



ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ ΣΤΟΝ ΒΕΛΤΙΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Διπλωματική Εργασία

ΕΛΕΝΗ ΣΤΑΥΡΟΠΟΥΛΟΥ

Επιβλέπων Καθηγητής

Δρ. Νίκος Δ. Λαγαρός



Αθήνα, Μάρτιος 2012

Copyright © Ελένη Σταυροπούλου, 2012

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΟ ΣΗΜΕΙΩΜΑ

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, ολοκληρώνεται και ο πενταετής κύκλος σπουδών μου στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κι έτσι νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω εκείνους που με την υπομονή τους και την αγάπη τους με στήριξαν αυτά τα χρόνια για να μπορώ αυτή τη στιγμή να γράφω αυτές τις γραμμές.

Κατ' αρχήν θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας κ. Νίκο Λαγαρό που μου έδωσε τη δυνατότητα να ασχοληθώ με ένα τόσο σημαντικό θέμα και συγχρόνως μου προσέφερε τις επιστημονικές του συμβουλές και τη βοήθειά του όποτε αυτό χρειάστηκε.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω το συμφοιτητή μου Γεώργιο Κασωτάκη για την άψογη συνεργασία και την καθοριστική συμβολή του στην έρευνα και παρουσίαση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία ConSteel (www.consteel.hu), για την δωρεάν παροχή του λογισμικού της και την υποστήριξη καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας.

Επιπλέον, ευχαριστώ όλους τους καθηγητές στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ για την ανεκτίμητη επιστημονική γνώση που μου μετέδωσαν κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

Τέλος, δε θα μπορούσα να παραλείψω τις ευχαριστίες προς την οικογένεια μου, στον πατέρα μου Σταύρο και τη μητέρα μου Αγγελική που είναι πάντα δίπλα μου σε κάθε βήμα, τους φίλους μου, καθώς και όσους/ες με τον έναν ή τον άλλο τρόπο μου συμπαραστάθηκαν όλα αυτά τα χρόνια.

Η εργασία αυτή αφιερώνεται στα πέντε μέλη της οικογένειάς μου και στη γιαγιά μου Ελένη.

Περιεχόμενα

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	9
1.1 Γενικά.....	9
1.2 Κρίσιμος Προσανατολισμός της Σεισμικής Δράσης	11
1.3 Βιβλιογραφία – Βιβλιογραφικές Παραπομπές.....	13
ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	14
2.1 Εισαγωγή.....	14
2.2 Μαθηματικό Μοντέλο Βελτιστοποίησης.....	16
2.2.1 Μεταβλητές σχεδιασμού	18
2.2.2 Αντικειμενική συνάρτηση	19
2.2.3 Συναρτήσεις Περιορισμού.....	20
2.2.4 Τοπικά και καθολικά ελάχιστα.....	22
2.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ	23
2.3.1 Particle Swam Optimization Algorithm	23
2.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ	28
2.5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ- ΒΙΒΛΙΟΦΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ.....	30
PERFORMANCE BASED DESIGN ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	32
3.1 Performance Based Design (PBD) – Γενικά.....	32
3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	34
3.3 Επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας	39
3.4 Performance Based Design (PBD).....	40
3.4.1 Performance Based Design με μη γραμμική στατική ανάλυση (NSP)	40
3.4.2 Performance based design με μη γραμμική δυναμική ανάλυση (NDP).....	41
3.5 Incremental Dynamic Analysis (Μέθοδος IDA).....	41
3.5.1 MIDA-εφαρμογές.....	43
3.6 Βιβλιογραφία.....	44
ΕΠΙΡΡΟΗ ΓΩΝΙΑΣ ΣΕΙΣΜΟΥ	46
4.1 Γωνία σεισμού.....	46
4.1.1 Γενικά	46
4.1.2 Κρίσιμη γωνία θ_{cr}	47
4.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα	48

4.2 Μέθοδοι χωρικής επαλληλίας	48
4.2.1 Μέθοδος SRSS (Square Root of Sum of Squares)	49
4.2.2 Κανόνας του ποσοστού	49
4.2.3 Μέθοδος CQC (Complete Quadratic Combination)	50
4.2.4 Μέθοδος CQC3	50
ΠΡΟΣΠΙΠΤΟΥΣΑ ΓΩΝΙΑ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΤΗΣ MIDA ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	52
5.1 Γενικά.....	52
5.1.1 Κρίσιμη προσπίπτουσα γωνία σε σχέση με το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας.....	52
5.1.2 Αντιπροσωπευτικές καμπύλες MIDA σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης	58
5.2 MIDA με βάση την PBEE.....	59
5.2.1 Η MIDA διαδικασία	59
5.4 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	63
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ	64
6.1 Εισαγωγή.....	64
6.2 Περιγραφή μοντέλων	65
6.3 Διερεύνηση Επιρροής Γωνίας Σεισμού.....	67
6.5 Σχεδιασμός 2όροφου με βάση τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για γωνίες σεισμού από 0° έως 180°.....	80
6.5.1 Διαδικασία σχεδιασμού και ανάλυσης	80
6.5.2 Δομικά στοιχεία.....	80
6.5.3 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών	81
6.6 Βέλτιστος σχεδιασμός με βάση τη διερεύνηση της ενότητας 6.3, της 2όροφης, της 4όροφης και της 8όροφης κατασκευής.....	84
6.6.1 Αποτελέσματα βέλτιστου σχεδιασμού	85
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	87

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στο βέλτιστο σχεδιασμό σύμμικτων κατασκευών, στα πλαίσια του Performance Based Design.

Στο πρώτο κεφάλαιο, ορίζεται και αναλύεται η έννοια της γωνίας σεισμού. Αναφέρονται συνοπτικά οι μελέτες που έχουν πραγματοποιηθεί από διάφορους ερευνητές, ως προς την κρίσιμη τιμή της και την επιρροή αυτής στην απόκριση των κατασκευών, σε μια προσπάθεια απομάκρυνσης από τη λογική της ανεξαρτησίας των συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης, όπως την επιβάλλουν οι αντισεισμικοί κανονισμοί παγκοσμίως.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, παρουσιάζεται και αναλύεται το μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης, ενώ στη συνέχεια περιγράφεται η μέθοδος βελτιστοποίησης «Particle Swam Optimization». Τέλος αναφέρονται τα κριτήρια σύγκλισης της μεθόδου.

Στο τρίτο κεφάλαιο, αρχικά αναλύεται η μέθοδος Performance Based Design, η έννοια του επίπεδου απόδοσης της κατασκευής και του επιπέδου έντασης της σεισμικής διέγερσης. Έπειτα αναφέρονται δύο μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών, για την επίτευξη του Performance Based Design, η μέθοδος Pushover και η μέθοδος μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με ολοκλήρωση χρονοϊστορίας. Τέλος περιγράφονται οι μέθοδοι IDA και MIDA, που αποτελούν σημαντικά εργαλεία για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, στην κατεύθυνση του Performance Based Design.

Στο τέταρτο κεφάλαιο ορίζεται ξανά η γωνία σεισμού και παρουσιάζονται οι μέθοδοι χωρικής επαλληλίας που χρησιμοποιούνται διεθνώς, καθώς και η αντιμετώπιση του θέματος από τον ΕΑΚ. Αναφέρεται η μέθοδος SRSS, η μέθοδος του 30% ή 40% ποσοστού και η μέθοδος CQC3, που λαμβάνει υπόψη μια θεωρητική τιμή της κρίσιμης γωνίας σεισμού.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται πως μπορεί η MIDA διερεύνηση να εξεταστεί την επίδραση του επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας στην κρίσιμη προσπίπτουσα γωνία και η διαφοροποίηση των καμπυλών MIDA σε σχέση με τη προσπίπτουσα γωνία, μέσα στα πλαίσια της MIDA ανάλυσης.

Στο έκτο κεφάλαιο, αρχικά γίνεται η παρουσίαση των μοντέλων που χρησιμοποιήθηκαν για τους σκοπούς της εργασίας. Έπειτα, παρουσιάζεται η MIDA διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε για τα συγκεκριμένα μοντέλα, με σκοπό την ανάδειξη της συμπεριφοράς των κτιρίων για διαφορετικές γωνίες σεισμού, διαφορετικές σεισμικές καταγραφές και για διαφορετικά επίπεδα έντασης, στην

κατεύθυνση του Performance Based Design. Ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων του σχεδιασμού, σύμφωνα με τις διατάξεις των κείμενων κανονισμών. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του βέλτιστου σχεδιασμού (με βάση το κόστος και την απόκριση) ενός εκ των μοντέλων, για γωνίες σεισμού από 0 έως 150 μοίρες. Τέλος παρουσιάζεται η προσπάθεια βέλτιστου σχεδιασμού των μοντέλων με επιβολή των σεισμικών καταγραφών στις κρίσιμες γωνίες που προέκυψαν από την MIDA διερεύνηση και τα αποτελέσματα του σχεδιασμού αυτού.

Στο έβδομο κεφάλαιο αναφέρονται αναλυτικά τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη διερεύνηση και τον βέλτιστο σχεδιασμό των μοντέλων, για την επιρροή της γωνίας σεισμού.

1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

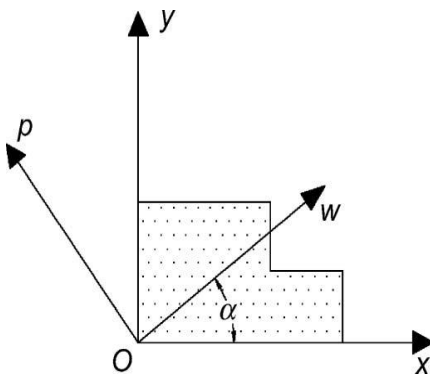
1.1 Γενικά

Τα καταστροφικά αποτελέσματα μεγάλων σεισμών σε όλο τον κόσμο, σε κτίρια και έργα υποδομής, υπαγόρευσαν την ανάγκη εκτέλεσης εκτεταμένων ερευνών για τη μελέτη της συμπεριφοράς των κατασκευών σε συνθήκες σεισμού, καθώς και την επανεξέταση όλου του πλέγματος των σχετικών κανονισμών και προδιαγραφών. Στην κατεύθυνση αυτών των αναγκών για επιπλέον έρευνα στην αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών κινείται η παρούσα διπλωματική εργασία, η οποία μελετά το μείζον θέμα της επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης της "σεισμικής επίθεσης" στην κατασκευή. Η έρευνα βασίστηκε στην προσομοίωση Penzien Wattabe (1975) που θεωρεί ότι κατά την ισχυρή σεισμική κίνηση μίας σεισμικής ακολουθίας, οι συνιστώσες της εδαφικής κίνησης είναι ασυσχέτιστες σε ένα συγκεκριμένο σύστημα αξόνων, ανεξάρτητα με το χρόνο. Η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει την επιρροή της γωνίας που δημιουργείται μεταξύ του παραπάνω συστήματος αξόνων και του συστήματος των κατασκευαστικών αξόνων του κτιρίου, σε μεταλλικές κατασκευές. Ο σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα παρουσιάζει πολλά πλεονεκτήματα καθώς παρέχει μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία ως προς το βάρος της κατασκευής (μείωση των ιδίων βαρών της κατασκευής), αλλά και καλή σεισμική συμπεριφορά (ολκιμότητα). Αυτός είναι και ο λόγος που στην μελέτη αυτή έγινε χρήση μοντέλων μεταλλικών κατασκευών.

Οι ανάγκες της σύγχρονης εποχής για οικονομικότερες και αποδοτικότερες κατασκευές, οδηγούν στην απομάκρυνση από τη μονοδιάστατη έννοια του «υπέρ της ασφαλείας». Έγινε λοιπόν απαίτηση, ο σχεδιασμός των κατασκευών με τον βέλτιστο δυνατό συνδυασμό ασφάλειας και οικονομίας. Στα πλαίσια αυτής της απαίτησης αναπτύχθηκε η θεωρία του αντισεισμικού σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας ή Performance Based Design (PBD) . Ο PBD είναι μια μέθοδος σχεδιασμού η οποία εξετάζει τον πραγματικό τρόπο με τον οποίο θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Η εφαρμογή του PBD απαιτεί ένα εργαλείο για την εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Ένα ισχυρό τέτοιο εργαλείο είναι η μέθοδος IDA (Incremental Dynamic Analysis), η οποία υλοποιεί τη διαδικασία του Performance Based Design με απλό και κατανοητό τρόπο. Στη διερεύνηση της επιρροής της γωνίας σεισμού στα μοντέλα μας, ακολουθήθηκε η διαδικασία της MIDA (Multicomponent Incremental Dynamic Analysis) ανάλυσης η οποία αποτελεί επέκταση της μεθόδου IDA, καθώς δίνει τη δυνατότητα μελέτης της συμπεριφοράς της κατασκευής για πολλές διαφορετικές παραμέτρους επιρροής. Τέλος, γίνεται σχεδιασμός των μοντέλων με χρήση αλγορίθμων βελτιστοποίησης με βάση τη διερεύνηση της επιρροής της γωνίας σεισμού, στα πλαίσια του Performance Based Design και της MIDA ανάλυσης που έχει προηγηθεί. Στα πρώτα κεφάλαια γίνεται εκτενής αναφορά του απαραίτητου θεωρητικού υπόβαθρου και στη συνέχεια ακολουθούν οι εφαρμογές και τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτές.

1.2 Κρίσιμος Προσανατολισμός της Σεισμικής Δράσης

Μια κατασκευή υπό την ταυτόχρονη δράση των δύο ορθογώνιων οριζόντιων επιταχύνσεων του εδάφους O_w και O_p φαίνεται στο Σχήμα 1. Το ορθογώνιο σύστημα $Oxyz$ καθορίζει τους άξονες αναφοράς της κατασκευής (κατασκευαστικοί άξονες). Η γωνία που καθορίζεται με την ωρολογιακή περιστροφή του άξονα της κατασκευής Ox εως ότου αυτός συμπέσει με την κίνηση του άξονα του εδάφους O_w , ονομάζεται γωνία πρόσπτωσης της κατασκευής.



Σχήμα 2.1 Προσδιορισμός προσπίπτουσας γωνίας α .

Σύμφωνα με τους Penzien και Watabe, οι ορθογώνιες κατευθύνσεις της κίνησης του εδάφους μπορούν να θεωρηθούν ασυσχέτιστες με τις κύριες κατευθύνσεις της κατασκευής. Το εύρημα αυτό αποτέλεσε βάση για πολλούς ερευνητές, προκειμένου να καθορίσουν τον προσανατολισμό κατά τον οποίο αποδίδεται η μέγιστη απόκριση, με εφαρμογή της φασματικής δυναμικής ανάλυσης. Στο έργο του Wilson et al. προτάθηκε μια εναλλακτική εγκεκριμένη μέθοδος κώδικα που καταλήγει σε κατασκευαστικό σχεδιασμό με ίση αντοχή σε σεισμικές δράσεις από όλες τις κατευθύνσεις. Οι Lopez και Torres πρότειναν μια απλή μέθοδο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να καθορίσει την κρίσιμη γωνία και την αντίστοιχη μέγιστη απόκριση μιας κατασκευής υπό την εφαρμογή οποιωνδήποτε αυθαίρετων κατευθύνσεων των δύο οριζόντιων συνιστωσών της εδαφικής κίνησης, καθώς και της κατακόρυφης. Η μέθοδος CQC3 για το συνδυασμό της επιρροής τριών ορθογώνιων συνιστωσών της κίνησης του εδάφους με τη μέγιστή τιμή ενός μεγέθους απόκρισης, παρουσιάζεται στο έργο των Menun και Der Kiureghian. Σε δύο έργα του Lopez et al. προτείνεται μια σαφής διατύπωση, για τον υπολογισμό της κρίσιμης τιμής απόκρισης της κατασκευής για τις δύο κύριες οριζόντιες συνιστώσες που ενεργούν υπο οποιαδήποτε προσπίπτουσα γωνία ως προς τους άξονες της κατασκευής και της κατακόρυφης συνιστώσας της εδαφικής κίνησης. Σε δύο έργα των Menun και Der Kiureghian, αναπτύσσεται μια διαδικασία με βάση το φάσμα απόκρισης που προβλέπει το φάκελο που οριοθετεί δύο ή περισσότερες αποκρίσεις σε μια γραμμική

δομή που αναπτύχθηκε (response spectrum based procedure). Στο έργο του Anastasiadis et al. προτείνεται μια διαδικασία σεισμικού σχεδιασμού για κατασκευές, κατά την οποία οι τρεις συνιστώσες της εδαφικής κίνησης σε ένα συγκεκριμένο σημείο του εδάφους, είναι στατιστικά μη συσχετιζόμενες σε ένα καλά καθορισμένο ορθογωνικό σύστημα.

Υπάρχουν λίγες μόνο μελέτες στη βιβλιογραφία όπου η κρίσιμη προσπίπτουσα γωνία εξετάζεται όταν έχει γίνει ανάλυση χρονοϊστορίας. Σε αυτές τις μελέτες διαπιστώθηκε ότι στην πιο γενική περίπτωση, όπου θεωρήθηκε μη γραμμική συμπεριφορά, δεν είναι εύκολο να καθοριστεί η κρίσιμη γωνία. Στο έργο των MacRae και Mattheis, αποδεικνύεται η δυνατότητα της μεθόδου 30% SRSS (30% της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων) καθώς και αυτών του αθροίσματος των απόλυτων τιμών, να αξιολογήσουν τις μετατοπίσεις ενός κτιρίου για αμφίδρομες δονήσεις, ενώ αποδεικνύεται ακόμα ότι η απόκριση εξαρτάται από τους άξονες αναφοράς που έχουν επιλεγεί. MacRae και Tagawa διαπίστωσαν ότι το επίπεδο του σχεδιασμού δόνησης που προκαλεί την υπέρβαση των μετατοπίσεων (drifts) διαρροής ορόφου της κατασκευής, παρασύρει στις δύο κατευθύνσεις ταυτόχρονα, και ότι σημαντική διαρροή του υποστυλώματος βρίσκεται πάνω από τη βάση. Διεγείροντας μια κατασκευή προς κατεύθυνση ορθογώνια στην κύρια κατεύθυνση της διέγερσης, οι μετατοπίσεις (drifts) στην κύρια κατεύθυνση διέγερσης αυξάνονται, γεγονός που δείχνει ότι 2D αναλύσεις δεν μπορούν να εκτιμήσουν 3D απόκριση σωστά. Οι Ghersi και Rossi εξέτασαν την επίδραση των αμφίδρομων σεισμικών διεγέρσεων στην ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής απλού ακανόνιστου σχήματος με έναν άξονα συμμετρίας, όπου διαπιστώθηκε ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η υιοθέτηση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 για το συνδυασμό της επίδρασης των δύο σεισμικών συνιστωσών, επιτρέπει τον περιορισμό των ορθογώνιων συνιστωσών στην απαίτηση πλαστιμότητας. Στην εργασία της Athanatoroulou αναπτύχθηκαν αναλυτικοί τύποι για τον καθορισμό της γωνίας πρόσπτωσης και την αντίστοιχη μέγιστη τιμή ενός μεγέθους απόκρισης κατασκευών που υποβάλλονται σε τρεις συσχετιζόμενες σεισμικές συνιστώσες για γραμμική συμπεριφορά. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έχουν δείξει ότι για τις σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιούνται, η κρίσιμη τιμή της ποιότητας της απόκρισης μπορεί να είναι έως και 80% μεγαλύτερο από τη συνηθισμένη παραγόμενη όταν οι σεισμικές συνιστώσες εφαρμόζονται κατά τους κατασκευαστικούς άξονες. . Οι Rigato και Medina μελέτησαν μια σειρά από συμμετρικές και ασύμμετρες κατασκευές με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους που κυμαίνονταν από 0.2 έως 2.0 sec, όπου η επιρροή της γωνίας πρόσπτωσης της κίνησης του εδάφους εξετάστηκε σε αρκετά μεγέθη απόκρισης των κατασκευών.

1.3 Βιβλιογραφία – Βιβλιογραφικές Παραπομπές

1. Penzien J, Watabe M. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1975; **3**(4): 365-373.
2. Wilson EL, Suharwardy A, Habibullah A. A clarification of the Orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis, *Earthquake Spectra* 1995; **11**(4): 659-666.
3. Lopez OA, Torres R. The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1997; **26**:881-894.
4. Menun C, Der Kiureghian A. A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra* 1998; **14**(1):153–163.
5. Lopez OA, Chopra AK, Hernandez JJ. Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2000; **29**:1759–1778.
6. Lopez OA, Chopra AK, Hernandez JJ. Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2001; **30**:1379–98.
7. Menun C, Der Kiureghian A. Envelopes for seismic response vectors. I: theory. *Journal of Structural Engineering* 2000; **126**:467–73.
8. Menun C, Der Kiureghian A. Envelopes for seismic response vectors. II: application. *Journal of Structural Engineering* 2000; **126**:474–81.
9. Anastassiadis K, Avramidis I, Panetsos P. Concurrent design forces in structures under three-component orthotropic seismic excitation. *Earthquake Spectra* 2002; **18**:1–17.
10. MacRae GA, Mattheis J. Three-dimensional steel building response to near-fault motions. *Journal of Structural Engineering* 2000; **126**(1): 117-126.
11. MacRae GA, Tagawa H. Seismic behaviour of 3D steel moment frame with biaxial columns. *Journal of Structural Engineering* 2001; **127**(5): 490-497.
12. Ghersi A, Rossi PP. Influence of bi-directional ground motions on the inelastic response of one-storey in-plan irregular systems, *Engineering Structures* 2001, **23**(6): 579-591.
13. Athanatopoulou AM. Critical orientation of three correlated seismic components. *Engineering Structures* 2005; **27**(2): 301-312.
14. Rigato AB, Medina RA. Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions, *Engineering Structures* 2007, **29**(10): 2593-2601.

2

ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

2.1 Εισαγωγή

Στις μέρες μας ο όρος “βελτιστοποίηση κατασκευών” ερμηνεύεται με πολλούς διαφορετικούς τρόπους. Προς αποφυγή παρερμηνειών είναι χρήσιμο να προσδιορίσουμε επακριβώς τον όρο “κατασκευή” από τη σκοπιά της μηχανικής των κατασκευών. Ως “κατασκευή” ορίζεται εκείνη η διευθέτηση των μελών της ή των υλικών της έτσι ώστε να εξυπηρετεί στην ανάληψη μηχανικών φορτίων. Η λέξη κλειδί “εξυπηρετεί” πρέπει να χρησιμοποιείται με την έννοια της λειτουργικότητας. Ο σχεδιασμός των κατασκευών ακολουθεί μία επαναληπτική διαδικασία με στόχο την εύρεση του άριστου ή βέλτιστου σχεδιασμού.

Η επιστήμη του μηχανικού είχε και έχει ως κύριο σκοπό τον σχεδιασμό και την κατασκευή δομικών συστημάτων όπως είναι οι γέφυρες, τα αεροσκάφη, τα κτήρια κ.λπ. Σήμερα η πρόοδος της τεχνολογίας των υπολογιστών επέτρεψε την αύξηση των απαιτήσεων. Ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος που θα ικανοποιεί τις κατασκευαστικές απαιτήσεις ασφάλειας δεν αποτελεί πια μία αποδεκτή λύση. Είναι απαραίτητο το δομικό σύστημα να σχεδιαστεί με τον βέλτιστο δυνατό τρόπο. “Βέλτιστος” ονομάζεται ένας σχεδιασμός που ικανοποιεί τις λειτουργικές προδιαγραφές, ελαχιστοποιώντας ταυτόχρονα συγκεκριμένα κριτήρια όπως είναι το κόστος ή/και το βάρος της κατασκευής.

Στόχος του μηχανικού είναι να εξευρεθεί ένας συνδυασμός ανεξάρτητων μεταβλητών που λαμβάνουν πραγματικές ή ακέραιες τιμές και ονομάζονται *παράμετροι ή μεταβλητές σχεδιασμού* (design variables), έτσι ώστε να βελτιστοποιηθεί η *αντικειμενική συνάρτηση* (objective function) του προβλήματος. Τα προβλήματα βελτιστοποίησης, στην επιστημονική περιοχή της υπολογιστικής μηχανικής, συνήθως υπόκεινται σε *περιορισμούς*, όπως είναι το εύρος μέσα στο οποίο κινούνται οι παράμετροι σχεδιασμού το οποίο καθορίζει τον χώρο αναζήτησης, αλλά και άλλες *συναρτήσεις περιορισμού* (constraint functions), όπως λόγου χάρη είναι εκείνες των τάσεων και παραμορφώσεων, οι οποίες καθορίζουν τον χώρο των αποδεκτών λύσεων του προβλήματος.

Για τον υπολογισμό του βέλτιστου σχεδιασμού είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν δύο βήματα: η μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης στο *μοντέλο βελτιστοποίησης* και ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης. Το πρώτο βήμα περιλαμβάνει τον ορισμό των παραμέτρων σχεδιασμού, της σχέσης μεταξύ των παραμέτρων αυτών, τον καθορισμό της προς βελτιστοποίηση συνάρτησης καθώς επίσης και τον ορισμό των περιορισμών του προβλήματος. Η διαδικασία βελτιστοποίησης ολοκληρώνεται με την επιλογή ενός κατάλληλου αλγόριθμου βελτιστοποίησης και τον συνδυασμό του με το *δομοστατικό μοντέλο* και το *μοντέλο βελτιστοποίησης*. Μία βασική προϋπόθεση του βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών είναι η διατύπωση με μαθηματικούς όρους της συμπεριφοράς των κατασκευών (δομοστατικό μοντέλο). Στην περίπτωση των δομικών συστημάτων η συμπεριφορά παραπέμπει στην τυπική απόκριση στα στατικά και δυναμικά φορτία, όπως παραμορφώσεις, τάσεις, ιδιοτιμές, φορτία λυγισμού κλπ. Το δομοστατικό μοντέλο προσδιορίζει τις καταστατικές μεταβλητές που απαιτούνται για τη διατύπωση της αντικειμενικής συνάρτησης και των περιορισμών.

Ο σχεδιασμός πολύπλοκων δομικών συστημάτων απαιτεί πολλούς και χρονοβόρους υπολογισμούς. Η ταχύτατη πρόοδος της τεχνολογίας των υπολογιστών και παράλληλα η ανάπτυξη αποδοτικών αλγορίθμων, κατέστησαν εφικτό το βέλτιστο σχεδιασμό δομικών στοιχείων ή και πολύπλοκων κατασκευαστικών συστημάτων. Με την αξιοποίηση αυτών των μέσων παρέχεται η δυνατότητα στο μηχανικό να σχεδιάζει καλύτερα δομικά συστήματα με μειωμένο κόστος παραγωγής και σχεδιασμού σε εύλογο υπολογιστικό χρόνο.

Η ύπαρξη “έξυπνων - αποδοτικών” αλγορίθμων βελτιστοποίησης δεν συνεπάγεται την επιτυχή αντιμετώπιση όλων των προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού. Η εμπειρία - ευφυΐα του μηχανικού αποτελούν σημαντικές παραμέτρους για τη σωστή χρήση των αλγορίθμων αυτών. Ο σχεδιασμός αποτελεί μια επαναληπτική διαδικασία, όπου ως επανάληψη θεωρείται η διαδοχική δοκιμή μίας ή πολλών υποψήφιων βέλτιστων σχεδιασμών και η εκτίμηση κατά πόσο ο ένας υπερτερεί ή όχι των προηγούμενων, ικανοποιώντας παράλληλα τους περιορισμούς του προβλήματος. Η συμβατική διαδικασία που ακολουθούν οι μηχανικοί είναι εκείνη της “δοκιμής και διόρθωσης”.

Βέβαια, με την αύξηση της πολυπλοκότητας και του μεγέθους των προβλημάτων η χρήση τέτοιων εμπειρικών τεχνικών δεν οδηγεί στη βέλτιστη λύση. Έτσι κατέστη απαραίτητη η αυτοματοποίηση του σχεδιασμού αξιοποιώντας τις εξελίξεις στην τεχνολογία των υπολογιστών και την ανάπτυξη αποτελεσματικών αλγορίθμων βελτιστοποίησης. Σήμερα οι δοκιμές αυτές είναι δυνατό να πραγματοποιηθούν με αυτόματο τρόπο και με μεγαλύτερη ταχύτητα και ακρίβεια.

Οι πρώτοι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης που εφαρμόστηκαν σε δομικά προβλήματα ήταν δανεισμένοι από τους τομείς των οικονομικών, των μαθηματικών και της επιχειρησιακής έρευνας και βασίζονταν στον *μαθηματικό προγραμματισμό* (mathematical programming). Αυτές οι τεχνικές είναι ιδιαίτερα εύχρηστες και αποδοτικές και μπορούν να οδηγήσουν στη βέλτιστη επίλυση προβλημάτων με μεγάλο εύρος πρακτικών εφαρμογών. Εκτός των μαθηματικών μεθόδων βελτιστοποίησης υπάρχουν και οι τυχηματικές μέθοδοι όπως είναι η μέθοδος των *στρατηγικών εξέλιξης* (Evolution Strategies-ESs), των *γενετικών αλγορίθμων* (Genetic Algorithms-GAs), η μέθοδος της *προσομοίωσης απόπτησης* (simulated annealing), κ.α.. Η εφαρμογή των μεθόδων αυτών αποδεικνύεται ιδιαίτερα αποτελεσματική σε ένα ευρύτερο πεδίο προβλημάτων σε σχέση με το πεδίο εφαρμογής των μεθόδων μαθηματικού προγραμματισμού [1-4].

2.2 Μαθηματικό Μοντέλο Βελτιστοποίησης

Γενικά ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης κατασκευών ενδέχεται να είναι συνεχές ή διακριτό, ανάλογα με το είδος του πεδίου τιμών των παραμέτρων σχεδιασμού. Λόγοι τυποποίησης πολλές φορές επιβάλλουν το πεδίο τιμών να είναι διακριτό. Το μαθηματικό μοντέλο ενός συνεχούς προβλήματος βέλτιστου σχεδιασμού μπορεί να διατυπωθεί ως εξής:

$$\begin{aligned} F(\mathbf{s}) &\rightarrow \min \\ \mathbf{s} &= \{s_1, s_2, \dots, s_n\}^T \\ l_i &\leq s_i \leq u_i, i = 1, 2, \dots, n \\ g_j(\mathbf{s}) &\geq 0, j = 1, 2, \dots, m \\ h_j(\mathbf{s}) &= 0, j = m + 1, m + 2, \dots, t \end{aligned} \quad (2.1)$$

όπου \mathbf{s} είναι το διάνυσμα των μεταβλητών σχεδιασμού, l_i και u_i είναι το κάτω και άνω όριο της μεταβλητής σχεδιασμού s_i αντίστοιχα, $F(\mathbf{s})$ είναι η αντικειμενική συνάρτηση της οποίας αναζητούμε την ελάχιστη τιμή ενώ $g_j(\mathbf{s})$, $h_j(\mathbf{s})$ είναι οι συναρτήσεις περιορισμού ανισοτήτων και ισοτήτων, αντίστοιχα.

Πολλά από τα προβλήματα που εμφανίζονται στην επιστημονική περιοχή του βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών ενδέχεται να εμπεριέχουν διακριτές ή και μικτού τύπου μεταβλητές σχεδιασμού. Ένα τυπικό παράδειγμα προβλήματος βέλτιστου σχεδιασμού με μικτού τύπου μεταβλητές σχεδιασμού είναι ο βέλτιστος σχεδιασμός μορφή-διατομών μιας δικτυωτής κατασκευής. Σε ένα τέτοιο πρόβλημα οι συντεταγμένες των κόμβων του δικτύωματος, οι οποίες καθορίζουν τη βέλτιστη μορφή της κατασκευής μπορούν να λαμβάνουν συνεχείς τιμές, αντίθετα, λόγοι τυποποίησης επιβάλλουν οι τιμές των διατομών των ράβδων να προέρχονται από διακριτό πεδίο τιμών. Ένα τέτοιο πρόβλημα ονομάζεται *μικτό* πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού.

Σε αντιστοιχία με το πρόβλημα που διατυπώνεται από την εξ. (2.1), ένα διακριτό πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού γράφεται ως εξής:

$$\begin{aligned} F(\mathbf{s}) &\rightarrow \min \\ \mathbf{s} &= \{s_1, s_2, \dots, s_n\}^T \\ l_i &\leq s_i \leq u_i, i = 1, 2, \dots, n \\ s_i &\in \mathbf{R}^d, i = 1, 2, \dots, n \\ g_j(\mathbf{s}) &\geq 0, j = 1, 2, \dots, m \\ h_j(\mathbf{s}) &= 0, j = m + 1, m + 2, \dots, t \end{aligned} \tag{2.2}$$

όπου \mathbf{R}^d είναι το πεδίο τιμών των διακριτών μεταβλητών σχεδιασμού \mathbf{s} . Οι μεταβλητές σχεδιασμού s_i ($i=1, 2, \dots, n$) μπορούν να λάβουν τιμές μόνο από το σύνολο \mathbf{R}^d .

Για την αντιμετώπιση ενός μικτού προβλήματος βέλτιστου σχεδιασμού έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι. Συνήθως η διαχείριση των διακριτών μεταβλητών ενός μικτού ή ενός καθαρά διακριτού προβλήματος γίνεται σαν να αποτελούσαν συνεχείς μεταβλητές σχεδιασμού. Στο τέλος της διαδικασίας, όταν πια θα έχουν καθοριστεί οι βέλτιστες τιμές όλων των μεταβλητών σχεδιασμού, αντιστοιχίζονται στις συνεχείς μεταβλητές σχεδιασμού που προέκυψαν κατάλληλες τιμές από το διακριτό πεδίο ορισμού. Για την περίπτωση ενός διακριτού προβλήματος βέλτιστου σχεδιασμού στο οποίο το πεδίο ορισμού είναι δυνατό να ταξινομηθεί ως προς όλα τα χαρακτηριστικά των διατομών (εμβαδόν, κύρια ροπή αδράνειας, δευτερεύουσα ροπή αδράνειας, κ.λπ.) σε μια αυστηρώς μονότονη ακολουθία, τότε η τεχνική αυτή δίνει μια καλή προσέγγιση της βέλτιστης λύσης. Όμως σε πρακτικά προβλήματα αυτό δεν ισχύει. Στην περίπτωση π.χ. που οι διατομές ταξινομηθούν βάσει του εμβαδού τους σε μια αυστηρώς μονότονη ακολουθία, οι αντίστοιχες τιμές των ροπών αδράνειας δεν εμφανίζονται μονότονα ταξινομημένες και συνεπώς η τεχνική αυτή δεν είναι δυνατό να δώσει αποδεκτά αποτελέσματα. Στην εργασία των Bremicker et al. [6] παρουσιάζονται οι κυριότερες μέθοδοι αντιμετώπισης διακριτών ή μικτών

προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού. Οι περισσότερες από αυτές τις μεθόδους μετατρέπουν το μικτό πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού σε μια σειρά συνεχών προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού τα οποία λύνονται επαναληπτικώς [7,8].

2.2.1 Μεταβλητές σχεδιασμού

Οι παράμετροι εκείνες οι οποίες όταν λάβουν συγκεκριμένη τιμή καθορίζουν πλήρως ένα σχεδιασμό ονομάζονται *μεταβλητές σχεδιασμού* (design variables). Στην περίπτωση που ένας σχεδιασμός δηλαδή μια συγκεκριμένη τιμή των μεταβλητών σχεδιασμού δεν πληροί τους περιορισμούς του προβλήματος τότε ονομάζεται *ανέφικτος* (infeasible), σε αντίθετη περίπτωση ονομάζεται *εφικτός* (feasible). Ένας εφικτός σχεδιασμός δεν είναι απαραίτητα και ο βέλτιστος αλλά είναι πάντοτε πραγματοποιήσιμος.

Ένα πολύ σημαντικό πρώτο βήμα για την κατάλληλη προσομοίωση ενός προβλήματος είναι η σωστή επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού. Σε περιπτώσεις που η επιλογή είναι λανθασμένη τότε η προσομοίωση είναι δυνατό να είναι εσφαλμένη ή σε χειρότερη περίπτωση ο βέλτιστος σχεδιασμός στον οποίο καταλήγει ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης να είναι μη πραγματοποιήσιμος. Σε πολλές περιπτώσεις είναι επιθυμητό να επιλέγεται μεγαλύτερο πλήθος μεταβλητών σχεδιασμού από ότι είναι απαραίτητο για την σωστή προσομοίωση, παρά το γεγονός ότι με αυτό τον τρόπο αυξάνονται οι “βαθμοί ελευθερίας” σχεδιασμού του φορέα. Στη συνέχεια είναι δυνατό να αφαιρεθούν οι επιπλέον μεταβλητές σχεδιασμού λαμβάνοντας συγκεκριμένες τιμές για τα επόμενα βήματα βελτιστοποίησης. Ένα επίσης σημαντικό θέμα που πρέπει να προσεχθεί κατά την επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού είναι η μεταξύ τους ανεξαρτησία. Πολλές φορές ενδέχεται να επιλεγούν μεταβλητές σχεδιασμού να είναι εξαρτώμενες η μία από την άλλη. Σε αυτή την περίπτωση το μαθηματικό μοντέλο του προβλήματος γίνεται ιδιαίτερα πολύπλοκο.

Κατά τη μόρφωση του μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης θα πρέπει η προς βελτιστοποίηση συνάρτηση να είναι επαρκώς εξαρτώμενη από όλες τις παραμέτρους σχεδιασμού. Ας θεωρηθεί για παράδειγμα ότι η αντικειμενική συνάρτηση είναι το βάρος της κατασκευής, του οποίου αναζητείται η ελάχιστη τιμή και ας υποθεθεί ότι η τάξη μεγέθους του βάρους είναι 1,000Kg. Αν το βάρος κάποιου μέλους της κατασκευής είναι τάξης μεγέθους 10^{-3} Kg ή και μικρότερης και το μέλος αυτό αντιστοιχεί σε μία από τις μεταβλητές σχεδιασμού του προβλήματος, τότε στην περίπτωση που η τιμή της αλλάξει κατά 100% η επιρροή της στην τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης είναι μηδαμινή. Για την αποφυγή προβλημάτων ‘κακής κατάστασης’, όπως είναι αυτό που προαναφέρθηκε, κρίνεται σκόπιμη η διασύνδεση μεταξύ τους των μεταβλητών σχεδιασμού. Δηλαδή, ομαδοποίηση κάποιων μελών της κατασκευής, ώστε να αντιπροσωπεύονται από μία κοινή παράμετρο σχεδιασμού.

Πριν την τελική επιλογή του μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης συνιστάται η διενέργεια μιας ανάλυσης ευαισθησίας έτσι ώστε να ελεγχθεί το μέγεθος της ευαισθησίας της αντικειμενικής συνάρτησης σε σχέση με όλες τις παραμέτρους σχεδιασμού. Μέσω της ανάλυσης ευαισθησίας μπορούν να ανιχνευθούν οι παράμετροι σχεδιασμού που έχουν μηδαμινή επιρροή στην αντικειμενική συνάρτηση, ώστε στη συνέχεια να διασυνδεθούν με κάποιες άλλες παραμέτρους σχεδιασμού και να πάψουν να αποτελούν ξεχωριστές παραμέτρους σχεδιασμού.

2.2.2 Αντικειμενική συνάρτηση

Κάθε πρόβλημα βελτιστοποίησης περιγράφεται από ένα μεγάλο πλήθος εφικτών σχεδιασμών, εκ των οποίων κάποιοι είναι καλύτεροι κάποιων άλλων και κάποιος εξ αυτών αποτελεί τη βέλτιστη λύση του προβλήματος. Για να γίνει αυτού του είδους η διάκριση μεταξύ καλού και καλύτερου σχεδιασμού είναι αναγκαία η ύπαρξη ενός κριτηρίου για τη σύγκριση και την αξιολόγηση των σχεδιασμών. Το κριτήριο αυτό είναι μία συνάρτηση η οποία λαμβάνει κάποια δεδομένη τιμή για κάποιο συγκεκριμένο σχεδιασμό. Αυτή η συνάρτηση ονομάζεται αντικειμενική συνάρτηση η οποία εξαρτάται από τις μεταβλητές σχεδιασμού (βλ. εξ. (2.1) και (2.2)). Χωρίς καμία παραβίαση της γενικότητας οι εξισώσεις (2.1) και (2.2) αναφέρονται σε ένα πρόβλημα ελαχιστοποίησης. Ένα πρόβλημα μεγιστοποίησης της συνάρτησης $F(s)$ μπορεί να μετατραπεί σε ένα πρόβλημα ελαχιστοποίησης της συνάρτησης $-F(s)$. Μια συνάρτηση η οποία ελαχιστοποιείται συχνά καλείται και *συνάρτηση κόστους* (cost function).

Η κατάλληλη επιλογή της αντικειμενικής συνάρτησης αποτελεί ένα εξ ίσου με την επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού πολύ σημαντικό στάδιο για την όλη διαδικασία μόρφωσης του μαθηματικού μοντέλου σχεδιασμού. Μερικά παραδείγματα αντικειμενικών συναρτήσεων που έχουν αναφερθεί στη διεθνή βιβλιογραφία είναι: η ελαχιστοποίηση κόστους, η μεγιστοποίηση κέρδους, ο σχεδιασμός ελαχίστου βάρους, η ελαχιστοποίηση απωλειών ενέργειας. Σε ορισμένα προβλήματα βέλτιστου σχεδιασμού ζητούμενο είναι η ταυτόχρονη βελτιστοποίηση δύο ή περισσότερων αντικειμενικών συναρτήσεων, οι οποίες αντιπαλεύονται η μία την άλλη. Όπως λόγω χάρη στην περίπτωση ενός δομικού προβλήματος όπου ζητούμενο είναι η εύρεση του σχεδιασμού με το ελάχιστο βάρος και ταυτόχρονα η μετατόπιση ή η τάση σε ορισμένα σημεία της κατασκευής να είναι ελάχιστη, τα προβλήματα αυτού του τύπου ονομάζονται *προβλήματα βελτιστοποίησης με πολλαπλές αντικειμενικές συναρτήσεις* (multi-objective design ή Pareto optimum design).

2.2.3 Συναρτήσεις Περιορισμού

Ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος επιτυγχάνεται όταν οι παράμετροι σχεδιασμού λάβουν συγκεκριμένες τιμές. Σχεδιασμός, μπορεί να θεωρηθεί και ένα αυθαίρετα ορισμένο δομικό σύστημα, όπως λόγου χάρη μία κυκλική διατομή με αρνητική ακτίνα, ή μία διατομή δακτυλίου με αρνητικό πάχος τοιχώματος, καθώς επίσης και κάθε μη κατασκευάσιμο δομικό σύστημα.

Κάθε απαίτηση του μηχανικού εισάγεται στο μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης με τη μορφή ανισοτήτων και ισοτήτων, οι οποίες ονομάζονται περιορισμοί και βάσει αυτών πραγματοποιείται ο έλεγχος περί του εφικτού ή μη του τρέχοντος σχεδιασμού. Για να έχει νόημα η συμμετοχή του περιορισμού στο μαθηματικό μοντέλο θα πρέπει να είναι εξαρτώμενος τουλάχιστον από μία μεταβλητή σχεδιασμού του προβλήματος. Οι περιορισμοί που συνήθως επιβάλλονται σε προβλήματα κατασκευών είναι των τάσεων και μετατοπίσεων, των οποίων οι τιμές δεν επιτρέπεται να υπερβαίνουν κάποια καθορισμένα όρια.

Πολλές φορές ο μηχανικός επιβάλλει επιπλέον συναρτήσεις περιορισμών, λόγω αβεβαιοτήτων ή απειρίας, οι οποίες ενδέχεται να είναι άχρηστες, αφού είτε είναι εξαρτημένες από άλλες, είτε παραμένουν πάντα στην ασφαλή περιοχή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, τη χωρίς κανένα όφελος διόγκωση των υπολογισμών κυρίως για την περίπτωση των μεθόδων μαθηματικού προγραμματισμού, στις οποίες απαιτείται η ανάλυση ευαισθησίας.

Συχνά γίνεται αναφορά σε ενεργείς και ανενεργείς συναρτήσεις περιορισμού. Μία ανισοτική συνάρτηση περιορισμού $g_j(\mathbf{s}) \leq 0$ θεωρείται *ενεργής* (active) σε ένα σημείο \mathbf{s}^* στην περίπτωση που ικανοποιείται η ισότητα, δηλαδή $g_j(\mathbf{s}^*) = 0$. Αντίστοιχα η ανωτέρω συνάρτηση περιορισμού καλείται *ανενεργής* (inactive) για έναν σχεδιασμό \mathbf{s}^* στην περίπτωση που ικανοποιείται αυστηρώς η ανισότητα, δηλαδή $g_j(\mathbf{s}^*) < 0$. Η ανισοτική συνάρτηση περιορισμού θεωρείται ότι παραβιάζεται για τον σχεδιασμό \mathbf{s}^* στην περίπτωση που λαμβάνει θετική τιμή, δηλαδή $g_j(\mathbf{s}^*) > 0$. Αντίστοιχα, μία ισοτική συνάρτηση περιορισμού $h_j(\mathbf{s}) = 0$ θεωρείται ότι παραβιάζεται στο σημείο \mathbf{s}^* αν δεν ισχύει η ισότητα, δηλαδή $h_j(\mathbf{s}^*) \neq 0$. Συνεπώς, μία ισοτική συνάρτηση περιορισμού ενδέχεται να είναι ενεργής ή να παραβιάζεται. Από όσα αναφέρθηκαν σχετικά με ενεργείς ή όχι συναρτήσεις περιορισμού γίνεται σαφές ότι κάθε εφικτός σχεδιασμός ορίζεται από ενεργείς ή ανενεργείς ανισοτικές συναρτήσεις περιορισμού καθώς και από ενεργείς ισοτικές συναρτήσεις περιορισμού.

Σε κάθε βήμα της διαδικασίας βελτιστοποίησης είναι απίθανο να εμφανίζονται όλες οι συναρτήσεις περιορισμού ως ενεργείς. Βέβαια, ο μηχανικός δεν έχει τη δυνατότητα εκ των προτέρων να καθορίσει ποιες από τις συναρτήσεις περιορισμού πρόκειται να είναι ενεργείς και ποιες ανενεργείς σε κάθε βήμα. Για αυτό τον λόγο κατά την

επίλυση προβλημάτων βελτιστοποίησης είναι απαραίτητη η χρησιμοποίηση διαφόρων τεχνικών αποτελεσματικότερης αντιμετώπισης των συναρτήσεων περιορισμού, οι οποίες βελτιώνουν κατά πολύ την απόδοση των μεθόδων βελτιστοποίησης και μειώνουν σημαντικά τον χρόνο των υπολογισμών. Ειδικά όταν το πρόβλημα είναι σχετικά μεγάλο, δηλαδή με πολλές μεταβλητές σχεδιασμού και συναρτήσεις περιορισμού, κάθε δυνατότητα μείωσης των υπολογισμών των τιμών και των παραγώγων των συναρτήσεων περιορισμού έχει σημαντική επίπτωση στην απόδοση της μεθόδου βελτιστοποίησης. Έτσι, σε κάθε βήμα εντοπίζονται οι συναρτήσεις περιορισμού που είναι εντός της *ασφαλούς* (safe) περιοχής, δηλαδή ανενεργείς, και οι οποίες δεν επηρεάζουν στην παρούσα φάση τη διαδικασία εύρεσης ενός βελτιωμένου σχεδιασμού προκειμένου να συνεχιστεί η διαδικασία με τις ενεργείς συναρτήσεις περιορισμού.

Μία ενεργής συνάρτηση περιορισμού υποδηλώνει ότι η παρουσία της επηρεάζει σημαντικά τη βελτίωση του παρόντος σχεδιασμού. Εξ ορισμού οι ισοτικές συναρτήσεις περιορισμού πρέπει να πληρούνται σε κάθε βήμα κι έτσι συμπεριλαμβάνονται πάντα στο σύνολο των ενεργών συναρτήσεων περιορισμού [9,10]. Μία ενεργής ανισοτική συνάρτηση περιορισμού σημαίνει ότι στην παρούσα φάση πρέπει να πληρείται ως ισότητα, έστω και κατά προσέγγιση. Όταν μία συνάρτηση περιορισμού είναι ανενεργής, τότε αυτό σημαίνει ότι η παρουσία της δεν παίζει ρόλο τη δεδομένη στιγμή, αφού υπερκαλύπτεται από τις ενεργείς συναρτήσεις περιορισμού. Βέβαια, αυτό δεν σημαίνει ότι η συνάρτηση αυτή είναι περιττή αφού μπορεί σε ένα επόμενο βήμα να ενεργοποιηθεί. Συνήθως, οι μαθηματικοί αλγόριθμοι βελτιστοποίησης για την αύξηση της αποτελεσματικότητάς τους χρησιμοποιούν μόνο τις ενεργείς συναρτήσεις περιορισμού. Αλλά και εμπειρικές μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού, όπως είναι η μέθοδος της *πλήρους εντατικής κατάστασης* (fully-stressed design), βασίζονται στην εκμετάλλευση της ύπαρξης των ενεργών συναρτήσεων περιορισμού.

Για να εντοπιστούν οι ενεργείς συναρτήσεις περιορισμού θα πρέπει πρώτα να κανονικοποιηθούν οι τιμές τους στην τάξη μοναδιαίων μεγεθών [11] για να υπάρχει ένα ενιαίο σύστημα αναφοράς τιμών ανεξαρτήτως του είδους της κάθε συνάρτησης περιορισμού. Για παράδειγμα, ενδέχεται η τιμή μίας συνάρτησης περιορισμού μετατοπίσεων να είναι της τάξης του 0.1-2.0 cm, ενώ η τιμή μιας συνάρτησης περιορισμού τάσεων να είναι της τάξης του 25,000 kPa, οπότε γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι είναι απαραίτητη η ομοιογενοποίηση των μεγεθών.

Η κανονικοποίηση των τιμών των συναρτήσεων περιορισμού γίνεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$g_j^N(\mathbf{s}) = \frac{g_j^1 - g_j}{|g_j^1|} \leq 0 \quad (2.3)$$

για μία συνάρτηση περιορισμού της μορφής *κάτω ορίου* $g_j \geq g_j^l$, και

$$g_j^N(\mathbf{s}) = \frac{g_j - g_j^u}{|g_j^u|} \leq 0 \quad (2.4)$$

για μία συνάρτηση περιορισμού της μορφής *άνω ορίου* $g_j \leq g_j^u$. Έτσι, στην περίπτωση που μία συνάρτηση περιορισμού έχει κανονικοποιημένη τιμή +0.50, τότε παραβιάζει την επιτρεπόμενη τιμή κατά 50%, ενώ εάν έχει κανονικοποιημένη τιμή -0.50 τότε βρίσκεται κατά 50% κάτω από την επιτρεπόμενη τιμή. Συνήθως, μέσα στο σύνολο των ενεργών συναρτήσεων περιορισμού συμπεριλαμβάνονται όσες έχουν κανονικοποιημένη τιμή μεγαλύτερη από -0.1 έως -0.01 [9]. Επίσης, συνήθως επιτρέπεται και μία μικρή ανοχή όταν οι συναρτήσεις περιορισμού παραβιάζουν ελάχιστα την επιτρεπόμενη τιμή (0.001 έως -0.005), αφού έτσι κι αλλιώς η όλη διαδικασία προσομοίωσης, ανάλυσης, σχεδιασμού και κατασκευής εμπεριέχει πολλές προσεγγιστικές θεωρήσεις και αβεβαιότητες.

2.2.4 Τοπικά και καθολικά ελάχιστα

Ένα σύνηθες πρόβλημα όλων των μαθηματικών μεθόδων βελτιστοποίησης είναι ότι λόγω του ντετερμινιστικού τρόπου λειτουργίας τους ενδέχεται να οδηγηθούν στον εντοπισμό ενός *τοπικού ελάχιστου* (local minimum), σε αντίθεση με τις μεθόδους που στηρίζονται σε πιθανοτικές θεωρήσεις, οι οποίες λόγω του τυχαίου τρόπου έρευνας έχουν περισσότερες πιθανότητες να εντοπίσουν το *καθολικό ελάχιστο* (global minimum). Ο ορισμός του τοπικού και του καθολικού ελάχιστου από μαθηματική σκοπιά δίνεται ως εξής:

Τοπικό ελάχιστο. Ένα σημείο \mathbf{s}^* στον χώρο σχεδιασμού θεωρείται τοπικό ή σχετικό ελάχιστο όταν πληροί τις συναρτήσεις περιορισμού και ισχύει η σχέση $F(\mathbf{s}^*) \leq F(\mathbf{s})$ για κάθε σημείο εφικτού σχεδιασμού σε μικρή ακτίνα γύρω από το σημείο \mathbf{s}^* . Εάν ισχύει μόνο η ανισότητα, $F(\mathbf{s}^*) < F(\mathbf{s})$, τότε το σημείο \mathbf{s}^* καλείται *αυστηρό* (strict) ή *μοναδικό* (unique) ή *δυνατό* (strong) τοπικό ελάχιστο.

Καθολικό ελάχιστο. Ένα σημείο \mathbf{s}^* στον χώρο σχεδιασμού θεωρείται καθολικό ή απόλυτο ελάχιστο όταν πληροί τις συναρτήσεις περιορισμού και ισχύει η σχέση $F(\mathbf{s}^*) \leq F(\mathbf{s})$ για κάθε σημείο εφικτού σχεδιασμού. Εάν ισχύει μόνο η ανισότητα, $F(\mathbf{s}^*) < F(\mathbf{s})$, τότε το σημείο \mathbf{s}^* καλείται *αυστηρό* (strict) ή *μοναδικό* (unique) ή *δυνατό* (strong) καθολικό ελάχιστο.

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν συναρτήσεις περιορισμού, τότε ισχύουν οι ίδιοι ορισμοί, αλλά σε ολόκληρο τον χώρο σχεδιασμού και όχι μόνο στην περιοχή των εφικτών σχεδιασμών. Γενικά, είναι δύσκολο να προλεχθεί εκ των προτέρων η ύπαρξη τοπικών ή καθολικού ελαχίστου σε κάθε πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού. Πάντως, εάν η αντικειμενική συνάρτηση $F(s)$ είναι συνεχής και η περιοχή εφικτών σχεδιασμών δεν είναι κενή (nonempty), είναι κλειστή (closed) και καθορισμένη (bounded), τότε υπάρχει καθολικό ελάχιστο για την $F(s)$ [12]. Η περιοχή εφικτών σχεδιασμών δεν είναι κενή όταν δεν υπάρχουν αλληλοσυγκρουόμενες συναρτήσεις περιορισμού ή όταν δεν υπάρχουν υπεράριθμες συναρτήσεις περιορισμού. Εάν δεν μπορεί ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης να εντοπίσει κανένα εφικτό σημείο τότε σημαίνει ότι η περιοχή εφικτών σχεδιασμών είναι κενή οπότε πρέπει να επαναδιατυπωθεί το πρόβλημα αφαιρώντας ή κάνοντας ελαστικότερες κάποιες συναρτήσεις περιορισμού. Η περιοχή εφικτών σχεδιασμών είναι κλειστή και καθορισμένη όταν οι συναρτήσεις περιορισμού είναι συνεχείς και δεν υπάρχουν “αυστηρές” ανισότητες ($g < 0$). Πάντως και εάν ακόμα δεν ισχύουν αυτές οι συνθήκες αυτό δεν αποκλείει την ύπαρξη ελαχίστων, απλά δεν μπορεί να τεκμηριωθεί μαθηματικά, αλλά μπορεί να προκύψει κατά την διάρκεια της διαδικασίας βελτιστοποίησης όταν βρεθεί κάποιο ελάχιστο και ελεγχθεί εάν πληροί τις συνθήκες περιορισμού.

2.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

2.3.1 Particle Swam Optimization Algorithm

Πολλοί πιθανολογικά βασισμένοι αλγόριθμοι αναζήτησης έχουν εμπνευσθεί από φυσικά φαινόμενα, όπως μεταξύ άλλων, ο εξελικτικός προγραμματισμός (evolutionary programming), οι γενετικοί αλγόριθμοι (evolutionary algorithms) και οι εξελικτικές στρατηγικές (evolution strategies). Πρόσφατα, έχει αναπτυχθεί μια οικογένεια μεθόδων βελτιστοποίησης, η οποία βασίζεται στην προσομοίωση των κοινωνικών αλληλεπιδράσεων μεταξύ των μελών ενός συγκεκριμένου είδους τα οποία αναζητούν τροφή ή πόρους γενικότερα. Μία από αυτές τις μεθόδους είναι η Particle Swam Optimization (PSO) η οποία προτάθηκε από τους Kennedy και Eberhart (1995) και βασίζεται στη συμπεριφορά που αντανακλάται στα σμήνη πουλιών, μελισσών και στα κοπάδια ψαριών που προσαρμόζουν τις φυσικές τους κινήσεις για να αποφύγουν τα αρπακτικά και για να αναζητήσουν τροφή. Η μέθοδος αυτή, έχει κεντρίσει το ενδιαφέρον των ερευνητών που ασχολούνται με τη βελτιστοποίηση κατά τα τελευταία χρόνια.

Ένα σμήνος πουλιών ή εντόμων ή ένα κοπάδι ψαριών αναζητά τροφή και προστασία με πολύ χαρακτηριστικό τρόπο. Αν ένα μέλος ανακαλύψει μια επιθυμητή πορεία, τα υπόλοιπα μέλη του σμήνους ακολουθούν γρήγορα. Το κάθε μέλος αναζητά για το καλύτερο στην περιοχή του, μαθαίνει από τη δική του εμπειρία και από τις εμπειρίες των άλλων, κυρίως των καλύτερων του σμήνους. Η μέθοδος PSO μιμείται αυτή τη συμπεριφορά. Είναι μία μέθοδος βελτιστοποίησης βασισμένη σε πληθυσμό λύσεων (population based) που στηρίζεται στην προϋπόθεση ότι η ανταλλαγή πληροφοριών μεταξύ των ατόμων μπορεί να παρέχει ένα εξελικτικό πλεονέκτημα.

Η PSO έχει αποδειχτεί εξαιρετικά αξιόπιστη για την επίλυση πολλών προβλημάτων βελτιστοποίησης. Μπορεί να χειριστεί μη γραμμικούς, μη κυρτούς χώρους με ασυνέχειες. Σε σύγκριση με άλλες μη-ντετερμινιστικές μεθόδους βελτιστοποίησης θεωρείται αποτελεσματική όσον αφορά το πλήθος υπολογισμού αντικειμενικών συναρτήσεων, αλλά και λόγω του ότι συνήθως οδηγεί σε ίδιας ή καλύτερης ποιότητας αποτελέσματα. Η ευκολία εφαρμογής της την κάνει πιο ελκυστική, αφού δεν απαιτεί γνωστή μορφή πεδίου αναζήτησης ενώ ταυτόχρονα μπορεί να εφαρμοστεί απ' ευθείας σε παράλληλα υπολογιστικά περιβάλλοντα, μειώνοντας έτσι αισθητά το υπολογιστικό κόστος. Η μέθοδος PSO έχει εφαρμοστεί με επιτυχία σε πολλούς τομείς, όπως η βελτιστοποίηση μαθηματικών συναρτήσεων, η εκπαίδευση νευρωνικών δικτύων και ο έλεγχος ασαφών συστημάτων.

Σε μια διατύπωση της PSO συνυπάρχουν πολλαπλές υποψήφιες λύσεις, οι οποίες αλληλεπιδρούν. Κάθε μία από αυτές τις λύσεις ονομάζεται "σωματίδιο" (particle) και χαρακτηρίζεται από τη θέση και την ταχύτητά της στον πολυδιάστατο χώρο σχεδιασμού. Τα σωματίδια "πετούν" μέσα στο πεδίο αναζήτησης (search space) αναζητώντας τη βέλτιστη θέση. Όσο περνάει ο χρόνος κάθε σωματίδιο προσαρμόζει τη θέση του ανάλογα με την "εμπειρία" του αλλά και την εμπειρία άλλων (γειτονικών) σωματιδίων. Η εμπειρία των σωματιδίων δημιουργείται καταγράφοντας και αποθηκεύοντας τη βέλτιστη θέση από την οποία έχουν περάσει κατά τη διάρκεια της "πτήσης" τους. Καθώς το κάθε σωματίδιο καταγράφει τη βέλτιστη θέση από την οποία έχει περάσει, η PSO διαθέτει μία μνήμη. Ένα σύστημα PSO συνδυάζει τοπική μέθοδο αναζήτησης (μέσω της εμπειρίας κάθε σωματιδίου) και καθολική μέθοδο αναζήτησης (μέσω της εμπειρίας των γειτονικών σωματιδίων).

Μαθηματική διατύπωση της PSO

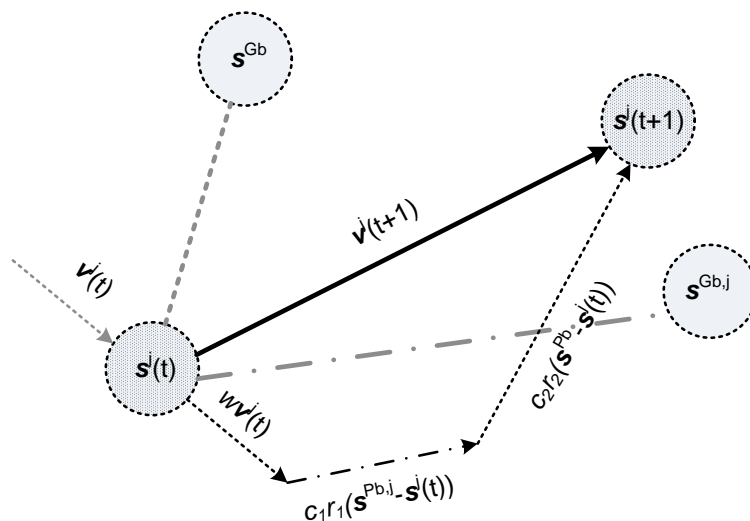
Κάθε σωματίδιο διατηρεί δύο βασικά χαρακτηριστικά, ταχύτητα και θέση, στο πολυδιάστατο πεδίο αναζήτησης τα οποία ανανεώνονται ως εξής:

$$\mathbf{v}^j(t+1) = w\mathbf{v}^j(t) + c_1 r_1 o(\mathbf{s}^{Pb,j} - \mathbf{s}^j(t)) + c_2 r_2 o(\mathbf{s}^{Gb} - \mathbf{s}^j(t)) \quad (2.5)$$

$$\mathbf{s}^j(t+1) = \mathbf{s}^j(t) + \mathbf{v}^j(t+1) \quad (2.6)$$

όπου με $\mathbf{v}^j(X)$ συμβολίζεται το διάνυσμα της ταχύτητας του σωματιδίου j σε χρόνο t , με $\mathbf{s}^j(X)$ συμβολίζεται η θέση του σωματιδίου j σε χρόνο t , το διάνυσμα $\mathbf{s}^{Pb,j}$ είναι η καλύτερη θέση στην οποία έχει βρεθεί το σωματίδιο j και το \mathbf{s}^{Gb} είναι η καλύτερη θέση ολόκληρου του σμήνους. Οι συντελεστές επιτάχυνσης c_1 και c_2 υποδεικνύουν το δείκτη εμπιστοσύνης της καλύτερης λύσης που έχει βρεθεί από το κάθε σωματίδιο ατομικά (c_1 – cognitive parameter) και από το σμήνος συνολικά (c_2 – social parameter) αντίστοιχα. Τα r_1 και r_2 είναι δύο τυχαία διανύσματα, ομοιόμορφα κατανομημένα στο διάστημα $[0,1]$. Το σύμβολο “ o ” συμβολίζει το γινόμενο Hadamart.

Το σχήμα 2.1 αναπαριστά την κίνηση ενός σωματιδίου σε ένα διδιάστατο χώρο σχεδιασμού, σύμφωνα με τις εξισώσεις (2.5) και (2.6). Σε κάθε στιγμή t , η θέση του σωματιδίου $\mathbf{s}^j(t)$ αναπαριστάται από τον διακεκομμένο κύκλο στο κάτω αριστερά μέρος του σχήματος, ενώ η νέα θέση $\mathbf{s}^j(t+1)$ τη χρονική στιγμή $t+1$ αναπαριστάται πάνω δεξιά με τον έντονο διακεκομμένο κύκλο. Είναι εμφανές το πώς η κίνηση του σωματιδίου εξαρτάται από: i) την ταχύτητα του \mathbf{v}^j , ii) την καλύτερη θέση στη οποία έχει βρεθεί το σωματίδιο $\mathbf{s}^{Pb,j}$, και iii) την καλύτερη θέση όλου του σμήνους.



Σχήμα 2.1 Οπτικοποίηση της κίνησης των σωματιδίων σε διδιάστατο χώρο σχεδιασμού

Ο όρος w της εξίσωσης 2.5 είναι το σταθμισμένο βάρος, ένας συντελεστής κλίμακας που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των ικανοτήτων εξερεύνησης του σμήνους. Μεγάλα αδρανειακά βάρη οδηγούν σε μεγαλύτερες ανανεώσεις της ταχύτητας (velocity updates), επιτρέποντας την καθολικότερη διερεύνηση του χώρου σχεδιασμού από τον αλγόριθμο. Αντίθετα, μικρότερες τιμές του αδρανειακού βάρους οδηγούν σε συγκεντρώσεις των ενημερώσεων της ταχύτητας σε κοντινές περιοχές του χώρου σχεδιασμού. Το αδρανειακό βάρος μπορεί επίσης, να ανανεώνεται κατά τη διάρκεια των επαναλήψεων. Ένας συνήθης κανόνας που χρησιμοποιείται για την ανανέωση των τιμών του αδρανειακού βάρους είναι η γραμμική μείωση που υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$w_{t+1} = w_{\max} - \frac{w_{\max} - w_{\min}}{t_{\max}} \times t \quad (2.7)$$

όπου t είναι ο αριθμός των επαναλήψεων και w_{\max} , w_{\min} είναι η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή αντίστοιχα του σταθμισμένου βάρους. Σε γενικές γραμμές η χρήση του γραμμικά μειούμενου σταθμισμένου βάρους έχει αποδειχθεί αποδοτικότερη από τη διατήρηση σταθερής τιμής.

Πίνακας 2.1 Βασικές παράμετροι της PSO

Symbol	Description	Details
NP	Number of particles	A typical range is 10 – 40. For most problems 10 particles is sufficient enough to get acceptable results. For some difficult or special problems the number can be increased to 50-100.
n	Dimension of particles	It is determined by the problem to be optimized.
w	Inertia weight	Usually is set to a value less than 1, i.e. 0.95. It can also be updated during iterations.
s^L, s^U	Vectors containing the lower and upper bounds of the n design variables, respectively	They are determined by the problem to be optimized. Different ranges for different dimensions of particles can be applied in general.
v^{\max}	Vector containing the maximum allowable velocity for each dimension during one iteration	Usually is set half the length of the allowable interval for the given dimension: $v_i^{\max} = (s_i^U - s_i^L)/2$. Different values for different dimensions of particles can be applied in general.
c_1, c_2	Cognitive and social parameters	Usually $c_1=c_2=2$. Other values can also be used, provided that $0 < c_1+c_2 < 4$.

Οι ταχύτητες των σωματιδίων σε κάθε διάσταση I ($i=1,2,\dots,n$) περιορίζονται από μία μέγιστη ταχύτητα v^{\max} . Το διάνυσμα v^{\max} της διάστασης n περιέχει τις μέγιστες απόλυτες ταχύτητες για κάθε διάσταση. Η χρήση διανύσματος είναι καταλληλότερη από τη χρήση βαθμωτού μεγέθους, αφού διαφορετικοί περιορισμοί ταχύτητας μπορούν να εφαρμοστούν για διαφορετικές διαστάσεις του σωματιδίου. Αν για ένα δοσμένο σωματίδιο j το άθροισμα των επιταχύνσεων προκαλεί την αύξηση της απόλυτης ταχύτητας για τη διάσταση i , έτσι ώστε να γίνει μεγαλύτερη από τη μέγιστη ταχύτητα $v^{\max,i}$, τότε η ταχύτητα αυτής της διάστασης περιορίζεται σε $\pm v^{\max,i}$. Το διάνυσμα v^{\max} χρησιμοποιείται για την προστασία της συνοχής του συστήματος. Η βασική μέθοδος PSO έχει μόνο λίγες παραμέτρους που απαιτούν ρύθμιση, οι βασικότερες από τις οποίες παρουσιάζονται στον πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.2 Παράμετροι σύγκλισης της PSO

Symbol	Description	Details
t_{\max}	Maximum number of iterations for the termination criterion.	Determined by the complexity of the problem to be optimized, in conjunction with other PSO parameters (n, NP).
k_f	Number of iterations for which the relative improvement of the objective function satisfies the convergence check.	If the relative improvement of the objective function over the last k_f iterations (including the current iteration) is less or equal to f_m , convergence has been achieved.
f_m	Minimum relative improvement of the value of the objective function.	

2.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ

Σε μία διαδικασία βέλτιστου σχεδιασμού είναι απαραίτητη η ύπαρξη κάποιων κανόνων βάσει των οποίων η διαδικασία θα τερματίζεται. Οι κανόνες αυτοί πρέπει να είναι τέτοιοι ώστε να συνδυάζουν δύο χαρακτηριστικά. Πρώτον, να επιτυγχάνουν τον τερματισμό της διαδικασίας αφού πρώτα έχει γίνει ο υπολογισμός του ζητουμένου, δηλαδή να έχουν εντοπιστεί οι τιμές των μεταβλητών σχεδιασμού για τις οποίες η αντικειμενική συνάρτηση παρουσιάζει τη βέλτιστη τιμή της. Δεύτερον, ο υπολογισμός να πραγματοποιείται μέσα σε εύλογο αριθμό επαναλήψεων.

Τα μήκη βήματος, αναπροσαρμοζόμενα βάσει του κανόνα επιτυχιών 1/5, από τη στιγμή που έχει προσεγγιστεί η θέση του καθολικού βέλτιστου οδηγούνται σε συνεχώς μικρότερες τιμές. Συνεπώς ένα συχνά χρησιμοποιούμενο κριτήριο σύγκλισης είναι το ακόλουθο: όταν το μήκος βήματος γίνει ‘μηδέν’ η διαδικασία να τερματίζεται. Μηδενική τιμή του μήκους βήματος συνεπάγεται και μηδενικές διορθώσεις στις τιμές των μεταβλητών σχεδιασμού οπότε παρατηρείται μηδενική βελτίωση και στην τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης. Για να γίνει πιο αποτελεσματικός ο κανόνας είναι προτιμότερο να τεθεί ως τελική τιμή των μηκών βήματος μία μικρή, κοντά στο μηδέν, πεπερασμένη τιμή. Ο κανόνας αυτός έχει ένα σοβαρό μειονέκτημα, τα μήκη βήματος λαμβάνουν συχνά μικρές τιμές όχι μόνο στην περίπτωση που έχει εντοπιστεί η περιοχή του καθολικού βέλτιστου αλλά και όταν έχει εντοπιστεί η περιοχή ενός οποιοδήποτε τοπικού βέλτιστου. Συνεπώς, η απαίτηση $\sigma > \epsilon$ ή $\|s^{(g)} - s^{(g-1)}\| > \epsilon$ για τον μη τερματισμό της διαδικασίας αναζήτησης δεν

εγγυάται σύγκλιση στο καθολικό βέλτιστο αλλά συχνά οδηγεί σε πρόωρη σύγκλιση σε τοπικό βέλτιστο.

Ένα δεύτερο κριτήριο σύγκλισης είναι ο έλεγχος της μεταβολής της αντικειμενικής συνάρτησης $\Delta F = F(\mathbf{s}^{(g-1)}) - F(\mathbf{s}^{(g)})$. Η διαδικασία συνεχίζεται όταν η απόλυτη τιμή της διαφοράς ΔF γίνει 'μηδέν' ή μικρότερη ενός ορίου. Όμως και πάλι, υπάρχει κίνδυνος το κριτήριο αυτό να ικανοποιείται και σε κάποιες θέσεις μακριά από το καθολικό βέλτιστο. Για την αποφυγή και πάλι του φαινομένου της πρόωρης σύγκλισης, βάσει του κανόνα επιτυχιών 1/5 του μήκους βήματος, αυξάνονται οι τιμές των σ^2 , και έτσι η διαφορά των τιμών των αντικειμενικών συναρτήσεων ΔF μεταξύ δύο επιτυχημένων δοκιμών αυξάνεται κατά μέσο όρο. Η διαδικασία τερματίζεται όταν

$$F(\mathbf{s}_E^{(g-\Delta g)}) - F(\mathbf{s}_E^{(g)}) \leq \varepsilon_c \quad (2.8)$$

ή

$$\frac{1}{\varepsilon_d} [F(\mathbf{s}_E^{(g-\Delta g)}) - F(\mathbf{s}_E^{(g)})] \leq F(\mathbf{s}_E^{(g)}) \quad (2.9)$$

όπου τα $\Delta g \geq 20n$ και $\varepsilon_c > 0$ ή $1 > \varepsilon_d > 0$, επιλέγονται ανάλογα με την ακρίβεια του υπολογιστή που απαιτείται για το συγκεκριμένο πρόβλημα.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκε σαν κριτήριο τερματισμού της επαναληπτικής διαδικασίας η ύπαρξη πέντε συνεχόμενων γενεών χωρίς βελτίωση της αντικειμενικής συνάρτησης.

2.5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ- ΒΙΒΛΙΟΦΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ

1. Lagaros, N.D., “Structural Optimization using evolutionary algorithms and neural networks”, NTUA, 2000.
2. Mitropoulou, C.C, *Advanced computational methods* for seismic design and assessment of reinforced concrete structures, NTUA, 2011
3. Papadrakakis, M., Lagaros, N.D., Thierauf, G., and Cai, J., “Advanced solution methods in structural optimization based on evolution strategies”, *Journal of Engineering Computations*, vol. 15(1), pp. 12-34, 1998.
4. Schoenauer, M., “Shape representation for evolutionary optimization and identification in structural mechanics”, in Winter, G., Periaux, J., Galan, M., and Cuesta, P. (eds.), *Genetic Algorithms in engineering and computer science*, John Wiley, pp. 443-464, 1995.
5. Hajela, P., “Genetic search - An approach to the nonconvex optimization”, *AIAA J.*, vol. 28, No. 7, pp. 1205-1210, 1990.
6. Michaliewicz, Z., ‘Genetic Algorithms + Data Structures = Evolution Programs’, Springer-Verlag, 1992.
7. Hager, K., and Balling, R., “New approach for discrete structural optimization”, *Journal of Structural Eng. ASCE*, vol. 114(5), pp. 1120-1134, 1988.
8. Bremicker, M., Papalambros, P.Y., and Loh, H.T., “Solution of Mixed-Discrete Structural Optimization Problems with a New Sequential Linearization Algorithm”, *Computers & Structures*, vol. 37, No. 4, pp. 451-461, 1990.
9. Cai, J., and Thierauf, G., “Discrete optimization of structures using an improved penalty function method”, *Engineering Optimization Journal*, vol. 21, pp. 293-306, 1993.
10. Fu, J., Fenton, R.G., and Cleghorn, W.L., “A mixed integer-discrete-continuous programming method and its applications to engineering design optimization”, *Engineering Optimization Journal*, vol. 17, pp. 263-280, 1991.
11. Arora, J.S., “Introduction to optimum design”, McGraw-Hill, New York, 1989.
12. Gill, P.E, Murray, W., and Wright, M.H., “Practical Optimization”, Academic Press, 1981.
13. Vanderplaats, G.N., “Numerical optimization techniques for engineering design”, McGraw-Hill, New York, 1984.
14. Arora, J.S., “Methods for optimization of large-scale systems”, in Papadrakakis, M. (ed.), *Solving Large-Scale Problems in Mechanics*, John Wiley, pp. 391-430, 1994.
15. Schittkowski, K., Zillober, C., and Zotemantel, R., “Numerical comparison of non-linear algorithms for structural optimization”, *Structural Optimization*, vol. 7, pp. 1-19, 1994.
16. Arora, J.S., “Computational Design Optimization: A review and future directions”, *Structural Safety*, vol. 7, pp. 131-148, 1990.

17. Thanedar, P.B., Arora, J.S., Tseng, C.H., Lim, O.K., and Park, G.J., “Performance of some SQP methods on structural optimization problems”, *Inter. Journal of Num. Meth. Engng*, vol. 23, pp. 2187-2203, 1986.
18. Gill, P.E., Murray, W., Saunders, M.A., and Wright, M.H., “User’s guide for NPSOL (Version 4.0): A Fortran Package for Nonlinear Programming”, Technical Report SOL 86-2, Dept. of Operations Research, Stanford University, 1986.
19. Fleury, C., “Dual methods for convex separable problems”, in Rozvany, G.I.N., (ed), NATO/DFG ASI Optimization of large structural systems, Berchtesgaden, Germany, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, pp. 509-530, 1993.
20. Papalabros, P.Y., and Wilde, W.J., “Principles of optimal design: Modelling and computation”, Cambridge Univ. Press, New York, 1988.
21. Papadrakakis, M., Tsompanakis, Y., Hinton, E. and Sienz, J., “Advanced Solution Methods in Topology Optimization and Shape Sensitivity Analysis”, *Journal of Engineering Computations*, vol. 3, No. 5, pp. 57-90, 1996.
22. Papadrakakis, M. and Tsompanakis, Y., “Domain decomposition methods for parallel solution of sensitivity analysis problems”, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, vol. 44, pp. 281-303, 1999.
23. Bletzinger, K.U., Kimmich, S., and Ramm, E., “Efficient modelling in shape optimal design”, *Computing Systems in Engineering*, vol. 2(5/6), pp. 483-495, 1991.
24. Cheng, G., and Olhoff, N., “New method of error analysis and detection in semi-analytical sensitivity analysis”, in Rozvany, G.I.N., (ed.), NATO/DFG ASI Optimization of large structural systems, Berchtesgaden, Germany, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, pp. 361-383, 1993.
25. Haftka, R.T., Gurdal, Z., and Kamat, M.P., “Elements of structural optimization”, Kluwer, 1990.
26. Kibsgaard, S., “Sensitivity analysis - The basis of optimization”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 34, pp. 901-932, 1992.
27. Olhoff, N., Rasmussen, J., and Lund, E., “Method of exact numerical differentiation for error estimation in finite element based semi-analytical shape sensitivity analyses”, Special Report No. 10, Institute of mechanical Engineering, Aalborg University, Aalborg, DK, 1992.
28. Hinton, E. and Sienz, J., “Aspects of adaptive finite element analysis and structural optimization ”, in Topping, B.H.V. and Papadrakakis, M. (eds.) *Advances in Structural Optimization*, CIVIL-COMP Press, Edinburgh, pp. 1-25, 1994.

3

PERFORMANCE BASED DESIGN ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1 Performance Based Design (PBD) – Γενικά

Σοβαρές ζημιές που προκλήθηκαν από πρόσφατους σεισμούς έκανε τη μηχανική κοινότητα να αναρωτηθεί για την αποτελεσματικότητα του τρέχοντα σεισμικού κώδικα σχεδιασμού. Δεδομένου ότι ο πρωταρχικός στόχος της σύγχρονης σεισμικής διαδικασίας σχεδιασμού είναι η προστασία της ανθρώπινης ζωής, είναι προφανές ότι η πρόσθετη ένταση από σεισμό θα πρέπει να εξεταστεί, προκειμένου να αξιολογηθεί η δομική απόδοση σε πολλά επίπεδα επικινδυνότητας. Κατά την προηγούμενη δεκαετία, εισήχθη η έννοια του σχεδιασμού με βάση τη σεισμική απόδοση (Performance Based Design) για το σχεδιασμό των δομών που υπόκεινται σε σεισμικές συνθήκες φόρτισης. Ο κύριος στόχος του PBD είναι να παρέχει ένα ολοκληρωμένο πλαίσιο για τη χωροθέτηση, το σχεδιασμό, την κατασκευή και τη συντήρηση κτιρίων, ώστε να έχουν προβλέψιμες επιδόσεις σε μια ποικιλία από επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας κατά τη διάρκεια του σεισμού στη διάρκεια ζωής τους.

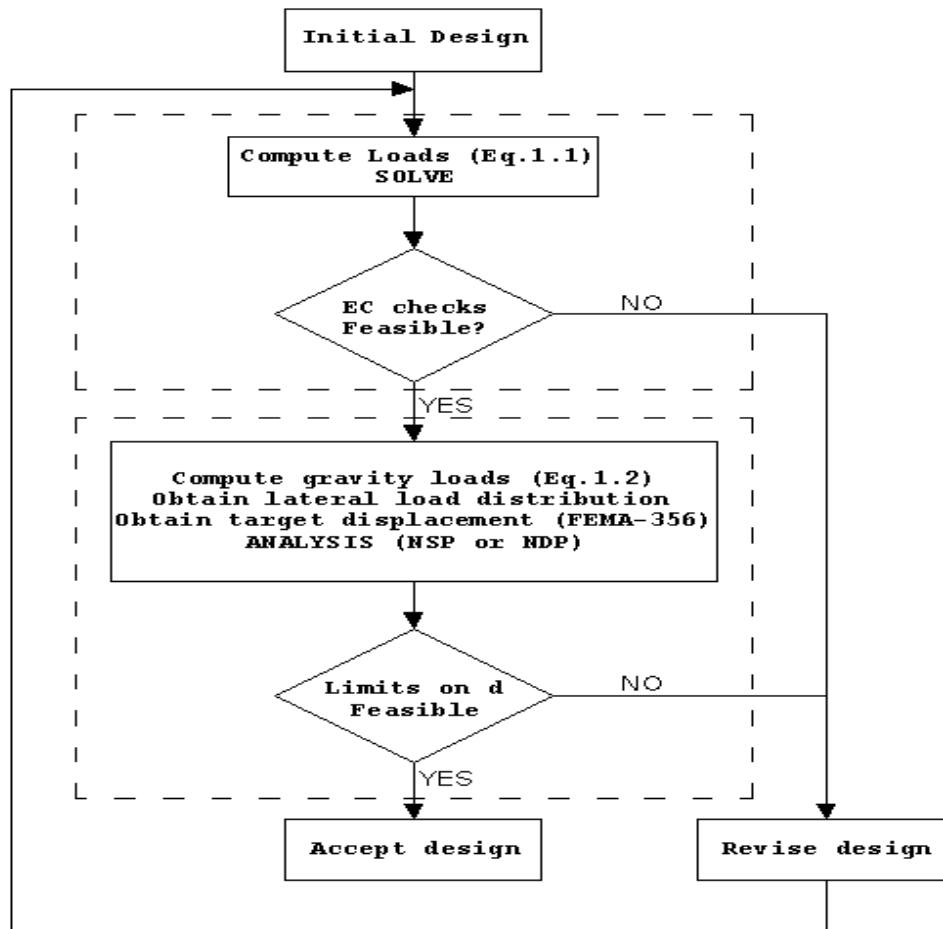
Η ανάλυση και ο αντισεισμικός σχεδιασμός με τη διαδικασία του PBD έχει τα ακόλουθα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά, σε σχέση με τους περιοριστικούς υφιστάμενους κανονισμούς :

(i) επιτρέπει στον ιδιοκτήτη, τον αρχιτέκτονα και τον μηχανικό να επιλέξει το κατάλληλο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας και την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής, (ii) η κατασκευή σχεδιάζεται για να ανταποκριθεί σε μια σειρά από συνδυασμούς επιπέδων σεισμικής επικινδυνότητας σε συνάρτηση με την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

Η διαδικασία του PBD βασίζεται στη μετατόπιση της κατασκευής, δηλαδή τα κριτήρια σχεδιασμού και οι ανισώσεις για τις απαιτήσεις ικανότητας εκφράζονται σε μετατοπίσεις και όχι σε δυνάμεις. Το βασικό κομμάτι στην διαδικασία του PBD είναι η διευκρίνιση των στόχων απόδοσης της κατασκευής, που θα χρησιμοποιηθούν. Η διαδικασία του PBD μπορεί να περιγραφεί με τα δύο παρακάτω βήματα:

1. Κατανομή του διαμήκη και του εγκάρσιου οπλισμού, ή των διατομών αν μελετάμε μεταλλική κατασκευή, όλων των μελών με βάση την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.
2. Χρήση κάποιας μεθόδου ανάλυσης (π.χ. μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover ή μη γραμμική δυναμική ανάλυση) για την εκτίμηση της ικανότητας της κατασκευής σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας που της επιβάλλονται. Έπειτα γίνεται η αναθεώρηση του οπλισμού ή της διατομής (για μεταλλική κατασκευή) των μελών, έτσι ώστε η κατασκευή να επαρκεί στις σεισμικές απαιτήσεις.

Το πρώτο βήμα είναι απαραίτητο για την διεκπεραίωση του δεύτερου βήματος καθώς η ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται και από τις διαστάσεις αλλά και από τον οπλισμό της κατασκευής. Οι απαιτήσεις που λαμβάνονται υπόψη στο δεύτερο βήμα έχουν να κάνουν με το μέγιστο drift κάθε ορόφου για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Αυτό είναι το κριτήριο με το οποίο μετράμε τις κατασκευαστικές ή μη ζημιές λόγω της κοντινής του σχέσης με τις απαιτήσεις πλαστικής περιστροφής για μεμονωμένες συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται τέσσερα διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας που αντιστοιχούν σε 50%, 10% και 2% και πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια. Το διάγραμμα ροής στο παρακάτω σχήμα δείχνει σχηματικά τη διαδικασία του PBD.



Διάγραμμα Ροής διαδικασίας Performance Based Design

3.2 Στάθμες επιτελεσματικότητας

Ο στόχος απόδοσης της κατασκευής καθορίζεται από τα συνδυασμό της στάθμης επιτελεσματικότητας σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Σύμφωνα με το FEMA 356 [3] χρησιμοποιούνται τρεις στόχοι απόδοσης. Το πρώτο βήμα της επιλογής στόχου απόδοσης είναι η επιλογή της στάθμης επιτελεσματικότητας.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας που λήφθηκαν υπόψη είναι οι εξής:

(i) Immediate Occupancy Structural Performance Level (Άμεση χρήση): Το γενικό επίπεδο ζημιών χαρακτηρίζεται ως ελαφρύ. Δεν υπάρχουν παραμένουσες παραμορφώσεις, ενώ η κατασκευή διατηρεί πλήρως την ακαμψία και τη φέρουσα ικανότητά της.

Για την επίτευξη του επιπέδου άμεσης χρήσης, οι κατασκευαστικές συνιστώσες της κατασκευής θα πρέπει να μην έχουν ξεπεράσει το Immediate Occupancy Structural Performance Level και οι μη κατασκευαστικές συνιστώσες το Operational Nonstructural Performance Level.

Το επίπεδο immediate occupancy structural performance είναι εκείνο του οποίου οι ζημιές μετά το σεισμό είναι τέτοιες ώστε η κατασκευή να είναι ασφαλής για χρήση, ενώ διατηρούνται η ικανότητα και η ακαμψία της στα επίπεδα προ σεισμού. Ακόμα, η στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση» σημαίνει κατάσταση ζημιών μετά τον σεισμό, η οποία χαρακτηρίζεται από πολύ περιορισμένες κατασκευαστικές ζημιές. Το βασικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων παραμένει σχεδόν στα επίπεδα ακαμψίας και ικανότητας προ-σεισμού. Η διακινδύνευση για απειλή ανθρώπινων τραυματισμών ως αποτέλεσμα κατασκευαστικών ζημιών είναι πολύ μικρή, και κάποιες πιθανές κατασκευαστικές ζημιές που μπορεί να έχουν προκύψει, δεν είναι απαραίτητο για την άμεση χρήση της κατασκευής, να αποκατασταθούν. Επίσης, το operational nonstructural performance level, είναι η μετά-σεισμού κατάσταση ζημιών στην οποία οι μη κατασκευαστικές συνιστώσες του σεισμού είναι ικανές να ανταπεξέλθουν στις προ-σεισμού λειτουργίες τους.

Σε αυτό το επίπεδο, τα μη κατασκευαστικά συστήματα που απαιτούνται για την κανονική λειτουργία της κατασκευής, όπως ο φωτισμός, οι σωληνώσεις, ο μηχανολογικός εξοπλισμός και τα υπολογιστικά συστήματα λειτουργούν, με κάποια από αυτά να χρειάζονται κάποια μικρή επιδιόρθωση. Αυτό το Nonstructural Performance Level απαιτεί εκτιμήσεις πέρα από εκείνες που είναι στην άμεση αρμοδιότητα του μηχανικού. Ακόμα, για να εξασφαλιστεί ότι οι μη κατασκευαστικές συνιστώσες είναι σωστά τοποθετημένες στην κατασκευή, είναι πολλές φορές απαραίτητη η χρήση κατάλληλων διατάξεων έκτακτης ανάγκης. Μπορεί επίσης να είναι απαραίτητος ο αυστηρός έλεγχος του βασικού ηλεκτρικού και μηχανολογικού εξοπλισμού για λειτουργία κατά τη διάρκεια δονήσεων. Οι χρήστες της κατασκευής, αν επιθυμούν να σχεδιάσουν την κατασκευή για το Nonstructural Performance Level θα πρέπει να ακολουθήσουν τις προδιαγραφές από άλλες πηγές (π.χ. από το εγχειρίδιο του κατασκευαστή) για την εξασφάλιση της απόδοσης του ηλεκτρολογικού και του μηχανολογικού εξοπλισμού. Άρα λοιπόν, οι κατασκευές οι οποίες συναντούν αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας, αναμένεται να υποστούν ελάχιστες έως καθόλου ζημιές στα κατασκευαστικά και μη μέρη τους. Η κατασκευή είναι ικανή για την κανονική χρήση της, αν και ενδεχομένως με έναν ελαφρώς εξασθετισμένο τρόπο, με

το ρεύμα, το νερό, και άλλες απαραίτητες ανάγκες να προβλέπονται από τις πηγές έκτακτης ανάγκης, και ενδεχομένως με μερικά δευτερεύοντα συστήματα που δεν λειτουργούν. Οι κατασκευές που φτάνουν σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας, τίθενται υπό μικρό ρίσκο για την ανθρώπινη ζωή.

Κάτω από αρκετά χαμηλά επίπεδα σεισμικών κινήσεων οι περισσότερες κατασκευές θα πρέπει να είναι ικανές να φτάσουν σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Στην πράξη, εντούτοις, δεν είναι οικονομικό να σχεδιαστεί μια κατασκευή σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας για οποιεσδήποτε σεισμικές δράσεις, εκτός αν πρόκειται για κατασκευές που εξυπηρετούν απαραίτητες υπηρεσίες.

(ii) Life Safety Structural Performance Level (Προστασία ζωής): το γενικό επίπεδο ζημιών χαρακτηρίζεται ως μέτριο. Παρατηρούνται μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις χωρίς να μεταβληθεί η ακαμψία και η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής σε όλους τους ορόφους. Τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού συνεχίζουν να λειτουργούν και δεν παρατηρούνται ιδιαίτερες βλάβες στις τοιχοπληρώσεις. Η διακινδύνευση ανθρώπινων τραυματισμών ως αποτέλεσμα κατασκευαστικών ζημιών αναμένεται χαμηλή. Είναι δυνατή η αποκατάσταση της κατασκευής, για οικονομικούς όμως λόγους μπορεί να μην είναι συμφέρουσα.

Για την επίτευξη του επιπέδου της «Προστασίας ζωής», οι κατασκευαστικές συνιστώσες θα πρέπει να φτάσουν στις προδιαγραφές του Life Safety Structural Performance Level και οι μη κατασκευαστικές συνιστώσες θα πρέπει να φτάσουν στις προδιαγραφές του Life Safety Nonstructural Performance Level. Το επίπεδο της απόδοσης της κατασκευής είναι αυτό, στο οποίο μετά το σεισμό οι ζημιές στα κατασκευαστικά μέρη της είναι εμφανείς, όμως περιορισμένες ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος μερικής ή ολικής αστοχίας της κατασκευής. Ακόμα, αυτό το επίπεδο απόδοσης της κατασκευής, σημαίνει ότι στη μετά-σεισμού κατάσταση, έχουν παρουσιαστεί αξιοσημείωτες ζημιές, σε σημείο όμως που δεν υπάρχει κίνδυνος μερικής ή ολικής κατάρρευσης της κατασκευής. Κάποια στοιχεία της κατασκευής μπορεί να έχουν πολλαπλές ζημιές, οι οποίες όμως δεν επέφεραν κινδύνους πτώσης κομματιών εντός ή εκτός της κατασκευής. Μπορεί να προκύψουν κάποιοι τραυματισμοί κατά τη διάρκεια του σεισμού, παρόλα αυτά, ο γενικός κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού σε σημείο απώλειας ζωής, ως αποτέλεσμα κατασκευαστικής αστοχίας αναμένεται χαμηλός. Θα είναι δυνατή η αποκατάσταση των ζημιών, όμως μπορεί να μην είναι πρακτικό για οικονομικούς λόγους. Ενώ η κατάσταση της κατασκευής δεν επιφέρει κίνδυνο κατάρρευσης, θα ήταν συνετό να εφαρμοστούν οι απαραίτητες επισκευές ή προσωρινές ενισχύσεις για την επαναλειτουργία της.

Το επίπεδο life safety nonstructural performance, είναι εκείνο κατά το οποίο η μετά-σεισμό κατάσταση των μη κατασκευαστικών συνιστωσών χαρακτηρίζεται από αρκετές ζημιές, οι οποίες όμως δεν απειλούν την ανθρώπινη ακεραιότητα. Ακόμα, το επίπεδο life safety nonstructural performance, στη μετά-σεισμό κατάσταση

ενδεχομένως να εντοπιστούν αξιοσημειώτες και οικονομικά σημαντικές ζημιές σε μη κατασκευαστικά μέρη, τα οποία όμως δεν αποκολλήθηκαν ή δεν έπεσαν από το σημείο στο οποίο ήταν τοποθετημένα, απειλώντας την ανθρώπινη ακεραιότητα εντός ή εκτός από την κατασκευή. Οι διάδρομοι εντός του κτιρίου δεν έχουν κλείσει εκτενώς, όμως μπορεί να εμποδίζονται από κάποια συντρίμια τα οποία θα έχουν προκληθεί από τη σεισμική δραστηριότητα. Ο μηχανολογικός εξοπλισμός θέρμανσης, οι σωληνώσεις, και ο εξοπλισμός πυροπροστασίας μπορεί να έχουν υποστεί ζημιές, με αποτέλεσμα τοπικές πλημμύρες και διακοπή της λειτουργίας τους. Ενώ μπορεί να προκύψουν τραυματισμοί κατά τη διάρκεια του σεισμού από την αστοχία μη κατασκευαστικών μερών της κατασκευής, γενικά ο κίνδυνος τραυματισμού που θα απειλήσει ανθρώπινη ζωή είναι περιορισμένος. Αποκατάσταση των μη κατασκευαστικών μερών μπορεί να χρειαστεί πολλή προσπάθεια. Άρα λοιπόν, οι κατασκευές οι οποίες φτάνουν στο επίπεδο αυτό, χαρακτηρίζονται από εκτεταμένες ζημιές σε κατασκευαστικά ή μη μέρη τους. Η αποκατάστασή τους είναι απαραίτητη για την επαναλειτουργία της κατασκευής, χωρίς να αποκλείεται όμως να είναι πρακτικώς ασύμφορη. Ο κίνδυνος τραυματισμού, λόγω αστοχιών, που θα απειλήσει ανθρώπινη ζωή είναι περιορισμένος.

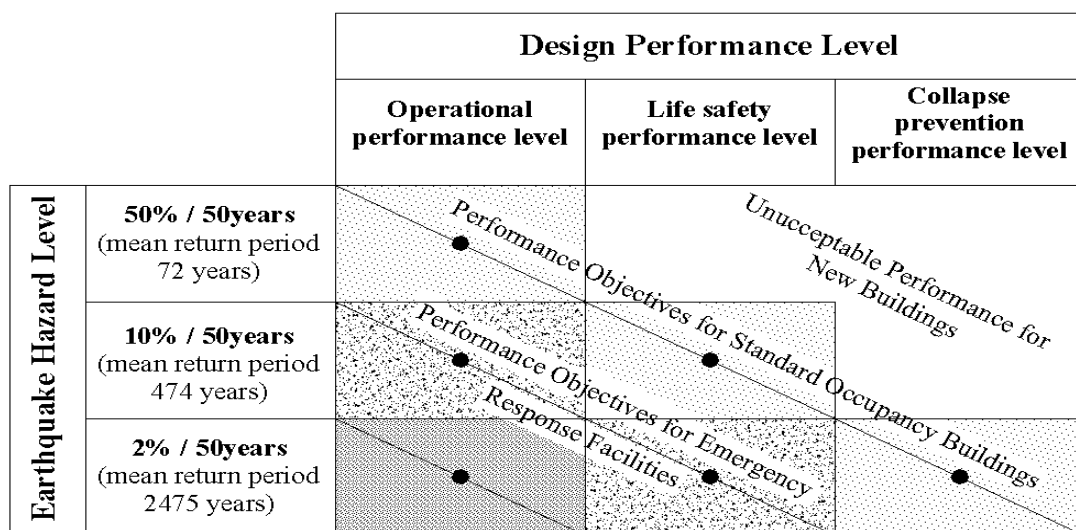
Αυτό το επίπεδο απόδοσης της κατασκευής συνεπάγεται περισσότερες ζημιές από τις αναμενόμενες για καινούριες κατασκευές οι οποίες έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί με αντισεισμική προστασία, όταν υποβληθούν στο σεισμό σχεδιασμού τους. Πολλοί ιδιοκτήτες μπορεί να επιθυμούν να φτάσουν σε αυτό το επίπεδο σεισμικής απόδοσης για πολύ έντονους σεισμούς.

(iii) Collapse Prevention Performance Level (Οιονεί κατάρρευσης): Το γενικό επίπεδο ζημιών χαρακτηρίζεται ως έντονο. Εμφανίζονται σημαντικές ζημιές στην κατασκευή, συμπεριλαμβανομένων σημαντική μείωση ακαμψίας και ικανότητας ανάλιψης πλευρικών φορτίων. Παρατηρούνται εκτεταμένες και μόνιμες παραμορφώσεις, αλλά και μείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Βέβαια, όλα τα απαραίτητα στοιχεία, για την ανάλιψη των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής, συνεχίζουν τη λειτουργία τους μετά το σεισμό. Οι ζημιές της κατασκευής μπορεί να είναι πρακτικά αδύνατο να αποκατασταθούν και είναι ανασφαλής η επαναλειτουργία της κατασκευής, καθώς ενδεχόμενη μετασεισμική δραστηριότητα μπορεί να επιφέρει κατάρρευση.

Για την επίτευξη του επιπέδου collapse prevention performance, οι κατασκευαστικές συνιστώσες της κατασκευής θα πρέπει να φτάσουν τις προϋποθέσεις του Collapse Prevention Structural Performance Level. Στο επίπεδο αυτό, δεν λαμβάνονται υπόψη οι μη κατασκευαστικές συνιστώσες. Το επίπεδο της απόδοσης της κατασκευής είναι αυτό, στο οποίο μετά το σεισμό οι ζημιές στα κατασκευαστικά μέρη της, είναι τέτοιες ώστε η κατασκευή να μπορεί να αναλάβει τα φορτία βαρύτητας, όμως δεν είναι εξασφαλισμένη έναντι κατάρρευσης. Ακόμα, αυτό το επίπεδο απόδοσης της

κατασκευής σημαίνει ότι οι ζημιές θα είναι τέτοιες, ώστε να βρίσκεται στα πρόθυρα μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Εμφανίζονται σημαντικές ζημιές στην κατασκευή, ενδεχομένως να εμφανίζεται μείωση της ακαμψίας της, της ικανότητας ανάληψης πλευρικών φορτίων, μόνιμες παραμορφώσεις αλλά και πιθανή μερική ανικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Παρ' όλα αυτά, όλα τα απαραίτητα στοιχεία, για την ανάληψη των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής, συνεχίζουν τη λειτουργία τους. Μπορεί να υπάρξει σοβαρός κίνδυνος τραυματισμού λόγω πτώσης κομματιών από συντρίμια κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η κατασκευή μπορεί να είναι πρακτικώς αδύνατον να επιδιορθωθεί και δεν είναι ασφαλής για άμεση επαναλειτουργία της, καθώς μετασεισμική δραστηριότητα μπορεί να επιφέρει κατάρρευση. Δεδομένου ότι δε μελετάται καν η απόδοση των μη κατασκευαστικών μερών, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι μπορεί ενδεχομένως να είναι αδύνατη η αποκατάσταση των ζημιών στα μη κατασκευαστικά μέρη.

Προσθέτως, σε κάποιες περιπτώσεις, η απόφαση για την αποκατάσταση της κατασκευής, μπορεί να ληφθεί, χωρίς να εξεταστεί η ευπάθεια των μη κατασκευαστικών μερών της κατασκευής. Αυτό μπορεί να είναι επιθυμητό, όταν η αποκατάσταση μπορεί να γίνει χωρίς τη διακοπή της λειτουργίας της. Πολλές φορές είναι δυνατό, οι διαδικασίες αποκατάστασης να γίνουν από την εξωτερική πλευρά της κατασκευής. Ακόμα, μπορεί να απαιτείται εκτενής διακοπή της λειτουργίας της κατασκευής, για να πραγματοποιηθεί η αποκατάσταση των μη κατασκευαστικών μερών. Τέλος, λόγω των μεγάλων κινδύνων, ως προς την ανθρώπινη ακεραιότητα, που προκύπτουν από την ευπάθεια των κατασκευών, πολλοί δήμοι μπορεί να επιθυμούν την υιοθέτηση ειδικών διατάξεων αποκατάστασης, οι οποίες θα αφορούν μόνο στην αποκατάσταση της κατασκευής και όχι των λειτουργικών μερών της.



Διάγραμμα 3.2 Στόχοι σχεδιασμού

3.3 Επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας

Το επόμενο βήμα για την επιλογή του στόχου απόδοσης της κατασκευής, είναι ο καθορισμός του επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας. Οι σεισμικοί κίνδυνοι περιλαμβάνουν παραμέτρους όπως άμεση ρήξη του εδάφους, εδαφική δόνηση, ρευστοποίηση, πλευρική μετατόπιση και ολίσθηση του εδάφους FEMA-350 [4]. Η εδαφική δόνηση είναι η μόνη παράμετρος η οποία λαμβάνεται υπόψη στους αντισεισμικούς κανονισμούς. Οι κίνδυνοι λόγω της εδαφικής κίνησης χαρακτηρίζονται από μια καμπύλη (hazard curve) η οποία περιλαμβάνει την πιθανότητα μία συγκεκριμένη παράμετρος της εδαφικής κίνησης, όπως για παράδειγμα η μέγιστη επιτάχυνση, να ξεπεραστεί σε μία συγκεκριμένη χρονική περίοδο. Τα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας που έχουν ληφθεί είναι τα εξής:

(i) Occasional earthquake hazard level: Η πιθανότητα υπέρβασης αυτού του επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας είναι 50% σε 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια.

(ii) Rare earthquake hazard level: Η πιθανότητα υπέρβασης αυτού του επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας είναι 10% σε 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.

(iii) Maximum considered event hazard level: Η πιθανότητα υπέρβασης αυτού του επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας είναι 2% σε 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια.

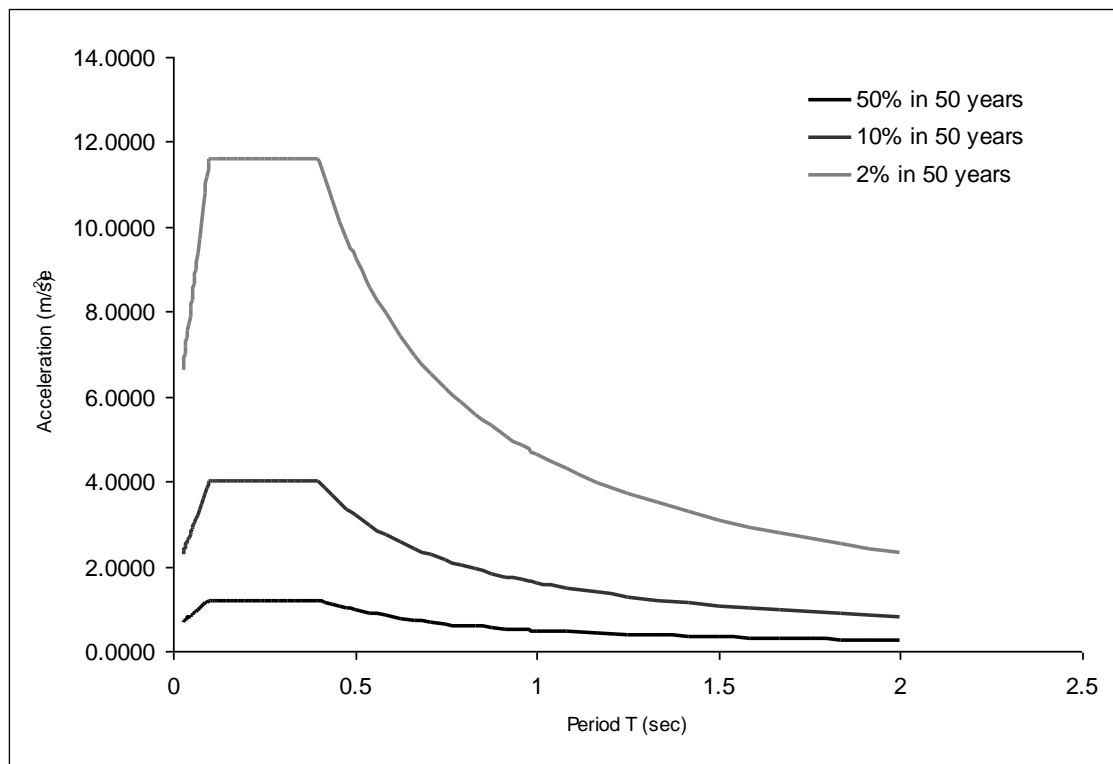
Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιούνται οι στόχοι απόδοσης για συνήθεις κατασκευές.

3.4 Performance Based Design (PBD)

3.4.1 Performance Based Design με μη γραμμική στατική ανάλυση (NSP)

Η μη γραμμική στατική ανάλυση, γνωστή ως ανάλυση Push over, βασίζεται στην παραδοχή ότι η απόκριση της κατασκευής εξαρτάται από την απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με τα χαρακτηριστικά της πρώτης ιδιομορφής της κατασκευής. Η Pushover ανάλυση ξεκινά μόλις η κατασκευή ικανοποιήσει το αρχικό στατικό βήμα ανάλυσης, ενώ υιοθετείται μια πλευρική διανομή φορτίων που ακολουθεί την πρώτη ιδιομορφή. Η ανάλυση τελειώνει όταν επιτευχθεί, ή λίγο πριν επιτευχθεί αν ο αλγόριθμος αποτύχει στη σύγκλιση, το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, που αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 χρόνια. Υπάρχουν διάφορες μεθοδολογίες για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, όπως:

- Μέθοδος ATC-40
- Μέθοδος N2
- Μέθοδος συντελεστών



Διάγραμμα 3.4.1 Φάσμα απόκρισης για τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας

3.4.2 Performance based design με μη γραμμική δυναμική ανάλυση (NDP)

Κατά την διαδικασία του PBD, λαμβάνονται τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, και χρησιμοποιούμε πολλές καταγραφές σεισμών, για την επίτευξη όσο δυνατόν μεγαλύτερης ακρίβειας. Συνολικά λοιπόν απαιτούνται πολλές διαφορετικές μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (αριθμός καταγραφών x 3 επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας). Αυτό δείχνει ότι η διαδικασία αυτή είναι πολύ χρονοβόρα και απαιτεί μεγάλες υπολογιστικές δυνατότητες. Παράλληλα όμως διαδικασία αυτή είναι ελκυστική λόγω της ακρίβειας της, πράγμα το οποίο δικαιολογεί τη χρήση της σε μεγάλης σημασίας κατασκευές.

3.5 Incremental Dynamic Analysis (Μέθοδος IDA)

Η εφαρμογή του PBD με τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση, απαιτεί ένα αξιόπιστο εργαλείο για την εκτίμηση της ικανότητας και της απαίτησης απόδοσης σε οποιοδήποτε κατασκευαστικό σύστημα. Μεταξύ άλλων, η IDA (Incremental Dynamic Analysis) θεωρείται ότι είναι μια μέθοδος ανάλυσης που κάνει καλή εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής, όταν υπόκειται σε σεισμικούς κινδύνους και είναι μια κατάλληλη μέθοδος για την PBD διαδικασία.

Ο βασικός στόχος της IDA μελέτης, είναι η εύρεση μίας καμπύλης μέσω της οποίας θα προκύπτει η σχέση του επιπέδου έντασης με τη μέγιστη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Η διαδικασία της μελέτης IDA ακολουθεί τα ακόλουθα βήματα:

1. Προσδιορισμός του μοντέλου στο οποίο θα εφαρμοστεί η μη γραμμική δυναμική ανάλυση,
2. Επιλογή μίας ή περισσότερων σεισμικών καταγραφών,
3. Επιλογή του επιπέδου έντασης της κατασκευής ,
4. Επιλογή του μεγέθους με βάση το οποίο θα γίνεται η εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης,
5. Χρήση ενός αλγορίθμου ο οποίος θα κλιμακώνει τις καταγραφές ώστε να προκύψει η καμπύλη IDA κάνοντας τις λιγότερες δυνατές δυναμικές αναλύσεις.
6. Παρουσίαση των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης για τις πολλαπλές τις καταγραφές.

Κατά τη διαδικασία της μεθόδου IDA, χρησιμοποιείται η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης των εδαφικών κινήσεων ενός (ή περισσότερων) σεισμού. Για τη μελέτη της κατασκευής σε πολλά διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, γίνεται κλιμάκωση του επιταχυνσιογραφήματος, πολλαπλασιάζοντας όλες τις τιμές του με ένα σταθερό συντελεστή λ , τον οποίο συνήθως επιλέγουμε με βάση τη μέγιστη τιμή

του διαγράμματος. Έτσι λοιπόν, μπορούμε μια καταγραφή να την ανάγουμε σε πολλά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, για τη μελέτη σύμφωνα με τη διαδικασία του PBD.

Η επιλογή των παραμέτρων του επιπέδου έντασης της κατασκευής και του μεγέθους με βάση το οποίο θα εκτιμηθεί η σεισμική απόκριση της κατασκευής (π.χ. drift, τέμνουσα βάσης κλπ), αποτελούν τα δύο πιο σημαντικά βήματα της IDA μελέτης. Το επίπεδο έντασης θα πρέπει να είναι μια κλιμακούμενη σεισμική καταγραφή, όπως η εδαφική επιτάχυνση, η εδαφική ταχύτητα, η φασματική επιτάχυνση για $\xi=5\%$ της πρώτης ιδιομορφής και άλλες. Το επίπεδο σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, το οποίο μπορεί να μεταφραστεί και ως επίπεδο ζημιών, εκτιμάται από οποιοδήποτε μέγεθος, το οποίο ανάλογα με το μέτρο του το ανάγουμε σε συγκεκριμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Οι παράμετροι εκτίμησης της σεισμικής απόκρισης μπορούν να χωριστούν σε 4 κατηγορίες: παράμετροι που αφορούν την μέγιστη μετατόπιση, παράμετροι που αφορούν τη συνολική ζημιά, παράμετροι που αφορούν τη μέγιστη μετατόπιση και τη συνολική ζημιά και παραμέτρους που αφορούν την καθολική μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής. Σε αυτή τη μελέτη γίνεται χρήση του drift ορόφου, που ανήκει στην κατηγορία των παραμέτρων που αφορούν τη μέγιστη μετατόπιση. Ο λόγος για τον οποίο επιλέχτηκε αυτό το μέγεθος, είναι γιατί μπορεί να συνδεθεί άμεσα με τα επίπεδα ζημιών (στάθμες επιτελεστικότητας), όπως η άμεση χρήση, προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης.

Λόγω της πολυπλοκότητας και της υπολογιστικής προσπάθειας που απαιτείται για τα τρισδιάστατα (3D) μοντέλα που χρησιμοποιούνται για να προσομοιωθούν τα πραγματικά κτίρια, γίνεται χρήση απλοποιημένων δισδιάστατων (2D) προσομοιώσεων. Αυτό γίνεται κυρίως στα συμμετρικά κτίρια και δη στα κτίρια από χάλυβα, δεδομένου ότι αποτελούνται από δισδιάστατα πλαίσια. Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, ωστόσο, τα υποστυλώματα ανήκουν σε δύο ή περισσότερα τεμνόμενα επίπεδα, έτσι, δεν είναι δυνατή η προσομοίωσή τους ως 2D αφού θα πρέπει να ληφθούν υπόψη οι αμφίδρομες ορθογώνιες κινήσεις. Επίσης, 3D μοντέλα θα πρέπει να θεωρούνται τα μη-συμμετρικής κάτοψης κτίρια από χάλυβα.

Μέχρι στιγμής η IDA έχει κυρίως εφαρμοστεί σε 2D δομές. Απ' όσο γνωρίζουμε, μόνο μερικά έργα μπορούν να βρεθούν στη βιβλιογραφία, όπου η IDA χρησιμοποιήθηκε για 3D δομές. Η MIDA (Multicomponent Incremental Dynamic Analysis) γίνεται με παρόμοιο τρόπο με την 2D εφαρμογή της IDA.

3.5.1 MIDA-εφαρμογές

Σύμφωνα με το πλαίσιο της MIDA, ένα σύνολο σεισμικών καταγραφών, που αφορούν τις διαμήκεις και τις εγκάρσιες συνιστώσες της εδαφικής κίνησης, εφαρμόζονται στην κατασκευή με σκοπό να ληφθεί υπ' όψιν η τυχαιότητα της σεισμικής επιπόνησης. Η διαφορά της MIDA με την IDA διαδικασία, βρίσκεται στο ότι για κάθε σεισμική καταγραφή, δημιουργείται ένας αριθμός από MIDA αντιπροσωπευτικές καμπύλες που εξαρτώνται από την γωνία πρόσπτωσης της εδαφικής κίνησης η οποία επιλέγεται, ενώ η IDA διαδικασία είναι μια μονοδιάστατη μελέτη καθώς για κάθε σεισμική καταγραφή δημιουργείται μόνο μία αντιπροσωπευτική καμπύλη. Μέχρι τώρα στην εφαρμογή της διαδικασίας MIDA, οι συνιστώσες των σεισμικών καταγραφών εφαρμόζονται κατά μήκος των κύριων κατασκευαστικών αξόνων της κατασκευής, με συγκεκριμένη γωνία σεισμού, η οποία θα ήταν ίση με μηδέν αν θα την αγνοούσαμε, συνεπώς θα αγνοούσαμε και την τυχαιότητα αλλά και την επιρροή της στην επιπόνηση της κατασκευής. Στην MIDA, η επιλογή των παραμέτρων που αφορούν τη σεισμική ένταση και τη σεισμική απόκριση της κατασκευής, αλλά και η σχέση μεταξύ τους, γίνεται με τα ίδια κριτήρια που χρησιμοποιούμε στην IDA, δηλαδή γίνεται κλιμάκωση των σεισμικών καταγραφών και στις δύο συνιστώσες ώστε να ανάγουμε την σεισμική κίνηση σε διάφορα επίπεδα επικινδυνότητας για να αναλυθεί η συμπεριφορά της κατασκευής από την ελαστική συμπεριφορά, στη διαρροή η οποία κατά την εξάπλωση της οδηγεί στην ολική αστάθεια.

3.6 Βιβλιογραφία

- [1] Sullivan, TJ, Calvi, GM, Priestley, MJN, Kowalsky, MJ. *The limitations and performances of different displacement based design methods*, Journal of Earthquake Engineering, 2003; 7(1): 201-241
- [2] Panagiotakos, TB, Fardis, MN. *A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2001; 30, 1439-1462.
- [3] American Society of Civil Engineers. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000
- [4] FEMA 350: *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [5] Chintanapakdee C., Chopra A.K., 2003, *Evaluation of modal pushover analysis using generic frames*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, 417-442.
- [6] Yun, S-Y., Hamburger, R.O., Cornell, C.A. and Foutch, D.A. (2002) 'Seismic performance evaluation for steel moment frames', Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, pp.534-545.
- [7] Papazachos, BC, Papaioannou, ChA, Theodulidis, NP. *Regionalization of seismic hazard in Greece based on seismic sources*, Natural Hazards 1993; 8(1), 1-18.
- [8] Shome, N., and Cornell, C. A., *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*, Rep. No. RMS-35, Dept. of Civil Engineering, Stanford Univ., Stanford, Calif., 320, 1999.
- [9] Mazzoni S. McKenna F., Scott M. H., Fenves, G.L., Jeremic B. 2004, *OpenSees Command Language Manual*. PEER Center, <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [10] D A Gasparini and E H Vanmarke. *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*, Massachusetts Institute of Technology (MIT), Department of Civil Engineering, Publication No. R76-4, January 1976.
- [11] D A Gasparini. *SIMQKE - A program for artificial motion generation, User's manual and documentation*, Massachusetts Institute of Technology (MIT), Department of Civil Engineering, November 1976.
- [12] C A Taylor. *EQSIM, A program for generating spectrum compatible earthquake ground acceleration time histories*, Reference Manual, Bristol Earthquake Engineering Data Acquisition and Processing System, December 1989.

[13] Eurocode 8. (1996), “*Design provisions for earthquake resistance of structures.*”
ENV1998, CEN European Committee for standardization, Brussels.

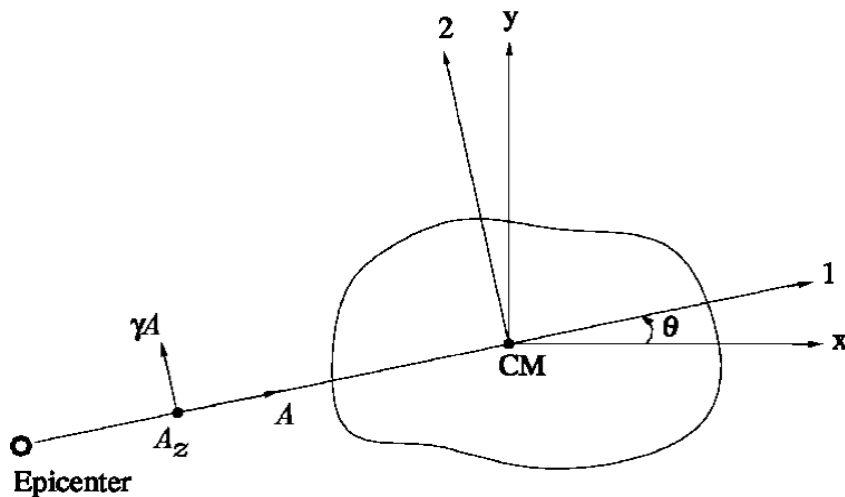
4

ΕΠΙΡΡΟΗ ΓΩΝΙΑΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

4.1 Γωνία σεισμού

4.1.1 Γενικά

Σύμφωνα με την προσομοίωση Penzien Watabe (1975), σε τυχόν σημείο του εδάφους ορίζεται ένα κύριο σύστημα ορθογωνικών αξόνων, ως προς το οποίο οι σεισμικές συνιστώσες ταλάντωσης του εδάφους είναι πρακτικά ασυσχέτιστες. Η ισχυρότερη σεισμική συνιστώσα έχει επικεντρική διεύθυνση, ενώ η ασθενέστερη σεισμική συνιστώσα είναι κάθετη σε αυτή (ορθοτροπική διέγερση). Οι συνιστώσες αυτές αποτελούν τις κύριες σεισμικές συνιστώσες. Σε οποιοδήποτε άλλο σύστημα αξόνων υπάρχει συσχέτιση των τριών συνιστωσών στο θεωρούμενο σημείο. Ως γωνία σεισμού θεωρούμε τη γωνία μεταξύ του συστήματος ορθογωνικών αξόνων της σεισμικής κίνησης και του συστήματος ορθογωνικών αξόνων της κατασκευής.



Σχήμα 4.1 Γωνία σεισμού θ

4.1.2 Κρίσιμη γωνία θ_{cr}

Η θέση του επίκεντρου του σεισμού δεν είναι γνωστή, συνεπώς δε μπορούμε να γνωρίζουμε τη γωνία θ με την οποία φτάνει ο σεισμός στην κατασκευή. Τίθεται λοιπόν το ερώτημα για το ποια είναι η κρίσιμη γωνία, δηλαδή η γωνία η οποία θα προκαλέσει τη μέγιστη ένταση στην κατασκευή. Σύμφωνα βέβαια με μελέτες που έχουν ήδη γίνει σε 3D κατασκευές η κρίσιμη αυτή γωνία εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της ίδιας της κατασκευής όπως την ιδιοπερίοδό της ή το βαθμό ανελαστικής συμπεριφοράς της και είναι διαφορετική για τα διάφορα εντατικά μεγέθη της κατασκευής. Για παράδειγμα μπορεί μια κατασκευή να παρουσιάζει μέγιστο drift ορόφου για κάποια δεδομένη γωνία αλλά να παρουσιάζει μέγιστη στρέψη υποστυλωμάτων για μία διαφορετική γωνία. Επίσης, η κρίσιμη γωνία είναι διαφορετική σε συγκεκριμένη κατασκευή για διαφορετικούς σεισμούς. Ο προσδιορισμός λοιπόν μιας συγκεκριμένης γωνίας σεισμού που θα χαρακτηρίσει τη μέγιστη ένταση της κατασκευής είναι ανέφικτος πρακτικά, όμως για συγκεκριμένες παραμέτρους μελέτης όπως το drift ορόφου ή στρόφη της κατασκευής, ο προσδιορισμός της κρίσιμης γωνίας είναι εφικτός και όπως έχει παρατηρηθεί, σε αυτή τη γωνία το μέγεθος της παραμέτρου μελέτης μπορεί να είναι μέχρι 80% μεγαλύτερο από την περίπτωση που η γωνία σεισμού ως προς τους κατασκευαστικούς άξονες είναι μηδενική.

4.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα

Η εδαφική κίνηση είναι τρισδιάστατη, συνεπώς πέρα από τις κύριες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης, υπάρχει και η κατακόρυφη. Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) για συνήθεις κατασκευές οι οποίες δεν έχουν φορείς από προεντεταμένο σκυρόδεμα, δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα και φέρουσα τοιχοποιία, δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής κίνησης. Επίσης σύμφωνα με τη μέθοδο CQC3, η οποία αναλύεται παρακάτω, στον προσδιορισμό της κρίσιμης γωνίας σεισμού συμμετέχουν μόνο οι κύριες σεισμικές συνιστώσες και όχι η κατακόρυφη. Με βάση τα παραπάνω, στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν ελήφθη υπόψη η επιρροή της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

4.2 Μέθοδοι χωρικής επαλληλίας

Οι περισσότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί διεθνώς, λαμβάνουν υπόψη πολυδιάστατες εδαφικές κινήσεις και για την επαλληλία των συνιστωσών συνήθως χρησιμοποιούν είτε τη μέθοδο SRSS (Square Root of Sum of Squares) ή τον κανόνα του ποσοστού (percentage rule). Στον ΕΑΚ2000, στη δυναμική φασματική μέθοδο, για την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης, χρησιμοποιείται η μέθοδος SRSS ή η μέθοδος CQC και για την χωρική επαλληλία κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού, χρησιμοποιείται ο κανόνας του ποσοστού με ποσοστό 30 ή 40 % στη δεύτερη συνιστώσα και ο κανόνας SRSS. Στον ΕΑΚ, αναφέρεται η παραδοχή του προσομοιώματος των Penzien-Watabe, όμως τελικά, θεωρεί ίσες εντάσεις των σεισμικών συνιστωσών, παίρνοντας τις στατιστικά ανεξάρτητες. Ο αντισεισμικός κανονισμός UBC97 απαιτεί είτε τη χρήση του κανόνα SRSS ή τη χρήση του κανόνα του ποσοστού, ο αντισεισμικός κανονισμός σχεδιασμού γεφυρών του τμήματος μεταφορών της Καλιφόρνια, απαιτεί τη χρήση του κανόνα του ποσοστού με ποσοστό 30% για όλα τα είδη των κατασκευών, χωρίς να γίνεται πουθενά αναφορά για εναλλακτική χρήση του κανόνα SRSS. Ο κανονισμός ASCE 4-86 που αφορά κατασκευές που έχουν να κάνουν με χρήση πυρηνικής ενέργειας αναφέρει την απαίτηση χρήσης του κανόνα του ποσοστού είτε εναλλακτικά τη χρήση του κανόνα SRSS. Τέλος, στον ATC-32 γίνεται αναφορά του κανόνα του ποσοστού με ποσοστό 40% στη δεύτερη διεύθυνση και του κανόνα SRSS. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να αναφερθεί ότι κανένας από τους προαναφερθέντες κανονισμούς δεν προβλέπει εξάρτηση μεταξύ των συνιστωσών των εδαφικών κινήσεων.

4.2.1 Μέθοδος SRSS (Square Root of Sum of Squares)

Η μέθοδος SRSS είναι μια προσεγγιστική μέθοδος ιδιομορφικής και χωρικής επαλληλίας. Στη μέθοδο SRSS αθροίζονται τα τετράγωνα ενός μεγέθους απόκρισης και η τετραγωνική ρίζα του μεγέθους αυτού λαμβάνεται ως τελικό μέγεθος. Η βασική της παραδοχή είναι ότι οι συνιστώσες της εδαφικής κίνησης είναι μεταξύ τους ανεξάρτητες. Σύμφωνα με την προσομοίωση Penzien-Watabe αυτή η παραδοχή θα ήταν ακριβής στην περίπτωση που οι κατασκευαστικοί άξονες θα συνέπιπταν με τους άξονες των κυρίων συνιστωσών της εδαφικής κίνησης. Η μαθηματική έκφραση του κανόνα SRSS είναι :

$$R = \sqrt{\sum_{j=1}^2 R_j^2}$$

όπου:

R: Το μέγεθος απόκρισης που θα χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό, ως επαλληλία των συνιστωσών.

4.2.2 Κανόνας του ποσοστού

Ο κανόνας του ποσοστού αναφέρθηκε πρώτη φορά στην εργασία του Newmark (1975) και από τους Rosenblueth και Contreras (1977). Ο κανόνας αυτός υπολογίζει την επαλληλία του μεγέθους απόκρισης που μελετάται, ως το άθροισμα του 100% της απόκρισης που οφείλεται στη μία συνιστώσα και ενός ποσοστού α όπου $\alpha=30\%$ ή $\alpha=40\%$ της απόκρισης που οφείλεται στη δεύτερη συνιστώσα. Ο συνδυασμός ο οποίος δίνει τη μέγιστη συνολική απόκριση θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό. Γι' αυτό το λόγο, θα πρέπει να ληφθούν δύο περιπτώσεις:

$$R = R_1 + \alpha R_2$$

$$R = \alpha R_1 + R_2$$

όπου:

R: Το μέγεθος απόκρισης το οποίο θα χρησιμοποιήσουμε για το σχεδιασμό.

R1: Το μέγεθος της απόκρισης που οφείλεται στην πρώτη συνιστώσα της εδαφικής κίνησης.

R2: Το μέγεθος της απόκρισης που οφείλεται στη δεύτερη συνιστώσα της εδαφικής κίνησης.

4.2.3 Μέθοδος CQC (Complete Quadratic Combination)

Η μέθοδος CQC είναι μία μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφικών αποκρίσεων η οποία λαμβάνει υπόψη συσχέτιση μεταξύ των ιδιομορφικών τιμών του μεγέθους απόκρισης μέσω ενός συντελεστή συσχέτισης ρ_{ij} . Ο συντελεστής συσχέτισης, λαμβάνει παραμέτρους που αφορούν τη διάρκεια, το περιεχόμενο του σεισμού αλλά και τις ιδιομορφικές ιδιοπερίόδους και τους λόγους απόσβεσης της κατασκευής. Η μαθηματική έκφραση της μεθόδου αυτής είναι:

$$R = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n R_j \rho_{jk} R_k}$$

Όπου:

R: Το μέγεθος απόκρισης που θα χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό, ως επαλληλία των συνιστωσών.

ρ_{jk} : Συντελεστής συσχέτισης που υπολογίζεται από τη σχέση

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r^2)} \quad \text{και} \quad \frac{1}{r} = \frac{T_j}{T_k}$$

Σημειώνεται ότι για $\rho=1$, η μέθοδος CQC συμπίπτει με τη μέθοδο SRSS.

4.2.4 Μέθοδος CQC3

Η μέθοδος CQC3 αναφέρθηκε για πρώτη φορά το 1985 από τους Smeby και Der Kiureghian και ουσιαστικά αποτελεί μία επέκταση της μεθόδου CQC η οποία χρησιμοποιεί επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων που οφείλεται σε μία μόνο συνιστώσα, γι' αυτό το λόγο ονομάστηκε CQC3. Η μέθοδος αυτή λαμβάνει υπόψη της τη συσχέτιση μεταξύ των συνιστωσών των σεισμικών κινήσεων σύμφωνα με την προσομοίωση Penzien-Watabe. Στο σημείο αυτό αναφέρεται ότι ο κανόνας αυτός δε χρησιμοποιείται διεθνώς από τους αντισεισμικούς κανονισμούς καθώς κάνει παραδοχές οι οποίες ενδεχομένως να μη στέκουν για το σύνολο των κατασκευών αλλά και των σεισμικών κινήσεων, όμως είναι αρκετά ακριβής για κτίρια με ορθογωνική κάτοψη, όπως αυτά τα οποία μελετώνται σε αυτή τη διπλωματική εργασία. Η μέθοδος CQC3 είναι η μόνη μέθοδος η οποία λαμβάνει υπόψη της την κρίσιμη γωνία σεισμού, με ένα απλό τύπο που συνδυάζει τα ιδιομορφικά μεγέθη απόκρισης.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η τελική τιμή του μεγέθους απόκρισης R που θα χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό είναι:

$$R = ((R_1^2 + R_2^2 + R_3^2) - (1 - \gamma^2) (R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2)) \sin^2 \theta + 2(\frac{1-\gamma^2}{\gamma}) R_{12} \sin \theta \cos \theta)^{0.5}$$

Όπου:

$$R_k = \sum_i \sum_j \rho_{ij} \alpha_{ki} \alpha_{kj} S_{ki} S_{kj}$$

Όπου, ρ : συντελεστής συσχέτισης της μεθόδου CQC

α : συνάρτηση που αφορά στις ιδιότητες της κατασκευής και
του μεγέθους απόκρισης το οποίο μελετάται

S : συνιστώσες της εδαφικής κίνησης

γ : ο λόγος $\frac{S_1}{S_2}$, δηλαδή ο λόγος της κύριας συνιστώσας της
εδαφικής κίνησης με τη δευτερεύουσα ($0 < \gamma < 1$)

$$\theta: \text{η γωνία σεισμού με μέτρο: } \theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{\frac{2}{\gamma} R_{12}}{R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2} \right)$$

Σημειώνεται ότι για $\theta=0$ η μέθοδος CQC3 συμπίπτει με τη μέθοδο CQC ενώ και για $\rho=0$ συμπίπτει με τη μέθοδο SRSS.

5

ΠΡΟΣΠΙΠΤΟΥΣΑ ΓΩΝΙΑ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΤΗΣ MIDA ΑΝΑΛΥΣΗΣ

5.1 Γενικά

Στην παράγραφο αυτή εξετάζεται η επίδραση του επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας στην κρίσιμη προσπίπτουσα γωνία και η διαφοροποίηση των καμπυλών MIDA σε σχέση με τη προσπίπτουσα γωνία, μέσα στα πλαίσια της MIDA ανάλυσης.

5.1.1 Κρίσιμη προσπίπτουσα γωνία σε σχέση με το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

Για να εξεταστεί η επίδραση της προσπίπτουσας γωνίας στη σεισμική απόκριση της κατασκευής, επιλέχθηκαν τρεις σεισμικές καταγραφές από ένα σύνολο 15 τυχαίων καταγραφών και εφαρμόστηκαν και στα δύο δοκιμαστικά παραδείγματα. Οι τρεις καταγραφές που ελήφθησαν υπόψη είναι οι Loma Prieta (WAHO), Imperial Valley (Compuertas) και Northridge (LA, Baldwin Hills), τα χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Οι τρεις σεισμικές καταγραφές εφαρμόστηκαν λαμβάνοντας υπόψη ένα εύρος προσπίπτουσών γωνιών από 0° έως 360° με βήμα 5° μοιρών. Για να εξεταστεί η επίδραση της προσπίπτουσας γωνίας σχετικά με τη μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ορόφου σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων

επικινδυνότητας, οι τρεις σεισμικές καταγραφές έχουν κλιμακωθεί για απόσβεση 5% και φασματική επιτάχυνση κατά την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής 0.05g, 0.30g και 0.50g, ενώ η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ορόφου καταγράφεται για όλες τις προσπίπτουσες γωνίες και τα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας που ελήφθησαν υπόψη.

Πίνακας 1. Χαρακτηριστικά των σεισμικών καταγραφών

Record Station	R ¹ (km)	EpiD ² (km)	Duration (sec)	PGA _{log} (g)	PGA _{tran} (g)	Campbell's GEOCODE ³	Fault rupture ⁴
Superstition Hills 1987 (B) (M=6.7)							
1. El Centro Imp. Co Cent	18.5	35.83	40.00	0.36	0.26	A	SS
2. Wildlife Liquefaction Array	24.1	29.41	44.00	0.18	0.21	A	SS
Imperial Valley 1979 [23:16], (M=6.5)							
3. Chihuahua	8.4	18.88	40.00	0.27	0.25	A	SS
4. Compuertas	15.3	24.43	36.00	0.19	0.15	A	SS
5. El Centro Array #1	21.7	36.18	39.03	0.14	0.13	A	SS
San Fernando 1971 (M=6.6)							
6. LA, Hollywood Stor. Lot	25.9	39.49	28.00	0.21	0.17	A	RN
Northridge 1994 (M=6.7)							
7. Leona Valley #2	37.2	51.88	32.00	0.09	0.06	A	RN
8. LA, Baldwin Hills	29.9	28.20	40.00	0.24	0.17	C	RN
9. LA, Fletcher Dr	27.3	30.27	29.99	0.16	0.24	B	RN
10. Glendale Las Palmas	22.2	29.72	29.99	0.36	0.21	A	RN
Loma Prieta 1989 (M=6.9)							
11. Hollister Diff Array	24.8	45.10	39.64	0.27	0.28	A	RO
12. WAHO	17.5	12.56	24.96	0.37	0.64	C	RO
13. Halls Valley	30.5	36.31	39.95	0.13	0.10	B	RO
14. Agnews State Hospital	24.6	40.12	40.00	0.17	0.16	A	RO
15. Sunnysvale Colton Ave	24.2	42.13	39.25	0.21	0.21	A	RO

Στην εργασία αυτή η απόκριση της κατασκευής καθορίζεται από την μέγιστη τιμή της αμφίδρομης οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος όλων των ορόφων, η οποία καθορίζεται ως εξής:

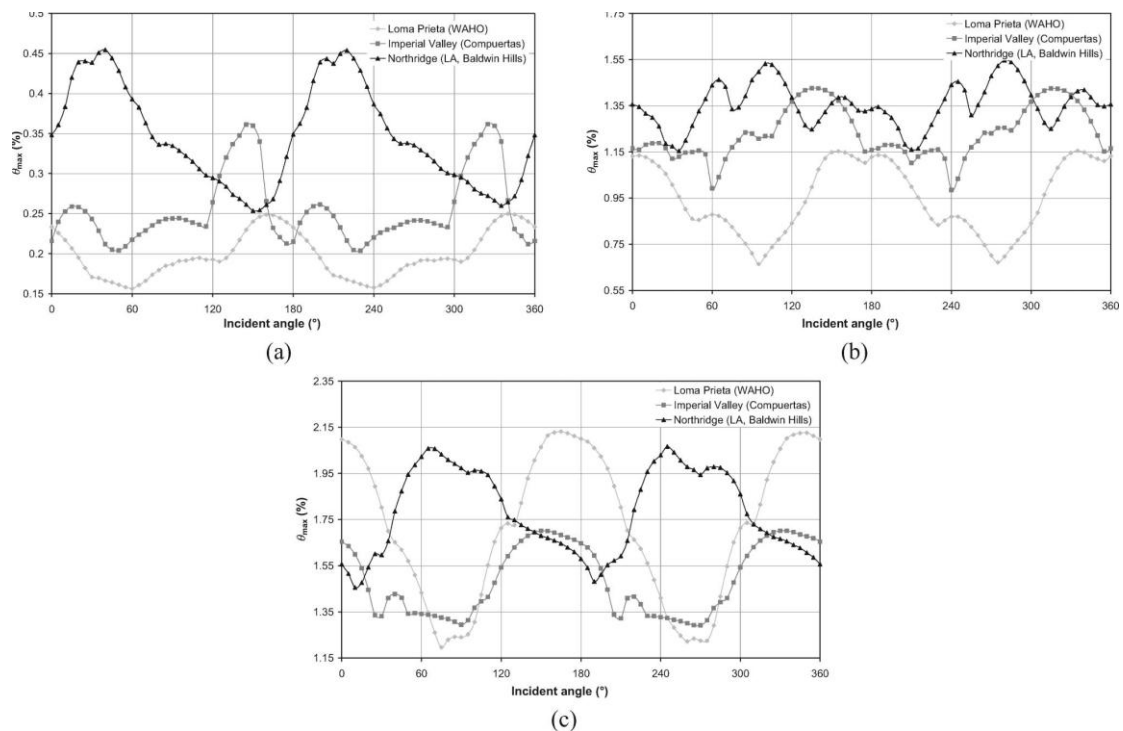
$$\theta_{\max} = \max \sqrt{\theta(t)_X^2 + \theta(t)_Y^2} ,$$

όπου $\theta(t)_X$ και $\theta(t)_Y$ η οριζόντια μετακίνηση ορόφου κατά τους κατασκευαστικούς άξονες X και Y την t χρονική στιγμή, θ_{\max} η μέγιστη τιμή του διανυσματικού

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων

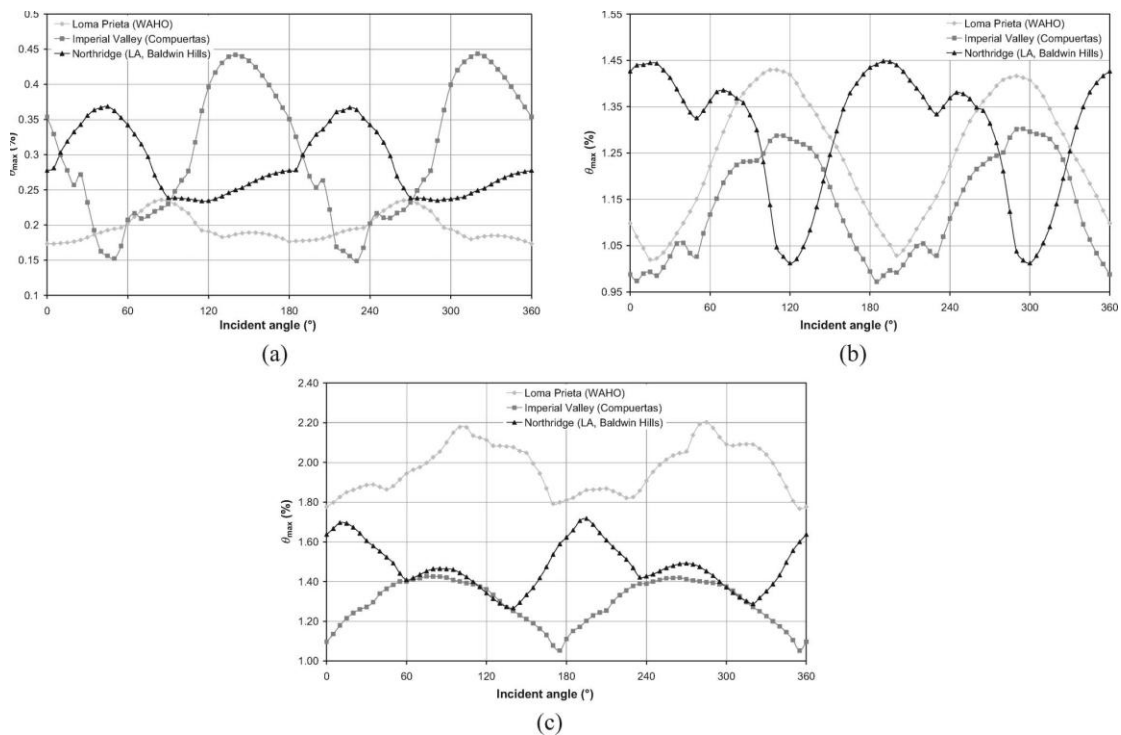
αθροίσματος της οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος στους δύο κατασκευαστικούς άξονες.

Η μεταβολή της μέγιστης οριζόντιας μετακίνησης ορόφου σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης και το επίπεδο έντασης για τις τρεις σεισμικές καταγραφές απεικονίζεται στα Σχήματα 5.1.1.1 και 5.1.1.2 για τα δύο παραδείγματα, αντίστοιχα. Όπως φαίνεται από τις δύο ομάδες των μεγεθών της σεισμικής απόκρισης και για τις δύο δοκιμές, όταν η προσπίπτουσα γωνία κυμαίνεται μεταξύ 0° και 180° ταυτίζεται σχεδόν με τη σεισμική απόκριση που αντιστοιχεί σε γωνία που κυμαίνεται από 185° έως 360° (συμμετρικά διαγράμματα). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η σχετική αναλογία των δύο οριζόντιων συνιστωσών των καταγραφών τείνει στο ένα, έτσι οι δύο συνιστώσες κλιμακώνονται στο ίδιο σχεδόν επίπεδο έντασης, δηλ. ίδια τιμή της $SA(T_1, 5\%)$. Επιπλέον είτε συμμετρικά είτε ασύμμετρα κτίρια ελέγχονται πρωτίστως από τη πρώτη ιδιομορφή. Για το λόγο αυτό η γωνία πρόσπτωσης εύρους 0° - 180° χρησιμοποιείται για τις παραμετρικές μελέτες που έλαβαν χώρα στις ακόλουθες ενότητες για τις δύο δοκιμές.



Σχήμα 5.1.1.1. Δοκιμή 1: θ_{\max} (%) σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης της καταγραφής για επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας: (a) 0.05g, (b) 0.30g and (c) 0.50g

Μια δεύτερη παρατήρηση που προκύπτει από τα Σχήματα 5.1.1.1 και 5.1.1.2 είναι ότι η σεισμική απόκριση διαφέρει σημαντικά σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης του σεισμού. Για παράδειγμα, στην πρώτη δοκιμή η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ορόφου για την περίπτωση της Loma Prieta (WAHO) καταγραφής κυμαίνεται από 0.17% έως 0.23% για επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας 0.05, ενώ για επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας 0.50 η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ορόφου της ίδια καταγραφής κυμαίνεται μεταξύ 1.77% - 2.20%. Μια ακόμα σημαντική παρατήρηση από τα δύο σχήματα είναι ότι η μέγιστη σεισμική απόκριση συναντάται για διαφορετική γωνία πρόσπτωσης όταν λαμβάνεται υπόψη μια άλλη σεισμική καταγραφή. Αξίζει να σημειωθεί ότι για επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας 0.30g η μέγιστη σεισμική απόκριση για δοκιμή συμμετρικής διάταξης παρουσιάζεται για γωνία πρόσπτωσης μεταξύ 90° με 120° για την καταγραφή Northridge (LA, Baldwin Hills). Για την καταγραφή Loma Prieta (WAHO), ωστόσο, στο ίδιο εύρος γωνίας πρόσπτωσης συναντάται η ελάχιστη σεισμική απόκριση. Παρόμοιες παρατηρήσεις μπορούν να σημειωθούν για τη δεύτερη δοκιμή και το ίδιο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας όταν η προσπίπτουσα γωνία κυμαίνεται μεταξύ 60° και 120°.



Σχήμα 5.1.1.2 Δοκιμή 2: θ_{\max} (%) σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης της καταγραφής για επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας: (a) 0.05g, (b) 0.30g and (c) 0.50g

Στους Πίνακες 2 και 3, το μέγιστο και το ελάχιστο κυμαίνεται μεταξύ της μέσης τιμής και του συντελεστή μεταβολής (COV) της μέγιστης οριζόντιας μετακίνησης ορόφου, όταν οι τρεις καταγραφές που εφαρμόζονται σε μια σειρά από προσπίπτουσες γωνίες, δίνονται. Αυτό που μπορούμε ακόμα να συμπεράνουμε από τους δυο Πίνακες είναι ότι το να προβλέψουμε την κρίσιμη γωνία πρόσπτωσης, στην οποία η απόκριση από πλευράς οριζόντιας μετακίνησης παίρνει τη μέγιστη τιμή για μη συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, είναι απίθανο. Μπορεί επίσης να παρατηρηθεί ότι ο συντελεστής μεταβολής COV ποικίλει σημαντικά σε σχέση με το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας και την σεισμική καταγραφή κάθε δοκιμής. Αξίζει να σημειωθεί ότι το εύρος της σεισμικής απόκρισης για τη δεύτερη δοκιμή επιπέδου σεισμικής επικινδυνότητας 0.05g κυμαίνεται μεταξύ 10% και 32%.

Επιπλέον, σε αυτούς τους δύο πίνακες, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ορόφου όταν οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής καταγραφής εφαρμόζονται στους κατασκευαστικούς και κύριους άξονες της κατασκευής μπορεί να υπολογισθεί, μαζί με το 16%, 50% και 84% της μέσης τιμής της θ_{max} όταν οι τρεις καταγραφές εφαρμόζονται από 0° έως 180°. Πρέπει να σημειωθεί ότι η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ορόφου ποικίλει στην περίπτωση που οι κατασκευαστικοί και κύριοι άξονες λαμβάνονται ως η μέση τιμή της θ_{max} όταν οι οριζόντιες συνιστώσες της καταγραφής εφαρμόζονται στους κατασκευαστικούς και κύριους άξονες καθώς και στους συμπληρωματικούς τους. Για την πρώτη δοκιμή οι κύριοι και κατασκευαστικοί άξονες συμπίπτουν εξαιτίας της συμμετρίας της κάτοψης κτιρίου. Και για τις δύο δοκιμές, στην περίπτωση που οι κατασκευαστικοί και οι κύριοι άξονες είναι είτε μικρότεροι είτε μεγαλύτεροι του 50% της μέσης τιμής, η τιμή της θ_{max} εξαρτάται από τη σεισμική καταγραφή και το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Για παράδειγμα, στην πρώτη δοκιμή, για όλα τα τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας η τιμή της θ_{max} για τους κατασκευαστικούς άξονες είναι κοντά στην αντίστοιχη τιμή του 84% της μέσης τιμής της καταγραφής Loma Prieta (WAHO). Πολύ διαφορετικά αποτελέσματα λαμβάνονται για την ίδια δοκιμή της καταγραφής Imperial Valley (Compuertas). Από την άλλη πλευρά, όταν οι δύο συνιστώσες της καταγραφής εφαρμόζονται στους κύριους άξονες, η τιμή της θ_{max} πλησιάζει το 50% της μέσης τιμής όλων των επιπέδων σεισμικής επικινδυνότητας.

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό
μεταλλικών κτιρίων

Πίνακας 2: Δοκιμή 1 – Δεδομένα για θ_{max} (%) σε σχέση με τα τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας

Sa(T _i) (g)	Max θ_{max} (%)	Incident Angle (degrees)	Min θ_{max} (%)	Incident Angle (degrees)	Structural Axes θ_{min} (%)	Mean θ_{max} (%)	COV (%)	Median 16% θ_{max} (%)	Median 50% θ_{max} (%)	Median 84% θ_{max} (%)
Loma Prieta (WAHO)										
0.05	0.2497	160	0.1564	060	0.2336	0.1984	14.56	0.1661	0.1925	0.2336
0.30	1.1551	155	0.6639	095	1.1310	0.9498	16.47	0.7705	0.9062	1.1277
0.50	2.1313	165	1.1959	075	2.0974	1.7182	18.72	1.2822	1.7129	2.0876
Imperial Valley (Compuertas)										
0.05	0.3616	145	0.2036	050	0.2157	0.2541	17.59	0.2163	0.2398	0.2970
0.30	1.4258	135	0.9843	060	1.1649	1.2309	9.20	1.1394	1.2005	1.3727
0.50	1.7012	150	1.2918	090	1.6545	1.4890	10.27	1.3230	1.4273	1.6776
Northridge (LA, Baldwin Hills)										
0.05	0.4544	040	0.2536	150	0.3481	0.3452	18.18	0.2737	0.3355	0.4286
0.30	1.5468	100	1.1548	035	1.3556	1.3544	7.17	1.2609	1.3474	1.4547
0.50	2.0663	065	1.4561	010	1.5566	1.7803	10.36	1.5862	1.7479	1.9787

Πίνακας 3: Δοκιμή 2 - Δεδομένα για θ_{max} (%) σε σχέση με τα τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας

Sa(T _i) (g)	Max θ_{max} (%)	Incident Angle (degrees)	Min θ_{max} (%)	Incident Angle (degrees)	Structural Axes θ_{min} (%)	Mean θ_{max} (%)	COV (%)	Median 16% θ_{max} (%)	Median 50% θ_{max} (%)	Median 84% θ_{max} (%)
Loma Prieta (WAHO)										
0.05	0.2497	160	0.1564	060	0.2336	0.1984	14.56	0.1661	0.1925	0.2336
0.30	1.1551	155	0.6639	095	1.1310	0.9498	16.47	0.7705	0.9062	1.1277
0.50	2.1313	165	1.1959	075	2.0974	1.7182	18.72	1.2822	1.7129	2.0876
Imperial Valley (Compuertas)										
0.05	0.3616	145	0.2036	050	0.2157	0.2541	17.59	0.2163	0.2398	0.2970
0.30	1.4258	135	0.9843	060	1.1649	1.2309	9.20	1.1394	1.2005	1.3727
0.50	1.7012	150	1.2918	090	1.6545	1.4890	10.27	1.3230	1.4273	1.6776
Northridge (LA, Baldwin Hills)										
0.05	0.4544	040	0.2536	150	0.3481	0.3452	18.18	0.2737	0.3355	0.4286
0.30	1.5468	100	1.1548	035	1.3556	1.3544	7.17	1.2609	1.3474	1.4547
0.50	2.0663	065	1.4561	010	1.5566	1.7803	10.36	1.5862	1.7479	1.9787

5.1.2 Αντιπροσωπευτικές καμπύλες MIDA σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης

Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, η εφαρμογή του πλαισίου MIDA απαιτεί τον καθορισμό της αντιπροσωπευτικής MIDA καμπύλης για κάθε καταγραφή ή για κάθε ζεύγος καταγραφής-προσπίπτουσας γωνίας. Στην ενότητα αυτή εξετάζονται τρεις εφαρμογές του πλαισίου MIDA, όπου η γωνία πρόσπτωσης σεισμού παραμένει σταθερή κατά τη διάρκεια των καταγραφών, ενώ συμπεριλαμβάνονται και δύο παραλλαγές για κάθε εφαρμογή. Ειδικότερα, στην πρώτη εφαρμογή (οι δύο παραλλαγές συμβολίζονται ως *περίπτωση A1* και *περίπτωση A2*), οι δύο οριζόντιες συνιστώσες των καταγραφών εφαρμόζονται στις διευθύνσεις των κατασκευαστικών αξόνων και των συμπληρωματικών τους, αντίστοιχα. Στη δεύτερη εφαρμογή οι παραλλαγές συμβολίζονται ως *περίπτωση B1* και *περίπτωση B2*, και οι δύο οριζόντιες συνιστώσες εφαρμόζονται στις διευθύνσεις των κύριων αξόνων και των συμπληρωματικών τους. Τέλος, στην τρίτη εφαρμογή όπου οι παραλλαγές συμβολίζονται ως *περίπτωση C1* και *περίπτωση C2*, οι δύο οριζόντιες συνιστώσες των καταγραφών εφαρμόζονται σε άξονες τυχαία επιλεγμένης γωνίας πρόσπτωσης (30°) και τους συμπληρωματικούς τους.

Μέσα από την παραμετρική μελέτη της προηγούμενης ενότητας, διαπιστώθηκε ότι η κρίσιμη προσπίπτουσα γωνία ποικίλει σημαντικά σε σχέση με το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Το αντικείμενο αυτού του μέρους της μελέτης είναι να συγκρίνει τις αντιπροσωπευτικές MIDA καμπύλες των τριών εφαρμογών σε σχέση με τις αντιπροσωπευτικές καμπύλες που προέκυψαν χρησιμοποιώντας μεταβλητή γωνία πρόσπτωσης. Για το λόγο αυτό, οι τρεις εφαρμογές και οι παραλλαγές τους παρουσιάζονται για τις τρεις καταγραφές που επιλέχθηκαν για την παραμετρική διερεύνηση της προηγούμενης ενότητας. Τα σχήματα 7(a) έως 7(f) και 8(a) έως 8(f) απεικονίζουν για τις δύο δοκιμές, τις διαφορετικές αντιπροσωπευτικές MIDA καμπύλες που και για τις δύο καθορίζονται με μεταβλητή γωνία πρόσπτωσης εύρους από 0° έως 180° με βήμα 5° μαζί με τις καμπύλες MIDA εκπροσωπώντας τις περιπτώσεις A1, A2, B1, B2, C1 και C2 μαζί, με τις 16%, 50% και 84% διαμέσους. Οι ενδιάμεσες καμπύλες προσδιορίζονται μέσω των MIDA καμπυλών που προέκυψαν για μεταβλητή γωνία πρόσπτωσης. Όπως φαίνεται κι από τις δύο ομάδες σχημάτων, υπάρχει σημαντική μεταβλητότητα στις καμπύλες MIDA σε σχέση με την προσπίπτουσα γωνία. Για την πρώτη δοκιμή, όπου λόγω συμμετρίας οι περιπτώσεις A_i και B_i ($i=1,2$) ταυτίζονται, οι περιπτώσεις A2/B2 και C2 είναι πιο συμβατικές σε σχέση με τις περιπτώσεις A1/B1 και C1, εκτός της Northridge (LA, Baldwin Hills) καταγραφής όπου η περίπτωση C1 είναι πιο συμβατική συγκριτικά με την περίπτωση C2. Επιπλέον, η καμπύλη MIDA για την περίπτωση A1/B1 είναι πάντα άνω του 50% του μέσου όρου, ενώ η καμπύλη για την περίπτωση A2/B2 είναι πάντα χαμηλότερη του 50% του μέσου όρου πλησιάζοντας το 84%. Ακόμα, οι περιπτώσεις A_i/B_i ($i=1$ ή 2) είναι και για τις τρεις καταγραφές πιο συμβατικές σε σύγκριση με τις περιπτώσεις C_i . Στη δεύτερη δοκιμή, παρόλο που η τελευταία παρατήρηση παραμένει η ίδια, δηλ.

οι περιπτώσεις A_i/B_i ($i=1$ ή 2) είναι πιο συμβατικές σε σχέση με τις περιπτώσεις C_i , η διαφοροποίηση στις άλλες παρατηρήσεις της πρώτης δοκιμής συνυπολογίζεται. Κανένας σαφής κανόνας δεν μπορεί να προσδιοριστεί για τις σχέσεις των περιπτώσεων A1, B1 και C1 με αναφορά στις περιπτώσεις A2, B2 και C2. Επιπλέον, εντοπίζεται μεγαλύτερη διαφοροποίηση στη θέση των A_i, B_i και C_i ($i=1$ ή 2) καμπυλών MIDA σε σχέση με το 16%, 50% και 84% του μέσου όρου. Τα αποτελέσματα αυτής της ενότητας επιβάλλουν την ανάγκη να ληφθεί υπόψη η τυχαιότητα καταγραφής και προσπίπτουσας γωνίας.

5.2 MIDA με βάση την PBEE

Ένα από τα αντικείμενα στην PBEE είναι η ποσοτικοποίηση της σεισμικής αξιοπιστίας μιας κατασκευής λόγω των τυχαίων μελλοντικών σεισμών σε μια τοποθεσία. Για το σκοπό αυτό, η ανάλυση θραύσης χρησιμοποιείται προκειμένου να εκτιμηθεί η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης μιας ορισμένης τιμής κατασκευαστικής παραμέτρου ζήτησης. Σε αυτή την εργασία παρουσιάζεται μια MIDA ανάλυση για ανάλυση για 3D κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος.

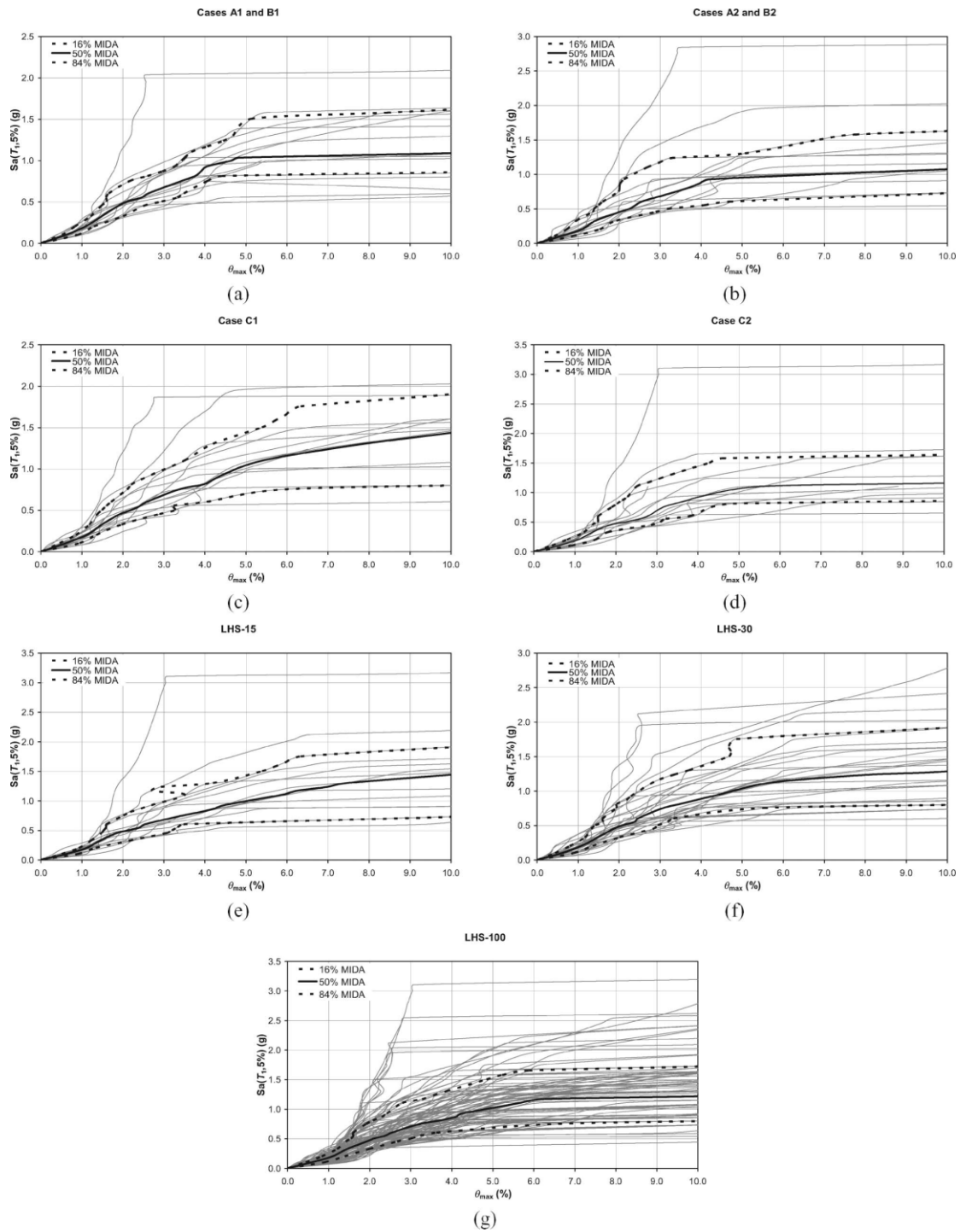
5.2.1 Η MIDA διαδικασία

Το πρώτο βήμα, προκειμένου να εκτελεσθεί η MIDA ανάλυση, είναι η επιλογή ενός συνόλου φυσικών καταγραφών που χρειάζονται για την εφαρμογή της MIDA μελέτης, ενώ το δεύτερο είναι η θέσπιση του 50% των αντιπροσωπευτικών καμπυλών MIDA των δύο παραδειγμάτων για την ανάπτυξη του ορίου των καμπυλών ευστάθειας. Με βάση προηγούμενες μελέτες [34], διαπιστώθηκε ότι δέκα στις είκοσι καταγραφές είναι επαρκείς για την πρόβλεψη, με αποδεκτή ακρίβεια, της αντισεισμικής απαίτησης ενός μεσαίου κτιρίου και για το λόγο αυτό ένα σύνολο 15 καταγραφών με δύο συνιστώσες η καθεμία επιλέχθηκε για την εργασία αυτή. Οι εδαφικές σεισμικές καταγραφές παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.

Στην εργασία αυτή εξετάζονται δύο διαφορετικές διαδικασίες για την εφαρμογή της MIDA. Στην πρώτη διαδικασία, οι δύο οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών καταγραφών εφαρμόζονται κατά μήκος των δύο ορθογώνιων αξόνων με την ίδια προσπίπτουσα γωνία (ακριβής περιγραφή των μοντέλων A_i , B_i και C_i δόθηκε στην προηγούμενη παράγραφο). Σύμφωνα με τη δεύτερη διαδικασία, η MIDA εκτελείται

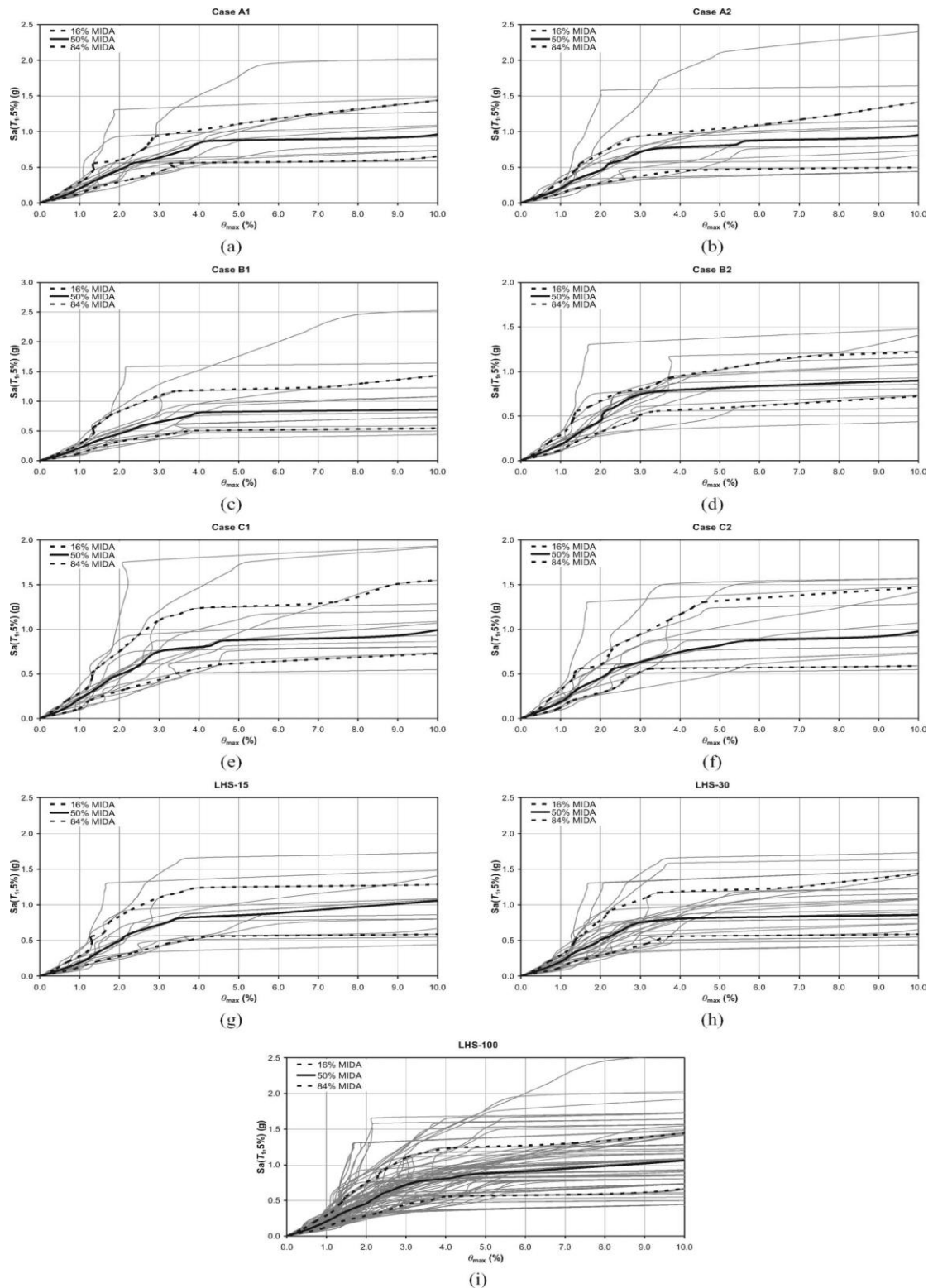
σε ένα δείγμα ζευγών καταγραφών – προσπιπτουσών γωνιών που παράγεται, όπως περιγράφηκε σε προηγούμενη παράγραφο. Τα σχήματα 5.2.1(a) έως 5.2.1(g) και 5.2.2(a) έως 5.2.2(i) απεικονίζουν τις αντιπροσωπευτικές καμπύλες MIDA των 15 καταγραφών, λαμβάνοντας υπόψη το 16%, 50% και 84% των MIDA αντιπροσωπευτικών καμπυλών. Παρά τη συμμετρική κάτοψη του πρώτου δοκιμαστικού παραδείγματος, τα σχήματα 5.2.1(a) και 5.2.1(b) αντιστοιχούν στις περιπτώσεις A1/B1 και A2/B2, αντίστοιχα.

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων



Σχήμα 5.2.1

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων



Σχήμα 5.2.2

5.4 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Oscar A. Lopez , Anil K. Chopra and Julio Hernandez, Critical response of structures to multicomponent excitation. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2000; 29:1759-1778
2. Oscar A. Lopez , Anil K. Chopra and Julio Hernandez, Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2001; 30:1379–1398
3. Antonio B. Rigato, Ricardo A. Medina , Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions *Engineering Structures* 29 (2007) 2593–2601.
4. E..Wilson, I.Suharwardy, A. Habibullah, A Clarification of the Orthogonal Effects in a three-Dimensional Seismic Analysis.
5. Lopez OA, Torres R. The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response. *Earthq Eng Struct Dyn* 1997;26:881–94.
6. Penzien J, Watabe M. Characteristics of 3-D earthquake ground motions. *Earthq Eng Struct Dyn* 1975;3:365–73.
7. Smeby W, Der Kiureghian A. Modal combination rules for Multicomponent earthquake excitation. *Earthq Eng Struct Dyn* 1985;13:1–12.
8. Antonio B. Rigato, Ricardo A. Medina, Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions.
9. A.M. Athanatopoulou Critical orientation of three correlated seismic components *Engineering Structures* 27 (2005) 301–312
10. Charles Menun and Armen Der Kiureghian, A Replacement for the 30%,40% and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis.

6

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

6.1 Εισαγωγή

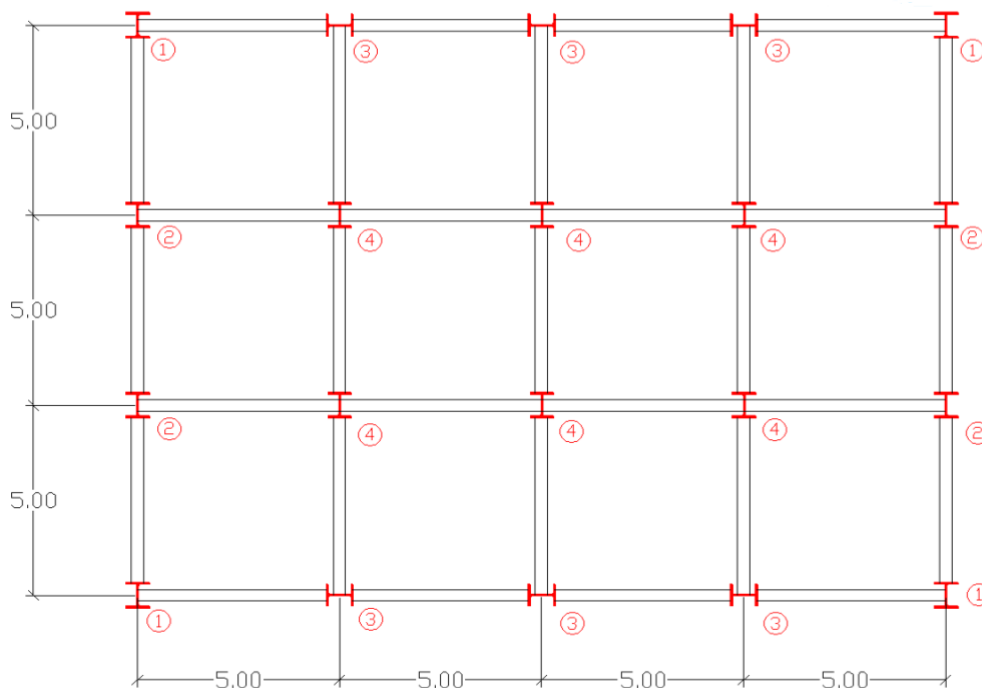
Στα πλαίσια της παρούσας έρευνας θα μελετηθούν τρία κτίρια με μεταλλικές διατομές υποστρωμάτων, δοκών και χιαστί συνδέσμων. Αρχικά θα γίνει διερεύνηση της απόκρισης του κάθε κτιρίου σε επιβολή συγκεκριμένων σεισμικών κινήσεων σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας για όλες τις γωνίες πρόσπτωσης του σεισμού (0°-360°). Έπειτα θα γίνει ανάλυση με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και σχεδιασμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, τα αποτελέσματα των οποίων θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό του βέλτιστου κόστους με χρήση συγκεκριμένου αλγορίθμου. Στη συνέχεια, θα γίνει ανάλυση και βέλτιστος σχεδιασμός όσον αφορά στο κόστος κατασκευής, για συγκεκριμένες σεισμικές καταγραφές οι οποίες θα αναχθούν σε τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας και θα γίνει αντιστοιχία σε τρεις στάθμες επιτελεστικότητας με κριτήριο το μέγιστο drift ορόφου, σύμφωνα με τον performance Based Design. Τέλος, θα προταθεί μία μεθοδολογία που θα αξιοποιεί την κρίσιμη γωνία σεισμού και το βέλτιστο σχεδιασμό της κατασκευής με βάση το κόστος στα πλαίσια του Performance Based Design.

6.2 Περιγραφή μοντέλων

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν τρία μεταλλικά κτίρια, δύο, τεσσάρων και οκτώ ορόφων, ώστε να ληφθεί υπόψη και η επιρροή του ύψους των κατασκευών στην έρευνα. Οι κατασκευές είναι συμμετρικές ορθογωνικής κάτοψης 15m x 20m, ίδιας για όλους τους τύπους κτιρίων, με χιαστί συνδέσμους στα ακραία ανοίγματα της μεγαλύτερης πλευράς. Η μεγαλύτερη πλευρά χωρίζεται σε τέσσερα ανοίγματα των 5m, ενώ η μικρότερη σε τρία ανοίγματα αντίστοιχα. Η στάθμη 1^{ου} ορόφου και για τα τρία κτίρια είναι 4m, ενώ κάθε επιπλέον όροφος έχει ύψος 3m. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία, τα οποία διακρίνονται σε ομάδες όπως φαίνεται στο σχήμα 6.1:

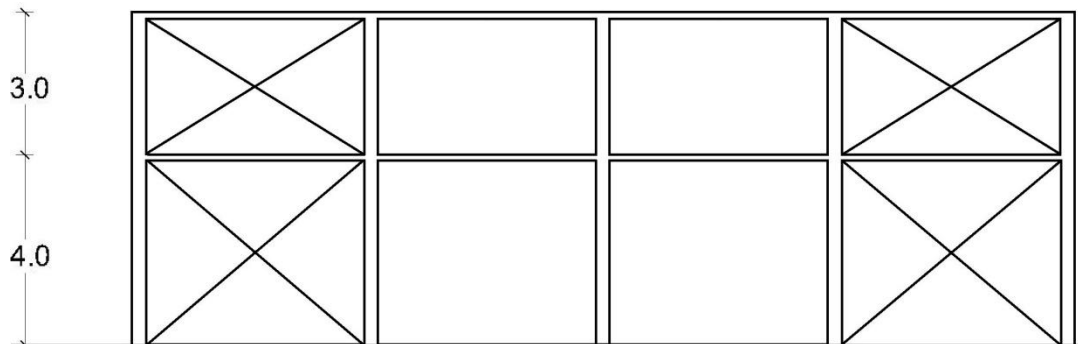
- Υποστυλώματα πρότυπης διατομής HEB (τέσσερις ομάδες)
- Δοκοί πρότυπης διατομής IPE (μία ομάδα)
- Χιαστί σύνδεσμοι πρότυπης διατομής L (έλασης εν θερμώ) (μία ομάδα) και
- Πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 12cm,

Για τα παραπάνω δομικά στοιχεία χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235 με μέτρο ελαστικότητας 210GPa και σκυρόδεμα κυλινδρικής αντοχής 20MPa με αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας 30GPa. Σε κάθε στάθμη των κατασκευών υπάρχουν μόνιμα φορτία 5.0 kN/m² (στα οποία περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος της πλάκας) και ωφέλιμα φορτία 1.5 kN/m².

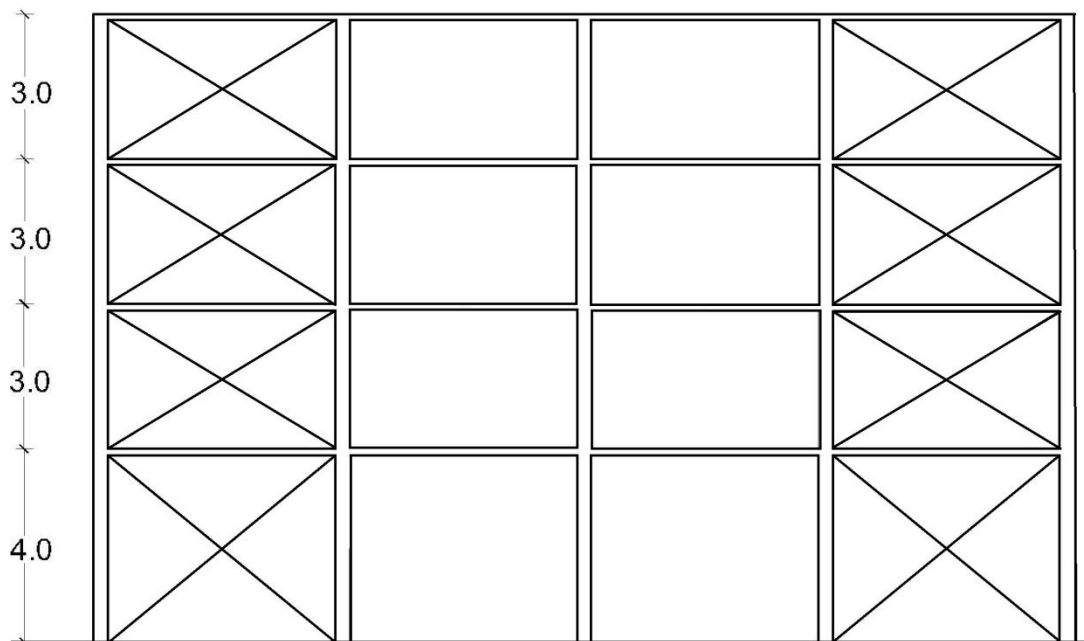


Σχήμα 6.1.1 Κάτοψη Μεταλλικής Κατασκευής – Ομάδες δομικών στοιχείων

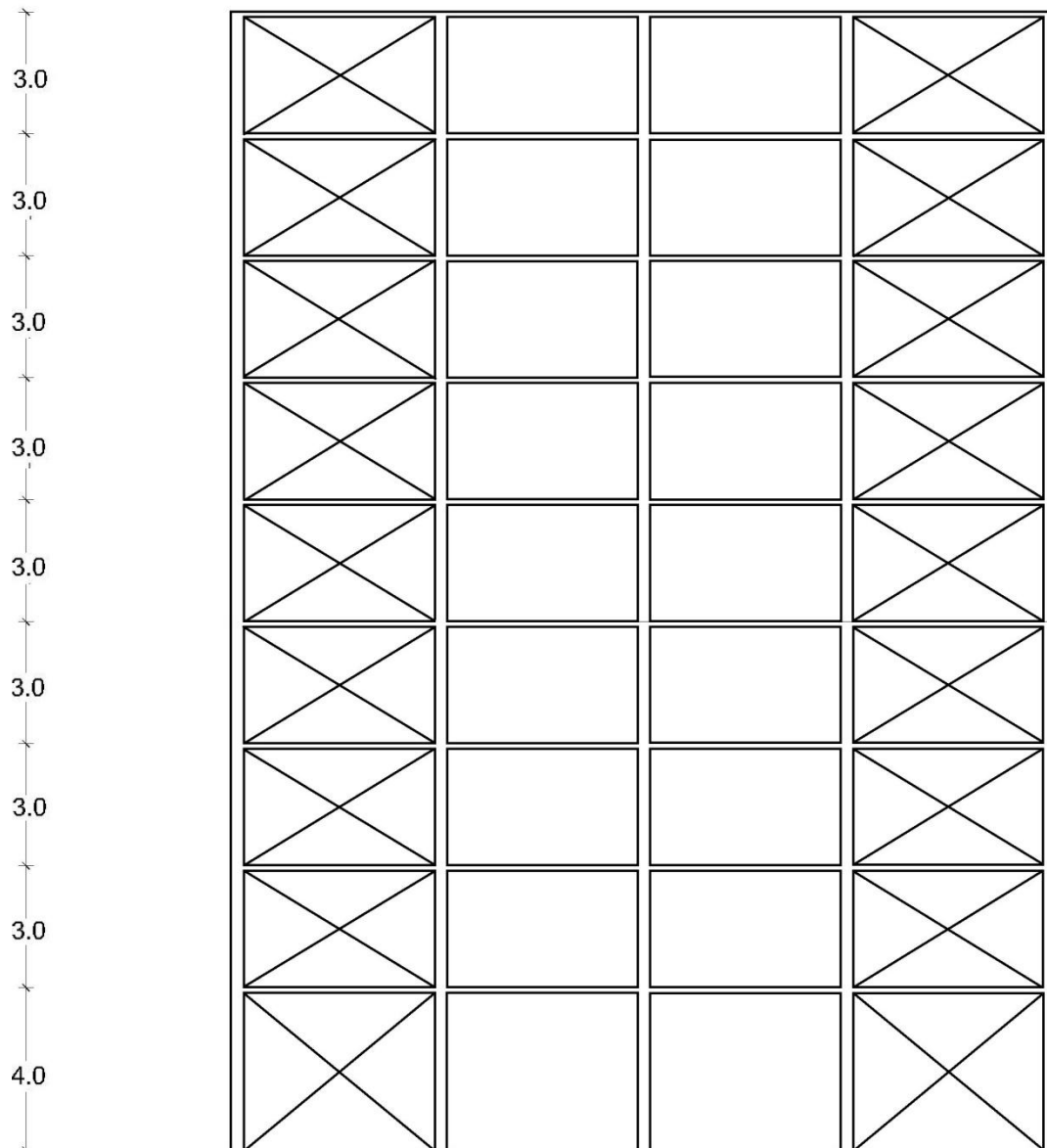
Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό
μεταλλικών κτιρίων



Σχήμα 6.1.2α Όψη δώροφου κτιρίου



Σχήμα 6.1.2β Όψη τετραώροφου κτιρίου



Σχήμα 6.1.2γ Όψη οκταώροφου κτιρίου

6.3 Διερεύνηση Επιρροής Γωνίας Σεισμού

Για τη μελέτη της επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης σεισμού στην απόκριση της κατασκευής, έγινε διερεύνηση στα πλαίσια της MIDA ανάλυσης για τα τρία μοντέλα κτιρίων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Το μέγεθος για το οποίο πραγματοποιήθηκε η συγκεκριμένη διερεύνηση είναι το μέγιστο drift ορόφου που παρουσιάστηκε στην κατασκευή. Χρησιμοποιήθηκαν τρεις σεισμικές καταγραφές, τα χαρακτηριστικά των

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων

οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3.1. Οι καταγραφές αυτές, κλιμακώθηκαν σε τέσσερα διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας (0.05g, 0.15g, 0.30g, 0.50g) έτσι ώστε να συμπεριληφθεί και αυτός ο παράγοντας στην εξέταση της επιρροής της γωνίας σεισμού. Οι αναλύσεις έγιναν με χρήση λογισμικού OPENSEES, το οποίο είναι ένα ανοικτού τύπου λογισμικό μοντελοποίησης και αριθμητικής προσομοίωσης κατασκευών υποβαλλόμενων σε σεισμικές δράσεις.

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μοντέλο κατασκευής είναι οι εξής:

1. 2όροφο

- Υποστυλώματα : HEB 360
- Δοκοί : IPE 240
- Χιαστί σύνδεσμοι : L 100x10

2. 4όροφο

- Υποστυλώματα : HEB 360
- Δοκοί : IPE 240
- Χιαστί σύνδεσμοι : L 100x10

3. 8όροφο

- Υποστυλώματα : HEB 450
- Δοκοί : IPE 240
- Χιαστί σύνδεσμοι : L 100x10

Πίνακας 6.3.1 Χαρακτηριστικά των τριών σεισμικών καταγραφών

Earthquake Station	R ¹ (km)	EpiD ² (km)	Recording Angle log/tran (°)	Duration (sec)	PGA _{lo} g (g)	PGA _{tr} an (g)	Campbell's GEocode ³	Fault rupture ⁴
WAHO (Loma Prieta 1989)	17.5	12.56	000/090	24.96	0.37	0.64	C	RO
Leona Valley #2 (Northridge 1994)	37.2	51.88	000/090	32.00	0.09	0.06	A	RN
Lake Hughes #1 (Northridge 1994)	89.67	93.22	000/090	32.00	0.087	0.077	A	RN

¹Campbell's R Distance

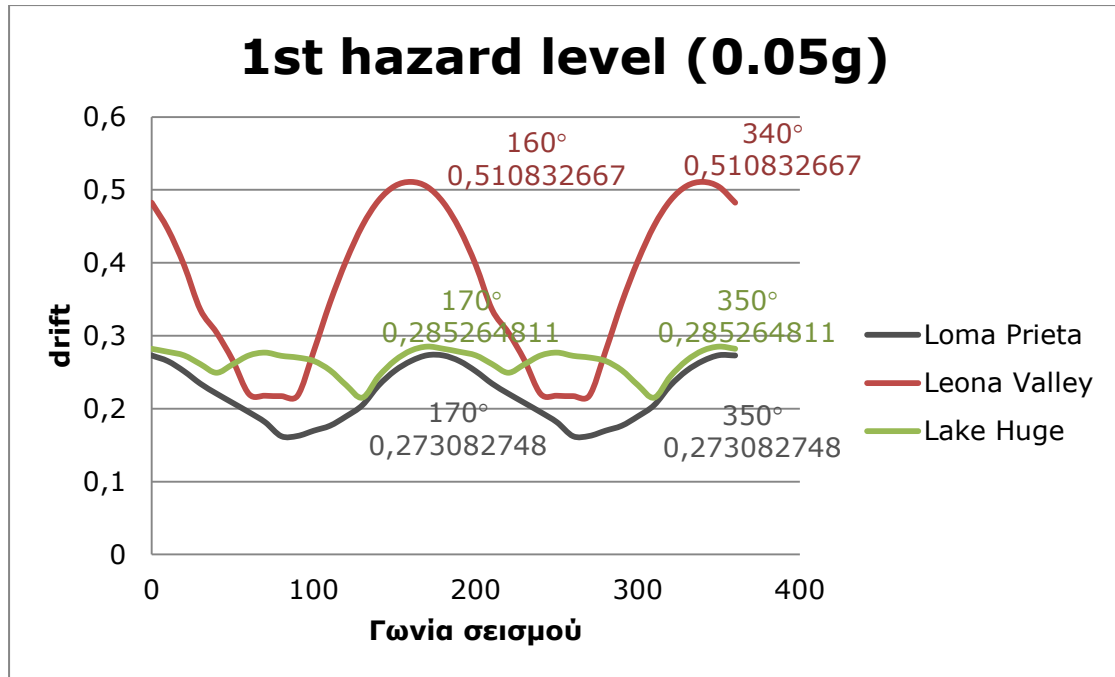
²Distance from the recording site to epicentre

³Campbell's site classification: A (Firm Soil), B (Very Firm Soil), C (Soft Rock), D (Firm Rock), E (Shallow Soils)

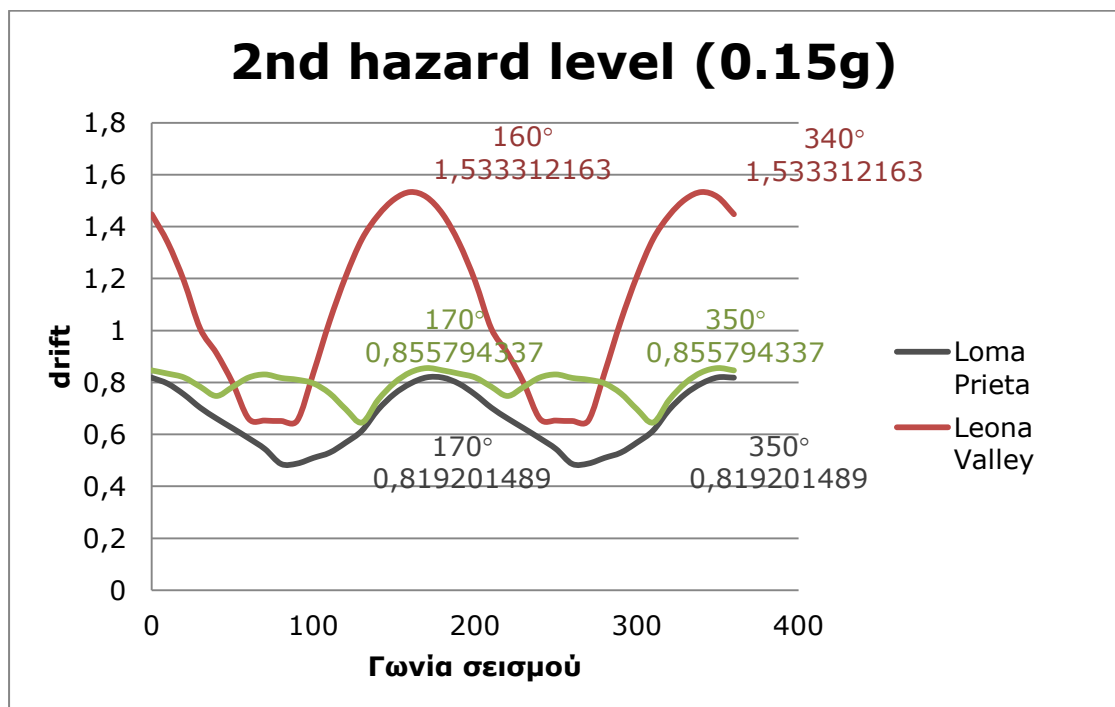
⁴Fault rupture mechanism: SS (Strike Slip), N (Normal), RN (Reverse-Normal), RO (Reverse-Oblique), NO (Normal- Oblique)

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνονται στα παρακάτω διαγράμματα, ανάλογα με το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας :

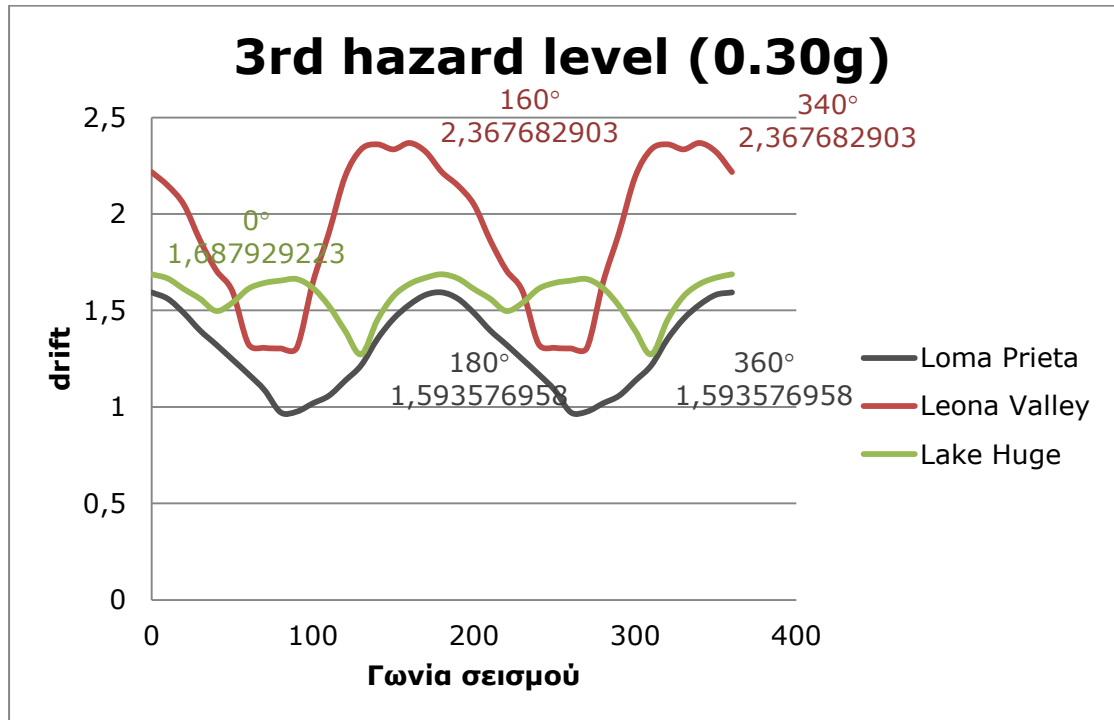
2όροφο Κτίριο



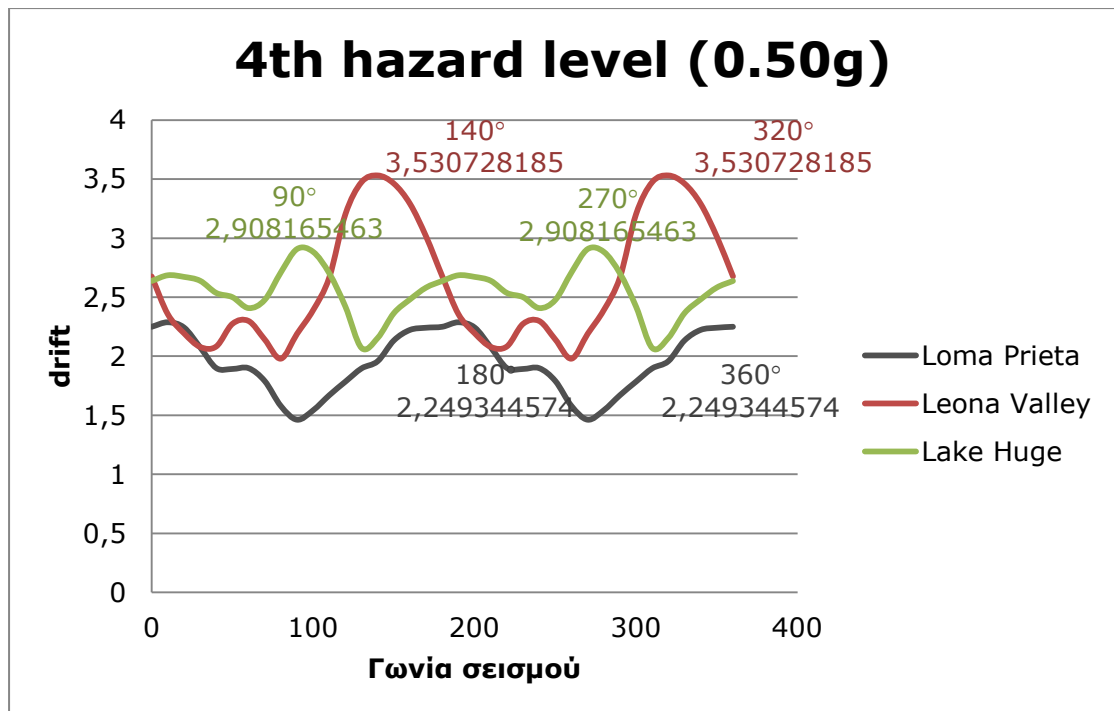
Πρώτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας



Δεύτερο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

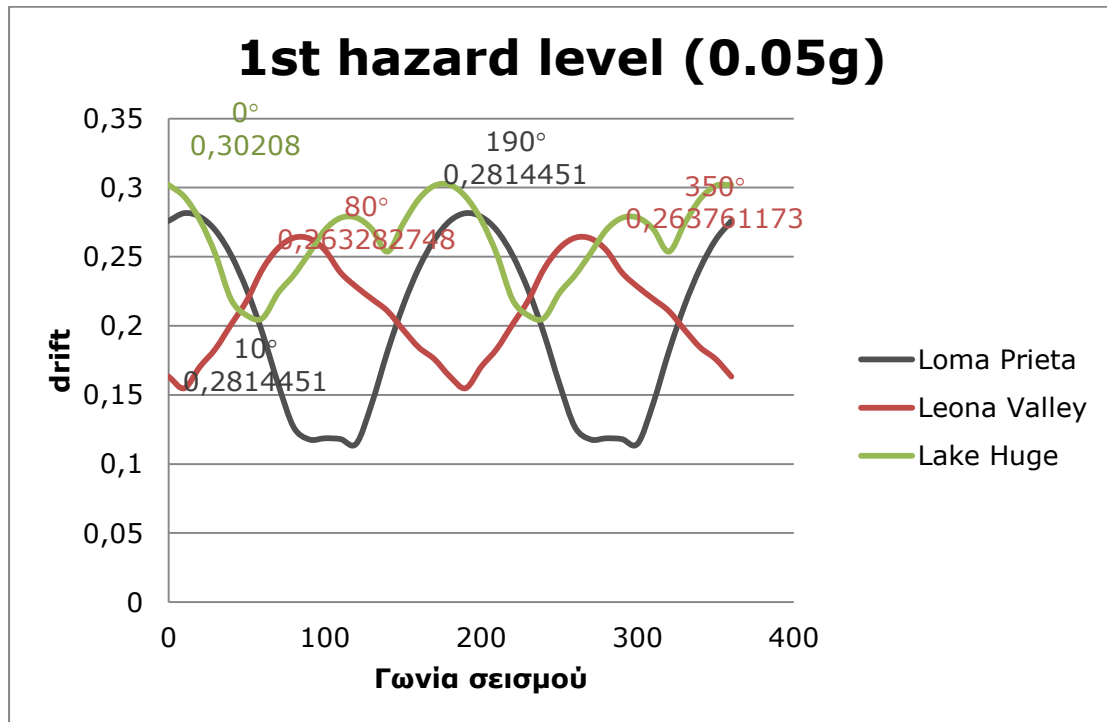


Τρίτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

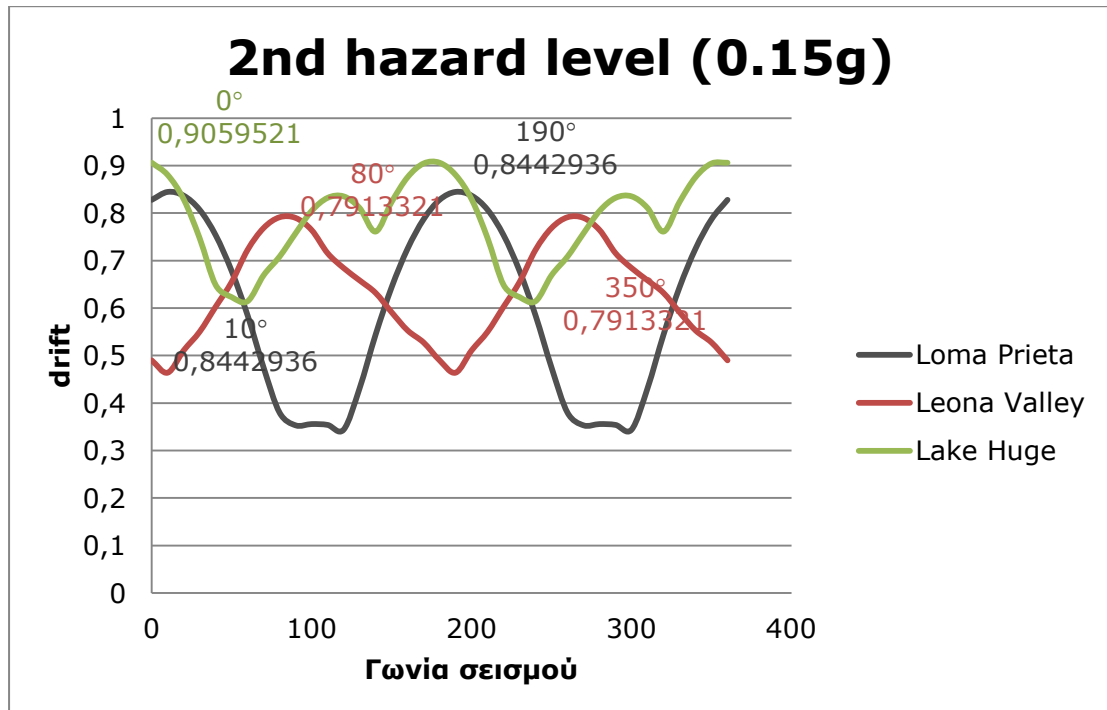


Τέταρτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

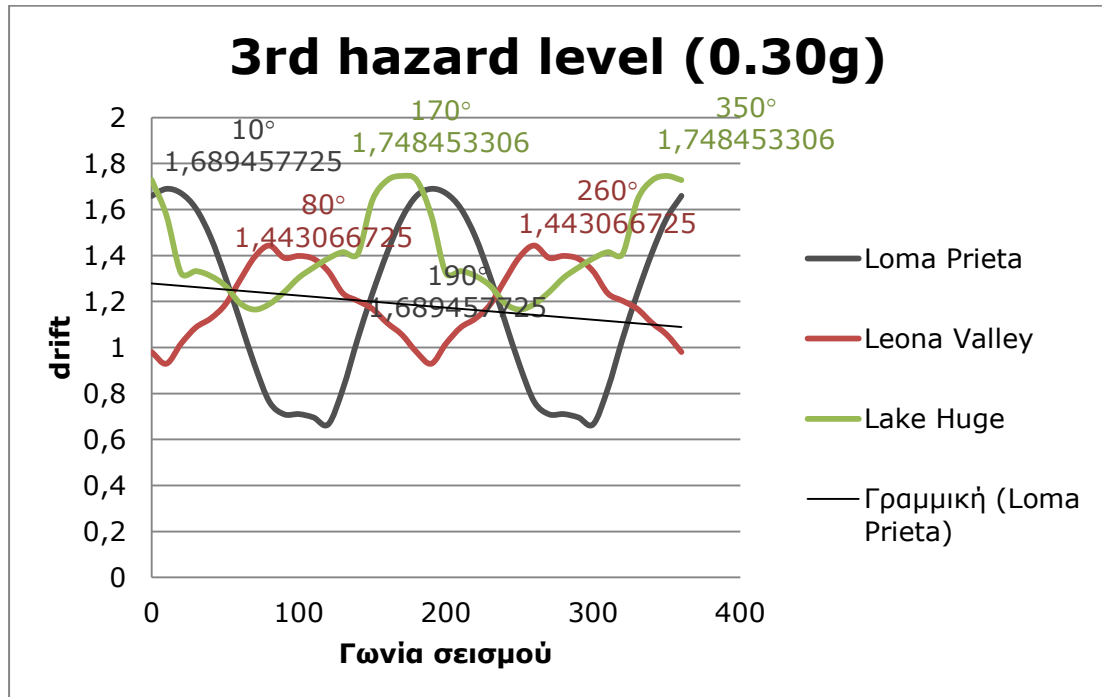
4όροφο Κτίριο



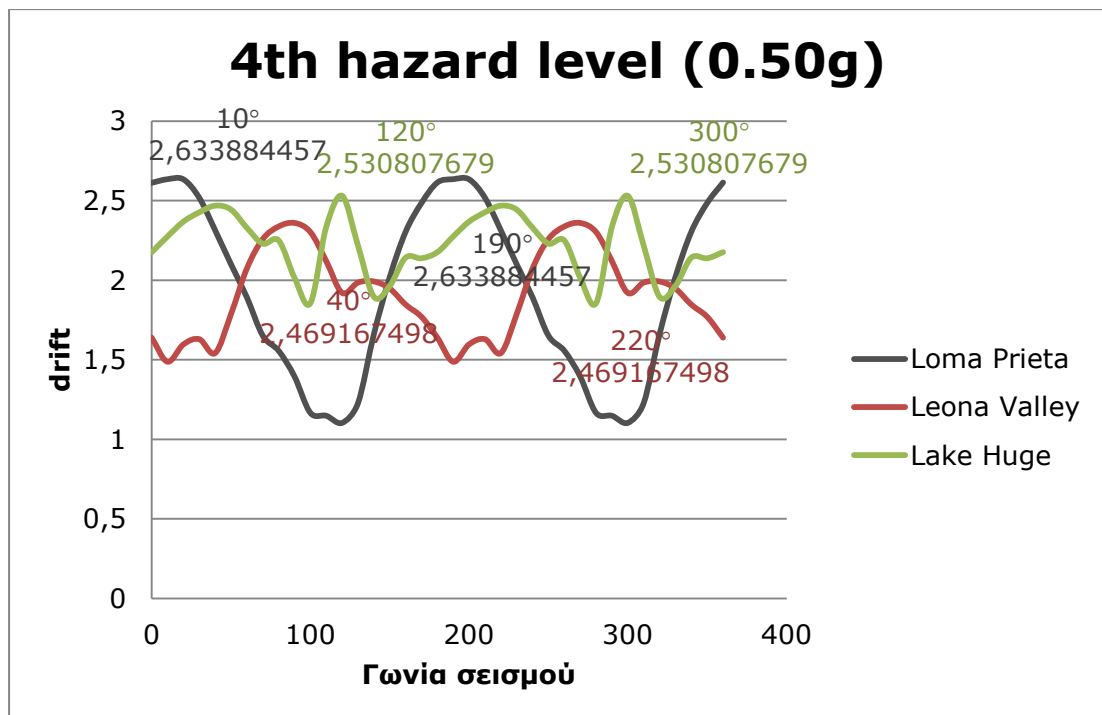
Πρώτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας



Δεύτερο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

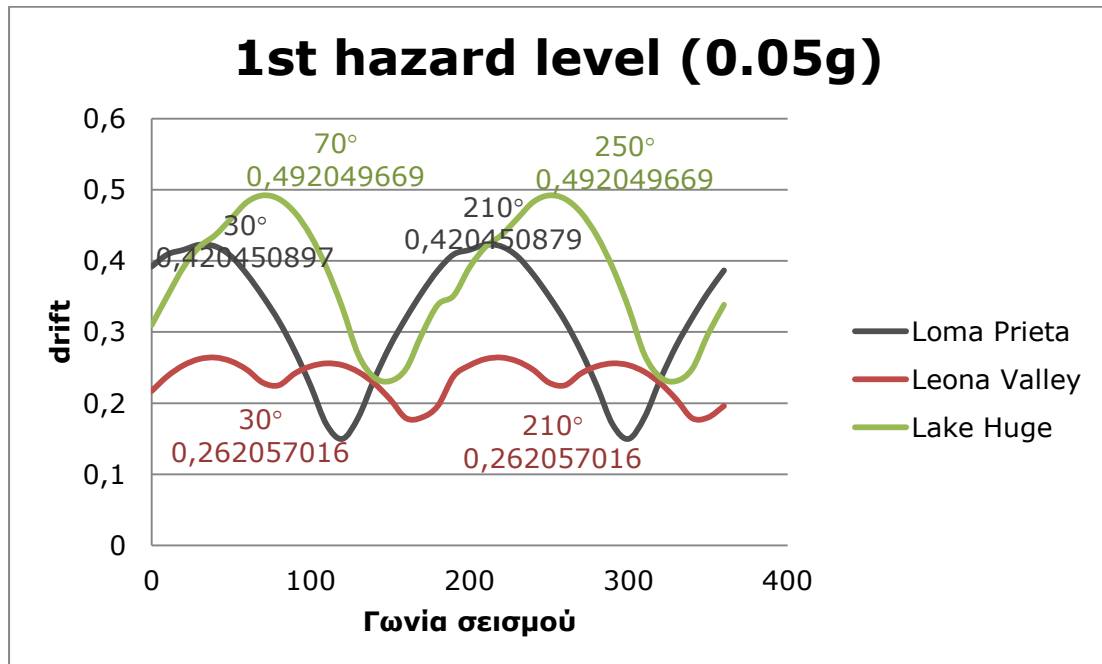


Τρίτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

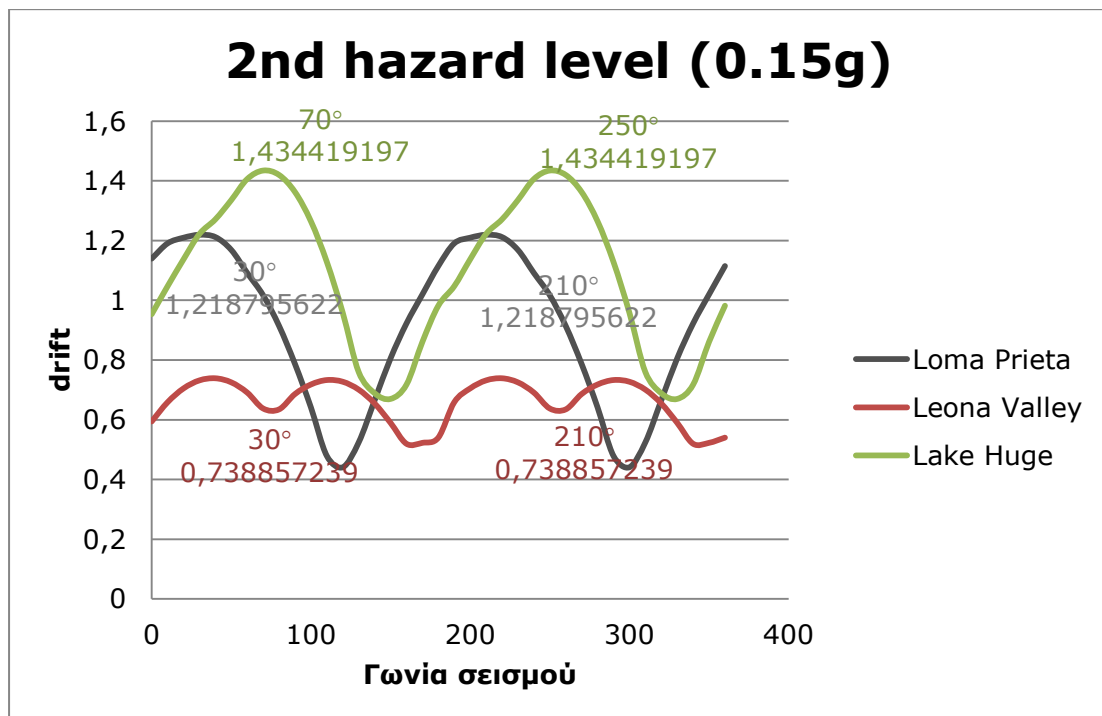


Τέταρτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

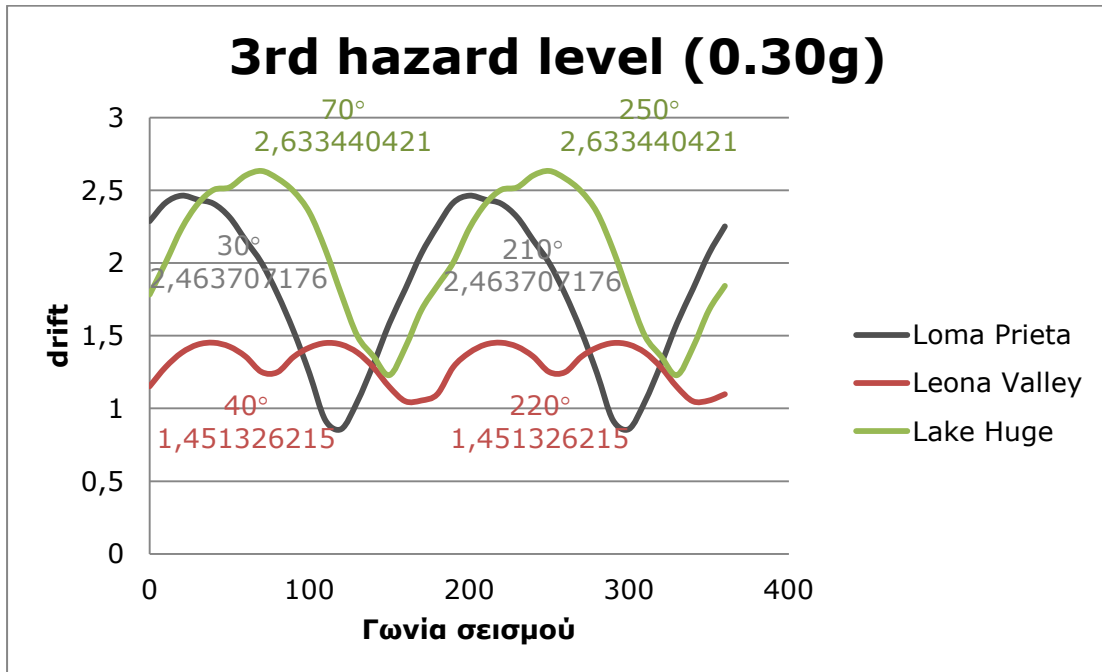
8όροφο Κτίριο



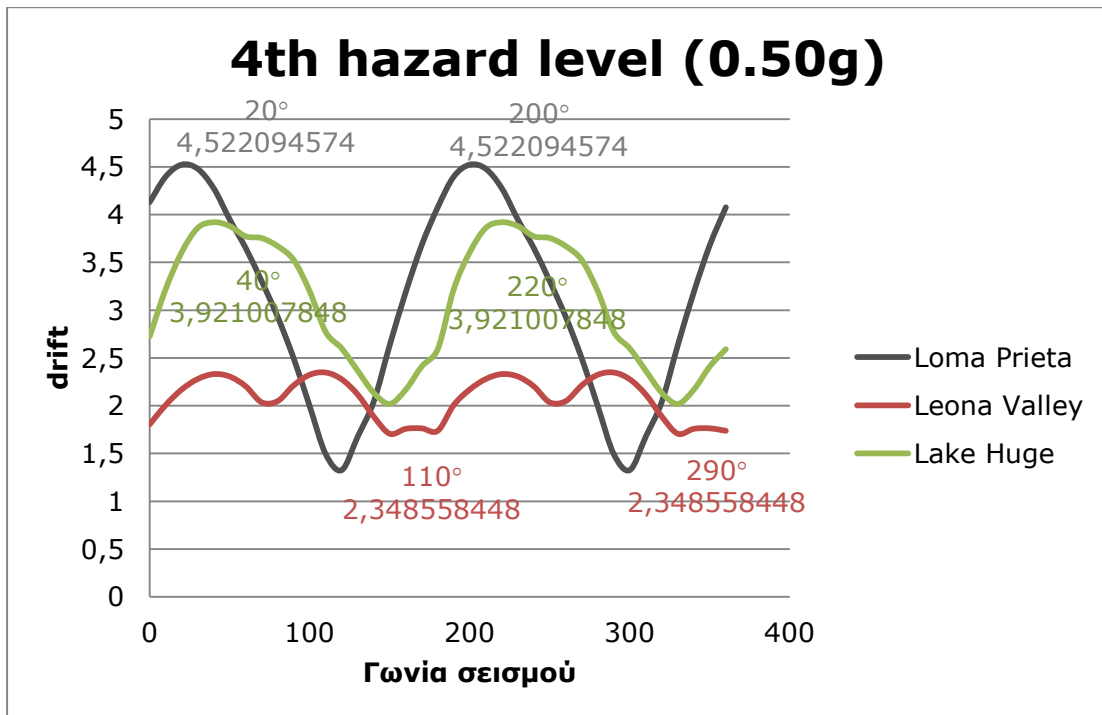
Πρώτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας



Δεύτερο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας



Τρίτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας



Τέταρτο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας

Παρατηρήσεις

Τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων δίνουν μία σαφή εικόνα για την επιρροή της γωνίας σεισμού στη μέγιστη εντατική κατάσταση της κατασκευής. Παρατηρείται ότι η κρίσιμη γωνία σεισμού, η γωνία δηλαδή που μας δίνει τη μεγαλύτερη απόκριση στην κατασκευή, εμφανίζεται δύο φορές για κάθε σεισμό, με διαφορά 180° , λόγω της συμμετρίας της κάτοψης των κατασκευών. Επίσης παρατηρείται ότι η κρίσιμη γωνία σεισμού διαφέρει από σεισμό σε σεισμό, από μοντέλο σε μοντέλο αλλά και από επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας σε διαφορετικό επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, αν και το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας δε μεταβάλλει δραστικά την εικόνα. Πιο συγκεκριμένα:

- Για το ίδιο κτίριο, σε συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, η κρίσιμη γωνία σεισμού διαφέρει από σεισμική καταγραφή σε σεισμική καταγραφή. Επίσης παρατηρείται ότι για συγκεκριμένη γωνία σεισμού μία σεισμική καταγραφή μπορεί να δίνει μέγιστη απόκριση ενώ μία άλλη ελάχιστη.
- Οι σεισμικές καταγραφές των Loma Prieta και Leonna Valley δείχνουν να έχουν αρκετά όμοια συμπεριφορά ως προς την κρίσιμη γωνία, όμως διαφέρουν αρκετά ως προς το μέγεθος της απόκρισης που δίνουν οι κρίσιμες γωνίες τους.
- Οι σεισμικές καταγραφές των Leonna Valley και Lake Hughes είναι καταγραφές που αφορούν τον ίδιο σεισμό (Northridge 1994), αλλά ελήφθησαν από διαφορετικούς σταθμούς. Παρατηρείται ότι η εικόνα αυτών των καταγραφών δεν παρουσιάζει καμία ομοιότητα ούτε ως προς την κρίσιμη γωνία σεισμού αλλά ούτε ως προς το μέγεθος απόκρισης των κρίσιμων γωνιών τους.
- Στο 2όροφο και στο 4όροφο μοντέλο, φαίνεται ότι δεν υπάρχει διαφορά της κρίσιμης γωνίας σεισμού για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, αντίθετα με το 8όροφο που από ένα επίπεδο στο άλλο παρατηρείται μέχρι και 100° διαφορά, πράγμα που σημαίνει ότι για ψηλότερα μοντέλα έχει μεγαλύτερη σημασία η ένταση του σεισμού στην κρίσιμη γωνία.
- Από μοντέλο σε μοντέλο παρατηρούμε πολύ διαφορετικές τιμές της κρίσιμης γωνίας σεισμού, κάτι που σημαίνει ότι η μεταβολή του ύψους μιας κατασκευής αλλάζει την κρίσιμη γωνία σεισμού.
- Για διαφορετικά μοντέλα, παρατηρείται διαφορετική σεισμική καταγραφή που δίνει συνολικά τη μέγιστη απόκριση κατά τη διεύθυνση της κρίσιμης γωνίας της.

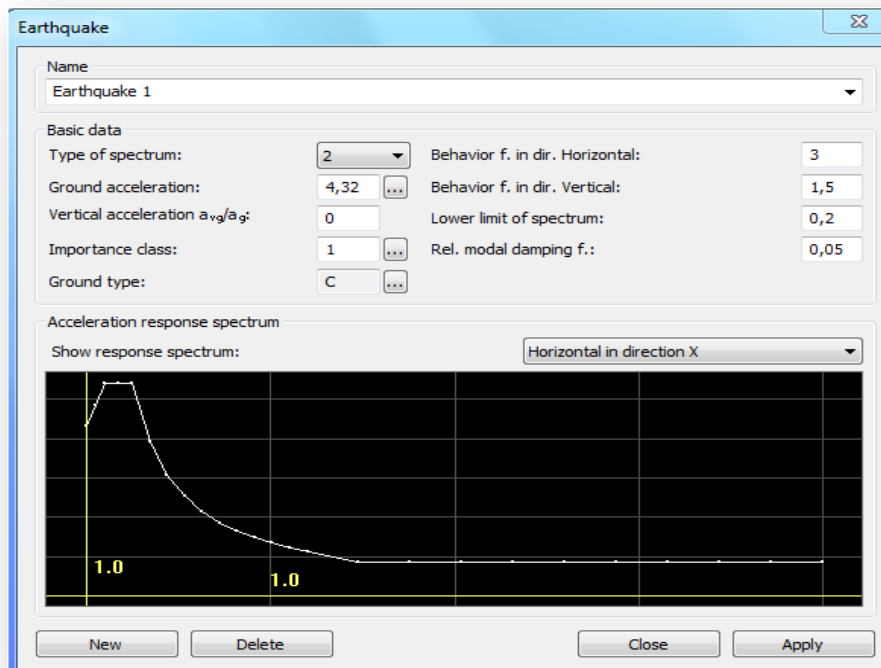
Συμπεράσματα

Η γωνία σεισμού είναι μία παράμετρος που αξίζει διερεύνησης καθώς μπορεί να επηρεάσει δραστικά τον σχεδιασμό των κατασκευών. Τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής μπορεί να είναι ως και 20% μεγαλύτερα όταν μία σεισμική κίνηση επιβάλλεται κατά την κρίσιμη γωνία σε σχέση με αυτά που προκύπτουν όταν ο σεισμός επιβληθεί κατά μήκος των κατασκευαστικών αξόνων. Η κρίσιμη γωνία σεισμού, όμως, δεν είναι μία παράμετρος που εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά μίας κατασκευής, γι' αυτό και η εύρεσή της δε μπορεί να καθοριστεί μονοσήμαντα. Η κρίσιμη γωνία σεισμού εξαρτάται και από τη σεισμική κίνηση που επιβάλλεται στην κατασκευή, από την ένταση της σεισμικής κίνησης, αλλά και από το εντατικό μέγεθος ως προς το οποίο εξετάζεται. Δεν μπορούμε λοιπόν να βρούμε μία χαρακτηριστική γωνία σεισμού για την κατασκευή, αλλά θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλες οι κρίσιμες γωνίες που προκύπτουν από τη διερεύνηση. Όσο πιο πολλές σεισμικές καταγραφές επιβληθούν στην κατασκευή τόσο πιο ακριβή εικόνα θα έχουμε όχι μόνο για την κρίσιμη γωνία, αλλά κυρίως για τη μέγιστη τιμή του εντατικού μεγέθους που εξετάζεται, ανάλογα και με το επίπεδο έντασης που επιβάλλαμε τους σεισμούς αυτούς.

6.4 Σχεδιασμός με βάση τον Ευρωκώδικα

Στο σημείο αυτό, γίνεται σχεδιασμός των μοντέλων σύμφωνα με ισχύοντα κανονισμό. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το CONSTEEL το οποίο είναι λογισμικό που χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση και τον Ευρωκώδικα για το σχεδιασμό. Σύμφωνα με αυτόν χρησιμοποιείται η μέθοδος CQC για την ιδιομορφική επαλληλία των εντατικών μεγεθών της κατασκευής και η μέθοδος SRSS για τη χωρική επαλληλία των συνιστωσών του σεισμού, τις οποίες θεωρεί ανεξάρτητες. Η τελική επιλογή των διατομών πραγματοποιήθηκε ύστερα από διαδοχικές δοκιμές και αναλύσεις διαφορετικών συνδυασμών με σκοπό τη μέγιστη χρησιμοποίηση του κάθε δομικού στοιχείου. Η φασματική επιτάχυνση που χρησιμοποιήθηκε για τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι 0.44041g και αντιστοιχεί σε 10% πιθανότητα εμφάνισης σε 50 χρόνια. Ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων γίνεται με κοινές διατομές κατηγορίας HEB σε κάθε ομάδα ξεχωριστά. Οι δοκοί είναι κοινής διατομής σε όλη την κατασκευή και είναι κατηγορίας IPE και οι χιαστί σύνδεσμοι είναι επίσης κοινοί για όλη την κατασκευή και λαμβάνονται από την κατηγορία L (εν θερμώ έλαση).

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων

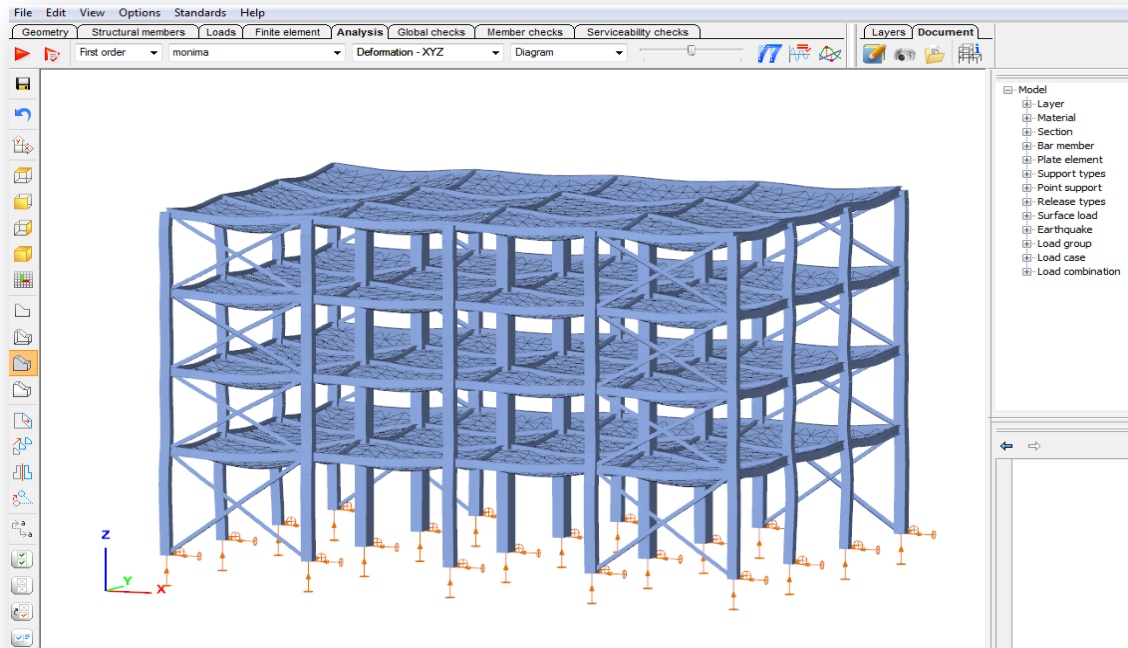


Εισαγωγή των στοιχείων του φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

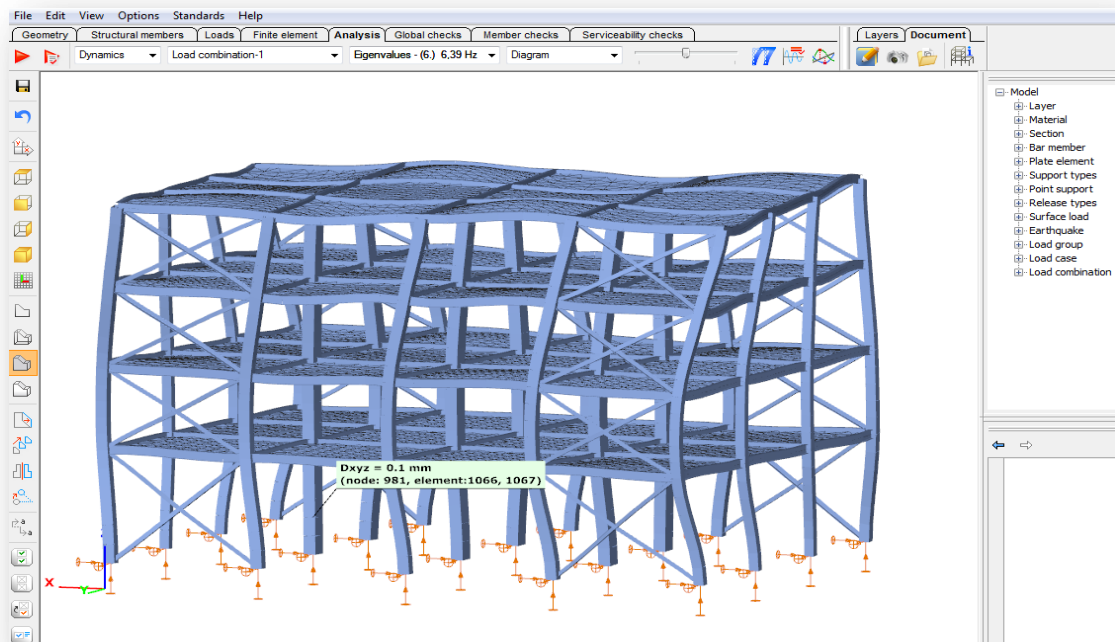
Name	Limit state	monima	kinita	seismos
Load combination-1	Resistance	1,35	1,5	0
Load combination-2	Resistance	1	1,5	0
Load combination-3	Resistance	1,35	1,05	0
Load combination-4	Resistance	1	1,05	0
Load combination-5	Resistance	1,15	1,5	0
Load combination-6	Resistance	1	0,3	1
Load combination-7	Resistance	1	0,3	-1
Serviceability-1	Serviceability	1	1	0

Πίνακας παρουσίασης των συνδυασμών δράσης

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων



Παραμορφωμένο σχήμα 4όροφου κτιρίου για κατακόρυφα φορτία



Μία από τις ιδιομορφές ταλάντωσης του 4όροφου κτιρίου

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό
μεταλλικών κτιρίων

Η παραπάνω ανάλυση έδωσε τα αποτελέσματα που ακολουθούν.

2όροφο κτίριο

Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
HEB260	HEB240	HEB320	HEB360	IPE360	L150x115	37240 €

4όροφο κτίριο

Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
HEB400	HEB300	HEB500	HEB500	IPE450	L160x15	78356 €

8όροφο κτίριο

Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
HEB650	HEB340	HEB500	HEB600	IPE550	L160x15	171924€

6.5 Σχεδιασμός 2όροφου με βάση τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για γωνίες σεισμού από 0° έως 180°.

6.5.1 Διαδικασία σχεδιασμού και ανάλυσης

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται ο βέλτιστος σχεδιασμός του 2όροφου κτιρίου για γωνίες σεισμού από 0° έως 180° με βήμα 30°. Η διερεύνηση αυτή γίνεται για να ληφθεί εμπράκτως η επιρροή της γωνίας σεισμού στο κόστος κατασκευής. Για τις αναλύσεις της κατασκευής πραγματοποιούνται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με επιβολή συγκεκριμένων σεισμικών καταγραφών, οι οποίες κλιμακώνονται σε τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας ώστε να συγκριθούν με τους περιορισμούς της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας, στα πλαίσια του Performance Based Design. Ο σχεδιασμός έγινε με χρήση αλγορίθμου προγραμματισμένου σε γλώσσα fortran, εντός του οποίου γίνεται κλήση του προγράμματος OPENSEES το οποίο κάνει τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση για συγκεκριμένο συνδυασμό δομικών στοιχείων, σε συγκεκριμένη σεισμική χρονοιστορία η οποία έχει αναχθεί σε ορισμένο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης αφορούν το εντατικό μέγεθος με βάση το οποίο μετράμε την απόκριση της κατασκευής (Engineering Demand Parameter), που στην παρούσα εργασία είναι το μέγιστο drift ορόφου που παρουσιάζεται σε όλη την κατασκευή. Για κάθε μέγιστο drift ορόφου της κατασκευής, ανάλογα με το επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας που έχει αναχθεί η σεισμική καταγραφή, γίνεται σύγκριση με το μέγιστο drift ορόφου που απαιτούν οι περιορισμοί για την κατασκευή, οι οποίοι ελήφθησαν από το HAZUS (2003). Από τον κάθε συνδυασμό δομικών στοιχείων υπολογίζεται το κόστος κατασκευής, το οποίο λαμβάνει υπόψη ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης. Η μέθοδος βελτιστοποίησης που εφαρμόζεται για το σχεδιασμό είναι η Particle Swarm Optimization, η οποία περιγράφεται στο κεφάλαιο 2. Μετά από μία μακρά σειρά διαδοχικών ακολουθιών αλλαγής διατομών-ανάλυσης και σύγκρισης των drift ορόφου προκύπτει ο βέλτιστος σχεδιασμός της κατασκευής για τη συγκεκριμένη γωνία σεισμού που μελετάται.

6.5.2 Δομικά στοιχεία

Τα δομικά στοιχεία της κατασκευής δίνονται στο πρόγραμμα από συγκεκριμένη βάση δεδομένων για κάθε είδος. Οι διατομές των υποστυλωμάτων λαμβάνονται από την κατηγορία HEB και ο σχεδιασμός λαμβάνει κοινή διατομή για όλα τα υποστυλώματα της κάθε ομάδας, ξεχωριστά. Οι διατομές όλων των δοκών λαμβάνονται από την κατηγορία IPE και οι χιαστί σύνδεσμοι είναι επίσης κοινοί για όλη την κατασκευή και λαμβάνονται από την κατηγορία L (έλασης εν θερμώ).

6.5.3 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών

Οι σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.5.3.1 Χαρακτηριστικά των τριών σεισμικών καταγραφών

Earthquake Station	R ¹ (km)	EpiD ² (km)	Recording Angle log/tran (°)	Duration (sec)	PGA _{lo} g (g)	PGA _{tr} an (g)	Campbell's GEOCODE ³	Fault rupture ⁴
WAHO (Loma Prieta 1989)	17.5	12.56	000/090	24.96	0.37	0.64	C	RO
Leona Valley #2 (Northridge 1994)	37.2	51.88	000/090	32.00	0.09	0.06	A	RN
Lake Hughes #1 (Northridge 1994)	89.67	93.22	000/090	32.00	0.087	0.077	A	RN

¹Campbell's R Distance

²Distance from the recording site to epicentre

³Campbell's site classification: A (Firm Soil), B (Very Firm Soil), C (Soft Rock), D (Firm Rock), E (Shallow Soils)

⁴Fault rupture mechanism: SS (Strike Slip), N (Normal), RN (Reverse-Normal), RO (Reverse-Oblique), NO (Normal- Oblique)

Τα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας που χρησιμοποιήθηκαν, κλιμακώθηκαν ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σε 50 χρόνια. Έτσι λοιπόν το χαμηλότερο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας ισοδυναμεί πιθανότητα εμφάνισης 50% σε 50 χρόνια, το μεσαίο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας ισοδυναμεί με πιθανότητα εμφάνισης 10% σε 50 χρόνια και το υψηλότερο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας αφορά πιθανότητα εμφάνισης 2% σε 50 χρόνια. Οι επιταχύνσεις του εδάφους για τα τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.5.3.2 Επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας – Επιταχύνσεις εδάφους

Επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας	Επιτάχυνση εδάφους
Χαμηλό επίπεδο (50%)	a=0.09369g
Μεσαίο επίπεδο (10%)	a=0.044041g
Υψηλό επίπεδο (2%)	a=0.78713g

6.5.4 Περιορισμοί σύμφωνα με το HAZUS (2003), για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

Στα πλαίσια του Performance Based Design, θα πρέπει να καθοριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, με μέγεθος αναφοράς το μέγιστο drift ορόφου που προκύπτει σε ολόκληρη την κατασκευή. Τα όρια για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ελήφθησαν από το HAZUS, με βάση τα είδος της κατασκευής (κατασκευή με μεταλλικά υποστυλώματα) και με βάση τον αριθμό ορόφων της κατασκευής (διώροφο κτίριο). Το HAZUS είναι μία καθορισμένη μεθοδολογία που περιλαμβάνει μοντέλα πρόβλεψης βλαβών από σεισμούς, πλημμύρες και τυφώνες. Το HAZUS χρησιμοποιεί την τεχνολογία GIS (Geographical Information Systems) για την εκτίμηση των φυσικών, οικονομικών και κοινωνικών επιπτώσεων των φυσικών φαινομένων. Οι περιορισμοί των drift ορόφου φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.5.4.1 Περιορισμοί drift ορόφου

Στάθμη επιτελεστικότητας	Αντίστοιχο drift ορόφου
Άμεση Χρήση	$0.0 \leq \theta \leq 0.5$
Προστασία Ζωής	$0.5 \leq \theta \leq 1.0$
Οιονεί Κατάρρευση	$1.0 \leq \theta \leq 8.0$

6.5.5 Κόστος Κατασκευής

Το κόστος κατασκευής υπολογίζεται με βάση το συνολικό όγκο σκυροδέματος και με βάση το συνολικό βάρος χάλυβα που απαιτείται για την κατασκευή. Οι τιμές σκυροδέματος και χάλυβα ανά m^3 και ανά kgr αντίστοιχα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.5.5.1 Κατασκευαστικό Υλικό - Κόστος

Κατασκευαστικό υλικό	Κόστος
Σκυρόδεμα	70 €/m ³
Χάλυβας	1 €/kgr

6.5.6 Αποτελέσματα βέλτιστου σχεδιασμού 2όροφου κτιρίου

Τα αποτελέσματα του βέλτιστου σχεδιασμού για κάθε γωνία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Γωνία Σεισμού	Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
	Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
$\varphi=0^\circ$	HEB220	HEB180	HEB500	HEB500	IPE360	L150x15	39358€
$\varphi=30^\circ$	HEB240	HEB200	HEB260	HEB280	IPE300	L150x10	28198€
$\varphi=60^\circ$	HEB140	HEB180	HEB650	HEB650	IPE400	L160x17	45669€
$\varphi=90^\circ$	HEB450	HEB550	HEB100	HEB220	IPE400	L120x10	51719€
$\varphi=120^\circ$	HEB550	HEB1000	HEB100	HEB200	IPE600	L100x8	60520€
$\varphi=150^\circ$	HEB360	HEB450	HEB140	HEB120	IPE100	L70x9	45669€

Συμπεράσματα

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν κατά το βέλτιστο σχεδιασμό του 2όροφου κτιρίου για γωνίες από 0 έως 180 μοίρες, η γωνία σεισμού αποτελεί σημαντική παράμετρο επιρροής του βέλτιστου σχεδιασμού των κατασκευών. Το κόστος του βέλτιστου σχεδιασμού στα πλαίσια του Performance Based Design διαφέρει και μάλιστα σημαντικά από γωνία σε γωνία, καθώς τα κόστη αποτελούν κόστη υλικών δόμησης, συνεπώς διακύμανση της τάξης των 10000€-20000€ για ένα διώροφο θα σημαίνουν πολλαπλάσια διακύμανση για κτίρια με περισσότερους ορόφους. Τα αποτελέσματα αυτά επιβεβαιώνουν τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη διερεύνηση της παραγράφου 6.3.

6.6 Βέλτιστος σχεδιασμός με βάση τη διερεύνηση της ενότητας 6.3, της 2όροφης, της 4όροφης και της 8όροφης κατασκευής.

Στην ενότητα αυτή γίνεται βέλτιστος σχεδιασμός των κατασκευών με βάση τη διερεύνηση της ενότητας 6.3. Το κάθε κτίριο αναλύεται και σχεδιάζεται για γωνία σεισμού, τη μέγιστη που εμφανίζεται στη διερεύνηση. Σε περίπτωση που κατά τη διερεύνηση προέκυψαν αποκλίσεις της κρίσιμης γωνίας σεισμού, από σεισμική καταγραφή σε σεισμική καταγραφή ή από επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας σε άλλο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, ελήφθησαν υπόψη όλες οι κρίσιμες γωνίες. Η διαδικασία ανάλυσης-σχεδιασμού είναι ίδιο με τη διαδικασία που περιγράφηκε στην ενότητα 6.5 για το 2όροφο κτίριο, τα δομικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν είναι από την ίδια βάση δεδομένων, όπως και οι σεισμικές καταγραφές. Η μόνη διαφορά που πρέπει να επισημανθεί είναι ότι για το 4όροφο και το 8όροφο το HAZUS προβλέπει διαφορετικά όρια των drift ορόφου για τις στάθμες επιτελεστικότητας. Τα όρια συνοψίζονται και για τα 3 κτίρια στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με το HAZUS

Κτίριο	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
2όροφο	$0.0 \leq \theta \leq 0.5$	$0.5 \leq \theta \leq 1.00$	$1.00 \leq \theta \leq 8.00$
4όροφο	$0.0 \leq \theta \leq 0.333$	$0.333 \leq \theta \leq 0.667$	$0.667 \leq \theta \leq 5.33$
8όροφο	$0.00 \leq \theta \leq 0.15$	$0.15 \leq \theta \leq 0.60$	$0.60 \leq \theta \leq 4.00$

6.6.1 Αποτελέσματα βέλτιστου σχεδιασμού

Τα αποτελέσματα του σχεδιασμού για τις κρίσιμες γωνίες συνοψίζονται για κάθε κτίριο στον παρακάτω πίνακα.

2όροφο κτίριο

Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
HEB100	HEB100	HEB450	HEB600	IPE100	L90x9	62780€

4όροφο κτίριο

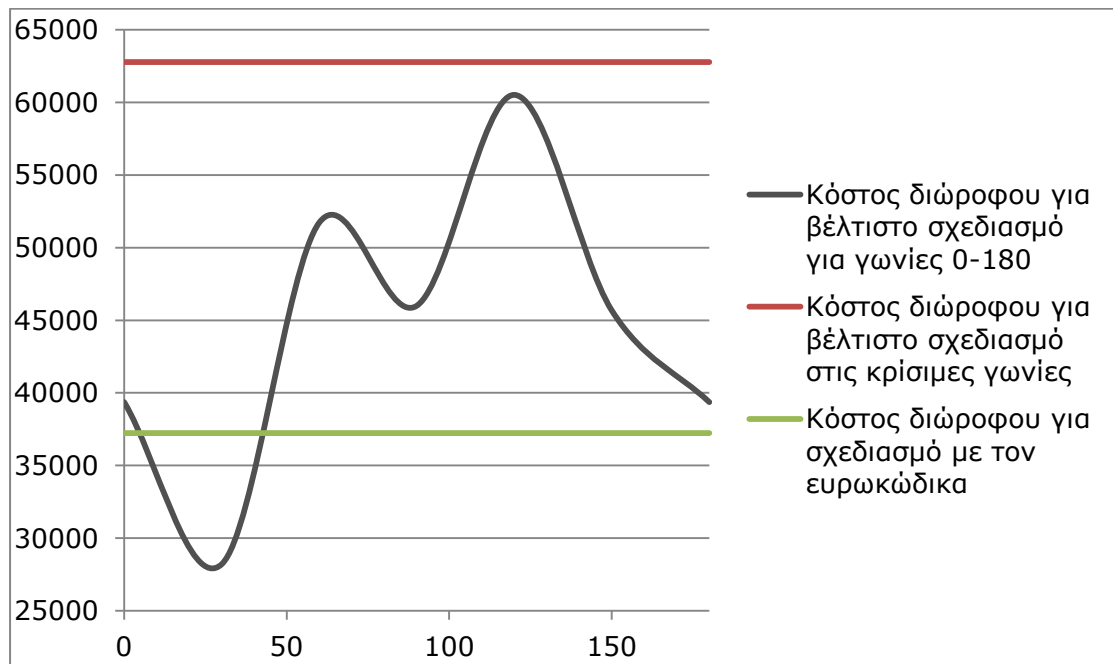
Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
HEB240	HEB180	HEB500	HEB600	IPE4500	L160x15	89763€

8όροφο κτίριο

Υποστυλώματα				Δοκοί	Χιαστί Σύνδεσμοι	Κόστος Κατασκευής
Ομάδα 1	Ομάδα 2	Ομάδα 3	Ομάδα 4			
HEB600	HEB350	HEB500	HEB500	IPE550	L160x15	160817€

Επιρροή της διεύθυνσης της σεισμικής δράσης στον βέλτιστο σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων

Διάγραμμα κόστους-γωνίας σειμού για το 2όροφο κτίριο



Πίνακας σύνοψης αποτελεσμάτων σχεδιασμού για τα τρία είδη μοντέλων

	Σχεδιασμός με τον Ευρωκώδικα	Βέλτιστος σχεδιασμός για τις κρίσιμες γωνίες
2όροφο	37240 €	62780 €
4όροφο	78356 €	89763 €
8όροφο	171924 €	160817 €

7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η γωνία σεισμού είναι μία παράμετρος που αξίζει διερεύνησης καθώς μπορεί να επηρεάσει δραστικά τον σχεδιασμό των κατασκευών. Τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής μπορεί να είναι έως και 20% μεγαλύτερα όταν μία σεισμική κίνηση επιβάλλεται κατά την κρίσιμη γωνία σε σχέση με αυτά που προκύπτουν όταν ο σεισμός επιβληθεί κατά μήκος των κατασκευαστικών αξόνων. Η κρίσιμη γωνία σεισμού, όμως, δεν είναι μία παράμετρος που εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά μίας κατασκευής, γι' αυτό και η εύρεσή της δε μπορεί να καθοριστεί μονοσήμαντα. Η κρίσιμη γωνία σεισμού εξαρτάται και από τη σεισμική κίνηση που επιβάλλεται στην κατασκευή, από την ένταση της σεισμικής κίνησης, αλλά και από το εντατικό μέγεθος ως προς το οποίο εξετάζεται. Δεν μπορούμε λοιπόν να βρούμε μία χαρακτηριστική γωνία σεισμού για την κατασκευή, αλλά θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλες οι κρίσιμες γωνίες που προκύπτουν από τη διερεύνηση MIDA. Όσο πιο πολλές σεισμικές καταγραφές επιβληθούν στην κατασκευή τόσο πιο ακριβή εικόνα θα έχουμε όχι μόνο για την κρίσιμη γωνία, αλλά κυρίως για τη μέγιστη τιμή του εντατικού μεγέθους που εξετάζεται, ανάλογα και με το επίπεδο έντασης που επιβάλλαμε τους σεισμούς αυτούς. Η διερεύνηση MIDA αποτελεί σημαντικό εργαλείο του Performance Based Design, καθώς μπορεί να μας δώσει σημαντικές πληροφορίες για τη συμπεριφορά της κατασκευής στην επιβολή των σεισμικών κινήσεων σε διαφορετικές γωνίες σεισμού. Οι πληροφορίες αυτές είναι περισσότερο σημαντικές, διότι μπορούν να μας γλιτώσουν από μεγάλο υπολογιστικό κόστος, καθώς η ανάλυση μίας κατασκευής με συγκεκριμένες διατομές σε πολλά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, για διαφορετικές καταγραφές και για πολλαπλές γωνίες σεισμού, είναι πολύ πιο “φθηνή” υπολογιστικά, από την αναζήτηση του βέλτιστου

σχεδιασμού ξεχωριστά για κάθε γωνία σεισμού, με βάση τον Performance Based Design. Η αναζήτηση του βέλτιστου σχεδιασμού στα πλαίσια του Performance Based Design, περιορίζεται καθώς για την κατασκευή απαιτείται να τρέξει ένας μόνο αλγόριθμος βελτιστοποίησης, ο οποίος επιβάλλει τις σεισμικές καταγραφές στις κρίσιμες γωνίες που προκύπτουν από τη διερεύνηση MIDA. Τέλος, συγκρίνοντας τη διαδικασία σχεδιασμού που ακολουθείται στην παρούσα διπλωματική εργασία με τη διαδικασία σχεδιασμού που ακολουθεί ο κείμενος αντισεισμικός κανονισμός (Ευρωκώδικας), παρατηρούμε ότι η εξεταζόμενη μέθοδος μπορεί να μην δίνει οικονομικότερες κατασκευές για όλους τους τύπους μεταλλικών κτιρίων, είναι όμως ιδιαίτερα σημαντικό το γεγονός ότι ο σχεδιασμός της κατασκευής γίνεται σύμφωνα με τον Performance Based Design, οπότε ο σχεδιασμός που προκύπτει δίνει στην κατασκευή τη συμπεριφορά που εμείς έχουμε καθορίσει συνδυάζοντας τις στάθμες επιτελεσματικότητας με τα επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας για την επίτευξη των στόχων απόδοσης που μας εξυπηρετούν. Παρατηρούμε ακόμα πως το βέλτιστο κόστος αλλάζει σημαντικά από γωνία σε γωνία σεισμού, γεγονός που αποδεικνύει την αναγκαιότητα του Performance Based Design σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Η διαδικασία αυτή λοιπόν, είναι πολύ ακριβής, καθώς λαμβάνει υπόψη της τη συμπεριφορά της κατασκευής για πολλά είδη σεισμικών καταγραφών, σε πολλές γωνίες σεισμού και για πολλά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας ενώ υπολογίζει το βέλτιστο σχεδιασμό για καθορισμένη απόδοση της κατασκευής.