



Πιθανολογική Ανάλυση της Ευρωστίας  
Αντισεισμικών Μεταλλικών  
Κατασκευών

Μελετητές: Μπάλλας Μάριος, Ιωάννης Χατζηράι



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 13619/1  
Ημερ. Εισ.: 05-05-2015  
Δωρεά: Συγγραφέα  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2015  
ΜΠΑ

## **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Ο στόχος αυτής της εργασίας είναι να ερευνηθεί εάν οι κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί για σεισμικά φορτία είναι επίσης εύρωστες. Δυο μεταλλικές κατασκευές με δέκα ορόφους και πέντε ανοίγματα σε κάθε κατεύθυνση, με έκκεντρους και μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας στις προσόψεις αντίστοιχα, αναλύθηκαν υπερωθητικά. Η επιτελεσματικότητα για δεδομένη επιτάχυνση του εδάφους βρέθηκε χρησιμοποιώντας ένα μειωμένο φάσμα απόκρισης, εξαιτίας της όλκιμης συμπεριφοράς που διαπιστώθηκε στην υπερωθητική ανάλυση με τη μέθοδο ATC-40.

Η ευρωστία έχει αξιολογηθεί χρησιμοποιώντας μια προσδιοριστική ανάλυση, μία πιθανολογική και μία ανάλυση διακινδύνευσης, όπου άθικτες κατασκευές και κατασκευές με βλάβη έχουν αναλυθεί. Στην προσδιοριστική εκτίμηση, η ευρωστία έχει αναλυθεί σε σχέση με στατικά και σεισμικά οριζόντια φορτία, και έχει ερευνηθεί η επιρροή της ολκιμότητας αλλά και της κράτυνσης του υλικού. Στην πιθανολογική εκτίμηση λήφθηκαν υπόψη τυχαίες και γνωσιολογικές αβεβαιότητες για την εύρεση της ετήσιας πιθανότητας να αστοχήσουν τα δομήματα από σεισμό και έχουν υπολογιστεί δύο διαφορετικοί δείκτες ευρωστίας. Ο ένας βασίζεται στην πιθανότητα της αστοχίας και ο άλλος στον δείκτη της αξιοπιστίας. Τέλος, χρησιμοποιήθηκε μια προσέγγιση που βασίζεται στη βλάβη, κατά την οποία έμμεσες και άμεσες συνέπειες λήφθηκαν υπόψη.

Οι αναλύσεις έδειξαν ότι οι κατασκευές με βλάβη έχουν μια συμπεριφορά που είναι συχνά διαφορετική από την αρχική κατασκευή, διότι οι μηχανισμοί διαρροής δεν λειτουργούν με τον ίδιο τρόπο που έχουν σχεδιαστεί όταν λείπουν μέλη. Έτσι η όλκιμη συμπεριφορά, για τις κατασκευές με βλάβη, βρέθηκε ότι έχει μεγάλη σημασία για την ευρωστία που σχετίζεται με τον σεισμό, και η διαμόρφωση του δομήματος παίζει σημαντικό ρόλο ειδικά για την επιτελεσματικότητα. Αυτό σημαίνει ότι οι κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί για σεισμικές δράσεις δεν θα είναι απαραίτητα εύρωστες έναντι σεισμικών φορτίων, καθόσον αυτό εξαρτάται από τη διαμόρφωση τους.

<b><u>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ</u></b>	σελ.
1. Εισαγωγή	5
1.1 Αντισεισμικός σχεδιασμος με βάση την επιτελεστικότητα	5
1.1.1 Απόκριση των κατασκευών	6
1.2 Ευρωστία	10
1.2.1 Στρατηγικές για να διασφαλιστεί η ευρωστία	12
1.2.2 Μέθοδοι για να αξιολογηθεί η ευρωστία	16
1.3 Ευρωστία σε αντισεισμικό σχεδιασμό	20
1.4 Στόχος της εργασίας	21
1.4.1 Μέθοδοι	21
1.4.2 Περιεχόμενα	21
2. Κατασκευαστικές αντισεισμικές αναλύσεις	24
2.1 (Περιγραφή των υπό ανάλυση κατασκευών)	
2.1.1 Συστήματα που αντιστέκονται σε πλευρικό φορτίο	26
2.1.2 Αντισεισμικές απαιτήσεις	26
2.2 Μη γραμμική μοντελοποίηση των δομών	28
2.2.1 Δομικά συστήματα	28
2.2.2 Μη γραμμικές αρθρώσεις	29
2.2.3 Μοντελοποίηση πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	31
2.2.4 Μοντελοποίηση πλαισίων με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	35
2.3 Επιτελεστικότητα κατασκευών	37
2.3.1 Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	37
2.3.2 Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	40
2.4 Περίληψη	44
3. Αξιολόγηση της ευρωστίας	45
3.1 Δομική διαμόρφωση	45
3.1.1 Redundancy και ολκιμότητα	45
3.1.2 Απομόνωση από την στεγανοποίηση	46
3.1.3 Σχεδιασμός των βασικών στοιχείων	46
3.2 Συμπεριφορά συστημάτων με βλάβη	47
3.2.1 Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	48
3.2.2 Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	51
3.3 Ντετερμινιστική αξιολόγηση ευρωστίας	54
3.3.1 Τύπος φορτίου	54

3.3.2 Αποτελέσματα	55
3.4 Άλλα υλικά	62
3.4.1 Αναλύσεις	63
3.5 Περίληψη	67
4. Πιθανολογική αντισεισμική ανάλυση	70
4.1 Αβεβαιότητες στην εκτίμηση του σεισμικού φορτίου	70
4.2 διαδικασία για την εκτίμηση του σεισμικού φορτίου	71
4.2.1 Ικανότητα	72
4.2.2 Απαίτηση	74
4.3 Πιθανολογική σεισμική ανάλυση κατασκευών	75
4.3.1 Ικανότητα της κατασκευής	75
4.3.2 Σεισμική απαίτηση	77
4.3.3 Περιορισμός πιθανότητας	79
4.3.4 Ευαισθησία ανάλυσης	81
4.4 Πιθανολογική εκτίμηση ευρωστίας	82
4.4.1 Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	83
4.4.2 Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	84
4.5 Σύγκριση	85
4.6 Περίληψη	87
5. Ανάλυση διακινδύνευσης	89
5.1 Αναλύσεις	91
5.1.1 Δείκτης ευρωστίας	94
5.2 Περίληψη	95
6.Σύνοψη και συμπεράσματα	97
6.1Γενική σύνοψη	97
6.2 Συμπέρασμα	99

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	101
A Ανάλυση της ιστορίας του χρόνου στο πρόγραμμα	104
A.1 Ανάλυση της ιστορίας του γραμμικού SDOF συστήματος	104
A.2 Ανάλυση της ιστορίας του μη γραμμικού SDOF συστήματος	106
A.3 Συμπεράσματα των δοκιμών	106
B Μη γραμμική στατική ανάλυση με βάση την επιτελεστικότητα	107
B.1 Καμπύλη ικανότητας	107
B.2 Σημείο επιτελεστικότητας	107
B.2.1 Υστερητική απόσβεση	109

## Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

Κατά την τελευταία δεκαετία υπήρξε αυξημένο ενδιαφέρον για το θέμα της ευρωστίας. Αυτό οφείλεται σε καταρρεύσεις σημαντικών κατασκευών όπως το Ronan Point (1968), το Κέντρο Παγκόσμιου Εμπορίου (2001), η Siemens Arena στο Ballerup (2003), και το Bad Reichenhall Ice-Arena (2006).

Στον Ευρωκώδικα 0 η ακόλουθη απαίτηση έναντι ευρωστίας μπορεί να βρεθεί: "Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να υλοποιούνται κατά τρόπον ώστε να μην υπάρξει βλάβη από γεγονότα όπως η έκρηξη, πρόσκρουση, και συνέπειες ανθρώπινων σφαλμάτων σε βαθμό δυσανάλογο σε σχέση με την αρχική αιτία". [EN 1990:2002 2002].

Πολλές έρευνες έχουν γίνει σε αυτό το θέμα, και διαφορετικοί ορισμοί και μέθοδοι για την αξιολόγηση της ευρωστίας έχουν προταθεί (π.χ. Starossek & Wolff 2005, Canasius, Sorensen & Baker 2007, Baker, Schubert & Faber 2008).

Σε αυτήν την εργασία εξετάζεται η ευρωστία αντισεισμικών κατασκευών, όταν , εκτίθενται σε σεισμικά φορτία. Μέσω του τρέχοντος Κεφαλαίου δίδεται εκτεταμένη Εισαγωγή στα δύο βασικά θέματα της εργασίας, τον σεισμικό σχεδιασμό και την ευρωστία.

### **1.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα**

Το φορτίο ενός σεισμού είναι αδρανειακό, και προκαλείται από τις επιταχύνσεις των μαζών της κατασκευής. Σύμφωνα με τη θεωρία ίσων μετατοπίσεων, που προτάθηκε από τους Newmark & Hall (1982), οι μετατοπίσεις μίας κατασκευής που έχει υποστεί διαρροή είναι οι ίδιες με εκείνες μιας ελαστικής δομής. Όταν μία κατασκευή διαρρέει κατά τη διάρκεια ενός σεισμού απορροφάται ενέργεια στις περιοχές που διαρρέουν με διαδικασίες υστέρησης, οπότε οι επιταχύνσεις της δομής και ως εκ τούτου το αδρανειακό φορτίο θα μειωθεί σε σύγκριση με μια ελαστική δομή. Ο όρος *αντισεισμική απαίτηση* χρησιμοποιείται συχνά για ένα σεισμικό φορτίο.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κώδικες χρησιμοποιούν την έννοια του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα, όπου ορίζονται (τίθενται) διαφορετικά επιτρεπόμενα επίπεδα βλάβης (οριακές καταστάσεις) για διαφορετικές περιόδους επανεμφάνισης των σεισμών, με στόχο να ελεγχθούν οι απώλειες που οφείλονται στο σεισμό (Bommer & Pinho 2006). Βρέθηκε ότι οι βλάβες σε μια κατασκευή σχετίζονται με τη μέγιστη γωνία σχετικής μετατόπισης ορόφων (ISDA) κατά τη διάρκεια ενός σεισμού [Ellingood 2001]. Κατά συνέπεια, το σημείο εκκίνησης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό με βάση την

επιτελεστικότητα είναι η επιτρεπόμενη ISDA, παρόλο που οι περισσότεροι σύγχρονοι κώδικες χρησιμοποιούν ανάλυση με βάση μεθόδους φορτίου [Bazeos 2009].

Οι οριακές καταστάσεις μπορούν να οριστούν ως εξής [Ellingwood & Kinali 2009] :

- Άμεση Πληρότητα (**IO**): Έναρξη της ανελαστικής συμπεριφοράς
- Κατασκευαστικές βλάβες (**SD**): Η συνολική πλευρική δυσκαμψία πέφτει στο ήμισυ της αρχικής της τιμής
- Πρόληψη (αποφυγή) κατάρρευσης (**CP**): Έναρξη της αστάθειας

Για κάθε οριακή κατάσταση το αντίστοιχο ISDA μπορεί να βρεθεί για μια συγκεκριμένη κατασκευή.

Το κυρίαρχο κριτήριο σχεδιασμού για μια αντισεισμική οριακή κατάσταση είναι ότι η ικανότητα πρέπει να υπερβαίνει τη σεισμική απαίτηση. Η ικανότητα είναι μια ιδιότητα της κατασκευής, ενώ η απαίτηση είναι μια ιδιότητα του σεισμού, αλλά έχει αλλάξει λόγω της ολκιμότητας της κατασκευής. Υπάρχουν πολλές διαφορετικές μέθοδοι για τον αντισεισμικό σχεδιασμό δομημάτων, και σε ότι ακολουθεί περιγράφονται μερικές από αυτές.

### **1.1.1 Απόκριση των κατασκευών**

Η δυναμική απόκριση μίας κατασκευής εξαρτάται από τη μάζα, τη δυσκαμψία, την απόσβεση και το φορτίο. Για σύστημα πολλών βαθμών ελευθερίας με ιξώδη απόσβεση η διαφορική εξίσωση κίνησης δίνεται από τη σχέση

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = \mathbf{F}(t) \quad (1.1)$$

όπου  $\mathbf{M}$  είναι το μητρώο μάζας,  $\mathbf{C}$  είναι το μητρώο απόσβεσης,  $\mathbf{K}$  είναι το μητρώο δυσκαμψίας,  $\mathbf{x}$  είναι το διάνυσμα μετατόπισης των κόμβων, και  $\mathbf{F}$  είναι το διάνυσμα φορτίου. Για έναν σεισμό το φορτίο  $\mathbf{F}$  είναι χρονικά εξαρτώμενο, και αν η ανάλυση είναι γραμμική, το  $\mathbf{K}$  εξαρτάται από το  $\mathbf{x}$ .

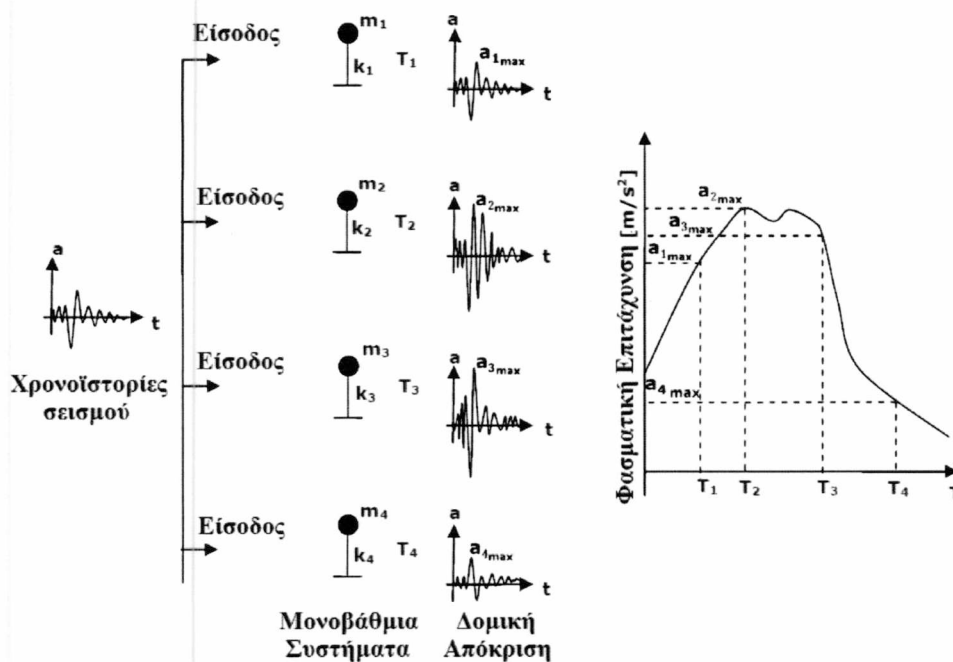
Για πιο αξιόπιστα αποτελέσματα, η απόκριση μιας κατασκευής αξιολογείται καλύτερα με τη χρήση μη γραμμικών μεθόδων. Πιο ακριβής είναι η μη γραμμική ανάλυση μέσω χρονο - ιστοριών για χωρικό μοντέλο με πολλές αμφίδρομες καταγραφές σεισμικών διεγέρσεων ως κίνηση εισόδου. Η ανάλυση αυτή λαμβάνει υπόψη την ολκιμότητα με ακριβή τρόπο, οπότε παρέχει μια ικανοποιητική εκτίμηση της επιτελεστικότητας ολόκληρης της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού [Wen & Song 2003].



### 1.1.2. Ανάλυση μέσω φασμάτων απόκρισης

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστοριών είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα, γιατί απαιτεί μεγάλο αριθμό εφαρμογών. Μια πολύ ταχύτερη ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί, εάν γίνει μια γραμμική ανάλυση, και η μη γραμμικότητα ληφθεί υπόψη με τη μείωση της σεισμικής απαίτησης μέσω ενός συντελεστή συμπεριφοράς. Αντί να γίνει μια ανάλυση της χρονοϊστορίας της φόρτισης, το πολυβάθμιο σύστημα μπορεί να αποσυζευχθεί σε έναν αριθμό συστημάτων ενός βαθμού ελευθερίας (μονοβάθμιων συστημάτων), και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα φάσμα απόκρισης.

Το φάσμα απόκρισης συστήνει, ότι, για το μονοβάθμιο γραμμικό σύστημα, η μέγιστη φασματική επιτάχυνση σε μια δεδομένη χρονική στιγμή του σεισμικού φορτίου μπορεί να εξαρτάται από την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης του συστήματος. Εάν υπάρχει μια μεγάλη ποσότητα ενέργειας στην χρονοϊστορία κοντά στην ιδιοπερίοδο αυτή, η απόκριση είναι μεγάλη. Το φάσμα απόκρισης εκμεταλλεύεται αυτό το γεγονός, καθώς δίνει την μέγιστη φασματική επιτάχυνση ως συνάρτηση της φυσικής περιόδου των δονήσεων της δομής για ένα συγκεκριμένο επίπεδο απόσβεσης. Η διαδικασία της δημιουργίας ενός φάσματος απόκρισης από μια συγκεκριμένη χρονοϊστορία επιταχύνσεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.1.



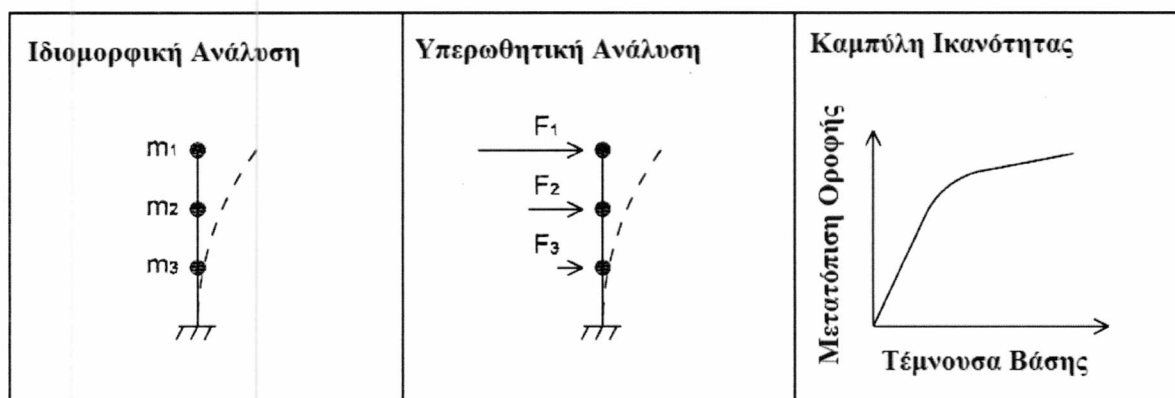
Σχήμα 1.1. Υπολογισμός ενός φάσματος απόκρισης βασισμένη σε σεισμική χρονοϊστορία επιταχύνσεων

Η χρονοϊστορία αυτή χρησιμοποιείται ως διέγερση εισόδου σε μονοβάθμια συστήματα με διαφορετικές ιδιοπερίόδους, και υπολογίζεται αντίστοιχη χρονοϊστορία για κάθε σύστημα. Υπολογίζεται η μέγιστη απόκριση καθενός και κατόπιν δημιουργείται το γράφημα των τιμών αυτών ως συνάρτηση των ιδιοπεριόδων.

Για ένα ελαστικό πολυβάθμιο σύστημα μπορεί να γίνει χρήση ιδιομορφικής ανάλυσης, μέσω της οποίας υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές και τα ποσοστά συμμετοχής των συγκεντρωμένων μαζών στις σχετικές μετακινήσεις. Για κάθε ιδιοπερίοδο βρίσκεται η μέγιστη φασματική επιτάχυνση, μειωμένη λόγω ολκιμότητας (πλαστιμότητας), και εφαρμόζεται ανάλογα με τα παραπάνω. Συνδυάζοντας την απόκριση που βρίσκεται για κάθε ιδιομορφή, αποκτάται η συνολική απόκριση της κατασκευής. Πολλοί κώδικες, όπως π.χ. ο EN 1998-1:2004, επιτρέπουν την εφαρμογή αυτού του τύπου της ανάλυσης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Το κύριο μειονέκτημα αυτής της μεθόδου σχετίζεται με τον τρόπο που λαμβάνεται υπόψη η ολκιμότητα. Ο συντελεστής μείωσης ρυθμίζεται λόγω του τύπου του δομικού συστήματος, οι παραμορφώσεις υπολογίζονται με μεγάλη αβεβαιότητα, και η ανάλυση δεν παρέχει καμιά πληροφορία για το μέγεθος και τη θέση της βλάβης της κατασκευής. Αυτό μπορεί να γίνει με τη χρήση στατικής υπερωθητικής ανάλυσης που έχει καταστεί ένα συχνά χρησιμοποιούμενο εργαλείο για τον αντισεισμικό σχεδιασμό [Poursha, Khoshnoudian & Moghadam 2009].

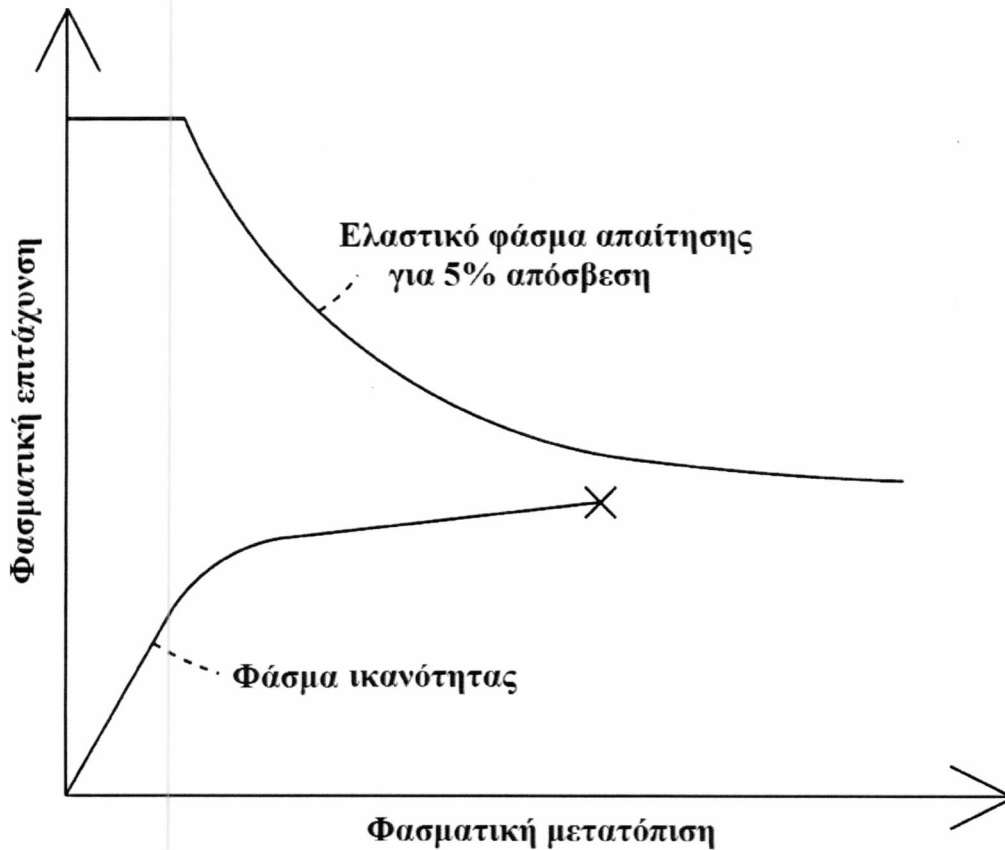
### **1.1.3 Υπερωθητική ανάλυση**

Η υπερωθητική ανάλυση είναι μια στατική μη γραμμική ανάλυση, όπου διερευνάται η συμπεριφορά της κατασκευής μετά τη διαρροή. Μια πλευρική δύναμη, κατανεμημένη ανάλογα με το μέγεθος συμμετοχής της μάζας, εφαρμόζεται και αυξάνεται μέχρις ότου επιτευχθεί κατάρρευση. Οι αντίστοιχες παραμορφώσεις έχουν βρεθεί για κάθε σκαλί φόρτισης. Η συνολική πλευρική δύναμη χαράσσεται ως συνάρτηση της μετατόπισης της οροφής, για το σχηματισμό της καμπύλης ικανότητας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.2.



Σχήμα 1.2. Χρήση της υπερωθητικής ανάλυσης για την εύρεση καμπύλη ικανότητας

Αυτή η καμπύλη μπορεί να μετατραπεί σε ένα φάσμα ικανότητας που αντιστοιχεί σε ένα μονοβάθμιο σύστημα, όπου η φασματική επιτάχυνση χαράσσεται ως συνάρτηση της φασματικής μετατόπισης. Η σεισμική απαίτηση ελέγχεται από το φάσμα ελαστικής απόκρισης που μπορεί επίσης να απεικονιστεί σε αυτό το διάγραμμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3.



Σχήμα 1.3: Φάσμα ικανότητας και ελαστικό φάσμα απαίτησης

Λόγω της υστερητικής απόσβεσης, που εκτιμάται με βάση το σχήμα του φάσματος ικανότητας, το ελαστικό φάσμα απόκρισης μειώνεται. Η τομή μεταξύ του μειωμένου φάσματος απόκρισης και του φάσματος ικανότητας είναι η το σημείο επιτελεστικότητας, και δίνει μια εκτίμηση για την μετακίνηση και τη βλάβη της δομής για ένα δεδομένο ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η εν λόγω μέθοδος - διαδικασία εξηγείται περισσότερο στο Παράρτημα Β.

Αυτή η μέθοδος περιορίζεται σε κατασκευές όπου μόνο μια ιδιομορφή συμβάλλει σημαντικά στην απόκριση, αλλά έχουν προταθεί και διάφορες πιο διευρυμένες μέθοδοι, όπου λαμβάνονται υπόψη περισσότερες ιδιομορφές [Poursha et al. 2009].

## 1.2 Ευρωστία

Ένα ατύχημα το 1968 ήταν το γενεσιουργό γεγονός που οδήγησε στην ευαισθητοποίηση της επιστημονικής κοινότητας για το θέμα της ευρωστίας. Μια έκρηξη αερίου συνέβη σε μια κουζίνα ενός γωνιακού διαμερίσματος του 18ου ορόφου, σε μια πολυκατοικία 22 ορόφων στο Ronan Point (London Borough of Newham). Μια γυναίκα στην κουζίνα επέζησε από την έκρηξη, αλλά μερικοί εξωτερικοί τοίχοι από προκατασκευασμένα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος εκτοξεύθηκαν προς τα έξω, και αυτή η τοπική βλάβη οδήγησε σε προοδευτική κατάρρευση των γωνιακών ανοιγμάτων σε ολόκληρο το ύψος του κτιρίου, σύμφωνα με τη φωτογραφία του Σχήματος 1.4, και άλλα τέσσερα άτομα έχασαν τη ζωή τους. Το ίδιο το ατύχημα ήταν σχετικά μικρό αφού η γυναίκα που στεκόταν δίπλα επέζησε, έστω και αν μερικοί τοίχοι έπεσαν. Αλλά οι έμμεσες συνέπειες ήταν τεράστιες, οπότε η τοπική βλάβη και η κλιμάκωση της βλάβης ήταν σαφώς δυσανάλογες [Nair 2006].



Σχήμα 1.4: Προοδευτική κατάρρευση του Ronan Point

Ακολούθησε έρευνα, μέσω της οποίας διαπιστώθηκε ότι το κτήριο είχε σχεδιαστεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τους κώδικες της εποχής, οι οποίοι όμως δεν ελάμβαναν υπόψη ατυχήματα με χαμηλή πιθανότητα να συμβούν [Ellingwood, Smilowitz & Dusenberry 2007]. Από μια καθαρή πιθανολογική οπτική γωνία, δεν υπάρχει κανένας λόγος συμπεριληφθούν τα περισσότερα τυχηματικά φορτία, δεδομένου ότι η ετήσια πιθανότητα εμφάνισης τους είναι πολύ μικρή. Οι συνέπειες, όμως, μπορεί να είναι πολύ μεγάλες εάν ένα ατύχημα συμβεί ούτως

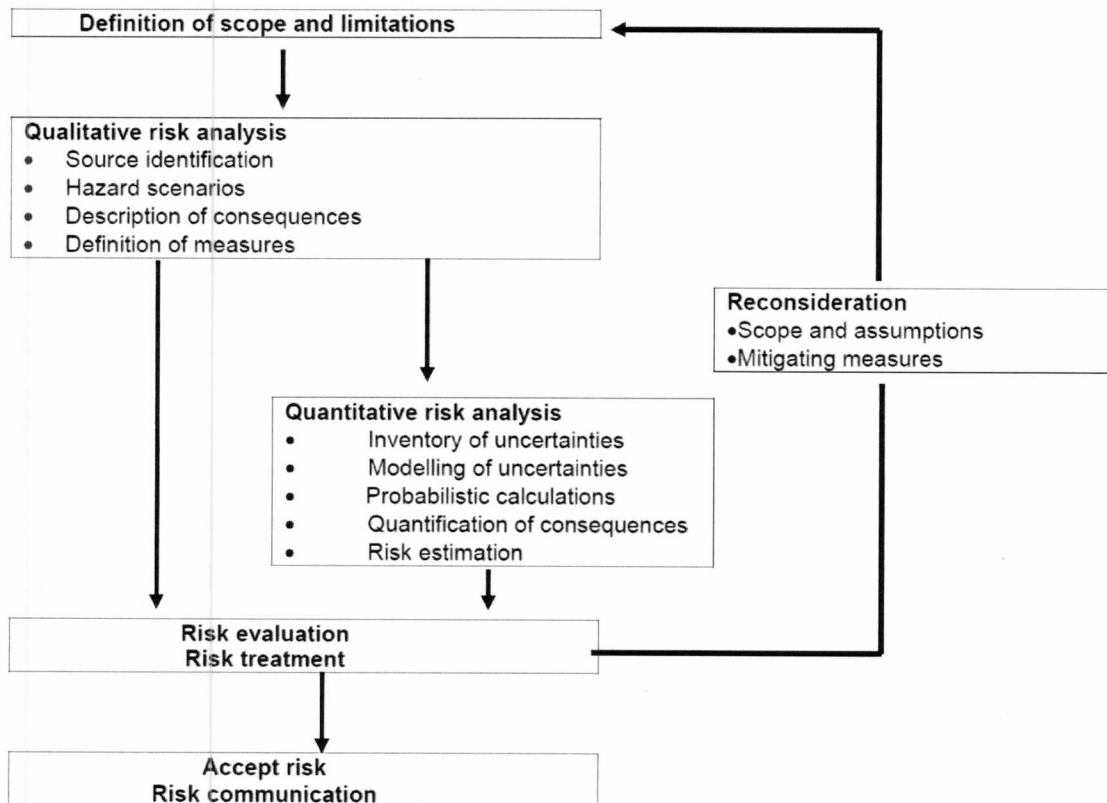
η άλλως. Αυτό μπορεί να συμπεριληφθεί σε ένα σχεδιασμό εξετάζοντας τον σεισμικό κίνδυνο,  $R$  που καθορίζεται, κυρίως, ως :

$$R = P_f C \quad (1.2)$$

και είναι ένα μέτρο των δυσμενών συνεπειών των σεισμών για τον άνθρωπο, όπως είναι ο αριθμός των νεκρών και οι υλικές καταστροφές. Στην παραπάνω σχέση,  $P_f$  είναι η πιθανότητα αστοχίας και  $C$  οι επιπτώσεις της μετρούμενες κατάλληλα.

Ένα άλλο μειονέκτημα των διαδικασιών σχεδιασμού στους κώδικες είναι ότι η ασφάλεια των κατασκευών εξετάζεται σε επίπεδο στοιχείων (μελών) αντί σε επίπεδο συστήματος, έτσι η συνολική ασφάλεια της κατασκευής δεν διερευνάται άμεσα. Εάν περισσότερα στοιχεία εργάζονται από κοινού σε ένα σύνθετο σύστημα, η ασφάλεια του κτιρίου μπορεί να είναι σημαντικά μικρότερη από την ασφάλεια του κάθε στοιχείου. [Starossek & Wolff 2005].

Ο πιο σωστός τρόπος για να αξιολογηθεί η ασφάλεια ενός κτιρίου είναι να εκτελεστεί μια πλήρης ανάλυση διακινδύνευσης. Η διαδικασία που περιγράφεται στον EN 1991-1-7:2006 2006, Παράρτημα Β, μια επισκόπηση της οποίας δίδεται στο Σχήμα 1.5, χωρίς μετάφραση, όπου ο όρος *Hazard* αντιστοιχεί στην *επικινδυνότητα*.



Σχήμα 1.5. Επισκόπηση της ανάλυσης διακινδύνευσης σύμφωνα με τον EN 1991-1-7:2006

Ωστόσο, η ολοκλήρωση μιας πλήρους ανάλυσης διακινδύνευσης σε επίπεδο κατασκευής είναι ένα πολύ χρονοβόρο και απαιτητικό έργο με πολλές άγνωστες παραμέτρους, οπότε δεν αποτελεί πιθανότητα ενός τυπικού αντισεισμικού σχεδιασμού. και δεν είναι δυνατή μία τυπική σχεδίαση ρουτίνας. Εξακολουθεί να είναι το ζητούμενο να αποφευχθούν δυσανάλογες καταρρεύσεις, όπως στο Ronan Point, και αντί της πλήρους ανάλυσης διακινδύνευσης, σύγχρονοι κώδικες συμπεριλαμβάνουν την απαιτούμενη ευρωστία που πρέπει να πληρείται κατά κύριο λόγο στο σχεδιασμό σε επίπεδο στοιχείων/μελών.

### **1.2.1 Στρατηγικές για να διασφαλιστεί η ευρωστία**

Στους Ευρωκώδικες, τέτοιες απαιτήσεις ευρωστίας μπορούν να βρεθούν σε δύο έγγραφα, EN 1990:2002 και EN 1991-1-7:2006. Το πρώτο απαιτεί όπως «Μια κατασκευή θα πρέπει να σχεδιάζεται και να υλοποιείται κατά τέτοιο τρόπο που δεν θα υποστεί βλάβη από γεγονότα όπως: έκρηξη, κρούσεις και οι συνέπειες ανθρώπινων λαθών, σε βαθμό δυσανάλογο σε σχέση με την αρχική αιτία».

Η ευρωστία έχει ως στόχο να αποφευχθούν βλάβες που προκαλούνται από τα παρακάτω αίτια:

- Λάθη στο σχεδιασμό
- Σφάλματα κατά την κατασκευή
- Έλλειψη συντήρησης
- Απρόβλεπτα γεγονότα

Τα τρία πρώτα είναι πιο συχνά και προκαλούνται από ανθρώπινα λάθη, ενώ το τελευταίο είναι εντελώς τυχηματικό [Munch-Andersen 2009].

#### **Τυχηματικά φορτία**

Στον EN 1991-1-7:2006] υπάρχουν διαφορετικές στρατηγικές για το σχεδιασμό υπό τυχηματικά φορτία, όπως αναφέρθηκαν προηγούμενα.

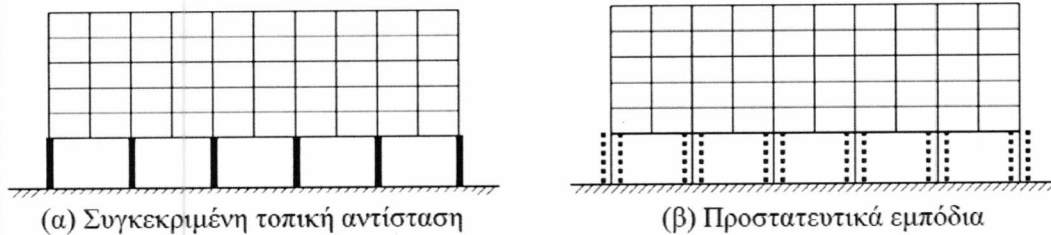
Γενικά, οι στρατηγικές αυτές εμπίπτουν σε δύο κατηγορίες, σχεδιασμό για αναγνωρισμένες δράσεις και για περιορισμένη έκταση τοπικών βλαβών. Για την 1<sup>η</sup> κατηγορία, υφίστανται οι κατωτέρω επί μέρους διακρίσεις:

(α) Διασφάλιση της ευρωστίας της κατασκευής, σχεδιάζοντας την με τέτοιο τρόπο ώστε να διαθέτει πλεοναστικότητα και ολκιμότητα (πλαστιμότητα) και/ή σχεδιάζοντας τα μέλη που είναι σημαντικά για την ευστάθεια ως προεξάρχοντα μέλη, σύμφωνα με το Σχήμα 1.6α.

(β) Προστασία των μελών από τυχηματικά φορτία μέσω κατάλληλων εμποδίων, Σχήμα 1.6β.

(γ) Σχεδιασμός των μελών ώστε να ανθίστανται τα τυχηματικά φορτία.

Για μη αναγνωρισμένες (απροσδιόριστες) δράσεις η ολκιμότητα, η πλεοναστικότητα και ο σχεδιασμός των προεξαρχόντων μελών είναι επίσης θεμελιώδης.



Σχήμα 1.6. Στρατηγικές για να επιβιώσει η κατασκευή σε τυχηματικά φορτία

### Σενάριο απώλειας δομικού στοιχείου

Οι απαιτήσεις αυτές μπορούν επίσης να βρεθούν στο έγγραφο *NIST* (Best Practice for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings) [Ellingwood, Celik & Kinali 2007]. Για να αποφευχθεί η προοδευτική κατάρρευση σε ένα γεγονός με μια απώλεια ενός δομικού στοιχείου η κατασκευή θα πρέπει να διαθέτει τις ακόλουθες ιδιότητες [Vrouwenvelder & Sørensen 2009]:

- \* **Πλεοναστικότητα:** Ενσωμάτωση των διαδρομών φορτίων που πλεονάζουν στο σύστημα ανάληψης και αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων.
- \* **Δεσμούς:** Χρησιμοποιώντας ένα ολοκληρωμένο σύστημα δεσμών σε τρεις διευθύνσεις κατά μήκος των κύριων αξόνων των πλαισίων της κατασκευής.
- \* **Ολκιμότητα:** Τα δομικά μέλη και οι συνδέσεις τους πρέπει να διατηρήσουν την αντοχή τους μέσα από μεγάλες παραμορφώσεις (μετατοπίσεις και στροφές) έτσι ώστε η αναδιανομή (ες) του φορτίου να μπορεί να λάβει(ουν) χώρα.
- \* **Επαρκή αντοχή σε διάτμηση:** Καθώς η διάτμηση οδηγεί σε ψαθυρή αστοχία, μέλη σε ευαίσθητες περιοχές θα πρέπει να είναι σχεδιασμένα να αντέχουν διατμητικά φορτία σε περίσσεια αυτών που σχετίζονται με την οριακή ροπή κάμψης, σε περίπτωση απώλειας ενός στοιχείου.
- \* **Ικανότητα αντίστασης στην αναστροφή του φορτίου:** Τα κύρια φέροντα στοιχεία (κολώνες, δοκάρια, δοκάρια στην οροφή και συστήματα πλευρικής αντίστασης) και τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία (δοκοί και πλάκες δαπέδου) πρέπει να

σχεδιαστούν να αντισταθούν σε αναστροφή στην κατεύθυνση φορτίου σε ευαίσθητες περιοχές.

\* **Συνδέσεις (αντοχή συνδέσεων):** Οι συνδέσεις πρέπει να είναι σχεδιασμένες με τέτοιο τρόπο ώστε να επιτρέπεται η ομοιόμορφη και ομαλή ανακατανομή του φορτίου κατά την τοπική κατάρρευση.

\* **Βασικά στοιχεία:** Τα εξωτερικά υποστυλώματα και οι τοίχοι πρέπει να είναι σε θέση να εκτείνονται σε δύο ή περισσότερους ορόφους χωρίς να λυγίζουν και τα υποστυλώματα στο ισόγειο θα πρέπει να σχεδιαστούν για να αντέχουν πιέσεις λόγω έκρηξης κλπ.

\* **Εναλλακτικές Διαδρομές του φορτίου:** Μετά το βασικό σχεδιασμό της κατασκευής, απαιτείται επανεξέταση της αντοχής και της ολκιμότητας των βασικών μελών – στοιχείων, για να καθοριστεί αν η κατασκευή είναι σε θέση να γίνει «γέφυρα» πάνω από την αρχική βλάβη.

Σε πολλές περιπτώσεις, ωστόσο, είναι καλύτερα να διασφαλιστεί η ευρωστία επιλέγοντας μια κατασκευή με πλεοναστικότητα, η οποία συνήθως είναι υπερστατική. Όπως ένα παράλληλο σύστημα, η κατασκευή είναι σε θέση να παρέχει εναλλακτικές διαδρομές του φορτίου, αν υποστεί βλάβη. Ολκιμότητα είναι η ιδιότητα του υλικού να δέχεται μεγάλες παραμορφώσεις. Σε γενικές γραμμές μια όλκιμη κατασκευή είναι πιο πλεονάζουσα από μια ψαθυρή, καθώς τα στοιχεία διατηρούν την αντοχή τους σε μεγάλες παραμορφώσεις και με αυτόν τον τρόπο γίνεται εφικτό να ενεργοποιηθούν οι εναλλακτικές διαδρομές του φορτίου.

#### **Απομόνωση μέσω διαμερισματοποίησης**

Μια άλλη στρατηγική για την αποφυγή προοδευτικής κατάρρευσης είναι η απομόνωση μέσω διαμερισματοποίησης. Εδώ η ιδέα είναι να επιτραπεί να συμβούν τοπικές βλάβες, με σκοπό η υπόλοιπη κατασκευή να μην είναι υπερφορτισμένη. Η κατάρρευση στο Bad Reichenhall Ice-Arena το 2006 είναι ένα παράδειγμα όπου αυτή η στρατηγική θα μπορούσε να βοηθήσει. Η κατάρρευση συνέβη μια μέρα του χειμώνα, όταν η στέγη καλύφθηκε από χιόνι. Το φορτίο προκάλεσε την κατάρρευση μιας ξύλινης δοκού, και καθόσον οι τεγίδες ήταν ισχυρές και δύσκαμπτες, μια προοδευτική κατάρρευση οδήγησε στην κατάρρευση ολόκληρης της στέγης. Από την έρευνα διαπιστώθηκε ότι το πρόσθετο φορτίο δεν υπερέβαινε το φορτίο σχεδιασμού, αλλά τα σφάλματα στο σχεδιασμό και οι απρόβλεπτη μείωση της αντοχής της κόλλας λόγω της χρήσης μιας νέας τεχνολογίας, προκάλεσε οι δοκοί να έχουν σημαντικά χαμηλότερη αντοχή από εκείνη που αναμενόταν. Η



πλεοναστικότητα της κατασκευής ήταν ο λόγος για τον οποίο τα σφάλματα σχεδιασμού προκάλεσαν μια συνολική κατάρρευση και όχι μόνο μια περιορισμένη κατάρρευση [Dietsch 2009].

Στην περίπτωση της μερικής κατάρρευσης του τερματικού στο αεροδρόμιο Charles de Gaulle των Παρισίων το 2004, υπήρχε περιορισμένη συνδεσιμότητα μεταξύ επί μέρους ανοιγμάτων, και μόνο ένα από αυτά κατέρρευσε, ως Σχήμα 1.7. Η κατάρρευση προκλήθηκε από κακοτεχνίες και σφάλματα στο σχεδιασμό, και αν υπήρξε αυξημένη πλεοναστικότητα πιθανώς να κατέρρεαν προοδευτικά περισσότερα ανοίγματα [Starossek & Wolff 2005].



Σχήμα 1.7. Μερική κατάρρευση του Charles de Gaulle Airport Terminal, Παρίσι

Τα δύο παραδείγματα καταρρεύσεων που σχολιάστηκαν προηγουμένως έχουν το κοινό χαρακτηριστικό ότι προκλήθηκαν κυρίως από ανθρώπινα σφάλματα και ότι τα λάθη δεν ήταν απλώς σε ένα σημείο, αλλά διανέμονταν σε όλη την κατασκευή. Για τέτοια λάθη φαίνεται ότι εάν ένα μικρό μέρος της κατασκευής αστοχήσει λόγω κάποιου σφάλματος, το υπόλοιπο μέρος της θα έχει το ίδιο σφάλμα, και η πλεοναστικότητα θα αυξήσει την πιθανότητα μιας προοδευτικής κατάρρευσης αντί μιας περιορισμένης αστοχίας. Η ιδιότητα αυτή πιο συχνά λειτουργεί αποτελεσματικά έναντι βλαβών που προκαλούνται από τυχαία γεγονότα, καθώς τα τυχαία φορτία δρουν συχνά σε ένα μικρότερο σημείο, οπότε το υπόλοιπο της κατασκευής θα έχει απόθεμα αντοχής αντοχή [Munch-Andersen 2009].

Η στρατηγική της απομόνωσης με διαμερισματοποίηση λειτουργεί καλύτερα για κατασκευές με μεγάλη οριζόντια έκταση όπως γέφυρες και στάδια, γιατί μια πιθανή

κατάρρευση ενός ανοίγματος δεν θα εξαπλωθεί οριζόντια και έτσι δεν θα καταρρεύσει συνολικά η κατασκευή. Από την άλλη πλευρά η πλεοναστικότητα είναι καλύτερη στην πρόληψη μιας κατακόρυφης σταδιακής κατάρρευσης, και αν ήταν αυξημένη στο Ronan Point πιθανότατα θα εμπόδιζε την προοδευτική κατάρρευση [Nair 2006].

### **1.2.2 Μέθοδοι εκτίμησης - υπολογισμού της ευρωστίας**

Πρόσφατα αρκετή έρευνα έχει γίνει πάνω στο θέμα της ευρωστίας και ως εκ τούτου πολλές διαφορετικές προτάσεις έχουν δοθεί στο πώς να προσδιοριστεί ποσοτικά η ευρωστία. Παρακάτω παρουσιάζονται ορισμένοι σχετικοί ορισμοί. Η ευρωστία μπορεί να ευρεθεί χρησιμοποιώντας τις παρακάτω τρεις διαφορετικές προσεγγίσεις: προσδιοριστική-αιτιοκρατική, πιθανολογική και με βάση τον σεισμικό κίνδυνο.

#### **Αιτιοκρατική Προσέγγιση**

Ένα μέτρο ευρωστίας μπορεί να ληφθεί με τη χρήση του λόγου αποθεματικής αντοχής (*RSR*) που ορίζεται ως εξής:

$$RSR = \frac{R_c}{S_c} \quad (1.3)$$

όπου  $R_c$  είναι η ικανότητα τέμνουσας βάσης και του  $S_c$  είναι το φορτίο σχεδιασμού. [Straub & Faber 2005].

Η πλεοναστικότητα μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας τον παράγοντα παραμένουσας επιρροής (*RIF*):

$$RIF_i = \frac{RSR_{Fi}}{RSR_{intact}} \quad (1.4)$$

όπου  $RSR_{intact}$  και  $RSR_{Fi}$  είναι ο λόγος αποθεματικής αντοχής για μια άθικτη κατασκευή και μια κατασκευή όπου το στοιχείο  $i$  έχει υποστεί βλάβη, αντίστοιχα.

Εάν το φορτίο σχεδιασμού είναι το ίδιο για την κατασκευή ανεξαρτήτου βλάβης, ο *RIF* μπορεί να ξαναγραφτεί ως:

$$RIF_i = \frac{R_{C(Fi)}}{R_{C(intact)}} \quad (1.5)$$

Έτσι, η πλεοναστικότητα μπορεί να θεωρηθεί ως το κλάσμα μεταξύ της ικανότητας της ανέπαφης κατασκευής και αυτής με βλάβη. Αν έχουν την ίδια ικανότητα η τιμή είναι ένα, αν η κατασκευή με βλάβη δεν έχει καμία ικανότητα είναι μηδέν. Για ένα πλευρικό φορτίο, οι

ικανότητες για την τέμνουσα βάσης μπορεί να βρεθούν από την εκτέλεση μιας στατικής υπερωθητικής ανάλυσης.

### Πιθανολογική Προσέγγιση

Σε μια πιθανολογική διατύπωση, η συνολική πιθανότητα κατάρρευσης  $P(C)$  μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$P(C) = \bigcup_i \bigcap_j P\left(\frac{C}{E_i} \cap D_j\right) = \bigcup_i P\left(\frac{D_j}{E_i}\right) P(E_i) \quad (1.6)$$

όπου  $E_i$  είναι η  $i$ -οστή έκθεση σε κάποιο τυχηματικό φορτίο και  $D_j$  είναι ο  $j$ -στος τύπος βλάβης,  $P(E_i)$  είναι η πιθανότητα της έκθεσης,  $P\left(\frac{D_j}{E_i}\right)$  είναι η πιθανότητα βλάβης δοθείσας της έκθεσης, και  $P(C/E_i \cap D_j)$  είναι η πιθανότητα της κατάρρευσης δοθείσας της έκθεσης και της βλάβης. Έτσι, η ευρωστία μπορεί να αυξηθεί με τη μείωση ενός από τους παράγοντες. [Sørensen & Christensen 2006].

Για απροσδιόριστα τυχηματικά φορτία η πιθανότητα της έκθεσης,  $P(E_i)$ , είναι σε γενικές γραμμές πολύ μικρή και είναι πολύ δύσκολο να εκτιμηθεί, και η πιθανότητα να υπάρξει ζημιά δοθείσας της έκθεσης,  $P\left(\frac{D_j}{E_i}\right)$ , είναι πολύ δύσκολο να εκτιμηθεί επίσης. Ανεξάρτητα του τυχαίου φορτίου, η ευρωστία μπορεί να αυξηθεί με τη μείωση της πιθανότητας κατάρρευσης δοθείσας της έκθεσης και της βλάβης,  $P(C/E_i \cap D_j)$ . Έτσι μπορεί να διερευνηθεί η ικανότητα της κατασκευής να αντιστέκεται στα φορτία, σε κατάσταση με βλάβη, χρησιμοποιώντας την εναλλακτική διαδρομή του φορτίου [Ellingwood, Smilowitz & Dusenberry 2007].

Ένας πιθανολογικός δείκτης πλεοναστικότητας,  $R$ , προτάθηκε από τους Frangopol & Curley (1987):

$$\beta_R = \frac{\beta_{\text{ανέπαφο}}}{\beta_{\text{ανέπαφο}} - \beta_{\text{βλάβη}}} \quad (1.7)$$

όπου  $\beta_{\text{ανέπαφο}}$  είναι ο δείκτης αξιοπιστίας της ανέπαφης κατασκευής και  $\beta_{\text{βλάβη}}$  είναι ο δείκτης αξιοπιστίας της κατασκευής με βλάβη. Αν ο δείκτης αξιοπιστίας είναι αμετάβλητος για την κατασκευή με βλάβη γίνεται άπειρος, και αν η δομή με βλάβη δεν έχει καθόλου ικανότητα τότε είναι ίσος με ένα.

Η πιθανότητα της αστοχίας και ο δείκτης αξιοπιστίας σχετίζονται με την ακόλουθη έκφραση:

$$P C = \Phi(-\beta) \quad (1.8)$$

Ένας δείκτης τρωτότητας, που προτάθηκε από τον Lind (1995), είναι ο ακόλουθος

$$V = \frac{P(R_d, S)}{P(R_0, S)} \quad (1.9)$$

όπου  $P(R_d, S)$  είναι η πιθανότητα αστοχίας για μια κατασκευή με βλάβη, και  $P(R_0, S)$  είναι η πιθανότητα αστοχίας για την άθικτη κατασκευή. Αμοιβαία, ορίζεται και ο καλούμενος παράγων ανοχής στη βλάβη:

$$T_d = \frac{P(R_0, S)}{P(R_d, S)} \quad (1.10)$$

ο οποίος είναι επίσης ένα μέτρο της ευρωστίας της κατασκευής. Το μέτρο αυτό είναι ίσο με ένα, αν η πιθανότητα αστοχίας είναι ίδια για την κατασκευή με βλάβη ή χωρίς, και μηδέν εάν η πιθανότητα αστοχίας της κατασκευής με βλάβη είναι άπειρη. Έτσι προκύπτει ότι αυτό το μέτρο μπορεί να συγκριθεί με την αιτιοκρατική τιμή *RIF*.

### Ανάλυση διακινδύνευσης (ρίσκου)

Η ανάλυση διακινδύνευσης είναι ο πιο ολοκληρωμένος τρόπος για να αξιολογηθεί η ασφάλεια της κατασκευής. Σε μια τέτοιου είδους ανάλυση, υπάρχουν τρεις παράγοντες που επηρεάζουν: ο κίνδυνος, οι συνέπειες και το περιεχόμενο. Ο κίνδυνος θα μπορούσε να είναι ένας σεισμός, οι συνέπειες θα μπορούσαν να είναι οικονομικές ζημιές και απώλειες ζωών που προκαλούνται από την κατάρρευση. Το περιεχόμενο είναι σημαντικό επίσης, και σε ατομικό επίπεδο; π.χ. όταν μια κυβέρνηση έχει διαφορετικές απόψεις για τι είναι ο αποδεκτός κίνδυνος. Αποδεκτός κίνδυνος σε δομικές κατασκευές είναι ένας σχετικός όρος, και πρέπει να βαθμονομηθεί έναντι άλλων κινδύνων στην κοινωνία.

Επίσης, το κόστος μείωσης του ρίσκου, ή τα πλεονεκτήματα από την αύξηση του ρίσκου, θα επηρεάσουν την επιλογή. Ο αποδεκτός κίνδυνος είναι τάξεις μεγέθους μεγαλύτερος για τους κινδύνους που επελέγησαν οικιοθελώς από εκείνες που λαμβάνονται από την κοινωνία. Ο κίνδυνος μπορεί να μετρηθεί με διαφορετικούς όρους, και στους οικοδομικούς κώδικες ο κύριος στόχος είναι η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η ελαχιστοποίηση από σημαντικές κοινωνικές συνέπειες (οικονομικές και περιβαλλοντικές). [Ellingwood, Smilowitz & Dusenberry 2007]. Η συνολική διακινδύνευση μπορεί να βρεθεί ως εξής:

$$R = R_{dir} + R_{indir} = \sum_{i,j} C_{dir,ij} P \left( \frac{D_j}{E_i} \right) P(E_i) + \sum_{i,j,k} C_{indir,ijk} P \left( \frac{S_k}{D_j} \right) P \left( \frac{D_j}{E_i} \right) P(E_i) \quad (1.11)$$

όπου  $C_{dir,ij}$  η συνέπεια της βλάβης  $D_j$  λόγω της έκθεσης  $E_i$  και  $C_{indir,ijk}$  η συνέπεια των συνολικών βλαβών  $S_k$  δεδομένων των τοπικών βλαβών  $D_j$  λόγω της έκθεσης  $E_i$  [Vrouwenvelder & Sørensen 2009].

Ένας τρόπος για να αυξηθεί η ευρωστία είναι να ελαχιστοποιηθεί ο έμμεσος κίνδυνος, που δίνεται από το δεύτερο όρο της εξίσωσης (1.11). Με αυτό κατά νου, ο δείκτης ευρωστίας με βάση τον κίνδυνο, που προτάθηκε από τους Baker et al. (2008) είναι:

$$I_{rob} = \frac{R_{dir}}{R_{dir} + R_{indir}} \quad (1.12)$$

όπου  $R_{dir}$  είναι ο άμεσος κίνδυνος που συνδέεται με την τοπική βλάβη και  $R_{indir}$  είναι ο έμμεσος κίνδυνος που σχετίζεται με τη συνολική βλάβη. Είναι ίσος με ένα για μια εύρωστη κατασκευή χωρίς έμμεσο κίνδυνο και μηδενική για μια κατασκευή που γενικά δεν είναι εύρωστη.

Ωστόσο, ο κίνδυνος μπορεί επίσης να μειωθεί με τη μείωση του πρώτου όρου στην εξίσωση 1.11, και αυτό σημαίνει ο δείκτης ευρωστίας ο βασισμένος στον κίνδυνο δεν θα είναι πάντα συμβατός σε μια πλήρη ανάλυση διακινδύνευσης [Vrouwenvelder & Sørensen 2009].

### 1.3 Ευρωστία στον αντισεισμικό σχεδιασμό

Σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν, οι αντισεισμικές κατασκευές εν γένει διαθέτουν εκ φύσεως κάποια χαρακτηριστικά, τα οποία εξασφαλίζουν ευρωστία ως ένα βαθμό. Τούτο οφείλεται στις απαιτήσεις των αντισεισμικών κανονισμών αλλά και στις μεθόδους που εφαρμόζονται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Η επίδραση διαφόρων παραγόντων, οι οποίοι συνήθως θεωρείται ότι συμβάλλουν στην πλεοναστικότητα των κατασκευών ερευνήθηκε από τους Wen & Song (2003). Οι εν λόγω ερευνητές βρήκαν τους παράγοντες αυτούς μέσω υπολογισμού του λόγου σχετικής μετατόπισης άκρων στύλων, για διάφορα συστήματα ανάληψης πλευρικών δυνάμεων, και εφάρμοσαν μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστοριών βάσει καταγεγραμμένων σεισμικών δεδομένων. Λόγω μεγάλης αβεβαιότητας των σεισμικών διεγέρσεων αλλά και της δομικής απόκρισης, η πλεοναστικότητα μετρήθηκε ως η πιθανότητα υπέρβασης μιας οριακής

κατάστασης, σε όρους σχετικής μετατόπισης ορόφων. Βρέθηκε ότι η διαμόρφωση της κατασκευής είναι πολύ σημαντική για την πλεοναστικότητα, και ότι ο αριθμός των διατμητικών τοιχωμάτων δεν έχει μεγάλη σημασία, δηλαδή ότι δεν είναι καθοριστικής σημασίας για τη σεισμική συμπεριφορά πόσες φορές είναι υπερστατική μια κατασκευή.

Η αντίσταση κατά της προοδευτικής κατάρρευσης για αντισεισμικά χαλύβδινες πλαίσια ενισχυμένα με συνδέσμους δυσκαμψίας ερευνήθηκε από τους Khandelwal, El-Tawil & Sadek (2009). Η δυναμική απόκριση βρέθηκε όταν υποστυλώματα και παρακείμενοι σύνδεσμοι είχαν στιγμιαία αφαιρεθεί. Τα συστήματα συνδέσμων δυσκαμψίας, ικανά να αντισταθούν σε σεισμικά φορτία, βρέθηκαν επίσης να είναι ικανά να παρεμποδίζουν προοδευτικές καταρρεύσεις. Μόνο τα μη συνδεδεμένα με συνδέσμους γωνιακά υποστυλώματα ήταν ευαίσθητα, έτσι η διαμόρφωση της κατασκευής αποδείχτηκε πολύ σημαντική για την αντίσταση σε προοδευτική κατάρρευση.

Σε γενικές γραμμές οι αντισεισμικές κατασκευές είναι σχεδιασμένες να λειτουργούν ανελαστικά κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, οπότε απαιτείται η αναλογία μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων να καθορίζεται με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό. Για μια κατασκευή από πλαίσια ανθεκτικά σε ροπή, τούτο επιτυγχάνεται μέσω της θεώρησης ισχυρών στύλων – ασθενών δοκών, που σημαίνει ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτυχθούν στις δοκούς και όχι τους στύλους. Για να υπάρξει συνεπώς κατάρρευση ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα μεγάλος. Έτσι, η κατασκευή σχεδιάζεται για να αστοχήσει μέσω λιγότερο καίριους (μοιραίους) τρόπους αστοχίας, οπότε υφίσταται αυξημένη πλεοναστικότητα.

Απαιτείται επίσης τα υλικά σε μια αντισεισμική κατασκευή να είναι όλκιμα, έτσι ώστε αυτή να διατηρεί την αντοχή της για μεγάλες παραμορφώσεις, αλλιώς δεν μπορεί να επωφεληθεί από το σχηματισμό των αρθρώσεων. Αυτό επισημάνθηκε και από τους Bertero & Bertero (1999) καθώς η πλεοναστικότητα δεν μπορεί να ποσοτικοποιηθεί μόνο με όρους υπεραντοχής, δεδομένου ότι είναι εξαιρετικά σημαντικό να είναι διαθέσιμη επαρκής στροφική ικανότητα. Αυτό είναι ένα σημαντικό χαρακτηριστικό για μια πλεοναστική κατασκευή, αλλά οι απαιτήσεις είναι ακόμη πιο ζωτικής σημασίας για μια αντισεισμική κατασκευή. Όχι μόνο θα πρέπει παρέχει όλκιμη συμπεριφορά έναντι των στατικών φορτίων, αλλά πρέπει επίσης να είναι σε θέση να αντέξει υπό υστερητικούς κύκλους μέσα και έξω από τη πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή της. Αυτό θέτει απαιτήσεις για τις συνδέσεις και για τη χρήση ενισχυτικών ελασμάτων, με σκοπό ο λυγισμός του κορμού (σε διατομές I) να μην αποτρέπει τους κύκλους φόρτισης.

## **1.4 Σκοπός της Εργασίας**

Δεδομένου ότι αντισεισμικά σχεδιασμένες δομές είναι γενικά όλκιμες και πλεοναστικές, μπορεί να υποθεθεί ότι είναι και εύρωστες. Ο στόχος αυτής της εργασίας είναι να αναλύσει και να διερευνήσει την ευρωστία αντισεισμικά σχεδιασμένων κατασκευών από χάλυβα. Η ευρωστία θα ποσοτικοποιηθεί μέσω διαφόρων μέτρων, και επιπροσθέτως θα διερευνηθεί και η επίδραση της ολκιμότητας του υλικού.

Οι αναλύσεις αναφορικά με την ευρωστία θα πραγματοποιηθούν σε σχέση με τα σεισμικά φορτία. Η περίπτωση που θα μελετηθεί σχετίζεται με αντισεισμικές χαλύβδινες κατασκευές, που έχουν υποστεί βλάβη από μία πρόσκρουση, ή λόγω σφαλμάτων στο σχεδιασμό και την υλοποίηση. Διερευνάται πώς αυτές οι κατασκευές με βλάβη θα συμπεριφερθούν κατά τη διάρκεια ενός σεισμού σε σύγκριση με την άθικτη κατασκευή. Η συμπεριφορά σε κατακόρυφα φορτία δεν συμπεριλαμβάνεται στην ανάλυση.

### **1.4.1 Μέθοδοι**

Η αντισεισμική συμπεριφορά αξιολογείται καλύτερα χρησιμοποιώντας την χρονοϊστορία φόρτισης με αναλύσεις αμφίδρομων καταγραφών σεισμού ως δεδομένα εισόδου για ανελαστικά χωρικά μοντέλα (Wen & Song 2003). Έχει επιλεγεί να γίνει χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Robot (Robobat 2008) για τις ανάγκες αυτής της εργασίας. Απλές εφαρμογές έγιναν στο πρόγραμμα για να διερευνηθεί αν, με βάση την ενσωματωμένη δυνατότητα πραγματοποίησης αναλύσεων χρονοϊστορίας, θα μπορούσαν να γίνουν μη γραμμικές αναλύσεις, αν οι στηρίξεις υπόκεινται σε χρονοϊστορίες επιτάχυνσης. Όπως εξηγείται στο Παράρτημα Α, αυτό δεν θα μπορούσε να γίνει με αξιόπιστα αποτελέσματα, και οι μόνες άλλες επιλογές ήταν να βρεθεί ένα άλλο πρόγραμμα ή να γίνουν απλούστερες αναλύσεις. Επιλέχθηκε το τελευταίο λόγω του περιορισμένου χρόνου.

Προς τούτο, επελέγη να πραγματοποιηθούν μη γραμμικές υπερωθητικές αναλύσεις. Για να ελαχιστοποιηθεί ο υπολογιστικός χρόνος αυτές έγιναν σε επίπεδες κατασκευές, οπότε δεν ελήφθησαν υπόψη οι χωρικές επιδράσεις.

Η ευρωστία υπολογίστηκε μέσω και των τριών μεθόδων που προαναφέρθηκαν (παράγραφος 1.2.2). Για τις πιθανολογικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν μέθοδοι αξιοπιστίας πρώτης τάξης (*FORM*).

### **1.4.2 Περιεχόμενα**

Οι ως άνω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε δύο αντισεισμικές ενισχυμένες χαλύβδινες κατασκευές. Πρώτα έλαβε χώρα η μη γραμμική προσομοίωση (μοντελοποίηση) τους και κατόπιν υπολογίστηκε η σεισμική τους απόκριση. Αξιολογήθηκε και η συνολική ευρωστία των κατασκευών, και υπολογίστηκε μόνο για οριζόντια φορτία, τόσο σεισμικά

όσο και στατικά. Για την ανάλυση των κατασκευών με βλάβη αφαιρέθηκε ένα μικρό μέρος τους, δηλαδή ένα υποστύλωμα και οι γειτονικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Περαιτέρω, διερευνήθηκε και η επίδραση των υλικών κάνοντας παρόμοιες αναλύσεις για τις κατασκευές, με διαφορετικές κάθε φορά ολκιμότητες και κρατύνσεις.



## Κεφάλαιο 2: Αναλύσεις

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνάται η αντισεισμική συμπεριφορά δύο μεταλλικών κατασκευών, με την μέθοδο που προαναφέρθηκε.

### 2.1. Περιγραφή των υπό ανάλυση κατασκευών

Οι πρωτότυπες κατασκευές που επελέγησαν για τις αναλύσεις που έπονται, είχαν αρχικά σχεδιαστεί από το National Institute of Standards and Technology (NIST), και έχουν χρησιμοποιηθεί σε μελέτες προοδευτικής (Khandelwal et al. 2009). Αμφότερες διαθέτουν δέκα ορόφους και πέντε ανοίγματα και προς τις δύο διευθύνσεις. Πρόκειται για κατασκευές από χάλυβα με ένα σύστημα ανάληψης πλευρικών φορτίων που αποτελείται από συνδέσμους δυσκαμψίας στις προσόψεις και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα στις στάθμες των ορόφων.

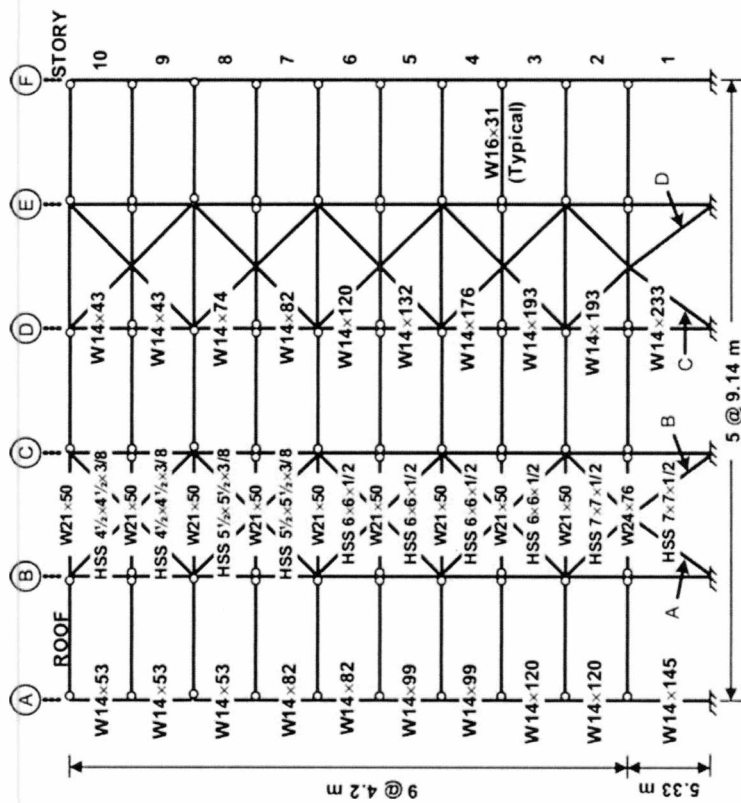
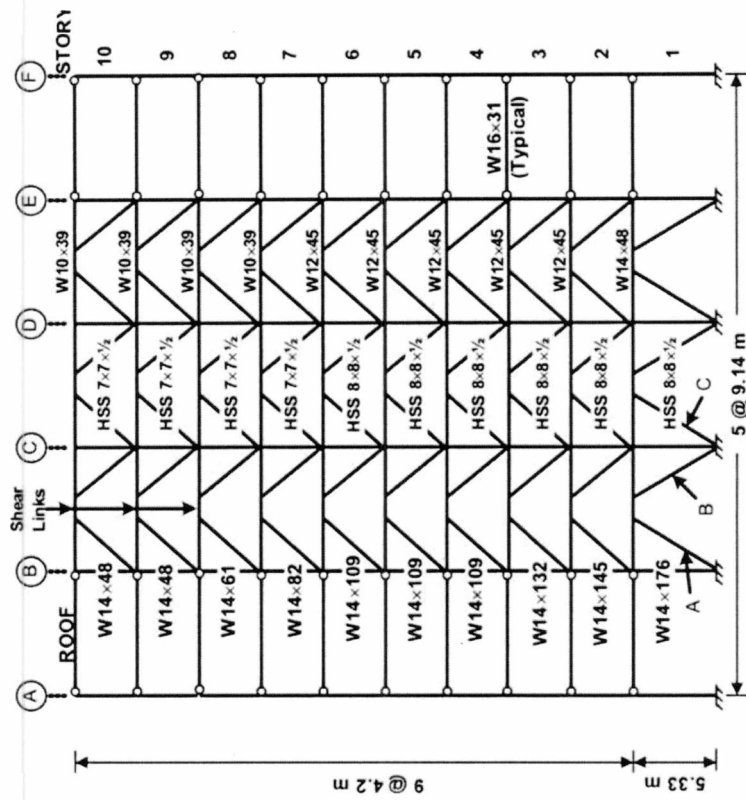
Οι κατασκευές αυτές, αντίστοιχα, έχουν σχεδιαστεί για σεισμικές δράσεις που αντιστοιχούν στο Σιάτλ, Ουάσιγκτον (με υψηλή σεισμική δραστηριότητα) και την Ατλάντα, της Γεωργίας με μικρότερη σεισμική δραστηριότητα. Η κατασκευή που έχει σχεδιαστεί για την υψηλή σεισμική δραστηριότητα είναι ένα πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (EBF), ενώ η άλλη είναι ένα πλαίσιο με μη έκκεντρους ειδικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF), σύμφωνα με το Σχήμα 2.1. Οι διατομές των μελών είναι καθαρά Αμερικανικές, σύμφωνα με τον AISC.

Πιο συγκεκριμένα, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούνται από κοίλες χαλύβδινες διατομές (HSS), ενώ τα υπόλοιπα μέλη είναι διατομές διπλού ταυ της σειράς W. Οι ποιότητες χάλυβα των μελών είναι A500-46 ( $f_y = 317$  MPa) για τους συνδέσμους και A992-50 ( $f_y = 345$  MPa) για τα υπόλοιπα μέλη.

Τα φορτία στις πλάκες δίδονται στον Πίνακα 2.1. Το ωφέλιμο φορτίο μειώνεται με βάση τον ASCE 7-05 2005, Sec. 4.8.1. Κάθε πρόσοψη αναλαμβάνει το σεισμικό φορτίο από το ήμισυ του κτιρίου.

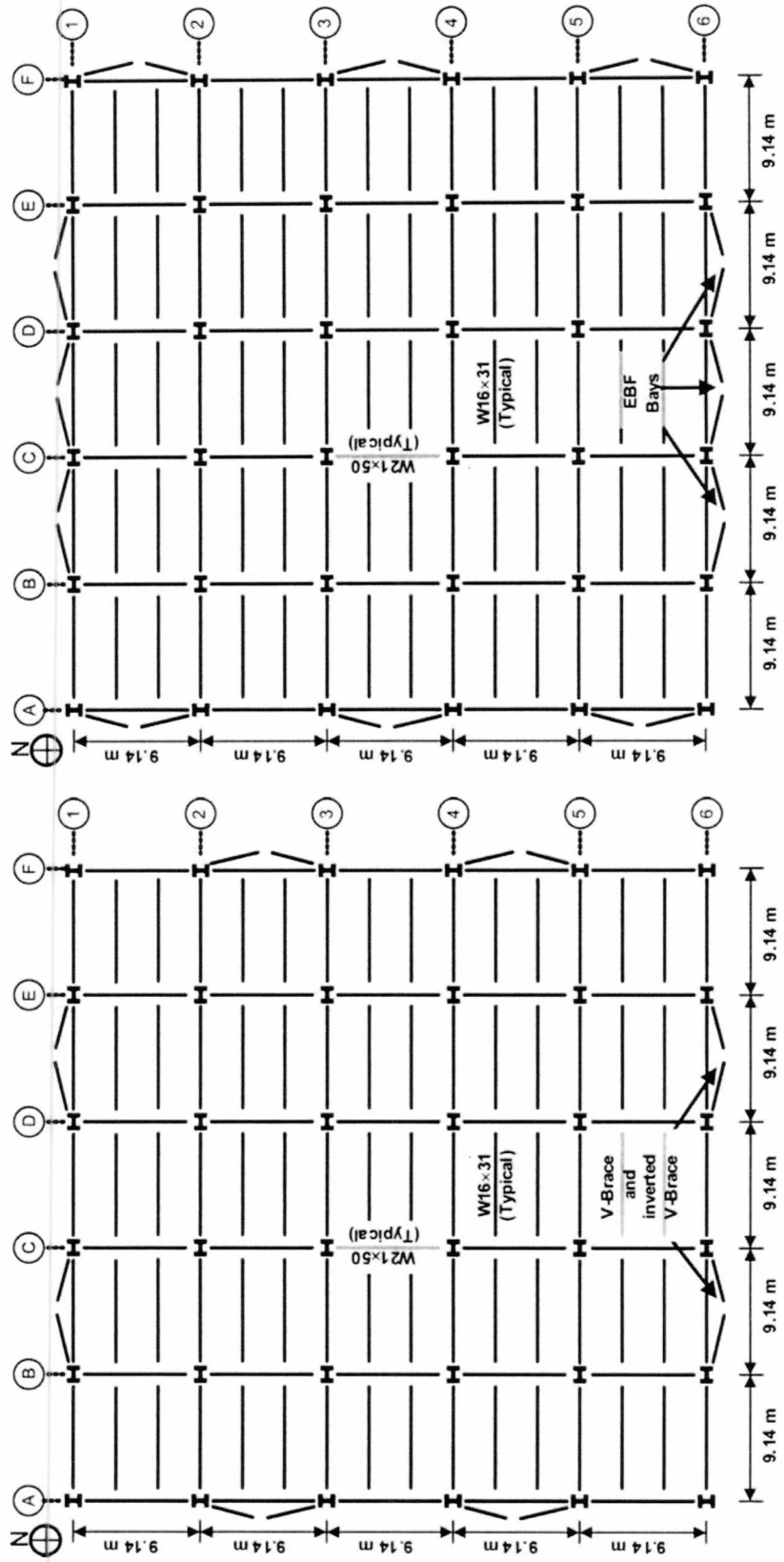
Πίνακας 2.1. Φορτία επί των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα (N/m<sup>2</sup>)

	Τυπικοί Όροφοι	Οροφή
Ίδιο βάρος πλακών	2202	2202
Επικάλυψη (μόνιμο)	1436	479
Κινητό φορτίο	4788	958



(α) Όψεις

Σχήμα 2.1. Συνεχίζεται



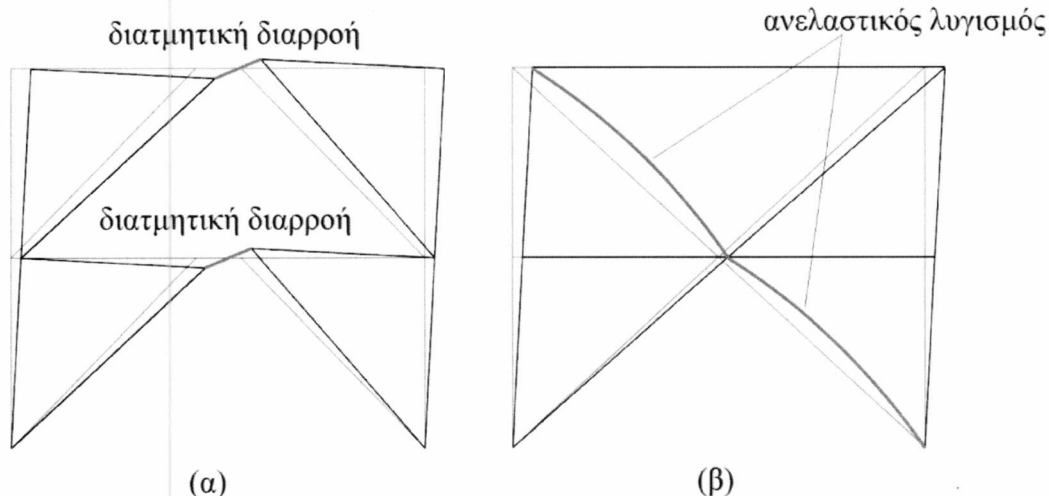
(β) Κατόψεις

Σχήμα 2.1. Όψεις και Κατόψεις των μελετούμενων χαλύβδινων κατασκευών

### 2.1.1 Συστήματα αντίστασης σε πλευρικά φορτία

Στις προσόψεις των κατασκευών υπάρχουν ανοίγματα βαρύτητας και ανοίγματα ενισχυμένα μέσω συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι τελευταίοι λειτουργούν ως ανθεκτικά σύστημα ανάληψης πλευρικών δράσεων, ενώ οι συνδέσεις στα απλά ανοίγματα της βαρύτητας είναι διατμητικές και είναι σε θέση να μεταφέρουν μόνο μια μικρή ροπή. Τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα και οι κατασκευές έχουν σχεδιαστεί με βάση τον ικανοτικό έλεγχο ασθενούς δοκού/ισχυρού στύλου. Οι συνδέσεις έχουν σχεδιαστεί για να είναι ισχυρότεροι από ό,τι τα παρακείμενα δοκάρια και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, έτσι ώστε οι πλαστικές αρθρώσεις δεν πρόκειται να σχηματιστούν στις συνδέσεις (Khandelwal et al. 2009).

Στα EBF, το μέρος των δοκών μεταξύ των συνδέσμων έχουν σχεδιαστεί για να διαρρεύσουν κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών και έχουν σχεδιαστεί ως διατμητικοί σύνδεσμοι σύμφωνα με τον EN 1998-1:2004. Το υπόλοιπο της κατασκευής έχει σχεδιαστεί να παραμείνει ελαστικό κατά τη διάρκεια του σεισμού. Στα SCBF, οι ανελαστικές παραμορφώσεις προέρχονται κυρίως από την διαρροή των εφελκόμενων συνδέσμων δυσκαμψίας και από τον ανελαστικό λυγισμό των θλιβόμενων συνδέσμων δυσκαμψίας. Και οι δύο ανελαστικοί μηχανισμοί παρουσιάζονται στον Σχήμα 2.2.

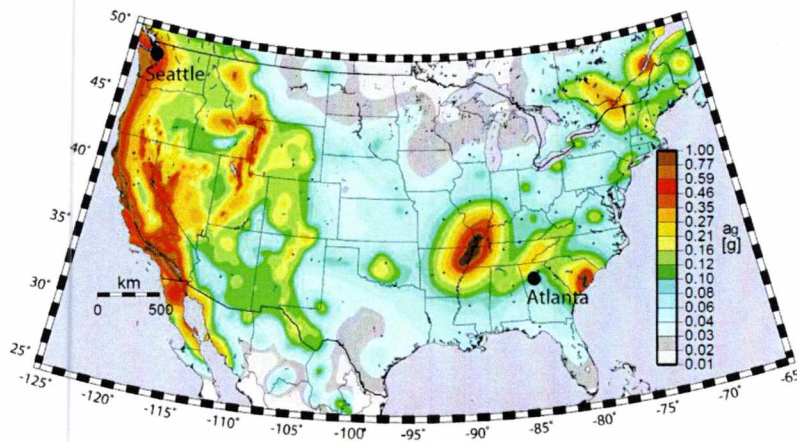


Σχήμα 2.2. Ανελαστικοί μηχανισμοί για τα δύο συστήματα συνδέσμων δυσκαμψίας

### 2.1.2 Αντισεισμικές απαιτήσεις

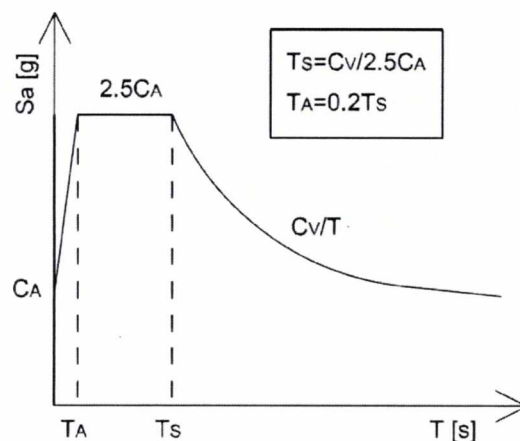
Η πόλη του Σιάτλ βρίσκεται σε μια ζώνη μεγάλης σεισμικής δραστηριότητας, με οριζόντια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $\alpha_g = 0.6g$  με 2% πιθανότητα εμφάνισης σε 50 χρόνια. Η Ατλάντα όμως έχει  $\alpha_g = 0.1g$ , καθόσον η πολιτεία της Γεωργίας όπου βρίσκεται, δεν

συνδέεται με έντονη σεισμική δραστηριότητα. Τα παραπάνω χαρακτηριστικά ελήφθησαν από τον Εθνικό Χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας που έχει εκδοθεί από την US Geological Survey (USGS 2008), απόσπασμα του οποίου δίδεται στο Σχήμα 2.3



Σχήμα 2.3. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας με 2% πιθανότητα εμφάνισης σε 50 χρόνια  
[USGS 2008]

Ένα γενικό φάσμα απόκρισης χρησιμοποιείται για να αναπαραστήσει τη σεισμική απαίτηση στους σεισμικούς κώδικες όπως ο EN 1998-1:2004 2004 και ο ATC-40,1996. Το πρόγραμμα Robot έχει ενσωματωμένο το φάσμα του ATC, που γενικά φαίνεται να είναι παρόμοιο με αυτό του EN 1998-1:2004. Το φάσμα αυτό σχεδιασμού απεικονίζεται στο Σχήμα 2.4, με ένα μέρος σταθερής επιτάχυνσης και ένα μέρος σταθερής ταχύτητας. Αν η περίοδος  $T_s$  είναι ίση με 0.4, όπως για φάσμα κοντινού σεισμού επί βράχου του EN 1998-1:2004, τότε  $C_V = C_A/2.5$ . Στον EN 1998-1:2004 2004, το φάσμα απόκρισης έχει ένα τελευταίο μέρος με σταθερή την μετατόπιση για μεγάλες περιόδους.



Σχήμα 2.4. Γενικό φάσμα απόκρισης του ATC

## **2.2. Μη γραμμική προσομοίωση (μοντελοποίηση) των κατασκευών**

Για μια μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση απαιτείται η σωστή προσομοίωση της δυσκαμψίας και της μη γραμμικής απόκρισης μιας κατασκευής. Το αποτέλεσμα της ανάλυσης αυτής είναι η καμπύλη ικανότητας, όπου η συνολική οριζόντια αντίδραση σχεδιάζεται ως συνάρτηση της μετατόπισης οροφής. Στην αρχή η κατασκευή θα συμπεριφερθεί ελαστικά, και η καμπύλη ικανότητας θα είναι γραμμική. Σε κάποιο σημείο η κατασκευή θα αρχίσει να διαρρέει, με αποτέλεσμα μια μικρότερη κλίση, και στο τέλος θα υπάρξει κατάρρευση, και η φέρουσα ικανότητα θα μειωθεί στο μηδέν.

Για να υπολογιστεί η πλήρης υπερωθητική καμπύλη θα πρέπει σε όλα τα στοιχεία να ανατεθούν η σωστή μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού, ενώ θα πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη γεωμετρικές μη γραμμικότητες για μεγάλες μετατοπίσεις ( $P - \Delta$ )., Επίσης οι συνδέσεις και οι διατμητικές ζώνες κορμού θα πρέπει να προσομοιωθούν ρητά, για να ληφθούν αξιόπιστα αποτελέσματα. Όμως, το χρησιμοποιούμενο λογισμικό έχει κάποιους περιορισμούς, που θέτουν ένα άνω φράγμα στην ακρίβεια του μοντέλου.

Στο λογισμικό, η χαλάρωση του υλικού και η βλάβη της κατασκευής μπορεί μόνον να λάβουν χώραν σε μη γραμμικές αρθρώσεις που ορίζονται από το χρήστη. Οι αρθρώσεις πρέπει να τοποθετηθούν, όπου επιτρέπεται να υπάρξει βλάβη στην κατασκευή, ενώ το υπόλοιπο αυτής θα πρέπει να παραμείνει ελαστικό.

### **2.2.1 Δομικά συστήματα**

Στο μοντέλο για τη στατική υπερωθητική ανάλυση είναι προεξάρχουσας σημασίας ο τρόπος προσομοίωσης των συνδέσεων. Σύμφωνα με προαναφερθέντα, οι απλές διατμητικές συνδέσεις στα απλά (μη ενισχυμένα) ανοίγματα θα έχουν μια περιορισμένη δυνατότητα μεταφοράς ροπής, καθόσον δεν είναι ιδεατά αρθρωτές, αλλά και επωδή κάποιες θλιπτικές δυνάμεις θα μεταφερθούν μέσω των πλακών από ΟΣ. Όλες οι άλλες συνδέσεις στα EBF είναι δύσκαμπτες. Για αυτές, στο μοντέλο θα πρέπει να τοποθετηθούν μη γραμμικές αρθρώσεις, σε όποιες θέσεις – κατά την ανάλυση – οι τάσεις υπερβαίνουν το όριο διαρροής. Επιπρόσθετες αρθρώσεις διατμητικού τύπου διαρροής πρέπει να τεθούν στους συνδέσμους τέμνουσας προκειμένου να είναι δυνατές πλαστικές παραμορφώσεις.

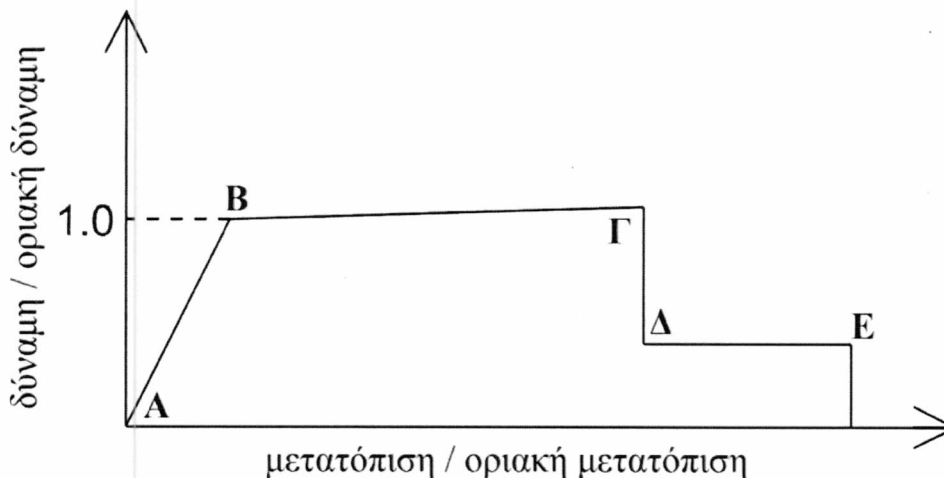
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας επίσης συνδέονται δύσκαμπτα στα άκρα τους, για να επιτευχθεί απαίτηση ότι οι αρθρώσεις λόγω θλίψης θα οδηγήσουν σε τρεις πλαστικές αρθρώσεις στο σύνδεσμο λόγω λυγισμού. Επελέγη η προσομοίωση της απόκρισης που

οφείλεται σε θλίψη σύμφωνα με την εργασία των Khandelwal et al. 2009, οπότε το μοντέλο για τους συνδέσμους δυσκαμψίας απλοποιήθηκε αρκετά.

### **2.2.2 Μη γραμμικές αρθρώσεις**

Στο πρόγραμμα Robot μπορεί να οριστεί μόνο μία άρθρωση σε κάθε κόμβο, έτσι εάν δύο δοκοί συντρέχουν σε ένα υποστύλωμα στο ίδιο σημείο, μπορεί να ορισθεί μόνον μια άρθρωση σε μια από αυτές. Για να ξεπεραστεί αυτό το πρόβλημα μπορεί να είναι αναγκαίο να τοποθετηθεί η άρθρωση λίγο πιο μακριά από το σημείο τομής. Για ράβδους σε εφελκυσμό / θλίψη, ωστόσο, αυτό δεν είναι επιλογή, αφού οι αρθρώσεις μπορούν να οριστούν μόνον στα άκρα.

Η καμπύλη δύναμης μετατόπισης (ή ροπής - στροφής) για τις αρθρώσεις μπορεί είτε να καθορίζεται άμεσα για κάθε άρθρωση, είτε σε σχέση με την οριακή δύναμη και την οριακή μετατόπιση, που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή του στοιχείου. Η οριακή δύναμη και μετατόπιση υπολογίζονται στη συνέχεια με το πρόγραμμα Robot για κάθε άρθρωση σύμφωνα με τη συγκεκριμένη διατομή, το υλικό, και το μήκος της χρησιμοποιώντας τύπους που παρουσιάζονται στο FEMA 273 1997. Η άρθρωση έχει το γενικό σχήμα, με τα σημεία A έως E, που φαίνεται στο Σχήμα 2.5, αντιπροσωπευτικό για τυπική όλκιμη συμπεριφορά.



Σχήμα 2.5. Γενική καμπύλη σχετικής δύναμης - σχετικής μετατόπισης για τις αρθρώσεις

Στην αρχή η συμπεριφορά είναι ελαστική μέχρι το σημείο B, όπου τα τμήματα αρχίζουν να διαρρέουν και η συμπεριφορά γίνεται πλαστική με κράτυνση μέχρι το σημείο Γ, όπου ξεκινά ο λυγισμός στα μέλη που είναι σε θλίψη ή διάτμηση. Αυτό προκαλεί τη μείωση της αντοχής προς μια παραμένουσα τιμή, μέχρι τη θραύση στο σημείο E, όπου η αντοχή πέφτει στο μηδέν. Στην πραγματικότητα, δεν θα είναι στιγμιαίες οι πτώσεις, αλλά μπορούν να

προσομοιωθούν με αυτόν τον τρόπο. Δοκιμές στο ίδιο πρόγραμμα έχουν δείξει ότι ακόμη και αν καθορίζεται η παραμόρφωση στο σημείο E, η αντοχή δεν πέφτει στο μηδέν, όταν η σχετική παραμόρφωση επιτυγχάνεται υπερωθητικά. Αντ' αυτού, παραμένει σε μια υπολειμματική (παραμένουσα) τιμή, πράγμα αδύνατο στην πραγματικότητα.

Κατά τον καθορισμό της θέσης των αρθρώσεων στο πρόγραμμα, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι αρθρώσεις ορίζονται συμβατές με τον τρόπο που το πρόγραμμα υπολογίζει τις οριακές τιμές. Εάν οι αρθρώσεις τοποθετούνται στο τέλος των στοιχείων, χρησιμοποιείται το σύνολο του μήκους. Αλλά αν έχει τοποθετηθεί στο ενδιάμεσο του στοιχείου, το μήκος θα είναι η απόσταση από το ένα άκρο μέχρι την άρθρωση. Από ποιο άκρο θα υπολογιστεί, εξαρτάται από την κατεύθυνση του στοιχείου και το πώς επιλέχθηκε.

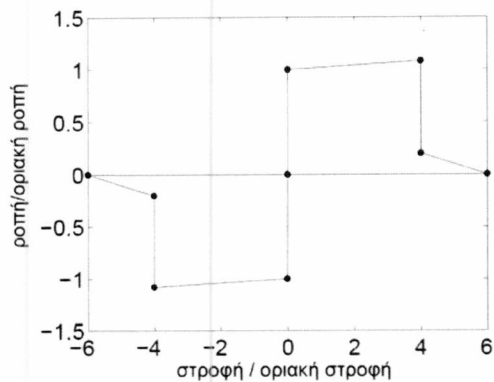
Σε αυτό το πρόγραμμα υπάρχουν τρεις τύποι προκαθορισμένων αρθρώσεων σύμφωνα με την FEMA 273 (1997), για ροπή, διατμητική, και ορθή δύναμη. Και για τους τρεις τύπους αρθρώσεων η καμπύλη δύναμης-μετατόπισης είναι γραμμική από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο όπου ξεκινά η διαρροή και αντιστοιχούν οι τιμές της οριακής μετατόπισης και της οριακής δύναμης. Αυτή η οριακή μετατόπιση, ωστόσο, αντιστοιχεί στην ελαστική μετατόπιση, η οποία έχει ήδη συμβεί στο μήκος του στοιχείου. Αν οι προκαθορισμένες αρθρώσεις χρησιμοποιηθούν όπως είναι, η ελαστική παραμόρφωση των στοιχείων με αρθρώσεις θα είναι διπλάσια από το μέγεθος εκείνων μιας κατασκευής χωρίς αρθρώσεις, το οποίο είναι σαφώς λάθος. Αντ' αυτού οι αρθρώσεις πρέπει να είναι απείρως δύσκαμπτες μέχρι να επιτευχθεί η οριακή δύναμη, έτσι ώστε η μόνη συνεισφορά να είναι η πλαστική παραμόρφωση. Για να μπορούμε όμως να βρούμε αριθμητική λύση είναι απαραίτητο να υπάρχει και κάποια κλίση.

Με βάση την FEMA 273 (1997) και τα λάθη (ως άνω) στις προκαθορισμένες αρθρώσεις, η άρθρωση ορίζεται αντιστοιχούσα σε μια σύνδεση ανθεκτική σε ροπή. Η άρθρωση διάτμησης ορίζεται ότι αντιστοιχεί σε ένα διατμητικό σύνδεσμο και λαμβάνει υπόψη την παραμόρφωση από την περιστροφή λόγω της ροπής. Και οι δύο αυτές αρθρώσεις είναι ίδιες για θετικές και αρνητικές δυνάμεις, και έχουν μια απότομη καμπύλη μέχρι να φτάσουν την οριακή δύναμη / ροπή, τότε αρχίζει η κράτωση μέχρι τον λυγισμού και αυτό προκαλεί τη δύναμη να πέσει στην παραμένουσα τιμή, από όπου μειώνεται γραμμικά μέχρι το σημείο όπου δεν θα υπάρχει ικανότητα. Η άρθρωση ορθής δύναμης για τους συνδέσμους δυσκαμψίας έχει διαφορετική συμπεριφορά σε εφελκυσμό και θλίψη, και ορίζεται βάσει του FEMA 273 (1997), αλλά αλλαγμένη ώστε να αντικατοπτρίζει τους συνδέσμους δυσκαμψίας στην συγκεκριμένη κατασκευή σύμφωνα με τους Khandelwal et al. (2009). Σε εφελκυσμό η

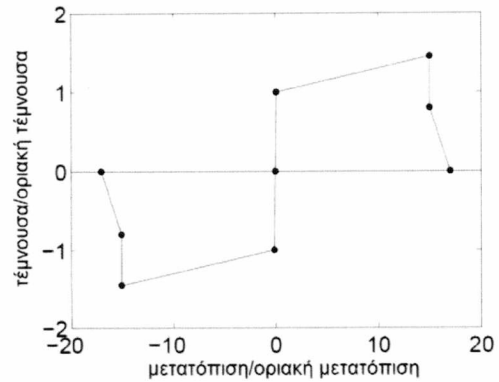


καμπύλη μοιάζει με την διατμητική άρθρωση, αλλά σε θλίψη η μέγιστη δύναμη είναι το φορτίο λυγισμού, και μετά από αυτό το σημείο η δύναμη μειώνεται ενώ ο σύνδεσμος δυσκαμψιάς λυγίζει ανελαστικά.

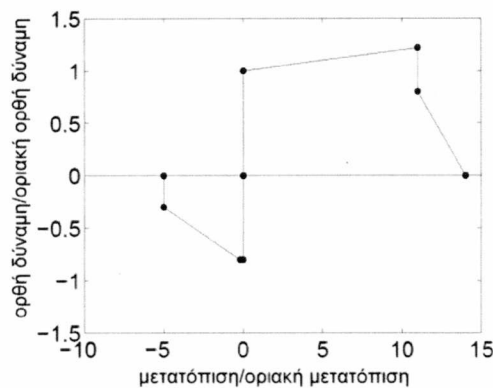
Οι τρεις τύποι αρθρώσεων φαίνονται στο Σχήμα 2.6. Όλες οι αρθρώσεις εφοδιάζονται με κλίση 100 στο ελαστικό τμήμα της καμπύλης, όπου θα έπρεπε να είναι απείρως δύσκαμπτες. Αυτό οδηγεί σε μια μετατόπιση, όταν ξεκινάνε οι πλαστικές παραμορφώσεις, που είναι το 1% της οριακής τιμής.



(α) Άρθρωση ροπής με 2% κράτυνση



(β) Άρθρωση τέμνουσας με 3% κράτυνση



(γ) Άρθρωση ορθής δύναμης με 2% εφελκυστική κράτυνση

Σχήμα 2.6. Καμπύλες δύναμης-μετατόπισης για τις αρθρώσεις

### 2.2.3 Προσομοίωση πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψιάς (EBF)

Ερευνήθηκε η ευαισθησία του μοντέλου σε αλλαγές, καθώς δεν είναι τελείως ακριβές. Η αναφορά που ακολουθεί σχετίζεται με το μοντέλο 1 που διακρίνεται μαζί με τα υπόλοιπα που χρησιμοποιήθηκαν στο Σχήμα 2.7, και έχει την ακόλουθη διαμόρφωση:

- |  |  |
|--|--|
| • Διατμητικές συνδέσεις:                           | ελεύθερες                                  |
| • Στηρίξεις:                                       | αρθρώσεις ροπής                            |
| • Σύνδεσμοι δυσκαμψίας:                            | ράβδοι εφελκυσμού / θλίψης                 |
| • Συνδέσεις Δοκών – στύλων ενισχυμένων ανοιγμάτων: | αρθρώσεις ροπής                            |
| • Διατμητικές δοκοί σύνδεσης:                      | διατμητικοί σύνδεσμοι στην αριστερή πλευρά |

Οι αρθρώσεις στη σύνδεση δοκού-υποστυλώματος στο κεντρικό άνοιγμα μετακινούνται κατά το 1/100 του μήκους της δοκού, προς το κέντρο, επειδή δεν μπορούν να τοποθετούνται δύο αρθρώσεις στο ίδιο σημείο. Οι αρθρώσεις ροπής και τέμνουσας δεν μοντελοποιήθηκαν εντελώς δύσκαμπτες μέχρι την οριακή στροφή λόγω των δυσκολιών της σύγκλισης και δημιουργήθηκαν μοντέλα για να εξετάσουν την επίδραση αυτή. Αυτό γίνεται με την αντικατάσταση αρθρώσεων ροπής με δύσκαμπτες συνδέσεις. Οι αρθρώσεις διάτμησης δεν αφαιρούνται, επειδή η μη γραμμική απόκριση λαμβάνει χώρα κυρία σε αυτές, απλά γίνονται 10 φορές λιγότερο δύσκαμπτες για να εξεταστεί η επιρροή της δυσκαμψίας. Στην πραγματικότητα οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται με δύσκαμπτους κόμβους, αλλά επειδή η μη γραμμική συμπεριφορά σε θλίψη λαμβάνεται υπόψη μέσω του σχήματος της άρθρωσης, ο σύνδεσμος δυσκαμψίας μπορεί να μοντελοποιηθεί αντ' αυτού ως μία ράβδος εφελκυσμού / θλίψης ή ως μία ράβδος που απελευθερώνεται στα άκρα. Η επιρροή του τρόπου μοντελοποίησης εξετάζεται επίσης. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι δεν θα γίνουν πλήρως ελεύθεροι, και η επιρροή αυτού θα εξεταστεί κάνοντάς τους δύσκαμπτους.

Τα υπόλοιπα μοντέλα περιγράφονται από ένα εκ των ακολούθων:

**Μοντέλο 2:** Οι στηρίξεις θεωρούνται πακτωμένες χωρίς αρθρώσεις.

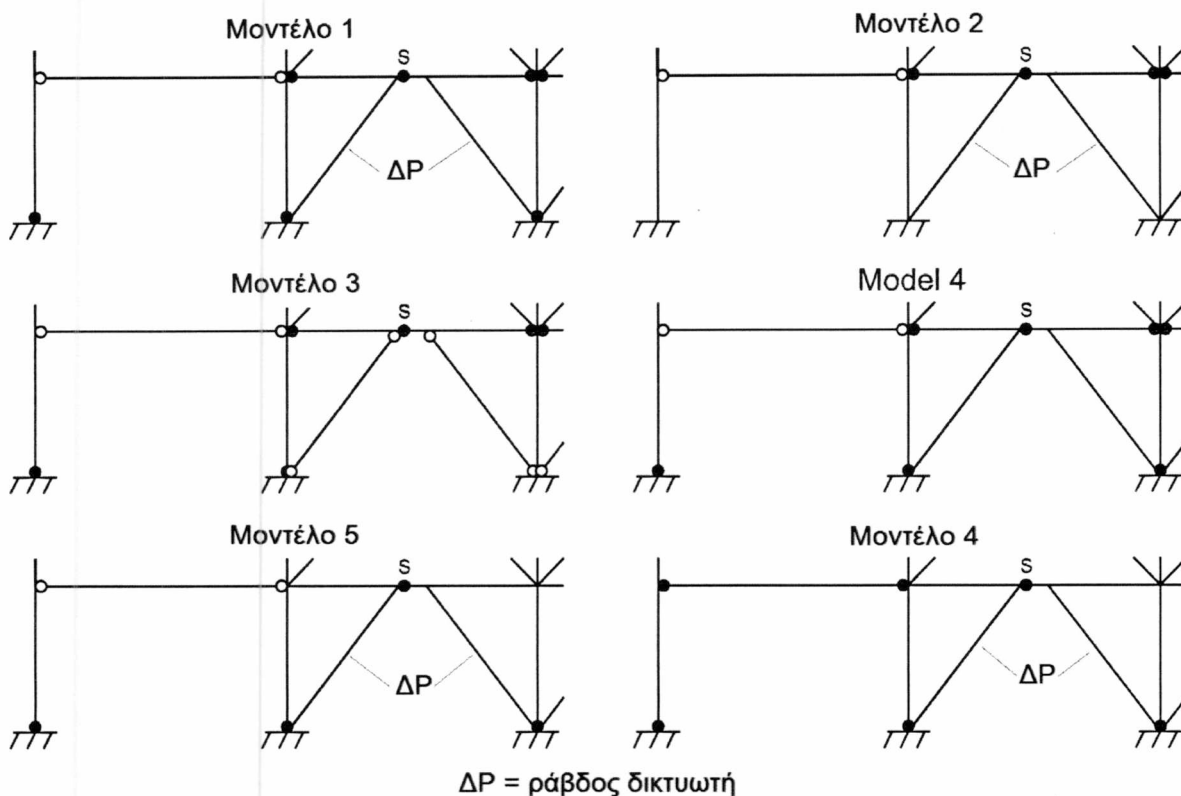
**Μοντέλο 3:** Οι σύνδεσμοι δεν είναι ράβδοι δικτύωσης αλλά απελευθερώνονται στα άκρα τους.

**Μοντέλο 4:** Οι σύνδεσμοι δεν είναι ράβδοι δικτύωσης αλλά δύσκαμπτες ράβδοι.

**Μοντέλο 5:** Οι συνδέσεις δοκών – στύλων στα ενισχυμένα ανοίγματα είναι δύσκαμπτες χωρίς αρθρώσεις.

**Μοντέλο 6:** Οι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι δύσκαμπτοι και δεν απελευθερώνονται.

Τέλος, το **Μοντέλο 7**, που δεν φαίνεται στο Σχήμα 2.7, είναι ίδιο με το Μοντέλο 1, με τη διαφορά ότι οι διατμητικές αρθρώσεις έχουν στην ελαστική περιοχή κλίση ίση με 10 αντί 100.



Σχήμα 2.7. Αντιπροσωπευτικά αποσπάσματα από τα μοντέλα των πλαισίων EBF. Οι κύκλοι σημαίνουν απελευθέρωση και οι τελείες μη γραμμικές αρθρώσεις. Το S κοντά σε μια άρθρωση αναφέρεται σε άρθρωση τέμνουσας, ενώ όλες οι άλλες αρθρώσεις είναι ροπής. Η λέξη ράβδος δικτυωτή ( $\Delta P$ ) σημαίνει ράβδο εφελκυσμού/θλίψης.

Οι καμπύλες ικανότητας της υπερωθητικής ανάλυσης για τα μοντέλα αυτά φαίνονται στο Σχήμα 2.8. Μπορεί να δει κανείς ότι οι καμπύλες είναι πολύ κοντά η μία στην άλλη, δεδομένου ότι μόνο για τα μοντέλα 4 και 6 ξεχωρίζουν λίγο. Οι καμπύλες σταματάνε στα σημεία, όπου η λύση δεν συγκλίνει, έτσι η ισορροπία δεν μπορεί να παραμείνει σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις, και η κατασκευή γίνεται ασταθής.

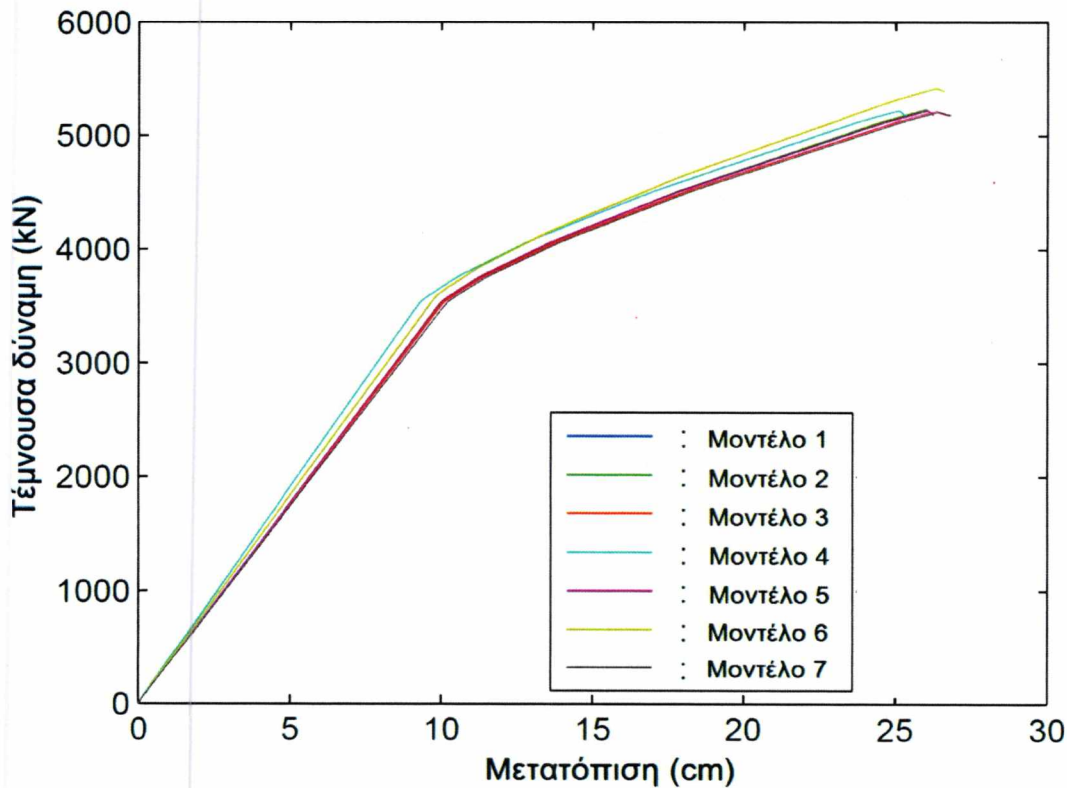
Από την απόκριση των Μοντέλων 2 και 5 παρατηρούμε ότι οι αρθρώσεις ροπής που χρησιμοποιήθηκαν είναι αρκούτσως δύσκαμπτες για να δώσουν αποτελέσματα σχεδόν δύσκαμπτων συνδέσεων στην ελαστική περιοχή. Η χρήση αρθρώσεων είναι προτιμητέα επειδή διασφαλίζει σωστή συμπεριφορά στην πλαστική περιοχή.

Το Μοντέλο 7 (ως το 1 αλλά με κατά 90% λιγότερο δύσκαμπτες αρθρώσεις διάτμησης) έχει σχεδόν την ίδια συμπεριφορά με αυτή του Μοντέλου 1, γεγονός που σημαίνει ότι η συνεισφορά της διατμητικής άρθρωσης στην ελαστική παραμόρφωση της κατασκευής δεν είναι σημαντική.

Η επιρροή των συνδέσμων δυσκαμψίας εξετάζεται στα Μοντέλα 3 και 4, και αυτό με τα μεγαλύτερη δυσκαμψία επιδεικνύει σημαντικά αυξημένη καθολική δυσκαμψία στην ελαστική περιοχή. Αν αυτό έπρεπε να ληφθεί υπόψη, θα ήταν αναγκαίο να τεθούν αρθρώσεις ροπής στα άκρα για να εξασφαλιστεί σωστή συμπεριφορά πέραν της ελαστικής περιοχής.

Δύσκαμπτες αντί για απλές συνδέσεις διάτμησης στα μη ενισχυμένα ανοίγματα προσδίδουν αύξηση της καθολικής δυσκαμψίας, ειδικά στην πλαστική περιοχή των καμπυλών. Η πραγματική απόκριση θα βρίσκεται κάπου ενδιάμεσα, αλλά οι διαφορές είναι αρκετά μικρές ώστε να θεωρηθεί πώς χρήση απλών συνδέσεων είναι ικανοποιητική.

Το συμπέρασμα της ανάλυσης που προηγήθηκε είναι ότι το αρχικό Μοντέλο 1 δίδει μια καλή προσέγγιση, και το όλο αποτέλεσμα δεν είναι ευαίσθητο σε κάποιες ανακρίβειες της προσομοίωσης. Όλες οι αναλύσεις έγιναν για κατασκευή χωρίς βλάβη. Για ανάλυση κατασκευών με βλάβη μπορεί να είναι αναγκαίος ο ορισμός επιπρόσθετων αρθρώσεων.



Σχήμα 2.8. Καμπύλες ικανότητας υπερωθητικής ανάλυσης των επτά (7) μοντέλων EBF

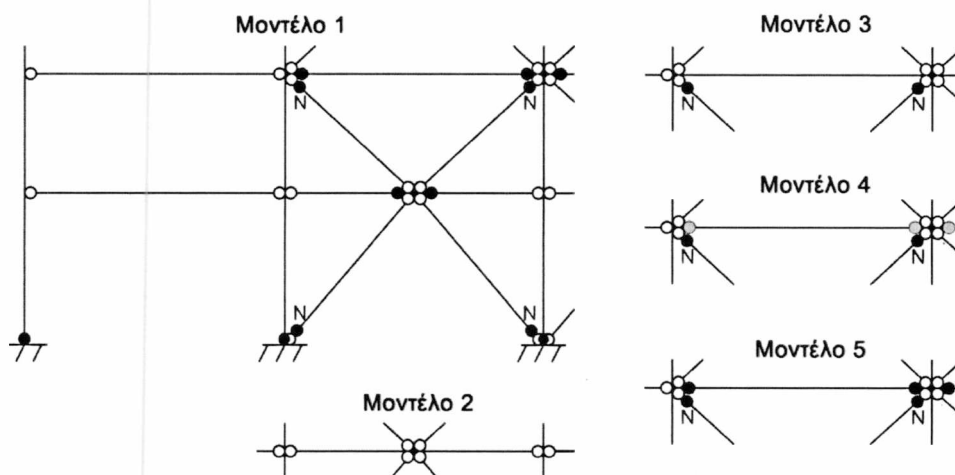
## 2.2.4 Προσομοίωση πλαισίου με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF)

Για πλαίσια SCBF υποτίθεται ότι η προσομοίωση των συνδέσμων και των απλών (διατμητικών) συνδέσεων έχει την ίδια επίδραση όπως και για τα EBF. Εδώ έρευνες έχουν γίνει για την εξέταση της επίδρασης της προσομοίωσης των δοκών ενισχυμένα ανοίγματα.

Το προσομοίωμα αναφοράς είναι το Μοντέλο 1 που, μαζί με τα υπόλοιπα τέσσερα που αναλύθηκαν εδώ, φαίνεται στο Σχήμα 2.9. Το εν λόγω Μοντέλο έχει την ακόλουθη διαμόρφωση:

- |  |   |   |
|--|---|---|
| • Απλές διατμητικές συνδέσεις  | : | ελεύθερες                                     |
| • Στηρίξεις  | : | αρθρώσεις ροπής                               |
| • Σύνδεσμοι δυσκαμψίας   | : | απελευθερωμένοι με<br>αρθρώσεις ορθής δύναμης |
| • Δύσκαμπτες συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων<br>στα ενισχυμένα ανοίγματα | : | αρθρώσεις ροπής                               |
| • Δοκός όπου τέμνονται<br>σύνδεσμοι δυσκαμψίας                         | : | ελεύθερη με αρθρώσεις ροπής<br>στο μέσο       |

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν εισάγονται ως ράβδοι εφελκυσμού / θλίψης επειδή είναι δυνατό να οριστούν οι αρθρώσεις μόνο στα άκρα των ράβδων εφελκυσμού / θλίψης και δεδομένου ότι δύο αρθρώσεις δεν μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο σημείο, η διαμόρφωση του συνδέσμου δυσκαμψίας το καθιστά αδύνατο, εκτός εάν εισάγονται εκκεντρότητες.



Σχήμα 2.9. Αντιπροσωπευτικά αποσπάσματα από τα μοντέλα των πλαισίων SCBF. Οι κύκλοι σημαίνουν απελευθέρωση και οι τελείες μη γραμμικές αρθρώσεις. Το N κοντά σε μια άρθρωση αναφέρεται σε άρθρωση ορθής δύναμης, ενώ οι υπόλοιπες είναι ροπής. Οι γκρι αρθρώσεις είναι ροπής με μειωμένη δυσκαμψία.

Οι διαφορές του Μοντέλου αναφοράς 1 από τα υπόλοιπα είναι οι ακόλουθες:

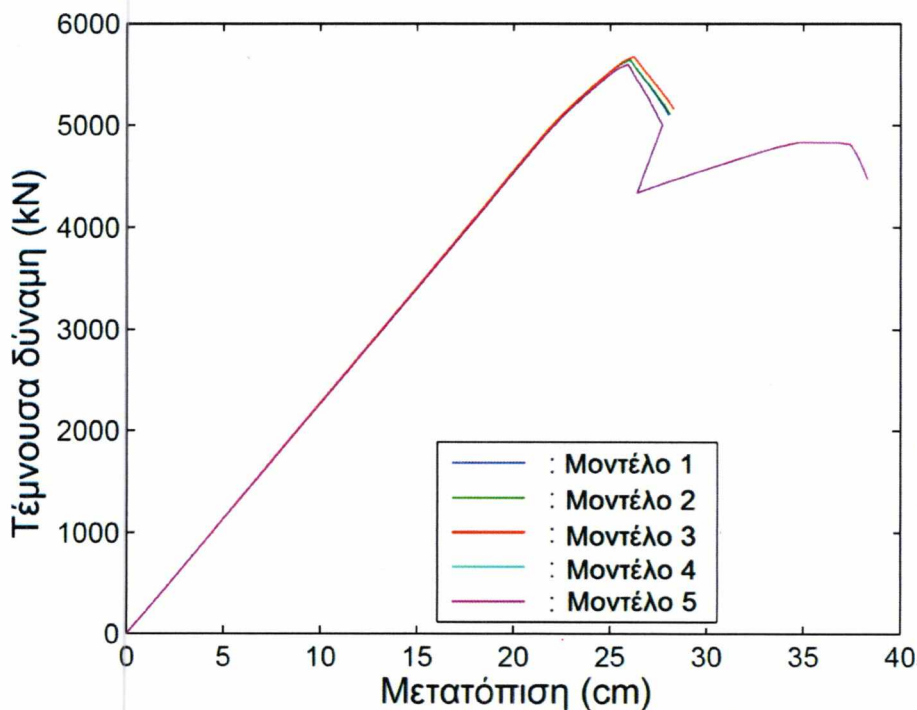
**Μοντέλο 2:** Δεν υπάρχουν αρθρώσεις στο μέσο των δοκών, σημείο τομής των συνδέσμων δυσκαμψίας.

**Μοντέλο 3:** Οι δύσκαμπτες συνδέσεις δοκών-στύλων προσομοιάζονται ως δύσκαμπτες χωρίς αρθρώσεις.

**Μοντέλο 4:** Οι δύσκαμπτες συνδέσεις δοκών-στύλων προσομοιάζονται ως ορθώσεις με κλίση στην ελαστική περιοχή ίση με 1.

**Μοντέλο 5:** Οι δύσκαμπτες συνδέσεις δοκών-στύλων απελευθερώνονται.

Οι καμπύλες ικανότητας της υπερωθητικής ανάλυσης για τα Μοντέλα αυτά απεικονίζονται στο Σχήμα 2.10. Μέχρι το σημείο της μέγιστης δύναμης οι καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Μετά από αυτό το σημείο τα Μοντέλα 1-3 σταματούν, επειδή δεν μπορεί να επαληθευθεί η ισορροπία. Στα Μοντέλα 4 και 5 επιτυγχάνεται ισορροπία μετά την αστοχία των πρώτων συνδέσμων δυσκαμψίας, και η κατάρρευση συμβαίνει για μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Δεν υπάρχει προφανής λόγος γιατί στα Μοντέλα 1 και 3 δεν βρίσκεται ισορροπία αφού αστοχήσουν οι σύνδεσμοι, και τούτο μάλλον οφείλεται σε περιορισμούς του λογισμικού.



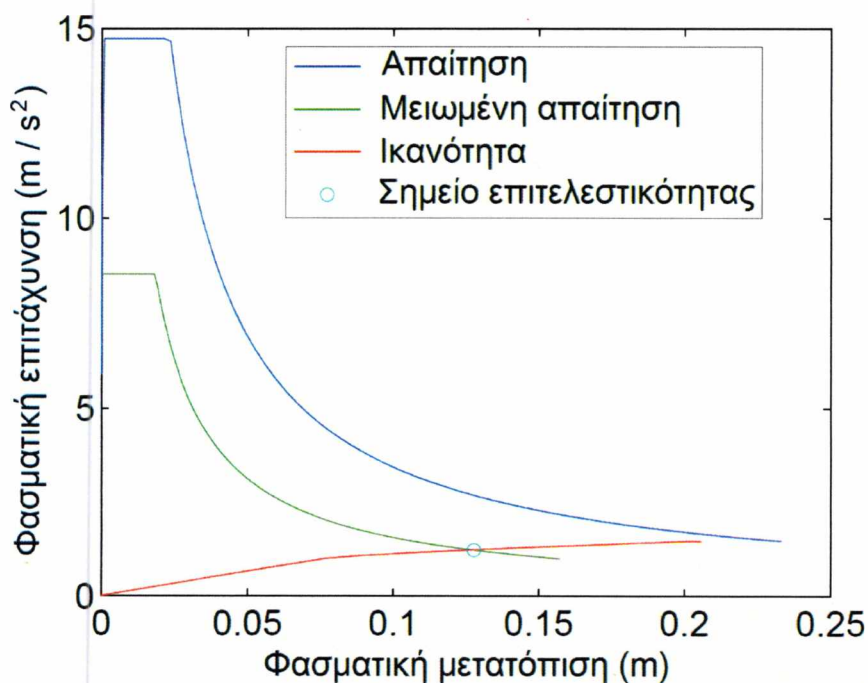
Σχήμα 2.10. Καμπύλες ικανότητας των μοντέλων των SCBF

### 2.3. Επιτελεστικότητα των κατασκευών

Σε αυτή την ενότητα εξετάζεται η επιτελεστικότητα των κατασκευών σε σεισμό με 2% πιθανότητα εμφάνισης σε 50 χρόνια, και διερευνάται η μη γραμμική συμπεριφορά. Διερευνούνται επίσης οι δυνάμεις και οι παραμορφώσεις που προέρχονται από τις πλευρικές δυνάμεις, αλλά η επιρροή του κατακόρυφου φορτίου από το ίδιο βάρος και τα κινητά φορτία δεν λαμβάνονται υπόψη λόγω περιορισμών στο πρόγραμμα.

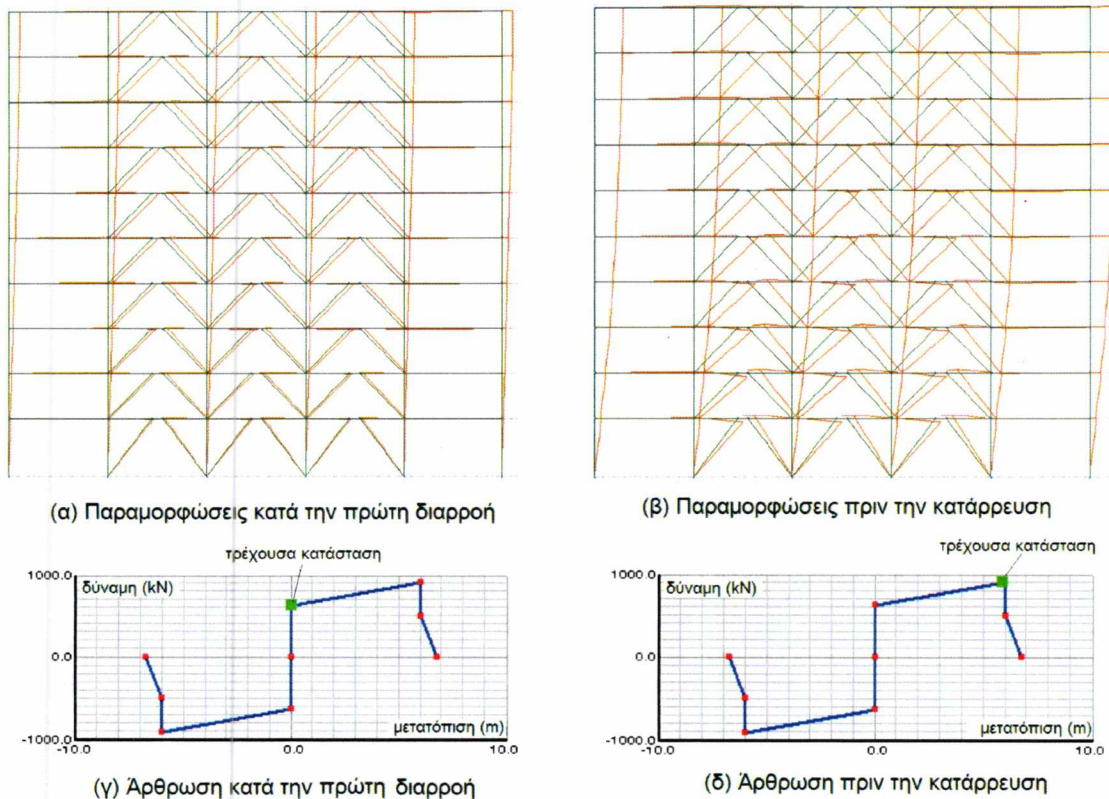
#### 2.3.1 Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (EBF)

Για την κατασκευή με EBF η οριζόντια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση με 2% πιθανότητα υπέρβασης της σε 50 χρόνια είναι  $a_g = 60\%$  του  $g$ . Αν χρησιμοποιηθεί το φάσμα απόκρισης τύπου 1 του Ευρωκώδικα 8 και υποτεθεί βραχώδες έδαφος, μπορεί να υπολογιστεί το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα απόκρισης. Με βάση την καμπύλη ικανότητας και της ιδιομορφικής ανάλυσης μπορεί να βρεθεί το φάσμα της ικανότητας για το αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα. Με αυτή τη βάση το τρέχον φάσμα σχεδιασμού και το σημείο επιτελεστικότητας μπορεί να βρεθεί για τη δεδομένη επιτάχυνση του εδάφους, όπως εξηγείται στο Παράρτημα Β. Τα φάσματα που βρέθηκαν φαίνονται στο Σχήμα 2.11. Από τη στιγμή που μπορεί να βρεθεί το σημείο επιτελεστικότητας για την υπάρχουσα μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η κατασκευή δεν θα καταρρεύσει για τη σεισμική απαίτηση. Το εν λόγω σημείο σχετίζεται με τέμνουσα βάσης ίση με 4356 kN και μετατόπιση οροφής ίση με 16.6 cm.



Σχήμα 2.11. Σχηματική αναπαράσταση εύρεσης του σημείου επιτελεστικότητας.

Για τα πλαίσια με τους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, η μη γραμμική συμπεριφορά συμβαίνει, κατά κύριο λόγο, στις διατμητικές αρθρώσεις, και οι υπόλοιπες δυνάμεις δεν αναδιανέμονται σημαντικά, επειδή οι υπολογισμοί σταματάνε στο σημείο όπου οι πρώτες αρθρώσεις σπάνε. Αυτό συμβαίνει επειδή όλες οι αρθρώσεις σπάνε σε έναν όροφο την ίδια στιγμή, και έτσι η δυσκαμψία του μειώνεται τόσο πολύ που δεν μπορεί να βρεθεί μια κατάσταση ισορροπίας. Οι παραμορφώσεις της κατασκευής και οι δυνάμεις και οι παραμορφώσεις της άρθρωσης με τις μεγαλύτερες καταπονήσεις φαίνονται στο Σχήμα 2.12. Στο Σχήμα 2.12β, φαίνεται, ότι έχουν συμβεί μεγάλες παραμορφώσεις στις αρθρώσεις των κάτω ορόφων.



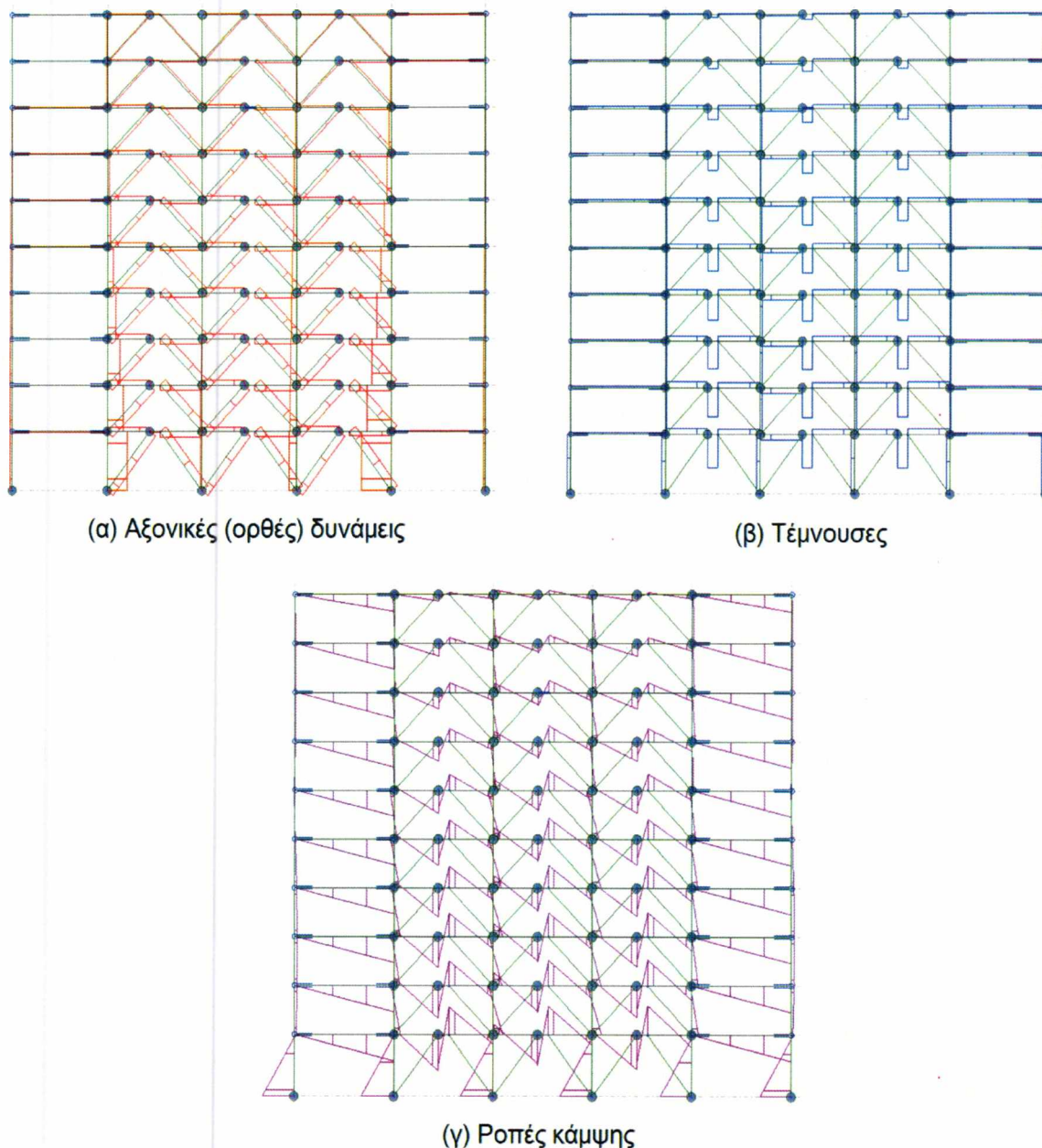
Σχήμα 2.12. Οι παραμορφώσεις της κατασκευής με EBF (στην 1<sup>η</sup> διαρροή και λίγο πριν την κατάρρευση) και κατάσταση της άρθρωσης που δέχεται τη μεγαλύτερη δύναμη, στο δεύτερο όροφο.

Οι δυνάμεις στην κατασκευή στο σημείο επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού φαίνονται στο Σχήμα 2.13. Ιδιαίτερα, στο Σχήμα 2.13γ παρατηρείται ότι υπάρχει μια μεγάλη ροπή στο δεξιό άνοιγμα στο αρθρωτό άκρο των δοκών παράλο που έπρεπε να είναι μηδενική. Για να διορθωθεί το σφάλμα αυτό, επανεκτελέστηκε η ανάλυση, όπου

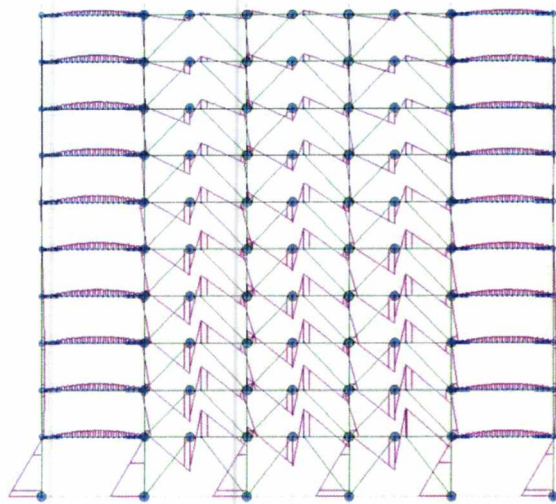


καθεμία από αυτές τις δοκούς χωρίστηκε σε 20 τμήματα. Τα σχετικά, ορθά πλέον, αποτελέσματα αυτής φαίνονται στο Σχήμα 2.14α.

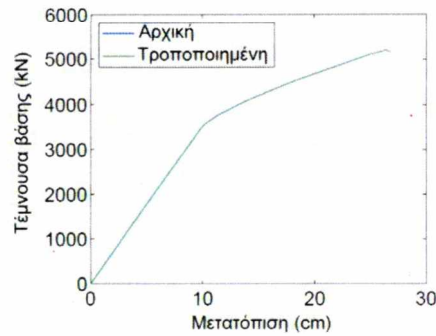
Αυτή η ανάλυση έδωσε περισσότερο αποδεκτά αποτελέσματα γιατί το πρόγραμμα μπορεί να χειριστεί, μόνο γραμμικές καμπύλες δύναμης για κάθε στοιχείο στην υπερωθητική ανάλυση. Οι καμπύλες ικανότητας για τις δύο αναλύσεις συγκρίνονται στο Σχήμα 2.14β. Φαίνεται λοιπόν, ότι αυτές συμπίπτουν.



Σχήμα 2.13. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών της κατασκευής με EBF στο σημείο επιτελεστικότητας.



(α) Ροπές κάμψης

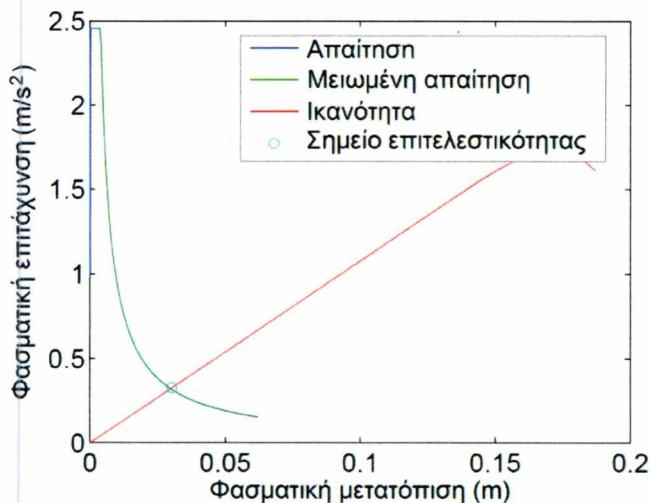


(β) Καμπύλες ικανότητας

Σχήμα 2.14. Διαγράμματα ροπών κάμψης για το τροποποιημένο μοντέλο και καμπύλες ικανότητας και για τα δύο μοντέλα.

### 2.3.2 Πλαίσια με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF)

Για την κατασκευή με SCBF η μέγιστη επιτάχυνση κορυφής του εδάφους με πιθανότητα 2% υπέρβασης σε 50 χρόνια είναι  $a_g = 10\%$  του  $g$ . Η ίδια διαδικασία χρησιμοποιείται όπως για την κατασκευή με EBF, με αποτέλεσμα τα φάσματα του Σχήματος 2.15. Φαίνεται ότι η σεισμική απαίτηση είναι πολύ μικρή σε σύγκριση με την ικανότητα της κατασκευής.

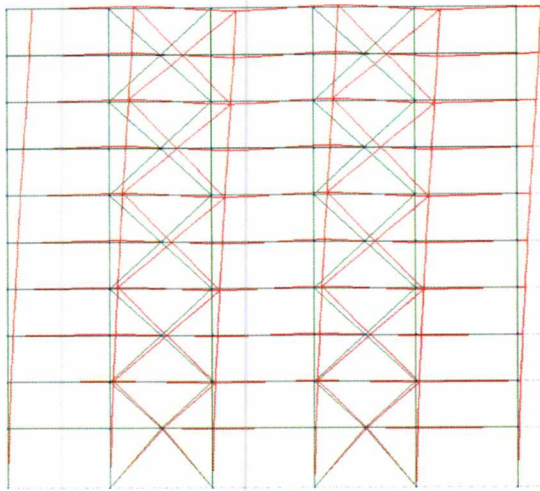


Σχήμα 2.15. Φάσμα ικανότητας, φάσμα απαίτησης και μειωμένης απαίτησης για το σημείο επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί σε  $a_g = 0.1 g$ . Το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται σε μία παραμόρφωση της οροφής 4.53 cm και δύναμη τέμνουσας βάσης 1032 kN.

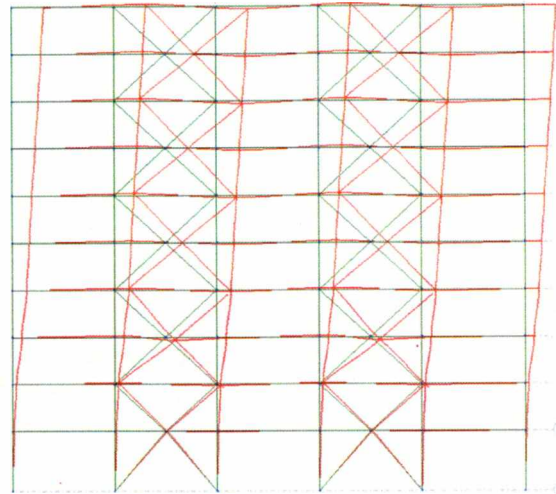
Για το πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, η μη γραμμική συμπεριφορά, κατά κύριο λόγο, αναπτύσσεται στις διαγώνιους ως εφελκυσμός, με κράτυνση και ανελαστικό λυγισμό στη θλίψη. Οι παραμορφώσεις στην κατασκευή και η κατάσταση στην άρθρωση θλίψης/εφελκυσμού, με τις μεγαλύτερες δυνάμεις, φαίνονται στο Σχήμα 2.16 για το σημείο της πρώτης διαρροής και το σημείο λίγο πριν από την κατάρρευση. Οι αρθρώσεις με τα μεγαλύτερα φορτία βρίσκονται στον 3ο και 4ο όροφο, το οποίο μπορεί να φανεί στο Σχήμα 2.16β, καθώς σε αυτούς τους ορόφους αναπτύσσεται η μεγαλύτερη οριζόντια παραμόρφωση.

Το Σχήμα 2.17 δείχνει τις μέγιστες ορθές τάσεις στην κατασκευή, στο σημείο της πρώτης διαρροής και λίγο πριν την κατάρρευση. Κατά την πρώτη διαρροή μπορεί να φανεί ότι οι τάσεις διανέμονται μάλλον ομαλά. Για το σημείο ακριβώς πριν από την κατάρρευση, μπορεί να φανεί από το Σχήμα 2.17β ότι δύο από τους θλιπτικούς συνδέσμους δυσκαμψίας μεταφέρουν πλέον μικρότερο φορτίο, το οποίο προκαλείται από την υποχώρηση της δύναμης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.16δ. Αυτό προκαλεί τις εφελκυστικές αρθρώσεις του ίδιου ορόφου, να αναπτύξουν μεγαλύτερη τάση, κάτι που συμβαίνει σε μεγάλες παραμορφώσεις, όπου αναπτύσσεται η τάση διαρροής βλ. Σχήμα 2.16στ. Οι διαφορετικές δυνάμεις στους συνδέσμους δυσκαμψίας θλίψης/εφελκυσμού προκαλεί την ανάπτυξη καμπτικών ροπών στα υποστυλώματα και τις δοκούς, ως Σχήμα 2.17δ και 2.17στ.

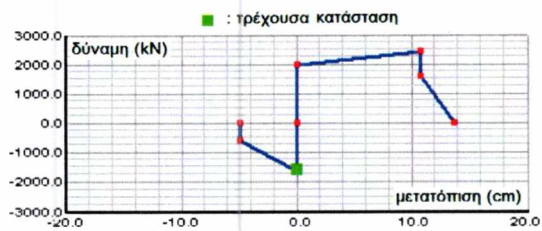
Στο Σχήμα 2.17ε και 2.17στ φαίνεται ότι υπάρχει ένα λάθος στα διαγράμματα ροπών κάμψης, όπως συνέβη στην περίπτωση με το μοντέλο EBF και ο λόγος είναι ο ίδιος.



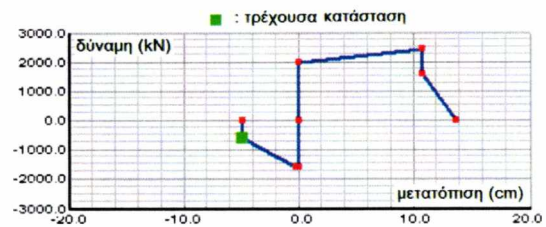
(α) Παραμορφώσεις κατά την πρώτη διαρροή



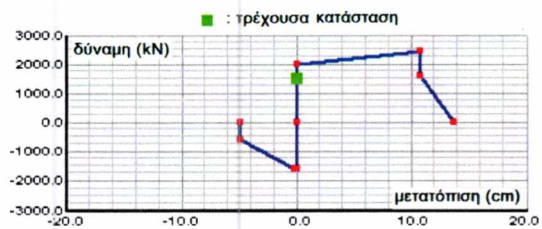
(β) Παραμορφώσεις πριν την κατάρρευση



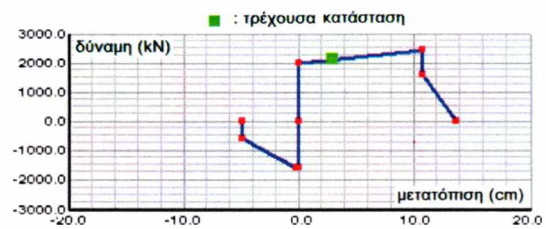
(γ) Θλιπτική άρθρωση κατά την πρώτη διαρροή



(δ) Θλιπτική άρθρωση κατά την κατάρρευση

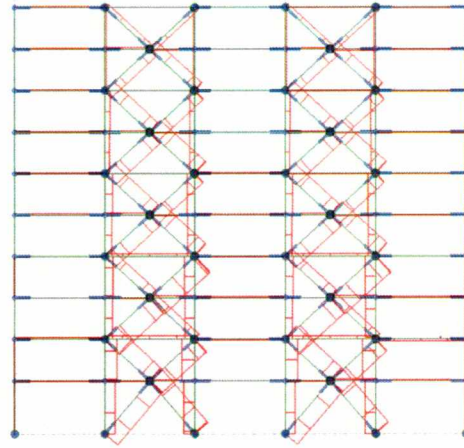
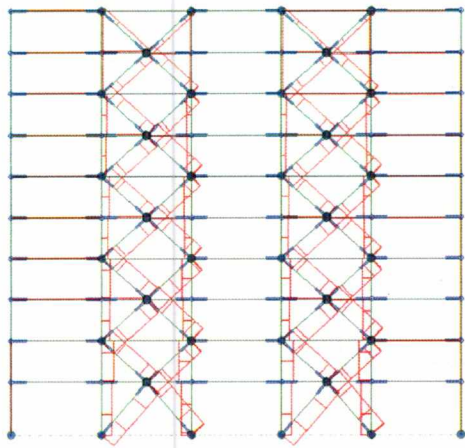


(ε) Εφελκυστική άρθρωση κατά την πρώτη διαρροή

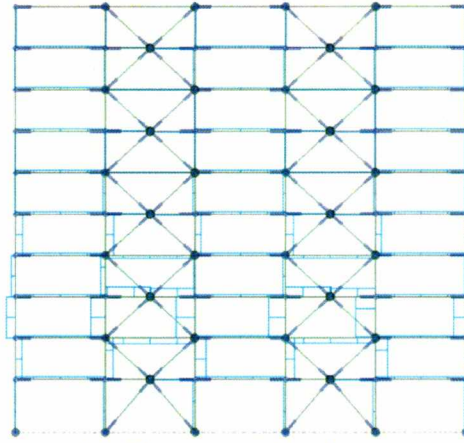
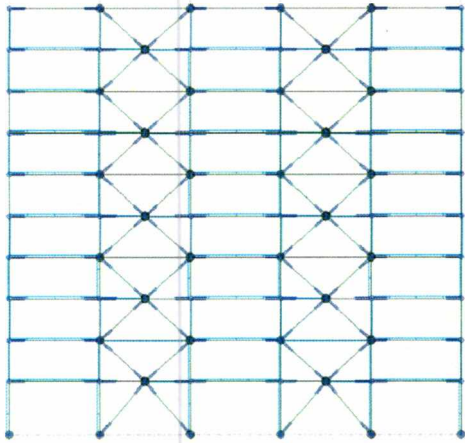


(στ) Εφελκυστική άρθρωση κατά την κατάρρευση

Σχήμα 2.16. Παραμορφώσεις της κατασκευής SCBF και ένταση στις αρθρώσεις εφελκυσμού και θλίψης, με τις μεγαλύτερες δυνάμεις να βρίσκονται στο τρίτο προς τέταρτο όροφο.

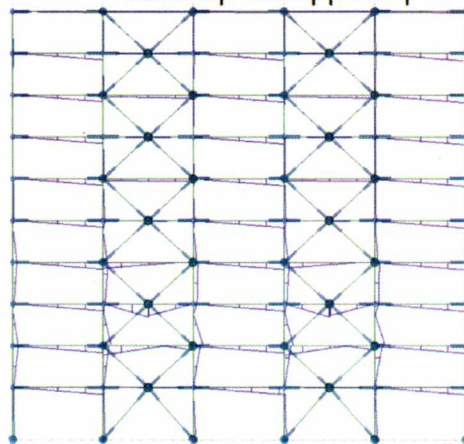
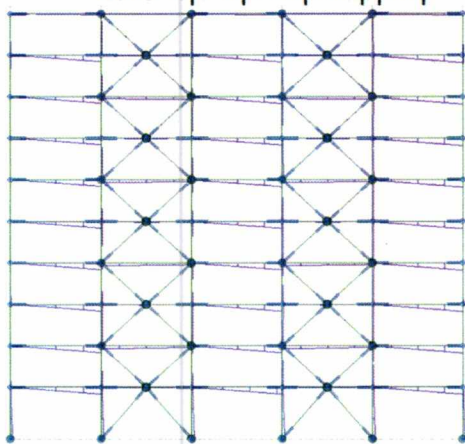


(α) Τάσεις λόγω αξονικών δυνάμεων (β) Αξονικές δυνάμεις πριν τη κατάρρευση κατά την πρώτη διαρροή



(γ) Τέμνουσες δυνάμεις κατά την πρώτη διαρροή

(δ) Τέμνουσες δυνάμεις κατά την κατάρρευση



(ε) Καμπτικές ροπές κατά την πρώτη διαρροή

(στ) Καμπτικές ροπές κατά την κατάρρευση

Σχήμα 2.17. Τάσεις και εντατικά μεγέθη στην κατασκευή με SCBF.

## **2.4. Σύνοψη**

Επελέγησαν δύο αντισεισμικές χαλύβδινες πλαισιωτές κατασκευές για την ανάλυση, μία με ενισχυμένα πλαίσια έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας σε περιοχή υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας και μία με ενισχυμένα πλαίσια μη έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας σε περιοχή χαμηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Μορφώθηκε ένα επίπεδο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για κάθε μια κατασκευή, και τοποθετήθηκαν μη γραμμικές αρθρώσεις για να εξασφαλιστεί η σωστή μη γραμμική απόκριση. Επίσης έγιναν δοκιμαστικές αναλύσεις με διαφοροποιημένα μοντέλα, με σκοπό να διαπιστωθεί η ευαισθησία των καμπυλών της υπερωθητικής ανάλυσης σε σχέση με τις υπεισερχόμενες παραμέτρους.

Το δομικό σύστημα με EBF βρέθηκε να διαθέτει όλκιμη συμπεριφορά και η κατάρρευση του λαμβάνει χώραν σε ένα σημείο που όλες οι διατμητικές αρθρώσεις ενός ορόφου αστοχούν συγχρόνως. Για το σύστημα με SCBF δεν κατέσται δυνατός ο προσδιορισμός ισορροπιών μετά την αστοχία των πρώτων συνδέσμων λόγω θλίψης, εκτός σε δύο από τα εναλλακτικά μοντέλα, όπου οι συνδέσεις ροπής ήταν λιγότερο δύσκαμπτες. Τούτο αποτελεί ένδειξη ότι, μάλλον λόγω περιορισμών του λογισμικού, η κατασκευή δεν διαθέτει κάποια αντοχή μετά την αστοχία των πρώτων θλιπτικών αρθρώσεων.

Η επιτελεστικότητα των κατασκευών υπολογίστηκε για σεισμούς με πιθανότητα 2% σε 50 χρόνια για τις περιοχές που προαναφέρθηκαν. Και οι δύο κατασκευές βρέθηκαν να διαθέτουν ικανοποιητική ικανότητα, χρησιμοποιώντας την μέθοδο με βάση την επιτελεστικότητα του ATC-40 (1996). Το σύστημα με SCBF είχε ικανότητα πολύ μεγαλύτερη από την απαιτούμενη για τη δοθείσα σεισμική διέγερση.

## Κεφάλαιο 3: Αιτιοκρατική Εκτίμηση Ευρωστίας

Στο Κεφάλαιο αυτό εκτιμάται η ευρωστία των κατασκευών μέσω μιας ποιοτικής θεώρησης και μέσω αιτιοκρατικών (ντετερμινιστικών) αναλύσεων.

### **3.1. Κατασκευαστικές διαμορφώσεις**

Στο εδάφιο 1.2.1 συζητήθηκαν διαφορετικές στρατηγικές για να εξασφαλιστεί η ευρωστία. Αυτή πρόκειται να εκτιμηθεί μέσα από θεώρηση των ακόλουθων τριών διαφορετικών στρατηγικών:

- Πλεοναστικότητα και ολκιμότητα
- Απομόνωση μέσω διαμερισματοποίησης
- Σχεδιασμός των προεξαρχόντων στοιχείων/μελών

#### **3.1.1 Πλεοναστικότητα και ολκιμότητα**

Η πλεοναστικότητα και η ολκιμότητα είναι δύο ιδιότητες μιας κατασκευής, που είναι σε θέση να παρέχουν εναλλακτικές διαδρομές για τα φορτία εάν η κατασκευή υποστεί ζημιά. Οι κατασκευές, βλ. παράγραφο 2.1, είναι κατασκευασμένες από χάλυβα, που είναι ένα ιδιαίτερα όλκιμο υλικό, και είναι σε θέση να απορροφήσουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχήσουν. Τα ανοίγματα με συνδέσμους δυσκαμψίας των κατασκευών είναι ιδιαίτερα υπερστατικά, και ως εκ τούτου αυτό θα μπορούσε να είναι σε θέση να παράσχει εναλλακτικές διαδρομές του φορτίου εάν υποστούν ζημιά. Η συμπεριφορά προοδευτικής κατάρρευσης των κατασκευών μελετήθηκε από τους Khandelwal et al. (2009), οι οποίοι διαπίστωσαν τις κατασκευές ικανές να παρέχουν εναλλακτικές διαδρομές στο φορτίο στις περισσότερες περιπτώσεις. Για SCBF καταστάσεις, διαπίστωσαν ότι η αχίλλειος πτέρνα τους ήταν τα γωνιακά υποστυλώματα. Αυτό είναι προφανές, διότι δεν υποστηρίζονται από κανένα σύνδεσμο δυσκαμψίας και όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων είναι απλές διατμητικές. Εάν πάθει βλάβη το υποστυλώμα ενός κατώτερου ορόφου ή αφαιρεθεί, μόνο οι πλάκες από σκυρόδεμα που θα λειτουργήσουν σαν πρόβολοι και η πολύ περιορισμένη ικανότητα των διατμητικών συνδέσμων μπορούν να βοηθήσουν τα γωνιακά μέρη από το να καταρρεύσουν.

Το ίδιο συμβαίνει και στην περίπτωση των εσωτερικών υποστυλωμάτων, όπου ούτε εκεί υπάρχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Αλλά επειδή οι πλάκες υποστηρίζονται σε όλη την περίμετρο με ανέπαφα υποστυλώματα, θα είναι σε θέση να αντέξουν μεγαλύτερο φορτίο λόγω ανάπτυξης μεμβρανικής έντασης.

Ένα εναλλακτικό σύστημα, όπου τουλάχιστον ένα άνοιγμα συνδέσμων δυσκαμψίας τοποθετήθηκε δίπλα σε όλα τα εξωτερικά υποστυλώματα, θα εξαφάνιζε το πρόβλημα των γωνιακών υποστυλωμάτων. Εναλλακτικά, η ευρωστία θα μπορούσε να αυξηθεί με δύσκαμπτες συνδέσεις αντί απλών. Αυτό θα αυξήσει τον αριθμό των εναλλακτικών διαδρομών του φορτίου αλλά και την δυσκαμψία των κατασκευών. Μπορεί όμως να μην είναι ένα καλό σύστημα, δεδομένου ότι μπορεί να απαιτήσει μεγαλύτερες δοκούς και να αυξήσει τα φορτία στα υποστυλώματα.

### **3.1.2 Απομόνωση μέσω διαμερισματοποίησης**

Η απομόνωση μέσω διαμερισματοποίησης είναι μια στρατηγική που επιτρέπει μια μερική κατάρρευση της κατασκευής με σκοπό την αποφυγή ολικής τοιαύτης. Εάν εξετάζονται σενάρια αφαίρεσης υποστυλώματος, μπορεί να είναι αναγκαίο να επιτραπεί σε ένα άνοιγμα να καταρρεύσει σε ολόκληρο το ύψος του κτιρίου, εάν αυτή η στρατηγική πρόκειται να χρησιμοποιηθεί. Θα μπορούσε να είναι σχετική με τα γωνιακά υποστυλώματα που δεν υποστηρίζονται από συνδέσμους δυσκαμψίας. Εξαιτίας αυτής της στρατηγικής, το γωνιακό άνοιγμα θα πρέπει να επιτρέπεται να σπάσει, όπως στην περίπτωση του Ronan Point, για να σώσει την εναπομείνασα κατασκευή. Αλλά η αστοχία των γωνιακών ανοιγμάτων σε όλο το ύψος της κατασκευής θα εξακολουθεί να είναι δυσανάλογη, όταν η τοπική βλάβη θα είναι μόνο σε ένα υποστυλώμα, πράγμα που δεν αποτελεί αποδεκτή βλάβη.

Επιπρόσθετα, η στρατηγική αυτή δεν θα βοηθήσει πολύ εάν ληφθεί υπόψη η αντίσταση έναντι πλευρικών δράσεων. Το σεισμικό φορτίο θα είναι λίγο μικρότερο, από τη στιγμή που η μάζα είναι μικρότερη, αλλά εάν ένα μεγαλύτερο κομμάτι της δομής επιτρέπεται να καταρρεύσει, η επιρροή θα είναι απειροελάχιστη. Επιπλέον, θα είναι δύσκολο να εφαρμοστεί στο συγκεκριμένο τύπο κατασκευής, χωρίς μια γενική αποδυνάμωση αυτής.

### **3.1.3 Σχεδιασμός των προερχόντων μελών/στοιχείων**

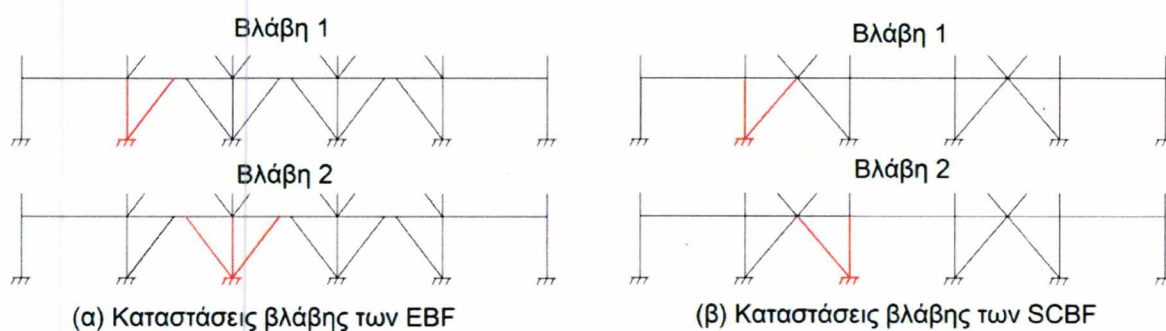
Εάν η κατασκευή διαθέτει τέτοιου είδους μέλη, η απόκριση των οποίων έχει βασικά στοιχεία ο μερικός συντελεστής σε αυτά μπορεί να αυξηθεί με έναν παράγοντα 1.2 για να αυξήσει την ολική προστασία της δομής. Για τις υφιστάμενες δομές μπορεί να είναι σχετικό να θεωρήσουμε τα γωνιακά υποστυλώματα, που δεν είναι δίπλα σε έναν κόλπο με συνδέσμους δυσκαμψίας σε κάθε κατεύθυνση, ως βασικά στοιχεία. Από τη στιγμή που τα υποστυλώματα είναι κατά βάση σχεδιασμένα με σεβασμό στην αρχή του ικανοτικού σχεδιασμού (ικανοτικοί έλεγχοι κλπ.), μπορεί να είναι ήδη μεγαλύτερες οι διατομές τους, για τα φορτία σχεδιασμού τους.



### 3.2. Συμπεριφορά συστημάτων με βλάβη

Η ευρωστία μπορεί να αξιολογηθεί με βάση τη ικανότητα του ανέπαφου συστήματος έναντι της ικανότητας του με βλάβη, όπου ένα περιορισμένο μέρος αυτού παύει να υφίσταται/αφαιρείται (π.χ. υποστυλώματα, παρακείμενοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κλπ.). Σε αυτήν την εργασία, αξιολογείται μόνο η αντίσταση έναντι πλευρικών δράσεων, καθώς η αντίσταση έναντι κατακόρυφου φορτίου έχει ήδη μελετηθεί (Khandelwal et al. 2009). Η ικανότητα έναντι πλευρικών φορτίων υπολογίζεται εδώ μέσω της υπερωθητικής ανάλυσης, ενώ το κατακόρυφο φορτίο δεν λαμβάνεται υπόψη λόγω των περιορισμών του λογισμικού.

Σε αυτήν λοιπόν την ανάλυση ερευνώνται διαφορετικά σενάρια, όπου υποστυλώματα και παρακείμενοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, στον κατώτερο όροφο, έχουν αφαιρεθεί, και έτσι υπολογίζεται η ικανότητα. Οι θεωρούμενες προσόψεις έχουν έξι υποστυλώματα, και έτσι έξι διαφορετικά σενάρια βλάβης είναι πιθανά. Τα γωνιακά υποστυλώματα της SCBF, ωστόσο, είναι βασικά στοιχεία καθώς τοποθετούνται δίπλα σε μη ενισχυμένα ανοίγματα, και η απομάκρυνση των εν λόγω υποστυλωμάτων θα οδηγήσει σε ασταθές μοντέλο, και όπου τα μη ενισχυμένα ανοίγματα μπορούν να μετακινηθούν, ενώ η ικανότητα του υπόλοιπου μοντέλου δεν θα άλλαζε πολύ. Για την EBF τα γωνιακά υποστυλώματα ενισχύονται από συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη κατεύθυνση, αλλά από τη στιγμή που το μοντέλο είναι επίπεδο δεν θα είχε νόημα η κατάργησή τους σε αυτή την ανάλυση. Επιπλέον, οι κατασκευές είναι συμμετρικές, και μόνο δύο βασικά διαφορετικά σενάρια είναι πιθανά. Αυτά αναφέρονται ως Βλάβη 1 και Βλάβη 2 και φαίνονται στο Σχήμα 3.1., που δίδεται στην επόμενη σελίδα της παρούσας.



Σχήμα 3.1. Καταστάσεις βλάβης, όπου τα κόκκινα μέλη αφαιρούνται αντίστοιχα.

Σύμφωνα και με ανωτέρω εκτεθέντα, διερευνώνται στο εξής τρεις διαφορετικές οριακές καταστάσεις, σύμφωνα με την εργασία των Ellingwood & Kinali (2009).

- Άμεση Πληρότητα (**IO**): Έναρξη της ανελαστικής συμπεριφοράς
- Κατασκευαστικές βλάβες (**SD**): Η συνολική πλευρική δυσκαμψία πέφτει στο ήμισυ της αρχικής της τιμής
- Πρόληψη (αποφυγή) κατάρρευσης (**CP**): Έναρξη της αστάθειας

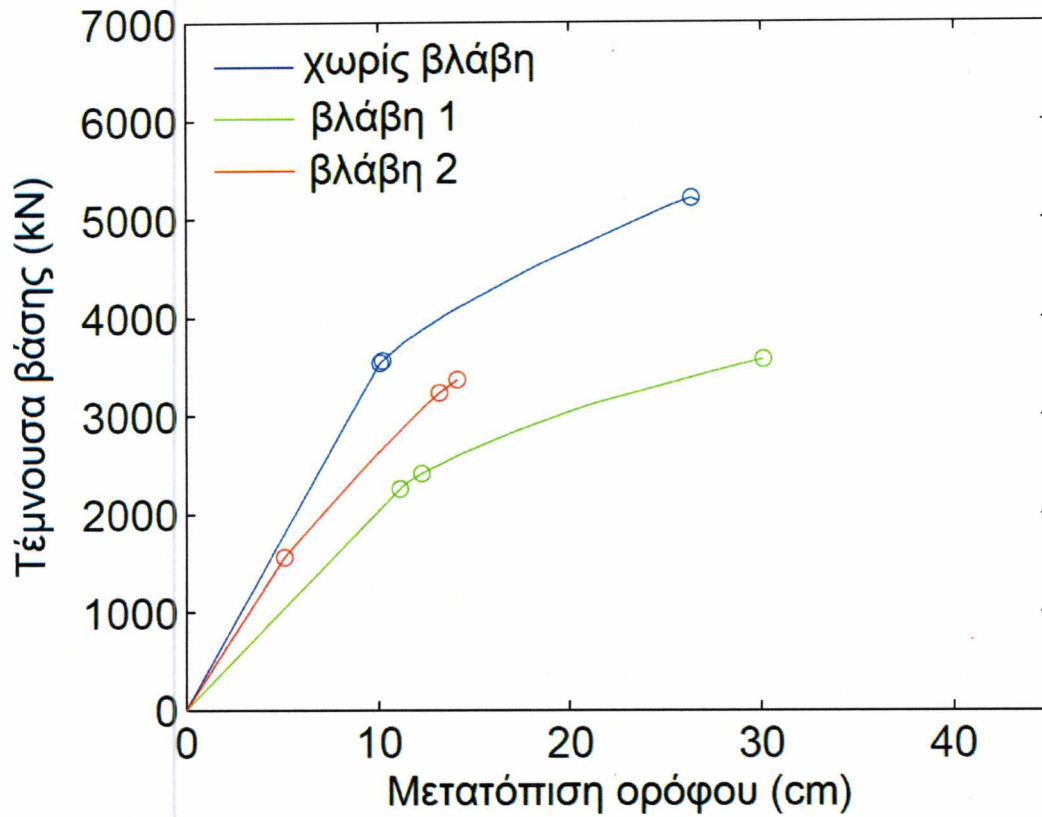
Η οριακή κατάσταση **IO** είναι το σημείο όπου η πρώτη άρθρωση πλαστικοποιείται, η **SD** είναι αυτή όπου η κλίση μειώνεται στο ήμισυ της αρχικής κλίσης και η **CP** οριακή κατάσταση αντιστοιχεί στη τη μέγιστη διατμητική δύναμη βάσης, αν η κατασκευή δεν εκ νέου ισορροπήσει με ευστάθεια μετά τη μείωση της αντοχής.

### **3.2.1 Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας**

Οι καμπύλες ικανότητας για την κατασκευή με EBF φαίνονται στο Σχήμα 3.2, τόσο για την ανέπαφη τοιαύτη όσο και για τις δύο ανωτέρω καταστάσεις Βλάβης, όπου και οι τρεις οριακές καταστάσεις σημειώνονται με τελείες. Και οι δύο καταστάσεις βλάβης έχουν μικρότερο φορτίο κατάρρευσης από την ανέπαφη κατασκευή, και το μέγιστο φορτίο είναι σχεδόν ίσο για τις δύο καταστάσεις βλάβης. Όμως, η μέγιστη παραμόρφωση είναι σημαντικά μεγαλύτερη για την κατάσταση Βλάβης 1 από αυτή της 2, με αποτέλεσμα μια μεγαλύτερη φυσική περίοδο, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1. Η ενδιάμεση κατάσταση βλάβης, (**SD**), είναι, για την ανέπαφη κατασκευή και την κατάσταση Βλάβης 1, κοντά στην οριακή κατάσταση (**IO**), διότι η δυσκαμψία της κατασκευής μειώνεται σημαντικά ακριβώς μετά την πρώτη διαρροή. Αλλά για την κατάσταση Βλάβης 2 η οριακή κατάσταση (**SD**) εμφανίζεται λίγο πριν την κατάρρευση.

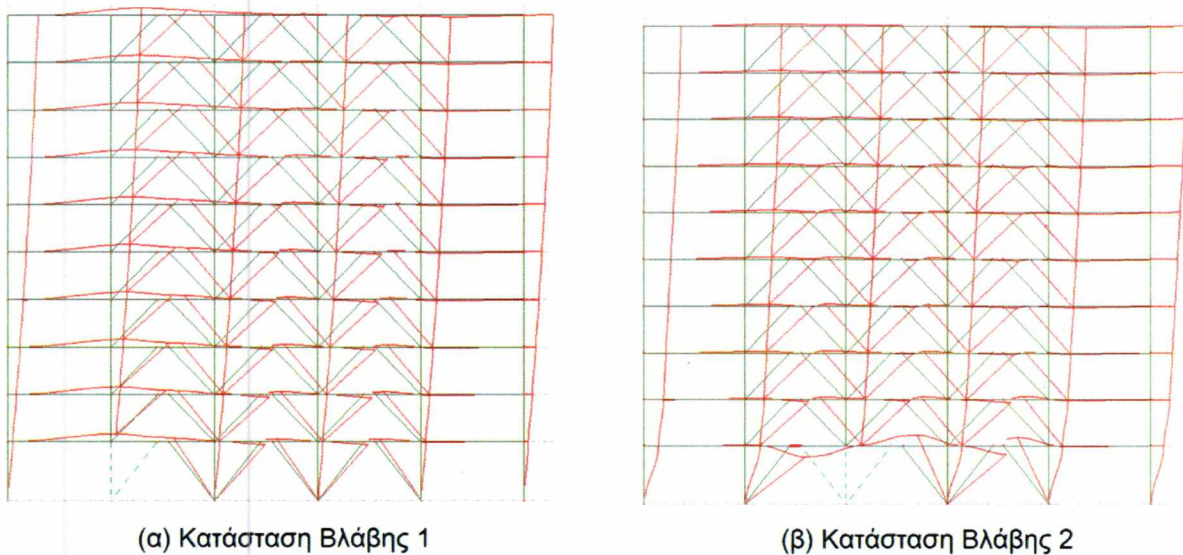
Πίνακας 3.1. Ελαστικές φυσικές περίοδοι για την EBF, αποτέλεσμα ιδιομορφικής ανάλυσης

	$T$ [s]
Ανέπαφο	1.73
Βλάβη 1	2.23
Βλάβη 2	1.96

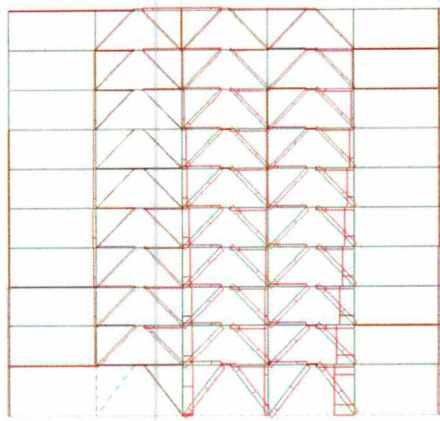


Σχήμα 3.2. Καμπύλες ικανότητας - EBF. Οι μικροί κύκλοι (τελείες) αντιστοιχούν στις τρεις οριακές καταστάσεις *IO*, *SD* και *CP*.

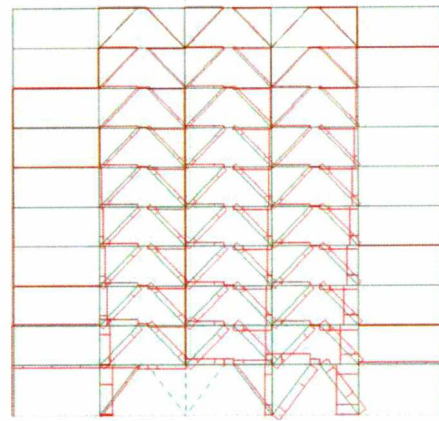
Οι παραμορφώσεις λίγο πριν την κατάρρευση για τις δύο καταστάσεις Βλάβης της EBF φαίνονται στο Σχήμα 3.3 και τα αντίστοιχα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στο Σχήμα 3.4.



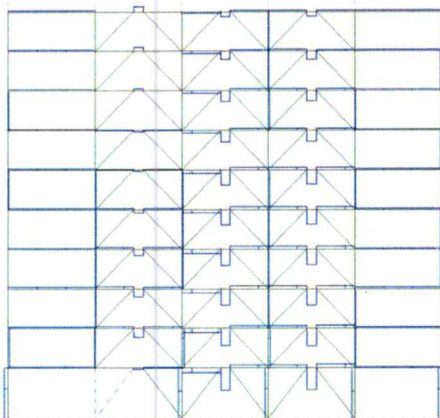
Σχήμα 3.3. Παραμορφώσεις των EBF για τις δύο καταστάσεις Βλάβης.



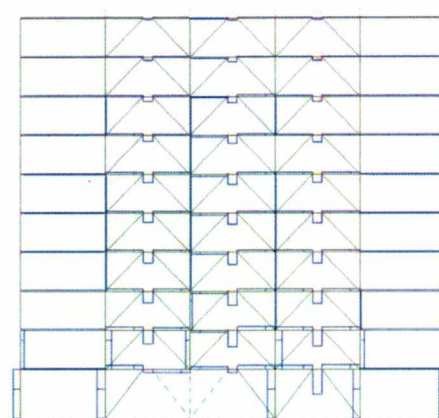
(α) Αξονικές δυνάμεις για τη Βλάβη 1



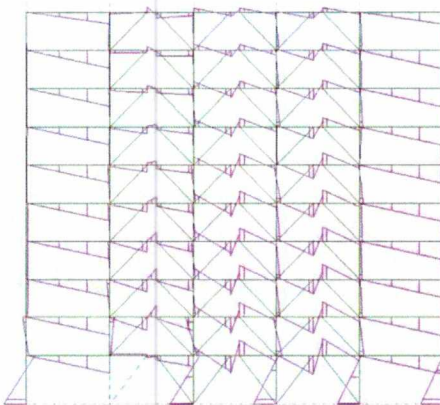
(β) Αξονικές δυνάμεις για τη Βλάβη 2



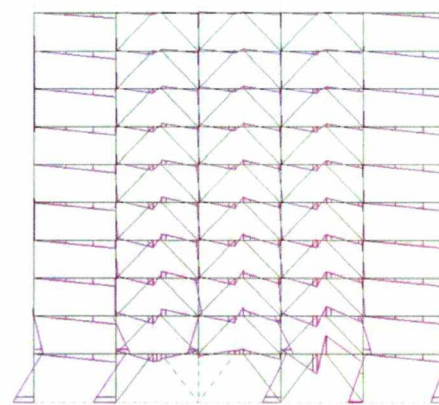
(γ) Τέμνουσες δυνάμεις για τη Βλάβη 1



(δ) Τέμνουσες δυνάμεις για τη Βλάβη 2



(ε) Καμπτικές ροπές για τη Βλάβη 1



(στ) Καμπτικές ροπές για τη Βλάβη 2

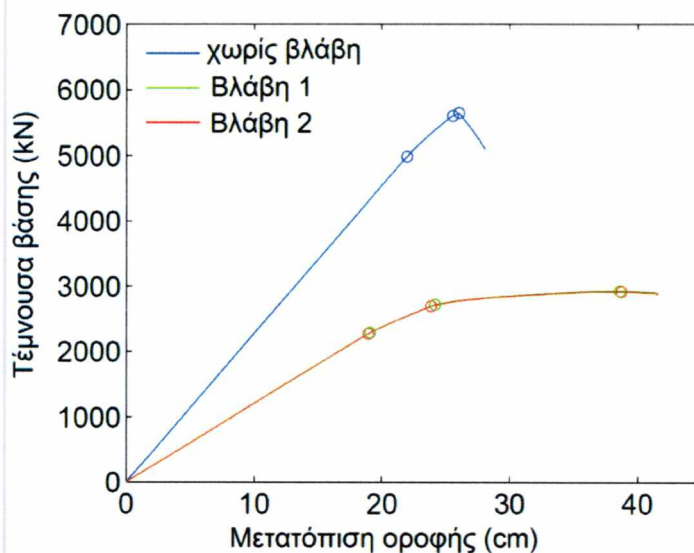
Σχήμα 3.4. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στις καταστάσεις Βλάβης 1 και 2, EBF.

Στην κατάσταση βλάβης 1 μόνο ένας διατμητικός σύνδεσμος επηρεάζεται, επειδή μόνο ένας σύνδεσμος δυσκαμψίας απομακρύνεται, ενώ δύο διατμητικοί σύνδεσμοι επηρεάζονται στην κατάσταση βλάβης 2, όπου δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας απομακρύνονται. Στην κατάσταση βλάβης 1 τα δύο ανεπηρέαστα ενισχυμένα ανοίγματα δημιουργούν ένα κοινό

σύστημα, και το άνοιγμα με βλάβη ακολουθεί τις παραμορφώσεις, χωρίς να βοηθά σημαντικά στη μεταφορά των δυνάμεων. Στην κατάσταση βλάβης 2 ο μόνος ανέπαφος διατμητικός σύνδεσμος, φέρει σημαντικά μεγαλύτερη δύναμη από ότι οι διατμητικοί σύνδεσμοι των άλλων ορόφων. Στους υπόλοιπους ορόφους οι διατμητικοί σύνδεσμοι του κάθε ορόφου έχουν παραπλήσιες δυνάμεις μεταξύ τους, και οι τα δύο ανοίγματα με βλάβη συνεργάζονται σαν ένα σύστημα. Επειδή όλα τα ανοίγματα εξακολουθούν να συμβάλλουν στην δυσκαμψία της κατασκευής, αυτή παραμένει πιο δύσκαμπτη από ότι στην κατάσταση βλάβης 1. Στην τελευταία, οι παραμορφώσεις κατανέμονται αρκετά ισότιμα μεταξύ των ορόφων, αλλά στην κατάσταση βλάβης 2, ένα μεγάλο μέρος της συνολικής οριζόντιας παραμόρφωσης, λαμβάνει χώρα στον 1<sup>ο</sup> όροφο.

### **3.2.2 Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF)**

Οι καμπύλες ικανότητας για τα SCBF φαίνονται στο Σχήμα 3.5, τόσο για την άθικτη κατασκευή όσο και για τις δύο καταστάσεις βλάβης, και οι οριακές καταστάσεις σημειώνονται με τελείες. Οι καμπύλες για τις δύο καταστάσεις βλάβης είναι πολύ όμοιες, και έχουν μικρότερη μέγιστη δύναμη, αλλά μεγαλύτερη μέγιστη μετατόπιση. Επίσης είναι λιγότερο δύσκαμπτες από την άθικτη κατασκευή, με μεγαλύτερες φυσικές περιόδους, όπως μπορεί να δει κανείς στον Πίνακα 3.2. Η απόσταση μεταξύ των οριακών καταστάσεων **IO** και **SD** είναι σχεδόν η ίδια, αλλά εκεί που η **CP** οριακή κατάσταση παρατηρείται αμέσως μετά την **SD** για την άθικτη κατασκευή, υπάρχει ένα μακρύ όγκιμο κομμάτι με πολύ μικρή κλίση για τις καταστάσεις βλάβης, μέχρι την οριακή κατάσταση **CP**.

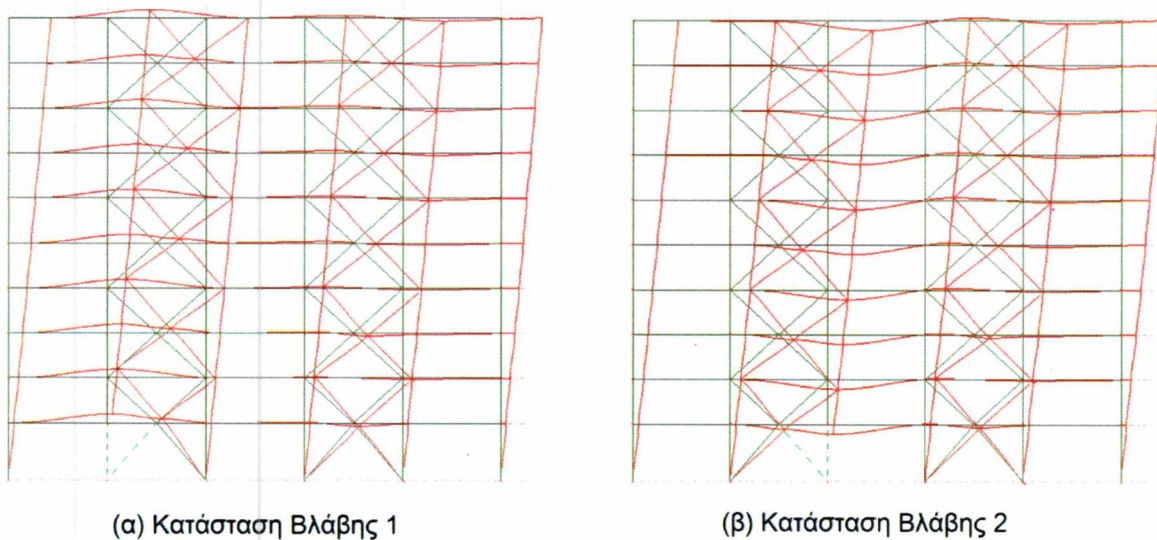


Σχήμα 3.5. Καμπύλες ικανότητας για τα SCBF. Οι κουκίδες επισημαίνουν τις τρεις οριακές καταστάσεις **IO**, **SD** και **CP**.

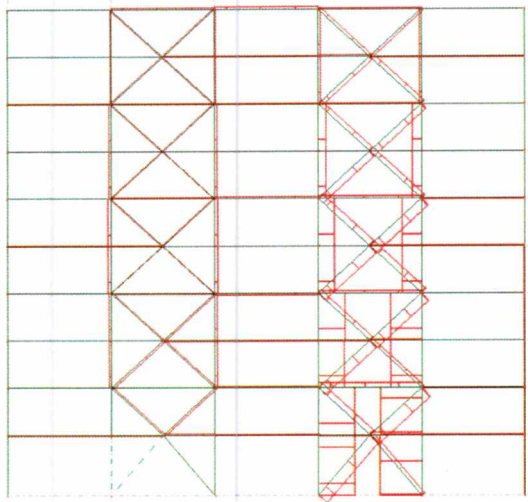
Πίνακας 3.2. Ελαστικές φυσικές περιόδοι για τα SCBF.

	$T$ [s]
Ανέπαφο	1,96
Βλάβη 1	2,74
Βλάβη 2	2,73

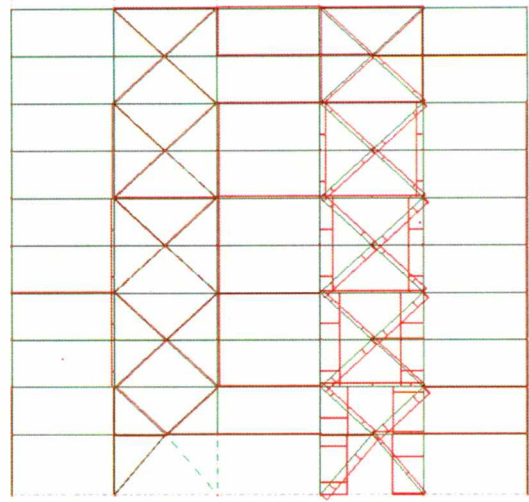
Οι μετατοπίσεις λίγο πριν την κατάρρευση για τις δύο καταστάσεις βλάβης για τα SCBF φαίνονται στο Σχήμα 3.6, και τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη στο Σχήμα 3.7. Οι γενικευμένες δυνάμεις στο άνοιγμα με τη βλάβη είναι πολύ μικρές, εκτός από τη διατμητική δύναμη και την ροπή στο 1<sup>ο</sup> όροφο.



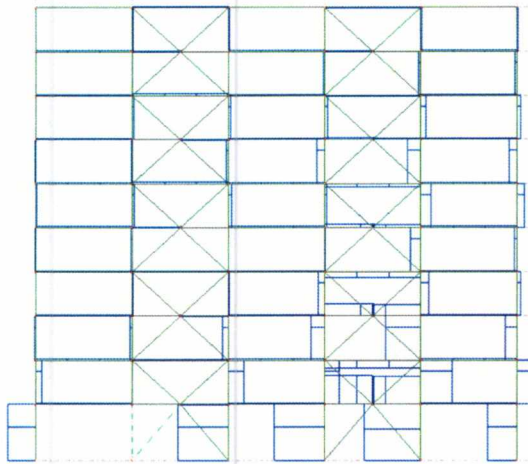
Σχήμα 3.6. Μετατοπίσεις λίγο πριν την κατάρρευση για τις καταστάσεις βλάβης για το SCBF.



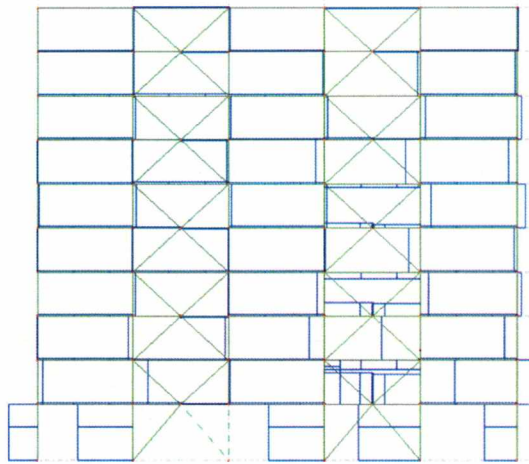
(α) Αξονικές δυνάμεις - Βλάβη 1



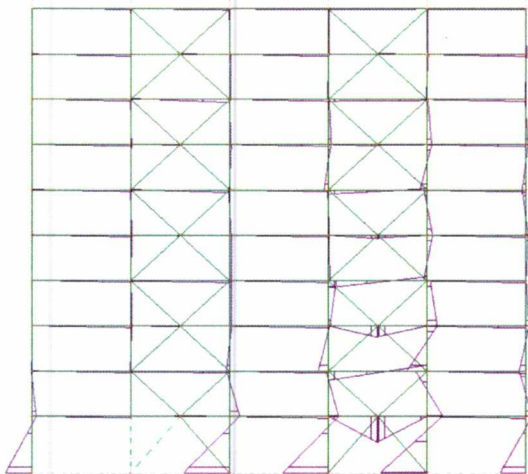
(β) Αξονικές δυνάμεις - Βλάβη 2



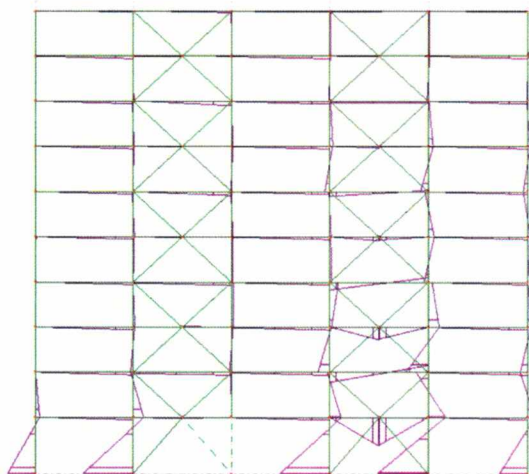
(γ) Τέμνουσες δυνάμεις - Βλάβη 1



(δ) Τέμνουσες δυνάμεις - Βλάβη 2



(ε) Ροπές κάμψης - Βλάβη 1



(στ) Ροπές κάμψης - Βλάβη 2

Σχήμα 3.7. Εντατικά μεγέθη λίγο πριν την κατάρρευση για τις καταστάσεις βλάβης για το SCBF.

### 3.3. Αιτιολογική εκτίμηση της ευρωστίας

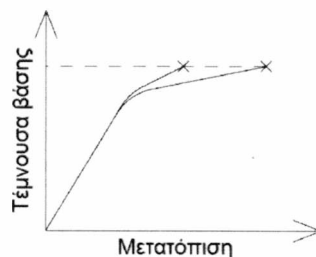
Η τιμή RIF μπορεί να θεωρηθεί ως μέτρο για την ευρωστία της κατασκευής, βλ. εδάφιο 1.2.2 και μπορεί να βρεθεί για την κατάσταση βλάβης  $i$  ως:

$$RIF_i = \frac{R_{CF_i}}{R_{C_{intact}}} \quad (3.1)$$

όπου  $R_{CF_i}$  και  $R_{C_{intact}}$  είναι η ικανότητα έναντι οριζόντιας δράσης, της κατασκευής με βλάβη και της ανέπαφης αντίστοιχα. Ο τρόπος που η ικανότητα θα πρέπει να μετράται, εξαρτάται από τον τύπο του φορτίου.

#### 3.3.1 Τύπος φορτίου

Εάν ληφθεί υπόψη ένα στατικό φορτίο, μόνο η δύναμη έχει ενδιαφέρον. Η ολκιμότητα διασφαλίζει ότι η τοπική μείωση της αντοχής δεν θα συμβεί κατά την πρώτη διαρροή, αλλά μόνο η μέγιστη δύναμη επιδρά επί της ικανότητας. Για το σεισμικό φορτίο, ωστόσο, είναι διαφορετικά. Στο πνεύμα του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα, η ικανότητα έναντι σεισμικών φορτίων δεν θα πρέπει να μετράται από την άποψη της δύναμης, αλλά από την άποψη της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Για δύο καμπύλες ικανότητας με την ίδια μέγιστη δύναμη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8, η ικανότητα μέγιστης επιτάχυνσης της κατασκευής θα είναι η ίδια. Αλλά αν η μέγιστη μετατόπιση είναι μεγαλύτερη για μια από αυτές, το κλάσμα μεταξύ της υστερητικής ενέργειας και της ενέργειας παραμόρφωσης, είναι επίσης πολύ μεγαλύτερο, οπότε και η υστερητική απόσβεση θα είναι μεγαλύτερη. Επίσης, το φάσμα σχεδιασμού για το σημείο επιτελεστικότητας στο τέλος της καμπύλης ικανότητας, σε σχέση με την μεγαλύτερη μετατόπιση, θα συμπέσουν. Αμφότεροι οι παράγοντες θα αυξήσουν την αντίστοιχη μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους σε περίπτωση πιο όλκιμων κατασκευών. Περισσότερα για την διαδικασία σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα μπορούν να βρεθούν στο Παράρτημα Β.



Σχήμα 3.8. Καμπύλες ικανότητας για κατασκευές με το ίδιο μέγιστο φορτίο αλλά διαφορετική υστερητική απόσβεση.



Για ένα στατικό φορτίο ο προσδιοριστικός δείκτης ευρωστίας  $RIF(Q)_i$ , που συνδέεται με την κατάσταση βλάβης  $i$ , μπορεί να βρεθεί ως εξής:

$$RIF(Q)_i = \frac{Q_C(\text{βλάβη } i)}{Q_C(\text{ανέπαφο})} \quad (3.2)$$

όπου  $Q_C$  είναι το στατικό οριζόντιο φορτίο που απαιτείται για να προκαλέσει κατάρρευση.

Για ένα σεισμικό φορτίο ο προσδιοριστικός δείκτης ευρωστίας,  $RIF a_g i$ , που συνδέεται με την κατάσταση βλάβης  $i$  μπορεί να βρεθεί ως εξής:

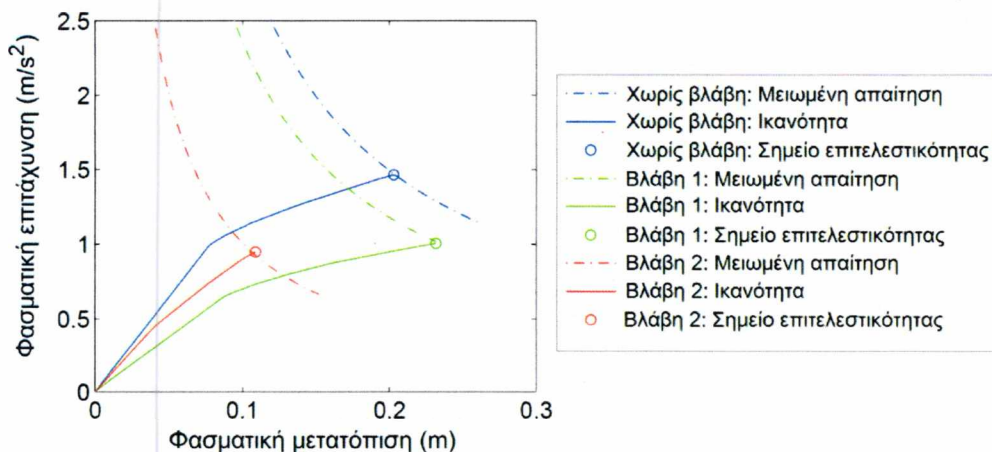
$$RIF a_g i = \frac{a_{g,c}(\text{βλάβη } i)}{a_{g,c}(\text{ανέπαφο})} \quad (3.3)$$

όπου  $a_{g,c}$  είναι η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση εδάφους που είναι αναγκαία για να προκληθεί κατάρρευση.

### 3.3.2 Αποτελέσματα των αναλύσεων

#### α. Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης εδάφους, η οποία είναι αναγκαία για να προκληθεί κατάρρευση, μπορεί να υπολογιστεί με τη μέθοδο που περιγράφεται στο παράρτημα Β. Αλλά αντί να είναι γνωστός ο συντελεστής  $a_g$  και να υπολογιστεί το σημείο επιτελεστικότητας μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας, το επιτελεστικό σημείο ορίζεται από την αρχή ως το σημείο κατάρρευσης. Συνεπώς, ο συντελεστής κατάρρευσης  $a_g$  υπολογίζεται ως η τιμή, στην οποία το αντίστοιχο διάγραμμα του απαιτούμενου φάσματος μειωμένου εξαιτίας της υστερητικής απόσβεσης, διέρχεται από το σημείο επιτελεστικότητας. Οι φασματικές καμπύλη ικανότητας, το σημείο επιτελεστικότητας/ κατάρρευσης και το διάγραμμα φάσματος μειωμένης απαίτησης για τις ανέπαφες και τις βλαβθείσες κατασκευές απεικονίζονται στο Σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9. Φασματική καμπύλη ικανότητας, διάγραμμα φάσματος μειωμένης απαίτησης και σημεία επιτελεστικότητας για τα EBF.

Η συνολική ενεργή απόσβεση (βλ. Παράρτημα Β), ο παράγοντας μείωσης φάσματος για την καμπύλη απαίτησης με σταθερή ταχύτητα,  $SR_v$ , και η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους τη στιγμή της κατάρρευσης,  $a_{g,c}$ , για την κάθε περίπτωση, δίδονται στον Πίνακα 3.3<sup>1</sup>. Ο Πίνακας δείχνει τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη διαφορά ολκιμότητας για την κατάσταση 1 και 2 της βλάβης. Η ενεργή απόσβεση είναι μικρότερη για την κατάσταση 2 της βλάβης και, επομένως, ο παράγοντας μείωσης φάσματος είναι πιο κοντά στη μονάδα. Συνεπώς, το ελαστικό φάσμα είναι πιο κοντά στο μειωμένο φάσμα. Επιπλέον, το διάγραμμα φάσματος μειωμένης απαίτησης, το οποίο περνά από το σημείο κατάρρευσης για την κατάσταση 2 της βλάβης, είναι πάνω από την κατάσταση 1 της βλάβης. Όλα τα παραπάνω σημαίνουν ότι η ικανότητα για την κατάσταση 1 της βλάβης, σε όρους επιτάχυνσης εδάφους, είναι περίπου η διπλάσια σε μέγεθος από την κατάσταση 2 της βλάβης παρόλο που η ικανότητα, με όρους δύναμης, είναι περίπου ίδια.

Αν πρόκειται να μελετηθούν περισσότερες οριακές καταστάσεις, και ειδικά για χρήση σε πιθανολογικές αναλύσεις, δεν επαρκεί να οριστεί μόνο η τιμή του συντελεστή  $a_g$  που προκαλεί την κατάρρευση. Αντ' αυτού, η κάθε οριακή κατάσταση μπορεί να αναπαρασταθεί ως η τιμή της γωνίας μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων (ISDA). Αυτήν η τιμή μπορεί να υπολογιστεί απευθείας από τις μετακινήσεις των κόμβων στην οριακή κατάσταση, οι οποίες βρίσκονται από την υπερωθητική ανάλυση.

Για μία συγκεκριμένη κατασκευή μπορεί να βρεθεί ότι ισχύει η ακόλουθη προσεγγιστική σχέση μεταξύ της μέγιστης ISDA και της φασματικής επιτάχυνσης για την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της κατασκευής,  $S_a(T)$ :

$$ISDA = b \cdot S_a(T)^a \quad (3.4)$$

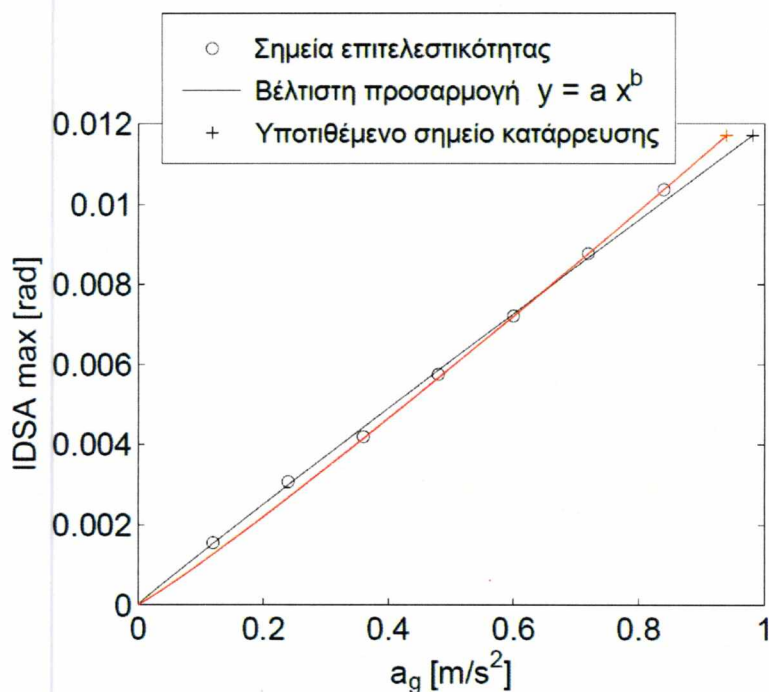
όπου  $a$  και  $b$  είναι σταθερές παλινδρόμησης (Ellingwood & Kinali 2009).

Πίνακας 3.3. *Ενεργή απόσβεση,  $\beta_{eff}$ , παράγοντας μείωσης του φάσματος για το φάσμα απαίτησης με σταθερή ταχύτητα,  $SR_v$ , και μέγιστη επιτάχυνση εδάφους στην κατάρρευση,  $a_{g,c}$ , για την EBF.*

	$\beta_{eff}$ %	$SR_v$ -	$a_{g,c}$ g
<b>Ανέπαφο</b>	<b>24.3</b>	<b>0.61</b>	<b>0.92</b>
<b>Βλάβη 1</b>	<b>23.0</b>	<b>0.62</b>	<b>0.80</b>
<b>Βλάβη 2</b>	<b>12.5</b>	<b>0.77</b>	<b>0.42</b>

<sup>1</sup> Οι τιμές στον Πίνακα 3.3 και στο Σχήμα 3.9 υπολογίζονται σύμφωνα με τις εκτιμώμενες τιμές, βαθμονομημένες μέχρι ενός σημείου με βάση τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Robot, καθώς δεν έχει καταστεί δυνατό να ληφθούν οι τιμές από το Robot. Επομένως, οι τιμές RIF που υπολογίζονται με βάση αυτές τις τιμές δε δίνουν ακριβώς αποτελέσματα του Πίνακα 3.4, καθώς οι τελευταίες βρίσκονται από την απευθείας χρήση του Robot. Το ίδιο ισχύει και για το SCBF.

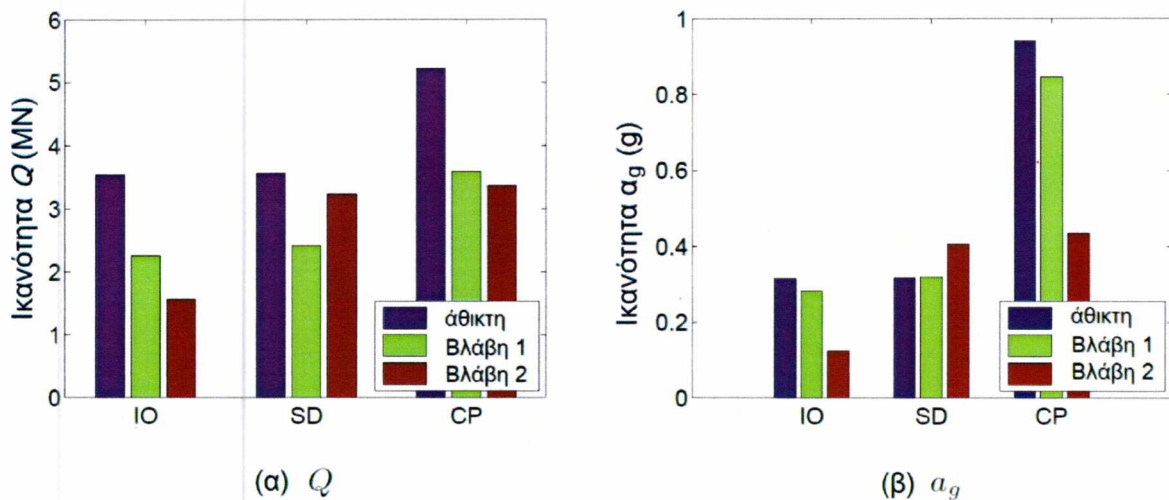
Όταν η απαίτηση εκφράζεται με ένα φάσμα απόκρισης, η ίδια σχέση θα ισχύει για την ISDA και το συντελεστή  $a_g$ , καθώς οι  $a_g$  και  $S_a(T)$  είναι ανάλογες για μία σταθερή τιμή της  $T$ . Επομένως, η σχέση δε θα είναι η ίδια για την κατασκευή που είναι άθικτη και για την κατασκευή που έχει υποστεί βλάβες, αλλά μπορεί όμως να βρεθεί για την κάθε κατάσταση βλάβης. Η φασματική καμπύλη αντίστασης για την κατασκευή που είναι άθικτη, τα σημεία επιτελεστικότητας και η αντίστοιχη ISDA έχουν υπολογιστεί για διαφορετικές τιμές του συντελεστή  $a_g$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.10. Η σκούρα μαύρη γραμμή είναι η γραμμή παλινδρόμησης για όλα τα σημεία επιτελεστικότητας, και όπως φαίνεται δεν ταιριάζει πολύ καλά στο τελευταίο τμήμα της καμπύλης, με αποτέλεσμα η εκτιμώμενη τιμή κατάρρευσης του συντελεστή  $a_g$  να είναι μεγαλύτερη από την τιμή που φαίνεται σωστή. Για μια γραμμή παλινδρόμησης μεταξύ των δύο τελευταίων σημείων (η κόκκινη γραμμή) η εκτιμώμενη τιμή κατάρρευσης φαίνεται να είναι καλύτερη.



Σχήμα 3.10. Η σχέση ISDA -  $a_g$  για τα ευρεθέντα σημεία επιτελεστικότητας και το υποτεθέν σημείο επιτελεστικότητας κατάρρευσης που ταιριάζει καλύτερα (*best fit*) με όλα τα σημεία (μαύρο) και μόνο για τα δύο τελευταία σημεία (κόκκινο) των EBF.

Το αυτό ισχύει για τις δύο καταστάσεις βλάβης, και για μια ανάλυση κατάρρευσης θα δώσουν ένα ακριβέστερο αποτέλεσμα, καθώς χρησιμοποιούνται μόνο τα τελευταία σημεία για να υπολογιστεί η τιμή κατάρρευσης για το συντελεστή  $a_g$ . Οι οριακές τιμές της μεταβλητής  $a_g$  έχουν υπολογιστεί για όλες τις οριακές καταστάσεις

χρησιμοποιώντας μόνο τα δύο τελευταία σημεία της μεταβλητής  $a_g$  και παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.11 μαζί με τη δύναμη  $Q$ , σε διαφορετικές οριακές καταστάσεις. Παρατηρείται ότι η αναλογία μεταξύ των άθικτων καταστάσεων και των καταστάσεων που έχουν υποστεί βλάβες είναι πολύ διαφορετική για την οριακή κατάσταση **SD** (βλάβη της κατασκευής) σε σχέση με τις άλλες. Αυτή η διαφορά προκαλείται από τη διαφορετική θέση του σημείου της **SD** στις φασματικές καμπύλες ικανότητας, βλ. Σχήμα 3.2, ενώ από μόνη της αυτή η μέτρηση δε δίνει πολλά στοιχεία για τις κατασκευές με βλάβη. Για τις οριακές καταστάσεις **IO** και **CP**, η διαφορά μεταξύ των δύο καταστάσεων βλάβης, είναι πολύ μεγαλύτερη για τη μεταβλητή  $a_g$  από ό, τι για την  $Q$ .



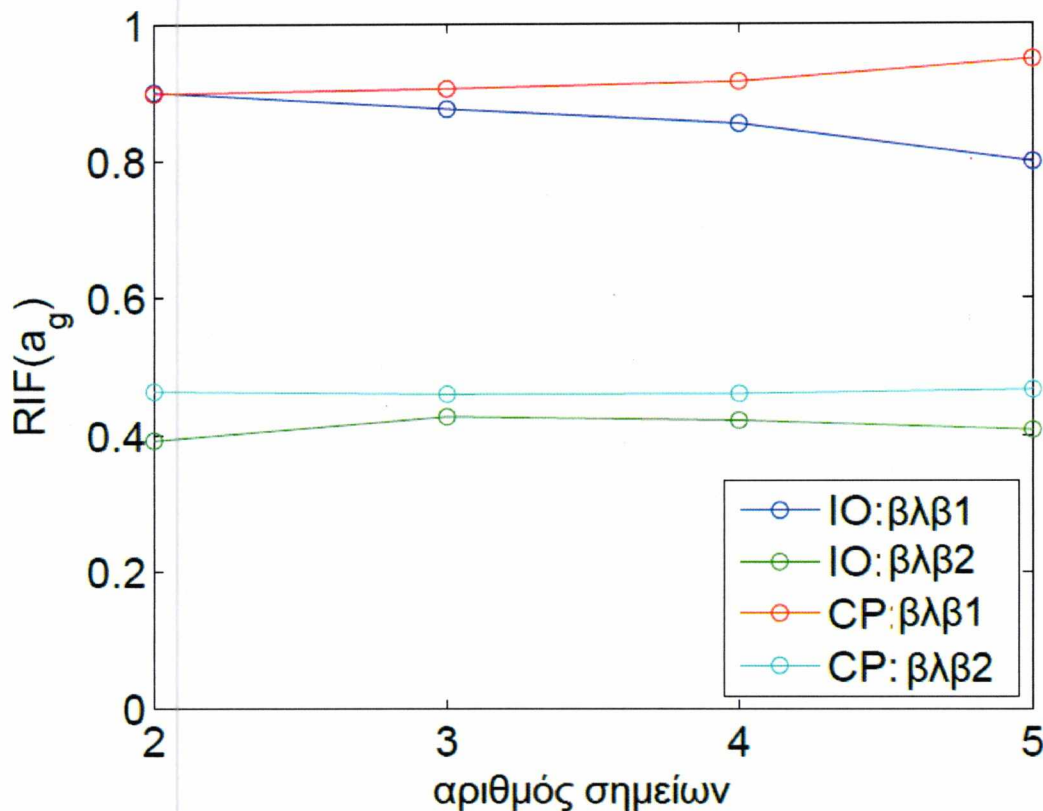
Σχήμα 3.11. Ικανότητα των διαφορετικών οριακών καταστάσεων της EBF.

Στον Πίνακα 3.4 παρουσιάζονται και οι δύο καταστάσεις βλάβης για τις τιμές του RIF που βασίζονται στη δύναμη κατάρρευσης και στον υπολογισμό της αντίστοιχης μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους. Οι τιμές του RIF ( $a_g$ ) είναι υψηλότερες της μονάδας για το όριο της **SD**, αλλά αυτό το όριο συνδέεται με τη γενική αλλαγή στη δυσκαμψία και δε δίνει πολλά στοιχεία για τις κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες, όπου η αρχική δυσκαμψία είναι μικρότερη.

Πίνακας 3.4. Τιμές RIF για την EBF.

	RIF ( $Q$ )		RIF ( $a_g$ )	
	Βλάβη1	Βλάβη2	Βλάβη1	Βλάβη2
IO	0.64	0.44	0.90	0.39
SD	0.68	0.91	1.00	1.28
CP	0.69	0.65	0.90	0.46

Για να μπορέσουμε να μελετήσουμε την επιρροή που ασκεί ο αριθμός των σημείων που λαμβάνονται υπόψη στη σχέση της ISDA -  $a_g$ , βλ. Σχήμα 3.10, έχει υπολογιστεί η τιμή για τον RIF ( $a_g$ ) για διαφορετικό αριθμό σημείων για τις οριακές καταστάσεις IO και CP και παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.12.

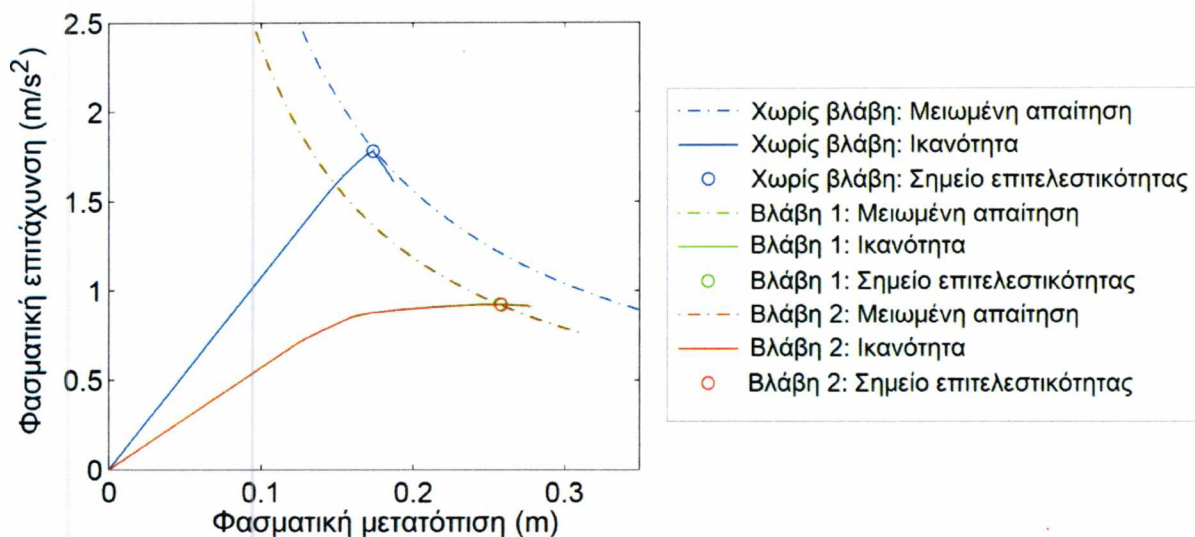


Σχήμα 3.12. Ευαισθησία του RIF ( $a_g$ ) ως προς τον αριθμό των σημείων που λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της σχέσης ISDA -  $a_g$  για την EBF.

### β. Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Το φάσμα ικανότητας, το φάσμα μειωμένης απαίτησης και τα σημεία επιτελεστικότητας για το SCBF απεικονίζονται στο Σχήμα 3.13. Το διάγραμμα φάσματος μειωμένης απαίτησης για τις δύο καταστάσεις βλαβών είναι υπό την μονάδα για την κατασκευή που παρέμεινε άθικτη, αλλά η ολκιμότητα για τις κατασκευές που υπέστησαν βλάβες είναι μεγαλύτερη και, επομένως, η ενεργή απόσβεση είναι πολύ μεγαλύτερη, όπως φαίνεται και από τον Πίνακα 3.5. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση του φάσματος υπό την μονάδα και η τιμή για τη μεταβλητή  $a_g$  που αντιστοιχεί στην κατάρρευση είναι στην πραγματικότητα μεγαλύτερη της μονάδας για την κατασκευή που παρέμεινε άθικτη. Το

παραπάνω δείχνει ότι η κατασκευή που έχει υποστεί ζημιές έχει μεγαλύτερη αντίσταση στις σεισμικές δονήσεις συγκριτικά με μία άθικτη κατασκευή, καθώς η συμπεριφορά της είναι περισσότερο όλκιμη. Αυτό οφείλεται πιθανότατα στην αρχική γενική δυσκαμψία, η οποία επιτρέπει την αναδιανομή των δυνάμεων. Όσον αφορά στην άθικτη κατασκευή, θα πρέπει να σημειωθεί ότι το σημείο που ορίζεται ως σημείο κατάρρευσης μπορεί να μην είναι το σωστό σημείο. Ένα μοντέλο που τροποποιήθηκε ελαφρώς, βλ. Σχήμα 2.10, βρήκε μία καινούργια κατάσταση ισορροπίας, και αυτό μπορεί να ισχύει και για την άθικτη κατασκευή, παρόλο που το Robot δε βρήκε ισορροπία. Επιπλέον, δε λαμβάνονται υπόψη τα κατακόρυφα φορτία και αυτό μπορεί να επηρεάσει το αποτέλεσμα.

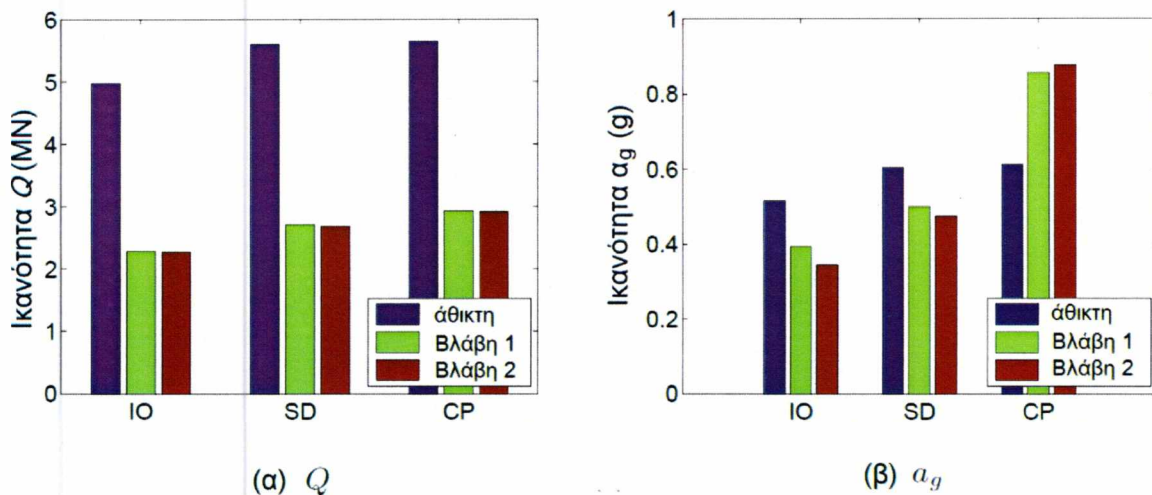


Σχήμα 3.13. Φασματική καμπύλη ικανότητας, διάγραμμα φάσματος μειωμένης απαίτησης και σημεία επιτελεστικότητας για τα SCBF.

Πίνακας 3.5. Η ενεργή απόσβεση,  $\beta_{eff}$ , ο παράγοντας μείωσης του φάσματος για το μέρος του φάσματος απαίτησης με σταθερή ταχύτητα,  $SR_V$  και η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για το σημείο κατάρρευσης,  $a_{g,c}$  για την SCBF.

	$\beta_{eff}$ %	$SR_V$ -	$a_{g,c}$ g
Ανέπαφο	7.6	0.90	0.638
Βλάβη1	25.6	0.59	0.840
Βλάβη2	26.0	0.59	0.843

Οι οριακές τιμές για τη μεταβλητή  $a_g$  υπολογίστηκαν για όλες τις οριακές καταστάσεις, με την ίδια μέθοδο που χρησιμοποιήθηκε και για την EBF. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.14 μαζί με τη δύναμη  $Q$ , στις διαφορετικές οριακές καταστάσεις. Δείχνει ότι οι κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες συμπεριφέρονται καλύτερα μόνο στην οριακή κατάσταση CP, στην περίπτωση που υπάρχει σεισμική δόνηση. Σε οποιαδήποτε άλλη περίπτωση η άθικτη κατασκευή συμπεριφέρεται καλύτερα.



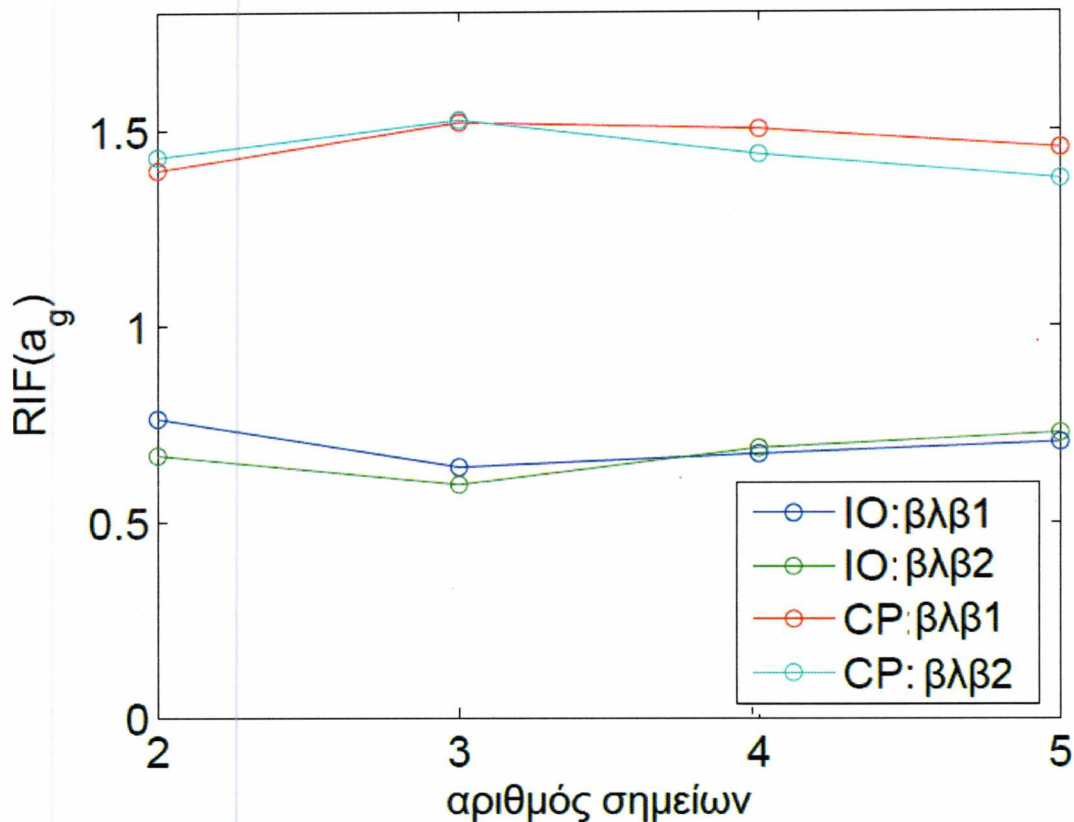
Σχήμα 3.14. Ικανότητα στις διαφορετικές οριακές καταστάσεις για την SCBF.

Στον Πίνακα 3.5 παρουσιάζονται οι τιμές RIF για όλες τις οριακές καταστάσεις. Για στατικά φορτία η τιμή RIF θα είναι πάντοτε μικρότερη της μονάδας, αλλά αυτή η ανάλυση δείχνει ότι η παραπάνω συνθήκη δεν ισχύει πάντοτε για τα σεισμικά φορτία, καθώς η ικανότητα που βρέθηκε για την οριακή κατάσταση CP είναι μεγαλύτερη για τις κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβη.

Οι τιμές RIF έχουν υπολογιστεί σύμφωνα με τα δύο τελευταία σημεία της σχέσης ISDA- $a_g$ . Η επίδραση του αριθμού των σημείων που χρησιμοποιήθηκαν στα αποτελέσματα φαίνεται στο Σχήμα 3.15.

Πίνακας 3.6. Τιμές RIF για την SCBF.

	RIF (Q)		RIF ( $a_g$ )	
	Βλάβη1	Βλάβη2	Βλάβη1	Βλάβη2
IO	0.46	0.46	0.76	0.67
SD	0.48	0.48	0.82	0.78
CP	0.52	0.52	1.40	1.43



Σχήμα 3.15. Ευαισθησία ως προς των αριθμό των σημείων που χρησιμοποιήθηκαν στον υπολογισμό της σχέσης ISDA -  $a_g$  για την SCBF.

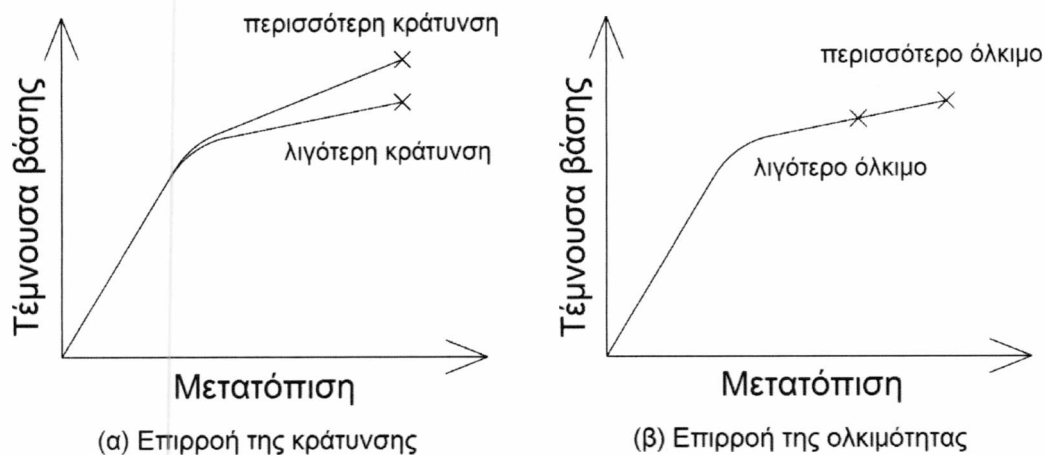
### 3.4. Άλλα υλικά

Είναι γνωστό ότι ο χάλυβας είναι ένα ιδιαίτερα όλκιμο υλικό και ότι καθιστά τις κατασκευές ιδιαίτερα πλεοναστικές. Αν χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή ένα υλικό με διαφορετικό καταστατικό νόμο (σχέση  $\sigma$ - $\epsilon$ ), θα φανεί από την καμπύλη ικανότητας κατά τον ακόλουθο τρόπο:

- Ένας τροποποιημένος συντελεστής μεταβλητότητας θα αλλάξει τόσο την αρχική κλίση της καμπύλης όσο και τη μετά - διαρροής κλίση.
- Μία τροποποιημένη τάση διαρροής θα άλλαζε το ύψος του ελαστικού μέρους της καμπύλης.
- Μία τροποποιημένη κράτυνση θα άλλαζε την μετά - διαρροής κλίση της καμπύλης.
- Μία τροποποιημένη ολκιμότητα θα άλλαζε το μήκος του τμήματος της καμπύλης στο μετά - διαρροής στάδιο.

Η επιρροή της κράτυνσης και της ολκιμότητας φαίνονται στο Σχήμα 3.16.





Σχήμα 3.16. Καμπύλες ικανότητας.

### 3.4.1 Αναλύσεις

Για να μελετηθεί η επίδραση των ιδιοτήτων των υλικών (ολκιμότητας και κράτυνσης), έγιναν αναλύσεις στα σημεία που παρουσιάστηκαν αλλαγές στις πλαστικές αρθρώσεις. Χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις διαφορετικές διαμορφώσεις:

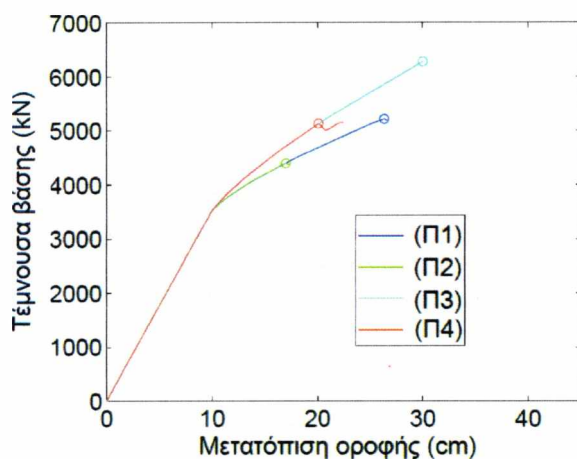
- Αρχική (Π1)
- Μισή ολκιμότητα από την αρχική (Π2)
- Διπλάσια - % κράτυνση από την αρχική (Π3)
- Διπλάσια κράτυνση- % από την αρχική και μισή ολκιμότητα από την αρχική (Π4)

Αυτές οι αλλαγές δεν αντανακλούν συγκεκριμένα άλλα υλικά, αλλά αντανακλούν τις γενικές διαφορές που μπορεί να υπάρχουν για διαφορετικά υλικά. Ως σταθερά λαμβάνεται ο δομικός χάλυβας, που είναι ομογενές και ισότροπο υλικό με μεγάλη ολκιμότητα. Αλλά όσον αφορά στους άλλους τύπους χάλυβα, όπως για παράδειγμα αυτόν που χρησιμοποιείται στα καλώδια για τις κρεμαστές γέφυρες, η ολκιμότητα είναι μικρότερη και, επομένως, η συμπεριφορά του είναι πιο ψαθυρή.

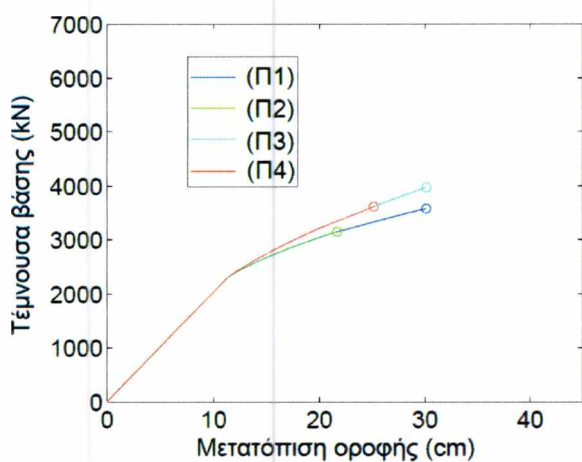
Το σκυρόδεμα είναι ένα ανισότροπο υλικό, με χαμηλή αντοχή σε εφελκυσμό, όπου η συμπεριφορά του είναι ψαθυρή και παρουσιάζει ολκιμότητα και κράτυνση σε θλίψη. Σε μία δοκό από οπλισμένο σκυρόδεμα η ολκιμότητα εξασφαλίζεται από την όλκιμη συμπεριφορά του οπλισμού. Το μέγεθος της ολκιμότητας εξαρτάται από την κατηγορία του χάλυβα του οπλισμού. Το ξύλο είναι επίσης ανισότροπο και παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά στον εφελκυσμό, ενώ είναι όλκιμο με μείωση της αντοχής σε θλίψη. Συχνά οι συνδέσεις κατασκευάζονται από χάλυβα, που προσδίδουν μία όλκιμη συμπεριφορά.

### α. Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

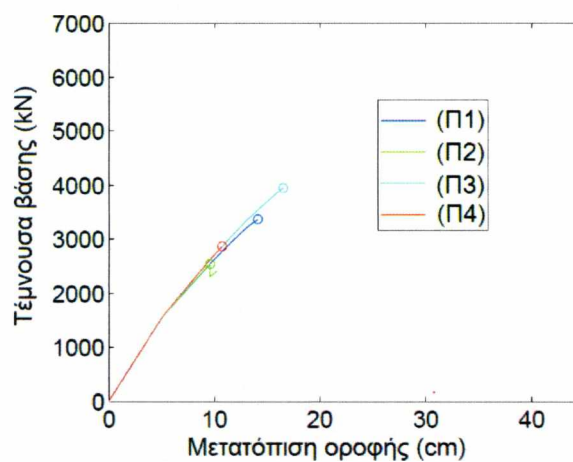
Στο Σχήμα 3.17 φαίνονται οι καμπύλες ικανότητας για τα EBF και το σημείο κατάρρευσης σημειώνεται με μία τελεία. Οι καμπύλες απεικονίζονται όπως αναμενόταν ίδιες στην ελαστική περιοχή, και κατόπιν οι καμπύλες με περισσότερη κράτυνση είναι πιο απότομες, ενώ αυτές με μικρότερη ολκιμότητα σταματούν πριν τις άλλες (με μεγαλύτερη).



(α) Χωρίς βλάβη



(β) Βλάβη 1



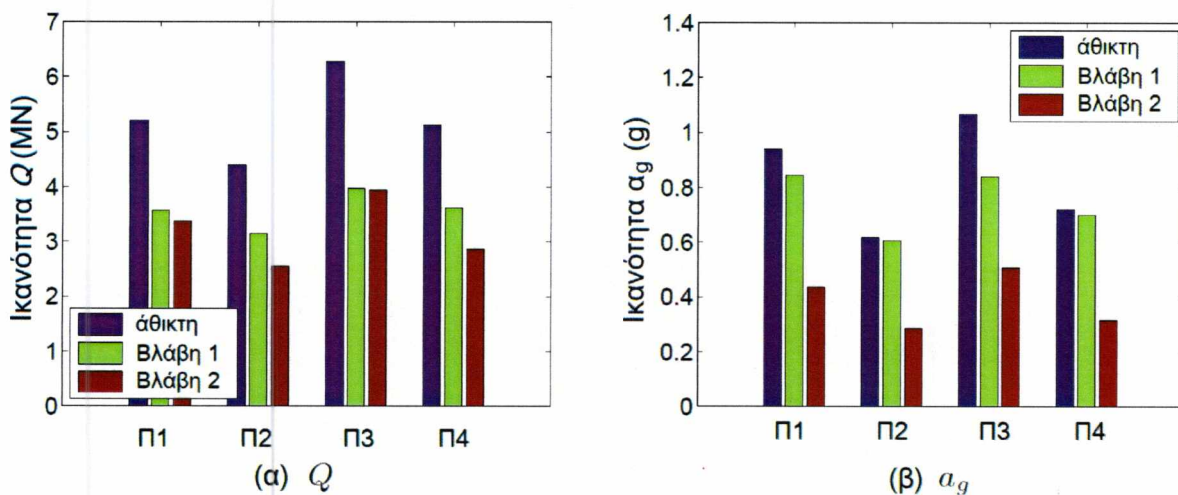
(γ) Βλάβη 2

Σχήμα 3.17. Καμπύλες ικανότητας για τις τροποποιημένες ιδιότητες των υλικών για τα EBF.

Οι ικανότητες για τις οριακές καταστάσεις CP υπολογίζονται με τον ίδιο τρόπο που περιγράφεται στην ενότητα 3.3.2, και για τις δύο μεταβλητές Q και  $a_g$ , και απεικονίζονται στο Σχήμα 3.18. Το όριο CP είναι το περισσότερο ενδιαφέρον, καθώς αυτό συνδέεται με την ολική ικανότητα και είναι το όριο που τροποποιείται περισσότερο από την οποιαδήποτε αλλαγή στα υλικά. Γενικά, οι ικανότητες για τα μοντέλα με περισσότερη κράτυνση είναι

μεγαλύτερες από τα αντίστοιχα με μικρότερη κράτυνση, ενώ και η μεγαλύτερη ολκιμότητα δίνει μεγαλύτερες ικανότητες.

Οι τιμές RIF για τα διαφορετικά υλικά απεικονίζονται στον Πίνακα 3.7. Εδώ γίνεται φανερό ότι τα μοντέλα με μικρότερη ολκιμότητα έχουν, στις περισσότερες περιπτώσεις, μεγαλύτερη τιμή RIF. Πρόκειται για ένα μη αναμενόμενο αποτέλεσμα, καθώς η ολκιμότητα θεωρείται ένας παράγοντας που υπό φυσιολογικές συνθήκες αυξάνει την ευρωστία.



Σχήμα 3.18. Ικανότητα για τα διαφορετικά υλικά για την οριακή κατάσταση CP - EBF.

Πίνακας 3.7. Τιμές RIF για άλλα υλικά για τα EBF.

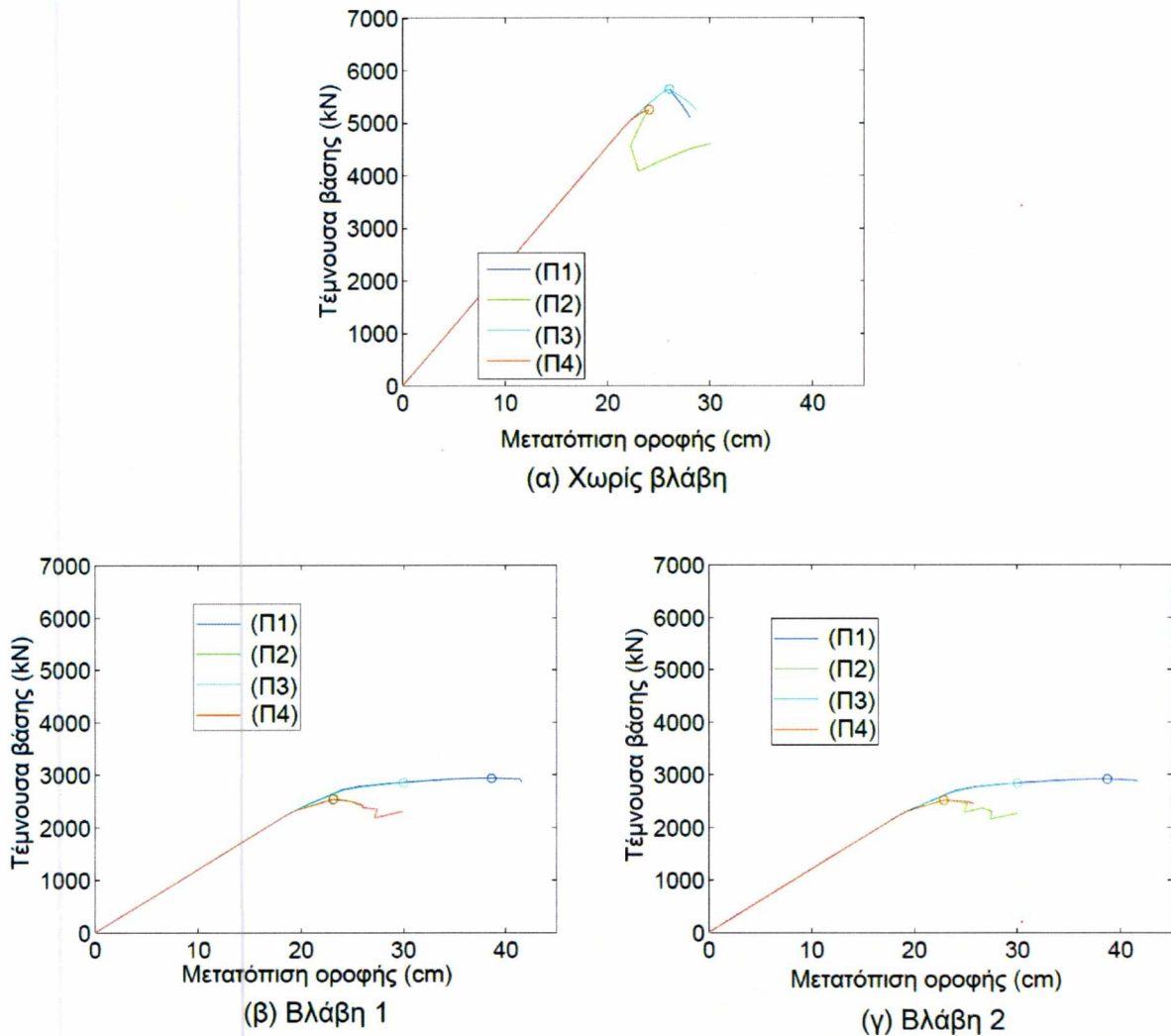
	RIF (Q)		RIF (ag)	
	Βλάβη1	Βλάβη2	Βλάβη1	Βλάβη2
(Π1)	0.69	0.65	0.90	0.46
(Π2)	0.72	0.58	0.98	0.46
(Π3)	0.63	0.63	0.79	0.48
(Π4)	0.70	0.56	0.97	0.44

### β. Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

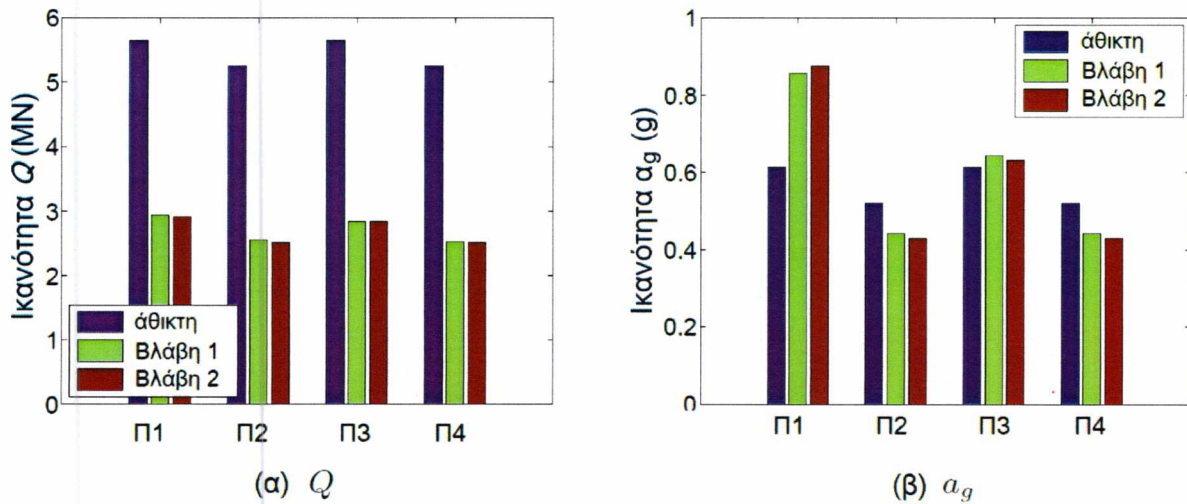
Οι καμπύλες ικανότητας για τα SCBF απεικονίζονται στο Σχήμα 3.19, και τα σημεία κατάρρευσης σημειώνονται με μία τελεία. Για την κατασκευή που έχει παραμείνει ανέπαφη τα σημεία είναι μάλλον κοντά μεταξύ τους, αλλά για τις κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες το αρχικό υλικό τους προσδίδει μία ιδιαίτερα όλκιμη συμπεριφορά συγκριτικά με τα άλλα υλικά. Για την κατασκευή που έχει παραμείνει ανέπαφη το λιγότερο όλκιμο υλικό δίδει ένα νέο δρόμο ισορροπίας, μετά τη μέγιστη φόρτιση, αλλά αυτό θεωρείται σαν σημείο κατάρρευσης.

Οι ικανότητες των κατασκευών για τα διαφορετικά υλικά φαίνονται στο Σχήμα 3.20. Αποδεικνύεται ότι οι κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες έχουν ιδιαίτερα αυξημένη την τιμή  $a_g$  μόνο για εκείνα τα μοντέλα που διαθέτουν τις ιδιότητες των αρχικών υλικών. Για όλα τα άλλα υλικά, οι αντιστάσεις για τη μεταβλητή  $a_g$  είναι γενικά κοντά μεταξύ τους.

Οι τιμές RIF φαίνονται στον Πίνακα 3.8. Για την SCBF το μικρότερο ποσοστό ολκιμότητας δίνει μικρότερη τιμή RIF, ενώ, γενικά, και η μεγαλύτερη κράτυνση δίνει μικρότερη τιμή RIF.



Σχήμα 3.19. Καμπύλες ικανότητας για τις τροποποιημένες ιδιότητες των υλικών για τα SCBF.



Σχήμα 3.20. Ικανότητα για τα διαφορετικά υλικά για τα SCBF.

Πίνακας 3.8. Οι τιμές RIF για τα υπόλοιπα υλικά για την SCBF.

	RIF (Q)		RIF ( $\alpha_g$ )	
	Βλάβη1	Βλάβη2	Βλάβη1	Βλάβη2
(Π1)	0.52	0.52	1.40	1.43
(Π2)	0.48	0.48	0.85	0.83
(Π3)	0.50	0.50	1.05	1.03
(Π4)	0.48	0.48	0.85	0.83

### 3.5. Σύνοψη

Στην αιτιοκρατική αξιολόγηση της ευρωστίας του τρέχοντος Κεφαλαίου μελετήθηκαν τρεις διαφορετικές οριακές καταστάσεις για το στατικό και το σεισμικό οριζόντιο φορτίο, ενώ η επίδραση της ολκιμότητας και της κράτυνσης μελετήθηκαν αναφορικά με το σημείο κατάρρευσης. Για καθεμία από τις δύο κατασκευές μελετήθηκαν δύο διαφορετικές καταστάσεις βλαβών. Οι γωνιακές κολώνες είναι προεξάρχοντα μέλη (SCBF) ή ενισχυμένες με συνδέσμους προς την άλλη κατεύθυνση (EBF). Πάντως και στις δύο περιπτώσεις δε θα είχε νόημα να μελετηθούν οι περιπτώσεις όπου τα μέλη έχουν αφαιρεθεί.

Βρέθηκε ότι η ενδιάμεση οριακή κατάσταση, **SD**, δίνει πολύ διαφορετικά αποτελέσματα για τις κατασκευές που έχουν παραμείνει ανέπαφες σε σχέση με εκείνες που έχουν υποστεί βλάβες για την EBF, καθώς παρατηρήθηκε μείωση της δυσκαμψίας σε διαφορετικά σημεία. Ωστόσο, καθώς οι παραμορφώσεις δεν ήταν ισότιμα κατανεμημένες στα σημεία της κατασκευής στις καταστάσεις με βλάβη, ο αρχικός ορισμός που αναφέρει ότι η γενική σχετική δυσκαμψία μειώνεται στο μισό της αρχικής τιμής δεν είναι πολύ καλός για την περίπτωση των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες.

Εξαιτίας της διαφορετικής κατασκευαστικής διάταξης για τα EBF και τα SCBF, η συμπεριφορά των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες συγκριτικά με τις ανέπαφες ήταν διαφορετική. Και για τις δύο κατασκευές η μέγιστη τέμνουσα βάση, για τις δύο κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες, είναι κοντά η μία στην άλλη, ενώ είναι σημαντικά μικρότερη για την κατασκευή που παρέμεινε άθικτη. Παρατηρήθηκε, όμως, ότι για τις περιπτώσεις που η μέγιστη μετακίνηση ήταν πολύ διαφορετική για τις καταστάσεις βλάβης των EBF, ήταν περίπου ίση για τα SCBF, ενώ ήταν ιδιαίτερα μεγαλύτερη από τη μετακίνηση της ανέπαφης κατασκευής.

Το μέγεθος της παραμόρφωσης είναι πολύ σημαντικό όταν μελετάται η αντίσταση στα σεισμικά φορτία. Για την κατασκευή EBF απέδωσε μεγάλες διαφορές για τις δύο καταστάσεις βλαβών, ενώ για την κατασκευή SCBF απέδωσε ένα απρόσμενο αποτέλεσμα, καθώς οι κατασκευές που έχουν υποστεί ζημιές βρέθηκε ότι έχουν μεγαλύτερη αντίσταση στη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους από ότι οι κατασκευές που παρέμειναν ανέπαφες. Αυτή η διαφορά προκαλείται από την πιο όλκιμη συμπεριφορά της κατασκευής που υπέστη ζημιές, λόγω της μικρότερης αρχικής, γενικής δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα να επιτρέπεται η αναδιανομή των φορτίσεων. Βέβαια, αυτό το αποτέλεσμα μπορεί να επιτυγχάνεται από τους περιορισμούς που παρουσιάζει το πρόγραμμα, καθώς δε λαμβάνονται υπόψη τα κατακόρυφα φορτία, ενώ η κατασκευή που παραμένει ανέπαφη μπορεί να διαθέτει επιπλέον ικανότητα στο σημείο που ορίζεται ως κατάρρευση. Αν χρησιμοποιηθούν πιο περίπλοκες μέθοδοι ανάλυσης θα καταλήγαμε σε διαφορετικά αποτελέσματα, ενώ αν χρησιμοποιούταν ένα χωρικό μοντέλο αντί ενός επίπεδου μοντέλου θα οδηγούμασταν σε στρεπτικά φαινόμενα. Ωστόσο, κατά βάση, είναι πιθανό για μία κατασκευή που έχει υποστεί βλάβες να έχει πιο όλκιμη συμπεριφορά και, συνεπώς, να συμπεριφέρεται καλύτερα σε περίπτωση σεισμού, αποδίδοντας μία τιμή RIF μεγαλύτερη της μονάδας.

Η ολκιμότητα είναι μία παράμετρος που είθισται να θεωρείται σημαντική για την ευρωστία, όταν χρησιμοποιείται η στρατηγική του εναλλακτικού δρόμου του φορτίου. Οι αναλύσεις με διαφορετικά ποσοστά ολκιμότητας και κράτυνσης έδειξαν ότι οι κατασκευές με όλκιμη συμπεριφορά ήταν στην πραγματικότητα ικανές να αντιστέκονται στην άσκηση μεγαλύτερων δυνάμεων και μεγαλύτερων επιταχύνσεων του εδάφους, συγκριτικά με εκείνες τις κατασκευές με μικρότερη ολκιμότητα. Αλλά, όταν υπολογίζεται η τιμή RIF, το μεγαλύτερο ποσοστό ολκιμότητας καθιστά τις κατασκευές, τόσο τις ανέπαφες όσο και εκείνες που έχουν υποστεί βλάβες, να συμπεριφέρονται καλύτερα, ενώ βρέθηκε ότι αυξάνεται η ικανότητα περισσότερο στις ανέπαφες παρά στις κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες. Συμπερασματικά, η μεγαλύτερη τιμή ολκιμότητας αποδίδει μικρότερη τιμή (RIF), σύμφωνα

με τον ορισμό. Αυτό σημαίνει ότι, αν οι αντισεισμικές κατασκευές είναι σχεδιασμένες με την πραγματική ολκιμότητα υπόψη, μία κατασκευή με λιγότερο όλκιμη συμπεριφορά θα επιδείκνυε καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά στην περίπτωση που υπέστη βλάβες.

Βρέθηκε ότι η γενική αύξηση της κράτνυσης αποδίδει μεγαλύτερες ικανότητες, εκτός από τις περιπτώσεις βλαβών για την SCBF. Εδώ, η κράτνυση φαίνεται ότι περιορίζει τις παραμορφώσεις, αποδίδει μία λιγότερο όλκιμη συμπεριφορά και, επομένως, παρουσιάζει μικρότερη ικανότητα αναφορικά με τη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους.

## Κεφάλαιο 4: Πιθανολογική Σεισμική Ανάλυση

Εδώ λαμβάνονται υπόψη οι τυχόν αβεβαιότητες και η πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης, όπως ορίζεται στην ενότητα 3.3. Αυτές οι τιμές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μία πιθανολογική αξιολόγηση της ευρωστίας.

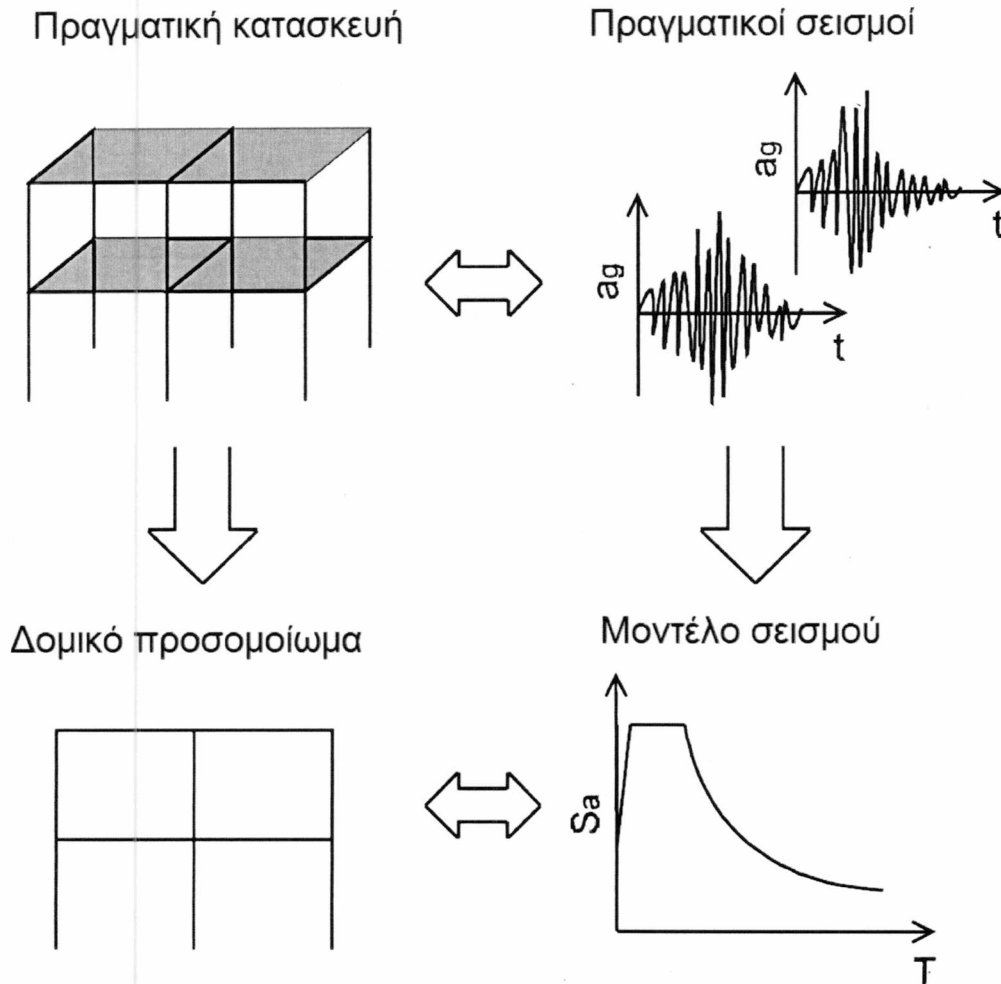
### 4.1. Αβεβαιότητες στην αξιολόγηση σεισμικής διακινδύνευσης (ρίσκου)

Οι αβεβαιότητες μπορούν να διαιρεθούν σε δύο κατηγορίες, την τυχαία (aleatoric) και την γνωσιολογική (epistemic). Οι τυχαίες αβεβαιότητες προκαλούνται από τη φυσική μεταβλητότητα (εγγενής αβεβαιότητα) και δεν μπορούν να μειωθούν. Μπορούν να ποσοτικοποιηθούν με στατιστικές αναλύσεις, όταν τα διαθέσιμα στοιχεία είναι επαρκή. Οι γνωσιολογικές αβεβαιότητες προκαλούνται από την περιορισμένη γνώση και τα ανακριβή υπολογιστικά μοντέλα, και είναι ιδιαίτερα μεγάλες. Οι γνωσιολογικές αβεβαιότητες μπορούν να μειωθούν με καλύτερα μοντέλα και μεθόδους ανάλυσης.

Για μία σεισμική ανάλυση θα υπάρχουν τυχαίες αβεβαιότητες σχετικά με την ικανότητα της κατασκευής και το φορτίο από ένα σεισμό, όπως φαίνεται στο ανώτερο επίπεδο του Σχήματος 4.1. Οι γνωσιολογικές αβεβαιότητες έγκεινται στην μετάπτωση από το ανώτερο επίπεδο (πραγματικό) στο κατώτερο επίπεδο (μοντέλο). Σε μία σεισμική ανάλυση θα υπάρχουν αβεβαιότητες που σχετίζονται με τα ακόλουθα θέματα.

- Τυχαίες (αλεατορικές)
  - Ιδιότητες των υλικών: Αντοχή, δυσκαμψία
  - Σεισμικό φορτίο: Ένταση, φάσμα
  - Τοπικές συνέπειες: Συνέπειες λόγω εδαφικών συνθηκών
- Γνωσιολογικές
  - Μοντέλο κατασκευής: Συνδέσεις, διατμητικές ζώνες, ανελαστική συμπεριφορά, επίπεδη ή χωρική προσομοίωση, κατανομή μάζας.
  - Ανάλυση του κατασκευαστικού μοντέλου: Ανάλυση ιστορίας φόρτισης (δυναμική) έναντι στατικής ανάλυσης με ίση ενεργή απόσβεση.
  - Σεισμικό μοντέλο: Ιστορία φόρτισης – γενικό φάσμα αποκρίσεως.
  - Συναρτήσεις αστοχίας: Προσδιορισμός των οριακών καταστάσεων.





Σχήμα 4.1. Αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης.

#### 4.2. Διαδικασία αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης

Οι Ellingwood & Kinali (2009) πρότειναν μία μέθοδο για την αξιολόγηση της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης. Κατ' αυτούς, η πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης,  $P_{LS}$ , στην αξιολόγηση σεισμικής διακινδύνευσης, ορίζεται ως εξής:

$$P_{LS} = \int_{S_a = x} P \cdot P_{LS|S_a = x} \quad (4.1)$$

όπου  $S_a$  είναι η ένταση που μετρείται σύμφωνα με τη μέγιστη φασματική επιτάχυνση για την περίοδο της κατασκευής,  $P$  είναι η πιθανότητα η ένταση της σεισμικής απαίτησης να είναι  $x$ , και  $P_{LS|S_a = x}$  είναι η πιθανότητα υπέρβασης ενός καθορισμένου ορίου που δίνεται από την εξίσωση  $S_a = x$ . Με αυτόν τον τρόπο το πρόβλημα χωρίζεται σε δύο ποσότητες, η πρώτη εξαρτάται από τη σεισμική απαίτηση και η δεύτερη εξαρτάται από την ικανότητα της κατασκευής (Ellingwood & Kinali 2009).

#### 4.2.1 Ικανότητα

Η συνάρτηση αστοχίας μπορεί να γραφεί ως εξής:

$$g = M_R - X \quad (4.2)$$

όπου  $M_R$  είναι η ικανότητα σε όρους  $S_a$  και η  $X$  είναι η σεισμική απαίτηση (φορτίο) ως σε όρους  $S_a$ . Αν και οι δύο θεωρηθούν ως λογαριθμοκανονικές κατανομημένες στοχαστικές μεταβλητές, η συνάρτηση αστοχίας μπορεί εξίσου να εκφραστεί ως εξής:

$$g = \ln M_R - \ln(X) \quad (4.3)$$

Αν χρησιμοποιήσουμε το δείκτη αξιοπιστίας,  $\beta$ , η πιθανότητα υπέρβασης μίας δεδομένης οριακής κατάστασης μπορεί, για μία συγκεκριμένη  $S_a$ , να υπολογιστεί ως εξής:

$$P LS|S_a = x = \Phi -\beta = \Phi -\frac{\ln m_R - \ln x}{\sigma_R} = \Phi \frac{\ln x m_R}{\sigma_R} \quad (4.4)$$

όπου οι  $m_R$  και  $\sigma_R$  είναι η διάμεση τιμή και η λογαριθμική τυπική απόκλιση της ικανότητας, αντίστοιχα, και  $x$  είναι η δεδομένη απαίτηση.

Όπως περιγράφεται στην ενότητα 3.3.2, οι οριακές καταστάσεις μπορούν να εκφραστούν ως οριακές τιμές της ISDA και, επομένως, η ικανότητα, ως προς την  $S_a$  μπορεί να εκφραστεί ως ικανότητα σε όρους ISDA. Αυτό μπορεί να γίνει σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

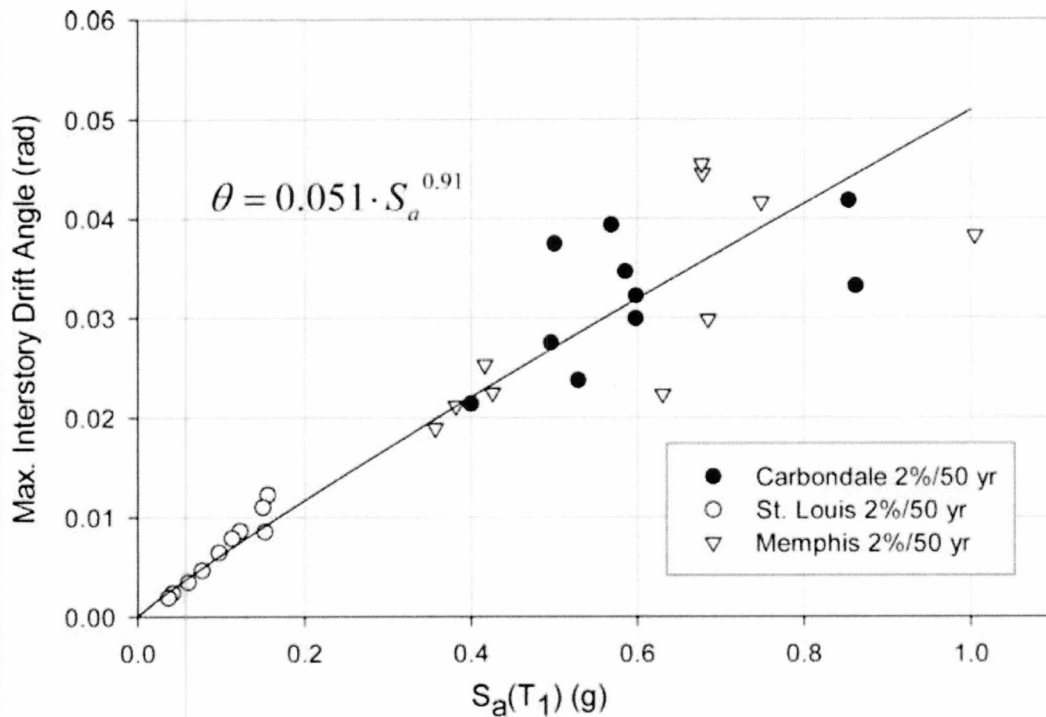
$$m_c = a \cdot m_R^b \quad (4.5)$$

όπου  $m_c$  είναι η ικανότητα όρους ISDA και τα  $a$  και  $b$  είναι οι σταθερές παλινδρόμησης.

Σύμφωνα με τους Ellingwood & Kinali (2009), αυτή η σχέση βρέθηκε χρησιμοποιώντας μέσω αναλύσεων χρονοϊστοριών φόρτισης, με δεδομένα ένα εύρος διαφορετικών σεισμικών διεγέρσεων. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2, υπάρχει ένας βαθμός αβεβαιότητας που συνδέεται με αυτό το μοντέλο, καθώς τα σημεία δεν είναι τοποθετημένα σε μία τέλεια καμπύλη και η λογαριθμική τυπική απόκλιση που συνδέεται με αυτήν τη σχέση καλείται  $\sigma_{D/S_a}$  (μετάθεση, drift (ISDA) δεδομένης της  $S_a$ ). Σύμφωνα με τους Ellingwood & Kinali (2009) η παραπάνω σχέση αναφέρεται ως αλεατορική αβεβαιότητα, καθώς προκαλείται από τη διαφορετική συμπεριφορά των κατασκευών, δεδομένων των εκ φύσεως διαφοροποιητικών παραγόντων των σεισμικών δονήσεων. Αλλά, επίσης, συνδέεται με το μοντέλο, καθώς αποδίδει τη σχέση μεταξύ της ISDA και της  $S_a$ , η οποία θα έπρεπε να λογιστεί ως γνωσιολογική αβεβαιότητα. Ωστόσο, θεωρείται ότι η απόκλιση από την καμπύλη προκαλείται αποκλειστικά λόγω της αλεατορικής αβεβαιότητας. Η γνωσιολογική αβεβαιότητα που συνδέεται με το μοντέλο και τις αναλύσεις χρονοϊστοριών καλείται  $\sigma_{RU}$ .

Η ενσωμάτωση της εξίσωσης 4.5 στην εξίσωση 4.4 αποδίδει την ακόλουθη συνάρτηση για την πιθανότητα υπέρβασης μίας δεδομένης οριακής κατάστασης, δεδομένου ότι  $S_a = x$ .

$$P_{LS|S_a = x} = \Phi \frac{\ln ax^b m_c}{\sigma_R} \quad (4.6)$$



Σχήμα 4.2. Ένα παράδειγμα της σχέσης μεταξύ ISDA και  $S_a$  [από Ellingwood & Kinali 2009].

Η λογαριθμική τυπική απόκλιση  $\sigma_R$  αντανακλά όλες τις αλεατορικές αβεβαιότητες που συνδέονται με την ικανότητα που εκφράζεται στην (ISDA) και βρίσκεται από τη σχέση:

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_{D|S_a}^2} \quad (4.7)$$

όπου  $\sigma_c$  είναι η αβεβαιότητα στην ικανότητα της μεταβλητής  $S_a$ , και η  $\sigma_{D/S_a}$  είναι η αβεβαιότητα στη σχέση μεταξύ της ικανότητας σε όρους  $S_a$  και ISDA. Επίσης, παρατηρείται ότι στη συγκεκριμένη συνάρτηση δε λαμβάνεται υπόψη η γνωσιολογική αβεβαιότητα (αβεβαιότητα του μοντέλου) για την ικανότητα.

#### 4.2.2 Απαίτηση

Οι σεισμικές απαιτήσεις περιγράφονται με τις καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας, σε όρους μιας επιτάχυνσης, και τη μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της. Οι καμπύλες αυτές γενικά περιγράφονται ως εξής:

$$P S_a = x = 1 - \exp(-(x/u)^{-k}) \quad (4.8)$$

όπου  $u$  είναι παράμετρος κλίμακας και  $k$  είναι παράμετρος σχήματος. Η παρούσα συνάρτηση αποδίδει την κυρτή καμπύλη με λογαριθμικό τρόπο. Όταν υπολογίζεται η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης μέσω της εξίσωσης 4.1, μόνο ένα μικρό εύρος τιμών της  $S_a$  συμβάλλει ουσιαστικά στο ολοκλήρωμα.

Συνεπώς, η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας μπορεί να υπολογιστεί με το ακόλουθο πολυώνυμο Taylor, το οποίο δίνει μία ευθεία γραμμή σε λογαριθμική κλίμακα:

$$P S_a = x = k_0 \cdot x^{-k} \quad (4.9)$$

όπου  $k_0 = u^k$  είναι μια παράμετρος κλίμακας.

Μετά την ενσωμάτωση των εξισώσεων 4.4 και 4.9 στην εξίσωση 4.1 και τον υπολογισμό του ολοκληρώματος, καταλήγουμε στην έκφραση (Cornell, Jalayer, Hamburger & Foutch 2002):

$$P_{LS} = k_0 m_R^{-K} \cdot \exp[(k\sigma_R)^2/2] \quad (4.10)$$

όπου το  $m_R$  μπορεί να βρεθεί από την εξίσωση 4.5.

Η εξίσωση 4.10 ακόμα υπολογίζει μόνο τις αλεατορικές αβεβαιότητες σε συνδυασμό με την ικανότητα, και το αποτέλεσμα είναι ένα σημείο προσέγγισης της πιθανότητας υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης. Η όλη διαμόρφωση μπορεί να επεκταθεί για να συμπεριλάβει και τις γνωσιολογικές αβεβαιότητες. Αυτό μπορεί να γίνει αν αντικατασταθούν οι τιμές  $k_0$  και  $m_R$  με τις τυχαίες μεταβλητές  $K_0$  και  $M_R$ , όπως παρουσιάζονται από τις λογαριθμοκανονικές κατανομές με διάμεσες τιμές  $K_0$  και  $m_R$  και τις λογαριθμικές τυπικές αποκλίσεις  $\sigma_{HU}$  και  $\sigma_{RU}$ .

Επομένως, η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης μπορεί να βρεθεί από τη σχέση:

$$P_{LS} = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} k_0 m_R^{-k} \cdot \exp[(k\sigma_R)^2/2] f_{k_0}(k_0) f_{m_R}(m_R) dk_0 dm_R \quad (4.11)$$

Οι αβεβαιότητες που λαμβάνονται υπόψη σε αυτήν την έκφραση είναι:

- **Αλεατορικές**

- Αβεβαιότητα συσχετισμένη με την εξάρτηση της ικανότητας σε όρους ISDA:  $\sigma_c$

- Φυσική απόκλιση μεταξύ μίας δεδομένης φασματικής επιτάχυνσης και της επακόλουθης ISDA:  $\sigma_{D|S_a}$

- **Γνωσιολογικές**

- Αβεβαιότητα του μοντέλου για το προσομοίωμα της κατασκευής:  $\sigma_{RU}$
- Αβεβαιότητα του μοντέλου για τις καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας:  $\sigma_{HU}$

Οι δύο αλεατορικές αβεβαιότητες σχετίζονται με την αλληλεπίδραση μεταξύ της αριστερής και της δεξιάς πλευράς του Σχήματος 4.1, και οι δύο γνωσιολογικές αβεβαιότητες σχετίζονται με την εναλλαγή από το ανώτερο στο κατώτερο επίπεδο. Όπως αναλύθηκε και παραπάνω, υπάρχει περιθώριο ανάλυσης του διαχωρισμού μεταξύ των δύο τύπων αβεβαιότητας.

Η αλεατορική αβεβαιότητα για την αντοχή και την δυσκαμψία είναι μικρή συγκριτικά με τις άλλες αβεβαιότητες, και δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα, γι' αυτό και παραλείπεται ( Ellingwood & Kinali 2009).

#### **4.3. Πιθανολογικές σεισμικές αναλύσεις των κατασκευών**

Η μέθοδος που αναλύθηκε παραπάνω χρησιμοποιείται σε ότι ακολουθεί για να αξιολογηθεί η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης για τις συγκεκριμένες κατασκευές.

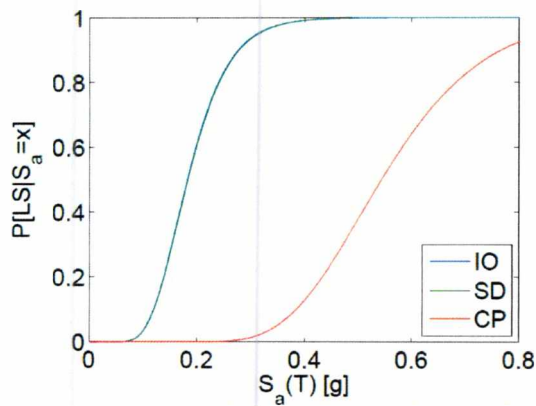
##### **4.3.1 Ικανότητα των κατασκευών**

Αν η σχέση μεταξύ της  $S_a$  και της ISDA βρέθηκε μέσω των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστοριών σε συνδυασμό με διαφορετικά σεισμικά περιστατικά, η τιμή της  $\sigma_{D|S_a}$  θα μπορούσε να οριστεί ως η λογαριθμική τυπική απόκλιση που συνδέεται με την απόκλιση ανάμεσα στη συνάρτηση παλινδρόμησης και τα καθορισμένα σημεία επιτελεστικότητας. Αλλά σε αυτήν την ανάλυση αυτή η σύνδεση βρίσκεται με τη μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης με διαφορετικές μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους. Επομένως, η απόκλιση που βρέθηκε δε θα αντανakλά την αλεατορική αβεβαιότητα που σχετίζεται με τη διαφορετική συμπεριφορά μίας κατασκευής απέναντι στους σεισμούς με διαφορετικές χρονοϊστορίες και φάσματα. Σύμφωνα με τους Ellingwood & Kinali (2009) οι τιμές κυμαίνονται από 0.19 – 0.26, ενώ στην παρούσα ανάλυση ορίζεται σε 0.25.

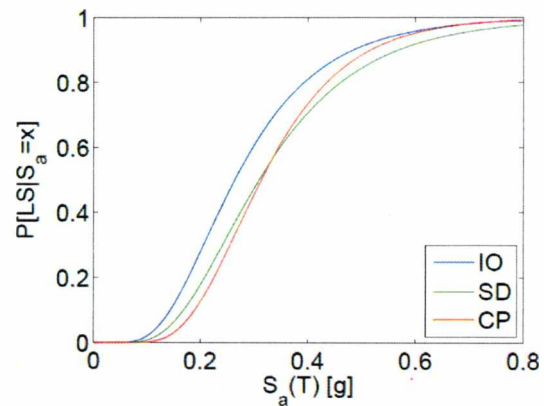
Οι τιμές της  $\sigma_c$  ορίζονται στο 0.25 για τις οριακές καταστάσεις **IO** και **SD** και στο 0.15 για την οριακή κατάσταση **CP** (Kinali 2007).

Με αυτές τις τιμές οι καμπύλες ευθραυστότητας βρίσκονται από την εξίσωση 4.6 για τις κατασκευές EBF και SCBF, είτε στις ανέπαφες είτε σε αυτές που έχουν υποστεί βλάβες. Ισχύουν οι ίδιες τιμές για τις μεταβλητές  $a$  και  $b$ , όπως αναφέρονται στην ενότητα 3.3.2, και οι ίδιες καμπύλες ευθραυστότητας όπως απεικονίζονται στο σχήμα 4.3. Η μέγιστη

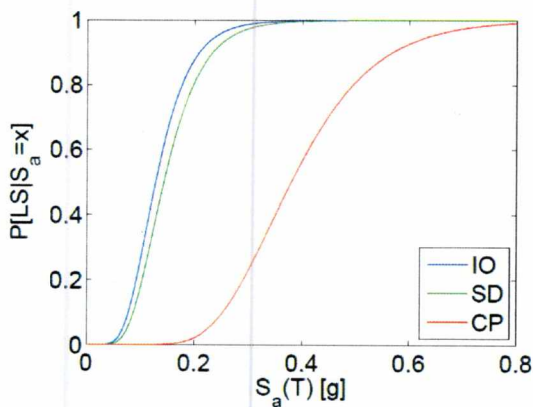
επιτάχυνση της κατασκευής χρησιμοποιείται ως τετμημένη, αλλά θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και η επιτάχυνση εδάφους.



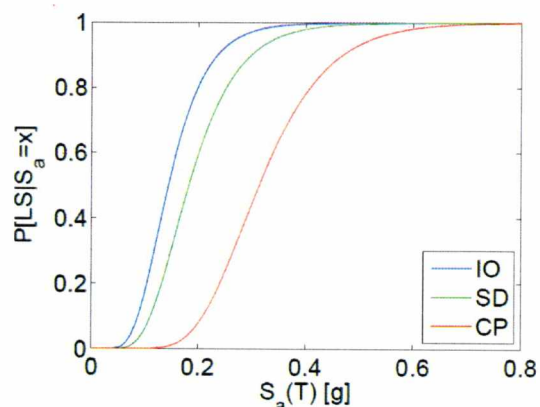
(α) EBF χωρίς βλάβη



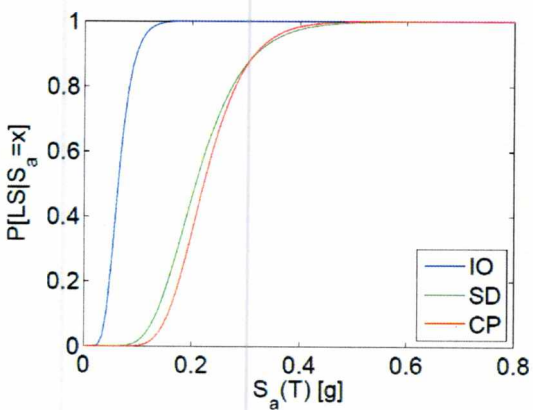
(β) SCDF χωρίς βλάβη



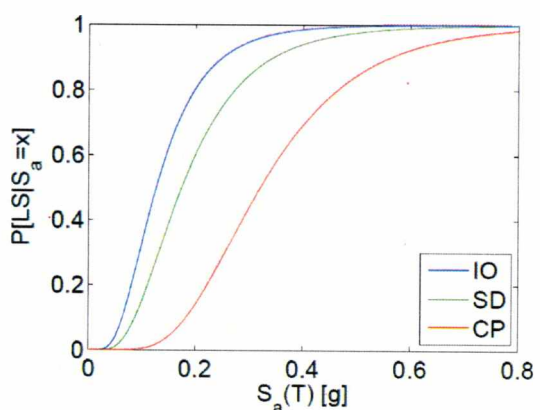
(γ) EBF - Βλάβη 1



(δ) SCBF - Βλάβη 1



(ε) EBF - Βλάβη 2



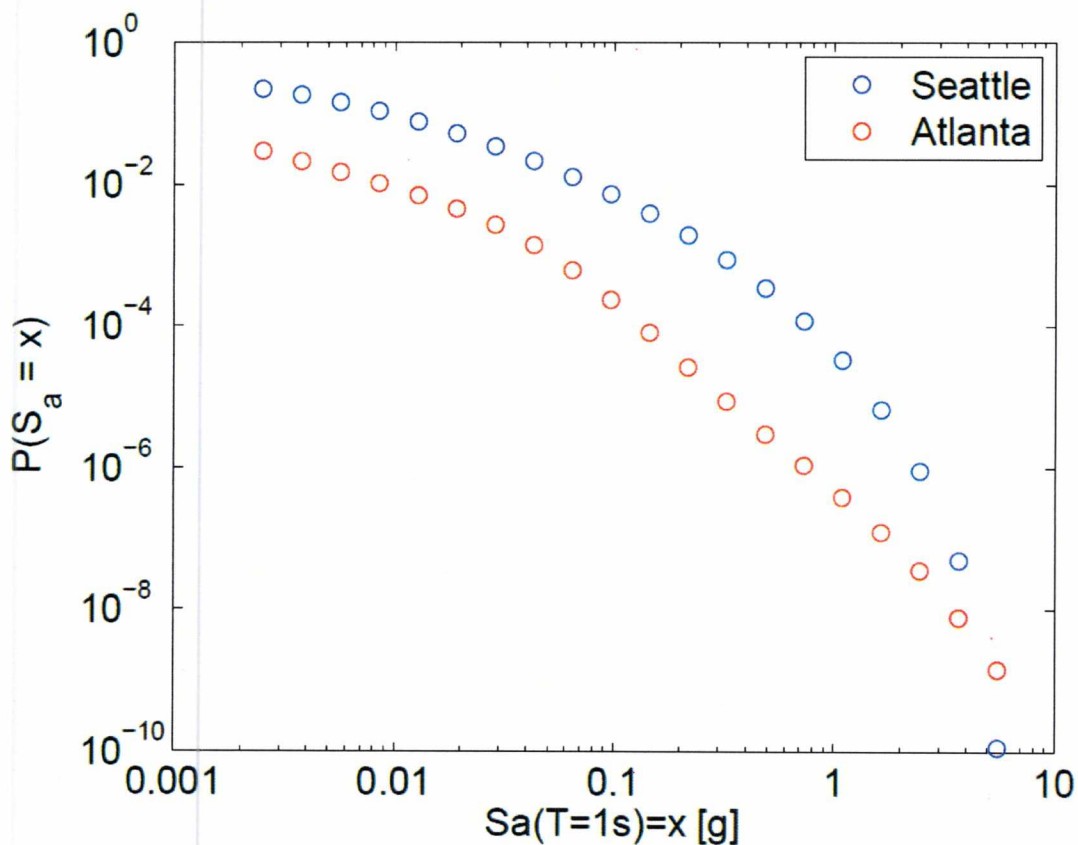
(στ) SCBF - Βλάβη 2

Σχήμα 4.3. Καμπύλες ευθραυστότητας

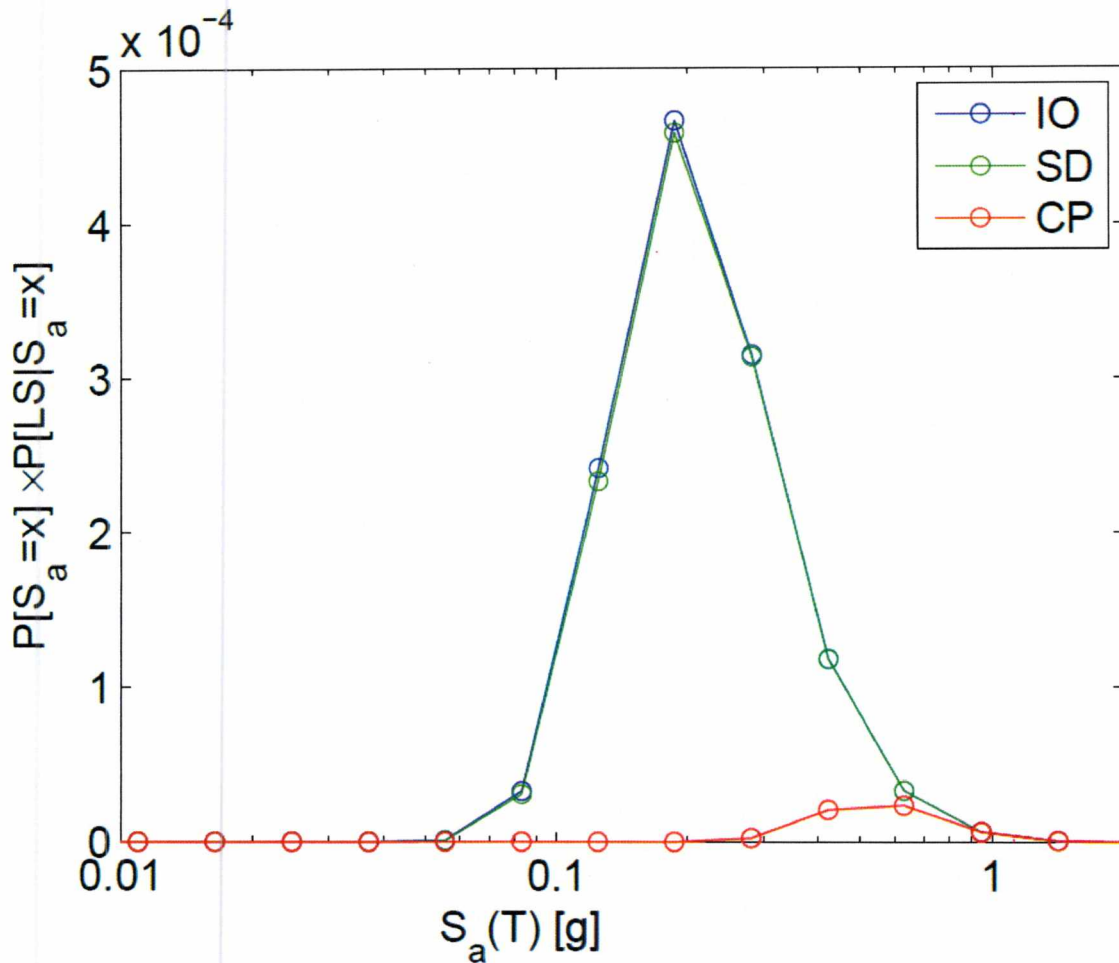
### 4.3.2 Σεισμική απαίτηση

Οι καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας, που αντιστοιχούν στις περιοχές του Σιάτλ και της Ατλάντα, απεικονίζονται στο Σχήμα 4.4 για τη μέγιστη επιτάχυνση μίας ιδιοπεριόδου κατασκευής της τάξεως του 1s. Οι υπό μελέτη κατασκευές έχουν ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες της μονάδας και οι καμπύλες για τις πραγματικές ιδιοπεριόδους μπορούν να υπολογιστούν από το φάσμα αποκρίσεως, βλ. ενότητα 2.12.

Ιδίως για την Ατλάντα, γίνεται φανερό ότι η καμπύλη τείνει να γίνει επίπεδη όταν η  $S_a$  βρίσκεται σε υψηλές τιμές, γεγονός που καθιστά την προσέγγιση στην εξίσωση 4.9 καλή. Για το Σιάτλ, η καμπύλη είναι πιο κυρτή, και η προσέγγιση μπορεί να θεωρηθεί ακριβής μόνο για ένα περιορισμένο εύρος τιμών της  $S_a$ . Η σημαντική διακύμανση είναι η διακύμανση που συμβάλλει ουσιαστικά στη γενικότερη πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης, όπως δίνεται στην εξίσωση 4.1. Το Σχήμα 4.5 απεικονίζει την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης, όπως υπολογίζεται στα σημεία του Σχήματος 4.4, τροποποιημένη για την πραγματική ιδιοπερίοδο της EBF.



Σχήμα 4.4. Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για  $T = 1s$  για τις δύο τοποθεσίες.



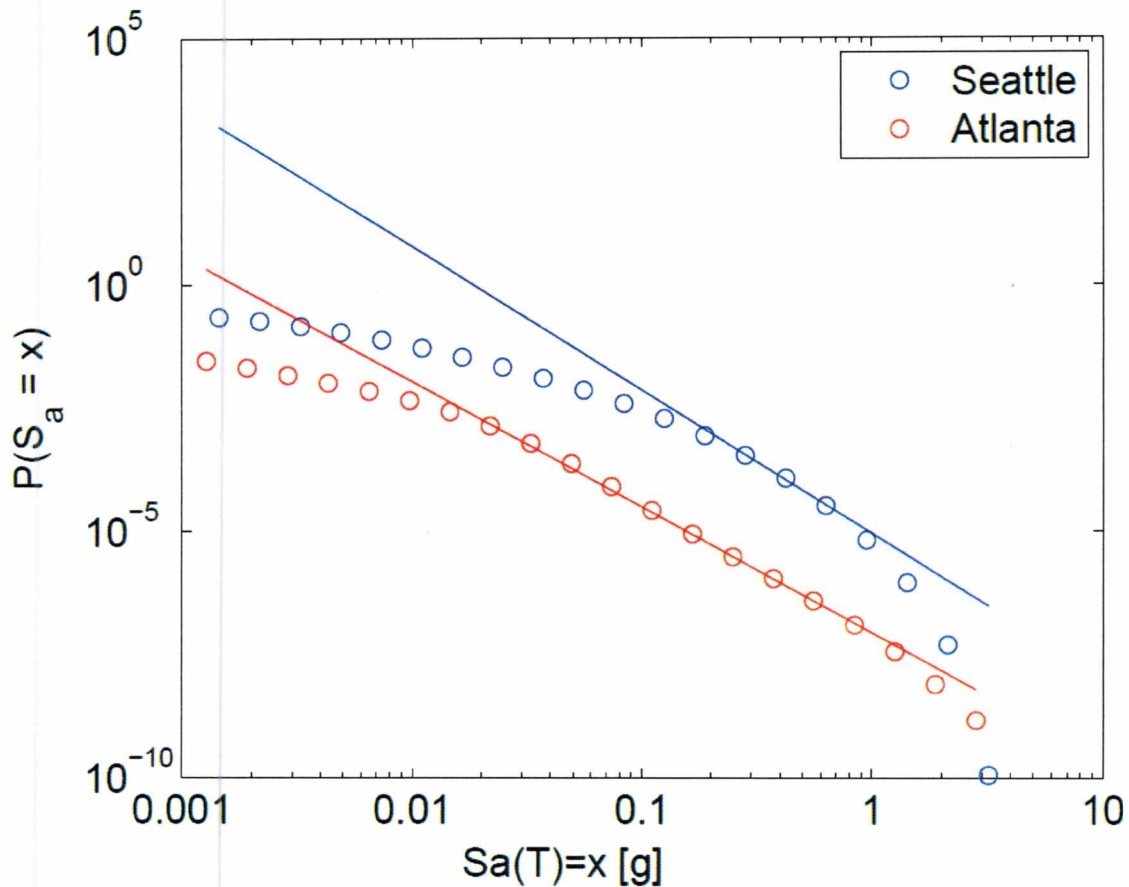
Σχήμα 4.5. Συμβολή διαφορετικών τιμών της  $S_a$  στην ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης για την EBF.

Το Σχήμα 4.5 δείχνει ότι η προσέγγιση πρέπει να είναι πιο ακριβής για το εύρος  $0.1s < S_a < 1s$ . Στο Σχήμα 4.6 δίδονται οι καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για τις ιδιοπεριόδους των κατασκευών και φαίνονται οι προσεγγίσεις. Οι τιμές των μεταβλητών  $k_0$  και  $k$  περιέχονται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1. Παράγοντες σεισμικής επικινδυνότητας για τις ιδιοπεριόδους των κατασκευών.

	$k$	$k_0$
EBF	2.9046	$9.0357 \cdot 10^{-6}$
SCBF	2.5499	$8.6320 \cdot 10^{-8}$





Σχήμα 4.6. Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για τις 2 τοποθεσίες, για τις ιδιοπεριόδους των ανέπαφων κατασκευών και προσεγγίσεις με τον τύπο

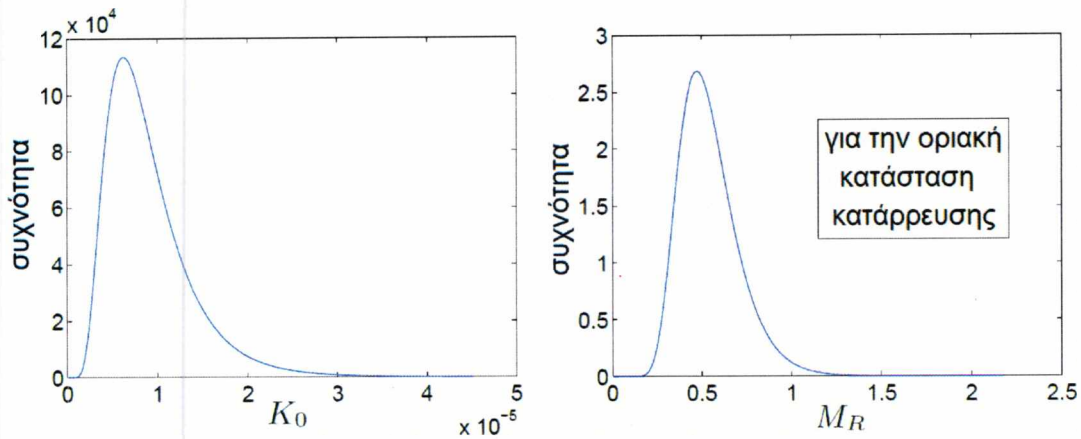
$$P S_a = x = k_0 \cdot x^{-k}.$$

#### 4.3.3 Πιθανότητα οριακών καταστάσεων

Η λογαριθμική τυπική απόκλιση της μεταβλητής  $K_0, \sigma_{HU}$ , είναι κατά προσέγγιση 0.50 για τις Κεντρική και τις Ανατολικές Η.Π.Α. (Ellingwood & Kinali 2009).

Η τιμή της  $\sigma_{RU}$  εξαρτάται από την ακρίβεια του μοντέλου κατασκευής. Για τις αναλύσεις χρονοϊστοριών των ανωτέρω ερευνητών η τιμή αυτή είναι κατά προσέγγιση ίση με 0.20. Οι αναλύσεις που χρησιμοποιούνται στατικές υπερωθητικές, όπου, για παράδειγμα, το κατακόρυφο φορτίο δε λαμβάνεται υπόψη και η πλαστική συμπεριφορά συμβαίνει μόνο στις αρθρώσεις, οπότε η τιμή θα είναι μεγαλύτερη και λαμβάνεται συνεπώς ίση με 0.30.

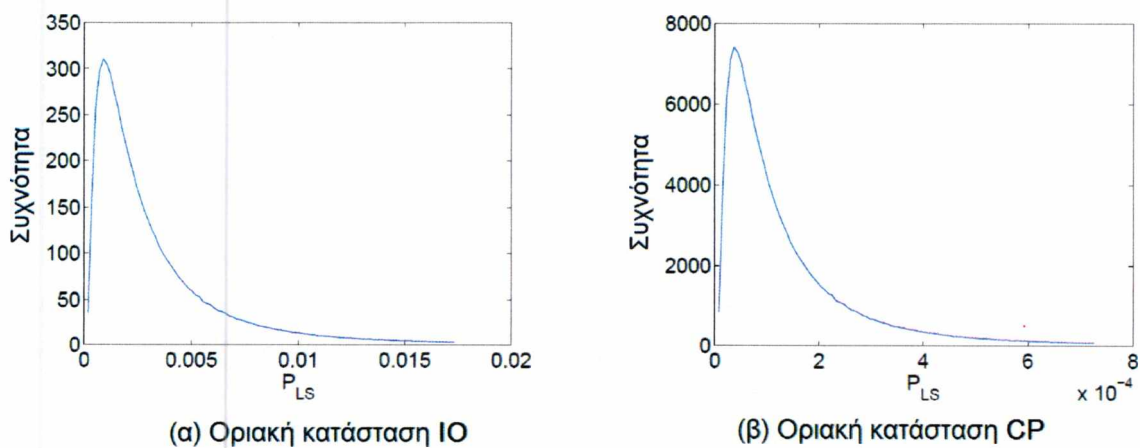
Με αυτές τις τιμές, οι κατανομές συχνότητας των μεταβλητών  $K_0$  και  $M_R$  των EBF απεικονίζονται στο Σχήμα 4.7.



Σχήμα 4.7. Κατανομές συχνότητων

Για διακριτές κατανομές των μεταβλητών  $K_0$  και  $M_R$  υπολογίζεται η τιμή της  $P_{LS}$  για τον κάθε συνδυασμό των ως άνω, από την εξίσωση 4.10. Οι αντίστοιχες συχνότητες υπολογίζονται ως το παράγωγο της πραγματικής συχνότητας για την καθεμία, βλ. Σχήμα 4.7. Η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης,  $P_{LS}$ , μπορεί να βρεθεί απευθείας μέσω απ' ευθείας ολοκλήρωσης ή τη μέθοδο προσομοίωσης Monte Carlo.

Εναλλακτικά, μπορεί να φτιαχτεί ένα ιστόγραμμα, αφού καθοριστεί ο αριθμός διαστημάτων για την  $P_{LS}$ , και υπολογίζοντας τη συχνότητα του κάθε διαστήματος μέσω της αριθμητικής άθροισης της συχνότητας των εμφανίσεων σε κάθε διάστημα και, τέλος, εξισώνοντας την νόρμα με τη μονάδα. Χρησιμοποιώντας τον κατάλληλο αριθμό διαστημάτων και σημείων στις  $K_0$  και  $M_R$ , προκύπτει μία συνεχής καμπύλη για την κατανομή συχνότητας της  $P_{LS}$ . Το Σχήμα 4.8 απεικονίζει αυτές τις καμπύλες για την EBF για τις οριακές καταστάσεις **IO** και **CP**. Η μέση τιμή των καμπύλων μπορεί να βρεθεί και δίνει τη μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας δεδομένης οριακής κατάστασης,  $P_{LS}$ .

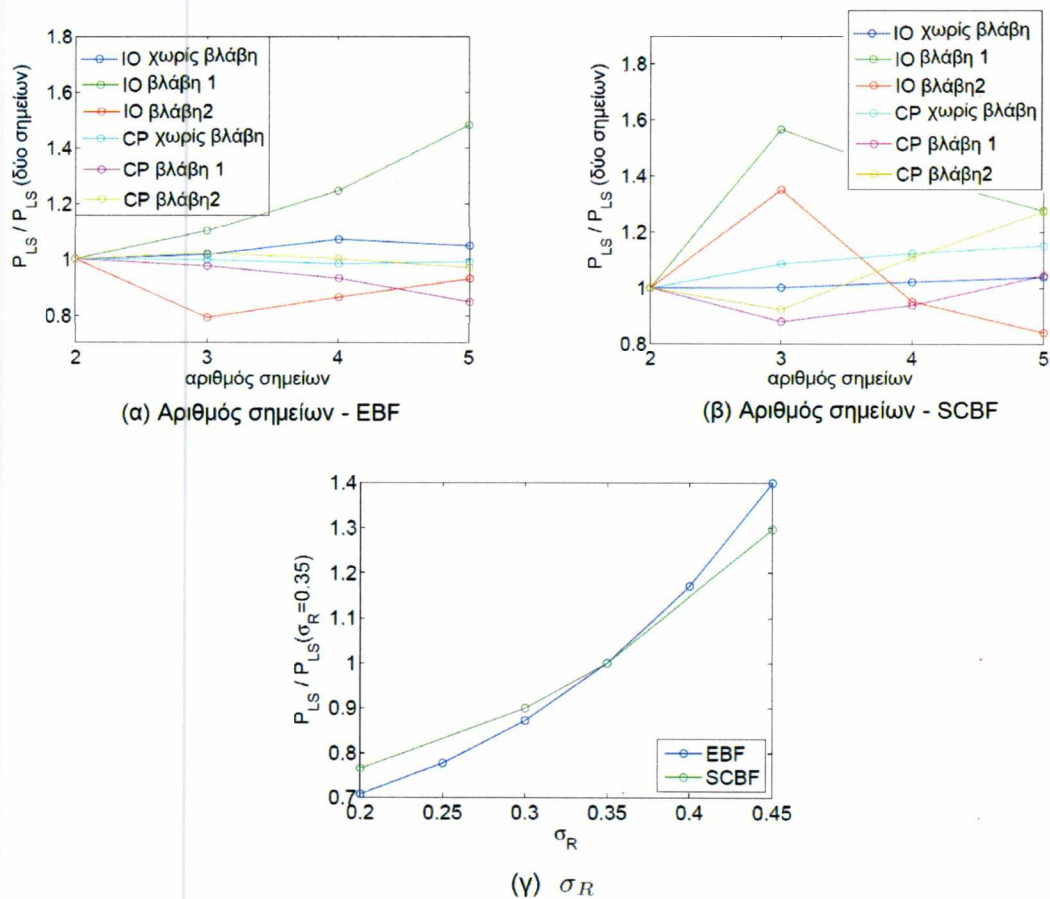


Σχήμα 4.8. Κατανομές συχνότητων για την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης για τα EBF.

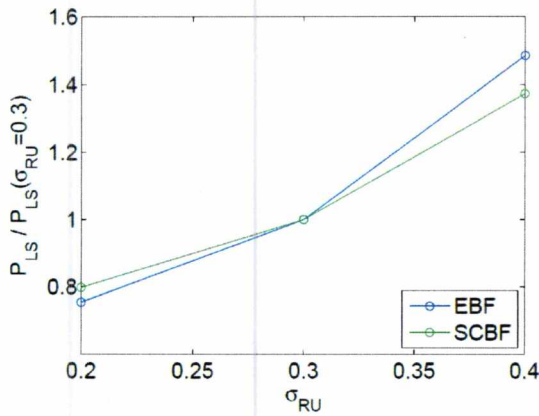
#### 4.3.4 Ανάλυση ευαισθησίας

Οι λογαριθμικές τυπικές αποκλίσεις  $\sigma_R$ ,  $\sigma_{HU}$  και  $\sigma_{RU}$  θέτονται με αβεβαιότητα και ο αριθμός των σημείων που χρησιμοποιούνται στη σχέση ISDA  $-S_a$  θα επηρεάσουν επίσης το αποτέλεσμα. Έχει γίνει μία ανάλυση ευαισθησίας με στόχο να εκτιμηθεί το πιθανό σφάλμα που σχετίζεται με αυτές τις αβεβαιότητες. Έχει υπολογιστεί η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης,  $P_{LS}$ , για πολλούς διαφορετικούς συνδυασμούς, όπου η μία από αυτές τις τιμές αλλάζει και η μία παραμένει σταθερή. Στο Σχήμα 4.9 απεικονίζονται οι καμπύλες, όπου οι τιμές της  $P_{LS}$  διαιρούνται με μία τιμή αναφοράς.

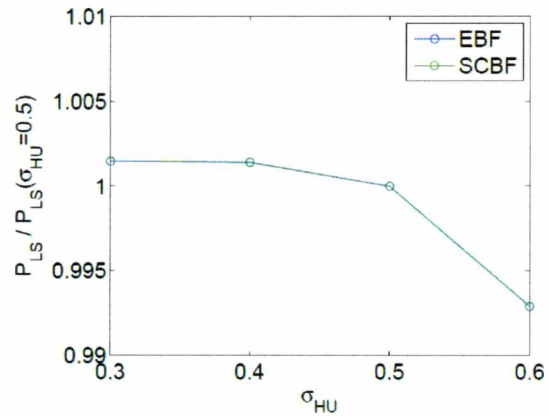
Για την ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη διαφορετικό πλήθος σημείων, η απόκλιση είναι διαφορετική για τις διαφορετικές οριακές καταστάσεις, γεγονός που ισχύει για τις οριακές καταστάσεις **IO** και **CP** για αμφότερα τα δύο είδη των κατασκευών, τόσο χωρίς βλάβη όσο και για τα δύο επιλεγέντα είδη βλαβών. Η κλιμακωθείσα τιμή της  $P_{LS}$  για τις διαφορετικές τιμές των λογαριθμικών τυπικών αποκλίσεων δεν εξαρτάται από την κατάσταση βλάβης και την οριακή κατάσταση, και τούτο καταδεικνύεται και για την EBF αλλά και για την SCBF κατασκευή.



Σχήμα 4.9. Συνεχίζεται



(δ)  $\sigma_{RU}$



(ε)  $\sigma_{HU}$

Σχήμα 4.9. Αναλύσεις ευαισθησίας της  $P_{LS}$ , κλιμακωμένη στη μονάδα για την τεθείσα τιμή

Γίνεται φανερό ότι η τιμή της  $P_{LS}$  εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον αριθμό των σημείων που λαμβάνονται υπόψη στη σχέση ISDA -  $a_g$ . Ιδίως για τις κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες, στην οριακή κατάσταση **IO** η απόκλιση είναι μεγαλύτερη από το 50%.

Η αλλαγή του ποσοστού της  $P_{LS}$  για τις διαφορετικές τιμές της  $\sigma_R$  δεν επηρεάζεται από την οριακή κατάσταση και την κατάσταση βλάβης, καθώς επιρροή ασκεί μόνο η τιμή του συντελεστή μορφής,  $k$ , βλ. εξίσωση 4.11. Το ίδιο ισχύει και για την  $\sigma_{RU}$ , ενώ για την  $\sigma_{HU}$  η αλλαγή στο ποσοστό είναι ανεξάρτητη από την κατάσταση της κατασκευής, καθώς η  $P_{LS}$  είναι ευθέως ανάλογη με την  $K_0$ . Οι τιμές των  $\sigma_R$  και  $\sigma_{RU}$  επηρεάζουν σημαντικά την τιμή της  $P_{LS}$ , αλλά η  $\sigma_{HU}$  δεν την επηρεάζει σχεδόν καθόλου εξαιτίας της γραμμικής σχέσης.

#### 4.4. Πιθανολογική ανάλυση της ευρωστίας

Στην ενότητα 3.3 η ευρωστία αξιολογήθηκε χρησιμοποιώντας την αιτιοκρατική μέθοδο ανάλυσης. Εφόσον οι πιθανότητες αστοχίας υπολογίζονται με τον τρόπο που περιγράφεται στην ενότητα 4.3, η ευρωστία μπορεί να αξιολογηθεί σε πιθανολογική βάση.

Ο πιθανολογικός δείκτης πλεοναστικότητας,  $\beta_R$ , προτάθηκε από τους Frangopol & Curley (1987), και δίνεται από την έκφραση:

$$\beta_R = \frac{\beta_{\text{ανέπαφο}}}{\beta_{\text{ανέπαφο}} - \beta_{\text{σε βλάβη}}} \quad (4.12)$$

όπου  $\beta_{\text{ανέπαφο}}$  είναι ο δείκτης αξιοπιστίας για την κατασκευή που παρέμεινε ανέπαφη και  $\beta_{\text{σε βλάβη}}$  είναι ο δείκτης αξιοπιστίας για την κατασκευή που υπέστη βλάβες. Αν ο δείκτης αξιοπιστίας παραμείνει ο ίδιος για την κατασκευή που υπέστη βλάβες θεωρείται άπειρος, και αν η κατασκευή που έχει υποστεί βλάβες κριθεί χωρίς ικανότητα, τότε ισούται με το ένα.

Ο παράγοντας ανοχής βλαβών που προτάθηκε από τον Lind (1995) δίνεται από τον τύπο:

$$T_d = \frac{P(R_0, S)}{P(R_d, S)} \quad (4.13)$$

ο οποίος αποτελεί και αυτός με τη σειρά του ένα μέτρο της ευρωστίας της κατασκευής. Αυτό το μέτρο είναι ίσο με ένα, αν η πιθανότητα αστοχίας είναι η ίδια για την κατασκευή που έχει παραμείνει ανέπαφη και για εκείνη που υπέστη βλάβες, και με μηδέν αν η πιθανότητα αστοχία; για την κατασκευή που υπέστη βλάβες είναι άπειρη. Εφεξής, αυτό το μέτρο μέτρηση μπορεί να συγκρίνεται με την αιτιοκρατική τιμή της RIF.

#### 4.4.1 Πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι μέσες ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης των οριακών καταστάσεων, και οι δείκτες αξιοπιστίας αντιστοιχούν στις διαφορετικές οριακές καταστάσεις και βλάβες που παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.2. και 4.3. Με βάση αυτές τις τιμές, ο δείκτης διακύμανσης,  $\beta_R$ , και ο παράγοντας ανοχής βλαβών,  $T_d$ , έχουν υπολογιστεί και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4.

Και πάλι οι τιμές από το όριο **SD** δε δίνουν κάποιο στοιχείο, εξαιτίας της διαφοράς στη δυσκαμψία και στα καθορισμένα οριακά σημεία. Οι δύο μετρήσεις δεν είναι συμβατές, καθώς οι τιμές για τη βλάβη 1 στις οριακές καταστάσεις **IO** και **CP** είναι πολύ κοντά στον παράγοντα  $T_d$ , ενώ η τιμή  $\beta_R$  είναι σημαντικά υψηλότερη για το όριο **CP** από ότι για το όριο **IO**.

Πίνακας 4.2. Ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης,  $P_{LS}$ , για την EBF στη  $10^{-2}$ .

	IO	SD	CP
Ανέπ.	0.356	0.349	0.0126
Βλάβη1	0.483	0.345	0.0172
Βλάβη2	5.401	0.170	0.1171

Πίνακας 4.3. Δείκτης αξιοπιστίας,  $\beta$ , για την κάθε οριακή κατάσταση της EBF.

	IO	SD	CP
Ανέπ.	2.691	2.698	3.660
Βλάβη1	2.588	2.702	3.580
Βλάβη2	1.607	2.930	3.043

Πίνακας 4.4: Δείκτες πλεοναστικότητας και παράγοντες ανοχής βλαβών για την κάθε οριακή κατάσταση της EBF.

$\beta_R$	IO	SD	CP
Βλάβη1	26.056	-649.835	45.488
Βλάβη2	2.483	-11.646	5.930
$T_d$	IO	SD	CP
Βλάβη1	0.737	1.013	0.733
Βλάβη2	0.066	2.056	0.108

#### 4.4.2 Πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Όσον αφορά στην SCBF, οι μέσες ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης και οι δείκτες αξιοπιστίας που αντιστοιχούν σε διαφορετικές οριακές καταστάσεις και βλάβες παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.5 και 4.6. Βάσει αυτών των τιμών, ο δείκτης διακύμανσης,  $\beta_R$ , και ο δείκτης ανοχής βλαβών,  $T_d$ , έχουν υπολογιστεί και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.5. Ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης για την SCBF στη  $10^{-5}$ .

	IO	SD	CP
Ανέπ.	0.587	0.390	0.332
Βλάβη1	1.174	0.639	0.141
Βλάβη2	1.640	0.725	0.133

Για την οριακή κατάσταση **IO**, οι τιμές  $T_d$  ποικίλουν, στις περιπτώσεις που η κατασκευή δε φαίνεται να είναι ιδιαίτερα εύρωστη, αλλά οι τιμές  $\beta_R$  είναι υψηλές και

αντιστοιχούν σε μία εύρωστη κατασκευή. Η μεγάλη τιμή δηλώνει ότι οι πιθανότητες υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης είναι γενικά πολύ μικρές, αποδίδοντας ένα μεγάλο δείκτη αξιοπιστίας. Για την οριακή κατάσταση **SD**, οι τιμές  $\beta_R$  είναι αρνητικές και οι τιμές  $T_d$  είναι μεγαλύτερες της μονάδας. Αυτό είναι αποτέλεσμα της καλύτερης σεισμικής απόδοσης των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες σε σύγκριση με τις κατασκευές που παρέμειναν ανέπαφες λόγω της όλκιμης συμπεριφοράς τους.

Πίνακας 4.6. Δείκτης αξιοπιστίας για την κάθε οριακή κατάσταση της SCBF.

	IO	SD	CP
Ανέπ.	4.382	4.470	4.505
Βλάβη1	4.229	4.364	4.683
Βλάβη2	4.153	4.336	4.695

Πίνακας 4.7. Δείκτες πλεοναστικότητας και παράγοντες ανοχής βλαβών για την κάθε οριακή κατάσταση της SCBF.

$\beta_R$	IO	SD	CP
Βλάβη1	28.564	41.944	-25.285
Βλάβη2	19.107	33.294	-23.683
$T_d$	IO	SD	CP
Βλάβη1	0.500	0.611	2.350
Βλάβη2	0.358	0.538	2.492

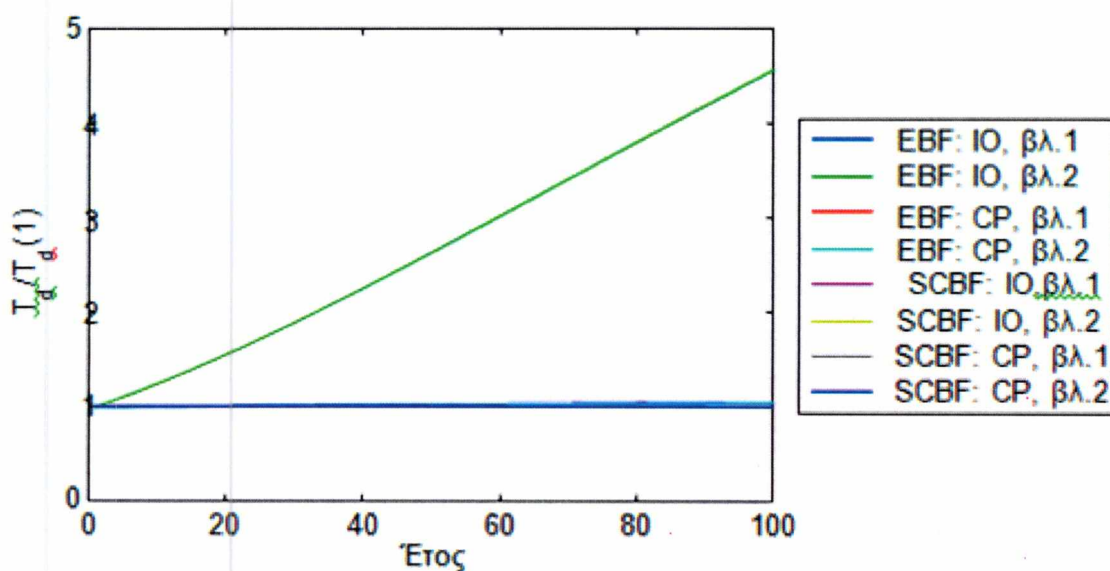
#### **4.5. Σύγκριση**

Οι δύο πιθανολογικές μετρήσεις ευρωστίας είναι δύσκολο να συγκριθούν απευθείας, καθώς οι τιμές κυμαίνονται σε διαφορετικά επίπεδα. Επιπλέον, δεν εκφράζουν το ίδιο πράγμα. Η μέτρηση  $T_d$  λαμβάνει υπόψη μόνο την αναλογία για την ετήσια πιθανότητα κατάρρευσης. Η τιμή  $\beta_R$  είναι η αξιοπιστία της κατασκευής που παρέμεινε ανέπαφη, διαχωρισμένη από τη διαφορά αξιοπιστίας μεταξύ της κατασκευής που παρέμεινε ανέπαφη και της κατασκευής που υπέστη βλάβες. Αν η διαφορά μεταξύ των τιμών είναι μικρή, η τιμή της  $\beta_R$  είναι μεγάλη, αποδίδοντας μία εύρωστη κατασκευή. Αλλά αν η αξιοπιστία της κατασκευής που παρέμεινε ανέπαφη είναι μεγάλη, όπως για την κατασκευή SCBF, καθιστά και την τιμή  $\beta_R$  μεγάλη. Αυτό σημαίνει, επίσης, ότι ο δείκτης αξιοπιστίας που βασίζεται στην ευρωστία για την οριακή κατάσταση **CP** είναι σε γενικές γραμμές μεγαλύτερος από ότι στην

οριακή κατάσταση **IO**, καθώς η ετήσια πιθανότητα κατάρρευσης είναι γενικά μικρότερη από την ετήσια πιθανότητα διαρροής, όπως συμβαίνει σε μικρότερης έντασης σεισμούς.

Η ανάλυση ευαισθησίας της ενότητας 4.3.4 δείχνει ότι η μέτρηση  $T_d$  δε θα επηρεαστεί από την επιλογή της  $\sigma_R$ ,  $\sigma_{HU}$  και  $\sigma_{RU}$ , καθώς οι τιμές θα επηρεάσουν την  $P_{LS}$  για τις κατασκευές που παρέμειναν ανέπαφες και εκείνες που υπέστησαν βλάβες με την ίδια αναλογία. Στην πραγματικότητα, οι μόνες τιμές που επηρεάζουν τον  $T_d$  είναι οι  $a$ ,  $b$  και  $k$ , όπως φαίνεται και από τις εξισώσεις 4.11 και 4.5. Δεν ισχύει το ίδιο για την  $\beta_R$ , καθώς επηρεάζεται και από άλλες τιμές.

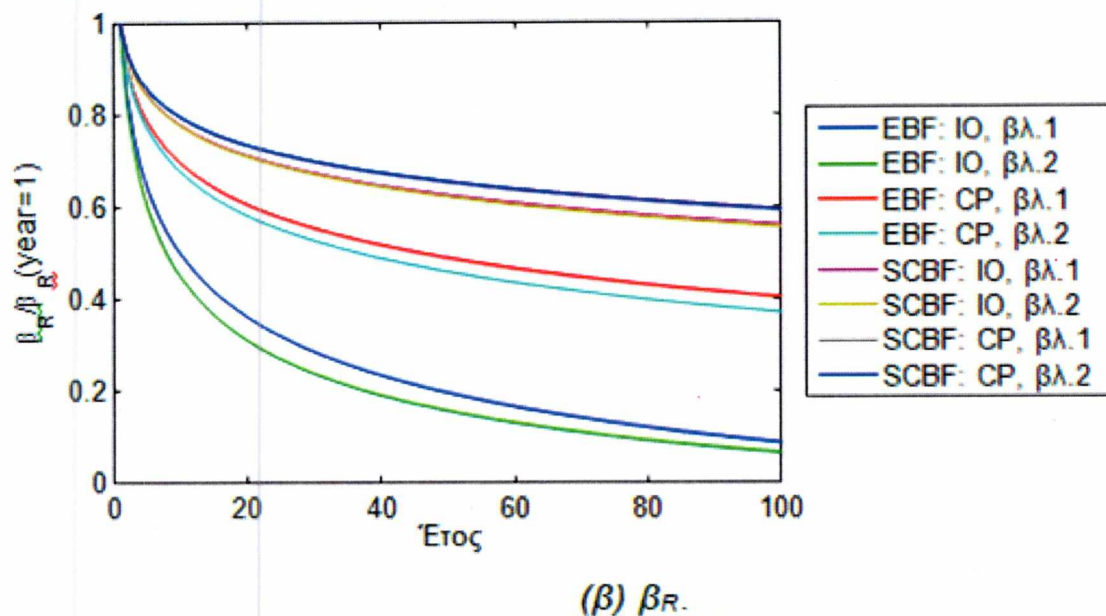
Και οι δύο δείκτες ευρωστίας υπολογίστηκαν με βάση την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης, αλλά μπορεί να έχει ενδιαφέρον να εξετάσουμε την πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης κατά τη διάρκεια ζωής των κατασκευών, καθώς αυτό θα επηρεάσει τους δείκτες. Το Σχήμα 4.10 απεικονίζει τους δύο δείκτες, οι οποίοι διαχωρίζονται από την τιμή που υπολογίζεται με βάση την ετήσια πιθανότητα, καθώς λαμβάνεται υπόψη η συνάρτηση του συνόλου των ετών.



(α)  $T_d$ .

Σχήμα 4.10. Συνεχίζεται





Σχήμα 4.10. Η ευαισθησία των  $T_d$  και  $\beta_R$  εξαρτώμενη από το σύνολο των ετών.

Όταν η EBF βρίσκεται στην οριακή κατάσταση **IO** για κατάσταση βλάβης 2, όπου η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης είναι μεγάλη, βλ. Πίνακα 4.2, η τιμή  $T_d$  αυξάνεται κατά περίπου 450% όταν υπολογίζεται με αναλογία 100 έτη προς 1. Αλλά για όλες τις άλλες περιπτώσεις, με μικρότερη ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης, η διακύμανση για το διάστημα των 100 ετών φτάνει στο 6%.

Η τιμή  $\beta_R$ , από την άλλη, μειώνεται μεταξύ του 10% και του 60% της τιμής για ένα έτος, και πάλι στην πλειοψηφία των περιπτώσεων η πιθανότητα κατάρρευσης είναι υψηλή.

#### 4.6. Σύνοψη

Στην πιθανολογική εκτίμηση της ευρωστίας, η αξιολόγηση βασίστηκε στην ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης, όπου λαμβάνονται υπόψη σημαντικές αβεβαιότητες τόσο για την ικανότητα όσο και για την απαίτηση.

Οι οριακές καταστάσεις ορίστηκαν αρχικά αναφορικά με την ISDA, η οποία βρέθηκε μέσω της υπερωθητικής ανάλυσης. Χρησιμοποιώντας την υπάρχουσα σχέση μεταξύ της μέγιστης επιτάχυνσης των σεισμών και της επαγόμενης ISDA, τα όρια εκφράζονται αντ' αυτού σύμφωνα με τη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους. Λαμβάνονται υπόψη οι αβεβαιότητες που συνδέονται και με τα δύο βήματα και με βάση αυτές τις τιμές βρίσκονται οι καμπύλες ευθραυστότητας. Έτσι βρίσκεται η πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης για μία δεδομένη επιτάχυνση εδάφους.

Το επόμενο βήμα ήταν να εξεταστεί η σχέση μεταξύ της μέγιστης επιτάχυνσης και της ετήσιας πιθανότητας εμφάνισης, έτσι ώστε να υπολογιστεί η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης. Ελήφθησαν υπόψη οι γνωσιολογικές αβεβαιότητες που συνδέονται με το κατασκευαστικό μοντέλο και το μοντέλο του σεισμού, με σκοπό να υπολογιστεί η συνάρτηση κατανομής της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης.

Η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης υπολογίστηκε για τις τρεις οριακές καταστάσεις για τις κατασκευές που παρέμειναν ανέπαφες και εκείνες που υπέστησαν βλάβες. Σύμφωνα με τις παραπάνω τιμές υπολογίστηκαν οι τιμές του παράγοντα ανοχής στις βλάβες,  $T_d$ , για την κάθε περίπτωση. Όταν η EBF έχει υποστεί βλάβη επιπέδου 1, βρέθηκε ότι η τιμή του  $T_d$  είναι πολύ μεγαλύτερη από όταν η βλάβη είναι επιπέδου 2. Για την SCBF οι τιμές για τις δύο καταστάσεις βλαβών ήταν μεγαλύτερες του δύο, γεγονός που σημαίνει ότι η ετήσια πιθανότητα κατάρρευσης είναι δύο φορές μεγαλύτερη για την κατασκευή που παρέμεινε ανέπαφη σε σχέση με εκείνη που υπέστη βλάβες.

Ο δείκτης αξιοπιστίας υπολογίστηκε με βάση τις ετήσιες πιθανότητες κατάρρευσης και οι δείκτες πλεοναστικότητας,  $\beta_R$ , υπολογίστηκαν με βάση τις τελευταίες. Για την EBF ο δείκτης είναι σημαντικά μεγαλύτερος για την κατάσταση βλάβης 1 από ότι για την κατάσταση 2 για τις οριακές καταστάσεις **IO** και **CP**. Για την SCBF και οι δύο τιμές για την **CP** ήταν αρνητικές, ως αποτέλεσμα της μεγαλύτερης ικανότητας για τις κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες.

Η ανάλυση ευαισθησίας έδειξε ότι η τιμή του  $T_d$  επηρεάστηκε μόνο από την τιμή του συντελεστή μορφής  $k$ . Οι μεταβλητές  $a$  και  $b$  αποδίδουν τη σχέση ανάμεσα στη μέγιστη επιτάχυνση και την ISDA, ενώ όλες οι άλλες τιμές έδειξαν ίδια ποσοστιαία αλλαγή για τις ανέπαφες κατασκευές και εκείνες που υπέστησαν βλάβες. Επιπλέον, ευαισθησία βρέθηκε μόνο στον αριθμό των ετών που υπολογίστηκαν στη μία περίπτωση, ενώ η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης του ορίου **IO** ήταν πολύ υψηλή.

Αντίθετα, η τιμή της  $\beta_R$  επηρεάστηκε από την επιλογή των αβεβαιοτήτων και από τον αριθμό των ετών που λαμβάνονται υπόψη.

## Κεφάλαιο 5: Ανάλυση Διακινδύνευσης (ρίσκου)

Στα Κεφάλαια 3 και 4 η ευρωστία των κατασκευών, αξιολογήθηκε με βάση την αιτιολογική και την πιθανολογική μέθοδο αντίστοιχα. Αυτές οι μετρήσεις μας δίνουν στοιχεία για τις διαφορετικές συμπεριφορές μεταξύ των ανέπαφων και των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη λήψη αποφάσεων, στην περίπτωση που μελετώνται διαφορετικά σχέδια. Αυτές οι μετρήσεις, ωστόσο, δε λαμβάνουν υπόψη το κόστος μίας πιο εύρωστης κατασκευής, το οποίο πιθανότατα θα είναι μεγαλύτερο από μία λιγότερο εύρωστη κατασκευή, ενώ το αντίστοιχο πιθανό κόστος (συνεπαγόμενο) μίας πιθανής αστοχίας θα είναι μικρότερο για την πιο εύρωστη κατασκευή. Η καλύτερη επιλογή σχεδίου θα είναι εκείνη με το μικρότερο πιθανό συνολικό κόστος κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Το συνολικό κόστος θα πρέπει να υπολογίζεται για όλο το υπό μελέτη σύστημα. Όπως σκιαγραφείται στο Σχήμα 5.1, το συνολικό σύστημα υπερβαίνει την ίδια την κατασκευή, καθώς μία πιθανή κατάρρευση μπορεί να επηρεάσει και τα υπόλοιπα κτήρια, την υποδομή, ή το περιβάλλον, αν γίνονται σημαντικές εργασίες στο ίδιο το κτήριο ή κοντά σε αυτό.

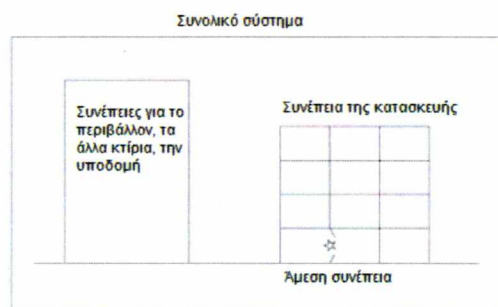
Στο συνολικό κόστος θα πρέπει να συμπεριλαμβάνονται τα πάντα: τα κατασκευαστικά έξοδα, τα επισκευαστικά έξοδα, στην περίπτωση που η κατασκευή υποστεί βλάβες, η απώλεια ανθρώπινων ζωών καθώς και το κοινωνικό κόστος που μπορεί να έχει η κατάρρευση μίας κατασκευής. Το συνολικό κόστος,  $C_T$ , βρίσκεται από τον τύπο:

$$C_T = C_I + R \quad (5.1)$$

όπου  $C_I$  είναι τα οικοδομικά έξοδα και  $R$  είναι η διακινδύνευση που σχετίζεται με τις επιπτώσεις που έχει μία αστοχία.

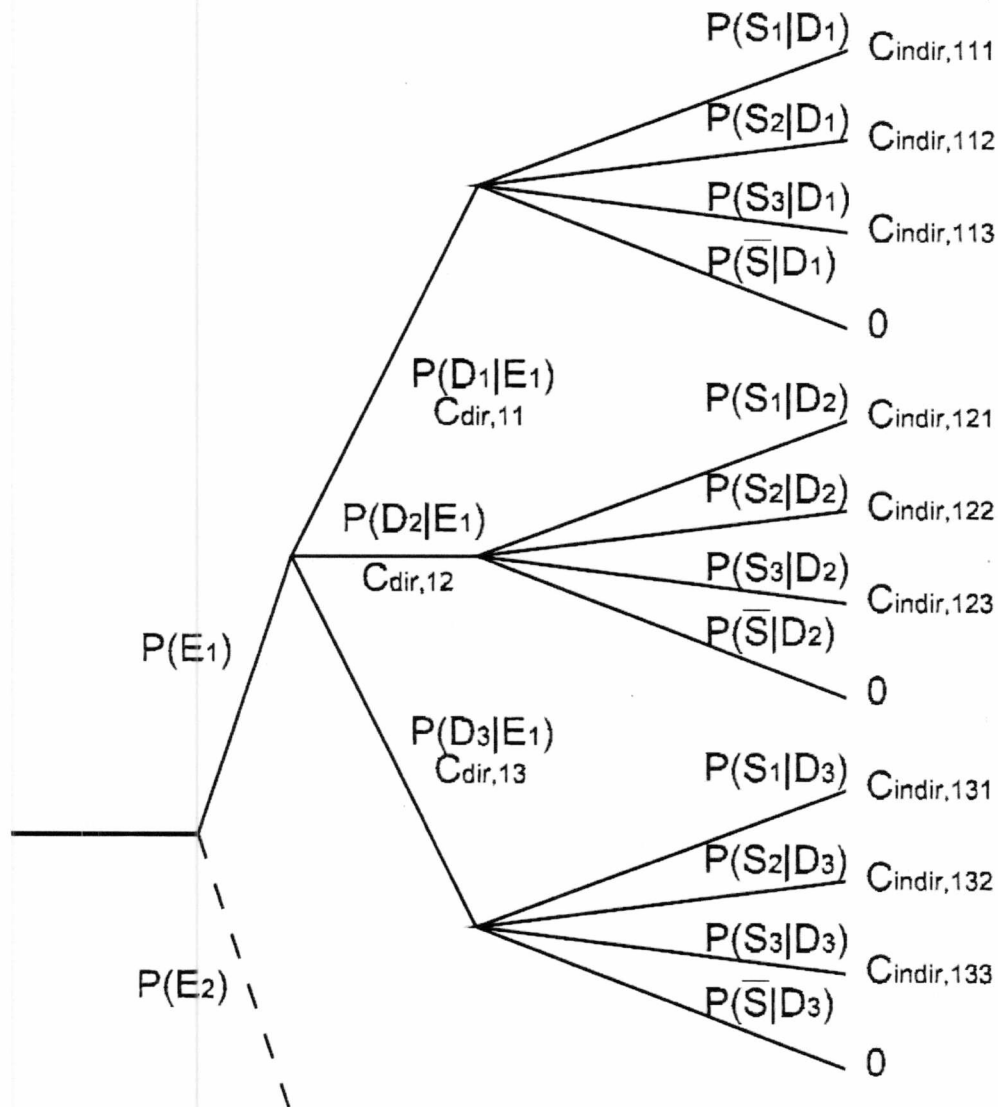
Η τελευταία βρίσκεται από τον τύπο:

$$R = R_{dir} + R_{indir} = \sum_i \sum_j C_{dir,ij} P(D_j/E_i) P(E_i) + \sum_i \sum_j \sum_k C_{indir,ijk} P \frac{S_k}{D_j} P \frac{D_j}{E_i} P E_i \quad (5.2)$$



Σχήμα 5.1. Ορισμός του συνολικού συστήματος.

$C_{indir,ijk}$  είναι η συνέπεια (κόστος) της υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης  $S_k$  δοθείσας μίας τοπικής βλάβης  $D_j$ , εξαιτίας της έκθεσης  $E_j$ , και  $C_{dir,ij}$  είναι η συνέπεια (κόστος) μίας τοπικής βλάβης. Ένα δένδρο γεγονότων απεικονίζεται στο Σχήμα 5.2. Όπως φαίνεται εκεί, στην ανάλυση είναι δυνατό να συμπεριληφθούν περισσότερες οριακές καταστάσεις, με τη μεταβλητή  $S_k$ , π.χ. οι οριακές καταστάσεις **IO**, **SD** και **CP**, όπου η πιθανότητα να συμβεί ένα περιστατικό είναι μεγαλύτερη για την οριακή κατάσταση **IO**, αλλά οι συνέπειες είναι μεγαλύτερες για την οριακή κατάσταση **CP**.



Σχήμα 5.2. Δένδρο γεγονότων

Οι εκθέσεις (exposures) θα μπορούσαν να οφείλονται σε σχεδιαστικό σφάλμα, κακή εκτέλεση, επίδραση από άλλες κατασκευές ή άλλους λόγους, και για κάθε έκθεση υπάρχει μία

πιθανότητα περιστατικού,  $P E_i$  . Για κάθε έκθεση υπάρχει μία πιθανότητα η κατασκευή να υποστεί κάποια βλάβη,  $P D_j / E_i$  .

Η τοπική βλάβη αυτή θα μπορούσε να έχει μία συνέπεια  $C_{dir,ij}$ , αλλά υπάρχει και η πιθανότητα  $P (S_k/D_j)$  η τοπική βλάβη να οδηγήσει στην υπέρβαση μίας οριακής κατάστασης σε επίπεδο συστήματος, γεγονός που επιφέρει συνέπειες  $C_{indir,ijk}$  . Παραδείγματα από εκθέσεις και πιθανότητες βλαβών παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1, όπου  $D_1$  είναι η ανέπαφη κατάσταση, όπου δεν υπάρχει τοπική ζημιά, και  $D_2$  και  $D_3$  είναι οι διαφορετικές καταστάσεις βλαβών.

Πίνακας 5.1. Παραδείγματα εκθέσεων και πιθανοτήτων βλαβών από αυτές.

$E$	$P(E)$	$P(D_1 E)$	$P(D_2 E)$	$P(D_3 E)$
Μεγ. Σχεδ. Λαθος	0.001	0.4	0.35	0.25
Μικρό Σχεδ. Λαθος	0.05	0.9	0.05	0.05
Μεγάλη Επίδρ.	0.005	0.2	0.3	0.5
Μικρή Επίδρ.	0.04	0.4	0.4	0.2

### 5.1. Αναλύσεις

Αν υπολογιστούν οι διαφορετικές κατασκευαστικές διατάξεις, η καλύτερη επιλογή θα είναι εκείνη που το συνολικό κόστος,  $C_T$ , είναι μικρότερο. Στις προηγούμενες αναλύσεις αυτού του έργου, είχε υποτεθεί ότι μπορεί να είχε υποστεί βλάβη το υποστύλωμα. Αν όλα τα υποστηλώματα είχαν κεντρικό ρόλο (προεξάρχοντα στοιχεία/μέλη), τότε ο σχεδιασμός θα ήταν πιο ακριβός, αλλά η πιθανότητα ένα υποστύλωμα να υπέστη βλάβη θα είναι μικρότερη, και η ετήσια πιθανότητα κατάρρευσης από σεισμό θα είναι μικρότερη.

Για μία κατασκευή που δεν είναι αντισεισμικά σχεδιασμένη, ένας σεισμός θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί ως μια έκθεση για την αξιολόγηση της ευρωστίας της. Σε αυτήν την περίπτωση, ωστόσο, ο σεισμός θεωρείται το κρισιμότερο φορτίο για το οποίο έχει σχεδιαστεί και λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή  $P(S_k/D_j)$ . Αυτός ο συντελεστής αντιστοιχεί στην ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης εξαιτίας των σεισμών και υπολογίστηκε, για τις ανέπαφες κατασκευές και εκείνες που έχουν υποστεί βλάβες, στο Κεφάλαιο 4.

Για να μπορέσουμε να συγκρίνουμε τα δύο σχέδια, θα πρέπει να διενεργηθούν παρόμοιες αναλύσεις και για τα δύο κατασκευαστικά μοντέλα. Εδώ, υποθέτουμε ότι η αλλαγή στο σχέδιο επηρεάζει μόνο την πιθανότητα μίας βλάβης  $D_j$ , δοθείσας της έκθεσης  $E_i$ , και της  $P(D_j/E_i)$ . Αν η ανέπαφη κατασκευή θεωρηθεί ότι ως κατάσταση βλάβης και αυτή,

τότε το σύνολο  $\sum_j P(D_j/E_i)$  ισούται με ένα. Οι υποτιθέμενες τιμές για την πιθανότητα της κάθε βλάβης, δεδομένης της έκθεσης, δίνονται στον Πίνακα 5.2 και για τα δύο σχέδια. Το σχέδιο 2 είναι το πιο ακριβό, όπου η πιθανότητα βλάβης είναι μικρότερη και θα μπορούσε να είναι η περίπτωση όπου τα υποστυλώματα θεωρούνται μέλη - κλειδιά (προεξάρχοντα).

Με αυτές τις τιμές και τις ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης, οι οποίες έχουν υπολογιστεί στο Κεφάλαιο 4, μπορεί να βρεθεί το αναμενόμενο συνολικό κόστος για τα δύο σχέδια, αν η πιθανότητα έκθεσης, τα κατασκευαστικά κόστη, οι συνέπειες των βλαβών και οι συνέπειες υπέρβασης των οριακών καταστάσεων είναι γνωστά. Για λόγους παραδείγματος, λαμβάνονται υπόψη μόνο η άμεση συνέπεια της βλάβης,  $C_{dir}$  και η κατάρρευση,  $C_{CP}$ . Για την ανέπαφη κατάσταση  $D_1$ , το  $C_{dir}$  ισούται με μηδέν. Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζεται η πιθανότητα κατάρρευσης (έμμεση συνέπεια), δεδομένης της βλάβης και η έκθεση υπολογίζονται από τον τύπο  $P(CP/E) = P(CP/D_j)P(D_j/E)$  με τις τιμές του Πίνακα 5.2 και τις τιμές που βρέθηκαν στο Κεφάλαιο 4 για την EBF.

Πίνακας 5.2. Υποθεθείσα πιθανότητα για την κάθε κατάσταση βλάβης και για τα δύο σχέδια.

$P(D_j/E)$	Σχέδιο 1	Σχέδιο 2
$D_1$ ανέπαφη	0.7	0.85
$D_2$ βλάβη 1	0.2	0.1
$D_3$ βλάβη 2	0.1	0.05

Πίνακας 5.3. Πιθανότητα κατάρρευσης, δεδομένης της βλάβης, και πιθανότητα κατάρρευσης, δεδομένης της έκθεσης για την EBF.

	$P(CP/D_j)$		$P(CP/E)$
	Σχέδια 1 και 2	Σχέδιο 1	Σχέδιο 2
	$10^{-3}$	$10^{-3}$	$10^{-3}$
$D_1$ ανέπαφη	0.126	0.0882	0.1071
$D_2$ βλάβη 1	0.172	0.0344	0.0172
$D_3$ βλάβη 2	1.171	0.1171	0.0585
$P(CP/E)$		0.2397	0.1829

Για λόγους απλοποίησης, η πιθανότητα έκθεσης,  $P(E)$ , ορίζεται ίση με ένα, και το συνολικό κόστος,  $C_T$ , υπολογίζεται συναρτήσει των συνεπειών της κατάρρευσης,  $C_{CP}$ . Όταν

λαμβάνεται υπόψη μόνο το κόστος των δύο σχεδίων,  $\Delta C_I$ , και όχι η συνολική τιμή  $C_I$ , το συνολικό κόστος μπορεί να βρεθεί από τον τύπο:

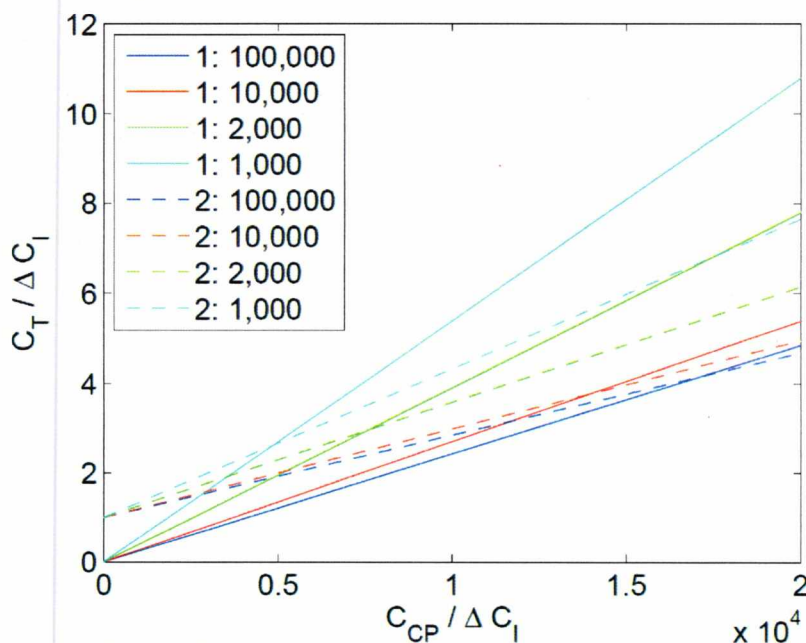
$$C_T = \sum_{j=1}^3 (C_{dir} \cdot P(D_j/E) + C_{CP} \cdot P(CP/E) + \Delta C_I) \quad (5.3)$$

Οι τιμές παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3 για τις διαφορετικές τιμές της αναλογίας μεταξύ των συνεπειών της κατάρρευσης και των άμεσων συνεπειών,  $C_{CP}/C_{dir}$ , για τα δύο διαφορετικά σχέδια, και οι συντεταγμένες για τα σημεία τομής παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4.

Αυτήν η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για να βρεθεί το καλύτερο σχέδιο ανάμεσα από πολλά πιθανά. Σύμφωνα με το παράδειγμα όπου  $C_{CP}/C_{dir} = 10.000$ , θα πρέπει να επιλεγεί το σχέδιο 1, αν η αναλογία μεταξύ του κόστους κατάρρευσης και του αρχικού επιπρόσθετο κόστος είναι μικρότερο από περίπου 14.000, και το σχέδιο 2 θα πρέπει να επιλεγεί, αν το κλάσμα είναι περισσότερο από 14.000. Η κλίση των γραμμών αλλάζει αν επιλεγούν άλλες τιμές της  $P(E)$  και  $P(D_j/E)$ .

Πίνακας 5.4. Σημεία τομής

$C_{CP}/C_{dir}$	$C_{CP}/\Delta C_I$	$C_T/\Delta C_I$
100000	17140	4.16
10000	13920	3.75
2000	7600	2.96
1000	4840	2.61



Σχήμα 5.3. Αναμενόμενο συνολικό κόστος συναρτήσει της συνέπειας κατάρρευσης για την EBF. Τα σχέδια 1 και 2 σημαίνονται με τους αριθμούς 1 και 2 αντίστοιχα, και 100.000, 10.000, 2.000 και 1.000 είναι οι τιμές για τις  $C_{CP}/C_{dir}$ .

### 5.1.1 Δείκτης ευρωστίας

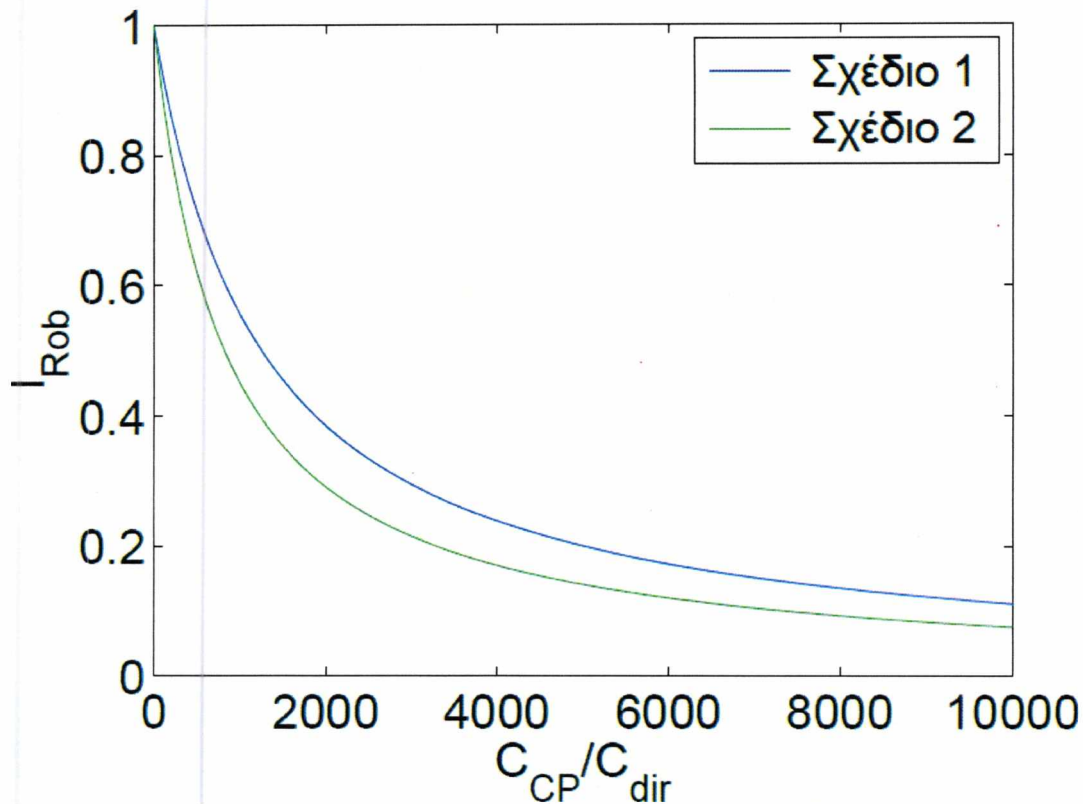
Ως εναλλακτική επιλογή, ο δείκτης ευρωστίας, με βάση την διακινδύνευση  $I_{ROB}$  μπορεί να βρεθεί από τον τύπο:

$$I_{Rob} = \frac{R_{dir}}{R_{dir} + R_{indir}} \quad (5.4)$$

όπου  $R_{dir}$  είναι το άμεσο ρίσκο που σχετίζεται με την τοπική βλάβη και η  $R_{indir}$  είναι το έμμεσο ρίσκο που σχετίζεται με την κλιμακούμενη βλάβη (Baker et.al. 2008). Το άμεσο ρίσκο μπορεί να συνδέεται με τη βλάβη που υφίσταται το υποστύλωμα, όπου οι συνέπειες είναι πιθανόν μικρές, και το έμμεσο μπορεί να συνδέεται με την ολική κατάρρευση, όπου οι επιπτώσεις είναι μεγαλύτερες. Επομένως, η πιθανότητα κατάρρευσης, δεδομένου του τύπου βλάβης, θα πρέπει να ελαχιστοποιηθεί για να αυξηθεί ο δείκτης ευρωστίας (μεγαλύτερη ευρωστία).

Για τα δύο σχέδια ο δείκτης ευρωστίας με βάση την διακινδύνευση βρίσκεται συναρτήσει της αναλογίας των συνεπειών της κατάρρευσης και των άμεσων επιπτώσεων  $C_{CP}/C_{dir}$  και φαίνεται στο Σχήμα 5.4.





Σχήμα 5.4. Δείκτης ευρωστίας.

Σε αυτήν την περίπτωση ο δείκτης ευρωστίας με βάση την διακινδύνευση είναι μεγαλύτερος για το σχέδιο 1, παρόλο που το σχέδιο 2 έχει μικρότερο ρίσκο. Αλλά, επειδή τόσο το άμεσο όσο και το έμμεσο ρίσκο είναι μεγαλύτερο για το σχέδιο 1, καθώς για το σχέδιο 2 αλλάζει μόνο η τιμή της  $P(D_j/E)$ , αυτό είναι πιθανό. Αν, από την άλλη, η τιμή κατάρρευσης, δεδομένης της βλάβης,  $P(S_k/D_j)$  άλλαζε, το αποτέλεσμα θα ήταν διαφορετικό.

Αυτό το παράδειγμα αποδεικνύει ότι ο δείκτης ευρωστίας με βάση την διακινδύνευση, δεν είναι πάντοτε συμβατός με μία πλήρη ανάλυση ρίσκου, και στο εν λόγω παράδειγμα ο δείκτης ευρωστίας με βάση το ρίσκο δεν αποτελεί ουσιαστικό μέσο μέτρησης για την αξιολόγηση της ευρωστίας για τα δύο διαφορετικά σχέδια.

## 5.2. Περίληψη

Η ανάλυση διακινδύνευσης είναι ο πιο ολοκληρωμένος τρόπος να αξιολογηθεί η ευρωστία και να επιλεγεί το καλύτερο σχέδιο μεταξύ πολλών άλλων. Το ελάττωμα της εν λόγω μεθόδου έχει να κάνει πολύ με το πλεονέκτημά της, καθώς χρειάζονται πολλά στοιχεία για να γίνει μία ολοκληρωμένη ανάλυση. Τα αποτελέσματα στα οποία καταλήξαμε σε αυτό

το Κεφάλαιο δεν μπορούν να συγκριθούν με άλλες μεθόδους, εξαιτίας των περιορισμένων γνώσεων για τις τιμές που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση.

Η παραπάνω διαδικασία δείχνει τον τρόπο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ανάλυση ρίσκου για να αξιολογηθεί η ευρωστία αλλά και να ιεραρχηθούν περισσότερα σχέδια, εξαιτίας του αναμενόμενου συνολικού κόστους που έχει το καθένα. Σε αυτήν την ανάλυση οι ζημιές συνδέονται μεταξύ τους σε μία συνολική ανάλυση, αντί να παρουσιάζονται ξεχωριστά η καθεμία.

Η τιμή του δείκτη ευρωστίας με βάση το ρίσκο εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την αναλογία μεταξύ των επιπτώσεων της κατάρρευσης και των άμεσων επιπτώσεων μίας βλάβης, βλ. Σχήμα 5.4. Αλλά όπως έδειξε και η παρούσα ανάλυση, η χρήση της αποκτά νόημα μόνο αν τα δύο διαφορετικά σχέδια έχουν διαφορετική τιμή για την πιθανότητα κατάρρευσης, δεδομένης της βλάβης  $P(S_k/D_j)$ . Αν μία κατασκευή δεν έχει υλοποιηθεί με αντισεισμικές προδιαγραφές θα υπήρχε μεγάλη διαφορά στην τιμή της  $P(S_k/D_j)$  και ο δείκτης ευρωστίας της κατασκευής που έχει αντισεισμικές προδιαγραφές θα ήταν μεγαλύτερος.

Για να έχει νόημα αυτήν η ανάλυση, η βλάβη θα πρέπει με κάποιον τρόπο να έχει προκληθεί από σεισμό ή να υπάρχει κάποιο λανθάνον σφάλμα για παράδειγμα στο σχέδιο. Αν η βλάβη προκλήθηκε ως μία επίπτωση, ανεξάρτητη από το σεισμό, θα επισκευαζόταν σε σύντομο χρονικό διάστημα και με μία πολύ μικρή πιθανότητα να εκδηλωθεί σεισμός σε αυτό το περιορισμένο χρονικό διάστημα. Όσον αφορά στο λανθάνον σχεδιαστικό σφάλμα, η επιτόπια βλάβη δε θα έχει επιπτώσεις μέχρις ότου εκδηλωθεί ένας σεισμός, καθώς σε αυτήν την περίπτωση θα είχε ήδη εντοπιστεί και επισκευαστεί. Αυτή η συνθήκη δε λαμβάνεται υπόψη στο συγκεκριμένο παράδειγμα, καθώς η πιθανότητα εκδήλωσης ενός σεισμού θα είχε επηρεάσει το λανθάνον σφάλμα στο βαθμό που αυτό θα αποτυπωνόταν ως έλλειψη ενός υποστρώματος, με τις επακόλουθες επιπτώσεις.

## Κεφάλαιο 6: Σύνοψη και Συμπεράσματα

### 6.1. Γενική Σύνοψη

Στην παρούσα Εργασία ασχολήθηκε με τον προσδιορισμό της ευρωστίας δύο τύπων αντισεισμικά σχεδιασμένων χαλύβδινων κατασκευών σε περιοχές υψηλής (Σιάτλ) και χαμηλής σεισμικής επικινδυνότητας (Ατλάντα). Στην παρούσα ανάλυση μελετήθηκε μόνο ο παράγοντας της ευρωστίας σε συνδυασμό με τα οριζόντια φορτία και χρησιμοποιήθηκε η αιτιολογική ανάλυση, η πιθανολογική ανάλυση και η ανάλυση διακινδύνευσης.

Η σεισμική αντίσταση και των δύο κατασκευών ήταν εξασφαλισμένη από συνδέσμους δυσκαμψίας στις προσόψεις, με πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (EBF) για το Σιάτλ και πλαίσιο με μη έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF) για την Ατλάντα. Και για τις δύο κατασκευές έχει μορφωθεί ένα επίπεδο μοντέλο για κάθε πρόσοψη και χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικές αρθρώσεις για να αναπαρασταθεί, η μετά τη διαρροή, συμπεριφορά των στοιχείων. Μη γραμμικές, στατικές, υπερωθητικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν για να μελετηθεί η γενικά μη γραμμική συμπεριφορά των μοντέλων και εξετάστηκαν διαφορετικές διατάξεις για να μελετηθεί η ευαισθησία του μοντέλου. Η SCBF βρέθηκε ότι έχει πολύ περιορισμένη ολκιμότητα, καθώς δεν ισορρόπησε μετά την πρώτη αστοχία των συνδέσμων σε θλίψη. Αυτό μπορεί να οφείλεται στους περιορισμούς του προγράμματος και φάνηκε αυτή η πιθανότητα ακριβώς επειδή κάποιο τυχαίο μοντέλο από τα εξεταζόμενα τελικά ισορρόπησε. Η μέθοδος με βάση την επιτελεστικότητα στο ATC-40 1996 χρησιμοποιήθηκε για να μελετηθεί η επιτελεστικότητα των κατασκευών με τη χρήση pushover αναλύσεων και τα φάσματα αποκρίσεως από τις τοποθεσίες.

Η ευρωστία των κατασκευών εξετάστηκε με τη μελέτη των διαφορετικών ικανοτήτων των ανέπαφων κατασκευών και εκείνων που έχουν υποστεί βλάβες, όπου αφαιρέθηκε το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου. Μελετήθηκαν τρεις οριακές καταστάσεις που αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή (IO), τη βλάβη της κατασκευής (SD) και την κατάρρευση (CP). Τα όρια μετατόπισης ορίστηκαν με βάση τις καμπύλες ικανότητας, ενώ ο ορισμός του ορίου SD βρέθηκε ότι δεν προσέδωσε σημαντικά στοιχεία σε αυτήν την ανάλυση, όπου μελετήθηκαν οι κατασκευές που υπέστησαν βλάβες. Οι οριακές καταστάσεις συνδέθηκαν με τις τιμές της επιτάχυνσης εδάφους, όπου χρησιμοποιήθηκε μία γραμμή παλινδρόμησης διαμέσου των σημείων. Η προσέγγιση δεν ήταν πολύ συμβατή με τα αποτελέσματα της επαναληπτικής ανάλυσης. Επομένως, βρέθηκαν μόνο δύο σημεία που θεωρήθηκαν ότι είναι

κοντά στην κατάσταση κατάρρευσης και χρησιμοποιήθηκαν για να δώσουν το καλύτερο αποτέλεσμα.

Γενικά, οι κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες θα μπορούσαν να αντισταθούν σε ένα μικρότερο στατικό φορτίο, συγκριτικά με την ανέπαφη δομή. Ωστόσο, όταν εξετάστηκε η αντίσταση στις σεισμικές δονήσεις βρέθηκε ότι η γενική ολκιμότητα ήταν πολύ σημαντικός παράγοντας για την ικανότητά τους, η οποία μετρήθηκε με βάση την επιτάχυνση εδάφους. Επομένως, η SCBF ήταν σε θέση να αντισταθεί σε μεγαλύτερη επιτάχυνση εδάφους στις περιπτώσεις βλαβών, συγκριτικά με την ανέπαφη κατασκευή, εξαιτίας της πιο όλκιμης συμπεριφοράς της. Για την EBF η ανέπαφη κατασκευή συμπεριφέρθηκε καλύτερα, αλλά παρατηρήθηκε μεγάλη διαφορά μεταξύ των δύο καταστάσεων βλαβών. Ως μέτρο ευρωστίας χρησιμοποιήθηκε ο παράγων παραμένουσας επίδρασης (RIF) και η ικανότητα μετρήθηκε με βάση τη φόρτιση και τη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους.

Έλαβε χώραν διερεύνηση της επιρροής της διαφοροποίησης βασικών χαρακτηριστικών των υλικών, με αλλαγές στην ολκιμότητα και τη κράτυνση των πλαστικών αρθρώσεων. Η μεγαλύτερη ολκιμότητα και κράτυνση βρέθηκε ότι προσδίδει μεγαλύτερη ικανότητα στην κατασκευή, συγκριτικά με τις μικρότερες τιμές RIF, καθώς η ολκιμότητα και η κράτυνση βοήθησαν περισσότερο στην περίπτωση της ανέπαφης κατασκευής από ότι σε εκείνη που είχε υποστεί βλάβες. Ωστόσο, η αυξημένη κράτυνση στις SCBF που είχαν υποστεί βλάβες φάνηκε να υποσκάπτει τη γενική όλκιμη συμπεριφορά, ενώ η ικανότητα ως προς τα σεισμικά φορτία φάνηκε να είναι μικρότερη.

Οι πιθανολογικές σεισμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τις περιπτώσεις που ελήφθησαν υπόψη τόσο οι αλεατορικές όσο και οι γνωσιολογικές αβεβαιότητες. Από τις εν λόγω αναλύσεις υπολογίστηκε η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης. Η σεισμική απαίτηση μοντελοποιήθηκε με μία συνάρτηση, στην οποία εφαρμόστηκαν μόνο οι καμπύλες πιθανότητας εμφάνισης σεισμού που δόθηκαν σε περιορισμένο εύρος από τη Γεωλογική Υπηρεσία των Η.Π.Α. (USGS), και η εφαρμογή έγινε στο σημείο που η πιθανότητα υπέρβασης μίας οριακής κατάστασης ήταν μεγαλύτερη.

Χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές μέθοδοι μέτρησης της ευρωστίας, η μία βασισμένη στις πιθανότητες αστοχίας ( $T_d$ ) και η άλλη βασισμένη στους δείκτες αξιοπιστίας ( $I_R$ ). Η πρώτη μέθοδος έδωσε αποτελέσματα στο ίδιο εύρος με τις τιμές RIF, αλλά, γενικά, πολύ μεγαλύτερες από τη μονάδα. Αυτό οφείλεται στο σχήμα των καμπυλών πιθανότητας εμφάνισης σεισμού. Αν οι καμπύλες της πιθανότητας εμφάνισης σεισμού ευθυγραμμίζονταν με τα αποτελέσματα θα ήταν ίσες με τις τιμές RIF. Το μέγεθος των λογαριθμικών τυπικών αποκλίσεων, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τη μοντελοποίηση των αβεβαιοτήτων, δεν

επηρέασε αυτήν τη μέθοδο μέτρησης, καθώς οποιαδήποτε αλλαγή θα ίσχυε τόσο για τις ανέπαφες κατασκευές όσο και για τις κατασκευές που υπέστησαν βλάβες. Ο μόνος παράγοντας που επηρέασε το αποτέλεσμα ήταν η δεδομένη επιτάχυνση εδάφους και η επακόλουθη μετατόπιση.

Η μέτρηση που βασίστηκε στους δείκτες αξιοπιστίας ( $I_R$ ) ήταν σε άλλο εύρος και, επομένως, ήταν δυσκολότερο να συγκριθεί με την προηγούμενη μέτρηση. Ωστόσο, έγινε εμφανές ότι δεν ήταν συμβατές, καθώς τα υψηλά ποσοστά αξιοπιστίας απέδιδαν έναν υψηλότερο δείκτη διακύμανσης, ενώ τα φυσιολογικά επίπεδα αξιοπιστίας δεν επηρέασαν τη μέτρηση  $T_d$ . Επιπλέον, οι αβεβαιότητες και η αντίστοιχη διακύμανση των ετών επηρέασε τη μέτρηση  $I_R$ .

Τέλος, χρησιμοποιήθηκε η ανάλυση διακινδύνευσης για να αξιολογηθεί η ευρωστία, όπου μελετήθηκαν οι επιπτώσεις. Συνυπολογίστηκαν η πιθανότητα εμφάνισης μίας βλάβης και η έκθεση που μπορεί να προκαλέσει μία βλάβη. Επομένως, το αποτέλεσμα ήταν ακριβέστερο σε σύγκριση με τις αιτιολογικές και τις πιθανολογικές τιμές, όπου δεν έπαιξε ρόλο η πηγή της βλάβης. Η αναλογία μεταξύ μιας άμεσης και μιας γενικής διακινδύνευσης βρέθηκε από το δείκτη ευρωστίας στις διακινδυνεύσεις. Η τιμή εξαρτήθηκε άμεσα από την αναλογία μεταξύ των συνεπειών μίας τοπικής βλάβης και των συνεπειών μίας τυχόν κατάρρευσης και βρέθηκε ότι δεν ήταν πάντοτε συμβατή με το αποτέλεσμα της ανάλυσης ρίσκου.

Τόσο η ανάλυση ρίσκου όσο και οι διαφορετικοί δείκτες ευρωστίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να επιλεγούν βέλτιστοι σχεδιασμοί. Η ανάλυση ρίσκου είναι η πιο ολοκληρωμένη ανάλυση, αλλά και εκείνη που απαιτεί τις περισσότερες πληροφορίες.

## **6.2. Συμπεράσματα**

Ο σκοπός της παρούσας Εργασίας είναι να μελετήσει, στο μέτρο του δυνατού, αν αντισεισμικές χαλύβδινες κατασκευές είναι όντως εύρωστες.

Κοινός παρονομαστής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την ευρωστία είναι η σημασία της όλκιμης συμπεριφοράς. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι απαραίτητο να απορροφάται η ενέργεια, έτσι ώστε να μειώνεται η δύναμη που επιβάλλεται στην κατασκευή, και για την ευρωστία είναι σημαντικό να χρησιμοποιούνται εναλλακτικές οδοί.

Οι αναλύσεις έδειξαν ότι οι κατασκευές που είχαν υποστεί βλάβες θα είχαν, τις περισσότερες φορές, διαφορετική συμπεριφορά από την αρχική κατασκευή, καθώς οι μηχανισμοί διαρροής δε λειτουργούν όπως είναι σχεδιασμένοι όταν λείπουν κάποια μέρη τους. Σε περίπτωση βλάβης η συμπεριφορά της κατασκευής EBF ήταν πιο ψαθυρή,

αποδίδοντας χαμηλό δείκτη ευρωστίας, ενώ η συμπεριφορά της κατασκευής SCBF ήταν πιο όλκιμη, επιδεικνύοντας μεγαλύτερη ικανότητα. Η κατασκευαστική διάταξη είναι πολύ σημαντική για την ικανότητα μίας κατασκευής που έχει υποστεί βλάβες, καθώς οι κατασκευές δεν είναι τόσο ευαίσθητες αν μία βλάβη σε ένα υποστύλωμα διαχυθεί ενεργειακά μόνο τοπικά, π.χ. σε ένα μόνο σύνδεσμο δυσκαμψίας. Αυτό σημαίνει ότι οι κατασκευές που είναι σχεδιασμένες αντισεισμικά δεν είναι απαραίτητο ότι θα είναι εύρωστες σε τυχόν σεισμικές δονήσεις, καθώς αυτό εξαρτάται από την κατασκευαστική τους διάταξη.

Όταν μελετάται η ευρωστία ως προς τα σεισμικά φορτία, θα πρέπει να χρησιμοποιείται μία αιτιολογική μέθοδος, ιδίως στις περιπτώσεις που μετριέται η ικανότητα ως προς την επιτάχυνση του εδάφους. Ο παράγοντας αντοχής στην πιθανότητα βλάβης προσαρμόζεται στην καμπύλη πιθανοτήτων εμφάνισης σεισμού και, επομένως, αποδίδει μία τιμή που σχετίζεται περισσότερο με την ετήσια πιθανή εκδήλωση βλάβης. Για το δείκτη αξιοπιστίας λαμβάνεται υπόψη η γενική αξιοπιστία και η κατασκευή δεν «τιμωρείται» για το γεγονός ότι δεν είναι τόσο ασφαλής.

Η ανάλυση ρίσκου εκτιμά πιο εμπεριστατωμένα την ευρωστία, ενώ ο δείκτης ευρωστίας στην επικινδυνότητα, δε θα πρέπει να χρησιμοποιείται άκριτα, καθώς αυτό μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένα συμπεράσματα.

Η αυξημένη ικανότητα της ανέπαφης κατασκευής την καθιστά πιο εύρωστη, στοιχείο που λαμβάνεται υπόψη μόνο από το δείκτη αξιοπιστίας ως προς την ευρωστία και την ανάλυση ρίσκου. Και οι δύο προσεγγίσεις που είναι βασισμένες στην διακινδύνευση λαμβάνουν υπόψη τις επιπτώσεις, αλλά μόνο η ανάλυση ρίσκου χρησιμοποιεί ορθά το αποτέλεσμα από τη μείωση της πιθανότητας εκδήλωσης κάποιας βλάβης. Η αυξημένη ολκιμότητα των υλικών βρέθηκε ότι αποδίδει μικρότερη αιτιολογική ευρωστία, αλλά αν χρησιμοποιούταν ο δείκτης αξιοπιστίας ή η ανάλυση ρίσκου, θα ήταν πιθανότερο να δούμε μία αύξηση της ευρωστίας.

Γενικά, η ολκιμότητα και η πλεοναστικότητα προσδίδουν ευρωστία απέναντι σε απρόβλεπτες κατακόρυφες και οριζόντιες φορτίσεις, καθώς και στα ανθρώπινα σφάλματα σε κάποιο στοιχείο ή κόμβο. Αλλά στην περίπτωση που τα ανθρώπινα σφάλματα είναι διάσπαρτα στην κατασκευή, τότε η κατασκευαστική ευρωστία δε βοηθάει.

## Βιβλιογραφία

- ASCE 7-05 [2005], American Society of Civil Engineers, New York. Minimum design loads for buildings and other structures.
- ATC-40 [1996], Vol. 1, Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
- Baker, J. W., Schubert, M. & Faber, M. H. [2008], 'On the assessment of robustness', *Structural Safety* **30**(3), 253–267.
- Bazeos, N. [2009], 'Comparison of three seismic design methods for plane steel frames', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **29**(3), 553–562.
- Bertero, R. D. & Bertero, V. V. [1999], 'Redundancy in earthquake-resistant design', *Journal of Structural Engineering* **125**(1), 81–88.
- Bommer, J. J. & Pinho, R. [2006], 'Adapting earthquake actions in eurocode 8 for performance-based seismic design', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **35**(1), 39–55.
- Canasius, T. D. G., Sørensen, J. D. & Baker, J. W. [2007], 'Robustness of structural systems', *A new focus for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS)* .
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O. & Foutch, D. A. [2002], 'Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines', *Journal of Structural Engineering* **128**(4), 526–533.
- Dietsch, P. [2009], 'The bad reichenhall ice-arena collapse', *COST E55* .
- Ellingwood, B. R. [2001], 'Earthquake risk assessment of building structures', *Reliability Engineering and System Safety* **74**(3), 251–262.
- Ellingwood, B. R., Celik, O. C. & Kinali, K. [2007], 'Fragility assessment of building structural systems in mid-america', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **36**(13), 1935–1952.
- Ellingwood, B. R. & Kinali, K. [2009], 'Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment', *Structural Safety* **31**(2), 179–187.
- Ellingwood, B. R., Smilowitz, R. & Dusenberry, D. O. [2007], *Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings*, National Institute of Standards and Technology.
- EN 1990:2002 [2002], European Committee for Standardization. Eurocode - Basis of structural design.
- EN 1991-1-7:2006 [2006], European Committee for Standardization. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions.

- EN 1998-1:2004 [2004], European Committee for Standardization. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance.
- Fajfar, P. [2000], 'A nonlinear analysis method for performance-based seismic design', *Earthquake Spectra* **16**(3), 573–592.
- FEMA 273 [1997], Federal Emergency Management Agency. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- Frangopol, D. M. & Curley, J. P. [1987], 'Effects of damage and redundancy on structural reliability.', *Journal of structural engineering New York, N.Y.* **113**(7), 1533–1549.
- Khandelwal, K., El-Tawil, S. & Sadek, F. [2009], 'Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames', *Journal of Constructional Steel Research* **65**(3), 699–708.
- Kinali, K. [2007], Seismic fragility assessment of steel frames in the central and eastern United States, PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Atlanta (GA): Georgia Institute of Technology.
- Lind, N. C. [1995], 'A measure of vulnerability and damage tolerance', *Reliability Engineering and System Safety* **48**(1), 1–6.
- Munch-Andersen, J. [2009], 'Robustness versus human errors', *COST E55*.
- Nair, R. S. [2006], 'Preventing disproportionate collapse', *Journal of Performance of Constructed Facilities* **20**(4), 309–314.
- Newmark, N. M. & Hall, W. J. [1982], 'Earthquake spectra and design', *Earthquake Spectra and Design*.
- Nielsen, S. R. K. [2004], *Vibration Theory*, 3rd edn, Aalborg tekniske Universitetsforlag.
- Poursha, M., Khoshnoudian, F. & Moghadam, A. S. [2009], 'A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings', *Engineering Structures* **31**(2), 591–599.
- Robobat [2008], *Robot Millennium 20.1*, Autodesk Inc.
- Sørensen, J. D. & Christensen, H. H. [2006], 'Danish requirements for robustness of structures: Background and implementation', *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)* **16**(2), 172–177.
- Starossek, U. & Wolff, M. [2005], 'Design of collapse resistant structures', *JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures*.
- Straub, D. & Faber, M. H. [2005], 'Risk based acceptance criteria for joints subject to fatigue deterioration', *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering* **127**(2), 150–157.



USGS [2008], U.S. geological survey national seismic hazard maps.  
[http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/products\\_data/2008/](http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/products_data/2008/).

Vrouwenvelder, T. & Sørensen, J. D. [2009], 'Robustness of structures', *EU COST action TU0601*.

Wen, Y. K. & Song, S.-H. [2003], 'Structural reliability/redundancy under earthquakes', *Journal of Structural Engineering* **129**(1), 56-67.

## Παράρτημα Α: Ανάλυση χρονοϊστορίας στο Robot

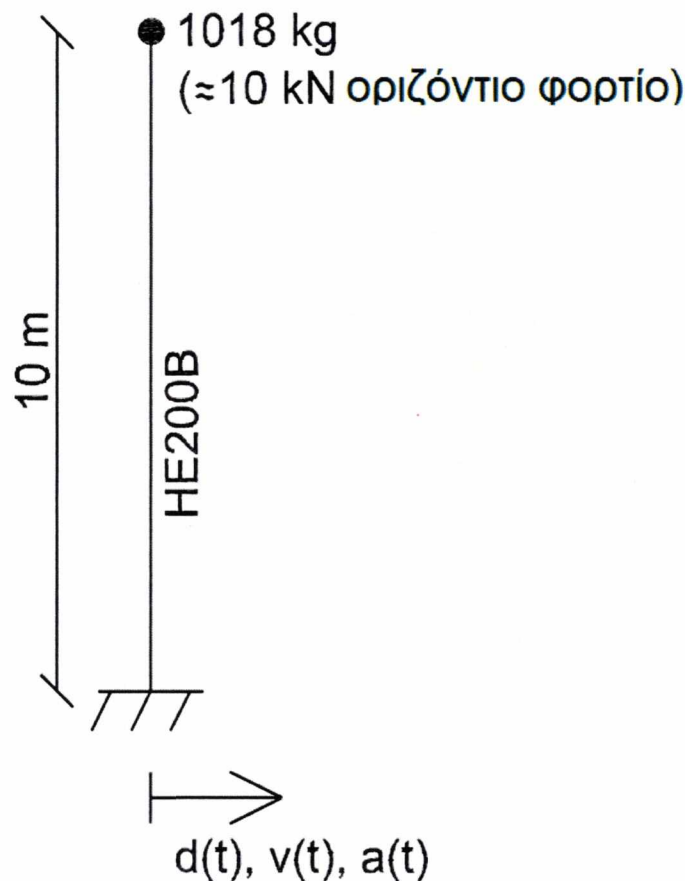
Στην παρούσα εργασία επελέγη το πρόγραμμα FEM Robot λόγω της εφαρμοσιμότητας του σε αναλύσεις χρονοϊστοριών και σε μη γραμμικές αναλύσεις. Επιπλέον, το Robot είναι ικανό να επιτελέσει αναλύσεις χρονοϊστοριών, όταν υπάρχουν στοιχεία για την ιστορία της επιτάχυνσης, ή να τροποποιήσει μια χρονοϊστορία μετατόπισης ή ταχύτητας. Ωστόσο, δεν καθίσταται σαφές από το αν είναι πιθανό να συνδυαστούν οι παραπάνω επιλογές.

### **A.1 Χρονοϊστορία για ένα γραμμικό μονοβάθμιο σύστημα**

Η πρώτη δοκιμαστική εφαρμογή αφορούσε ένα απλό μονοβάθμιο σύστημα, με έναν κατακόρυφο αβαρή πρόβολο με μία συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του, όπως φαίνεται στο Σχήμα A.1. Η περίοδος ιδιοταλάντωσης βρέθηκε ότι είναι 1.07 δευτερόλεπτα.

Το σύστημα υπόκειται σε τρεις διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης: οριζόντια εξαναγκασμένη μετατόπιση, εξαναγκασμένη ταχύτητα και εξαναγκασμένη επιτάχυνση. Η χρονοϊστορία της μετατόπισης ορίστηκε ως:

$$d(t) = 0.2m \sin\left(\frac{2\pi}{0.8s} t\right) \quad (A.1)$$



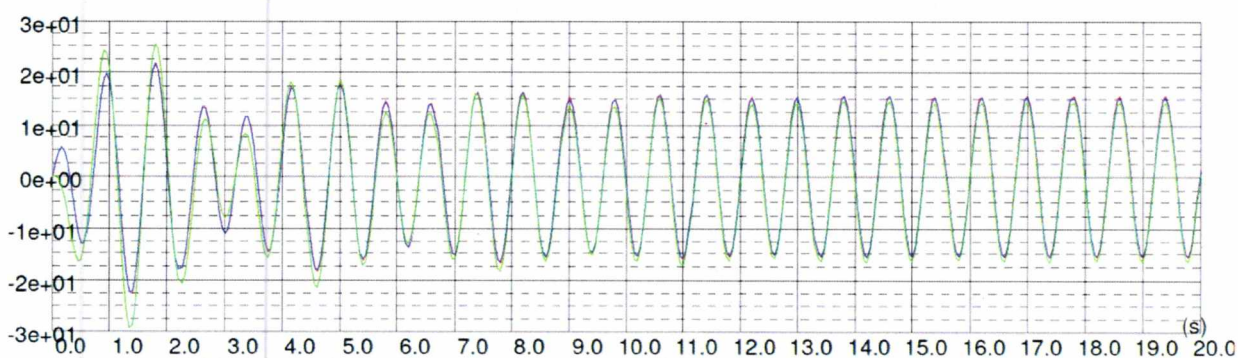
Σχήμα A.1. Μονοβάθμιο σύστημα στο Robot – δοκιμή ανάλυσης

Η ταχύτητα και η επιτάχυνση της χρονοϊστορίας βρέθηκε από την παραγωγή της εξίσωσης A.1. Επομένως, οι κινήσεις των περιπτώσεων ήταν ίδιες, όπως και τα αποτελέσματα. Η απόσβεση ορίστηκε στο 5%.

Για καθεμία από τις δονήσεις, βρέθηκε η χρονοϊστορία της κατακόρυφης δύναμης, η μετατόπιση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση και των δύο κομβικών σημείων. Η οριζόντια διατμητική δύναμη, όπως φαίνεται στο Σχήμα A.2, ήταν σχεδόν ίδια και στις τρεις περιπτώσεις, αλλά ο μέσος από την επιτάχυνση χρονοϊστορίας μετακινήθηκε ελαφρώς προς το κέντρο. Η μέγιστη τιμή της δύναμης μπορεί να υπολογιστεί αναλυτικά ότι είναι 15.7kN (Nielsen 2004), κοντά στην τιμή που βρέθηκε με το πρόγραμμα Robot.

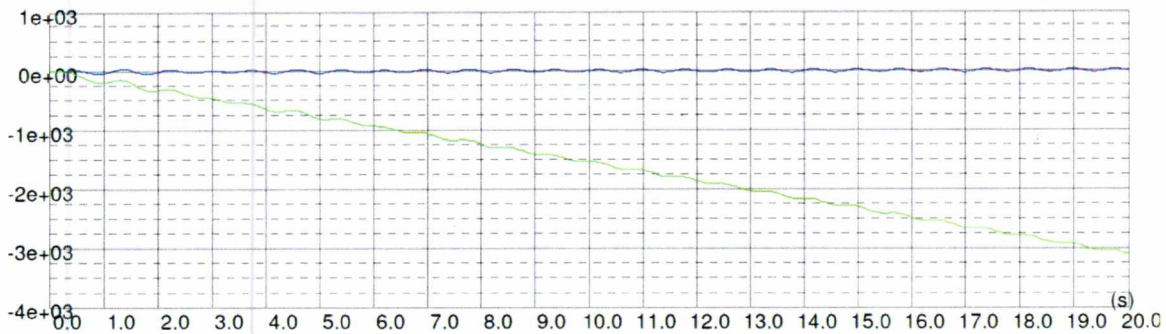
Η μετατόπιση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση της στήριξης θα πρέπει σε όλες τις περιπτώσεις να είναι ίσες με τις προκαθορισμένες τιμές. Ωστόσο, αυτό φαίνεται να ισχύει μόνο για την τιμή που έχει οριστεί. Για παράδειγμα, η ταχύτητα χρονοϊστορίας ήταν ορθή στην περίπτωση που ήταν εξαναγκασμένη, αλλά όχι στις άλλες περιπτώσεις. Για το κομβικό σημείο μάζας, τα αποτελέσματα ήταν σωστά τόσο για την εξαναγκασμένη μετατόπιση όσο και για την ταχύτητα, αλλά στην περίπτωση της εξαναγκασμένης επιτάχυνσης, ο μέσος της μετατόπισης ήταν μία επικλινής γραμμή. Επομένως, η κατασκευή μετακινήθηκε κατά ένα 1μ. / δευτ, όπως φαίνεται στην εικόνα A.3, κάτι που είναι σαφές πως δεν ήταν στους πρωταρχικούς στόχους.

Τα αποτελέσματα δημιουργούν ερωτήματα για το αν η χρονική ανάλυση με την εξαναγκασμένη κίνηση των υποστηριγμάτων αποδίδει αξιόπιστα αποτελέσματα. Ωστόσο, η περίπτωση με την εξαναγκασμένη μετατόπιση και ταχύτητα δίνει καλά αποτέλεσμα, εφόσον δε δίνεται σημασία στα υποστηρικτικά κομβικά σημεία.



Σχήμα A.2. Χρονοϊστορία της οριζόντιας αντίδρασης [kN] του γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος. Εξαναγκασμένη μετατόπιση (κόκκινο), ταχύτητα (μπλε), επιτάχυνση (πράσινο).

*Η κόκκινη γραμμή είναι πίσω από την μπλε γραμμή.*



Σχήμα Α.3. Χρονοϊστορία της μετατόπισης [cm] του γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος για την εξαναγκασμένη μετατόπιση, ταχύτητα και επιτάχυνση. Εξαναγκασμένη μετατόπιση (κόκκινο), ταχύτητα (μπλε), επιτάχυνση (πράσινο).

## A.2 Χρονοϊστορία του μη γραμμικού συστήματος SDOF

Για να εξετάσουμε αν ο μη γραμμικός επιλυτής δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα για την ανάλυση χρονοϊστορίας με εξαναγκασμένες κινήσεις των στηρίξεων, το γραμμικό πρόβλημα επιλύεται χρησιμοποιώντας εφαρμοσμένους μη γραμμικούς επιλυτές. Μπορούμε να επιλέξουμε ανάμεσα σε *Newmark* (επιτάχυνση) και στον *Hilbert- Huges – Taylor*. Και οι δύο επιλυτές χρησιμοποιήθηκαν για την εξαναγκασμένη μετατόπιση, ταχύτητα και επιτάχυνση, αλλά σε όλες τις περιπτώσεις είτε έδωσαν μηδενικό αποτέλεσμα, δε συνέπιπταν ή, όπως στην περίπτωση της εξαναγκασμένη επιτάχυνσης, υπήρξε το ίδιο πρόβλημα όπως με το γραμμικό επιλυτή.

## A.3 Συμπεράσματα για τις δοκιμές

Σύμφωνα με τις έρευνες, συμπεραίνουμε ότι οι μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με τα μετακινούμενα υποστηρίγματα του προγράμματος Robot δεν είναι αρκετά αξιόπιστες για να χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις της παρούσας εργασίας. Εναλλακτικά, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί ένα άλλο πρόγραμμα, αλλά εξαιτίας του περιορισμένου χρόνου αλλά και των πηγών επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε έναν απλούστερο τύπο ανάλυσης, τη στατική υπερωθητική ανάλυση.

# Παράρτημα Β: Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση με

## Βάση την Επιτελεστικότητα

Το παρόν Παράρτημα περιγράφει τη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης επιτελεστικότητας που χρησιμοποιείται στον ATC-40 (1996). Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται για να εκτιμηθεί η επιτελεστικότητα μιας κατασκευής για ένα συγκεκριμένο ελαστικό φάσμα απόκρισης, εφόσον έχει εφαρμοστεί η στατική υπερωθητική ανάλυση και έχει βρεθεί η καμπύλη ικανότητας, βλ. ενότητα 1.1.1. Υπάρχουν και άλλες μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για αυτό το σκοπό, όπως η μέθοδος που προτάθηκε από τον Fajfar (2000) και η μέθοδος που χρησιμοποιείται στο EN 1998-1:2004 (2004). Ωστόσο, επιλέγεται η μέθοδος από το ATC -40 (1996), καθώς είναι δομημένη σύμφωνα με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Robot και επειδή η εν λόγω μέθοδος παρουσιάζει ξεκάθαρα τον τρόπο λαμβάνεται υπόψη η απορρόφηση της υστερητικής ενέργειας, αν και εφαρμόζεται μόνο στατική ανάλυση.

### **B.1 Καμπύλη Ικανότητας**

Για να αποκτήσουμε την καμπύλη ικανότητας είναι απαραίτητο να ολοκληρώσουμε τη στατική υπερωθητική ανάλυση. Αρχικά πραγματοποιείται μία ιδιομορφική ανάλυση, για να βρεθούν οι συναρτήσεις σχήματος της κατασκευής. Σύμφωνα με την κατανομή μάζας της κατασκευής και την συνάρτηση σχήματος με τη μεγαλύτερη μάζα, εφαρμόζεται στην κατασκευή ένα σύνολο πλευρικών δυνάμεων. Η δύναμη αυξάνεται τμηματικά μέχρι να επιτευχθεί η κατάρρευση. Σε αυτό το σημείο μπορεί να σχεδιαστεί η καμπύλη ικανότητας δηλαδή η τέμνουσα βάσης ως συνάρτηση της οριζόντιας μετατόπισης της οροφής. Η διαδικασία έχει ήδη απεικονιστεί στο Σχήμα 1.2 του πλήρους κειμένου της Εργασίας.

### **B.2 Σημείο Επιτελεστικότητας**

Το επόμενο βήμα είναι να υπολογίσουμε τη μετατόπιση της οροφής και τη τέμνουσα βάσης της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή το σημείο που η ικανότητα είναι ίση με τη σεισμική απαίτηση. Αυτό το σημείο ονομάζεται επιτελεστικό σημείο και πρέπει να σημειωθεί στην καμπύλη ικανότητας. Επιπλέον, θα πρέπει να βρίσκεται στο φάσμα αποκρίσεως, αλλά όχι απαραίτητα στο ελαστικό φάσμα. Αν η κατασκευή αρχίσει να διαρρέει κατά τη διάρκεια του σεισμού, τότε το φάσμα αποκρίσεως θα πρέπει να μειωθεί κι άλλο, εξαιτίας της υστερητικής απόσβεσης της ενέργειας.

Η διαδικασία που ακολουθείται για να βρεθούν τα επιτελεστικά σημεία απαρτίζεται από τα ακόλουθα βήματα:

1. Βρίσκουμε το ελαστικό φάσμα απόκρισης της περιοχής για 5% απόσβεση.
2. Μετατρέπουμε την καμπύλη ικανότητας σε φάσμα ικανότητας και τα σχεδιάζουμε όλα μαζί σε ένα φάσμα αποκρίσεως.
3. Επιλέγουμε ένα δοκιμαστικό επιτελεστικό σημείο.
4. Βρίσκουμε μία διγραμμική αναπαράσταση του φάσματος ικανότητας.
5. Υπολογίζουμε τους παράγοντες της μείωσης του φάσματος χρησιμοποιώντας τη διγραμμική αναπαράσταση του φάσματος ικανότητας και δημιουργούμε το φάσμα μειωμένης απόκρισης.
6. Καθορίζουμε αν το φάσμα μειωμένης απόκρισης τέμνει το φάσμα ικανότητας στο δοκιμαστικό επιτελεστικό σημείο, μέσα σε αποδεκτά όρια.

(α) Αν ναι: Το καθορισμένο σημείο επιτελεστικότητας και το φάσμα μειωμένης απόκρισης είναι σωστά.

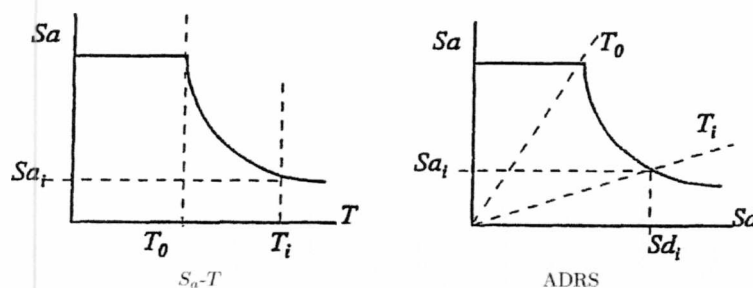
(β) Αν όχι: Επιλέγουμε ένα καινούργιο δοκιμαστικό επιτελεστικό σημείο και πηγαίνουμε πίσω στο βήμα 3.

Το ελαστικό φάσμα αποκρίσεως μπορεί να ευρεθεί χρησιμοποιώντας τους τύπους των EN 1998-1:2004 ή ATC-40 (1996). Υπό κανονικές συνθήκες αποδίδεται ως η μέγιστη επιτάχυνση του φάσματος σαν συνάρτηση της ιδιοπεριόδου, αλλά πρέπει να μεταφερθεί στο φάσμα αποκρίσεως επιτάχυνσης – μετατόπισης (ADRS).

Αυτό μπορεί να γίνει με τη σχέση:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (B.1)$$

όπου  $S_{di}$  είναι η φασματική μετατόπιση,  $S_{ai}$  είναι η επιτάχυνση του φάσματος και  $T_i$  είναι η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της κατασκευής, όλα για το σημείο  $i$ . Οι δύο αναπαραστάσεις του φάσματος αποκρίσεως απεικονίζονται στο Σχήμα Β.1.



Σχήμα Β.1. Φάσμα αποκρίσεως των δύο αναπαραστάσεων (ATC-40 1996).

Το ελαστικό φάσμα αποκρίσεως βασίζεται στην υπόθεση ότι η κατασκευή είναι ένα σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, και, επομένως, η καμπύλη ικανότητας μπορεί να

μετατραπεί σε φάσμα αποκρίσεως για το αντίστοιχο τέτοιο σύστημα. Αυτό μπορεί να γίνει σύμφωνα με τα αποτελέσματα από την ιδιομορφική ανάλυση και το φάσμα ικανότητας μπορεί να συνταχθεί μαζί με το ελαστικό φάσμα αποκρίσεως σε τύπο ADRS, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3. Αν οι καμπύλες τέμνονται στο ελαστικό εύρος της καμπύλης ικανότητας, δεν υπάρχει υστερητική απόσβεση και το σημείο τομής είναι το σημείο ικανότητας. Σε αντίθετη περίπτωση, το φάσμα αποκρίσεως θα πρέπει να μειωθεί.

### **B.2.1 Υστερητική Απόσβεση**

Η υστερητική απόσβεση αποδίδεται ως η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση. Η συνολική ιξώδης απόσβεση,  $\beta_{eff}$ , μπορεί να υπολογιστεί για το 5% της κατασκευαστικής απόσβεσης από τον τύπο:

$$\beta_{eff} = \beta_0 \kappa + 0.05 \quad (B.2)$$

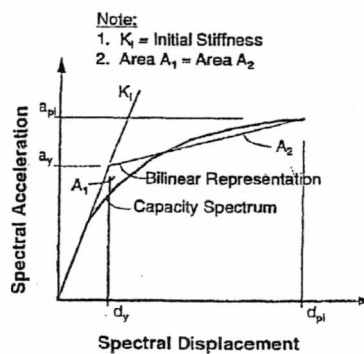
όπου  $\beta_0$  είναι η απόσβεση λόγω της υστερητικής απορρόφησης ενέργειας για τους τέλειους υστερητικούς βρόγχους, και  $\kappa$  είναι ο παράγοντας μείωσης που λαμβάνει υπόψη ότι οι υστερητικοί βρόγχοι δεν είναι τέλειοι.

Η υστερητική απόσβεση μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (B.3)$$

όπου  $E_D$  είναι η ενέργεια που απορροφάται από την απόσβεση και  $E_{SO}$  είναι η μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης.

Για να υπολογίσουμε αυτές τις ενέργειες το φάσμα ικανότητας εξετάζεται με βάση μία διγραμμική αναπαράσταση του φάσματος ικανότητας. Η πρώτη γραμμή σχεδιάζεται σύμφωνα με την αρχική κλίση της πραγματικής καμπύλης και η δεύτερη γραμμή τέμνει την πραγματική καμπύλη στο δοκιμαστικό επιτελεστικό σημείο ( $d_{pi}$ ,  $a_{pi}$ ) και σχεδιάζεται με μία κλίση, έτσι ώστε η επιφάνεια πάνω και κάτω από τις καμπύλες να είναι ίση, όπως φαίνεται στο Σχήμα B.2.



Σχήμα B.2. Προσδιορισμός της διγραμμικής αναπαράστασης του φάσματος ικανότητας, ATC-40 (1996).

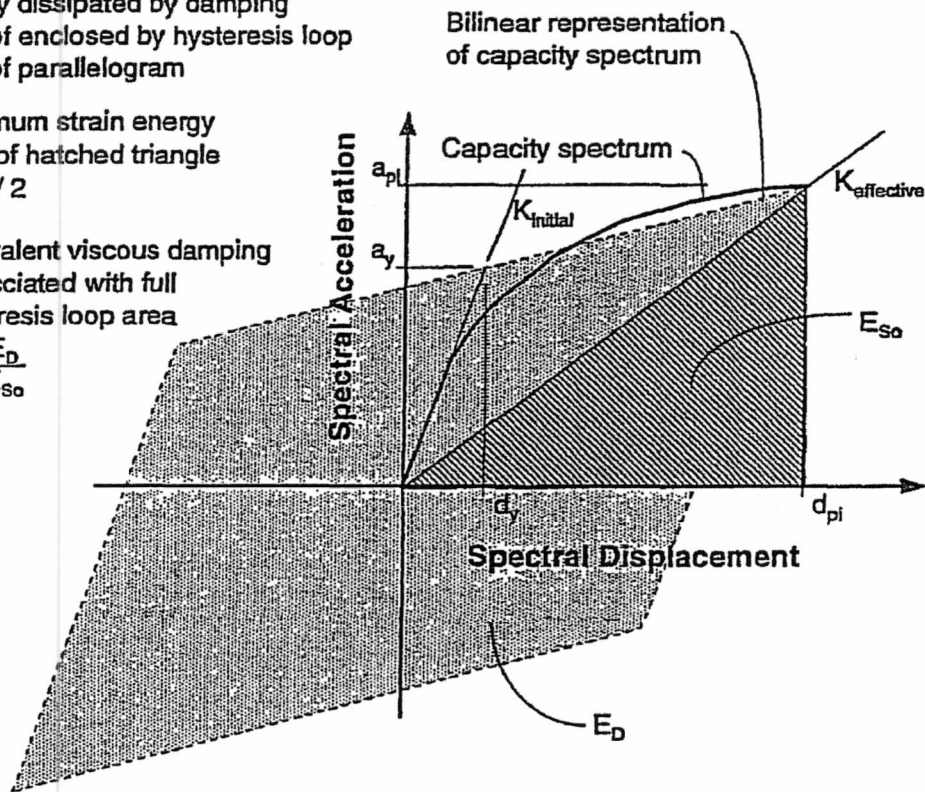
Με αυτήν την αναπαράσταση η ενέργεια απορροφάται λόγω της απόσβεσης και η μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης μπορεί να βρεθεί με τον τρόπο που παρουσιάζεται στο Σχήμα Β.3. Σύμφωνα με αυτόν τον τρόπο, η υστερητική απόσβεση,  $\beta_0$  μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$\beta_0 = \frac{2 a_y d_{pi} - a_y a_{pi}}{\pi a_{pi} d_{pi}} \quad (B.4)$$

$E_D$  = Energy dissipated by damping  
 = Area of enclosed by hysteresis loop  
 = Area of parallelogram

$E_{So}$  = Maximum strain energy  
 = Area of hatched triangle  
 =  $a_{pi} d_{pi} / 2$

$\beta_0$  = Equivalent viscous damping associated with full hysteresis loop area  
 =  $\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}}$



Σχήμα Β.3. Εύρεση της υστερητικής απόσβεσης. (ATC-40 1996)

Η τιμή του  $\kappa$  εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής.





ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000124489