυνση, üg (π.χ., ένας μεγάλης διάρκειας παλμός επιτάχυνσης που επιτρέπει την ισοδύναμη στατική ανάλυση της κίνησης του σώματος). Ανύψωση του σώματος θα πραγματοποιηθεί, όταν η σεισμική απαίτηση (ροπή ανατροπής) = mügh φτάνει την τιμή της σεισμικής αντοχής = mgb. Τη στιγμή της επικείμενης ανύψωσης, από τη 'στατική' ισορροπία του σώματος περί το σημείο περιστροφής προκύπτει η σχέση:

$$m\ddot{u}_{g}h = mgb$$
, $\delta\eta\lambda\alpha\delta\dot{\eta}\ \ddot{u}_{g} = g\frac{b}{h} = g\tan a$ (1.1)

Η εξίσωση αυτή είναι γνωστή ως η εξίσωση του West και μας δείχνει ότι ένα σώμα διαστάσεων $2b \times 2h$ θα ανυψωθεί όταν $\ddot{u}_g \ge g \tan a$.



Σχ. 1.2: Διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Περιστροφής (M- θ) (Zhang and Makris, 2001)

Στο Σχ.1.2 παρουσιάζεται το διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Περιστροφής (Μ-θ), σύμφωνα με το οποίο το σώμα έχει 'άπειρη' δυσκαμψία μέχρι τη χρονική στιγμή της ανύψωσης. Από τη στιγμή που ξεκινά ο λικνισμός, η δύναμη επαναφοράς και συνεπώς κι η ροπή επαναφοράς μειώνονται μονοτονικά μέχρι να φτάσουν την τιμή μηδέν, όταν ισχύει $\theta = \alpha = \arctan(b/h)$.

Όταν $\ddot{u}_g \ge g \tan a$, η εξίσωση κίνησης του σώματος σύμφωνα με το Housner θα είναι:

$$I_{o}\ddot{\theta}(t) + mgRsin[\alpha sgn\theta(t) - \theta(t)] = -m\ddot{u}_{g}(t)Rcos[\alpha sgn\theta(t) - \theta(t)]$$
(1.2)

Η συνάρτηση προσήμου (sgn) χρησιμοποιείται για να προσδιορίσει το σημείο περιστροφής Ο ή Ο', το οποίο εξαρτάται από το πρόσημο της γωνίας θ. Συνεπώς, όταν το σημείο Ο' είναι το σημείο περιστροφής, η γωνία θ λαμβάνει αρνητικές τιμές, όπως φαίνεται από την παραπάνω εξίσωση. Για ορθογωνικά blocks, όπως αυτά που εξετάζουμε εδώ, η ροπή αδρανείας ισούται με $I_o = 4/3 mR^2$. Άρα η εξίσωση (1.2) μπορεί να γραφεί ως εξής:

$$\hat{\theta}(t) = p^2 [-\alpha sgn(\theta(t)) + \theta(t) - \ddot{u}_g(t) / g]$$
(1.3)

όπου:

p είναι η χαρακτηριστική συχνότητα του λικνιζόμενου σώματος η οποία ισούται και με την συχνότητα ταλάντωσης του, αν αυτό θεωρηθεί ως ένα εκκρεμές

Η τιμή του p προκύπτει ως εξής:

$$p = \sqrt{\frac{WR}{I_0}} = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$$
(1.4)

Αναφορικά με την απόσβεση, ενέργεια χάνεται μόνο όταν η γωνία περιστροφή θ αντιστρέφεται (δηλαδή αλλάζει πρόσημο) και πραγματοποιείται πρόσκρουση της βάσης με την επιφάνεια εδράσεως. Από τη διατήρηση της γωνιακής ροπής ακριβώς πριν και μετά την πρόσκρουση παίρνουμε τον συντελεστή αποκατάστασης η, δηλαδή ισχύει $\theta^+ = \eta \theta^-$. Αυτός ο συντελεστής λαμβάνει τυπικές τιμές 0.6÷0.9 ενώ η θεωρητική τιμή του προκύπτει σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση του Housner:

$$\eta = \left(1 - \frac{3}{2}\sin^2 a\right)^2 \tag{1.5}$$

Ωστόσο, για να ισχύει η παραπάνω εξίσωση, θα πρέπει το εξεταζόμενο σώμα να είναι αρκετά λυγηρό και ταυτόχρονα ο συντελεστής τριβής αρκετά μεγάλος, ώστε να αποτρέπονται άλλες συμπεριφορές, όπως η ολίσθηση ή η αναπήδηση. Καθώς επίσης ο συντελεστής αποκατάστασης δεν αποτελεί συνάρτηση μόνο της γεωμετρίας του σώματος, η εξίσωση (1.5) αποτελεί μία θεωρητική προσέγγιση του συντελεστή αποκατάστασης που απαιτείται για την διατήρηση αμιγούς λικνισμού.

Ο συντελεστής αποκατάστασης η ελέγχει την απόσβεση του λικνισμού. Ωστόσο, πρακτικά δεν υπάρχει διαφορά αν π.χ. $\eta = 0.8$ ή $\eta = 0.9$. Σε κάποιες περιπτώσεις βέβαια η παράμετρος αυτή μπορεί να μεταβάλει τα αποτελέσματα. Παρόλα αυτά η επιρροή του συντελεστή είναι γενικώς μικρή. Σημειώνεται ότι, αν κατά το λικνισμό του σώματος χάνεται ενέργεια και μέσω άλλων μηχανισμών διεπαφής, η τιμή του συντελεστή αποκατάστασης θα είναι μικρότερη από αυτήν που περιγράφεται στην εξίσωση (1.5).

Αν θο είναι η αρχική γωνία περιστροφής του σώματος, για την περίοδο του λικνισμού ισχύει η σχέση:

$$\cosh\left(\frac{pT}{4}\right) = \frac{1}{1 - \theta_0/\alpha} \Longrightarrow T = \frac{4}{p} \cosh^{-1}\left(\frac{1}{1 - \theta_0/\alpha}\right)$$
(1.6)

όπου:

α είναι η ραδινότητα του σώματος

p είναι η χαρακτηριστική συχνότητα του σώματος

Η γραφική παράσταση της σχέσης (1.6) φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 1.3: Γραφική παράσταση της περιόδου λικνισμού του σώματος συναρτήσει της γωνίας θ_o

1.3 Απόκριση Σώματος Υπό Αρμονικούς Παλμούς

Οι αρμονικοί παλμοί (ημιτονικοί και συνημιτονικοί) που μπορούν να πραγματοποιηθούν φυσικά έχουν χρονοϊστορίες μετακίνησης που είναι συνεχή και διαφορίσιμα σήματα τα οποία αυξάνονται σταδιακά από το μηδέν. Οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες επιτάχυνσης μπορεί να είναι μηδενικές τη στιγμή έναρξης ή να έχουν κάποια πεπερασμένη τιμή, μικρότερη ή ίση του πλάτους τους, δηλαδή της μέγιστης τιμής τους.

Στην περίπτωση του ημιτονικού παλμού, κατά την έναρξη της κίνησης η επιτάχυνση του εδάφους είναι μηδενική κι αυξάνεται σταδιακά. Αντιθέτως, όταν έχουμε συνημιτονικό παλμό, η επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της κατά την έναρξη της κίνησης.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης, της ταχύτητας και της μετατόπισης ενός ημιτονικού κι ενός συνημιτονικού παλμού, όπου αναγράφεται και το σημείο εκκίνησης του λικνισμύ του σώματος που διεγείρεται από αυτόν τον παλμό.



Σχ. 1.4: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης ενός ημιτονικού παλμού (αριστερά) κι ενός συνημιτονικού παλμού (δεξιά) (Zhang and Makris, 2001)

Χρησιμοποιώντας την προγραμματιστική γλώσσα Matlab (Matrix Laboratory), έκδοση R2016a δημιουργήθηκε ένας κώδικας, ο οποίος είναι σε θέση να εξάγει αποτελέσματα σχετικά με την απόκριση σωμάτων, των οποίων τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, όπως και τα χαρακτηριστικά του παλμού, εισάγονται από τον χρήστη.

1° block: Το σώμα που εξετάζεται έχει ραδινότητα α = 5°, χαρακτηριστική συχνότητα p = 5.24 rad/s και συντελεστή επαναφοράς η = 0.85 (Σχ. 1.5). Υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό πλάτους a_g = 1.2 m/s² και περιόδου T_g = 0.60 s. Η απόκρισή του (περιστροφή θ και γωνιακή ταχύτητα dθ) φαίνονται στις γραφικές παραστάσεις του Σχ. 1.6.



Σχ. 1.5: Εξεταζόμενο μπλοκ με χαρακτηριστικά α =5°, p=5.24 rad/s και η =0.85 (Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)



Σχ. 1.6: Απόκριση θ και dθ του block

2° block: Το σώμα που εξετάζεται έχει ραδινότητα α=10°, χαρακτηριστική συχνότητα p=3.92 rad/s και συντελεστή επαναφοράς η=0.85 (Σχ. 1.7). Υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό πλάτους ag=2.4 m/s² και περιόδου T_g=0.80 s. Η απόκρισή του (περιστροφή θ και γωνιακή ταχύτητα dθ) φαίνονται στις γραφικές παραστάσεις του Σχ. 1.8.



Σχ. 1.7: Εξεταζόμενο μπλοκ με χαρακτηριστικ
ά $\alpha{=}10^\circ,\,p{=}2.4$ rad/s και η=0.85 (Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)



Σχ. 1.8: Απόκριση θ και $d\theta$ του block

1.4 Τρόποι ανατροπής – Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής

Υπό αρμονικούς παλμούς, ένα ελευθέρως εδραζόμενο σώμα μπορεί να ανατραπεί με δύο διαφορετικούς τρόπους:

- Παρουσιάζοντας μία ή περισσότερες προσκρούσεις (1°ς τρόπος ανατροπής)
- Χωρίς να παρουσιάσει καμία πρόσκρουση (2°ς τρόπος ανατροπής)

Η ύπαρξη του δεύτερου τρόπου ανατροπής του σώματος συνεπάγεται την ύπαρξη μίας ασφαλούς περιοχής, η οποία βρίσκεται πάνω από το φάσμα της ελάχιστης επιτάχυνσης. Το σχήμα της περιοχής αυτής εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή αποκατάστασης η κι επηρεάζεται από τη μη-γραμμική φύση του προβλήματος. Η μετάβαση από τον δεύτερο στον πρώτο τρόπο είναι απότομη και προκαλεί ένα πεπερασμένο 'σκαλοπάτι' στο φάσμα της επιτάχυνσης. Όσο ο λόγος ω_p/p αυξάνεται, ο 1^{ος} τρόπος ανατροπής εξαφανίζεται και το σώμα ανατρέπεται μόνο βάσει του 2^{ου} τρόπου, δηλαδή χωρίς να συμβεί καμία πρόσκρουση.

1.4.1 Πρώτος τρόπος ανατροπής

Θέτουμε *t*_{fv} τη χρονική στιγμή κατά την οποία το σώμα εισέρχεται στο καθεστώς ελεύθερης δόνησης. Αφού το σώμα έχει πραγματοποιήσει μία πρόσκρουση, για να συμβεί ανατροπή του σώματος, πρέπει να ισχύει:

$$\hat{\theta}(t_{fv}) + p[\theta(t_{fv}) - \alpha] = 0$$
(1.7)

Σε αυτόν τον τρόπο ανατροπής διακρίνονται δύο διαφορετικές περιπτώσεις:

<u>1η περίπτωση</u>: Η πρόσκρουση συμβαίνει πριν εκπνεύσει η διέγερση, δηλαδή $t_i < T_{ex}$ και $t_{fv} = T_{ex} = (2\pi - \psi) / \omega_p$. Μετά την επίλυση των αναλυτικών εξισώσεων που προκύπτουν, μπορούμε να υπολογίσουμε την ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής. Επίσης, θεωρώντας συντελεστή επαναφοράς $\eta = 0.9$, μπορούμε να συμπεράνουμε πως βάσει της γραμμικής προσέγγισης αυτό συμβαίνει για $0 \le \omega_p / p \le 4.8$.

<u>2η περίπτωση</u>: Η πρόσκρουση λαμβάνει χώρα μετά το πέρας της διέγερσης, δηλαδή ισχύει $t_i > T_{ex}$. Η επίλυση των αναλυτικών εξισώσεων μας δίνει την ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής του σώματος.

1.4.2 Δεύτερος τρόπος ανατροπής

Το σώμα υπό αυτόν τον τρόπο ανατροπής δε θα υποστεί καμία πρόσκρουση. Θεωρώντας Τ_{ex} τη χρονική στιγμή όπου η διέγερση εκπνέει, η συνθήκη για την ανατροπή του σώματος είναι:

$$\frac{\theta(\text{Tex})}{p} + [\theta(\text{Tex}) + \alpha] = 0 \tag{1.8}$$

Ομοίως με προηγουμένως, η επίλυση των αναλυτικών εξισώσεων που προκύπτουν από την παραπάνω συνθήκη δίνει το ελάχιστο πλάτος της επιτάχυνσης που είναι ικανό να ανατρέψει το σώμα χωρίς να συμβεί κάποια πρόσκρουση.

Στο Σχ. 1.9 φαίνονται οι λύσεις όλων των παραπάνω εξισώσεων λαμβάνοντας υπόψιν τους δύο διαφορετικούς τρόπους ανατροπής και θεωρώντας συντελεστή επαναφοράς η = 0.9. Ως αναλυτική λύση αναφέρεται η αριθμητική επίλυση όλων των παραπάνω εξισώσεων, σε αντιδιαστολή με τα παραδείγματα που έπονται, τα οποία αναφέρονται ως αριθμητική λύση.

Η κλειστή περιοχή που αναγράφεται ως "overturning with impact" αναφέρεται στον 1° τρόπο ανατροπής. Σχηματίζεται από την γραφική παράσταση της πρώτης υποπερίπτωσης (άνω) και της δεύτερης (κάτω). Η περιοχή πάνω από την καμπύλη που αναφέρεται ως "overturning without impact" αναφέρεται στον 2° τρόπο ανατροπής, δηλαδή χωρίς καμία πρόσκρουση. Η περιοχή που απομένει ονομάζεται 'ασφαλής περιοχή' και συμπεριλαμβάνει τόσο την περίπτωση όπου η πρόσκρουση πραγματοποιείται πριν από το πέρας της διέγερσης (μικρότερες τιμές $a_g / g\alpha$), όσο και την περίπτωση όπου η πρόσκρουση έπειται του πέρατος της διέγερσης (μεγαλύτερες τιμές $a_g / g\alpha$).



Σχ. 1.9: Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής ελευθέρου εδραζόμενου σώματος με συντελεστή αποκατάστασης η=0.9 υποβαλλόμενου σε έναν ημιτονικό παλμό συχνότητας ω_p (Zhang and Makris, 2001)

Όπως παρατηρούμε από την παραπάνω γραφική παράσταση, όταν ο λόγος ω_p / p είναι αρκούντως μικρός, συμβαίνει ο 1^{ος} τρόπος ανατροπής. Για να πραγματοποιηθεί ο 2^{ος} τρόπος ανατροπής, απαιτείται αρκετά μεγαλύτερο πλάτος επιτάχυνσης. Ενδιαφέρον προκαλεί η ύπαρξη ενός πεπερασμένου εύρους τιμών επιταχύνσεων ανάμεσα στους δύο τρόπους ανατροπής, διότι η μετάβαση από τον έναν στον άλλον τρόπο ανατροπής

δεν είναι άμεση. Γι' αυτές τις τιμές των επιταχύνσεων δεν είναι δυνατή η ανατροπή του σώματος.

1.5 Επαλήθευση Φάσματος επιτάχυνσης ανατροπής – Αριθμητική Λύση

Η αναμενόμενη χρονοϊστορία της απόκρισης σε καθέναν από τους παραπάνω δύο τρόπους ανατροπής, όταν το σώμα υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό, παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 1.10: Αναμενόμενη χρονοϊστορία απόκρισης των δύο τρόπων ανατροπής (Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)

Χρησιμοποιώντας την προγραμματιστική γλώσσα Matlab επαληθεύτηκε το φάσμα επιτάχυνσης που φαίνεται στο Σχ. 1.4. Πιο συγκεκριμένα, στα σχήματα Σχ. 1.11÷1.16 παρουσιάζονται οι γραφικές παραστάσεις των κανονικοποιημένων τιμών των χρονοϊστοριών της περιστροφής και της γωνιακής ταχύτητας σε διάφορα οριακά σημεία.

Το block που μελετήθηκε έχει χαρακτηριστική συχνότητα p = 2.14 rad/s, ραδινότητα $\alpha = 0.25$ rad, συντελεστή επαναφοράς $\eta = 0.90$ και για τη γωνιακή συχνότητα του παλμού ισχύει $\omega_p = 5p$.

Πράγματι, δίνοντας πλάτος επιτάχυνσης του ημιτονικού παλμού $a_p = 3ag$, όπου a η ραδινότητα του σώματος και g η επιτάχυνση της βαρύτητας, το σώμα δεν ανατρέπεται (Σχ. 1.11).



Σχ. 1.11: Χρονοϊστορίες περιστροφής και γωνιακής ταχύτητας block (p=2.14 rad/s, a=0.25 rad και $\eta=0.90$) που υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό $\omega_p=5p$ και $a_p=3ag$

Αντιθέτως, δίνοντας πλάτος επιτάχυνσης του ημιτονικού παλμού a_p=3.05ag, το σώμα ανατρέπεται μετά την πραγματοποιηση μίας πρόσκρουσης, δηλαδή σύμφωνα με τον 1° τρόπο ανατροπής (Σχ. 1.12).



Σχ. 1.12: Χρονοϊστορίες περιστροφής και γωνιακής ταχύτητας block (p=2.14 rad/s, α=0.25 rad και η=0.90) που υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό ω_p=5p και a_p=3.05ag

Το ίδιο ισχύει και στην περίπτωση όπου το πλάτος επιτάχυνσης του ημιτονικού παλμού ισούται με a_p=6.4αg. Έτσι, το σώμα ανατρέπεται αφού πραγματοποιηθεί μία πρόσκρουση, δηλαδή σύμφωνα με τον 1° τρόπο ανατροπής (Σχ. 1.13). Αυτό που αξίζει όμως να σημειωθεί είναι πως κατά την πρώτη περιστροφή, η γωνία θ ξεπερνά την τιμή της ραδινότητας *α*, χωρίς όμως να έχουμε ανατροπή εκείνη τη χρονική 1 - 13

στιγμή. Αυτό σημαίνει πως η πλέον αντίθετου προσήμου εδαφική επιτάχυνση είναι σε θέση να επαναφέρει το σώμα. Τελικά όμως η πρόσκρουση που θα σημειωθεί αρκετά αργότερα θα το ανατρέψει.



Σχ. 1.13: Χρονοϊστορίες περιστροφής και γωνιακής ταχύτητας block (p=2.14 rad/s, α=0.25 rad και η=0.90) που υπόκειται σε έναν ημιτονικό παλμό ω_p =5p και a_p =6.4ag

1.6 Επιρροή των χαρακτηριστικών του σώματος

1.6.1 Επιρροή της ραδινότητας α

Θεωρώντας το μέγεθος $\lambda = h/b$, παρατηρούμε πως τα λυγηρά σώματα (δηλαδή αυτά που έχουν μικρότερη γωνία α) είναι πιθανότερο να ανατραπούν, καθώς τίθενται σε λικνισμό για μικρότερες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης PGA. Επιπλέον, τα λυγηρότερα σώματα ανατρέπονται για σημαντικά μικρότερες γωνίες περιστροφής θ σε σχέση με τα στιβαρότερα. Αυτό σημαίνει πως είναι πιο ευάλωτα σε εδαφικές κινήσεις μικρής περιόδου.

1.6.2 Επιρροή του συντελεστή επαναφοράς η

Η τιμή του συντελεστή επαναφοράς η επηρεάζει το μέγεθος της κλειστής περιοχής που αναφέρεται στον 1° τρόπο ανατροπής του σώματος, όπως φαίνεται στο Σχ. 1.13, που αναφέρεται σε δύο διαφορετικές αναλύσεις για το ίδιο σώμα (μέγεθος και σχήμα), αλλά με τιμές του συντελεστή επαναφοράς $\eta = 0.80$ και $\eta = 0.90$ αντίστοιχα. Ο ημιτονικός παλμός που χρησιμοποιήθηκε είχε πανομοιότυπα χαρακτηριστικά και στις δύο περιπτώσεις.


Σχ. 1.14: Φάσματα επιτάχυνσης ανατροπής του ίδιου σώματος με διαφορετικούς συντελεστές αποκατάστασης η=0.80 και η=0.9 αντίστοιχα, υποβαλλόμενων στον ίδιο ημιτονικό παλμό (Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)

Έτσι, η εξάρτηση της απόκρισης από τον συντελεστή αποκατάστασης καθιστά αδύνατη την κατασκευή μίας μοναδικής καμπύλης που θα περιγράφει την ανατροπή ή τη μέγιστη απόκριση του σώματος.



Σχ. 1.15: Χρονοϊστορίες μετατόπισης και γωνιακής ταχύτητας για διαφορετικές τιμές του συντελεστή επαναφοράς η, αλλά για σταθερές τιμές $ω_g/p$ και ag/a_g (Dimitrakopoulos and DeJong, 2012)

Στις παραπάνω γραφικές παραστάσεις παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα της γωνίας περιστροφής θ και της γωνιακής ταχύτητας dθ για δεδομένες και σταθερές τιμές των $\omega = \omega_g / p$ και $1/\alpha = g\alpha / \alpha_g$, αλλά με μεταβαλλόμενες τιμές του συντελεστή επαναφοράς που κυμαίνονται από 0.80 ÷ 0.96. Μείωση της τιμής του συντελεστή επαναφοράς συνεπάγεται μείωση της ενεργού περιόδου, καθώς και μείωση των τιμών της μέγιστης απόκρισης. Πρόκεται, συνεπώς, για έναν μηχανισμό απόσβεσης. Ωστόσο, πρακτικά η διαφορά στα αποτελέσματα είναι πολύ μικρή είτε θεωρήσουμε $\eta = 0.8$ είτε $\eta = 0.9$ προκύπτει.

1.6.3 Επιρροή του μεγέθους R

Από την εξίσωση (1.1) θεωρώντας σώμα ορθογωνικού σχήματος (δηλαδή $Io = \frac{4}{3}mR^2$) παίρνουμε:

$$\frac{4}{3}R^{2}\ddot{\theta}(t) + gRsin(\alpha sgn\theta(t) - \theta(t)) = -\ddot{u}_{g}(t)Rcos(\alpha sgn\theta(t) - \theta(t))$$
(1.9)

όπου:

$$\ddot{u}_{g}(t)Rcos(asgn\theta(t)- heta(t))$$
είναι η σεισμική απαίτηση

$$\frac{4}{3}R^{2}\ddot{\theta}(t) + gRsin(\alpha sgn\theta(t) - \theta(t))$$
είναι η σεισμική αντοχή

Από την παραπάνω εξίσωση συμπεραίνουμε πως όταν ένα ελευθέρως εδραζόμενο λυγηρό σώμα έχει τεθεί σε λικνισμό, η σεισμική απαίτηση (σεισμική ροπή ανατροπής) είναι ανάλογη του μεγέθους *R*, ενώ η σεισμική αντοχή (αντίσταση στο λικνισμό) είναι ανάλογη του μεγέθους *R*². Επομένως, η εξίσωση (1.8) αποδεικνύει πως ανεξαρτήτως της λυγηρότητας ενός σώματος ή της έντασης της εδαφικής επιτάχυνσης ü_ε (δηλαδή μεγάλη σεισμική απαίτηση), όταν για πεπερασμένη τιμή του

θ(t) το λικνιζόμενο σώμα είναι αρκετά μεγάλο, η τετραγωνική δύναμη του μεγέθους R μπορεί πάντα να εξασφαλίσει τη σταθερότητα του σώματος, εφόσον αυξάνει σημαντικά την σεισμική του αντοχή. Αυτό το φαινόμενο του μεγέθους-συχνότητας είναι απλά μία υπενθύμιση της αρχής ότι ένας όρος υψωμένος στο τετράγωνο κυριαρχεί έναντι του ίδιου όρου υψωμένου στην πρώτη δύναμη, ανεξάρτητα από τις τιμές των άλλων συντελεστών.



Σχ. 1.16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενός ορθογωνικού σώματος (αριστερά). Κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης η οποία θέτει το σώμα σε λικνισμό, η σεισμική αντοχή είναι ανάλογη του R^2 , ενώ η σεισμική απαίτηση ανάλογη του R (δεξιά) (Makris and Vassiliou, 2015)

Τα παραπάνω επαληθεύονται κι από το Housner με διαφορετικό τρόπο. Πράγματι, η σταθερότητα ενός λικνιζόμενου σώματος μπορεί να υπολογιστεί συγκρίνοντας την εισαγόμενη ενέργεια με την ενέργεια που απαιτείται για να ανατραπεί το σώμα. Αν η εισαγόμενη ενέργεια υπολογίζεται από το φάσμα ταχύτητας απόκρισης, *S_ν*, της σεισμικής εδαφικής κίνησης, τότε η εξίσωση που ικανοποιεί την απαίτηση για να έχουμε ανατροπή είναι:

$$\frac{1}{2}WRa^{2} = \frac{1}{2}\frac{W}{g}\frac{mR^{2}}{Io}Sv^{2} \Rightarrow a = \frac{Sv}{\sqrt{gR}}\sqrt{\frac{mR^{2}}{Io}}$$
(1.10)

Για λυγηρά σώματα μπορούμε να θεωρήσουμε πως ο λόγος mR^2/I_0 είναι περίπου ίσος με τη μονάδα. Έτσι, η παραπάνω εξίσωση γίνεται:

$$a = \frac{Sv}{\sqrt{gR}} \tag{1.10a}$$

Αυτή η εξίσωση δηλώνει πως για δεδομένη φασματική τιμή S_v, ένα σώμα ραδινότητας α, η οποία υπολογίζεται βάσει της εξίσωσης (1.10α), έχει 50% πιθανότητα να ανατραπεί. Οι διαστάσεις του σώματος εισάγονται μόνο μέσω του μεγέθους *R*, δείχνοντας πως όσο αυξάνεται η τιμή του *R*, τόσο πιο σταθερό έναντι ανατροπής είναι το σώμα. Άρα, από δύο σώματα ίδιων αναλογιών, το σώμα με το μεγαλύτερο μέγεθος είναι σταθερότερο σε σχέση με αυτό που έχει μικρότερο μέγεθος. Το απροσδόκητο αυτό φαινόμενο κλίμακας εξηγείται από το γεγονός πως η εδαφική κίνηση δεν κλιμακώνεται μαζί με το σώμα.

1.7 Λικνιζόμενο πλαίσιο

Η πλειονότητα των σύγχρονων κατασκευών σχεδιάζονται, ως υπερστατικά και πλάστιμα συστήματα με θετική δυσκαμψία. Παρ'όλα αυτά, πολλές αρχαίες κατασκευές και μνημεία έχουν σχεδιασθεί με εντελώς διαφορετική φιλοσοφία. Ουσιαστικά πρόκειται για αρθρωτές κατασκευές που διαθέτουν οριακά πλαστιμότητα, ενώ η δυσκαμψία τους είναι αρνητική. Το ενδιαφέρον που προκαλείται από αυτές τις κατασκευές οφείλεται στο γεγονός πως έχουν αντέξει ποικίλους δυνατούς σεισμούς κατά τη διάρκεια των χιλιετιών που πέρασαν από την ανέγερσή τους. Αυτή η εκπληκτική δυναμική σταθερότητά τους βασίζεται κυρίως στη δυνατότητα ανάπτυξης μηχανισμών λικνισμού, όπως εξηγείται εκτενέστερα παρακάτω.



Σχ. 1.17: Συμπεριφορά ενός πλαισίου ροπής κι ενός ελευθέρως εδραζόμενου, αρθρωτού πλαισίου που επιτρέπεται να λικνιστεί (Makris and Vasileiou, 2015)

Όταν ένα πλαίσιο ροπής που είναι πακτωμένο στη βάση του υποβάλλεται σε

πλευρικό φορτίο ικανό να προκαλέσει διαρροή στους κόμβους, η καμπύλη δύναμηςμετακίνησης (P-u) έχει τη μορφή του Σχ. 2.9 (αριστερά). Παρατηρούμε ότι η καμπύλη αυτή είναι μη-γραμμική, η συμπεριφορά είναι πλάστιμη κι η πλευρική ακαμψία του πλαισίου παραμένει θετική κάθε στιγμή.

Αντιθέτως, στο Σχ. 2.9 (δεξιά) έχουμε την περίπτωση ενός ελευθέρως εδραζόμενου και λικνιζόμενου πλαισίου, όπου δύο ελευθέρως εδραζόμενες κολώνες υποστηρίζουν μία ελευθέρως εδραζόμενη δοκό. Όταν το πλευρικό φορτίο είναι επαρκώς μεγάλο, ώστε μα προκαλέσει ανασήκωμα (uplifting) των υποστυκωμάτων, η καμπύλη δύναμης-μετακίνησης (P-u) έχει εντελώς διαφορετική μορφή. Το αρθρωτό σύστημα έχει "άπειρη" δυσκαμψία μέχρι τη στιγμή που συμβαίνει το ανασήκωμα των δοκών και στη συνέχεια, αφού το το σύστημα έχει τεθεί σε λικνισμό, η δύναμη επαναφοράς μειώνεται μονοτονικά, μέχρι να πάρει μηδενική τιμή, όταν η γωνία περιστροφής των κολωνών είναι θ=α=arctan(b/h). Αυτό σημαίνει πως το σύστημα διαθέτει αρνητική πλευρική ακαμψία. Επίσης, εφόσον κατά το λικνισμό του η καμπύλη δύναμης-μετατόπισης δεν περικλείει κάποια επιφάνεια, η πλαστιμότητα του συστήματος είναι μηδενική. Απώλειες ενέργειας έχουμε μόνο κατά την πρόσκρουση, δηλαδή όταν η γωνία περιστροφής αλλάζει πρόσημο.

Πολύ συχνό κατασκευαστικό μοτίβο στα αρχαία μνημεία είναι η ύπαρξη πολλών ελευθέρως εδραζόμενων επιστυλίων τα οποία φέρουν ένα βαρύτερο διάζωμα στην κορυφή τους. Έτσι, το μοντέλο το οποίο μελετάται στη συνέχεια είναι ένα επίπεδου πλαίσιο αποτελούμενο από N λικνιζόμενους στύλους διαστάσεων επί των οποίων εδράζεται ελεύθερα μία άκαμπτη δοκός ύψους 2hb, όπως φαίνεται στο Σχ. 2.10. Το σύστημα αυτό έχει ένα βαθμό ελευθερίας. Ταυτόχρονα, θεωρούμε πως ο συντελεστής τριβής είναι αρκετά μεγάλος, ώστε να μην πραγματοποιείται ολίσθηση ούτε στα σημεία περιστροφής της βάσης ούτε στα σημεία περιστροφής στην επιφάνεια στύλων-δοκού. Φυσικά, το πρόβλημα στην πραγματικότητα είναι πολύ πιο σύνθετο, αφού τα επιστύλια υπόκεινται και σε μία μικρή περιστροφή πέρα από την οριζόντια μετακίνηση, u. Ωστόσο, επειδή η σταθερότητά τους οφείλεται κανοποιητική.



Σχ. 1.18: Εξεταζόμενο μοντέλο άκαμπτης δοκού εδραζόμενης επί Ν λικνιζόμενων στύλων (Makris and Vasileiou, 2015)

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα, το λικνιζόμενο πλαίσιο έχει μέγεθος $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ και ραδινότητα α=arctan(b/h). Αυτό που το διαφοροποιεί από την ελευθέρως εδραζόμενο, λικνιζόμενο σώμα που εξετάστηκε στο Κεφ. 1, είναι η παράμετρος:

$$\gamma = \frac{m_b}{N \cdot m_c} \tag{1.11}$$

όπου:

mc είναι η μάζα καθενός εκ των Ν στύλων

Η παράμετρος γ μπορεί να πάρει τιμές <1 στην περίπτωση των αρχαίων ναών, φτάνοντας και σε τιμές >4 στην περίπτωση των σύγχρονων προκατασκευασμένων γεφυρών.

Για θετική εδαφική οριζόντια εδαφική επιτάχυνση, το πλαίσιο θα λικνιστεί αρχικά προς τα αριστερά, δηλαδή $\theta(t)<0$. Εφόσον δεν ανατραπεί, θα επιστρέψει προς το κέντρο βάρους του και στη συνέχεια θα λικνιστεί προς την αντίθετη κατεύθυνση, δηλαδή $\theta(t)>0$. Για ορθογωνικούς στύλους ισχύει $I_0=(4/3)mR^2$. Άρα η εξίσωση κίνησης του επίπεδου πλαισίου είναι:

$$\theta(t) = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left(\sin[a \operatorname{sgn} \theta(t)) - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g(t)}{g} \cos[a \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)] \right)$$
(1.12)

Παρατηρούμε ότι η παραπάνω εξίσωση είναι πανομοιότυπη με την εξίσωση κίνησης (1.2) του ελευθέρως εδραζόμενου σώματος, με τη διαφορά πως η χαρακτηριστική συχνότητα του λικνιζόμενου σώματος είναι:

$$\hat{p} = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}}p \tag{1.13}$$

όπου:

$$p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$$
 είναι η χαρακτηριστική συχνότητα κάθε μεμονωμένου ορθογωνικού στύλου

Αυτό συνεπάγεται πως η κίνηση ενός ελευθέρως εδραζόμενου, λικνιζόμενου πλαισίου μπορεί να περιγραφεί με την εξίσωση κίνησης (1.2) ως ένα ελευθέρως εδραζόμενο σώμα, ίδιας ραδινότητας α, αλλά μεγαλύτερου μεγέθους:

$$\hat{R} = \frac{1+3\gamma}{1+2\gamma} R = \left(1 + \frac{\gamma}{1+2\gamma}\right) R \tag{1.14}$$

Η μέγιστη τιμή του συντελεστή επαναφοράς δίνεται από τη σχέση:

$$\eta = \left(\frac{1 - \frac{3}{2}\sin^2(a) + 3\gamma\cos(2\alpha)}{1 + 3\gamma}\right)^2$$
(1.15)

Συμπεραίνουμε ότι για μία πολύ ελαφριά δοκό, ο συντελεστής γ \rightarrow 0, επομένως $\hat{R} \rightarrow R$, δηλαδή η συμπεριφορά του πλαισίου είναι ίδια με ενός ελευθέρως εδραζόμενου στύλου. Αντίστοιχα, για μία πολύ βαριά, ο συντελεστής γ $\rightarrow\infty$, επομένως $\hat{R} = (2/3)R$. Αυτό σημαίνει πως το πλαίσιο προσομοιάζεται με ένα μεγαλύτερο ελευθέρως εδραζόμενο στύλο ίδιας ραδινότητας *α*, άρα διαθέτει και μεγαλύτερη σταθερότητα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Housner G. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp 403-417; 1963.
- Ishiyama Y. Motions of rigid bodies and criteria for overturning by overturning by earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, 635-650; 1982.
- Zhang J., Makris N. Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 127, No. 5; 2001.
- Fragiadakis M., Psycharis I., Cao Y., Mavroeidis G. Parametric investigation of the dynamic response of rigid blocks subjected to synthetic near-source ground motion records. ECCOMAS Congress 2016, VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences an Engineering, Crete Island, Greece; 2016.
- Makris N., Vassiliou M. The dynamics of the rocking frame. Psycharis et al. Seismic assessment, behaviour and retrofit of heritage buildings and monuments, *Computational methods in applied sciences* 37, DOI 10.1007/978-3-319-16130-3_2. Springer International Publishing Switzerland; 2015.
- Dimitrakopoulos E., DeJong M. Revisiting the rocking block: closed-form solutions similarity laws. *In: Proceedings of Royal Society* 468, 2294; 2012.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΜΗ-ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 Εισαγωγή

Η φύση των σεισμικών φαινομένων είναι τέτοια που δεν επιτρέπει την πρόβλεψή τους. Παρά το γεγονός πως πολλοί σεισμοί του παρελθόντος έχουν καταγραφεί και μελετηθεί, τα δεδομένα που έχουν εξαχθεί δεν είναι επαρκή για την ακριβή πρόβλεψη της χρονικής στιγμής όπου θα πραγματοποιηθεί ένας σεισμός ούτε τα χαρακτηριστικά του. Σε αυτό το πλαίσιο, οι σεισμικές τοποθεσίες όπου οι σεισμοί είναι πιθανοί έχουν καταγραφεί, ενώ από τη σκοπιά του Μηχανικού, σκοπό αποτελεί η κατασκευή κτιρίων και λοιπών έργων που θα αντέχουν μεγάλους σεισμούς χωρίς να υφίστανται παρά ελαφρές ζημιές.



Σχ. 2.1: Τυπική εικόνα κατεστραμμένου κτιρίου έπειτα από μεγάλο σεισμό στην Onagawa, Ιαπωνία, Μάρτιος 2011 (http://edition.cnn.com)

Έτσι, τα σύγχρονα κτίρια που σχεδιάζονται και κατασκευάζονται βάσει των τελευταίων κωδίκων και οδηγιών, μπορούν να αντέξουν σημαντικούς σεισμούς αποφεύγοντας τον κίνδυνο της κατάρρευσης. Αυτό όμως δε σημαίνει πως όλα τα κτίρια είναι κατοικήσιμα αμέσως μετά από ένα σεισμό κι αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι πολλά μη δομικά στοιχεία αστοχούν (ηλεκτρονικές, μηχανολογικές, υδραυλικές εγκαταστάσεις, αλλά και επίπλωση κι εξοπλισμός). Δίχως θέρμανση, ηλεκτρισμό ή νερό, η παραμονή ανθρώπων σε ένα κτίριο δεν είναι εφικτή, ακόμη κι αν το δόμημα δεν έχει αστοχήσει. Ακόμη, η βλάβες ή ακόμη και η αστοχία διαφόρων

δομικών στοιχείων μπορεί να αποβεί επικίνδυνη για τη ζωή των ανθρώπων που ζουν ή βρίσκονται σε αυτά. Μάλιστα, η αστοχία των μη δομικών στοιχείων και συστημάτων μπορεί να αποτελέσει μέχρι και το 60% του κόστους της συνολικής καταστροφής.

Σε συγκεκριμένες περιπτώσεις, μάλιστα, η ανάγκη της σεισμικής προστασίας των μη δομικών στοιχείων και των περιεχομένων ενός κτιρίου καθίσταται αναγκαία. Τα νοσοκομεία, καθώς και αστυνομικές, πυροσβεστικές κι άλλες υπηρεσίες πρέπει να παραμένουν πλήρως λειτουργικά για τουλάχιστον 72 ώρες μετά το σεισμό, ώστε να μπορούν να αντεπεξέλθουν στις αυξημένες ανάγκες. Ταυτόχρονα, μουσεία κι άλλοι χώροι φύλαξης σημαντικών εκθεμάτων, θα πρέπει να είναι σε θέση να διασφαλίσουν την καλή κατάσταση αυτών.



Σχ. 2.2: Εικόνα γραφείου στο κτίριο Durand, Stanford ΗΠΑ, μετά το σεισμό Loma Prieta, 1989 (http://news.stanford.edu)

Η διαχείριση του σεισμικού κινδύνου και η μετρίαση αυτού αναφορικά με τα μη δομικά στοιχεία κτιρίων κι εγκαταστάσεων έχει προοδεύσει αρκετά μέσω των νέων κωδίκων, προτύπων και κατευθυντήριων οδηγιών, όπως τα έγγραφα από την ASCE/SEI (American Society of Civil Engineers/ Structural Engineering Institute), τις οδηγίες του FEMA (Federal Emergency Management Agency) και τον IBC (International Building Code). Ταυτόχρονα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διάφορα εγχειρίδια κ οδηγίες, όπως τα ASHRAE, SMACNA, NFPA και λοιπά. Παρ' όλα αυτά, υπάρχει έλλειψη αριθμητικών μεθόδων κι επαρκών σεισμικών αναλύσεων, προκειμένου να σχεδιαστούν ή να αξιολογηθεί η σεισμική συμπεριφορά των μη δομικών στοιχείων και περιεχομένων των κτιρίων. Η μελέτη της σεισμικής τους απόκρισης δεν είναι εύκολη, επειδή υπόκειται σε έντονες μη γραμμικότητες. Εξαρτάται από το συντελεστή τριβής, τις μηχανικές ιδιότητες της διεπιφάνειας μεταξύ των αντικειμένων και της επιφάνειας εδράσεως κτλ, τα οποία σε πολλές περιπτώσεις δε λαμβάνονται υπόψιν στους παραπάνω κανονισμούς κι οδηγίες.

2.2 Σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα μη-δομικών στοιχείων

Παρά το γεγονός πως υπάρχουν ποικίλοι τύποι και μεγέθη κτιρίων, το καθένα με διαφορετικές απαιτήσεις, μπορούν να ομαδοποιηθούν σε επιμέρους κατηγορίες ανάλογα με την σεισμική τους ικανότητα. Αυτές ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας κι αφορούν στο αποδεκτό επίπεδο βλαβών. Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας κάθε κατασκευής εξαρτώνται τόσο από τις στάθμες επιτελεστικότητας, όσο κι απο την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Η στάθμη επιτελεστικότητας μίας κατασκευής εξαρτάται από το συνδυασμό της στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και της στάθμης επιτελεστικότητας των μη φερόντων στοιχείων. Ο σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα μας επιτρέπει να σχεδιάσουμε νέες ή να αναβαθμίσουμε υφιστάμενες κατασκευές, έχοντας ενδελεχή κατανόηση του σεισμικού κινδύνου και του οικονομικού κόστους που μπορεί να συμβούν ως αποτέλεσμα κάποιου σεισμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας που αναφέρονται στα μη δομικά στοιχεία σύμφωνα με τη FEMA, είναι οι εξής:

- Λειτουργικότητας (Operational Non-Structural Performance Level): Σε αυτήν τη στάθμη τα περισσότερα μη δομικά στοιχεία που απαιτούνται για την κανονική χρήση του κτιρίου, όπως φωτισμός, νερό, θέρμανση, πρέπει να παραμένουν σε λειτουργία, παρά το γεγονός πως ίσως χρειαστούν κάποιες μικρές επιδιορθώσεις.
- Άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy Non-Structural Performance Level): Σε αυτήν τη στάθμη είναι πιθανό να προκύψουν κάποια σπασμένα τζάμια κι επιτρέπονται μικρές βλάβες σε κάποια αντικείμενα. Εφόσον το κτίριο παραμένει ασφαλές, οι ένοικοι ή οι χρήστες του μπορούν να παραμείνουν μέσα σε αυτό. Ωστόσο, ίσως η κανονική χρήση του κτιρίου να επηρεαστεί και να απαιτηθεί επιθεώρηση ή κι επιδιόρθωση. Οι υπηρεσίες κοινής ωφελείας παραμένουν διαθέσιμες, παρότι κάποια στοιχεία μπορεί να υποστούν εσωτερικές βλάβες που

μπορούν να εμποδίσουν τη λειτουργία τους. Ο κίνδυνος για ανθρώπινο τραυματισμό οφειλόμενο σε κάποιο μη δομικό στοιχείο είναι ιδιαίτερα χαμηλός.

- Προστασίας Ζωής (Life Safety Non-Structural Performance Level): Η στάθμη επιτελεστικότητας της Προστασίας Ζωής που αφορά στα μη δομικά στοιχεία ενός κτιρίου περιγράφει την κατάσταση τους μετά το σεισμικό γεγονός, περιλαμβάνοντας ενδεχόμενες σοβαρές και δαπανηρές βλάβες των στοιχείων αυτών. Παρότι μπορεί να προκληθούν τραυματισμοί από τη μετακίνηση ή την πτώση των στοιχείων, δε θα πρέπει να αποτελούν κίνδυνο για την ανθρώπινη ζωή μέσα ή έξω από το κτίριο.
- Οιονεί Κατάρρευσης (Collapse Prevention Non-Structural Performance Level): Σε αυτήν τη στάθμη επιτελεστικότητας αναμένονται σημαντικές βλάβες στα μη δομικά στοιχεία, αλλά θα πρέπει να έχει αποφευχθεί η πτώση μεγάλων ή βαρέων αντικειμένων που αποτελούν σοβαρό κίνδυνο για μεγάλο πλήθος ανθρώπων. Ενώ μπορεί να προκληθούν μεμονωμένα σοβαρά τραύματα από πτώση μπάζων ή άλλων αντικειμένων, αποτρέπονται αστοχίες που θα είχαν ως αποτέλεσμα την απώλεια ζωής μεγάλου αριθμού ανθρώπων. Μικρά ή ελαφριά μη δομικά στοιχεία κι αντικείμενα αναμένονται να πέσουν, καθώς και μεγαλύτερα που βρίσκονται σε περιοχές οι οποίες δε χρησιμοποιούνται από σημαντικό αριθμό ανθρώπων.



Σχ. 2.3: Σχηματική απεικόνιση των σταθμών επιτελεστικότητας (Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1, FEMA P-58-1, 2012)

2.3 Αριθμητική προσομοίωση περιεχομένων κατασκευών

2.3.1 Συνήθη αντικείμενα

Σε αυτήν την παράγραφο περιγράφονται διάφορα συνήθη αντικείμενα κι έπιπλα νοσοκομείων κι άλλων χώρων, τα οποία υπόκεινται σε λικνισμό και στη συνέχεια τα χαρακτηριστικά μεγέθη που εξάγονται από αυτά, ώστε καθίσταται δυνατή η ανάλυσή τους ως άκαμπτα σώματα (blocks).

Τα σώματα θεωρούνται ομοιογενή. Όπου υπάρχουν, περιγράφονται τα χαρακτηριστικά και των δύο τυπικών διαστάσεων. Έχουν πραγματοποιηθεί διάφορες μελέτες που εξετάζουν τη σεισμική απόκριση των σωμάτων σε 3 διαστάσεις, ωστόσο ξεφεύγει από τα πλαίσια της παρούσης διπλωματικής εργασίας. Συνεπώς, στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η δυσμενέστερη περίπτωση (μικρότερο μέγεθος *R*), προκειμένου να γίνει η ανάλυση σε επίπεδο πλαίσιο, όπως περιγράφηκε στο Κεφ. 1.



Σχ. 2.4: Τυπικές διαστάσεις ντουλάπας σε όψη και κάτοψη (http://www.decobook.gr)



Σχ. 2.5: Τυπικές διαστάσεις τραπεζιού σε όψη και κάτοψη (http://www.decobook.gr)

Κεφάλαιο 2



Σχ. 2.6: Τυπικές διαστάσεις βιβλιοθήκης σε όψη και σε κάτοψη (http://www.decobook.gr)

Όπως έχει αναφερθεί και στο προηγούμενο κεφάλαιο, αρκεί η ραδινότητα α κι το μέγεθος R, για να περιγράψουν πλήρως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενός σώματος. Έτσι, οι τυπικές διαστάσεις των παραπάνω αλλά κι άλλων επίπλων φαίνονται συγκεντρωτικά στον Πίν. 2.1, όπου έχουν υπολογιστεί για καθένα από τα δύο επίπεδα τα μεγέθη α και R. Αντίστοιχα, ο Πιν. 2.2 περιγράφει τις χαρακτηριστικά κάποιων ηλεκτρικών συσκευών κι άλλων αντικειμένων.

Έπιπλα		Διαστάσεις (cm)			Χαρακτηριστικά Λικνιζόμενου Σώματος				
		Μήκος	Πλάτος	Ύψος	α (°)	R(m)	p (rad/s)		
1	Μεγάλη ντουλάπα φαρμάκων	75	38	165	12.969	0.85	2.95		
2	Μικρή ντουλάπα φαρμάκων	53	36	139	14.520	0.72	3.20		
3	Ντουλάπα ρούχων	120	60	200	16.699	1.04	2.65		
4	Τραπέζι	120	60	75	38.660	0.48	3.91		
5	Κομοδίνο	40	35	50	34.992	0.31	4.91		
6	Βιβλιοθήκη	120	40	210	10.784	1.07	2.62		

Πίν. 2.1: Συγκεντρωτικός πίνακας των χαρακτηριστιστικών διαφόρων επίπλων

Πίν. 2.2: Συγκεντρωτικός πίνακας των χαρακτηριστιστικών διαφόρων συσκευών κι αντικειμένων

Λοιπά αντικείμενα και συσκευές		Διαστάσεις (cm)			Χαρακτηριστικά Λικνιζόμενου Σώματος			
		Μήκος	Πλάτος	Ύψος	α (°)	R(m)	p (rad/s)	
1	Ψυγείο	60	60	178	18.628	0.94	2.80	
2	Τηλεόραση	83		51	58.431	0.49	3.89	
3	Βάζο	8	8	25	17.745	0.13	7.49	

Όπως παρατηρούμε, κάποια αντικείμενα, όπως το κομοδίνο κι η τηλεόραση, έχουν γωνία α η οποία ξεπερνάει το όριο των 20° (παραδοχή μικρών γωνιών, ώστε να ισχύουν οι εξισώσεις του Housner). Παρ'όλα αυτά, αναφέρονται εδώ για λόγους πληρότητας.

2.3.2 Αγάλματα

Μεγάλο ενδιαφέρον προκαλεί επίσης η μελέτη της σεισμικής απόκρισης διαφόρων αγαλμάτων και γενικότερα εκθεσιακών έργων. Στα μουσεία εκτίθενται έργα κι αγάλματα δεκάδων αιώνων, ίσως και χιλιετιών, η πολιτιστική και χρηματική αξία των οποίων είναι ανυπολόγιστη. Επομένως, απαιτείται εκτεταμένη μελέτη των αντικειμένων αυτών, ώστε να διασφαλισθεί η ασφάλειά τους κατά τη διάρκεια κι έπειτα από ένα σεισμικό γεγονός.

Στη συνέχεια, παρατίθενται ενδεικτικά κάποια αγάλματα κι ανδριάντες του ελληνικού χώρου, των οποίων εξάγονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά. Παρατηρούμε ότι στη μεγάλη πλειονότητά τους δεν είναι συμμετρικά, γεγονός που καθιστά περίπλοκη την αριθμητική τους προσομοίωση ως blocks. Σε πολλές περιπτώσεις μάλιστα, τα αγάλματα βρίσκονται τοποθετημένα σε μαρμάρινες βάσεις, είτε εκ κατασκευής είτε για λόγους καλύτερης τοποθέτησης στο μουσειακό χώρο. Η βάση αυτή επηρεάζει τη σεισμική απόκριση του αγάλματος και θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν.

Awá) 11 07 0	Διαστάσεις (cm)		Ύψος βάσης	Χαρακτηριστικά Λικνιζόμενου Σωματος			
Αγαλματά	Μήκος	Ύψος	(cm)	α (°)	R (m)	p (rad/s)	
Αθηνάς (Επίδαυρος)	69.0	138.5	7.5	25.296	0.81	3.02	
Γυναίκα (Επίδαυρος)	74.5	163	10	23.298	0.94	2.80	
Τηβεννοφόρος (Επίδαυρος)	66.5	161	11	21.138	0.92	2.82	
Υγεία (Επίδαυρος)	63	159	9	20.556	0.90	2.86	

Πίν. 2.3: Συγκεντρωτικός πίνακας των χαρακτηριστιστικών διαφόρων αγαλμάτων



Σχ. 2.7: (α) Άγαλμα της Αθηνάς στην Επίδαυρο, (β) Άγαλμα Γυναίκας στην Επίδαυρο (http://odysseus.culture.gr)



Σχ. 2.8: (α) Τηβεννοφόρος στην Επίδαυρο, (β) Αγαλμα Υγείας στην Επίδαυρο (http://odysseus.culture.gr)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Cosenza E., Di Sarno L., Maddaloni G., Magliulo G., Petrone C., Prota A. Shake table tests for the seismic fragility evaluation of hospital rooms. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, DOI 10.1002/2456; 2014.
- Di Sarno L., Petrone C., Magliulo G., Manfredi G. Dynamic properties of typical consultation room medical components. *Engineering Structures* 100, 442-454; 2015.
- Deveci M. Seismic restraint and bracing for non-structural building components. *The Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics*, Volume 26, No. 3; 2015.
- FEMA, "Seismic performance assessment of buildings, Volume 1- Methology", *FEMA P-58-1*, September 2012.

Ψυχάρης Ι. "Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας 2", Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα 2015.

Οδυσσεύς, Υπουργείο Πολιτισμού κι Αθλητισμού, http://odysseus.culture.gr.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

3.1 Εισαγωγή

Πολλά αρχαία μνημεία αποτελούνται από στοιχεία τα οποία κείτονται επί εδάφους ή επί άλλων σωμάτων χωρίς κάποιο είδος κονιάματος ενδιάμεσα, ενώ σε ελάχιστες περιπτώσεις υπάρχουν κάποιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι στις αρθρώσεις, οι οποίοι αποτρέπουν την ολίσθηση κι όχι το λικνισμό. Έτσι, υπό ισχυρή σεισμική καταπόνηση, τα σώματα αυτά υπόκεινται σε λικνισμό. Αυτές οι κατασκευές μας προκαλούν ιδιαίτερο ενδιαφέρον, αφού πολλές έχουν αντέξει σε δυνατούς σεισμούς για περισσότερα από 2000 χρόνια. Φυσικά, υπάρχουν κι αρκετές άλλες που έχουν καταρρεύσει.

Η τρωτότητα των σωμάτων στους σεισμούς εξαρτάται από δύο κύριες παραμέτρους: το μέγεθος τους και την πρωταρχική περίοδο της εδαφικής κίνησης. Η επιρροή του μεγέθους έχει αναλυθεί σε προηγούμενα κεφάλαια. Όσον αφορά στην περίοδο της διέγερσης, επηρεάζει σημαντικά την απόκριση και την πιθανότητα ανατροπής. Οι σεισμοί μικρής συχνότητας είναι πολύ πιο επικίνδυνοι από αυτούς που έχουν μεγάλη συχνότητα.



Σχ. 3.1: Ναός Αφαίας Αθηνάς, Αίγινα. Χρονολογείται περί το 510-470 π.Χ. (http://users.sch.gr/ipap)

Οι καμπύλες τρωτότητας ενός σώματος ή μίας ολόκληρης κατασκευής αποτελούν ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο για την αξιολόγηση του σεισμικού κινδύνου τους, καθώς απεικονίζουν την πιθανότητα υπέρβασης μίας καθορισμένης οριακής κατάστασης ικανότητας από την κατασκευή, σε συνάρτηση με την ένταση της εδαφικής κίνησης, η οποία μπορεί να δίνεται ως μία παράμετρος της επιτάχυνσης, της ταχύτητας κτλ.

Η ανάλυση της τρωτότητας μίας κατασκευής στην αντισεισμική μηχανική ξεκίνησε τουλάχιστον τριάντα χρόνια πριν, όταν ο Kennedy κι οι συνεργάτες του, όρισαν το 1980 τη συνάρτηση τρωτότητας ως μία πιθανολογική σχέση μεταξύ της συχνότητας αστοχίας ενός εξαρτήματος ή στοιχείου ενός πυρηνικού εργοστασίο και της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Ένας εναλλακτικός ορισμός της τρωτότητας ενός σώματος είναι ο εξής: Η συνάρτηση τρωτότητας αντικατοπτρίζει την αθροιστική συνάρτηση κατανομής της ικανότητας ενός σώματος να αντέξει μέχρι μία ανεπιθύμητη οριακή κατάσταση. Υπενθυμίζουμε ότι αθροιστική συνάρτηση κατανομής ονομάζεται η πιθανότητα μία ποσότητα να λάβει τιμή μικρότερη ή ίση μίας άλλης δεδομένης τιμής, ως συνάρτηση της τιμής αυτής.

3.2 Μέτρα έντασης (Intensity Measures - IMs)

Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε ένα σύνολο είκοσι-οκτώ χρονοϊστοριών εδαφικής κίνησης (Βλέπε §3.4). Η απαίτηση αντοχής σε μία κατασκευή μπορεί να προσεγγισθεί ως μέτρο της απόκρισης της (π.χ. το μέγιστο drift που εμφανίζεται μεταξύ των ορόφων). Για να προβλεφθεί αποτελεσματικά αυτή η απόκριση, χρειαζόμαστε το μέτρο έντασης IM (Intensity Measure) για κάθε σεισμό. Ο πιο διαδεδομένος μέτρο έντασης ήταν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA). Πρόσφαρα άρχισε να χρησιμοποιείται και η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιοπεριόδου της κατασκευής, αλλά και άλλα μέτρα, όπως οι μέγιστη εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity – PGV), η μέγιστη εδαφική μετακίνηση (Peak Ground Displacement – PGD) κι άλλοι.

Τα προαναφερθέντα μέτρα έντασης είναι γενικώς μονοπαραμετρικά κι γι' αυτόν το λόγο αποκαλούνται βαθμωτά. Αντιστοίχως, υπάρχουν και μέτρα εντάσεως που λαμβάνουν υπόψιν δύο και παραπάνω παραμέτρους, τα οποία αποκαλούνται διανυσματικά. Εφόσον τα διανυσματικά μέτρα έντασης διαθέτουν περισσότερες πληροφορίες για την εδαφική κίνηση, είναι αναμενόμενο να προβλέπουν με περισσότερη επιτυχία την απόκριση της κατασκευής. Παρ'όλα αυτά οι τρισδιάστατες επιφάνειες που προκύπτουν ερμηνεύονται πολύ δυσκολότερα από τις αντίστοιχες δισδιάστατες των βαθμωτών μέτρων έντασης και ταυτόχρονα καθιστούν δυσκολότερη τη διαχείριση των εδαφικών σεισμικών καταγραφών.

Στην παρούσα διπλωματική εξετάστηκαν δύο ειδών βαθμωτά μέτρα έντασης: το πρώτο αφορά στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) κι το δεύτερο στη μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV). Και στις δύο περιπτώσεις, έγινε κανονικοποίηση των εδαφικών καταγραφών με βάση την τιμή του μέτρου εντάσεως IM, προκειμένου να υπολογιστούν οι δεσμευμένες πιθανότητες.

3.3 Ανάλυση της τρωτότητας

3.3.1 Πιθανολογικό μοντέλο σεισμικής τρωτότητας

Η ανάλυση της τρωτότητας απαιτεί τον υπολογισμό των πιθανοτήτων υπέρβασης μίας μονοτονικά αυξανόμενης οριακής κατάστασης. Αυτό σημαίνει πως για να εκτιμηθεί η τρωτότητα μίας κατασκευής, πρέπει να υπολογισθεί η δεσμευμένη πιθανότητα F_R , όπου η σεισμική απαίτηση, εκφρασμένη ως μία παράμετρος (Engineering Demand Parameter – EDP) υπερβαίνει την ικανότητά της, edp, για δεδομένη τιμή του μέτρου έντασης IM, δηλαδή:

$$F_{R} = P(EDP \ge edp \mid IM) \tag{3.1}$$

Η ικανότητα υπολογίζεται με βάση τις προτεινόμενες οριακές καταστάσεις, ενώ η σεισμική απαίτηση υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση μεταξύ της μέσης τιμής της κατασκευαστικής απαίτησης, S_d, και κάθε μέτρο έντασης IM:

$$S_d = a \mathrm{IM}^b \tag{3.2}$$

όπου:

a,b είναι οι γραμμικοί συντελεστές παλινδρόμησης για τη λογαριθμική έκφραση
 του νόμου

Θεωρώντας ότι ισχύει η λογαριθμοκανονική κατανομή και για την ικανότητα και για την απαίτηση της κατασκευής και λαμβάνοντας υπόψιν μόνο τις αβεβαιότητες της σεισμικής απαίτησης, β_{lnEDP}, η εξίσωση (3.1) μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$F_{R}(EDP \ge edp \mid IM) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(edp) - \mu_{\ln EDP}}{\beta_{\ln EDP}}\right)$$
(3.3)

όπου:

- Φ είναι η τυπική συνάρτηση κανονικής αθροιστικής κατανομής
- $\mu_{\ln EDP}$ η μέση τιμή της απαίτησης
- β_{InEDP} είναι η διασπορά ή η λογαριθμική κανονική απόκλιση της απαίτησης, συναρτήσει του μέτρου έντασης IM

Εναλλακτικά, μία καλή προσέγγιση της εξίσωσης (3.3) προκύπτει, εάν διαιρέσουμε τον αριθμό των επιτυχών προσομοιώσεων με τον συνολικό αριθμό των προσομοιώσεων που πραγματοποιήθηκαν. Οι δύο αυτές εξισώσεις μας δίνουν παρόμοια αποτελέσματα κι εξετάζονται εξίσου.

3.3.2 Παραμέτρος σεισμικής απαίτησης EDP

Για τα ελευθέρως εδραζόμενα σώματα ή κατασκευές ως καλύτερη προσέγγιση της παραμέτρου σεισμικής απαίτησης, EDP, θεωρείται αυτή που βασίζεται στην περιστροφή που οφείλεται στο λικνισμό, καθώς ο λικνισμός θεωρείται ο κυρίαρχος τρόπος απόκρισης του σώματος. Έτσι, στην παρούσα διπλωματική εργασία ως παράμετρος EDP χρησιμοποιήθηκε η μέγιστη τιμή της γωνίας περιστροφής, |θ_{max}|, δια την κρίσιμη γωνία περιστροφής, δηλαδή τη ραδινότητα α του σώματος, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$EDP = \frac{|\theta_{\max}|}{\alpha}$$
(3.4)

3.3.3 Θεώρημα ολικής πιθανότητας

Έστω A₁,A₂,...A_n n ξένα ανά δύο ενδεχόμενα των οποίων η ένωση ισούται με το Ω, δηλαδή αποτελούν μία διαμέριση του Ω. Αν το Β είναι ένα ενδεχόμενο του Ω, θα ισχύει:

$$B = B \cap \left(\bigcup_{k=1}^{n} A_{k}\right) = \bigcup_{k=1}^{n} \left(B \cap A_{k}\right)$$
(3.5)

Επομένως, η προσεταιριστική ιδιότητα μας δίνει:

$$P(B) = \sum_{k=1}^{n} P(B \cap A_k)$$
(3.6)

Όμως $P(B \cap A_k) = P(B \mid A_k)P(A_k)$. Επομένως, παίρνουμε:

$$P(B) = \sum_{k=1}^{n} P(B / A_k) P(A_k)$$
(3.7)

Η σχέση (3.9) ονομάζεται θεώρημα ολικής πιθανότητας κι αποτελεί πολύ χρήσιμη σχέση για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας.

3.3.3 Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων

Στην περίπτωση που θέλουμε να υπολογίσουμε τις καμπύλες τρωτότητας ενός σώματος το οποίο υποβάλλεται σε διάφορες σεισμικές καταγραφές μεταβαλλόμενης έντασης, οι παραπάνω εξισώσεις πρέπει να τροποποιηθούν καταλλήλως. Συγκεκριμένα, όταν ένα ελευθέρως εδραζόμενο σώμα υποβληθεί σε μία σεισμική διέγερση, διακρίνουμε τρία ενδεχόμενα απόκρισής του:

- Α: το σώμα ανετράπη
- B: το σώμα λικνίστηκε
- Γ: το σώμα δεν ξεκίνησε λικνισμό

Εφόσον αναζητούμε την πιθανότητα $P(\theta/\alpha > EDP)$, σύμφωνα με το θεώρημα ολικής πιθανότητας για τα προαναφερθέντα ενδεχόμενα, ισχύει:

$$P(\theta|\alpha > EDP) = P(A)P(\theta|\alpha > EDP | A) + P(B)P(\theta|\alpha > EDP | B) + P(\Gamma)P(\theta|\alpha > EDP | \Gamma)$$
(3.8)

όπου:

$$P(\theta | \alpha > EDP | A) = 1$$
 кал
 $P(\theta | \alpha > EDP | \Gamma) = 0$

Επιπλέον, πολλές φορές η αύξηση της έντασης της εδαφικής κίνησης συνεπάγεται ανατροπή του σώματος. Αυτό σημαίνει πως η παράμετρος EDP λαμβάνει υπερβολικά μεγάλες τιμές ή ακόμη κι άπειρες, γεγονός που καθιστά αδύνατον τον υπολογισμό των μεγεθών $\mu_{\ln EDP}$ και $\beta_{\ln EDP}$. Το πρόβλημα αυτό απεμπολείται με μία απλή μετατροπή της εξίσωσης (3.3), αφού διαχωρίσουμε τα δεδομένα σε δύο κατηγορίες: αυτά που ανετράπησαν κι αυτά που δεν ανετράπησαν. Έτσι, η δεσμευμένη πιθανότητα ανατροπής είναι:

$$P(C) = \frac{\alpha \rho ι \theta \mu ός προσομοιώσεων που ανετράπησαν}{συνολικός αριθμός προσομοιώσεων}$$
(3.9)

Λαμβάνοντας ως $\mu_{\ln EDP}$ και $\beta_{\ln EDP}$ τη μέση τιμή και τη διασπορά των δεδομένων που δεν ανετράπησαν, η εξίσωση (3.3) μετατρέπεται ως εξής:

$$F_{R}(EDP \ge edp \mid IM) = P(C) + \left(1 - P(C)\right) \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(edp) - \mu_{\ln EDP}}{\beta_{\ln EDP}}\right)\right)$$
(3.10)

3.3.4 Προτεινόμενες οριακές καταστάσεις

Προηγουμένως, αναφέρθηκε η έννοια των οριακών καταστάσεων κατά τον υπολογισμό των δεσμευμένων πιθανοτήτων. Συνεπώς, είναι απαραίτητος ο επακριβής καθορισμός των οριακών καταστάσεων που χρησιμοποιούνται σε κάθε περίπτωση. Η αντοχή θα πρέπει να μετράται με τις μετρήσεις του EDP. Στην παρούσα εργασία προτάθηκαν τρεις οριακές καταστάσεις, βλ. Πίν. 3.1. Η πρώτη οριακή κατάσταση (Ι) αντιστοιχεί σε καθόλου ή ελαφρύ λικνισμό της κατασκευής κατά την οποία επιτρέπονται ελαφρές μόνο βλάβες, η δεύτερη (ΙΙ) σε μέτριο λικνισμό που μπορεί να

3 - 6

επιφέρει εμφανείς τοπικές βλάβες κατά την πρόσκρουση και η τρίτη (III) σε έντονο λικνισμό, πλησιάζοντας τα όρια της ανατροπής του σώματος. Συνήθως, όμως, η ανατροπή επέρχεται αφού ξεπεραστεί αυτή η οριακή κατάσταση.

Πίν. 3.1: Προτεινόμενες οριακές καταστάσεις

Οριακή κατάσταση θ _{max} /α Στάδιο		Στάδιο	Περιγραφή				
Ι 0.2 Περιορισμός βλαβών		Περιορισμός βλαβών	Κατασκευή με ελαφρές βλάβες				
ΙΙ 0.4 Μέτριες βλάβες ΙΙΙ 1.0 Οιονεί κατάρρευση		Μέτριες βλάβες	Υψηλή πιθανότητα τοπικών βλαβών εξαιτίας της πρόσκρουσ				
		Οιονεί κατάρρευση	Ανατροπή λόγω λικνισμού				

3.4 Σεισμικές καταγραφές

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκαν για όλους τους υπολογισμούς 28 διαφορετικές σεισμικές καταγραφές. Τα αρχεία που γρησιμοποιήθηκαν κι οι ιδιότητές τους παρατίθενται στον Πίν. 3.2. Επιλέχθηκαν σεισμικές καταγραφές σχετικά μεγάλου μεγέθους Mw με τιμές 6.5÷6.9, τα οποία κατεγράφησαν πυκνό έδαφος και δεν παρουσιάζουν φαινόμενα σε κατευθυντικότητας. Στο Σχ. 3.2 παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης της επιτάχυνσης του συνόλου των σεισμικών καταγραφών, αλλά και το μέσο φάσμα.

No	Event	Station	φ^{o}	Soil	М	R (km)	PGA (g)
1	Loma Prieta, 1989	Agnews State Hospital	090	C,D	6.9	28.2	0.159
2	Northridge, 1994	LA, Baldwin Hills	090	B,B	6.7	31.3	0.239
3	Imperial Valley, 1979	Compuertas	285	C,D	6.5	32.6	0.147
4	Imperial Valley, 1979	Plaster City	135	C,D	6.5	31.7	0.057
5	Loma Prieta, 1989	Hollister Diff. Array	255	-,D	6.9	25.8	0.279
6	San Fernando, 1971	LA, Hollywood Stor. Lot	180	C,D	6.6	21.2	0.174
7	Loma Prieta, 1989	Coyote Lake Dam Downstrm	285	B,D	6.9	22.3	0.179
8	Imperial Valley, 1979	El Centro Array #12	140	C,D	6.5	18.2	0.143
9	Imperial Valley, 1979	Cucapah	085	C,D	6.5	23.6	0.309
10	Northridge, 1994	LA Hollywood Storage FF	360	C,D	6.7	25.5	0.358
11	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	270	C,D	6.9	28.8	0.207
12	Loma Prieta, 1989	Anderson Dam Downstrm	360	B,D	6.9	21.4	0.24
13	Imperial Valley, 1979	Chihuahua	012	C,D	6.5	28.7	0.27
14	Imperial Valley, 1979	El Centro Array #13	140	C,D	6.5	21.9	0.117
15	Imperial Valley, 1979	Westmoreland Fire Station	090	C,D	6.5	15.1	0.074
16	Loma Prieta, 1989	Hollister South & Pine	000	-,D	6.9	28.8	0.371
17	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	360	C,D	6.9	28.8	0.209
18	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	090	C,D	6.7	24.4	0.180
19	Imperial Valley, 1979	Chihuahua	282	C,D	6.5	28.7	0.254
20	Imperial Valley, 1979	El Centro Array #13	230	C,D	6.5	21.9	0.139
21	Imperial Valley, 1979	Westmoreland Fire Station	180	C,D	6.5	15.1	0.11
22	Loma Prieta, 1989	Halls Valley	090	C,D	6.9	31.6	0.103
23	Loma Prieta, 1989	WAHO	000	C,D	6.9	16.9	0.37
24	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	360	C,D	6.7	24.4	0.20

Πιν. 3.2: Οι χρησιμοποιούμενες σεισμικές καταγραφές κι οι ιδιότητές τους

Κεφάλαιο 3

25	Imperial Valley, 1979	Compuertas	015	C,D	6.5	32.6	0.186
26	Imperial Valley, 1979	Plaster City	045	C,D	6.5	31.7	0.042
27	Loma Prieta, 1989	WAHO	090	C,D	6.9	16.9	0.638
28	Northridge, 1994	Canyon Country–W Lost Cany			6.7		0.167



Σχ. 3.2: Φάσμα απόκρισης των 28 σεισμικών καταγραφών. Η έντονη γραμμή αναφέρεται στο μέσο φάσμα απόκρισης

Τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών καταγραφών παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα. Ο οριζόντιος άξονας αναφέρεται στη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος κι ο κατακόρυφος άξονας αφορά στις τιμές τις επιτάχυνσης. Τα σεισμικά γεγονότα έχουν κανονικοποιηθεί, έτσι ώστε να αναφέρονται σε χρονική διάρκεια 40 s και σε εύρος επιτάχυνσης από -0.5^g μέχρι 0.5^g.



Σχ. 3.3: Οι χρησιμοποιούμενες είκοσι-οκτώ σεισμικές καταγραφές (αρίθμηση κατά γραμμή με βάση τον Πίνακα 3.2)

3.5 Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων: αριθμητικά αποτελέσματα

Όπως έχει ήδη αναφερθεί προηγουμένως, οι καμπύλες τρωτότητας απεικονίζουν την πιθανότητα υπέρβασης ενός ορίου ικανότητας της κατασκευής, δεδομένης της έντασης της εδαφικής κίνησης. Παρακάτω απεικονίζονται οι καμπύλες τρωτότητας που έχουν υπολογιστεί για δύο διαφορετικά μέτρα έντασης (IMs), τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) και τη μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV). Στους υπολογισμούς λήφθηκαν υπόψιν πολλά διαφορετικά σώματα, με διάφορους συνδυασμούς του μεγέθους *R* και λυγηρότητας, η οποία εξαρτάται από το λόγο των πλευρών *h/b*.

Όπως ήταν αναμενόμενο, τα λικνιζόμενα σώματα εμφανίζουν αυξημένη σταθερότητα, γεγονός που απεικονίζεται και στις καμπύλες τρωτότητας. Πράγματι, η πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης ΙΙΙ που αντιστοιχεί στην ανατροπή λόγω λικνισμού λαμβάνει μικρή τιμή για τα μέτρα έντασης (IMs) που αντιστοιχούν στις περισσότερες σεισμικές καταγραφές.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης της τρωτότητας των διάφορων σωμάτων, σε συνδυασμό με τα συμπεράσματα που εξάγονται από αυτά σχολιάζονται αναλυτικά στο Κεφ. 5. Εδώ, αρκεί να αναφέρουμε το βασικό γνώρισμα του λικνιστικού φαινομένου πως αύξηση του μεγέθους του σώματος που διεγείρεται συνεπάγεται σημαντική αύξηση της ευστάθειάς του, γεγονός που αντικατοπτρίζεται εμφανώς στις παρακάτω καμπύλες τρωτότητας.





Σχ. 3.4: Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος ακτίνας R=0.5m και λόγου πλευρών h=2b, h=5b κι h=10b





Σχ. 3.5: Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος ακτίνας R=2.5m και λόγου πλευρών h=2b, h=5b κι h=10b

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Baker J., Cornell A. Choice of a vector of ground motion intensity measures for seismic demand hazard analysis. *In: 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*, Canada. No 3384; 2004.
- Psycharis I., Fragiadakis M., Stefanou I. Seismic reliability assessment of classical columns sugjected to near-fault ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 10.1002/2312; 2013.
- Fragiadakis M., Psycharis I., Cao Y., Mavroeidis G. Parametric investigation of the dynamic response of rigid blocks subjected to synthetic near-source ground motion records. In: ECCOMAS Congress 2016. VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Crete, Greece; 2016.
- Fragiadakis M., Papadrakakis M. Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 37:825-844; 2008.
- Shinozuka M., Feng M., Kim H., Uzawa T., Ueda T. Statistical analysis of fragility curves. Technical Report MCEER; 2001.

- Zacharenaki A., Fragiadakis M., Assimaki D., Papadrakakis M. Bias assessment in incremental dynamic analysis due to record scaling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 67, 158-168; 2014.
- US Department of Homeland Security. FEMA P-58-1. Seismic performance assessment of buildings. Volume 1; 2012

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΌΤΗΤΑ ΠΕΡΙΧΟΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο αναφερόμαστε στο φάσμα επιταχύνσεως των ορόφων ενός κτιρίου υποβαλλόμενο σε σεισμική φόρτιση, προκειμένου να αξιολογηθεί η συνεπαγόμενη διαφορετική απόκριση των σωμάτων κι εξοπλισμού καθ'ύψος ενός κτιρίου. Συνήθως, τα φάσματα επιταχύνσεως των ορόφων χρησιμοποιούνται για το σεισμικό σχεδιασμό ή τη μελέτη δευτερευόντων στοιχείων, τα οποία είναι ευαίσθητα σε επιταχύνσεις. Αυτά τα φάσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην περίπτωση που η μάζα του δευτερεύοντος αυτού στοιχείου είναι σημαντικά μικρότερη από τη μάζα της κύριας κατασκευής (όπως άλλωστε συμβαίνει στην πλειοψηφία των περιπτώσεων).

Τα χαρακτηριστικά των φασμάτων επιταχύνσεως των ορόφων εξαρτώνται από και από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής φόρτισης αλλά και από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Στους υφιστάμενους κώδικες και κανονισμούς δεν υπάρχει σαφές πλαίσιο αξιολόγησης της αντοχής του εξοπλισμού και των λοιπών σωμάτων σε ένα κτίριο. Συνήθως, αναφέρονται κάποιοι υπεραπλουστευμένοι τύποι, οι οποίοι όμως δεν λαμβάνουν υπόψιν ούτε την απόσβεση των δευτερευόντων στοιχείων ούτε γίνεται διάκριση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Έτσι, ο ακριβής καθορισμός της απόκρισης των σωμάτων προϋποθέτει την απαιτητική δυναμική ανάλυση της απόκρισης του κτιρίου. Φυσικά, αυτή η μέθοδος είναι περίπλοκη και χρονοβόρα και γι'αυτό στην καθημερινότητα επιστρατεύονται συχνά κάποιες αποκαλούμενες «άμεσες μέθοδοι», οι οποίες καθορίζουν τα φάσματα επιταχύνσεως ορόφων με βάση τα χαρακτηριστικά της σεισμικής φόρτισης.

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται αρχικά το προσομοίωμα της κατασκευής που δημιουργήθηκε. Με βάση αυτό το μοντέλο, πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις της απόκρισης της κατασκευής για κάθε έναν από τους είκοσι-οκτώ σεισμούς που αναφέρθηκαν στο Κεφ. 3, εξετάζοντας ξεχωριστά τις περιπτώσεις της ελαστικής και της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Σε καθεμία από τις δύο περιπτώσεις, οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που προέκυψαν για κάθε όροφο χρησιμοποιήθηκαν στις επόμενες αναλύσεις προκειμένου να αξιολογηθεί η σεισμική συμπεριφορά κι η

4 - 1

τρωτότητα διαφόρων αντικειμένων σε διαφορετικές θέσεις καθ'ύψος της κατασκευής.

4.2 Προσομοίωμα κατασκευής

4.2.1 Γενικά χαρακτηριστικά

Για τη δημιουργία του προσομοιώματος της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoStruct (version 7.0.6) της εταιρίας SeismoSoft, στο οποίο πραγματοποιήθηκαν όλες οι δυναμικές και στατικές αναλύσεις.

Η κατασκευή που σχεδιάστηκε έχει συνολικό ύψος 11.75m. Το ύψος του ισογείου είναι 2.75m, ενώ οι τρεις ορόφοι έχουν ύψος 3m έκαστος. Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά, διαστάσεων $0.5m \times 0.5m$, ενώ υπάρχουν και τρία τοιχία διαστάσεων $1.5m \times 0.3m$. Οι δοκοί έχουν πλάτος $0.25 \div 0.3m$ και κρέμαση 0.50m.



Σχ. 4.1: Προοπτική απεικόνιση του προσομοιώματος της κατασκευής στο λογισμικό SeismoStruct.

Η συνολική μάζα στη στάθμη +2.75m ισούται με 134.48tn. Στις στάθμες +5.75m και +8.75m η συνολική μάζα είναι 148.18 tn. Τέλος, στην ανώτερη στάθμη, η μάζα ισούται με 136.93 tn.

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τον οπλισμό των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχίων ανήκει στην κατηγορία B500C και διαθέτει μέτρο ελαστικότητας E=210 GPa. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στην πλειοψηφία των δοκών και

στο σύνολο των υποστυλωμάτων και των τοιχίων είναι κατηγορίας C20/25 με μέτρο ελαστικότητας E=25 GPa.



Σχ. 4.2: Τομή κατά μήκος της διεύθυνσης x

Στη δυναμική ανάλυση της κατασκευής (Dynamic Time-History Analysis) εισήχθησαν ως δυναμικά φορτία στη βάση της κατασκευής οι είκοσι-οκτώ χρονοϊστορίες των σεισμικών καταγραφών που περιγράφηκαν στο Κεφ. 3. Στη συνέχεια, ελήφθησαν οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης σε καθεμία από τις τέσσερις στάθμες του κτιρίου, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν εν συνεχεία ως δεδομένα στον προγραμματιστικό κώδικα σε MatLab που έχει αναφερθεί και προηγουμένως.

4.2.2 Ειδικά χαρακτηριστικά στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης

Στην περίπτωση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης της κατασκευής όλα τα φέροντα στοιχεία του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχία) συμπεριφέρονται ελαστικά. Επιπλέον, απενεργοποιήθηκε η επιρροή των φαινομένων β' τάξης, ώστε να εξασφαλιστεί ότι το πρόγραμμα θα τρέξει γραμμικά-ελαστικά.

4.2.3 Ειδικά χαρακτηριστικά στην περίπτωση της ανελαστικής ανάλυσης

Στην περίπτωση της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, θεωρήθηκε πως όλες οι δοκοί της κατασκευής συμπεριφέρονται ελαστικά, ενώ αντιθέτως τα υποστυλώματα και τα

τοιχία συμπεριφέρονται ανελαστικά. Σε όλα τα υποστυλώματα και τα τοιχία τοποθετήθηκε ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2. Αντιθέτως, στις δοκούς δεν τοποθετήθηκε καθόλου οπλισμός.



Σχ. 4.3: Τυπική λεπτομέρεια όπλισης υποστυλώματος διαστάσεων 0.50m x 0.50m.

4.2.4 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Προκειμένου να πάρουμε την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, έγινε Static Pushover Analysis στο ανελαστικό μοντέλο στο λογισμικό Seismostruct. Η στοχευμένη μετακίνηση του ανώτερου ορόφου ήταν 0.5m, που αντιστοιχεί στο 4.25% του συνολικού ύψους του κτιρίου. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής παρουσιάζεται παρακάτω. Οφείλουμε να παρατηρήσουμε πως οι αρνητικές τιμές της δύναμης στον κατακόρυφο άξονα αναφέρονται απλώς στο πρόσημο της δύναμης και δε θα πρέπει να μας ανησυχήσουν.



Σχ. 4.4: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

4.3 Μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων

Από τη δυναμική ανάλυση και του ελαστικού και του ανελαστικού προσομοιώματος της κατασκευής, προέκυψε το συμπέρασμα πως η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης των ορόφων (Peak Floor Acceleration – PFA) αυξάνεται καθ'ύψος του κτιρίου, χωρίς ωστόσο η αύξηση αυτή να είναι γραμμική. Επιπλέον, παρατηρούνται σημαντικές διαφορές μεταξύ του ελαστικού και του ανελαστικού προσομοιώματος. Στην περίπτωση της κατανεμημένης πλαστιμότητας στην κατασκευή, ένα επιπλέον όφελος που προκύπτει από τη διάχυση της ενέργειας μέσω της ανελαστικής απόκρισης είναι η μείωση στις απαιτήσεις επιτάχυνσης των μη δομικών στοιχείων, ειδικά για αυτά που διαθέτουν ιδιοπερίοδο κοντά στη δεσπόζουσα ιδιομορφή της κατασκευής. Στις ανελαστικές κατασκευές, η μέγιστη επιτάχυνση του ορόφου μπορεί να υπολογιστεί διαιρώντας τη μέγιστη επιτάχυση του ορόφου από το ελαστικό μοντέλο δια το δείκτη συμπεριφοράς q ή R_μ. Αυτό σημαίνει πως προκειμένου να μελετηθεί αποτελεσματικά η σεισμική απόκριση ενός σώματος, είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψιν οι αλλαγές στην μέγιστη τιμή τη επιτάχυνσης, λόγω της θέσης του σώματος καθ'ύψος της κατασκευής.



Σχ. 4.5: Κανονικοποιημένες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου (PFA) προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) καθ'ύψος των ορόφων στο ελαστικό και το ανελαστικό προσομοίωμα της κατασκευής

Τα βασικά χαρακτηριστικά του φάσματος της επιτάχυνσης των ορόφων σε μία ελαστική κατασκευή είναι τα εξής: Στην περίπτωση που έχουμε ένα απείρως άκαμπτο σώμα με περίοδο $T_s=0$ s, η επιτάχυνση του του ισούται με τη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης του ορόφου, ανεξαρτήτως από την τιμή της απόσβεσης του σώματος. Αντιθέτως, όταν έχουμε ένα πολύ εύκαμπτο σώμα με μεγάλη περίοδο T_s , το φάσμα της επιτάχυνσης του ορόφου ισούται προσεγγιστικά με το φάσμα της εδαφικής κίνησης που αντιστοιχεί στην απόσβεση του σώματος. Τέλος, στην περίοδο της κατασκευής, παρατηρείται αύξηση της επιτάχυνσης του σώματος. Το πλάτος της επιτάχυνσης αυξάνεται όσο μειώνεται η απόσβεση του σώματος.

Στην περίπτωση που εξετάζουμε την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, το φάσμα απόκρισης των ορόφων κι οι μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων λαμβάνουν μικρότερες τιμές. Επομένως, για μικρές τιμές της περιόδου T_s του σώματος η επιτάχυνση είναι μειωμένη. Ωστόσο στην περίπτωση που εξετάζονται πολύ πιο εύκαμπτα σώματα, η ανελαστικότητα της κατασκευής δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

4.4 Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων σε διάφορες στάθμες της κατασκευής

4.4.1 Ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται οι καμπύλες τρωτότητας ανά όροφο για διάφορα σώματα, των οποίων τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά προκύπτουν από το συνδυασμό των περιπτώσεων μεγέθους R=0.5m ή 2.5m και λόγο πλευρών h/b=2, h/b=5 και h/b=10. Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκαν είναι αυτές που προέκυψαν ως αποτέλεσμα της δυναμικής ανάλυσης του ελαστικού προσομοιώματος στο λογισμικό Seismostruct.

Αριστερά παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας όπου χρησιμοποιήθηκε το βαθμωτό μέτρο έντασης ΙΜ που αφορά στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), ενώ δεξιά χρησιμοποιήθηκε το βαθμωτό μέτρο έντασης ΙΜ που αφορά στη μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV).
• R=0.5m



Σχ. 4.6: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=0.5m και h=2b καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής



Σχ. 4.7: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=0.5m και h=5b καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής



Σχ. 4.8: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=0.5m και h=10b καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής

4 - 9

• R=2.5m



Σχ. 4.9: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=2.5m και h=2b καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής



Σχ. 4.10: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=2.5m και h=5b καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής



Σχ. 4.11: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=2.5m και h=10b καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής

4.4.2 Ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται οι καμπύλες τρωτότητας ανά όροφο για διάφορα σώματα, των οποίων τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά προκύπτουν από το συνδυασμό των περιπτώσεων μεγέθους R=0.5m ή 2.5m και λόγο πλευρών h/b=2, h/b=5 και h/b=10. Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκαν είναι αυτές που προέκυψαν ως αποτέλεσμα της δυναμικής ανάλυσης του ανελαστικού προσομοιώματος στο λογισμικό Seismostruct.

Αριστερά παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας όπου χρησιμοποιήθηκε το βαθμωτό μέτρο έντασης ΙΜ που αφορά στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), ενώ δεξιά χρησιμοποιήθηκε το βαθμωτό μέτρο έντασης ΙΜ που αφορά στη μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV).

• R=0.5m







Σχ. 4.12: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=0.5m και h=2b καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής







Σχ. 4.13: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=0.5m και h=5b καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής







Σχ. 4.14: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=0.5m και h=10b καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής

• R=2.5m







 Σ χ. 4.15: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=2.5m και h=2b καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής







 Σ χ. 4.16: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=2.5m και h=5b καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής





4 - 18



Σχ. 4.17: Καμπύλες τρωτότητας σώματος με R=2.5m και h=10b καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής

Μεγάλο ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός πως οι μικρότερες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης κάθε ορόφου στην περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης δε συνεπάγεται αυξημένη ευστάθεια του σώματος σε σύγκριση με την ελαστική απόκριση. Μάλιστα, σε κάποιες περιπτώσεις το σώμα ανατρέπεται για τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που είναι δύο ή ακόμη και τρεις φορές μικρότερες από τις αντίστοιχες της ελαστικής περίπτωσης.

Για να εξηγήσουμε την παρατήρηση αυτή, πρέπει να ανατρέξουμε στη φιλοσοφία του ανελαστικού σχεδιασμού. Οι πλειοψηφία των κατασκευών του πολιτικού μηχανικού μπορούν να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάσει την αντοχή ή τη δυσκαμψία της. Έτσι, στην περίπτωση ισχυρών σεισμών με μικρή πιθανότητα εμφάνισης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, επιτρέπεται στην κατασκευή να πάρει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Το γεγονός αυτό προφανώς επηρεάζει και τη σεισμική απόκριση των σωμάτων (επίπλων κι εξοπλισμού) που είναι τοποθετημένα σε διαφορετικές θέσεις και ορόφους σε ένα κτίριο, καθώς οι μεγάλες μετακινήσεις του δαπέδου ευνοούν την ανατροπή του σώματος. Γενικά, η εκτίμηση της τρωτότητας ενός λικνιζόμενου σώματος εντός κάποιας κατασκευής είναι πολύπλοκη διαδικασία, καθώς η απόκριση του σώματος και της κατασκευής είναι συνδεδεμένες. Ωστόσο, η δυναμική απόκριση του σώματος βασίζεται κυρίως στις τιμές της επιτάχυνσης, ενώ η δυναμική απόκριση της κατασκευής είναι ευαίσθητη στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (drifts).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Medina R., Sankaranarayanan R., Kingston K. Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures. *Engineering Structures* 28; 2006.
- EN 1992-1-1 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1 & 1-2: General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
- Adam C., Furtmuller T., Moschen L., Papadrakakis et al. Floor response spectra for moderately heavy nonstructural elements attached to ductile frame structures. *Computational Methods in Earthquake Engineering, Computational Methods in Applied Sciences*, 10.1007/978-94-007-6573-3_4; 2013.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

5.1 Εισαγωγή

Περιεχόμενο του παρόντος κεφαλαίου αποτελεί η σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων και των γραφικών παραστάσεων διάφορων περιπτώσεων, με σκοπό την επαλήθευση των συμπερασμάτων που προέκυψαν από τη θεωρητική προσέγγιση του προβλήματος. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η διαφοροποίηση της απόκρισης ενός σώματος εξαιτίας της επιρροής που ασκούν τα διάφορα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του λικνιζόμενου σώματος, η κατασκευής στην οποία εδράζεται, αλλά και η θέση του σώματος σε αυτήν.

5.2 Επιρροή γεωμετρικών χαρακτηριστικών του σώματος

5.2.1 Επιρροή ραδινότητας α

Όπως παρατηρήθηκε στο Κεφ. 1, τα λυγηρά σώματα (δηλαδή τα σώματα που έχουν μικρότερη γωνία α) είναι πιθανότερο να ανατραπούν, καθώς ανατρέπονται για μικρότερες γωνίες περιστροφής θ σε σχέση με τα στιβαρότερα.

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που αφορούν σε σώματα κοινής ακτίνας R=0.5m και R=2.5m αλλά διαφορετικής ραδινότητας α (δηλαδή λόγοι πλευρών h=2b, h=5b και h=10b). Παρατηρούμε, πως η επιρροή της ραδινότητας είναι γενικά μικρή και δεν επηρεάζει δραστικά τα αποτελέσματά μας. Μεγαλύτερη επιρροή εμφανίζει σε σώματα μεγάλου μεγέθους (δηλαδή μεγάλης τιμής της ακτίνας R), όπου πράγματι η πιθανότητα ανατροπής είναι μεγαλύτερη στο λυγηρότερο σώμα σε σύγκριση με το στιβαρότερο σώμα για σεισμική διέγερση ίδιας έντασης. Αυτό σημαίνει πως η αύξηση του μεγέθους του λικνιζόμενου σώματος συνεπάγεται και τη μεγαλύτερη επιρροή της ραδινότητας στην απόκρισή του. Για λόγους καλύτερης εποπτείας των αποτελεσμάτων, μερικές από τις καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζονται σε μεγαλύτερη κλίμακα από αυτήν στην οποία παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.



Σχ. 5.1: Σύγκριση των καμπύλων τρωτότητας σωμάτων λυγηρότητας α=26.56° (αριστερά) και α= 5.71° (δεξιά) για διάφορες τιμές της ακτίνας R

5.2.2 Επιρροή μεγέθους R

Έχουμε συμπεράνει πως όταν ένα ελευθέρως εδραζόμενο λυγηρό σώμα που έχει τεθεί σε λικνισμό είναι αρκούντως μεγάλο, η σεισμική απαίτηση είναι μικρότερη από τη σεισμική αντοχή του, ανεξαρτήτως της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ή της λυγηρότητας του σώματος. Αυτό σημαίνει πως ένα μικρότερο λικνιζόμενο σώμα είναι πιο ευάλωτο από ένα μεγαλύτερο ίδιας ραδινότητας *α*.

Πράγματι, το συμπέρασμα αυτό επιβεβαιώνεται πολύ εύκολα στην πράξη. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για ένα σώμα ίδιας ραδινότητας α=26.56° (h=2b), αλλά διαφορετικού μεγέθους. Στην πρώτη περίπτωση έχει ακτίνα R=0.5m (αριστερά), ενώ ακτίνα R=2.5m (δεξιά). Η διαφορά στην απόκριση των δύο σωμάτων και στη συνεπαγόμενη τρωτότητά τους είναι ιδιαίτερα εμφανής. Στη δεύτερη περίπτωση το σώμα αστοχεί για σεισμό σχεδόν τετραπλάσιας έντασης από την πρώτη περίπτωση. Μάλιστα, αν υποθέσουμε πως για συνήθεις σεισμικές φορτίσεις ισχύει PGA/gtana=10, είναι βέβαιο πως το σώμα μικρότερης ακτίνας θα ανατραπεί, σε αντίθεση με το σώμα μεγαλύτερης ακτίνας που εμφανίζει



Σχ. 5.2: Σύγκριση καμπύλων τρωτότητας δύο σωμάτων ραδινότητας α=26.56° αλλά ακτίνας R=0.5m (αριστερά) και R=2.5m (δεξιά).

Επιπλέον, η λυγηρότητα του σώματος δε φαίνεται να επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό το παραπάνω συμπέρασμα. Ένα αρκετά μεγάλο αλλά πολύ λυγηρό σώμα παραμένει λιγότερο ευάλωτο στις σεισμικές φορτίσεις από ένα πολύ μικρότερο και στιβαρότερο σώμα. Αυτό εξηγείται σύμφωνα με την αρχή πως ένας όρος υψωμένος στο τετράγωνο (στην προκειμένη περίπτωση το μέγεθος *R*) κυριαρχεί έναντι του ίδιου όρου υψωμένου στην πρώτη δύναμη, ανεξάρτητα από τις τιμές των άλλων συντελεστών (παραδείγματος χάριν της ραδινότητας *α*).

Στις παρακάτω γραφικές παραστάσεις συγκρίνονται οι καμπύλες τρωτότητας δύο διαφορετικών σωμάτων. Το πρώτο έχει μέγεθος R=0.5m και ραδινότητα α=26.56° που αντιστοιχεί σε λόγο πλευρών h=2b, ενώ το δεύτερο έχει μέγεθος R=2.5m και ραδινότητα α=5.71° που αντιστοιχεί σε λόγο πλευρών h=10b.



Σχ. 5.3: Σύγκριση καμπύλων τρωτότητας ενός σώματος ραδινότητας α=26.56° και ακτίνας R=0.5m (αριστερά) κι ενός σώματος ραδινότητας α=5.71° κι ακτίνας R=2.5m (δεξιά).

Με βάση τις παραπάνω καμπύλες τρωτότητας, επιβεβαιώνουμε το συμπέρασμα πως το πόσο λυγηρό ή στιβαρό είναι ένα σώμα που υπόκειται σε λυγισμό δε μπορεί να επηρεάσει τη σεισμική του απόκριση, όταν το σώμα έχει πολύ μεγάλο μέγεθος. Έτσι, όσο λυγηρό και να είναι ένα σώμα, αν οι διαστάσεις του είναι πολύ μεγάλες, θα εμφανίσει αυξημένη σεισμική αντοχή και συνεπώς μικρότερη πιθανότητα ανατροπής.

5.2.3 Επιρροή συντελεστή επαναφοράς η

Η τιμή του συντελεστή αποκατάστασης επηρεάζει το μηχανισμό απόσβεσης του σώματος. Μείωση της τιμής του συντελεστή επαναφοράς συνεπάγεται μείωση της ενεργού περιόδου, καθώς και μείωση των τιμών της μέγιστης απόκρισης. Όμως έχει ήδη αναφερθεί πως, επειδή η διαφορά στα αποτελέσματα είναι πολύ μικρή είτε θεωρήσουμε $\eta = 0.85$ είτε $\eta = 0.95$, ελάχιστα μας ενδιαφέρει στην πράξη.

Στο παρακάτω σχήμα συγκρίνονται οι καμπύλες τρωτότητας του ίδιου λικνιζόμενου σώματος (ακτίνα R=0.5m και λόγο πλευρών h=2b) για τιμές του συντελεστή επαναφοράς η=0.85 (αριστερά) και η=0.95 (δεξιά). Όπως παρατηρούμε, στην περίπτωση που ο συντελεστής αποκατάστασης λαμβάνει την τιμή η=0.85 το σώμα παρουσιάζε μεγαλύτερη ευστάθεια από όταν ο συντελεστής πάρει την τιμή η=0.95, καθώς λόγω του μηχανισμού απόσβεσης που αναπτύχθηκε έχουμε μείωση των τιμών της μέγιστης απόκρισης. Ωστόσο, οι διαφορές είναι μικρές και στις περισσότερες εφαρμογές στην πράξη μπορούν να αμεληθούν.



Σχ. 5.4: Σύγκριση καμπύλων τρωτότητας του ίδιου σώματος (ακτίνας R=0.5m και λόγου πλευρών h=2b) για συντελεστή αποκατάστασης η=0.85 (αριστερά) και η=0.95 (δεξιά)

5.3 Σύγκριση απόκρισης σώματος καθ' ύψος του κτιρίου

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η κατανομή των μέγιστων επιταχύνσεων στους ορόφους ενός κτιρίου στις περιπτώσεις που η κατασκευή αποκρίνεται ελαστικά κι ανελαστικά. Και στις δύο περιπτώσεις, η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης αυξάνεται καθ'ύψος της κατασκευής. Αυτό σημαίνει πως η θέση ενός αντικειμένου καθ' ύψος ενός κτιρίου μπορεί να επηρεάσει τη σεισμική απόκρισή του.



Σχ. 5.5: Κανονικοποιημένες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου (PFA) προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) καθ'ύψος των ορόφων στο ελαστικό και το ανελαστικό προσομοίωμα της κατασκευής

5.3.1 Ελαστική απόκριση κατασκευής

Παρακάτω παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας του ίδιου σώματος το οποίο είναι τοποθετημένο σε διαφορετικούς ορόφους στην ίδια ελαστική κατασκευή κι υποβάλλεται στις ίδιες σεισμικές διεγέρσεις. Είναι εμφανές πως η αύξηση της μέγιστης επιτάχυνσης του ορόφου, από τον κατώτατο μέχρι την οροφή της κατασκευής, επηρεάζει δραστικά την απόκριση του σώματος. Αυτό σημαίνει πως ένα σώμα που βρίσκεται σε κάποιον από τους ανώτερους ορόφους της κατασκευής είναι πολύ πιο ευάλωτο από ένα όμοιο σώμα που βρίσκεται πιο κοντά στη βάση.



Σχ. 5.6: Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος καθ'ύψος της ελαστικής κατασκευής

5.3.2 Ανελαστική απόκριση κατασκευής

Στην περίπτωση που η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά η διαφοροποίηση της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης κάθε ορόφου είναι λιγότερο έντονη καθ'ύψος του κτιρίου. Αυτό σημαίνει πως οι διαφοροποιήσεις στην απόκριση του σώματος είναι λιγότερο εμφανείς, έως κι αμελητέες.



Σχ. 5.7: Καμπύλες τρωτότητας λικνιζόμενου σώματος καθ'ύψος της ανελαστικής κατασκευής

5.4 Σύγκριση ελαστικής κι ανελαστικής απόκρισης κτιρίου

Από το Σχ. 5.5 προέκυψε το συμπέρασμα πως η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης αυξάνεται καθ'ύψος της κατασκευής και στις δύο διαφορετικές περιπτώσεις. Ωστόσο, στην περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης η μέγιστη επιτάχυνση που καταγράφεται σε κάθε ορόφο είναι σημαντικά μικρότερη από ότι στην περίπτωση της ελαστικής απόκρισης, όπως φαίνεται στο αντίστοιχο σχήμα.

Παρακάτω παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας του ίδιου λικνιζόμενου σώματος ακτίνας R=0.5m και λόγου ύψους προς πλάτος h/b=2 για την περίπτωση της ελαστικής (αριστερά) και της ανελαστικής (δεξιά) σεισμικής απόκρισης του προσομοιώματος της κατασκευής καθ'ύψος των διαφορετικών ορόφων. Σε κάθε περίπτωση θεωρήθηκε μέτρο έντασης ΙΜ που αφορά στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, PGA.



Σχ. 5.8: Καμπύλες τρωτότητας σώματος (R=0.5m και h/b=2) καθ'ύψος των ορόφων στην περίπτωση ελαστικής (αριστερά) κι ανελαστικής σεισμικής απόκρισης της κατασκευής (δεξιά)

Μεγάλο ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός πως οι μικρότερες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης κάθε ορόφου στην περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης δε συνεπάγεται αυξημένη ευστάθεια του σώματος σε σύγκριση με την ελαστική απόκριση. Μάλιστα, σε κάποιες περιπτώσεις το σώμα ανατρέπεται για τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που είναι δύο ή ακόμη και τρεις φορές μικρότερες από τις αντίστοιχες της ελαστικής περίπτωσης.

Για να εξηγήσουμε την παρατήρηση αυτή, πρέπει να ανατρέξουμε στη φιλοσοφία του ανελαστικού σχεδιασμού. Οι πλειοψηφία των κατασκευών του πολιτικού μηχανικού μπορούν να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάσει την αντοχή ή τη δυσκαμψία της. Έτσι, στην περίπτωση ισχυρών σεισμών με μικρή πιθανότητα εμφάνισης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, επιτρέπεται στην κατασκευή να πάρει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Το γεγονός αυτό προφανώς επηρεάζει και τη σεισμική απόκριση των σωμάτων (επίπλων κι εξοπλισμού) που είναι τοποθετημένα σε διαφορετικές θέσεις και ορόφους σε ένα κτίριο, καθώς οι μεγάλες μετακινήσεις του δαπέδου ευνοούν την ανατροπή του σώματος.

Γενικά, η εκτίμηση της τρωτότητας ενός λικνιζόμενου σώματος εντός κάποιας κατασκευής είναι πολύπλοκη διαδικασία, καθώς η απόκριση του σώματος και της κατασκευής είναι συνδεδεμένες. Ωστόσο, η δυναμική απόκριση του σώματος βασίζεται κυρίως στις τιμές της επιτάχυνσης, ενώ η δυναμική απόκριση της κατασκευής είναι ευαίσθητη στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (drifts).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ ΟΡΟΦΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Το φάσμα επιτάχυνσης των ορόφων χρησιμοποιείται κυρίως για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κι έλεγχο των δευτερευόντων στοιχείων μίας κατασκευής, τα οποία είναι ευαίσθητα στις επιταχύνσεις. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, το φάσμα της επιτάχυνσης ανά όροφο εξαρτάται άμεσα από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης αλλά και από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Ο ακριβής προσδιορισμός του φάσματος αυτού προϋποθέτει την πραγματοποίηση της δυναμικής ανάλυσης της απόκρισης της κατασκευής, μία διαδικασία που είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα. Ως εκ τούτου εφαρμόζεται κατ' εξαίρεση σε ελάχιστες περιπτώσεις, όπως για παράδειγμα στις πυρηνικές εγκαταστάσεις. Στην πράξη χρησιμοποιούνται διάφορες προσεγγιστικές μέθοδοι που προσδιορίζουν τα φάσματα των ορόφων απευθείας από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης.

Το κανονιστικό πλαίσιο διεθνώς προσφέρει κάποιους υπεραπλουστευμένους τύπους για τον προσδιορισμό των φασμάτων σε κάθε όροφο, στους οποίους όμως δε λαμβάνονται υπόψιν ούτε η απόσβεση των δευτερευόντων στοιχείων ούτε γίνεται διάκριση μεταξύ της ελαστικής ή της ανελαστικής συμπεριφοράς της κύριας κατασκευής. Βασίζονται σε εμπειρικές σχέσεις που αφορούν στη μεταβολή της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης καθ'ύψος ενός κτιρίου. Όπως είναι φυσικό, η καταλληλότητα αυτών των τύπων έχει αμφισβητηθεί εντόνως, ενώ έχει προταθεί σημαντικός αριθμός εναλλακτικών μεθόδων προσδιορισμού του φάσματος.

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι που εξετάστηκαν είναι οι εξής:

- Ευρωκώδικας 8
- FEMA P-58
- Vukobratović και Fajfar
- Global Earthquake Model

Αρχικά παρουσιάζονται οι προσεγγιστικές μέθοδοι υπολογισμού της μέγιστης επιτάχυνσης κάθε ορόφου που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8 και στο τεύχος FEMA P-58. Στη συνέχεια, αναλύεται μία προσεγγιστική μέθοδος που εκτός από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, συμπεριλαμβάνει και τη διαφοροποίηση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής. Η προτεινόμενη μέθοδος βασίζεται στη μέθοδο που ανέπτυξαν αρχικά οι Yasui et al. για τις ελαστικές κατασκευές. Η σημερινή μορφή της οφείλεται στους Vukobratović και Fajfar, οι οποίοι πρότειναν μία νέα προσέγγιση, που αρχικά αφορούσε την περίπτωση ενός βαθμού ελευθερίας κίνησης κι αργότερα επεκτάθηκε και σε συστήματα με πολλαπλούς βαθμούς ελευθερίας. Για να γίνει αυτό, ήταν αναγκαία η επίλυση διάφορων προβλημάτων, όπως ο προσδιορισμός των επιταχύνσεων των ορόφων καθ'ύψος του κτιρίου, ο συνδυασμός της επιρροής κάθε διαφορετικής ιδιομορφής και τέλος ο χειρισμός των ανώτερων ιδιομορφών. Τέλος, παρατίθεται η προσεγγιστική μέθοδος του Global Earthquake Model.

Για κάθε προτεινόμενη διαφορετική προσέγγιση πραγματοποιήθηκε και η αντίστοιχη αριθμητική επίλυσή της με βάση τα δεδομένα που έχουμε από το προσομοίωμα της κατασκευής και τις χρησιμοποιούμενες σεισμικές καταγραφές. Στο τέλος, έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων των μεθόδων με τα αποτελέσματα της προηγούμενης δυναμικής ανάλυσης, ώστε να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με την αποτελεσματικότητα και την ακρίβειά τους.

6.2 Ευρωκώδικας 8

6.2.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα αποτελέσματα μίας σεισμικής δράσης σε κάποιο μη δομικό στοιχείο μπορούν να περιγραφούν, αν εφαρμόσουμε στο στοιχείο αυτό μία οριζόντια δύναμη F_a, που ορίζεται ως εξής:

$$F_{a} = \left(S_{a} \cdot W_{a} \cdot \gamma_{a}\right)/q_{a}$$
(6.1)

όπου:

 F_a είναι η οριζόντια δύναμη που ασκείται στο κέντρο μάζας του μη δομικού στοιχείου προς τη δυσμενέστερη κατεύθυνση

6 - 2

S_a είναι η σεισμική συνιστώσα που ασκείται στο στοιχείο (βλ. τύπο (6.2))

- W_a είναι το βάρος του στοιχείου
- γ_a είναι ο συντελεστής ασφαλείας του στοιχείου
- qa είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του στοιχείου (βλ. Πίν. 6.1)

Η τιμή της σεισμικής συνιστώσας που ασκείται στο στοιχείο, S_a, μπορεί να υπολογιστεί από τον παρακάτω τύπο:

$$S_{a} = \alpha \cdot S \left[3 \left(1 + \frac{z}{H} \right) / \left(1 + \left(1 - T_{a} / T_{1} \right)^{2} \right) - 0.5 \right]$$
(6.2)

όπου:

- α είναι ο λόγος της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για κατηγορία εδάφους
 Α, ag, προς την επιτάχυνση της βαρύτητας, g.
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- T_a είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του μη δομικού στοιχείου
- T1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη συγκεκριμένη
 διεύθυνση
- είναι το ύψος του μη δομικού στοιχείου πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της
 σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή η κορυφή ενός άκαμπτου υπογείου)
- Η είναι το ύψος της κατασκευής μετρημένο από τη θεμελίωση ή την κορυφή ενός άκαμπτου υπογείου

Η σεισμική συνιστώσα, S_a , δε μπορεί να λάβει τιμές μικρότερες από α·S.

Για στοιχεία αγκυρώσεως εξοπλισμού και μηχανημάτων που απαιτούνται για συστήματα προστασίας ζωής, καθώς και για δεξαμενές ή σωληνώσεις που περιέχουν τοξικά ή εκρηκτικά υγρά που είναι επικίνδυνα για τη δημόσια υγεία, ο συντελεστής ασφαλείας δε μπορεί να ληφθεί μικρότερος από 1.5. Σε κάθε άλλη περίπτωση, μπορεί να θεωρηθεί γ_a =1.

Οι μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q_a εξαρτώνται από το είδος του δομικού στοιχείου που εξετάζεται. Ο μελετητής μπορεί να συμβουλευτεί τον παρακάτω πίνακα, όπου αναγράφονται οι μέγιστες τιμές του q_a.

Pin. 6.1: Mégistez timéz suntelesth sumperiorác q_a

Είδος μη δομικού στοιχείου	q _a
Προβολικά στηθαία ή διακοσμητικά στοιχεία	
Επιγραφές και διαφημιστικές πινακίδες	1.0
Καμινάδες, κεραίες και δεξαμενές που λειτουργούν ως αστήρικτοι πρόβολοι	1.0
για μήκος μεγαλύτερο από το μισό του συνολικού τους μήκους	
Εξωτερικοί κι εσωτερικοί τοίχοι	
Διαχωριστικά και προσόψεις	
Καμινάδες, κεραίες και δεξαμενές που λειτουργούν ως αστήρικτοι πρόβολοι	
για λιγότερο από το μισό του συνολικού τους ύψους ή είναι πακτωμένοι	2.0
στην κατασκευή στο κέντρο μάζας τους ή ψηλότερα	2.0
Στοιχεία αγκυρώσεως μόνιμων ερμαρίων ή βιβλιοθηκών εδραζόμενα	
στο πάτωμα	
Στοιχεία αγκυρώσεως ψευδοροφών και φωτιστικών	

6.2.2 Εφαρμογή

Η κατασκευή μας έχει συνολικό ύψος H=11.75m και δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση x, T₁=0.52s. Για κατηγορία εδάφους B προκύπτει συντελεστής εδάφους S=1.2.

Ο συντελεστής α προκύπτει από την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού για κατηγορία εδάφους Α κι ισούται με:

$$a = \frac{S_e(T = 0.52s)}{g} = \frac{a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \frac{Tc}{T}}{g} = \frac{0.217x 1.2x 1x 2.5x \frac{0.50}{0.52}}{1} = 0.63$$

Θεωρούμε πως τα λικνιζόμενα σώματα που εξετάζονται διαθέτουν μηδενική ιδιοπερίοδο, επομένως λαμβάνεται T_a=0.

Επομένως, για τις τέσσερις στάθμες ορόφων του κτιρίου μας $z = \{2.75m, 5.75m, 8.75m, 11.75m\}$ παίρνουμε:

$$S_{a}(z = 2.75 \text{ m}) = PFA, 1 = 0.63x1.2 \left[3 \left(1 + \frac{2.75}{11.75} \right) / \left(1 + \left(1 - 0/0.52 \right)^{2} \right) - 0.5 \right] = 1.02 \text{ m/s}^{2}$$

6 - 4

$$S_{a}(z = 5.75 \text{ m}) = PFA_{,2} = 0.63x1.2 \left[3 \left(1 + \frac{5.75}{11.75} \right) / \left(1 + \left(1 - 0/0.52 \right)^{2} \right) - 0.5 \right] = 1.31 \text{ m/s}^{2}$$

$$S_{a}(z = 8.75 \text{ m}) = PFA_{,3} = 0.63x1.2 \left[3 \left(1 + \frac{8.75}{11.75} \right) / \left(1 + \left(1 - 0/0.52 \right)^{2} \right) - 0.5 \right] = 1.60 \text{ m/s}^{2}$$

$$S_{a}(z = 11.75 \text{ m}) = PFA_{,4} = 0.63x1.2 \left[3 \left(1 + \frac{11.75}{11.75} \right) / \left(1 + \left(1 - 0.52/0.52 \right)^{2} \right) - 0.5 \right] = 1.89 \text{ m/s}^{2}$$

Στην παρακάτω γραφική παράσταση παρουσιάζονται οι κανονικοποιημένες επιταχύνσεις των ορόφων ως προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, όπως προκύπτουν από τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 8, κι οι αντίστοιχες τιμές των δυναμικών αναλύσεων για ελαστική κι ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Όπως έχει αναφερθεί και στην εισαγωγή, στη μέθοδο που προτείνεται στον Ευρωκώδικα 8 δε γίνεται σαφής διάκριση ανάμεσα στην ελαστική και την ανελαστική απόκριση του προσομοιώματος της κατασκευής. Επιπλέον, παρατηρούμε πως οι τιμές που προκύπτουν είναι ιδιαίτερα μειωμένες σε σύγκριση με τη δυναμική ανάλυση και το μέγιστο σφάλμα ισούται με 82%. Καθώς τα αποτελέσματα που προκύπτουν προσεγγιστικά είναι πολύ ευνοϊκότερα από την πραγματικότητα, η μέθοδος κρίνεται ανεπαρκής και χρήζει βελτίωσης.



Σχ. 6.1: Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με τον ΕΚ8

6.3 FEMA P-58-1

6.3.1 Γενικά

Στην παράγραφο 5.3.2 του κώδικα "Seismic Performance Assessment of Buildings" του FEMA (Federal Emergency Management Agency" περιγράφεται μία απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού της απόκρισης ενός Ν-όροφου κτιρίου.



Σχ. 6.2: Επεξήγηση συμβολισμών, επιπέδων κι υψών που χρησιμοποιούνται στην απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμου της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου σύμφωνα με τη FEMA

Η εκτίμηση της μέγιστης επιτάχυνσης κάθε ορόφου γίνεται με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Στη βάση της κατασκευής, η μέγιστη επιτάχυνση ιδούται με τη μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους. Για όλους τους υπόλοιπους ορόφους, i, η εκτιμώμενη μέση τιμή της επιτάχυνσης, α_i* δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$a_i^* = H_{ai}(S, T, h_i, H) \cdot PGA \tag{6.3}$$

όπου:

PGA είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση

H_{ai} είναι ο διορθωτικός συντελεστής της επιτάχυνσης των ορόφων κι ισούται με:

$$\ln(H_{ai}) = a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_i}{H} + \alpha_4 \left(\frac{h_i}{H}\right)^2 + \alpha_5 \left(\frac{h_i}{H}\right)^3$$
(6.4)

Οι τιμές των συντελεστών α₀,....,α₅ στην περίπτωση που το κτίριο έχει μέχρι εννέα ορόφους δίνονται από τον Πίν. 6.2, διαφορετικά από τον Πίν. 6.3.

Απαίτηση	Είδος πλαισίου	α ₀	α ₁	α2	α3	α4	α ₅
Σχετική μετακίνηση (drift) μεταξύ των ορόφων	Ενισχυμένο	0.90	-0.12	0.012	-2.65	2.09	0
	Ροπής	0.75	-0.044	-0.01	-2.58	2.30	0
	Τοίχος	0.92	-0.036	-0.058	-2.56	1.39	0
Ταχύτητα ορόφων	Ενισχυμένο	0.15	-0.100	0	-0.408	0.47	0
	Ροπής	0.025	-0.068	0.032	-0.53	0.54	0
	Τοίχος	-0.033	-0.085	0.055	-0.52	0.47	0
Επιτάχυνση ορόφων	Ενισχυμένο	0.66	-0.27	-0.089	0.075	0	0
	Ροπής	0.66	-0.25	-0.08	-0.039	0	0
	Τοίχος	0.66	-0.15	-0.084	-0.26	0.57	0

Πιν. 6.2: Συντελεστές συσχέτισης σχετικής μετακίνησης, ταχύτητας κι επιτάχυνσης ορόφων για κτίρια με δύο έως εννέα ορόφους

Πιν. 6.3: Συντελεστές συσχέτισης σχετικής μετακίνησης, ταχύτητας κι επιτάχυνσης ορόφων για κτίρια με δέκα έως δεκαπέντε ορόφους

Απαίτηση	Είδος πλαισίου	α ₀	α1	α2	α3	α ₄	α ₅
Σχετική μετακίνηση (drift) μεταξύ των ορόφων	Ενισχυμένο	1.91	-0.12	-0.077	-3.78	6.43	-3.42
	Ροπής	0.67	-0.044	-0.098	-1.37	1.71	-0.57
	Τοίχος	0.86	-0.036	-0.076	-4.58	6.88	-3.24
Ταχύτητα ορόφων	Ενισχυμένο	0.086	-0.10	0.041	0.45	-2.89	2.57
	Ροπής	-0.02	-0.068	0.034	0.32	-1.75	1.53
	Τοίχος	-0.11	-0.085	0.11	0.87	-4.07	3.27
Επιτάχυνση ορόφων	Ενισχυμένο	0.44	-0.27	-0.052	3.24	-9.71	6.83
	Ροπής	0.34	-0.25	-0.062	2.86	-7.43	5.10
	Τοίχος	-0.13	-0.15	-0.10	7.79	-17.52	11.04

Αν η απόκριση της κατασκευής είναι ελαστική, λαμβάνεται ο λόγος αντοχής S=1. Αλλιώς, ο λόγος αντοχής S υπολογίζεται από τη σχέση:

$$S = \frac{S_a(T_1) W}{V y_1}$$
(6.5)

όπου:

6 - 7

W είναι το συνολικό βάρος της κατασκευής

- S_a(T₁) είναι η φασματική επιτάχυνση της κατασκευής για την επιλεγμένη εδαφική κίνηση, θεωρώντας απόσβεση ξ=5% και περίοδο την περίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση
- Vy1 είναι η εκτιμώμενη αντοχή διαρροής της κατασκευής στην πρώτη ιδιομορφή.
 Η αντοχή διαρροής θα πρέπει να υπολογίζεται από κατάλληλη μη-γραμμική μέθοδο ανάλυσης.

6.3.2 Εφαρμογή

6.3.3.1 Ελαστική συμπεριφορά

Παίρνουμε ως περίοδο T₁ την περίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση, δηλαδή T₁=0.52s. Επίσης επιλέγεται λόγος αντοχής S=1. Από τον Πίν. (6.2) λαμβάνονται οι συντελεστές α₀,...,α₅ για την επιτάχυνση των ορόφων για είδος πλαισίου με τοίχο.

Έτσι, για κάθε όροφο έχουμε:

$$H_{a,1} = 1.60 \Longrightarrow PFA_{,1} = a_1^* = 1.60 * 2.17 = 3.47 \, m/s^2$$

$$H_{a,2} = 1.66 \implies PFA_{,2} = a_{2}^{*} = 1.66^{*}2.17 = 3.60 m/s^{2}$$

 $H_{a,3} = 1.86 \implies PFA, 3 = a_{3}* = 1.86*2.17 = 4.04 \text{ m/s}^2$

$$H_{a,4} = 2.24 \implies PFA_{,4} = a_{4}* = 2.24*2.17 = 4.86 \, m/s^2$$

6.3.3.2 Ανελαστική συμπεριφορά

Ισχύει:
$$W = m g = \left(\sum_{i=1}^{4} m_i\right)g = (56810^3)10 = 5680kN$$

Από την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής που προέκυψε από Static Pushover Analysis στο ανελαστικό μοντέλο στο λογισμικό Seismostruct προκύπτει πως V_{y1}=5500 kN.



Σχ. 6.3: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Η φασματική επιτάχυνση της κατασκευής προκύπτει από το μέσο φάσμα της επιτάχυνσης, θεωρώντας απόσβεση ξ=5% και περίοδο την περίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση, δηλαδή T=0.52s. Έτσι, παίρνουμε: $S_a(T)$ =4.36 m/s.

Επομένως, από τη σχέση (6.7) παίρνουμε: $S = \frac{4.365680}{5500} = 4.5$

Όπως και προηγουμένως, θεωρούμε ως περίοδο T₁ την περίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση, δηλαδή T₁=0.52s. Οι συντελεστές α₀,...,α₅ έχουν τις ίδιες τιμές με την περίπτωση της ελαστικής απόκρισης του κτιρίου.

Έτσι, για κάθε όροφο έχουμε:

 $H_{a,1} = 1.19 \implies PFA_{,1} = a_1^* = 1.19^* 2.17 = 2.59 m/s^2$

 $H_{a,2} = 1.24 \implies PFA_{,2} = a_2^* = 1.24 * 2.17 = 2.69 m/s^2$

Ha, $3 = 1.39 \implies PFA$, $3 = a_3^* = 1.95 * 2.17 = 3.01 m/s^2$

 $H_{a,4} = 1.67 \implies PFA, 4 = a_4^* = 1.67 * 2.17 = 3.64 m/s^2$

Όλα τα παραπάνω αποτελέσματα της ελαστικής και της ανελαστικής μεθόδου παρουσιάζονται στην παρακάτω γραφική παράσταση. Παρατηρούμε πως οι τιμές που προκύπτουν από την προσεγγιστική σχέση είναι αρκετά μικρότερες και στις δύο

6 - 9

περιπτώσεις, με μέγιστο σφάλμα 42% στην περίπτωση της ελαστικής και 47% στην περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής.



Σχ. 6.4: Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με τη FEMA P-58

6.4 Προσεγγιστική μέθοδος Vukobratović και Fajfar

6.4.1 Γενικά

Η προσεγγιστική μέθοδος των Vukobratović και Fajfar που αφορά σε ελαστικές κατασκευές βασίζεται στις αρχές της δυναμικής των κατασκευών, τόσο για τον προσδιορισμό της μέγιστης επιτάχυνσης κάθε ορόφου (peak floor acceleration - PFA) όσο και τη μορφή του φάσματος των ορόφων. Χάρη στο θεωρητικό του υπόβαθρο θεωρείται έγκυρο για αρκετά συνήθη συστήματα. Στην περίπτωση των ανελαστικών κατασκευών, η προηγούμενη ελαστική λύση επεκτείνεται με τη χρήση διαδικασιών της μεθόδου ανάλυσης "pushover".

Στα δομικά συστήματα που διαθέτουν περισσότερους από έναν βαθμούς ελευθερίας κίνησης, τα φάσματα επιτάχυνσης των ορόφων προκύπτουν από το συνδυασμό των φασμάτων επιτάχυνσης των ορόφων ξεχωριστά για κάθε ιδιομορφή. Σύμφωνα με τη θεωρία της δυναμικής των κατασκευών, οι φασματικές επιταχύνσεις πρέπει να πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή $\Gamma_i \cdot \phi_{ij}$, όπου i είναι η ιδιομορφή και j ο βαθμός ελευθερίας. Στην ειδική περίπτωση ενός απλού επίπεδου προσομοιώματος κατασκευής, ως βαθμοί ελευθερίας χρησιμοποιούνται οι οριζόντιες μετακινήσεις των ορόφων. Τότε ο συντελεστής συμμετοχής Γ_i υπολογίζεται ως εξής:

$$\Gamma_{i} = \frac{\left\{\varphi_{i}\right\}^{T} \left[M\right]\left\{r\right\}}{\left\{\varphi_{i}\right\}^{T} \left[M\right]\left\{\varphi_{i}\right\}}$$
(6.6)

όπου:

- $\{\phi_i\}$ είναι η i ιδιομορφή
- [Μ] είναι το μητρώο μάζας
- {r} είναι το διάνυσμα κατεύθυνσης της σεισμικής διέγερσης

Στην περίπτωση των ανελαστικών κατασκευών, το διάνυσμα {φ_i} αντιπροσωπεύει τη μορφή των ανελαστικών μετακινήσεων

Το μέγεθος PFA_{ij} αντιπροσωπεύει τη μέγιστη επιτάχυνση στον όροφο j για την i-οστή ιδιομορφή και δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$PFA_{ij} = \Gamma_{i} \varphi_{ij} \frac{Se(T_{p,i}, \xi_{p,i})}{R_{\mu}}$$
(6.7)

όπου:

- Se δίνεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης της κατασκευής συναρτήσει της ιδιοπεριόδου και του συντελεστή απόσβεσης της κατασκευής ξ της i ιδιομορφής
- R_μ είναι ο δείκτης συμπεριφοράς

Ο δείκτης συμπεριφοράς Rμ (σύμφωνα με τα ελληνικά παραρτήματα q) δίνεται από τη σχέση των Vidic et al. η οποία συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8:

$$R_{\mu} = \begin{cases} \frac{T_{p}}{T_{c}} (\mu - 1) + 1, & T_{p} < T_{c} \\ \mu, & T_{p} < T_{c} \end{cases}$$
(6.8)

όπου:

Tc είναι η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης

T_p είναι η χαρακτηριστική περίοδος της κατασκευής

μ είναι η πλαστιμότητα

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για κάθε ξεχωριστή ιδιομορφή της κατασκευής πρέπει να συνδυαστούν, λαμβάνοντας υπόψιν το γεγονός πως αντιπροσωπεύουν μέγιστες τιμές που εν γένει δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα. Εξαιτίας της υψηλής ευαισθησίας των απόλυτων επιταχύνσεων στις ανώτερες ιδιομορφές, οι συνήθεις τρόποι συνδυασμού των μεγεθών (SRSS και CQC) μπορεί να υποτιμήσουν τις επιταχύνσεις στους κατώτερους ορόφους. Το πρόβλημα αυτό είναι πιο έντονο για δύσκαμπτες κατασκευές των οποίων οι ανώτερες ιδιομορφές έχουν πολύ μικρές περιόδους. Σε αυτήν την περίπτωση, προτιμούνται άλλες μέθοδοι ιδιομορφικού συνδυασμού,οι οποίες αναπτύχθηκαν για την ανάλυση κατασκευών που σχετίζονται με την πυρηνική ασφάλεια. Υπάρχουν αρκετές τέτοιες μέθοδοι, εκ των οποίων επιλέχθηκε η μέθοδος Gupta για την παρούσα διπλωματική εργασία.

Στην περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής, ο συνδυασμός των διαφορετικών ιδιομορφών δεν ισχύει θεωρητικά. Παρ'όλα αυτά μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην πράξη, ως μία προσέγγιση. Στην παρούσα μέθοδο, γίνεται η παραδοχή πως η ανελαστική συμπεριφορά συμβαίνει μόνο στις κυρίαρχες ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση που εξετάζεται, ενώ αντιθέτως η απόκριση στις ανώτερες ιδιομορφές θεωρείται ελαστική. Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων πρόκειται για μία συντηρητική παραδοχή, που μπορεί να γίνει ακόμη συντηρητικότερη στην περίπτωση κατασκευών με ανώτερες ιδιομορφές που βρίσκονται στην περιοχή των δεσπόζουσων περιδώων της εδαφικής κίνησης, ιδιαιτέρως δε αν υπάρχει αυξημένη απαίτηση πλαστιμότητας. Τότε οι κορυφές των φασματικών επιταχύνσεων των ορόφων μπορούν να απομειωθούν καταλλήλως. Ωστόσο, εν γένει πρόκειται για μία προσέγγιση που χρησιμοποιείται και σε άλλες απλοποιημένες, μη γραμμικές μεθόδους, όπως η extended N2 ή η μέθοδος των συντελεστών.

6.4.2 Μέθοδος συνδυασμού Gupta

Η σεισμική απόκριση ενός μη δομικού στοιχείου ή ενός σώματος αποτελείται από δύο περιοχές, οι οποίες σύμφωνα με τη δυναμική των κατασκευών είναι η αποσβετική-περιοδική (ή απλά περιοδική) απόκριση (periodic) κι η λεγόμενη
"άκαμπτη" απόκριση (rigid). Στη θεωρία των ταλαντώσεων αυτές οι δύο περιοχές ονομάζονται αντίστοιχα "παροδική" και "μόνιμη". Οι δύο περιοχές της σεισμικής απόκρισης αντιστοιχούν σε ομογενείς μερικές λύσεις της διαφορικής εξίσωσης κίνησης ενός μη δομικού στοιχείου. Οι περιοδικές αποκρίσεις έχουν τις συχνότητες των ταλαντωτών (ή των επιμέρους ιδιομορφών τους), ενώ οι άκαμπτες αποκρίσεις έχουν τις συχνότητες της σεισμικής κίνησης. Οι περιοδικές ιδιομορφικές αποκρίσεις, μπορούν να συνδυαστούν κατάλληλα μεταξύ τους είτε με τη μέθοδο SRSS είτε με τη CQC. Αντίθετα, οι άκαμπτες αποκρίσεις μπορούν απλά να αθροιστούν αλγεβρικά. Στη συνέχεια, η περιοδική κι η άκαμπτη απόκριση πρέπει να συνδυαστούν κατάλληλα, ώστε να προκύψει η συνολική απόκριση του σώματος.



Σχ. 6.5: Οι περιοχές ενός φάσματος απόκρισης (US Nuclear Regulatory Commission, 2006)

Στο Σχ. 6.4 παρατηρούμε τις διάφορες περιοχές στις οποίες χωρίζεται ένα φάσμα απόκρισης, οι οποίες είναι οι εξής:

	Σημαντικές περιοχές γραφήματος						
AB	Αυξημένη περιοδική φασματική μετατόπιση						
BC	Αυξημένη περιοδική φασματική ταχύτητα						
CD	Αυξημένη περιοδική φασματική επιτάχυνση						
DE	Μετάβαση από την αυξημένη φασματική επιτάχυνση στην άκαμπτη φασματική επιτάχυνση						
EF	Μετάβαση από την άκαμπτη φασματική επιτάχυνση στην μέγιστη επιτάχυνση βάσης						
FG	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης						

Πίν. 6.4: Οι σημαντικές περιοχές ενός φάσματος απόκρισης

Για συχνότητες μικρότερες από την f₁, δηλαδή από την περιοχή της αυξημένης περιοδικής φασματικής μετατόπισης μέχρι της αυξημένης φασματικής επιτάχυνσης, η απόκριση είναι περιοδική. Για συχνότητες μεγαλύτερες από την f₂, δηλαδή από τη μεταβατική περιοχή από την άκαμπτη φασματική επιτάχυνση μέχρι και τη μέγιστη επιτάχυνση βάσης, η απόκριση είναι άκαμπτη. Στην ενδιάμεση περιοχή DE, η απόκριση αποτελείται τόσο από περιοδικά όσο κι από άκαμπτα μέρη, τα οποία συνδυάζονται μεταξύ τους με τη μέθοδο Gupta.

Σύμφωνα με τη μέθοδο Gupta, τα περιοδικά και τα άκαμπτα μέρη χωρίζονται μεταξύ τους μέσω του συντελεστή άκαμπτης απόκρισης, α_i. Έτσι, το άκαμπτο μέρος, R_{ri}, της συνολικής ιδιομορφικής απόκρισης, R_i, υπολογίζεται ως εξής:

$$R_{ri} = a_i R_i \tag{6.9}$$

Το περιοδικό μέρος της απόκρισης, R_{pi}, δίνεται από τη σχέση:

$$R_{pi} = (1 - a_i)^2 R_i \quad \acute{o}\pi ov \qquad R_i^2 = R_{pi}^2 + R_{ri}^2 \tag{6.10}$$

Οι συχνότητες f₁ και f₂ που αποτελούν τα όρια της περιοχής DE υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$f_1 = \frac{S_{a \max}}{2\pi S_{v \max}} \tag{6.11}$$

$$f_2 = f_r \tag{6.12}$$

όπου:

Samax είναι η μέγιστη φασματική επιτάχυνση

 Sv_{max} είναι η μέγιστη φασματική ταχύτητα

fr είναι η "άκαμπτη συχνότητα", δηλαδή η ελάχιστη συχνότητα για την οποία
 οι αποκρίσεις του ταλαντωτή είναι πλήρως συσχετισμένες με την σεισμική
 κίνηση

Μετά την κατάλληλη επιλογή των συχνοτήτων f1 και f2, ο συντελεστήw άκαμπτης απόκρισης, α_i, δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$a_{i} = \begin{cases} 0, & f_{i} \leq f_{1} \\ \frac{\ln(f_{i}/f_{1})}{\ln(f_{2}/f_{1})}, & f_{1} \leq f_{i} \leq f_{2} \\ 1, & f_{i} \geq f_{2} \end{cases}$$
(6.13)

Όλες οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν για το συνδυασμό οποιουδήποτε μεγέθους, όπως της απόλυτης επιτάχυνσης σε διαφορετικούς ορόφους της κατασκευής ή και των φασμάτων επιτάχυνσης των ορόφων, υπό την προϋπόθεση πως βρίσκονται στην περιοχή του συντονισμού ή πριν από αυτήν, όπως προκύπτει από την πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής.

Αξίζει να σημειωθεί πως ο Gupta θεώρησε ως f_r τη συχνότητα όπου συγκλίνουν οι φασματικές καμπύλες για διάφορες τιμές της απόσβεσης και πως πάνω από αυτήν τη συχνότητα το περιοδικό μέρος της απόκρισης είναι μηδενικό. Ωστόσο, έχει βρεθεί πως τα αποτελέσματα του συνδυασμού των ιδιομορφών είναι ευαίσθητα στην τιμή της f_2 που χρησιμοποιείται και σε ορισμένες περιπτώσεις πρέπει να χρησιμοποιούνται διαφορετικές σχέσεις (π.χ. στο παράρτημα Β των οδηγιών του Γραφείου Πυρηνικής Έρευνας των ΗΠΑ).

Ο ορισμός της συχνότητας f₂ σύμφωνα με την εξίσωση (6.9) ισχύει για όλα τα είδη των φασμάτων απόκρισης. Αντίθετα, η σχέση (6.8) που δίνει τη συχνότητα f₁ ισχύει μόνο στην περίπτωση μη διευρυμένου φάσματος μία κορυφής.

6.4.3 Εφαρμογή

6.4.3.1 Ελαστική συμπεριφορά

Από την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής που πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό Seismostruct, προέκυψαν δώδεκα ιδιομορφές. Με τη βοήθεια του προγραμματιστικού

περιβάλλοντος MatLab υπολογίστηκαν οι ιδιομορφικοί συντελεστές συμμετοχής κάθε ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση x, θεωρώντας σε κάθε περίπτωση απόσβεση ξ=5%. Έτσι, με τη βοήθεια της μαθηματικής σχέσης (6.4) και θεωρώντας δείκτη συμπεριφοράς R_{μ} =1.0 και ελαστική επιτάχυνση Se($T_{p,i}$, $\xi_{p,i}$) που προκύπτει από το μέσο φάσμα απόκρισης των επιταχύνσεων για $\xi_{p,i}$ =5% και $T_{p,i}$ είναι η ιδιοπερίοδος της i ιδιομορφής. Έτσι, για κάθε ιδιομορφή και για κάθε όροφο προκύπτουν οι παρακάτω μέγιστες επιταχύνσεις.

P	A		Ιδιομορφή										
(m,	/s²)	1	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12										
ζ	1	0.18	0.63	0.06	0.02	0.54	0.09	0.63	0.53	0.18	0.71	0.20	0.03
å	2	0.56	-0.38	-0.07	-0.02	1.69	0.31	1.21	1.00	0.30	0.27	0.06	-0.05
^d	3	0.93	0.13	0.06	0.02	2.84	0.55	0.47	0.40	0.10	-0.75	-0.21	0.05
2	4	1.21	-0.02	-0.02	0.00	3.82	0.70	-1.09	-0.88	-0.23	0.38	0.11	-0.02

Πίν. 6.5: Μέγιστες επιταχύνσεις ανά ιδιομορφή κι ανά όροφο

Οι παραπάνω επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή οφείλουν να συνδυαστούν καταλλήλως, ώστε να προκύψει η τελική τιμή της μέγιστης επιταχύνσεως κάθε ορόφου. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος συνδυασμού Gupta στην οποία αναφερθήκαμε αναλυτικά παραπάνω.

Στην περίπτωση της μεθόδου Gupta, η συχνότητα f₁ μπορεί να ληφθεί ίση με τη συχνότητα στην οποία σταματά η "μόνιμη" συνιστώσα της φασματικής επιτάχυνσης. Για παράδειγμα, ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει πως για το ελαστικό φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης, ισχύει $f_1 = 1/T_B$. Για την συχνότητα f₂ υπάρχουν δύο ορισμοί. Σύμφωνα με το ASCE 4-98 ισχύει $f_2 = f_{ZPA}$, όπου ZPA είναι η συντομογραφία για την επιτάχυνση μηδενικής περιόδου (Zero Period Acceleration), δηλαδή η μέγιστη επιτάχυνση της εδαφικής κίνησης. Αυτή προκύπτει ως το κατώτερο όριο των συχνοτήτων όπου μπορεί να θεωρηθεί πως η επιτάχυνση της κατασκευής είναι πρακτικά ίση με την επιτάχυνση του εδάφους. Συνήθως λαμβάνεται $f_{ZPA} = 33 Hz$. Ο δεύτερος ορισμός, που χρησιμοποιήθηκε και στους παρακάτω υπολογισμούς, προτείνεται στο NUREG/CR-6645 και είναι: $f_2 = (f_1 + 2f_{ZPA})/3$. Έτσι για παίρνουμε $f_1 = 6.7Hz$ (δηλαδή $T_B = T = 0.15s$) και $f_2 = 24Hz$ (δηλαδή T = 0.04s). Έτσι, είμαστε σε θέση να αποφανθούμε αν η εκάστοτε ιδιομορφή ανήκει στο περιοδικό, το άκαμπτο ή το ενδιάμεσο μέρος της απόκρισης. Στη συνέχεια, τα 6 - 16

άκαμπτα μέρη της σεισμικής απόκρισης προστέθηκαν αλγεβρικά, ώστε να προκύψει η συνολική "άκαμπτη" απόκριση, ενώ τα περιοδικά μέρη συνδυάστηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο CQC, προκειμένου να προκύψει αντίστοιχα η συνολική "περιοδική" απόκριση. Η συνολική απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται τελικά συνδυάζοντας το "άκαμπτο" και το "περιοδικό" μέρος της απόκρισης σύμφωνα με τη μέθοδο SRSS.



Σχ. 6.6: Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την ελαστική μέθοδο Vukobratović και Fajfar εφαρμόζοντας τη μέθοδο Gupta σε όλους τους ορόφους

Παρατηρούμε πως η μέθοδος των Vukobratović και Fajfar σε συνδυασμό με τη μέθοδο Gupta δίνουν μία αρκετά καλή προσέγγιστη της μέγιστης επιτάχυνσης μόνο στον πρώτο όροφο της κατασκευής, ενώ για όλους τους υπόλοιπους η τιμή που προκύπτει είναι ακόμη και τέσσερις φορές μεγαλύτερη από αυτήν που υπολογίστηκε από τη δυναμική ανάλυση.

Έτσι, έγινε μία επιπλέον προσπάθεια, σύμφωνα με την οποία η απόκριση του κατώτερου όροφου υπολογίστηκε με βάση τη μέθοδο συνδυασμού Gupta, ενώ των ανώτερων ορόφων με βάση τη μέθοδο SRSS. Σε αυτήν την περίπτωση η προσέγγιση είναι αρκετά καλύτερη. Το σφάλμα κυμαίνεται από 14% για το δεύτερο όροφο μέχρι 34% για τον τελευταίο. Ωστόσο, οι μέγιστες επιταχύνσεις των ανώτερων ορόφων υπολογίζεται μικρότερες από τις αντίστοιχες τιμές που προέκυψαν από τη δυναμική

ανάλυση, γεγονός που ενδέχεται να διαφοροποιήσει την απόκριση ενός εξεταζόμενου άκαμπτου σώματος που βρίσκεται σε κάποια από αυτές τις στάθμες (Βλ. Κεφ. 7).



Normalised Peak Floor Accelerations

Σχ. 6.7: Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την ελαστική μέθοδο Vukobratović και Fajfar εφαρμόζοντας τη μέθοδο Gupta στον κατώτατο και τη μέθοδο SRSS στους ανώτερους ορόφους

6.4.3.2 Ανελαστική συμπεριφορά

Η προσεγγιστική μέθοδος των Vukobratović και Fajfar μπορεί να επεκταθεί με τη χρήση διαδικασιών της μεθόδου ανάλυσης "pushover", ώστε να συμπεριλαμβάνει και την περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής. Σε αυτήν την περίπτωση, στη θέση των ιδιομορφών των δεσπόζουσων ιδιοπεριόδων κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση x λαμβάνεται ο παραμορφωμένος φορέας που προκύπτει από τη μέθοδο "pushover". Οι δεσπόζουσες ιδιομορφές σε αυτήν τη διεύθυνση αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους T = 0.56s και T = 0.52s.

Προκειμένου να υπολογιστεί η στοχευμένη μετακίνηση της κατασκευής που απαιτείται για τη μέθοδο ανάλυσης "pushover", χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των συντελεστών. Έτσι η στοχευμένη μετακίνηση της οροφής δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \tag{6.14}$$

όπου:

- C₀ = $\Gamma \cdot \phi_{top}$ είναι συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση της κορυφής Δ με τη φασματική μετακίνηση
- C₁ είναι ο συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτήν του αντίστοιχου ελαστικού (πρέπει $C_1 \le 1.5$ για $T_e \le 1.0s$ και $C_1 \ge 1.0$). Εφόσον και για τις δύο ιδιοπεριόδους ισχύει $T \ge T_c = 0.50s$ λαμβάνεται $C_1 = 1.0$
- C2 είναι διορθωτικός συντελεστής λόγω μορφής των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή C2=1.0
- C₃ είναι διορθωτικός συντελεστής λόγω επιρροής P-Δ. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή C₃=1.0για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου

Έτσι, για την ιδιομορφή περιόδου T=0.56s η στοχευόμενη μετακίνηση ισούται με $\Delta = 0.026m$, ενώ για την ιδιομορφή περιόδου T=0.52s η στοχευόμενη μετακίνηση ισούται με $\Delta = 0.010m$. Οι παραμορφώσεις που χρησιμοποιούνται ως ιδιομορφές προκύπτουν από την δυναμική ανάλυση "pushover" στο προσομοίωμα της κατασκευής στο Seismostruct, θέτοντας τις παραπάνω στοχευμένες μετακινήσεις της οροφής. Στη συνέχεια, οι παραμορφώσεις αυτές κανονικοποιούνται ως προς τη μετακίνηση της οροφής, όπως φαίνεται παρακάτω.



Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με προηγουμένως, υπολογίζουμε τις επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή. Προκειμένου να προκύψει η τελική τιμή της μέγιστης επιταχύνσεως κάθε ορόφου, οι τιμές αυτές πρέπει να συνδυαστούν

καταλλήλως. Η μέθοδος συνδυασμού Gupta δοκιμάστηκε, ωστόσο τα αποτελέσματα που προέκυψαν απείχαν πολύ από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης και γι'αυτόν το λόγο δεν παρουσιάζονται. Ο συνδυασμός των ιδιομορφών έγινε εφαρμόζοντας τη μέθοδο συνδυασμού SRSS.



Σχ. 6.8: Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την ανελαστική μέθοδο Vukobratović και Fajfar εφαρμόζοντας τη μέθοδο SRSS

Παρατηρούμε πως η μέθοδος έδωσε αξιόλογα αποτελέσματα μόνο για την περίπτωση του πρώτου ορόφου, με σφάλμα μόνο 4%. Αντιθέτως, για όλους τους παραπάνω ορόφους η προσέγγιση είναι εσφαλμένη, καθώς το σφάλμα φτάνει ακόμη και το 155%. Γενικά, η προσεγγιστική μέθοδος για την ανελαστική απόκριση της κατασκευής απαιτεί περαιτέρω έρευνα κι εξέλιξη, ειδικά όσον αφορά στο χειρισμό των ανώτερων ιδιομορφών. Επίσης, οι εμπειρικοί συντελεστές μπορεί να βελτιωθούν ως αποτέλεσμα επιπλέον ενδελεχών παραμετρικών μελετών.

6.5 Global Earthquake Model

6.5.1 Γενικά

Στην Τεχνική Αναφορά 2014-10 του GEM (Techical Report 2014-10) συμπεριλαμβάνεται μία απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης, η οποία προβλέπει τις επιταχύνσεις στους ορόφους μίας κατασκευής, βάσει της δεσπόζουσας ιδιομορφής. Καθώς οι ανώτερες ιδιομορφές αγνοούνται, συχνά υπερεκτιμάται η επιτάχυνση απόκρισης της οροφής του κτιρίου, ενώ υποεκτιμάται η απόκριση στη βάση του.

Στην περίπτωση που δεν γνωρίζουμε την ιδιοπερίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής του κτιρίου κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση, η μέση δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος, T_{1m}, μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$T_{1m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} T_{1,i}$$
(6.15)

Όπου T_{1,i} είναι η εκτιμώμενη ιδιοπερίοδος του κτιρίου όπως προκύπτει από την ανάλυση, εθνικές οδηγίες ή από τους παρακάτω εμπειρικούς τύπους:

$$T_{1,i} = \begin{cases} 0.0905Z^{0.8}, & \pi \lambda \alpha i \sigma_{10} \rho_{0} \pi \eta_{10} \alpha \pi \delta_{10} \gamma \alpha \lambda \delta_{10} \beta \alpha_{10} (Chopra \kappa \alpha_{11} Goel 2000) \\ 0.0524Z^{0.9}, & \pi \lambda \alpha i \sigma_{10} \rho_{0} \pi \eta_{10} \alpha \pi \delta_{10} \gamma \alpha_{10} \beta \alpha_{10} \alpha_{10} \alpha_{10} \beta \alpha_{10} \beta \alpha_{10} \alpha_{10} \beta \alpha_{10} \beta$$

όπου:

Z είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου πάνω από το έδαφος (σε m)

Έστω S_{ha} η μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης σε κάθε όροφο h. Γνωρίζοντας τη φασματική επιτάχυνση S_a(T_{1m},5%) για τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο της κατασκευής, η S_{ha} δίνεται προσεγγιστικά από τον παρακάτω τύπο:

$$S_{ha}(h) = PGA + \varphi(h) (\Gamma \cdot S_a(T_{1m}, 5\%) - PGA) \leq S_{max}$$
(6.17)

όπου:

PGA είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, σε g

$$\approx S_a$$
(1 sec, 5%), για T_{1m} ≥ 0.5 sec
 $\approx 0.4S_a$ (0.3 sec, 5%), για T_{1m}<0.5 sec (6.18)

φ(h) είναι η απόκριση κάθε ορόφου κανονικοποιημένη ως προς την απόκριση της
 οροφής. Μπορεί να υπολογιστεί από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\varphi(\mathbf{h}) = \frac{z^2}{Z^5} \frac{\left(70Z^3 - 40Z^2z + 5Zz^2 + 2z^3\right)}{37}, \quad \gamma \text{ia κατασκευές με τοιχία}$$
(6.19)

$$\varphi(\mathbf{h}) = \frac{z}{Z^3} \frac{\left(12Z^2 - 3Zz - 2z^2\right)}{7}, \quad \gamma \text{ia πλαισιωτές κατασκευές}$$

$$\varphi(\mathbf{h}) = \frac{z}{Z}, \quad \gamma \text{ia διπλό σύστημα}$$

Γ είναι η επιτάχυνση της οροφής ως συντελεστής της ιδιομορφικής επιτάχυνσης ≈ 1.3

Smax είναι η μέγιστη αντοχή του κτιρίου σε πλήρη διαρροή (π.χ. από ανάλυση Pushover στην εξεταζόμενη διεύθυνση), κανονικοποιημένη προς το συνολικό βάρος της κατασκευής, W

z είναι το ύψος του ορόφου h πάνω από το έδαφος, σε m

Ζ είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου πάνω από το έδαφος, σε m

Παρατηρούμε πως σε αυτήν την προτεινόμενη προσεγγιστική μέθοδο δε γίνεται διάκριση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής. Γενικότερα, λαμβάνοντας υπόψιν στους τύπους μόνο τα υψόμετρα των ορόφων, αγνοούνται τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά της κατασκευής.

6.5.2 Εφαρμογή

Παίρνουμε ως περίοδο T_{1m} την περίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση, δηλαδή $T_{1m}=T_1=0.52$ s. Η φασματική επιτάχυνση της κατασκευής προκύπτει από το μέσο φάσμα της επιτάχυνσης, θεωρώντας απόσβεση ξ=5% και περίοδο την περίοδο της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Έτσι, παίρνουμε: $S_a(T_{1m},5\%)=0.436$ g. Επίσης, γνωρίζουμε πως η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ισούται με PGA=0.217^g κι συνεπώς αγνοούμε τους εμπειρικούς τύπους που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Για το βάρος της κατασκευής ισχύει: $W = m \cdot g = \left(\sum_{i=1}^{4} m_i\right)g = (568 \cdot 10^3) \cdot 10 = 5680 k N$

Από την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής που προέκυψε από Static Pushover Analysis στο ανελαστικό μοντέλο στο λογισμικό Seismostruct προκύπτει πως V_{y1}=5500 kN.

Επομένως:
$$S_{\text{max}} = \frac{5680}{5500} = 1.03$$

Με την εφαρμογή των τύπων που αναφέρονται σε πλαισιωτές κατασκευές, προκύπτουν οι μέγιστες επιταχύνσεις για κάθε όροφο:

$$S_{ha, 1} = 0.35^{g} \le S_{max} \qquad S_{ha, 3} = 0.54^{g} \le S_{max}$$
$$S_{ha, 4} = 0.57^{g} \le S_{max}$$



Σχ. 6.9: Κανονικοποιημένες μέγιστες επιταχύνσεις σύμφωνα με τη μέθοδο GEM

Παρόλο που αυτή η προσεγγιστική μέθοδος δεν κάνει διάκριση ανάμεσα στην ελαστική και την ανελαστική απόκριση του κτιρίου, τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι ικανοποιητικά. Στην περίπτωση της ελαστικής απόκρισης, το μέγιστο σφάλμα ισούται με 37%, ενώ στην περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης, το μέγιστο σφάλμα ισούται μόλις με 13.6% και μάλιστα για τον πρώτο όροφο το σφάλμα ισούται με μηδέν. Ωστόσο, παρατηρείται μειωμένη τιμή της επιτάχυνσης στον ανώτερο όροφο που ενδέχεται να επηρεάζει την απόκριση των σωμάτων που βρίσκονται σε αυτόν.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Vukobratović V., Fajfar P. A method for the direct estimation of floor acceleration spectra for elastic and inelastic MDOF structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10.1002/2779; 2016.
- Medina R., Sankaranarayanan R., Kingston K. Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures. *Engineering Structures* 28; 2006.
- US Department of Homeland Security. FEMA P-58-1. Seismic performance assessment of buildings. Volume 1; 2012.
- Porter K., Farokhnia K., Vamvatsikos D., Cho I. Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements. Technical Report 2014-10. Global Earthquake Model; 2015.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
- Adam C., Furtmuller T., Moschen L., Papadrakakis et al. Floor response spectra for moderately heavy nonstructural elements attached to ductile frame structures. *Computational Methods in Earthquake Engineering, Computational Methods in Applied Sciences*, 10.1007/978-94-007-6573-3_4; 2013.
- Taghavi S., Miranda E. Response spectrum method for estimation of peak floor acceleration demand. *In: 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China; 2008.
- Penelis G., Penelis Gr. Concrete buildings in seismic regions. CRC Press; 2014.
- Penelis G., Kappos A. Earthquake- resistant concrete structures. Taylor & Francis; 2010.
- US Nuclear Regulatory Commission. Office of nuclear regulatory research. Regulatory Guide 1.92. Combining modal responses and spatial components in seismic response analysis. Revision 2; 2006.
- Gupta A., Response spectrum method in seismic analysis and design of structures. Blackwell scientific publications; 1990.
- Ray-Chaudhuri S., Hutchinson T. Effect of nonlinearity of frame buildings on peak horizontal floor acceleration. *Journal of Earthquake Engineering*, 15:1, 124-142; 2011.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

7.1 Εισαγωγή

Η αστοχία ενός λικνιζόμενου σώματος εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως είναι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του, καθώς κι οι ιδιότητες της επιβαλλόμενης σεισμικής κίνησης. Επιπλέον, σημαντικό ρόλο διαδραματίζει η θέση του σώματος μέσα στην κατασκευή που υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση, όπως έχει αναλυθεί στα προηγούμενα κεφάλαια.

Προκειμένου να προσδιοριστεί η απόκριση του σώματος, κατασκευάζονται συχνά οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας, οι οποίες μας δίνουν σημαντικές πληροφορίες για την ευστάθεια του, εφόσον παρουσιάζουν την πιθανότητα ανατροπής του σώματος υπό φόρτιση δεδομένης έντασης. Η διαδικασία αυτή,όμως, είναι αρκετά χρονοβόρα και πολύπλοκη και γι'αυτό δεν προσφέρεται για απλές καθημερινές εφαρμογές στην πράξη.

Ως εκ τούτου, κρίνεται απαραίτητη η διαμόρφωση κάποιου/ων απλοποιημένου κριτηρίου αστοχίας, ώστε υπό δεδομένη σεισμική φόρτιση, να μπορεί να εξαχθεί άμεσα το συμπέρασμα, αν το λικνιζόμενο σώμα θα ανατραπεί ή όχι. Το υφιστάμενο κανονιστικό πλαίσιο δεν περιλαμβάνει κάποια άμεση μέθοδο προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης και της ευστάθειας του σώματος. Αντιθέτως, εδώ και πολλές δεκαετίες έχουν παρουσιαστεί στη διεθνή βιβλιογραφία ποικίλα κριτήρια αστοχίας του σώματος. Τα κριτήρια αυτά λαμβάνουν υπόψιν τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του λικνιζόμενου σώματος (ακτίνα R και ραδινότητα α), ενώ μέρος αυτών συμπεριλαμβάνουν και κάποια χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής κίνησης (π.χ. τη συχνότητα). Η πλειοψηφία των κριτηρίων προσφέρουν τους μαθηματικούς τύπους για τον υπολογισμό της κρίσιμης ταχύτητας ή επιτάχυνσης του σώματος, πάνω από την οποία συμβαίνει η ανατροπή του.

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τρία βασικά κριτήρια αστοχίας ενός λικνιζόμενου σώματος. Το πρώτο παρουσιάστηκε από τους Dimitrakopoulos and DeJong (2012) κι εν μέρει έχει ήδη παρουσιαστεί στο Κεφ. 1. Συγκεκριμένα, αναφέρεται σε λικνισμό σώματος που οφείλεται σε αρμονικό παλμό, του οποίου η γωνιακή συχνότητα επηρεάζει την απόκριση του σώματος. Το κριτήριο αυτό λαμβάνει υπόψιν και το πλάτος του παλμού. Στη συνέχεια, αναλύονται δύο κριτήρια αστοχίας που υπολογίζουν την κρίσιμη ταχύτητα του λικνιζόμενου σώματος. Το πρώτο προτάθηκε από τον Υ. Ishiyama το 1982, ενώ το δεύτερο είναι αρκετά νεότερο, καθώς παρουσιάστηκε από τον Ι. Takewaki μόλις το 2015. Τα κριτήρια αυτά είναι ιδιαίτερα απλά στην εφαρμογή τους και παρουσιάζουν αρκετές ομοιότητες. Όλα τα παραπάνω κριτήρια αναφέρονται σε μεμονωμένη σεισμική καταγραφή. Επομένως, για να προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας ενός σώματος, οφείλει ο μελετητής να εφαρμόσει το εκάστοτε κριτήριο για κάθε σεισμική κίνηση και στη συνέχεια να υπολογίσει τις καμπύλες τρωτότητας του σώματος με τη βοήθεια των πιθανοτήτων και του θεωρήματος ολικής πιθανότητας, όπως εξηγήθηκε αναλυτικά στο Κεφ. 3.

7.2 Κριτήριο Αστοχίας Dimitrakopoulos & DeJong

7.2.1 Γενικά

Έχει ήδη αναφερθεί αναλυτικά στο Κεφ. 1, πως η επιβολή κάποιου αρμονικού παλμού σε ένα σώμα συνεπάγεται τη δυνατότητα ανατραπής με δύο διαφορετικούς τρόπους:

- Παρουσιάζοντας μία ή περισσότερες προσκρούσεις με την επιφάνεια εδράσεως (1^{ος} τρόπος ανατροπής)
- Χωρίς να παρουσιάσει καμία πρόσκρουση με την επιφάνεια εδράσεως (2°ς τρόπος ανατροπής)

Έτσι, όταν ο λόγος της γωνιακής συχνότητας του παλμού προς το μέγεθος p του σώματος, ω_p/p, είναι αρκούντως μικρός, υπάρχει μία ασφαλής περιοχής λικνισμού ανάμεσα στους δύο τρόπους ανατροπής, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα Όσο ο λόγος ω_p/p αυξάνεται, ο 1^{ος} τρόπος ανατροπής εξαφανίζεται και το σώμα ανατρέπεται μόνο βάσει του 2^{ου} τρόπου, δηλαδή χωρίς να συμβεί καμία πρόσκρουση.

Στη συγκεκριμένη μέθοδο παρουσιάζεται μία γραφική παράσταση, βάσει της οποίας μπορεί να προσδιοριοστεί η ανατροπή ή η ευστάθεια ενός σώματος. Συγκεκριμένα, η κλειστή περιοχή που αναγράφεται ως "overturning with impact" αναφέρεται στον 1° τρόπο ανατροπής. Η περιοχή πάνω από την καμπύλη που αναφέρεται ως "overturning without impact" αναφέρεται στον 2° τρόπο ανατροπής, δηλαδή χωρίς καμία

πρόσκρουση με την επιφάνεια εδράσεως. Η περιοχή που απομένει ονομάζεται 'ασφαλής περιοχή', όπου το σώμα, αφού λικνιστεί, επανέρχεται στη θέση ισορροπίας του χωρίς ανατροπή.

Όπως παρατηρούμε από την παρακάτω γραφική παράσταση, όταν ο λόγος ω_p / p είναι αρκούντως μικρός, συμβαίνει ο 1^{ος} τρόπος ανατροπής. Για να πραγματοποιηθεί ο 2^{ος} τρόπος ανατροπής, απαιτείται αρκετά μεγαλύτερο πλάτος επιτάχυνσης. Ενδιαφέρον προκαλεί η ύπαρξη ενός πεπερασμένου εύρους τιμών επιταχύνσεων ανάμεσα στους δύο τρόπους ανατροπής, διότι η μετάβαση από τον έναν στον άλλον τρόπο ανατροπής δεν είναι άμεση. Γι' αυτές τις τιμές των επιταχύνσεων δεν είναι δυνατή η πρόκληση ανατροπής του σώματος.



Σχ. 7.1: Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής λικνιζόμενου σώματος με συντελεστή αποκατάστασης η=0.9 υποβαλλόμενου σε έναν ημιτονικό παλμό συχνότητας ω_p (Zhang and Makris, 2001)

7.2.2 Υπολογισμός γωνιακής συχνότητας ω_p σεισμικής καταγραφής

Στην περίπτωση που το σώμα δεν υποβάλλεται σε κάποιο αρμονικό παλμό, αλλά σε κάποια σεισμική καταγραφή, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της γωνιακής συχνότητάς της, ω_p. Συχνά η περίοδος T_p ενός σεισμού υπολογίζεται από την κορυφή της ψευδοφασματικής ταχύτητας ή από το φάσμα των μετακινήσεων, θεωρώντας απόσβεση 5%. Η πρακτική αυτή όμως δεν είναι ιδιαίτερα αξιόπιστη και ενδέχεται να προκαλέσει μεγάλες ανακρίβειες στην ανάλυσή μας. Τα σφάλματα αυτά οφείλονται

στο γεγονός πως οι εδαφικές κινήσεις επηρεάζονται συχνά από περισσότερους παλμούς διαφορετικών περιόδων. Επίσης, ειδικά στη δεύτερη περίπτωση, η κορυφή του φάσματος απόκρισης των μετακινήσεων μπορεί να επηρεαστεί από την παρουσία σφαλμάτων μεγάλης περιόδου στο αρχείο της σεισμικής καταγραφής ή ακόμη να αντιστοιχεί σε έναν παλμό ταχύτητας με μεγάλη επιφάνεια αλλά μικρό πλάτος, δηλαδή σε έναν παλμό που δεν είναι ο πρωτεύων.

Μία εναλλακτική πρόταση υπολογισμού της περιόδου T_p είναι να υπολογιστεί από την κορυφή του φάσματος S_d x S_v , δηλαδή από το γινόμενο των τιμών της φασματικής μετατόπισης και της φασματικής ταχύτητας για απόσβεση 5%. Τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε μέσω αυτής της μεθόδου είναι ιδιαίτερα ικανοποιητικά και αντιστοιχούν επιτυχώς με τα αποτελέσματα του Baker, τα οποία χρησιμοποιούνται ως κόμβοι αναφοράς.

Γίνεται φανερό πως παρόλο που η παραπάνω μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί με επιτυχία σε μία μεμονωμένη σεισμική καταγραφή, δεν υπάρχει σαφής τρόπος προσδιορισμού της περιόδου μίας μέσης σεισμικής καταγραφής που προκύπτει από το συνδυασμό περισσότερων σεισμών. Έτσι, για λόγους πληρότητας γίνεται εφαρμογή της μεθόδου για μία μεμονωμένη σεισμική καταγραφή εκ το σύνολο των είκοσι-οκτώ σεισμών που έχουν χρησιμοποιηθεί σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης μετατόπισης και ταχύτητας του σεισμού Loma Prieta, 1989, μεγέθους M=6.9.



Σχ. 7.2: (α) Φάσμα απόκρισης της μετατόπισης S_d του σεισμού Loma Prieta (β) Φάσμα απόκρισης της ταχύτητας S_v του σεισμού Loma Prieta

Η περίοδος του σεισμού μπορεί να υπολογιστεί με ευκολία από το παρακάτω διάγραμα, που είναι το γινόμενο των φασμάτων $S_d \ge S_v$. Η περίοδος αυτή προκύπτει ίση με T_p = 2.61 sec και συνεπώς ω_p = 2.41 rad/s.



Σχ. 7.3: Φάσμα απόκρισης $S_d \ge S_v$ του σεισμού Loma Prieta

Με αντίστοιχη διαδικασία μπορούμε να υπολογίσουμε τη γωνιακή συχνότητα των σεισμών 6 κι 11, του Πίν. 3.2, οι οποίες προκύπτουν αντίστοιχα $\omega_{p,6} = 1.45$ rad/s και $\omega_{p,11} = 7.39$ rad/s

7.2.3 Εφαρμογή

Τα σώματα για τα οποία έχει εξεταστεί η σεισμική απόκριση έχουν ακτίνα R = 0.5 m ή 2.5 m και λόγους πλευρών h=2b, h=5b και h=10b. Για να προσδιοριστεί πλήρως η γεωμετρία ενός ορθογωνικού σώματος, αρκεί ο υπολογισμός του μεγέθους p και της ραδινότητας α.

	α (rad)
h=2b	0.4637
h=5b	0.1974
h=10b	0.0997

Πίν. 7.1: Εξεταζόμενες τιμές ραδινότητας

Τα παραπάνω σώματα εξετάζονται ξεχωριστά για τις σεισμικές καταγραφές 1, 6 κι 11 του Πίν. 3.2. Οι τιμές των μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων και των μέγιστων εδαφικών ταχυτήττων αναγράφονται επίσης στον Πίν. 7.2.

Σεισμός	ω_p (rad/s)	PGA (m/s^2)	PGV (m/s)
1	2.41	1.59	0.66
6	1.45	1.74	1.20
11	7.39	3.58	0.48

Πίν. 7.2: Γωνιακή συχνότητα, μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και ταχύτητα των εξεταζόμενων σεισμικών καταγραφών

Για όλες τις περιπτώσεις υπολογίζουμε τα μεγέθη apo/ag και ωp/p και συγκρίνουμε τα αποτελέσματα με τις καμπύλες του παραπάνω σχήματος. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα.



Σχ. 7.4: Αποτελέσματα της μεθόδου για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, για διάφορους συνδυασμούς των μεγεθών R και α στο φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής

	Ακτίνα R=0.5m			Ακτίνα R=2.5m		
	a _{po} /αg	ω _p /p	Αποτέλεσμα	$a_{po}/\alpha g$	ω _p /p	Αποτέλεσμα
h=2b	0.34	0.63	Ασφαλής περιοχή	0.34	1.40	Ασφαλής περιοχή
h=5b	0.79	0.63	Ασφαλής περιοχή	0.79	1.40	Ασφαλής περιοχή
h=10b	1.57	0.63	Ανατροπή (2 ^{ος} τρόπος)	1.57	1.40	Ανατροπή (2 ^{ος} τρόπος)

Πίν. 7.3: Αποτελέσματα της μεθόδου για τη
ν 1^η σεισμική καταγραφή

	Ακτίνα R=0.5m			Ακτίνα R=2.5m			
	a _{po} /αg	ω _p /p	Αποτέλεσμα	$a_{po}/\alpha g$	ω _p /p	Αποτέλεσμα	
h=2b	0.38	0.38	Ασφαλής περιοχή	0.38	0.84	Ασφαλής περιοχή	
h=5b	0.88	0.38	Ανατροπή (1 ^{ος} τρόπος)	0.88	0.84	Ασφαλής περιοχή	
h=10b	1.75	0.38	Ανατροπή (2 ^{ος} τρόπος)	1.75	0.84	Ανατροπή (1 ^{ος} τρόπος)	

Πίν. 7.4: Αποτελέσματα της μεθόδουγια την 6η σεισμική καταγραφή

Πίν. 7.5: Αποτελέσματα της μεθόδου για την 11^η σεισμική καταγραφή

		Ακτί	να R=0.5m	Ακτίνα R=2.5m			
	a _{po} /αg	ω _p /p	Αποτέλεσμα	a _{po} /αg	ω _p /p	Αποτέλεσμα	
h=2b	0.77	1.93	Ασφαλής περιοχή	0.77	4.30	Ασφαλής περιοχή	
h=5b	1.81	1.93	Ανατροπή (1 ^{ος} τρόπος)	1.81	4.30	Ασφαλής περιοχή	
h=10b	3.59	1.93	Ανατροπή (2 ^{ος} τρόπος)	3.59	4.30	Ανατροπή (1 ^{ος} τρόπος)	

7.3 Κριτήριο Αστοχίας Ishiyama

7.3.1 Γενικά

Ο Yiji Ishiyama παρουσίασε το 1982 ένα διαφορετικό κριτήριο αστοχίας ενός σώματος που τίθεται σε λικνισμό, βασιζόμενος σε δοκιμές σε δονητική τράπεζα και αριθμητικά προσομοιώματα απόκιρησς σωμάτων υποβαλλόμενων σε αρμονικούς παλμούς ή σεισμικές καταγραφές. Αναλόγως με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του σώματος υπολογίζεται η κρίσιμη ταχύτητα στην οποία μπορεί να υποβληθεί, πάνω από την οποία ανατρέπεται. Αυτό σημαίνει πως η σεισμική απόκριση του σώματος εξαρτάται τόσο από το ύψος και τη λυγηρότητά του, όσο κι από τη μέγιστη επιτάχυνση και τη μέγιστη ταχύτητα της σεισμικής κίνησης, α₀ και υ₀ αντιστοίχως. Παρόλο που το κριτήριο αυτό προέκυψε υποθέτωντας στη θεωρητική προσέγγιση ημιτονικούς παλμούς, θεωρείται αρκετά επιτυχές και για την εκτίμηση της απόκρισης των σωμάτων υποβαλλόμενα σε σεισμικές κινήσεις.



Σχ. 7.5: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά λικνιζόμενου σώματος (Ishiyama, 1982)

Η ελάχιστη επιτάχυνση που είναι ικανή να θέσει το σώμα σε λικνισμό ισούται με:

$$\alpha = \frac{b}{h}g\tag{7.1}$$

όπου:

b είναι το ήμισυ του πλάτους B

h είναι το ήμισυ του ύψους Η

g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας

Η κανονικοποιημένη ταχύτητα μπου μπορεί να ανατρέψει το σώμα ισούται με:

$$\upsilon = \sqrt{\frac{2g}{R}(i^2 + R^2)\frac{1 - \cos a}{\cos^2 a}}$$
(7.2)

όπου:

R είναι η ακτίνα του σώματος

i είναι η ακτίνα περιστροφής

Στην περίπτωση ορθογωνικού σώματος, ισχύει $i^2 + r^2 = (4/3)r^2$. Επομένως, η εξίσωση (7.3) απλοποιείται στην παρακάτω σχέση:

$$\upsilon = \sqrt{\frac{8gR}{3} \frac{1 - \cos a}{\cos^2 a}} \tag{7.3}$$

Έχοντας ορίσει αυτά τα μεγέθη, είμαστε σε θέση να διαμορφώσουμε το κριτήριο αστοχίας. Το μέγεθος της κρίσιμης επιτάχυνσης α₀, που αποτελεί το ελάχιστο όριο της μέγιστης επιτάχυνσης στην οποία δεν ανατρέπεται το σώμα, ισούται προσεγγιστικά με την επιτάχυνση α, όπως αυτή ορίστηκε στη σχέση (7.1), δηλαδή:

$$\alpha_o = \alpha = \frac{b}{h}g \tag{7.4}$$

7 - 8

Το μέγεθος της κρίσιμης ταχύτητας υ₀, που αποτελεί το ελάχιστο όριο της μέγιστης ταχύτητας στην οποία δεν ανατρέπεται το σώμα, ισούται περίπου με 0.4 φορές την κανονικοποιημένη ταχύτητα υ, δηλαδή:

$$\upsilon_0 = 0.4 \sqrt{\frac{2g}{R} (i^2 + R^2) \frac{1 - \cos a}{\cos^2 a}}$$
(7.5)

ή στην περίπτωση ορθογωνικού σώματος:

$$\upsilon_0 = 0.4 \sqrt{\frac{8gR}{3} \frac{1 - \cos a}{\cos^2 a}}$$
(7.6)

Αν το σώμα είναι πολύ λυγηρό (δηλαδή η γωνία α είναι πολύ μικρή), παίρνουμε:

$$\upsilon_0 = 0.4 \sqrt{\frac{4gb}{3}a} \approx 10 \frac{B}{\sqrt{H}} \tag{7.7}$$

όπου οι διαστάσεις είναι σε cm και η ταχύτητα σε cm/s.

Κατ'αντιστοιχία, η κρίσιμη μετατόπιση d₀, του σώματος που αποτελεί το ελάχιστο όριο της μέγιστης μετατόπισης για την οποία δεν ανατρέπεται το σώμα, προκύπτει από τη σχέση:

$$d_0 = \frac{u_0^2}{a_0}$$
(7.8)

Στην περίπτωση ορθογωνικού σώματος με μεγάλη λυγηρότητα, παίρνουμε:

$$d_0 \approx \frac{\mathrm{B}}{10} \tag{7.9}$$

Παρακάτω, παρουσιάζεται γραφικά το κριτήριο ανατροπής του Ishiyama για ορθογωνικά σώματα. Στην περιοχή Α, το σώμα δε λικνίζεται και προφανώς δεν ανατρέπεται. Στην περιοχή Β έχουμε λικνισμό χωρίς ανατροπή, ενώ στην περιοχή C η ανατροπή είναι πιθανή. Η γραμμή της επιτάχυνσης είναι το όριο μεταξύ των περιοχών Α και Β κι αποτελεί το κατώτατο όριο της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης που απαιτείται για την εκκίνηση του λικνισμού. Καθώς ο λικνισμός ενός σώματος δε συνεπάγεται οπωσδήποτε την ανατροπή του, ο Ishiyama πρότεινε το κριτήριο για το ελάχιστο όριο της υ₀ που μπορεί να προκαλέσει ανατροπή.



Σχ. 7.6: Κριτήριο ανατροπής του Ishiyama για ορθογωνικά σώματα (Sextos, 2016)

Γενικά, το κριτήριο αυτό είναι ιδιαίτερα απλό στην εφαρμογή του και πρωτοποριακό για την εποχή του. Ωστόσο, όπως είδαμε και στη μέθοδο των Dimitrakopoulos & DeJong υπάρχουν δύο τρόπου ανατροπής ενός σώματος και η μετάβαση από τον έναν τρόπο στον άλλον δεν γίνεται απευθείας. Συνεπώς, υπάρχει μία περιοχή ανάμεσα στους δύο τρόπους όπου το σώμα είναι ασφαλές έναντι ανατροπής. Το κριτήριο του Ishiyama γράφτηκε προτού γίνει η παρατήρηση αυτή κι επομένως αγνοεί την ύπαρξη αυτής της ασφαλούς περιοχής. Επίσης, δε λαμβάνεται υπόψιν η επιρροή του μεγέθους στην κρίσιμη επιτάχυνση ανατροπής, παρά το γεγονός πως σώματα με μεγαλύτερο μέγεθος εμφανίζουν μεγαλύτερη ευστάθεια έναντι μικρότερων με ίδιο λόγο πλευρών. Αντιθέτως, το μέγεθος λαμβάνεται υπόψιν στον υπολογισμό της κρίσιμης παχύτητας και της κρίσιμης μετατόπισης, μέσω της ακτίνας R.

7.3.2 Εφαρμογή

Για τους διάφορους συνδυασμούς μεγέθους και ραδινότητας (δηλαδή των μεγεθών p και α) υπολογίστηκε η κρίσιμη ταχύτητα, δηλαδή η μέγιστη ταχύτητα που δε μπορεί να επιφέρει ανατροπή του λικνιζόμενου σώματος. Στη συνέχεια, τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τη μέγιστη εδαφική ταχύτητα των σεισμικών καταγραφών 1,6 κι 11 του Πίν.7.2. Προφανώς, όπου ισχύει u₀ ≤ PGV, το σώμα δεν ανατρέπεται (είτε διότι δεν επηρεάστηκε καθόλου, άρα δεν ξεκίνησε να λικνίζεται, είτε διότι λικνίστηκε κι επανήλθε στη θέση ισορροπίας του μετά από πεπερασμένο αριθμό επαναλήψεων). Αντιθέτως, όπου η PGV ξεπερνά την κρίσιμη ταχύτητα u₀, επέρχεται ανατροπή του σώματος.

Τα αποτελέσματα του κριτηρίου του Ishiyama συγκρίθηκαν με τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης κάθε σώματος. Συμπεραίνουμε πως παρά την απλότητά του, το κριτήριο του Ishiyama περιέγραψε ικανοποιητικά την απόκριση των σωμάτων. Όλα τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα.

Πίν. 7.6: Εφαρμογή του κριτηρίου Ishiyama για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν R=0.5m

		Ακτίνα R=0.5m						
	u ₀ (m/s)	1 ^{ος} σεισμός	6 ^{ος} σεισμός	11 ^{ος} σεισμός				
h=2b	0.53	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή				
h=5b	0.21	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή				
h=10b	0.10	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή				

Πίν. 7.7: Εφαρμογή του κριτηρίου Ishiyama για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν R=2.5m

		Ακτίνα R=0.5m						
	u ₀ (m/s)	1 ^{ος} σεισμός	6 ^{ος} σεισμός	11 ^{ος} σεισμός				
h=2b	1.18	Μη ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)	Μη ανατροπή				
h=5b	0.46	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)				
h=10b	0.10	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή				

7.4 Κριτήριο Αστοχίας Takewaki

7.4.1 Γενικά

Πρόσφατα παρουσίασε ο Takewaki ένα νέο απλοποιημένο κριτήριο αστοχίας ενός λικνιζόμενου σώματος, το οποίο έχει αρκετές ομοιότητες με το κριτήριο αστοχίας του Ishiyama. Πιο συγκεκριμένα, υπολογίζεται η κρίσιμη ταχύτητα, πέραν της οποίας επέρχεται η ανατροπή του σώματος. Το κριτήριο βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στις εργασίες του Housner περί λικνισμού των σωμάτων. Θεωρώντας πως η διέγερση αποτελείται από διπλό παλμό, αντί για σεισμό κοντινού πεδίου, υπολογίζεται ένα όριο κλειστής μορφής για το εύρος της διέγερσης που μπορεί να αντέξει ένα σώμα. κι οι εξισώσεις του προέρχονται από την αρχή διατήρησης της στροφορμής και την αρχή διατήρησης της μηχανικής ενέργειας, όπως φαίνεται στο Σχ. 7.6. Συγκεκριμένα, η αρχική γωνιακή ταχύτητα μετά τον πρώτο παλμό και η γωνιακή ταχύτητα μετά την πρώτη πρόσκρουση με το έδαφος υπολογίζονται από την αρχή διατήρησης της στροφορμής. Η μεταβολή της γωνιακής ταχύτητας μετά το δεύτερο παλμό προκύπτει επίσης από την αρχή διατήρησης της στροφορμής. Οι μέγιστες γωνίας περιστρογής του άκαμπτου σώματος τόσο σύμφωνα με τη φορά κίνησης των δεικτών του ρολογιού όσο κι αντίθετα, προκύπτουν από την αρχή διατήρησης της μηχανικής ενέργειες και αποτελούν σημαντικό στοιχείο για την έκφραση του κριτηρίου. Επίσης, λαμβάνεται υπόψιν ο ρόλος των φαινομένων κλίμακας στην ανατροπή του σώματος, μέσω της ακτίνας R.



Σχ. 7.7: Λικνισμός σώματος και οι ισχύοντες φυσικοί νόμοι (αρχή διατήρησης της στροφορμής, αρχή διατήρησης της μηχανικής ενέργειας και απώλειες ενέργειας) (Takewaki, 2016)

Θεωρούμε πως η ανατροπή του σώματος συμβαίνει ακριβώς τη χρονική στιγμή που ισχύει:

$$\theta_{2\max} = -a \tag{7.10}$$

όπου:

α είναι η ραδινότητα του σώματος

 θ_{2max} είναι η μέγιστη γωνία περιστροφής του σώματος, όταν βρίσκεται σε λικνισμό



Σχ. 7.8: Διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Περιστροφής (Μ-θ) του λικνιζόμενου σώματος και όριο ανατροπής (Takewaki, 2016)

Σε αυτήν την περίπτωση, το τραπέζιο που αντιστοιχούσε στην περιοχή A₂ του Σχ. 7.6 ανάγεται σε τρίγωνο. Αξιοποιώντας τις παραπάνω παρατηρήσεις, διαμορφώνεται το εξής κριτήριο αστοχίας, που υπολογίζει το μέγεθος της κρίσιμης ταχύτητας που είναι ικανή να επιφέρει ανατροπή του σώματος:

$$Vc = \frac{2R}{\left(\sqrt{1+\eta}\right)h} \sqrt{\frac{2(R-h)}{3}g}$$
(7.11)

όπου:

R	είναι η ακτίνα του σώματος, σε m
h	είναι το ήμισυ του ύψους Η του σώματος, σε m
g	είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας, σε m/s²
η	είναι ο συντελεστής αποκατάστασης

7.4.2 Εφαρμογή

Για τους διάφορους συνδυασμούς μεγέθους και ραδινότητας (δηλαδή των μεγεθών p και a) υπολογίστηκε η κρίσιμη ταχύτητα ανατροπής. Ο συντελεστής αποκατάστασης λήφθηκε η=0.85. Στη συνέχεια, η κρίσιμη ταχύτητα ανατροπής συγκρίθηκε με τη μέγιστη εδαφική ταχύτητα κάθε σεισμικής καταγραφής, ώστε να προβλεφθεί η απόκριση κάθε σώματος. Όλα τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα.

Πίν. 7.8: Εφαρμογή του κριτηρίου Takewaki για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν R=0.5m

	Ακτίνα R=0.5m							
	h(m)	u ₀ (m/s)	1 ^{ος} σεισμός	6 ^{ος} σεισμός	11 ^{ος} σεισμός			
h=2b	0.45	0.66	Ανατροπή (οριακά)	Ανατροπή	Μη ανατροπή			
h=5b	0.49	0.27	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)			
h=10b	0.498	0.13	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή			

	Ακτίνα R=2.5m						
	h(m)	u ₀ (m /s)	1 ^{ος} σεισμός	6 ^{ος} σεισμός	11 ^{ος} σεισμός		
h=2b	2.24	1.51	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή		
h=5b	2.45	0.61	Ανατροπή (οριακά)	Ανατροπή	Μη ανατροπή		
h=10b	2.49	0.27	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή		

Πίν. 7.9: Εφαρμογή του κριτηρίου Takewaki για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, όταν R=2.5m

Παρατηρούμε πως ο νόμος συμφωνεί με το συμπέρασμα πως αύξηση της λυγηρότητας ενός σώματος με δεδομένη ακτίνα (δηλαδή με δεδομένο μέγεθος) συνεπάγεται μείωση της ευστάθειάς του. Επιπλέον, το φαινόμενο κλίμακας λαμβάνεται υπόψιν και παρατηρούμε πως αύξηση της ακτίνας από R=0.5m σε R=2.5m επιφέρει διπλασιασμό της κρίσιμης ταχύτητας ανατροπής.

7.5 Σύγκριση των αποτελεσμάτων κι επαλήθευση

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα κάθε κριτηρίου αστοχίας που προέκυψαν από τις προηγούμενες επιλύσεις, καθώς και το αντίστοιχο αποτέλεσμα από την ανάλυση στο προγραμματιστικό περιβάλλον της MatLab. Κατ' αυτόν τον τρόπο είναι ευκολότερη η σύγκριση των αποτελέσματων των μεθόδων και κατ' επέκταση ο έλεγχος της ορθότητας κάθε κριτηρίου.

		1 ^η σεισμική καταγραφή				
		Dimitrakopoulos	Ishiyama	Takewaki	Δυναμική ανάλυση	
R=0.5m	h=2b	Μη ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)	Μη ανατροπή	
	h=5b	Μη ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=10b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	
R=2.5m	h=2b	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=5b	Μη ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)	Μη ανατροπή	
	h=10b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή	

Πίν. 7.10: Συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων των κριτηρίων για την 1^{η} σεισμική καταγοαφή

Πίν. 7.11: Συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων των κριτηρίων για την 6^η σεισμική καταγοαφή

		6 ^η σεισμική καταγραφή				
		Dimitrakopoulos	Ishiyama	Takewaki	Δυναμική ανάλυση	
R=0.5m	h=2b	Μη ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=5b	Μη ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=10b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	
R=2.5m	h=2b	Μη ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=5b	Μη ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=10b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	

		11 ^η σεισμική καταγραφή				
		Dimitrakopoulos	Ishiyama	Takewaki	Δυναμική ανάλυση	
R=0.5m	h=2b	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=5b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)	Μη ανατροπή	
	h=10b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	
R=2.5m	h=2b	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=5b	Μη ανατροπή	Ανατροπή (οριακά)	Μη ανατροπή	Μη ανατροπή	
	h=10b	Ανατροπή	Ανατροπή	Ανατροπή	Μη ανατροπή	

Πίν. 7.12: Συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων των κριτηρίων για την 11^η σεισμική καταγραφή

Παρατηρούμε πως η κρίσιμη ταχύτητα που προκύπτει από τα κριτήρια των Ishiyama και Takewaki έχει απόκλιση μέχρι και 20%. Ωστόσο, τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τις συγκεκριμένες σεισμικές καταγραφές είναι περίπου ίδια, πλην ελάχιστων εξαιρέσεων. Αντιθέτως, τα αποτελέσματα του κριτηρίου του Dimitrakopoulos διαφοροποιούνται σε σχέση με τα άλλα δύο σε αρκετές περιπτώσεις. Ωστόσο, συγκρίνοντας όλα τα αποτελέσματα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση σε κώδικα του προγραμματιστικού περιβάλλοντος MatLab, μπορούμε να πούμε πως το κριτήριο του Dimitrakopoulos προβλέπει καλύτερα την απόκριση ενός σώματος που υποβάλλεται σε σειμική διέγερση σε σχέση με τα άλλα δύο κριτήρια. Φυσικά, κανένα κριτήριο δεν προέβλεψε επακριβώς την απόκριση του σώματος. Γι'αυτό κατά την εφαρμογή των απλοποιημένων κριτηρίων αστοχίας είναι απαραίτητη η επαλήθευση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Housner G. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp 403-417, February; 1963.
- Dimitrakopoulos E., DeJong M. Revisiting the rocking block: closed-form solutions similarity laws. *In: Proceedings of Royal Society* 468, 2294-2318;2012.
- Ishiyama Y. Motions of rigid bodies and criteria for overturning by overturning by earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, 635-650; 1982.
- Mimoglou P., Psycharis I., Taflampas I. Explicit determination of the pulse inherent in the pulse-like ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43:2261-2281; 2014.
- Nabeshima K., Taniguchi R., Kojima K., Takewaki I. Closed-form overturning limit of rigid block under critical near-fault ground motions. *Frontiers in built environment*, 10.3389; 2016.

- Sextos A., Da Porto F., Modena C. Efficiency of alternative intensity measures for the seismic assessment of monolithic free-standing columns. *Bulleting of Earthquake Engineering*; 2016.
- Ψυχάρης Ι. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 1 & 2. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Δομοστατικής; 2015.