

2° Κεφάλαιο

Σεισμική Αποτίμηση Υφιστάμενων Κατασκευών

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

2.1 Εισαγωγή	2-1
2.2 Εμπειρικές μέθοδοι σεισμικής αποτίμησης	2-2
2.2.1 Μέθοδοι κατηγοριοποίησης	2-2
2.2.2 Μέθοδοι βαθμονόμησης	2-14
2.3 Σεισμική αποτίμηση μέσω πειραμάτων	2-16
2.4 Σεισμική αποτίμηση με χρήση αναλυτικών μεθόδων	2-17
2.4.1 Εισαγωγή σεισμολογικών δεδομένων στο προσομοίωμα	2-18
2.4.2 Προσομοιώματα	2-19
2.4.3 Μέθοδοι ανάλυσης	2-20
2.4.4 Σεισμική αποτίμηση με βάση τις μετατοπίσεις	2-22
2.5 Υβριδικές Μέθοδοι	2-22
2.6 Κριτήρια επιλογής μεθόδου σεισμικής αποτίμησης	2-23
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	2-25

2.1 Εισαγωγή

Σκοπός αυτού του μέρους είναι μια σύντομη περιγραφή της διαδικασίας της σεισμικής αποτίμησης σε υπάρχοντα κτίρια. Η προ-εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και αντοχής μιας κατασκευής καλείται σεισμική αποτίμηση και είναι απαραίτητη για περιπτώσεις όπου απαιτείται ενίσχυση παλαιών υπαρχουσών κατασκευών έτσι ώστε να αποφευχθεί ο κίνδυνος κατάρρευσής τους και να ελαχιστοποιηθούν οι ζημιές σε περίπτωση μελλοντικού σεισμού. Επίσης, η εκτίμηση της αντοχής μίας κατασκευής είναι απαραίτητη στην περίπτωση όπου αυτή έχει υποστεί βλάβη από σεισμό και χρειάζεται επισκευή και ενίσχυση.

Η πλειονότητα των υπαρχουσών κτιρίων διεθνώς είναι κατασκευές που έχουν μελετηθεί χωρίς την ύπαρξη κάποιου αντισεισμικού κανονισμού, ή, και αν υπήρχε δεν διέθετε λεπτομέρειες για την εξασφάλιση πλαστιμότητας ή ικανοτικού σχεδιασμού των μελών, όπως διαθέτουν οι σύγχρονοι κώδικες. Ευτυχώς, αυτό δεν σημαίνει πως όλα τα υπάρχοντα κτίρια δεν έχουν ικανοποιητικό δομικό σύστημα, επειδή σε πολλές περιπτώσεις τα παλαιά κτίρια είναι υπέρ-διαστασιολογημένα. Για την περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, η συνεισφορά μη-δομικών στοιχείων όπως η τοιχοποιία αμελείται κατά τη μελέτη, παρόλο που οδηγεί σε σημαντική αύξηση της ακαμψίας και της αντοχής του συστήματος παραλαβής των οριζοντίων δυνάμεων.

Ο σκοπός της διαδικασίας της σεισμικής αποτίμησης είναι να εκτιμηθεί ο βαθμός της βλάβης που θα υποστεί μια κατασκευή σε συγκεκριμένο βαθμό σεισμικής καταπόνησης. Αυτό αναφέρεται συνήθως και ως εκτίμηση της σεισμικής «τρωτότητας» της κατασκευής. Αν αυτό συνδυαστεί με την πιθανότητα που έχει μια συγκεκριμένη κατασκευή να εκτεθεί σε ένα σεισμό συγκεκριμένου μεγέθους, τότε προκύπτει η σεισμική επικινδυνότητα, η οποία μπορεί να αφορά και μία ολόκληρη περιοχή. Στην περίπτωση αυτή, με μία προσεκτική ανάλυση κόστους επισκευής (μετά τον σεισμό) - κόστους ενίσχυσης (πριν τον σεισμό) προκύπτει κατά πόσο είναι συμφέρουσα η προ του σεισμού αποκατάσταση της κατασκευής. Ο σκοπός όμως της παρούσας μελέτης θα περιοριστεί στη σεισμική αποτίμηση της κατασκευής.

Οι σημαντικότερες μέθοδοι σεισμικής αποτίμησης είναι:

- Εμπειρικές μέθοδοι (βασιζόμενες σε επιθεώρηση και ταξινόμηση της κατασκευής)
- Πειραματικές μέθοδοι (βασιζόμενες σε πειράματα σε εργαστήρια ή επί τόπου)
- Αναλυτικές μέθοδοι (με χρήση προσομοιώματος στον ηλεκτρονικό υπολογιστή)

Οι παραπάνω μέθοδοι παρουσιάζονται συνοπτικά στη συνέχεια. Πρέπει να σημειωθεί πως η επιλογή της μεθόδου εξαρτάται από το σκοπό της αποτίμησης και το υπάρχον χρονικό περιθώριο για την εκπόνηση της μελέτης.

Στην περίπτωση που σκοπός είναι η εκτίμηση των βλαβών και του κόστους επισκευής σε ένα πιθανό μελλοντικό σεισμικό γεγονός σε μια ευρύτερη μητροπολιτική περιοχή όπου περιλαμβάνεται ένας μεγάλος αριθμός κατασκευών είναι προφανές ότι θα προτιμηθούν οι εμπειρικές-στατιστικές μέθοδοι στις οποίες πετυχαίνεται συντομία χρόνου καθώς ομάδες κτιρίων κατατάσσονται στην ίδια κατηγορία και ο τρόπος επέμβασης και ενίσχυσης σε αυτά είναι ο ίδιος.

Στην περίπτωση που απαιτείται λεπτομερής προσδιορισμός της αντοχής έτσι ώστε να προσδιοριστεί ένα κατάλληλο σχήμα παρέμβασης και επιδιόρθωσης σε μεμονωμένα κτίρια, τότε είναι υποχρεωτική η χρήση των αναλυτικών μεθόδων.

2.2 Εμπειρικές μέθοδοι σεισμικής αποτίμησης

Θα μπορούσε να υποθεθεί πως ιδανική μέθοδος για να εκτιμηθεί η συμπεριφορά μίας κατασκευής σε μελλοντικό σεισμό είναι μία προσεκτική εξέταση της συμπεριφοράς παρόμοιων κατασκευών που είχαν υποστεί ζημιές ή είχαν καταρρεύσει σε παλαιότερους σεισμούς.

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι για λίγα κτίρια που έχουν εκτεθεί σε ισχυρό σεισμό μπορεί κανείς να πάρει πληροφορίες για τη συμπεριφορά τους και τον τύπο της βλάβης. Ακόμα περισσότερο, στη σπάνια περίπτωση της κατάρρευσης, είναι συνήθως δύσκολο να αναπτύξει κανείς ένα αξιόπιστο σενάριο για τα διάφορα στάδια που οδήγησαν στην κατάρρευση και την ακριβή μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου κατά τη διάρκεια αυτών.

Πολύ λίγα κτίρια διαθέτουν κατάλληλα όργανα σε τέτοιο βαθμό έτσι ώστε να αποκρυπτογραφηθεί η πλήρης ανελαστική συμπεριφορά. Τα περισσότερα από αυτά τα κτίρια υπάρχουν στις Ηνωμένες Πολιτείες και συγκεκριμένα στην Καλιφόρνια.

Η οπτική επιθεώρηση ενός κτιρίου που έχει υποστεί βλάβη από σεισμό επιτρέπει τη συλλογή πολύτιμων πληροφοριών για τις εμπειρικές μεθόδους ή ακόμα και για τις αναλυτικές. Οι εμπειρικές μέθοδοι για την εκτίμηση της αντοχής και της τρωτότητας των κατασκευών χωρίζονται σε αυτές που τοποθετούν την κατασκευή σε κάποια κατηγορία και σε αυτές που βαθμονομούν την κατασκευή, ανάλογα με τους μηχανισμούς αντίστασης σε οριζόντια φορτία. Παρακάτω περιγράφονται συνοπτικά αυτές οι δύο μέθοδοι.

2.2.1 Μέθοδοι κατηγοριοποίησης

Το κοινό χαρακτηριστικό αυτών των μεθόδων είναι πως μετά την απαραίτητη οπτική επιθεώρηση η κατασκευή κατατάσσεται σε κάποια κατηγορία αναλόγως ορισμένων χαρακτηριστικών που συμβάλουν στη στατική συμπεριφορά της όπως:

- το στατικό σύστημα
- το κύριο υλικό κατασκευής
- η χρονολογία κατασκευής
- η βασική ιδιοπερίοδος (η συχνότερα ο αριθμός ορόφων).

2.2.1.1 Κατηγορίες κτιρίων

2.2.1.1.1 Κατηγορίες κτιρίων κατά ATC (1985)

Μία συνήθης κατάταξη κτιρίων σε κατηγορίες είναι αυτή που προτείνεται από την Επιτροπή Εφαρμοσμένης Τεχνολογίας των Ηνωμένων Πολιτειών (ATC, 1985)⁵. Για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα τοιχοποιία και χάλυβα, οι κατηγορίες παρατίθενται στον Πίνακα 2.1. Για το οπλισμένο σκυρόδεμα για παράδειγμα, τα δομικά συστήματα κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- σύστημα αποτελούμενο από τοιχοποιία και πλαίσιο (μεικτό σύστημα)
- σύστημα αποτελούμενο μόνο από τοιχοποιία
- σύστημα αποτελούμενο από πλαίσιο με ικανότητα πλαστιμότητας των μελών (σύγχρονα κτίρια)

- σύστημα αποτελούμενο από πλαίσιο χωρίς ικανότητα πλαστιμότητας των μελών (παλαιά κτίρια)
- προκατασκευασμένα κτίρια

Στη συνέχεια, το κάθε κτίριο υποδιαιρείται στις παρακάτω κατηγορίες:

- χαμηλού ύψους (1-3 ορόφους)
- μεσαίου ύψους (4-7 ορόφους)
- μεγάλου ύψους (>7 ορόφων)

Με παρόμοιο τρόπο, τα κτίρια από τοιχοποιία κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες και τα κτίρια από χάλυβα σε τρεις κατηγορίες. Σε κάθε περίπτωση υπάρχουν παρόμοιες υποκατηγορίες, ανάλογα με το ύψος της κατασκευής (κύριος παράγοντας που επηρεάζει την ιδιοπερίοδο).

Στη μέθοδο αυτή, το ποσοστό των αναμενόμενων βλαβών προς τη συνολική αξία του κτιρίου είναι ίδιο για όλες τις κατασκευές που ανήκουν στην ίδια κατηγορία. Αυτό παρέχει το πλεονέκτημα πως όλα τα κτίρια μιας μητροπολιτικής περιοχής μπορούν εύκολα να κατηγοριοποιηθούν και έτσι να υπολογιστούν οι βλάβες σε περίπτωση μελλοντικού σεισμού σε μία ευρύτερη περιοχή. Αυτό γίνεται με τη βοήθεια πινάκων, όπου ανάλογα με την πιθανότητα υπέρβασης ενός σεισμού συγκεκριμένης έντασης σε κάποιο χρονικό διάστημα, προκύπτει η απώλεια σε χρηματικό κόστος. Οι πίνακες αυτοί ονομάζονται πιθανοτικοί πίνακες βλάβης και θα υπάρξει αναλυτική περιγραφή τους παρακάτω.

Με τη χρήση των μεθόδων αυτών, η κατάταξη των κτιρίων σε κατηγορία μπορεί να προκύψει γρήγορα αφού προηγηθεί μία σύντομη οπτική επιθεώρησή τους από έμπειρο προσωπικό. Αυτό αποτελεί και το σημαντικότερο πλεονέκτημα των μεθόδων αυτών. Από την άλλη πλευρά, μειονέκτημα της μεθόδου αποτελεί το γεγονός ότι κτίρια που έχουν σημαντικές διαφοροποιήσεις στα δυναμικά χαρακτηριστικά και στην αντοχή τους κατατάσσονται στην ίδια κατηγορία, δηλαδή θεωρείται ότι έχουν τον ίδιο βαθμό τρωτότητας. Για παράδειγμα, ένα κτίριο 8 και ένα κτίριο 16 ορόφων από Ο.Σ θεωρούνται σύμφωνα με τον ATC ότι ανήκουν στην ίδια κατηγορία, και κατά συνέπεια θα υποστούν τον ίδιο βαθμό βλάβης σε περίπτωση που εκτεθούν στο ίδιο σεισμικό γεγονός. Είναι προφανές λοιπόν ότι αυτές οι μέθοδοι μπορούν να εξυπηρετήσουν ευρύτερες περιοχές με μεγάλο αριθμό και είδη κτιρίων έτσι ώστε να δικαιολογείται απόκλιση στις εκτιμήσεις της σεισμικής αποτίμησης λόγω εξοικονόμησης χρόνου και κόστους. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι η κατηγοριοποίηση αυτή αφορά κατασκευές στην περιοχή της Καλιφόρνιας και διαφέρει για τις περιοχές της μεσογείου και συγκεκριμένα για τον Ελλαδικό χώρο, όπου η συνηθέστερη μορφή στατικού τύπου κτιρίου είναι το πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχοπληρώσεις (μη δομικά στοιχεία), κατηγορία που δεν υπάρχει στο ATC-1985. Επίσης, προσοχή απαιτείται στο γεγονός ότι οι πίνακες αυτοί αναφέρονται σε κάποια συγκεκριμένη ποιότητα υλικού και για τη σωστή αποτίμηση πρέπει να ληφθεί υπόψη αυτή η παράμετρος.

Στατικό σύστημα και υλικό	Κατηγορία	Στατικό σύστημα και υλικό	Κατηγορία
Ξύλινες κατασκευές (χαμηλού ύψους)	1	Μεταλλικό πλαίσιο με διαγωνίους	
Άοπλη τοιχοποιία		α. Χαμηλού ύψους	12
α. Χαμηλού ύψους (1-3 ορόφους)	75*	β. Μέσου ύψους	13
β. Μέσου ύψους (4-7 ορόφους)	76*	γ. Μεγάλου ύψους	14
Άοπλη τοιχοποιία με πλαίσιο		Περιμετρικό μεταλλικό πλαίσιο	
α. Χαμηλού ύψους	78*	α. Χαμηλού ύψους	15
β. Μέσου ύψους	79*	β. Μέσου ύψους	16
γ. Μεγάλου ύψους	80*	γ. Μεγάλου ύψους	17
Τοιχείο από Ο.Σ με πλαίσιο		Μεταλλικό πλαίσιο κατανεμημένο	
α. Χαμηλού ύψους	3	α. Χαμηλού ύψους	72
β. Μέσου ύψους	4	β. Μέσου ύψους	73
γ. Μεγάλου ύψους	5	γ. Μεγάλου ύψους	74
Τοιχείο από Ο.Σ χωρίς πλαίσιο		Πλαίσιο Ο.Σ με ικανότητα πλαστιμότητας	
α. Χαμηλού ύψους	6	α. Χαμηλού ύψους	18
β. Μέσου ύψους	7	β. Μέσου ύψους	19
γ. Μεγάλου ύψους	8	γ. Μεγάλου ύψους	20
Οπλισμένη τοιχοποιία χωρίς πλαίσιο		Πλαίσιο Ο.Σ χωρίς ικανότητα πλαστιμότητας	
α. Χαμηλού ύψους	9	α. Χαμηλού ύψους	87*
β. Μέσου ύψους	10	β. Μέσου ύψους	88*
γ. Μεγάλου ύψους	11	γ. Μεγάλου ύψους	89*
Οπλισμένη τοιχοποιία με πλαίσιο		Προκατασκευασμένο σκυρόδεμα	
α. Χαμηλού ύψους	84	α. Χαμηλού ύψους	81*
β. Μέσου ύψους	85	β. Μέσου ύψους	82*
γ. Μεγάλου ύψους	86	γ. Μεγάλου ύψους	83*

* Κατασκευές περισσότερο τρωτές σε σεισμό

Πίνακας 2-1: Κατηγορίες κτιρίων κατά ATC (1985)

2.2.1.1.2 Κατηγορίες κτιρίων κατά UNPD / UNIDO (1985)

Ένας άλλος τρόπος κατάταξης προτείνεται από το UNPD/UNIDO (1985)³⁴ και αφορά τις υπάρχουσες κατασκευές στην περιοχή των Βαλκανίων. Σε αυτήν καθορίζονται δεκαπέντε διαφορετικοί τύποι στατικού συστήματος και υπάρχει περαιτέρω υποδιαίρεση ανάλογα με το υλικό της τοιχοποιίας για κατασκευές από τοιχοποιία ή το υλικό των τοιχοπληρώσεων για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα. Αξιοσημείωτο είναι ότι ο αριθμός των ορόφων δεν αποτελεί κριτήριο κατηγοριοποίησης καθώς η μέθοδος αυτή αναφέρεται σε κτίρια χαμηλού και μέσου ύψους.

Σε κάθε περίπτωση πάντως, η παραπάνω μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί όταν απαιτείται μία σεισμική αποτίμηση των υπάρχοντων κτιρίων σε μία ευρύτερη περιοχή και έτσι ώστε να αποφασιστεί ένα κατάλληλο σχήμα παρέμβασης, με βάση και την επικινδυνότητα της περιοχής. Μια κατάλληλη στατιστικό-οικονομική μελέτη μπορεί τότε να πραγματοποιηθεί έτσι ώστε να υπάρξει μία εκτίμηση εάν υπάρχει προτεραιότητα στις ενισχύσεις των κατασκευών προ του σεισμικού φαινομένου. Ο λόγος δηλαδή: (κόστος ενισχύσεων υπάρχοντων κτιρίων πριν το σεισμό) / (κόστος αποκατάστασης βλαβών μετά το σεισμό) όπου πρέπει να ληφθούν υπόψη πολλές οικονομικές και άλλες παράμετροι, αποτελεί βασικό κριτήριο επιλογής.

1 ^ο ψηφίο	2 ^ο ψηφίο	3 ^ο ψηφίο
1 = Τοιχοποιία	1 = Χωρίς ζώνες ενίσχυσης	1 = Πλίνθοι
	2 = Με οριζόντιες ζώνες ενίσχυσης	2 = Πέτρα χωρίς συνδετικό υλικό (ξερολιθιά)
	3 = Με οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες ενίσχυσης ή διαγώνια στοιχεία	3 = Πέτρα με συνδετικό υλικό
		4 = Συμπαγές τούβλο
		5 = Μη συμπαγές τούβλο
	4 = Με δάπεδα από Ο.Σ	6 = Κύβοι από σκυρόδεμα (τσιμεντόλιθοι)
		7 = Άοπλο σκυρόδεμα
2 = Οπλισμένο Σκυρόδεμα	1 = Με σκυροδέτηση επί τόπου	1 = Τοιχοποιία από ελαφρύ υλικό
	2 = Προκατασκευασμένα	2 = Τοιχοπληρώσεις από συμπαγές τούβλο
	3 = Ανάμιξη με τοιχοποιία	3 = Τοιχοπληρώσεις από μη συμπαγές τούβλο
	4 = Ανάμιξη με χάλυβα	4 = Τοιχοπληρώσεις από κύβους σκυροδέματος
3 = Χάλυβας	1 = Βαριές μεταλλικές κατασκευές	1 = Τοιχοποιία από ελαφρύ υλικό ή κράματα
	2 = Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές	2 = Τοιχοπληρώσεις από συμπαγές τούβλο
	3 = Ανάμιξη με τοιχοποιία και Οπλισμένο Σκυρόδεμα	3 = Τοιχοπληρώσεις από μη συμπαγές τούβλο
		4 = Τοιχοπληρώσεις από κύβους σκυροδέματος

Πίνακας 2-2: Κατηγορίες κτιρίων σύμφωνα με τον UNPD / UNIDO (1985)

2.2.1.2 Πιθανοτικοί Πίνακες Βλαβών

Με βάση τους πίνακες αυτούς μπορεί να εκτιμηθεί ο λόγος του κόστους της βλάβης προς το κόστος αντικατάστασης της συνολικής κατασκευής συναρτήσει της αναμενόμενης έντασης του σεισμού. Μία γενική μορφή ενός τέτοιου πίνακα απεικονίζεται παρακάτω:

VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
4,7	11,7	24,2	43,1	66,7	77,7	88,0

Πίνακας 2-3: Γενική απλοποιημένη μορφή ενός πιθανοτικού πίνακα βλαβών.

Στην πρώτη γραμμή απεικονίζεται η ένταση του σεισμικού γεγονότος σε κλίμακα Mercalli και στη δεύτερη ο λόγος κόστους βλαβών προς κόστος συνολικής αντικατάστασης για την κατηγορία των χαμηλών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία και σύμφωνα με τον ATC. Ο λόγος αυτός καλείται δείκτης βλάβης. Με τη χρήση των πινάκων αυτών είναι εύκολο να εκτιμήσει κανείς τις μελλοντικές απώλειες (σε χρηματικό κόστος) σε μεγάλες περιοχές έχοντας ως κριτήριο την επικινδυνότητα και με βάση την ετήσια πιθανότητα υπέρβασής της. Ένα γενικότερο παράδειγμα πιθανοτικού πίνακα βλάβης αποτελεί ο Πίνακας 2.4.

Στην περίπτωση που πρέπει να ληφθούν αποφάσεις για το είδος της παρέμβασης σε διάφορους τύπους κατασκευών, είναι προτιμότερο να υπάρχει μία ολοκληρωμένη περιγραφή των αναμενόμενων απωλειών με τη χρήση των πιθανοτικών πινάκων βλαβών που έχουν ως παραμέτρους το μέγεθος της βλάβης σε διαφορετικά στάδια και τον δείκτη της βλάβης. Ως δείκτης της βλάβης ορίζεται ο λόγος του κόστους επισκευής προς το κόστος αντικατάστασης του κτιρίου και συσχετίζεται με το μέγεθος της βλάβης. Πρέπει να σημειωθεί ότι στο κόστος επισκευής περιλαμβάνονται και τα έμμεσα κόστη από τη μη χρησιμοποίηση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών παρέμβασης, απώλειες σε ενοίκια, διατάραξη των οικονομικών δραστηριοτήτων κ.λ.π. Ο συνηθέστερος τρόπος για την εκτίμηση του δείκτη βλαβών για κάθε τύπο κατασκευής και μεγέθους σεισμικής έντασης είναι η στατιστική επεξεργασία του κόστους επιδιορθώσεων και ενισχύσεων που πραγματοποιήθηκαν ύστερα από συγκεκριμένους σεισμούς διαφόρων μεγεθών (Κάππος 1995²², Πενέλης 1989²⁷).

Ο Πίνακας 2.4 αποτελεί, όπως προαναφέρθηκε ένα γενικευμένο παράδειγμα ενός πιθανοτικού πίνακα βλαβών (ATC,1985) και περιλαμβάνει επτά διαφορετικά στάδια βλαβών (από μηδαμινή βλάβη έως πλήρη κατάρρευση) και τους αντίστοιχους δείκτες βλάβης (που μεταβάλλονται από 0% έως 100%). Οι αριθμοί στις σειρές που αντιστοιχούν σε κάθε μέγεθος έντασης (MMI) δίνουν το ποσοστό των κτιρίων κάποιας ορισμένης κατηγορίας που αναμένεται να παρουσιάσει το συγκεκριμένο βαθμό βλάβης ή διαφορετικά την πιθανότητα ενός κτιρίου να υποστεί ένα βαθμό βλάβης όταν αυτό υπόκειται σε κάποια σεισμική ένταση. Οι τιμές του Πίνακα 2.4 είναι απλά ενδεικτικές και δεν αντιστοιχούν σε κάποια κατηγορία κτιρίων. Το άθροισμα σε κάθε στήλη ισούται με 100%, δηλαδή το σύνολο των κατασκευών στην εξεταζόμενη κατηγορία. Τα επτά στάδια βλαβών που περιγράφονται στον Πίνακα 2.4 και αφορούν την κατηγορία των κατασκευών από Ο.Σ είναι συνήθως αρκετά για την εκτίμηση των απωλειών. Για μελέτες στην Ευρώπη (Corsanego,1991)⁹ χρησιμοποιούνται έξι διαφορετικά στάδια.

Επίπεδο βλάβης	Δείκτης βλάβης (%)	Μέση τιμή δείκτη βλάβης (CDF) (%)	Πιθανότητα βλάβης σε % Ως προς MMI και επίπεδο βλάβης						
			V1	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1-μηδενικό	0	0	95	49	30	14	3	1	0.4
2-ελάχιστο	0-1	0.5	3	38	40	30	10	3	0.6
3-χαμηλό	1-10	5	1.5	8	16	24	30	10	1
4-μέσο	10-30	20	0.4	2	8	16	26	30	3
5-υψηλό	30-60	45	0.1	1.5	3	10	18	30	18
6-πολύ υψηλό	60-100	80	-	1	2	4	10	18	39
7-κατάρρευση	100	100	-	0.5	1	2	3	8	38

Πίνακας 2-4: Γενική μορφή ενός πιθανοτικού πίνακα βλαβών.

Περιγραφή βλάβης	Επίπεδο βλάβης	Στοιχεία από παρατήρηση
Μηδενική	- (1)	Άθικτο
Ελάχιστη	A (2)	Τοπικές ρηγματώσεις πλάτους μικρότερου από 1.0-2.0 mm, κυρίως λόγω κατασκευαστικών σφαλμάτων
Χαμηλή	B (3)	Μεγάλες ρηγματώσεις ή τοπικές ρηγματώσεις ψαθυρού τύπου πλάτους μικρότερου από 0.5 mm. Όχι μόνιμες παραμορφώσεις
Μέση	C (4)	Χιαστί ρηγματώσεις ψαθυρού τύπου και θρυμματισμός του σκυροδέματος με μικρές μόνιμες παραμορφώσεις
Υψηλή	D (5)	Κάμψη του διαμήκους οπλισμού και θρυμματισμός στο σκυρόδεμα εσωτερικά. Σημαντικές παραμορφώσεις στους κόμβους υποστυλωμάτων-δοκών
Πολύ υψηλή	E (6)	Μερική κατάρρευση δομικών μελών
Κατάρρευση	- (7)	Ολική κατάρρευση

Πίνακας 2-5: Επίπεδα βλάβης για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Τυπικά παραδείγματα πιθανοτικών πινάκων βλαβών αποτελούν οι Πίνακες 2.6 - 2.7 (για κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία) και οι Πίνακες 2.8 - 2.9 (πλαισιωτές κατασκευές από Ο.Σ χωρίς ικανότητα πλαστιμότητας), σύμφωνα με τον ATC (1985). Στο Παράρτημα Α παρουσιάζονται οι πιθανοτικοί πίνακες βλαβών για όλες τις κατηγορίες κτιρίων σύμφωνα με τον ATC 13 και όπως φαίνονται στον Πίνακα 2.1. Παρόλο που οι πίνακες αυτοί αναφέρονται σε παλαιούς τύπους κατασκευής, είναι εμφανής η σχετικά μικρότερη τρωτότητα των κατασκευών από Ο.Σ σε σχέση με αυτών από τοιχοποιία. Ως μέσος δείκτης βλάβης (M.D.F) ορίζεται το γινόμενο της

μέσης τιμής του δείκτη βλάβης (C.D.F) επί την πιθανότητα πρόκλησης της συγκεκριμένης βλάβης που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική ένταση (MMI). Ως μέση τιμή του δείκτη βλάβης καθορίζεται μία ενδεικτική τιμή αντιπροσωπευτική για το επίπεδο της βλάβης όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.4. Για παράδειγμα, και με βάση τον Πίνακα 2.6 ο μέσος δείκτης βλάβης για κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία χαμηλού ύψους που αναμένεται να προκύψει όταν αυτές υποστούν ένα σεισμικό γεγονός έντασης VII (Mercalli) είναι:

$$0.05 \times 0.6\% + 5.0 \times 55.5\% + 20.0 \times 43.4\% + 45.0 \times 0.5\% = 11.7$$

Στην εξίσωση αυτή, στα επιμέρους αθροίσματα ο πρώτος όρος είναι η μέση τιμή του δείκτη βλάβης που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλάβης και ο δεύτερος όρος αποτελεί το ποσοστό των κτιρίων που αναμένεται να παρουσιάσει το συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης ή διαφορετικά την πιθανότητα P το κτίριο να υποστεί το αναφερόμενο επίπεδο βλάβης. Μπορεί να παρατηρήσει κανείς ότι σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4, ένας δείκτης βλάβης που ισούται με 11.7 αντιστοιχεί σε βαθμό βλάβης μεσαίου μεγέθους. Δηλαδή κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία χαμηλού ύψους θα υποστούν κατά μέσο όρο μεσαίο μέγεθος βλαβών με ένα σεισμικό γεγονός έντασης $I = VII$, σύμφωνα με τον ATC. Αυτό βέβαια δεν παρέχει ένδειξη του ποσοστού των κτιρίων από τοιχοποιία που θα υποστούν βλάβη μικρού ή και αμελητέου μεγέθους και έτσι δεν θα απαιτείται καμία επιδιόρθωση. Παρομοίως, δεν υπάρχει ένδειξη για τον ποσοστό που θα υποστεί ενδεχομένως μεγαλύτερο βαθμό βλάβης και συνεπώς θα απαιτείται κάποιο σχήμα παρέμβασης. Σε κάθε περίπτωση πάντως, η χρήση των πινάκων πιθανότητας βλαβών όπως παρουσιάζονται στους Πίνακες 2.4 - 2.9 παρέχει προφανή πλεονεκτήματα συγκρινόμενα με τον απλοποιημένο τύπο που παρέχει τις συνολικές απώλειες συναρτήσει της σεισμικής έντασης, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.3. Εντούτοις, η μεθοδολογία που προτείνεται με τη χρήση των πιθανοτικών πινάκων βλαβών δεν παρέχει ενδείξεις ως προς τον τύπο της παρέμβασης (σε μεμονωμένα μέλη ή στο σύνολο της κατασκευής) έτσι ώστε να μειωθεί η τρωτότητά της.

Άοπλη τοιχοποιία (χαμηλού ύψους)							
ΚΛΙΜΑΚΑ ΕΝΤΑΣΗΣ MERCALLI							
CDF ¹	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0.00							
0.05	9.1	0.6					
5.00	90.5	55.5	10.9	0.5			
20.00	0.4	43.4	66.0	22.4	2.0	0.1	0.1
45.00		0.5	22.9	65.9	35.0	10.1	3.4
80.00			0.2	11.2	62.5	83.1	50.4
100.00					0.5	6.7	46.1
MDF ²	4.7	11.7	24.2	43.1	66.7	77.7	88.0

Πίνακας 2-6: Πιθανοτικός πίνακας βλαβών για κτίρια από άοπλη τοιχοποιία χαμηλού ύψους (ATC 1985).

Άοπλη τοιχοποιία (Μέσου ύψους)							
ΚΛΙΜΑΚΑ ΕΝΤΑΣΗΣ MERCALLI							
CDF ¹	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0.00							
0.05	4.7	1.5					
5.00	89.9	49.5	3.7				
20.00	5.4	46.4	53.3	7.6	0.9		
45.00		2.6	42.0	63.4	21.4	5.3	3.1
80.00			1.0	29.0	74.7	80.0	43.0
100.00					3.0	14.7	53.9
MDF ²	5.6	12.9	30.5	53.3	72.6	81.1	89.7

Πίνακας 2-7: Πιθανοτικός πίνακας βλαβών για κτίρια από άοπλη τοιχοποιία μέσου ύψους (ATC 1985).

Πλαίσιο Ο.Σ χωρίς διατάξεις αντισεισμικότητας (Μέσου ύψους)							
ΚΛΙΜΑΚΑ ΕΝΤΑΣΗΣ MERCALLI							
CDF ¹	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0.00	0.3						
0.05	30.9	0.3					
5.00	68.8	96.9	33.6	1.9	0.2		
20.00		2.8	65.7	65.1	30.8	3.6	0.5
45.00			0.7	33.0	67.7	70.0	71.2
80.00					1.3	26.4	71.2
100.00							0.4
MDF ²	3.6	5.4	15.1	28.0	37.7	53.3	70.0

Πίνακας 2-8: Πιθανοτικός πίνακας βλαβών για παλαιά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα μεσαίου ύψους (ATC 1985).

1: CDF, Μέση τιμή δείκτη βλάβης , συσχετίζεται με τα επίπεδα βλάβης

2: MDF, Μέσος δείκτης βλάβης, είναι ο μέσος όρος των μέσων δεικτών βλάβης, λαμβάνοντας υπόψη τις πιθανότητες για κάθε μέσο δείκτη βλάβης.

Πλαίσιο Ο.Σ χωρίς διατάξεις αντισεισμικότητας (Μεγάλου ύψους)							
ΚΛΙΜΑΚΑ ΕΝΤΑΣΗΣ MERCALLI							
CDF ¹	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0.00	01						
0.05	27.0	2.2					
5.00	72.9	89.3	32.2	3.0			
20.00		8.5	66.9	68.1	19.9	3.9	0.1
45.00			0.9	28.9	74.2	57.8	12.4
80.00					5.9	38.3	84.3
100.00							3.2
MDF ²	3.8	6.2	15.4	26.8	42.1	57.4	76.2

Πίνακας 2-9: Πιθανοτικός πίνακας βλαβών για παλαιά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα μεγάλου ύψους (ATC 1985).

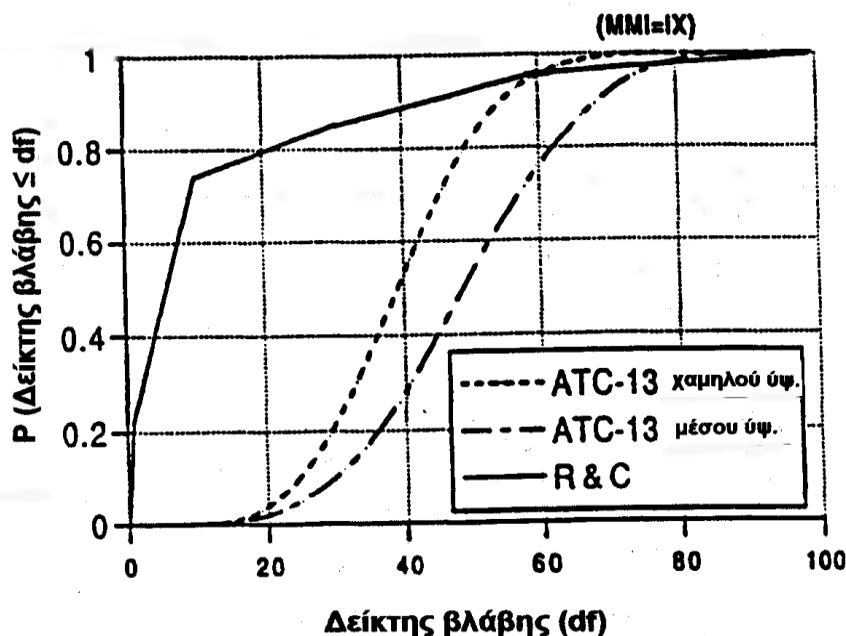
Ο Whitman et al (1975)³⁵ χρησιμοποίησε για πρώτη φορά πιθανοτικούς πίνακες βλαβών (Π.Π.Β) για έξι διαφορετικά στάδια βλάβης (με παρόμοιο τρόπο όπως στον Πίνακα 2.4) για κτίρια από Ο.Σ στην πόλη της Βοστώνης, σύμφωνα με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς (UBC-Uniform Building Code) για διαφορετικούς σεισμικούς συντελεστές. Αυτοί οι Π.Π.Β (πιθανοτικοί πίνακες βλαβών) προέκυψαν ύστερα από ένα συνδυασμό στατιστικής επεξεργασίας πληροφοριών με βάση τα κόστη επισκευών σε κατασκευές που υπέστησαν βλάβη από προγενέστερους σεισμούς, αναλυτικών μεθόδων ανάλυσης και εμπειρίας από μεγάλη γνωστή μελετητική εταιρία (στην περιοχή του Los Angeles). Άλλες μέθοδοι κατηγοριοποίησης που αναπτύχθηκαν παλαιότερα βασίζονται σε στατιστικά στοιχεία και καταλήγουν σε Π.Π.Β απλής μορφής (συνολικές απώλειες συναρτήσει της έντασης MMI). Μια επισκόπηση των διαφόρων μεθόδων υπάρχει στο άρθρο του Reitherman (1985)³⁰ και στο εγχειρίδιο των Ηνωμένων Εθνών για την εκτίμηση των βλαβών μετά από σεισμό (UNDP/UNIDO 1985).

Οι Π.Π.Β του ATC που παρατίθενται βασίζονται αποκλειστικά σε εμπειρία ειδικών μελετητών και κατασκευαστών. Σύμφωνα με αυτό, μοιράστηκαν ερωτηματολόγια σε συνολικά 80 εταιρίες που εξειδικεύονται στο αντικείμενο των αντισεισμικών μελετών και ενισχύσεων σχετικά με την εκτίμησή τους ως προς το δείκτη βλαβών για χαμηλό, μέσο και υψηλό επίπεδο βλάβης για κάθε κατηγορία κατασκευών. Με βάση αυτά τα στοιχεία διαμορφώθηκαν κάποιες συναρτήσεις πιθανοτικής κατανομής (κατανομής-β) για διαφορετικά στάδια βλαβών (επτά στη συγκεκριμένη περίπτωση), και στη συνέχεια προέκυψαν οι Π.Π.Β από τις συναρτήσεις αυτές. Τελευταία υπήρξε κάποια προσπάθεια βελτίωσης των Π.Π.Β του ATC (Anagnos et al. 1995)³, με στοιχεία που προέκυψαν από τους πρόσφατους σεισμούς στην Καλιφόρνια. Παρόμοιες προσπάθειες για εισαγωγή διαφορετικών κατηγοριών κτιρίων (για περιοχές εκτός Καλιφόρνιας) έγιναν από τους Corsanego (1991) και Κάππο (1995). Ο τελευταίος παρουσίασε Π.Π.Β για κτίρια από Ο.Σ μεικτού δομικού συστήματος χρησιμοποιώντας υβριδικές μεθοδολογίες αναλυτικές και εμπειρικές.

Παρόλη την πρακτικότητα ενός Π.Π.Β, υπάρχουν σημαντικές αδυναμίες και μειονεκτήματα ως προς τον τρόπο που έχουν προκύψει. Το γεγονός ότι η μεθοδολογία αυτή συσχετίζει το δείκτη βλάβης με την ένταση MMI που είναι εξορισμού μία κλίμακα η οποία βασίζεται στο μέγεθος των βλαβών που προκαλείται και υπόκεινται σε υποκειμενικά κριτήρια αξιολόγησης, αποτελεί ένα βασικό μειονέκτημα. Επίσης, οι κλίμακες έντασης δεν είναι συνεχείς και συνεπώς ένας Π.Π.Β δεν μπορεί να μετασχηματιστεί σε μία συνεχή καμπύλη τρωτότητας (βλέπε επόμενη παράγραφο) στην οποία θα απεικονίζονταν οι απώλειες συναρτήσει της επικινδυνότητας. Συνεπώς, θα ήταν πιο λογικό να αναπτυχθούν Π.Π.Β με βάση μία συνεχή και μετρήσιμη παράμετρο επικινδυνότητας όπως είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ή ταχύτητα. Επειδή τα στοιχεία αυτά όμως δεν υπάρχουν σε αφθονία, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας εμπειρικός τύπος μετατροπής της έντασης σε όρους μέγιστη επιτάχυνσης (Singal and Kiremidjan, 1996)³² και που όμως αφορά τη συγκεκριμένη εξεταζόμενη περιοχή.

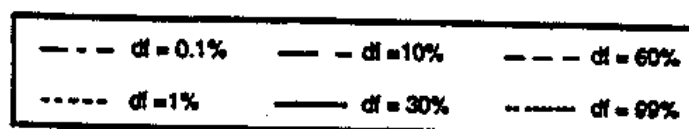
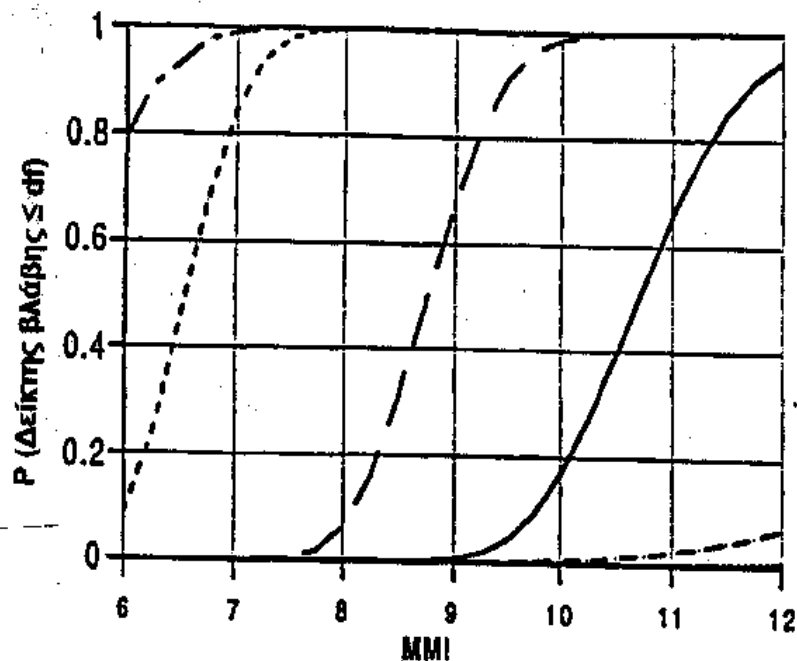
2.2.1.3 Καμπύλες Τρωτότητας

Από το ιστόγραμμα ενός Π.Π.Β μπορεί να προκύψει μια κατάλληλη πιθανοτική συνάρτηση κατανομής και από αυτήν να υπολογιστεί η πιθανότητα το μέγεθος μίας βλάβης να είναι μεγαλύτερο ή ίσο προς κάποιο συγκεκριμένο βαθμό και αναλόγως της σεισμικής έντασης. Στο Σχήμα 2.1 φαίνονται δύο τέτοιες καμπύλες (Anagnos et al, 1985) για κτίρια από άοπλη τοιχοποιία που προκύψαν από τις πιθανοτικές συναρτήσεις β-κατανομής του ATC για μέγεθος σεισμικής έντασης IX και με βάση στατιστικά δεδομένα από το σεισμό της Loma Prieta του 1989. Είναι σαφές από το σχήμα αυτό ότι οι καμπύλες του ATC υπερεκτιμούν το βαθμό της βλάβης σε σύγκριση με τα στατιστικά στοιχεία του συγκεκριμένου σεισμού.



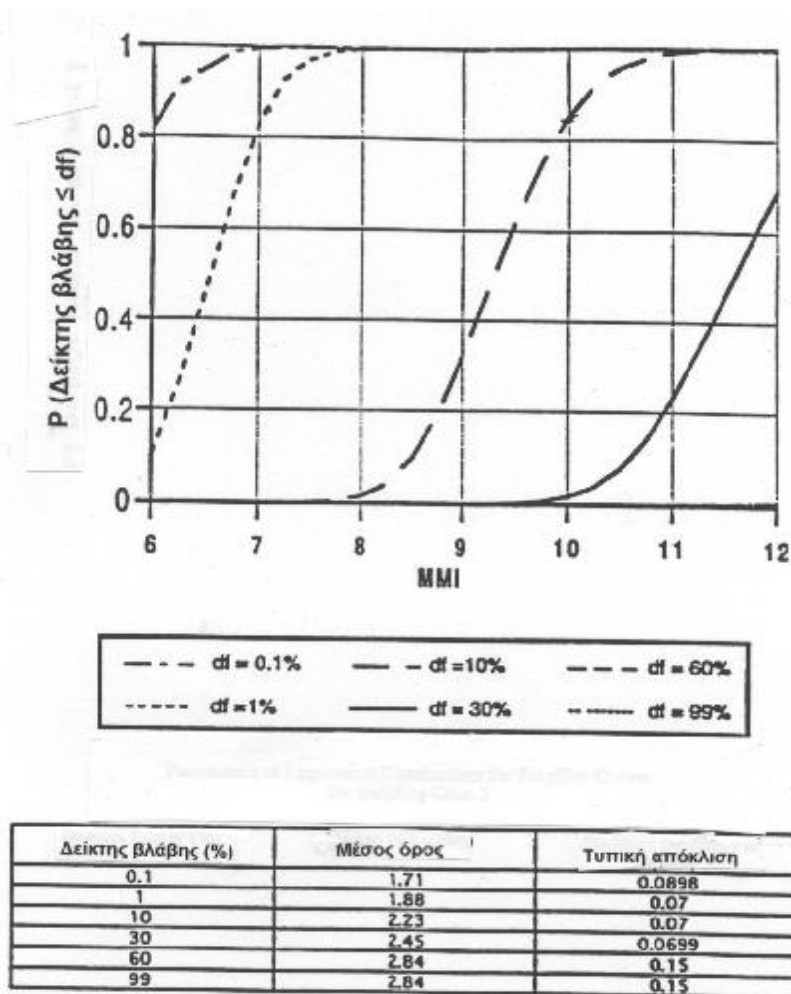
Σχήμα 2-1: Σύγκριση στατιστικών στοιχείων και κανονιστικών διατάξεων του ATC με τη χρήση πιθανοτικών συναρτήσεων κατανομής για την εκτίμηση βλαβών σε κτίρια από άοπλη τοιχοποιία.

Οι καμπύλες αυτές που προκύπτουν από τις πιθανοτικές συναρτήσεις κατανομής ονομάζονται καμπύλες τρωτότητας. Παραδείγματα τέτοιων καμπυλών που έχουν προκύψει από β-κανονικές πιθανοτικές κατανομές και για κτίρια κατηγορίας 3 (Πίνακας 2.1) σύμφωνα με τον ATC⁵, απεικονίζονται στα Σχήματα 2.2 και 2.3. Αυτές οι καμπύλες παρέχουν το πλεονέκτημα ότι αναπαριστούν σε καλύτερο βαθμό και περισσότερο παραστατικά τη σχέση μεταξύ σεισμικής έντασης και δείκτη βλάβης συγκρινόμενες με τους πιθανοτικούς πίνακες βλαβών. Στην περίπτωση που για τη συγκεκριμένη τοποθεσία υπάρχει μαθηματική σχέση η οποία να συνδέει την σεισμική ένταση MMI και την επιτάχυνση του εδάφους, τότε οι καμπύλες τρωτότητας μπορούν να σχεδιαστούν έχοντας ως μεταβλητή την εδαφική επιτάχυνση S_a , δηλαδή $P [DF > df / S_a]$.



Δείκτης βλάβης (%)	Μέσος όρος	Τυπική απόκλιση
0.1	1.71	0.0998
1	1.88	0.065
10	2.17	0.0399
30	2.37	0.07
60	2.75	0.179
99	2.84	0.15

Σχήμα 2-2: Καμπύλες τρωτότητας και παράμετροι για κτίρια από μεικτό δομικό σύστημα Ο.Σ χαμηλού ύψους (κατηγορία 3 στον Πίνακα 2.1) σύμφωνα με τον ATC⁵.



Σχήμα 2-3: Καμπύλες τρωτότητας και παράμετροι για κτίρια από μεικτό δομικό σύστημα Ο.Σ μέσου ύψους (κατηγορία 4 στον Πίνακα 2.1) σύμφωνα με τον ATC⁵.

2.2.1.4 Μελέτη ωφελειών-κόστους

Η χρήση πιθανοτικών πινάκων βλαβών και/ή καμπυλών τρωτότητας είναι η μόνη λύση στην περίπτωση που σχεδιάζεται ένα πρόγραμμα για τη σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υπαρχουσών κατασκευών σε μία ευρύτερη περιοχή.

Για να αποφασιστεί η σκοπιμότητα των επεμβάσεων προ του σεισμικού γεγονότος, πρέπει πρώτα να έχει υπολογιστεί η συνολική επικινδυνότητα (σε χρηματικά μεγέθη) της συγκεκριμένης περιοχής λαμβάνοντας υπόψη και τα έμμεσα κόστη καθώς και τα άμεσα που αντιστοιχούν στα κόστη επισκευής και υπολογίζονται με τη χρήση των πιθανοτικών πινάκων βλαβών. Η εκτίμηση του έμμεσου κόστους προϋποθέτει τη γνώση παραμέτρων όπως είναι η χρήση του κτιρίου και οικονομικά μεγέθη που σχετίζονται με αυτή όπως κόστος αντικατάστασης, τιμή ενοικίου, αξία περιουσιακών στοιχείων που βρίσκονται εντός του κτιρίου, μέγεθος προσωπικού κ.λ.π.

Πολύτιμα στοιχεία για αυτού του είδους τις αναλύσεις υπάρχουν στην αναφορά του FEMA-227¹⁶ αλλά εφαρμόζονται αυστηρά για την περιοχή της Καλιφόρνια. Για την Ευρώπη και συγκεκριμένα για τον Ελλαδικό χώρο στοιχεία που να μπορούν να

υποστηρίζουν μία ανάλυση σεισμικής επικινδυνότητας για μία ευρύτερη περιοχή δεν υπάρχουν.

Στις διάφορες μελέτες κόστους-ωφελειών προ του σεισμικού γεγονότος, εκτιμάται η αξία του κτιρίου μετά τις παρεμβάσεις και ενισχύσεις και το μέγεθος αυτό διαιρείται προς το μέγεθος του κόστους των επισκευών. Αν αυτός ο λόγος είναι μεγαλύτερος της μονάδας, η ενίσχυση του κτιρίου έτσι ώστε να ανταποκριθεί ικανοποιητικότερα σε κάποιο μελλοντικό σεισμικό γεγονός δικαιολογείται οικονομικά. Σε αυτές τις περιπτώσεις και για τον υπολογισμό αυτών των λόγων χρησιμοποιείται η μεθοδολογία που προτείνεται από το FEMA-227, απουσία άλλων κανονιστικών διατάξεων, αλλά πάντοτε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εκάστοτε τοπικές συνθήκες και ιδιομορφίες για τον καθορισμό των οικονομικών δεικτών.

2.2.2 Μέθοδοι βαθμονόμησης

Στις μεθόδους αυτές, απαιτούνται περισσότερες λεπτομέρειες και είναι υποχρεωτική η οπτική επιθεώρηση της κατασκευής. Επίσης, δίνεται μεγαλύτερη βαρύτητα στα δομικά μέλη που είναι κρίσιμα για τη συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμό.

Τα αποτελέσματα της οπτικής επιθεώρησης συγκεντρώνονται σε μια λίστα η οποία συμπληρώνεται από τον μηχανικό μέσα σε κάποιο λογικό χρονικό διάστημα και παρέχει τις απαραίτητες πληροφορίες έτσι ώστε να δίνεται μία ακριβής και επαρκής εικόνα για την κατάσταση της κατασκευής και τα τρωτά σημεία της. Κάθε χαρακτηριστικό της κατασκευής το οποίο επιθεωρείται και ακολούθως αναφέρεται στην λίστα, βαθμολογείται με κάποιο ποσοστό αναλόγως της αναμενόμενης σεισμικής του απόκρισης. Οι βαθμολογίες αυτές προστίθενται με βάση τα μέλη του συνόλου της κατασκευής χρησιμοποιώντας κατάλληλους συντελεστές βαρύτητας που αντανakλούν το βαθμό σπουδαιότητας κάθε μέλους. Με βάση τη βαθμολογία αυτή, κρίνεται εάν η κατασκευή είναι επαρκής ή απαιτείται κάποιο ποσοστό παρέμβασης και ενίσχυσης ή ακόμα αν απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση της υπάρχουσας κατάστασης μέσω πειράματος ή προσομοιώματος στον ηλεκτρονικό υπολογιστή.

2.2.2.1 Απλοποιημένες μέθοδοι

Μια από τις παλαιές μεθόδους (Culver, 1975)¹⁰ βασίζεται στη συμπλήρωση κάποιων εντύπων επί τόπου από τους μηχανικούς με βάση τα παρακάτω στοιχεία (με 1 βαθμολογείται το καλύτερο και με 4 το χειρότερο):

- (GR) Τύπος δομικού συστήματος (π.χ. 1 για πλαίσιο από χάλυβα, 2 για πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα, 4 για άοπλη τοιχοποιία)
- Βαθμός συμμετρίας (από 1 έως 4)
- Ποιότητα υλικού (από 1 έως 4)
- (PC) Υπάρχουσα κατάσταση δομικών μελών (1 για μη ρηγματωμένα, 4 ύπαρξη μεγάλων ρηγματώσεων)
- Βαθμός ακαμψίας (1 για άκαμπτο, 4 για εύκαμπτο)
- Ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας
- Ύπαρξη συνδετήριων δοκών

Υπολογίζεται ο βαθμός αντοχής της κατασκευής
 $CR = 1/3 (GR + 2SR_m) / IR,$

όπου $SR_m = \max((S+Q+4PC)/6, A, R, C)$

και IR είναι ο βαθμός της έντασης του σεισμού σε κλίμακα Mercalli. Για $MMI \geq VIII$, VII, VI, ή $\leq V$ η αντίστοιχη βαθμολογία είναι 1, 2, 3 ή 4.

Ακολουθώντας, υπολογίζεται ο βαθμός επικινδυνότητας της κατασκευής:

CR	Βαθμός Επικινδυνότητας
< 1,0	χαμηλός
1,0 - 1,4	μέτριος
1,5 - 2,0	υψηλός
> 2,0	πολύ υψηλός

Είναι προφανές πως σε αυτές τις μεθόδους η προσωπική εκτίμηση του εκάστοτε μηχανικού και η κρίση του παίζει σημαντικό ρόλο στην έκβαση του αποτελέσματος. Άλλες μέθοδοι βαθμονόμησης περιγράφονται στο άρθρο του Reitherman (1985)³⁰ και στο UNDP/UNIDO (1985)³⁴.

2.2.2.2 Αναλυτικές μέθοδοι

Σε αυτές τις μεθόδους, περισσότερα στοιχεία συλλέγονται για την ακριβέστερη εκτίμηση της αντοχής της κατασκευής. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η μέθοδος που ακολουθείται στην Ιταλία από την GNDT (Εθνική ομάδα αντιμετώπισης σεισμών) για τη σεισμική αποτίμηση. Χρησιμοποιούνται δύο επίπεδα μεθοδολογίας για τον υπολογισμό της σεισμικής τρωτότητας, το επίπεδο I και το επίπεδο II, στο οποίο χρησιμοποιούνται και αξιολογούνται περισσότερες λεπτομέρειες αναφορικά με τον τύπο του κτιρίου και τα ιδιαίτερα δομικά χαρακτηριστικά του. Το θεωρητικό υπόβαθρο των μεθόδων αυτών αναλύεται στα άρθρα των Corsanego (1991)⁹, Benedetti (1988)⁶, και Gavarini (1990)¹⁷. Μαζί με τον τύπο λίστας που χρησιμοποιείται στο επίπεδο αυτό συμπληρώνονται και άλλοι δύο πίνακες αναφορικά με την κάτοψη κάθε ορόφου, τα κύρια δομικά στοιχεία και χαρακτηριστικά καθώς και τυχόν ασυμμετρίες που υπάρχουν, ασυνεχείς τοιχοπληρώσεις, ακριβείς διαστάσεις διατομών και συντεταγμένες αρχής και τέλους κάθε στοιχείου. Αναφορικά με τα γενικά δομικά χαρακτηριστικά αυτής της λίστας μπορεί να σημειώσει κανείς την παρουσία παραμέτρων όπως την ύπαρξη ή όχι πιλοτής, γειτονικών εφαπτόμενων κτιρίων που είναι σημαντικές πηγές τρωτότητας για της περιοχές της νότιας Ευρώπης και αλλού αλλά όχι τόσο συνήθη για την περιοχή της Καλιφόρνια.

Το μεγάλο σχετικά μέγεθος των πληροφοριών που απαιτούνται για τη συμπλήρωση της λίστας χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του δείκτη τρωτότητας V, ο οποίος εξαρτάται από την αντοχή C της κατασκευής και μία παράμετρο D που εκφράζει την σχέση μεταξύ της σεισμικής έντασης και του δείκτη βλάβης για τη συγκεκριμένη κατηγορία κτιρίου. Η αντοχή C της κατασκευής υπολογίζεται από τον τύπο:

$$C = C_d \times C_g \times C_p \times C_r, \text{ όπου}$$

C_d = βαθμός αναλόγως της φθοράς του κτιρίου,

C_g = βαθμός αναλόγως της κατάστασης της θεμελίωσης και του εδάφους,

C_p = βαθμός αναλόγως της στατικής μόρφωσης του κτιρίου,

C_r = βαθμός αναλόγως της αντοχής των δομικών μελών.

Παρόμοιες μέθοδοι προτείνονται από τους Sobaih, Soliman και Elnashai (1992)³³ για κατασκευές από Ο.Σ.

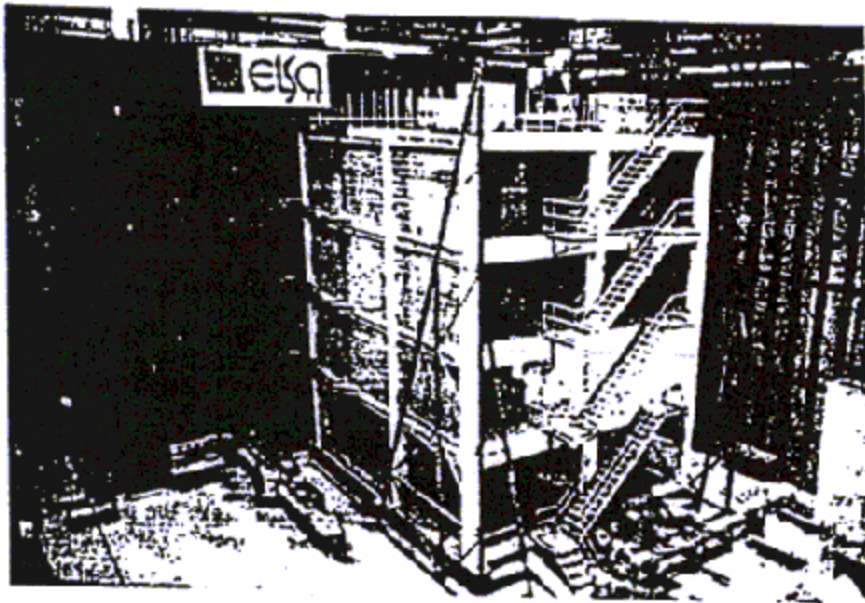
2.3 Σεισμική αποτίμηση μέσω πειραμάτων

Λαμβάνοντας υπόψη τους περιορισμούς που υπάρχουν στις εμπειρικές μεθόδους, μια εναλλακτική ή καλύτερα συμπληρωματική λύση για αποτίμηση της αντοχής υφισταμένων κτιρίων αποτελούν οι πειραματικές μέθοδοι με τη χρησιμοποίηση κατάλληλης κλίμακας. Παρόλα αυτά, πρέπει να σημειωθούν τα εξής.

Για να γίνει η πειραματική διαδικασία σε ένα κτίριο με πραγματικές διαστάσεις είναι πολύ δαπανηρό. Ακόμα και για κτίρια χαμηλού ύψους, είναι σχεδόν αδύνατο αυτά να υποβληθούν σε μεγάλου μεγέθους δυναμικά φορτία καθώς δεν υπάρχει διαθέσιμη δονητική τράπεζα και συσκευές επιβολής έκκεντρης μάζας τέτοιου μεγέθους. Για το λόγο αυτό τα κτίρια που πρόκειται να εξεταστούν, κατασκευάζονται υπό κλίμακα. Για παράδειγμα, για κτίρια μέσου ύψους μέχρι 10 ορόφους, μία συνήθης κλίμακα είναι η 1/10. Χρήσιμες πληροφορίες πάνω σε αυτές τις μεθόδους μπορεί να βρει κανείς στο ACI (1982)² και στο CEB (1994)⁸. Βέβαια, είναι δυνατόν να εκτελεσθεί κάποιο πείραμα χρησιμοποιώντας μεγαλύτερες κλίμακες (για χαμηλού ή μεσαίου ύψους κτίρια μέχρι επτά ορόφους) και χρησιμοποιώντας μόνο στατικά φορτία.

Ένας άλλος τρόπος προσομοίωσης της δυναμικής καταπόνησης πραγματοποιείται με την καλούμενη ψευδο-δυναμική μέθοδο. Σε αυτήν, οι δυναμικές φορτίσεις προσομοιάζονται με στατικές (επιβάλλοντας μετατοπίσεις), των οποίων το μέγεθος προσδιορίζεται από τις δυναμικές εξισώσεις ισορροπίας. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μετρούνται πειραματικά και οι βισκοελαστικές δυνάμεις απόσβεσης προκύπτουν από τους αναλυτικούς τύπους. Τα πρακτικά καθώς και τα οικονομικά πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου σε σύγκριση με τη μέθοδο της σεισμικής τράπεζας υπάρχουν στην αναφορά του CEB (1994)⁸. Το κυριότερο πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι μπορούν να πραγματοποιηθούν πειράματα σε κατασκευές χρησιμοποιώντας μεγαλύτερες κλίμακες ή ακόμα και την πραγματική. Ένα τέτοιο παράδειγμα υποδεικνύεται στο Σχήμα 2.4 και περιλαμβάνει ένα τετράωρο πλαίσιο από Ο.Σ., 13 μ ύψους σε πραγματική κλίμακα το οποίο έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A_g = 0.3g$. Το πλαίσιο ενισχύθηκε στη συνέχεια με υλικό τοιχοπληρώσεως και το πείραμα έγινε με την ψευδο-δυναμική μέθοδο χρησιμοποιώντας το Ευρωπαϊκό εργαστήριο αποτίμησης αντοχής (European laboratory of structural assessment ELSA) στην Ίσπρα της Ιταλίας. Το πείραμα αυτό απέδειξε ότι η διαστασιολόγηση που προτείνει ο EC8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι επαρκής. Πειράματα σαν αυτά μπορούν να χρησιμεύσουν και για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής (βασική ιδιοπερίοδος, απόσβεση) και επίσης για τις συνθήκες στήριξης του εδάφους.

Ενώ λοιπόν η πειραματική διαδικασία της σεισμικής αποτίμησης είναι αναλυτική και αρκετά αξιόλογη, το κυριότερο μειονέκτημά της, δηλαδή το κόστος, την καθιστά δύσκολη στην εφαρμογή ακόμα και για σημαντικά κτίρια και η χρήση της ακόμα και σήμερα παραμένει περιορισμένη και μόνο για ερευνητικούς λόγους. Σε κάποιες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται πειράματα μικρότερης κλίμακας για να ελέγχουν μεμονωμένα μέλη όπως υποστυλώματα, τοιχεία κ.λ.π ή για να προσδιοριστούν αντοχές των δομικών υλικών.



Σχήμα 2-4: Πολυώροφο πλαίσιο Ο.Σ που υπόκειται σε ψευδο-δυναμικές φορτίσεις στο πειραματικό εργαστήριο της Inspira της Ιταλίας.

2.4 Σεισμική αποτίμηση με χρήση αναλυτικών μεθόδων

Αυτές οι μέθοδοι είναι πιο ακριβείς και απαιτούν περισσότερες πληροφορίες από τις εμπειρικές μεθόδους. Τέτοιες μέθοδοι εφαρμόζονται σε ειδικά κτίρια ή άλλες κατασκευές που έχουν κάποια σημαντικότητα ή δεν υπάγονται σε καμία από τις κατηγορίες των εμπειρικών μεθόδων λόγω περιπλοκότητας της γεωμετρίας τους, πολυμορφίας του υλικού κατασκευής τους κ.α. (Κάππος)²³.

Τα στοιχεία που απαιτούνται για να εφαρμοστεί μια αναλυτική μέθοδος είναι:

- α) Προσδιορισμός των παραμέτρων επικινδυνότητας και εισαγωγή δεδομένων όπως η εδαφική επιτάχυνση, κ.α.
- β) Κατασκευή του προσομοιώματος της κατασκευής στον ηλεκτρονικό υπολογιστή.
- γ) Ανάλυση της κατασκευής.
- δ) Επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών που καταπονούν κάθε μέλος, σε διαφορετικές φάσεις καταπόνησης της κατασκευής.
- ε) Συσχέτιση των παραπάνω αποτελεσμάτων με τις πιθανές βλάβες που θα υποστεί το μεμονωμένο μέλος.

Τελικά, από την παραπάνω διαδικασία προσδιορίζεται η σεισμική επικινδυνότητα της συγκεκριμένης κατασκευής (SR) σύμφωνα με τον τύπο:

$$SR = H \times V \times SL$$

όπου H είναι ο κίνδυνος, V η τρωτότητα και SL η απώλεια σε χρηματικό κόστος. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να υπολογιστεί η επικινδυνότητα μίας ολόκληρης περιοχής με επιμέρους πρόσθεση της επικινδυνότητας που αφορά κατασκευές, πληθυσμούς και οικονομικές δραστηριότητες.

Στην περίπτωση όπου σκοπός της ανάλυσης είναι να προσδιοριστεί ένα κατάλληλο σχήμα παρέμβασης, τότε από το βήμα (δ) εντοπίζονται τα στοιχεία της κατασκευής που θα υποστούν βλάβη και γίνεται μία πρόβλεψη για το μέγεθος της.

Μεγάλο ρόλο στην σωστή εκτίμηση της υπάρχουσας αντοχής με τις αναλυτικές μεθόδους έχει ο τρόπος της ανάλυσης, δηλαδή αν θα χρησιμοποιηθεί ελαστική ανάλυση με βάση κάποιο κανονισμό, ή αν χρησιμοποιηθεί ανελαστική δυναμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση. Στην τελευταία περίπτωση, τα αποτελέσματα είναι πιο αξιόπιστα αφού η συμπεριφορά μιας κατασκευής σε σεισμό είναι κυρίως ανελαστική.

Σε κάθε περίπτωση πάντως, είναι σκόπιμο να γίνεται ένας συνδυασμός αναλυτικών και εμπειρικών μεθόδων για την αποτίμηση της σεισμικής αντοχής. Με αυτόν τον τρόπο, με τη βοήθεια κάποιων επί τόπου μετρήσεων για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών και της αντοχής των υλικών, τα δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν στο αναλυτικό μοντέλο θα είναι ακριβέστερα, και κατά συνέπεια η ανάλυση θα δώσει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.

2.4.1 Εισαγωγή σεισμολογικών δεδομένων στο προσομοίωμα

Στην περίπτωση που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί ελαστική ανάλυση, μπορούν να εφαρμοστούν τα φάσματα σχεδιασμού της συγκεκριμένης περιοχής. Είναι σημαντικό να σχεδιαστεί το κατάλληλο φάσμα, έτσι ώστε να αντικατοπτρίζει τις γεωλογικές συνθήκες της κάθε περιοχής. Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται ανελαστική ανάλυση, τότε μπορεί να εφαρμοστεί ως δεδομένο εισαγωγής το κατάλληλο επιταχυνσιογράφημα, το οποίο μπορεί να είναι είτε πραγματικό (από κάποιο σεισμικό γεγονός) είτε τεχνητό. Ο Ευρωκώδικας 8¹² επιτρέπει τη χρήση και των δύο τύπων επιταχυνσιογραφημάτων.

Όσον αφορά τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα αρχεία που υπάρχουν στην ευρύτερη περιοχή της κατασκευής. Επίσης, πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα για τις εδαφικές συνθήκες της εκάστοτε περιοχής και κατά πόσο επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8¹², και επειδή το είδος του γραφήματος επηρεάζει το βαθμό της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής, τα γραφήματα προς εισαγωγή πρέπει να είναι τουλάχιστον 5 και στη συνέχεια να γίνεται μία στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Ένα σημαντικό σημείο στις διαδικασίες σεισμικής αποτίμησης αποτελεί η ένταση της σεισμικής διέγερσης που πρέπει να ληφθεί υπόψη, έτσι ώστε να καθοριστεί ο ιδανικός τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής. Είναι αρκετά σύνηθες σε κάποιες περιπτώσεις να θεωρείται ένταση μικρότερη από αυτήν που χρησιμοποιείται για καινούργιες κατασκευές, για κοινωνικούς και οικονομικούς λόγους. Για παράδειγμα, σύμφωνα με τους κανονισμούς του NEHRP, FEMA (1992a)¹⁵, οι δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη για τον έλεγχο της επάρκειας μελών σε υφιστάμενες κατασκευές πρέπει να είναι ίσες με τα 2/3 αυτών που θα θεωρούνταν για μια ανάλογη καινούργια κατασκευή. Κατά ανάλογο τρόπο, ο EC8, Μέρος 1-4 (CEN 1995) αναφέρει ότι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού μπορεί να θεωρείται μειωμένη για τις περιπτώσεις υφισταμένων κτιρίων, και αναλόγως της παλαιότητάς τους.

2.4.2 Προσομοιώματα

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής, τη σπουδαιότητα και την περιπλοκότητα της γεωμετρίας και το μέγεθός της, επιλέγεται κάποιο μοντέλο προσομοίωσης. Στην περίπτωση κατά την οποία χρησιμοποιείται ανελαστική ανάλυση (στατική ή δυναμική) τότε τα μοντέλα κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες (Κάππος)²³:

- α) Μακροσκοπικά προσομοιώματα, όπως είναι τα συστήματα ενός βαθμού ελευθερίας. Με αυτά μπορούν να υπολογιστούν μεγέθη που αφορούν τη συνολική απόκριση της κατασκευής, όπως μετατοπίσεις στην κορυφή ή τέμνουσες δυνάμεις λόγω σεισμού στη βάση και μπορούν να χρησιμεύσουν για μία χονδρική εκτίμηση της βλάβης.
- β) Προσομοιώματα μεμονωμένων μελών, όταν προσομοιάζεται το μέλος με πεπερασμένα στοιχεία. Αυτά διακρίνονται σε μοντέλα στα οποία λαμβάνεται υπόψη τοπική συγκεντρωμένη πλαστιμότητα ή κατανεμημένη πλαστιμότητα.
- γ) Μικροσκοπικά προσομοιώματα

Με τη χρήση των παραπάνω μοντέλων καταγράφονται οι τάσεις και οι παραμορφώσεις καθώς και οι καμπυλότητες των μελών στα διάφορα στάδια ανάλυσης και μπορεί να προσδιοριστεί έτσι μία βλάβη τοπικού χαρακτήρα. Για μία γενικότερη και μεγαλύτερης κλίμακας βλάβη, ή για ανάλυση κατασκευών όπως είναι τα πολυώροφα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων δεν ενδείκνυται. Στη συνθηθέστερη περίπτωση χρησιμοποιούνται μοντέλα μιας διάστασης (1-D) για την προσομοίωση δοκών και υποστυλωμάτων. Λεπτομέρειες και σχόλια για τη χρήση προσομοιωμάτων υπάρχουν στην αναφορά του CEB⁸.

Για τις κατασκευές από τοιχοποιία, σε μία μελέτη των Καραντώνη και Φαρδή (1992)²⁴ χρησιμοποιήθηκαν τρία διαφορετικά προσομοιώματα για την εκτίμηση της αντοχής κατασκευών που υπέστησαν βλάβες κατά το σεισμό της Καλαμάτας του 1986. Στο πρώτο χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία με συνδυασμό επιπέδων στοιχείων που εντείνονται είτε μόνο στο επίπεδό τους ή και έξω από αυτό. Στο δεύτερο χρησιμοποιήθηκε ένα πλαισιακό μοντέλο με κατάλληλη κατανομή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και στο τρίτο έγινε χρήση ενός απλού προσομοιώματος όπου έγινε κατανομή της σεισμικής τέμνουσας ανάλογα με την ακαμψία.

Κατά τη μελέτη αυτή διαπιστώθηκε ότι η κύρια εφελκυστική τάση που προβλέφτηκε από το μοντέλο με τα πεπερασμένα στοιχεία αντιστοιχούσε στην παρατηρούμενη βλάβη. Κατά την προσομοίωση με πλαίσιο, γινόταν μία σημαντική υπερεκτίμηση της μέγιστης εφελκυστικής τάσης ενώ με το απλοποιημένο μοντέλο γινόταν μία υποεκτίμηση αυτής. Και οι δύο τελευταίες αυτές μέθοδοι δεν είχαν επιτυχία στην πρόβλεψη της θέσης και του μεγέθους της βλάβης. Πρέπει να σημειωθεί ότι λόγω των περιορισμών της ελαστικής ανάλυσης, δεν έγινε κάποια προσπάθεια σε αυτή τη μελέτη για να εκτιμηθεί ο βαθμός της βλάβης που υπέστη το κάθε συγκεκριμένο τμήμα της κατασκευής. Φαίνεται πως οι κατασκευές από δομική τοιχοποιία παρουσιάζουν κάποια δυσκολία στην εκτίμηση της αντοχής τους λόγω της ανομοιομορφίας του υλικού και της αντοχής του σε σχέση με τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα.

Σε αντίθεση με την παραπάνω περίπτωση, σημαντική πρόοδος έχει επιτευχθεί στη μη γραμμική ανάλυση κατασκευών από πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος με τοιχοπληρώσεις. Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων γίνεται με τη χρήση δύο διαγώνιων στοιχείων με τις ανάλογες μηχανικές ιδιότητες. Σε ένα άλλο προσομοίωμα

για τις τοιχοπληρώσεις γίνεται χρήση ενός απλού πεπερασμένου στοιχείου τεσσάρων κόμβων. Αυτό το προσομοίωμα μπορούσε να αναπαραστήσει ιδιότητες όπως η σταδιακή μείωση της αντοχής με τις επαναλαμβανόμενες κυκλικές φορτίσεις.

Τα παραπάνω προσομοιώματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση της αντοχής μίας υπάρχουσας κατασκευής. Πρέπει να σημειωθεί ότι μία κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα με τοιχοπληρώσεις έχει διαφορετική συμπεριφορά από αυτήν που θα θεωρηθεί με απουσία τοιχοπληρώσεων. Η διαφορά στην αντοχή, ακαμψία και στα δυναμικά χαρακτηριστικά μπορεί να είναι σημαντική.

2.4.3 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι κυριότερες μέθοδοι ανάλυσης είναι:

- Ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τους κανονισμούς
- Μη γραμμική στατική ανάλυση
- Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Η ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τους κανονισμούς παρέχει μία χονδρική εκτίμηση για τα μέλη της κατασκευής στα οποία μπορεί να επικεντρωθεί η βλάβη. Για παράδειγμα ο Curver et al (1975)¹⁰ προτείνει είτε την μέθοδο της ελαστικής στατικής ανάλυσης που συνοδεύεται από ελέγχους τάσεων των κρίσιμων μελών (προσεγγιστική αναλυτική μέθοδος σεισμικής αποτίμησης), ή τη μέθοδο της φασματικής ανάλυσης με βάση τις μετατοπίσεις για έλεγχο των μελών που αστοχούν (λεπτομερής αναλυτική μέθοδος σεισμικής αποτίμησης). Ο Ευρωκώδικας 8 υιοθετεί την ελαστική ανάλυση ως μέθοδο προσεισμικού ελέγχου, και για εξαιρετικές περιπτώσεις επιτρέπει τη χρήση μη ελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Ομοίως και ο UBC (Uniform Building Code- FEMA,1992a)¹⁶.

Ο Bracci et al (1997)⁷ προτείνει μία μέθοδο μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (χρησιμοποιείται και ο όρος push over analysis) για πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος. Κατ'αυτήν, η φόρτιση που επιβάλλεται στην κατασκευή μεταβάλλεται σύμφωνα με την αντοχή του κάθε ορόφου και αλλάζει καθώς η μη γραμμικότητα εξελίσσεται. Ως εκ τούτου, οι επιβαλλόμενες δυνάμεις στους ορόφους είναι ανάλογες της αντίστασης που αντιμετωπίζουν.

2.4.3.1 Εκτίμηση των απαιτήσεων στη μη γραμμική ανάλυση

Κατά τη μη γραμμική ανάλυση, οι φορτίσεις προκύπτουν από κατάλληλα επιταχυνσιογραφήματα, μετατοπίσεις ή ταχύτητες και ασκούνται στα επίπεδα των ορόφων. Από την άλλη πλευρά, πρέπει να γίνει μία κατάλληλη εκτίμηση των δεικτών της μη γραμμικής συμπεριφοράς (π.χ πλαστιμότητας) που διαθέτει η κατασκευή. Ο πρώτος όρος αυτής της εξίσωσης εκφράζει τις απαιτήσεις πλαστιμότητας και ο δεύτερος εκφράζει την αντοχή στη μη γραμμική περιοχή.

Η αβεβαιότητα που υπάρχει και στους δύο όρους αυτής της εξίσωσης είναι σημαντική. Μία μελέτη της ομάδας του CEB⁸ έδειξε ότι ο βαθμός αβεβαιότητας στην εκτίμηση των απαιτήσεων και συγκεκριμένα στις απαιτήσεις των μετατοπίσεων και της τοπικής παραμόρφωσης (στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων) είναι αξιόλογος.

Μια έρευνα που διενεργήθηκε από τον Κάππο (1986¹⁹, 1990²⁰) για την επιρροή διαφόρων παραγόντων στην ανελαστική σεισμική απόκριση των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, καταλήγει στα ακόλουθα:

- Αναλόγως με την παραδοχή που γίνεται για το μέγεθος της ακαμψίας των ελαστικών τμημάτων των δοκών που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση (δοκοί που θεωρείται ότι έχουν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα τους) οι υπολογιζόμενες μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων διαφέρουν μέχρι και 100%.
- Παρόλο που τα γραφήματα εισαγωγής είναι κανονικοποιημένα στο ίδιο μέγεθος φασματικής έντασης, στα αποτελέσματα παρατηρήθηκαν διαφοροποιήσεις βασικών μεγεθών μέχρι 100%.
- Οι υπόλοιπες από τις παραμέτρους που εξετάστηκαν όπως μεταβολή στην αντοχή των υλικών και άλλες παραδοχές που αφορούν τη διατμητική και αξονική ακαμψία λόγω ρηγμάτωσης βρέθηκε ότι ελάχιστα επηρεάζουν την απόκριση πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Από τη μελέτη της ομάδας του CEB, εξετάστηκαν δύο τυπικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα (ένα πλαίσιο 8 ορόφων και ένα 4 ορόφων) σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8 από διαφορετικούς μελετητές, χρησιμοποιώντας ίδια γεωμετρία και αντοχές υλικών, αλλά διαφορετικά γραφήματα εισαγωγής και διαφορετικές παραδοχές κατά την προσομοίωση. Τα αποτελέσματα αυτής της μελέτης ήταν τα ακόλουθα:

- Σημαντικές διαφορές παρατηρήθηκαν στα γραφήματα των μετατοπίσεων συναρτήσει του χρόνου. Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικές παραδοχές για τις ακαμψίες των μελών και δευτερευόντως λόγω των διαφορετικών τιμών της θεωρούμενης απόσβεσης. Είναι αξιοσημείωτο ότι οι μέγιστες μετατοπίσεις των ορόφων για το 8-όροφο πλαίσιο διαφοροποιούνται από 38mm έως 165mm για ένα τεχνητό επιταχυνσιογράφημα συμβατό με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8.
- Οι μέγιστες δράσεις των μελών που υπολογίστηκαν από κάθε μελετητή δεν περιείχαν σημαντικές διαφοροποιήσεις όπως οι μετατοπίσεις.
- Παρόλο που υπήρχαν οι παραπάνω διαφοροποιήσεις, όλες οι ομάδες των μελετητών συμφώνησαν ότι τα δύο εξεταζόμενα πλαίσια συμπεριφέρθηκαν ικανοποιητικά στο σεισμό σχεδιασμού.

2.4.3.2 Σεισμική αποτίμηση με τη χρήση μη γραμμικής ανάλυσης

Παρόλο που υπάρχουν σημαντικές παράμετροι αβεβαιότητας στη μη γραμμική ανάλυση, αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τις περιπτώσεις κτιρίων που παρουσιάζουν ιδιαίτερα γεωμετρικά χαρακτηριστικά (σημαντικό ποσοστό ασυμμετρίας), και έχουν μεγάλο συντελεστή σπουδαιότητας. Η ανάλυση γίνεται με εν χρόνο ολοκλήρωση με επιταχυνσιογράφημα καταλλήλως κανονικοποιημένο και προσομοίωμα στο οποίο να συσχετίζονται οι απαιτήσεις σε παραμορφώσεις με τις αντοχές των μελών που έχουν προσδιοριστεί πειραματικά ή και αναλυτικά.

Παρόλα αυτά, πρέπει να σημειωθεί ότι για πρακτικούς λόγους ή στις περιπτώσεις που αναζητείται ένα κατάλληλο σχήμα παρέμβασης και ενίσχυσης, η ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τους κανονισμούς είναι περισσότερο προτιμητέα καθώς παρέχει ευκολία και υπολογιστική ταχύτητα, τα δε αποτελέσματα στις περισσότερες περιπτώσεις είναι ικανοποιητικά.

2.4.4 Σεισμική αποτίμηση με βάση τις μετατοπίσεις

Οι απαιτήσεις για παραμορφώσεις μη γραμμικές μπορούν να εκτιμηθούν μέσω στατικής ή δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης. Εναλλακτικά μπορούν να εκτιμηθούν με τη χρήση ελαστικού φάσματος μετατοπίσεων. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να εφαρμοστεί η ενεργός τιμή της ακαμψίας K_{ef} για τα μέλη της κατασκευής, έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της μη γραμμικότητας. Μια διαδικασία για τον υπολογισμό του K_{ef} έχει προταθεί από τους Shibata & Sozen (1976)³¹. Πρόσφατη μελέτη από τον Priestley (1997)²⁸ περιγράφει μία διαδικασία σεισμικής αποτίμησης με βάση τις μετατοπίσεις. Σύμφωνα με αυτή, υπολογίζονται οι ανελαστικές παραμορφώσεις της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται σε μετατοπίσεις στη μέγιστη οριακή κατάσταση. Συνοπτικά, η διαδικασία είναι ως εξής:

1. Αρχικά υπολογίζεται η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση των μελών και των συνδέσεων.
2. Υπολογίζεται η στρωφική ικανότητα των μελών στην πλαστική περιοχή από τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων, θεωρώντας τις κατάλληλες τιμές οριακής κατάστασης. Θεωρείται μείωση της πλαστικής στρωφικής ικανότητας των μελών λόγω παρουσίας υψηλής τιμής διάτμησης, όταν αυτή υπάρχει.
3. Υπολογίζονται οι πλαστικές μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων, από τις πλαστικές στρωφικές ικανότητες.
4. Καθορίζεται ο πιθανός μετά-ελαστικός μηχανισμός παραμόρφωσης της κατασκευής, η αντίστοιχη αντοχή (V_u), η συνολική αντοχή της στις μετατοπίσεις (Δ_u) και η συνολική ολκιμότητα σε όρους μετατοπίσεων (μ).
5. Υπολογίζεται η ενεργός ακαμψία στη μέγιστη μετατόπιση από το λόγο V_u/Δ_u , και η αντίστοιχη ενεργός ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της κατασκευής $T=2\pi[W/(g K_{ef})]^{1/2}$.
6. Καθορίζεται η ισοδύναμη απόσβεση.
7. Υπολογίζεται η απαίτηση της κατασκευής σε όρους μετατοπίσεων χρησιμοποιώντας το κατάλληλο φάσμα μετατοπίσεων που χαρακτηρίζεται από διαφορετικές τιμές απόσβεσης και την κατάλληλη περίοδο επαναφοράς ανάλογα με την οριακή κατάσταση.
8. Γίνεται σύγκριση της αντοχής σε όρους μετατοπίσεων προς τις επιβαλλόμενες μετατοπίσεις.

Στη διαδικασία αυτή, σημαντικό ρόλο παίζει ο σωστός καθορισμός του φάσματος μετατοπίσεων. Είναι σημαντικό αυτά τα φάσματα να μην προκύπτουν από φάσματα επιταχύνσεων καθώς αυτά παρέχουν συντηρητικά αποτελέσματα στην περιοχή των μεγάλων τιμών ιδιοπεριόδου (El-nashai)¹⁴.

2.5 Υβριδικές Μέθοδοι

Στις πρακτικές εφαρμογές της διαδικασίας της σεισμικής αποτίμησης και ειδικά στις περιπτώσεις που αποσκοπούν στη διερεύνηση ενός κατάλληλου σχήματος παρέμβασης και ενίσχυσης, τότε απαιτείται ένας συνδυασμός των παραπάνω μεθόδων (εμπειρικών και αναλυτικών). Ένα τυπικό παράδειγμα αποτελεί η διαδικασία που προτείνεται από τον FEMA (1992a)¹⁵ για τη σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών και περιέχει:

1. Οπτική επιθεώρηση της κατασκευής και βαθμονόμησή της με τη χρησιμοποίηση κατάλληλου εντύπου, όμοιου με αυτόν που περιγράφεται στην παράγραφο 2.2.2.

2. Ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον κανονισμό για επαλήθευση των συμπερασμάτων από το παραπάνω βήμα.
3. Αποφάσεις που αφορούν το σχήμα παρέμβασης.

Ο Κάππος (1995)²² προτείνει μια εναλλακτική μεθοδολογία κατά την οποία μπορούν να κατασκευαστούν πιθανοτικοί πίνακες βλαβών με συνδυασμό της γνωστής μεθοδολογίας που περιγράφεται στην παράγραφο 2.2.1.2 και ανάλυσης με εν χρόνω ολοκλήρωση με προσομοιώματα κατασκευών αναλόγως της κατηγορίας τους και με τη χρησιμοποίηση επιταχυνσιογραφημάτων που να αντικατοπτρίζουν τις τοπικές εδαφικές συνθήκες τις περιοχής. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, η κρίση του μηχανικού υπεισέρχεται στην παραδοχή των διαφόρων παραμέτρων.

2.6 Κριτήρια επιλογής μεθόδου σεισμικής αποτίμησης

Κάθε μία από τις μεθόδους που παρουσιάστηκαν παραπάνω έχουν πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα, και αναλόγως με την φύση του προβλήματος επιλέγεται η κατάλληλη μέθοδος ή συνδυασμός διαφόρων μεθόδων. Στον Πίνακα 2.10 συνοψίζονται τα κριτήρια που πρέπει να ληφθούν υπόψη για την διαδικασία επιλογής της κατάλληλης μεθόδου, σύμφωνα με το UNDP/UNIDO (1985)³¹. Πρέπει να σημειωθεί ότι στις περισσότερες περιπτώσεις, η σεισμική αποτίμηση αποσκοπεί στην εκτίμηση της αντοχής με σκοπό να αποφασιστεί το κατάλληλο σχήμα παρέμβασης. Όταν αυτό αφορά μία ευρύτερη μητροπολιτική περιοχή, η απόφαση για αποδοχή κάποιας μεθόδου σεισμικής αποτίμησης προϋποθέτει την ταυτόχρονη απόφαση για πιθανή μελλοντική παρέμβαση, αν αυτό κριθεί αναγκαίο. Με αυτό τον τρόπο, η διαδικασία στο σύνολό της διαφαίνεται περίπλοκη, καθώς οι φορείς που εμπλέκονται είναι διαφορετικοί και πρέπει να ληφθούν υπόψη κοινωνικά, πολιτικά, θεσμικά και επιστημονικά πλαίσια.

<p>1. Εγκυρότητα της μεθόδου. Πρέπει να εξασφαλίζει:</p> <p>A. Ακρίβεια και αξιοπιστία όταν εφαρμόζεται σε μεμονωμένες κατασκευές.</p> <p>B. Ακρίβεια και αξιοπιστία όταν εφαρμόζεται σε μία ευρύτερη ομάδα κατασκευών. (μητροπολιτική περιοχή)</p> <p>Γ. Συσχετισμό και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων της με ένα γενικότερο πρόγραμμα αποτίμησης και παρέμβασης (ενίσχυσης) των υπαρχόντων κτιρίων.</p>
<p>2. Κόστος μεθόδου</p> <p>A. Κόστος εργατικών (περιλαμβάνει εκπαίδευση προσωπικού, ώρες απασχόλησης κ.λ.π.)</p> <p>B. Κόστος εξοπλισμού (περιλαμβάνει κόστος αγοράς, χρήσης, συντήρησης).</p> <p>Γ. Γενικά έξοδα</p> <p>Δ. Κόστος χαμηλής παραγωγικότητας κατά τη διάρκεια των μετρήσεων, αναλόγως αν η περιοχή περιλαμβάνει κατοικίες, καταστήματα, βιομηχανίες, διοικητικές υπηρεσίες.</p>
<p>3. Νομικά, κοινωνικά, πολιτικά και τεχνολογικά κριτήρια</p> <p>A. Νομικά:</p> <p>Υπάρχει νομικό πλαίσιο που να επιτρέπει τη χρήση μεθόδων σεισμικής αποτίμησης για μικρό ή μεγάλο αριθμό κατασκευών;</p> <p>B. Κοινωνικά:</p> <p>Πρέπει να υπάρχει αποδοχή των μεθόδων και των αποτελεσμάτων τους από τους κατοίκους και από εμπορικά, βιομηχανικά και κυβερνητικά κλιμάκια.</p> <p>Γ. Πολιτικά:</p> <p>Κυρίως διαχειριστικά και γραφειοκρατικά κριτήρια.</p> <p>Δ. Τεχνολογικά:</p> <p>Αποδοχή από την επιστημονική κοινότητα μηχανικών.</p>

Πίνακας 2-10: Κριτήρια επιλογής μεθόδου σεισμικής αποτίμησης κατά UNDP/UNIDO (1985).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Abrams, D.P (1991) Laboratory definitions of behaviour for structural components and building systems. In ACI SP-127: Earthquake-resistant concrete structures – Inelastic response and design, ACI, Detroit, Michigan, 91-152.
2. ACI (1982) Dynamic modelling of concrete structures. Publ. SP-73, ACI, Detroit, Michigan.
3. Anagnos, T., Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. (1995) NCEER-ATC Joint study on fragility of buildings, Techn. Rep. NCEEN 95-0003, State Univ. of New York at Buffalo, Jan.
4. Aoyama, H. (1981) A method for the evaluation of the seismic capacity of existing reinforced concrete buildings in Japan, Bull. of the NZNSEE, Vol. 14, No. 3, 105-130.
5. ATC (1985) Earthquake damage evaluation data for California (ATC-13). Applied Technology Council, Redwood City, California.
6. Benedetti, D., Benzoni, G. and Parisi, M. (1988) Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei, Earthq. Engineering and Struct. Dynamics, Vol.6, No.2, 183-201.
7. Bracci, J.M., Kunnath, S.K and Reinhorn, A.M. (1997) Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures, Journal of Struct. Engineering, ASCE, Vol 123, No. 1, 3-10.
8. CEB (1994) Behaviour and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions including inelastic response – Vol.2: Frame members. Bull.d'Inf. CEB,220, Lausanne. CEB Task Group III/6.
9. Corsanego, A. (1991). Seismic vulnerability evaluations for risk assessment in Europe. Proceedings, 4th Intern. Conf. Seismic Zonation, Stanford, California, Vol I, 671-688.
10. Culver, C.G., et al. (1975) Natural Hazards evaluation of existing buildings, NBS BSS-61, Building Science Series 61, Nat. Bureau of Standards, Washington DC.
11. Dolce, M.,Kappos, A.,Zussaro,G. and Coburn,A.W. (1995) Report of the EAEE (European Association for Earthquake Engineering), Vulnerability and risk analysis. Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, Aug. Sep.1994,, 4, 3049-3077.
12. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-4.
13. Elnashai, A.S (1993) Procedures for repair and retrofitting of earthquake-damaged RC structures based on selective assessment and intervention. Proceedings, of IDNDR Conf., Protecting vulnerable communities, The Royal Society, U.K.
14. Elnashai (1996). MSc Course Notes on Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ESEE, Civil Engineering Department, Imperial College, London.

15. FEMA (1992a). NEHRP Handbook for the seismic evaluation of existing buildings (FEMA-178), BSSC, Washington DC.
16. FEMA (1992b). A benefit cost model for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 227). VSP Associates, Sacramento, CA.
17. Gavarini, C. et al (1990) A method of surveying the seismic vulnerability of existing reinforced concrete buildings. Proceedings of 9th European Conference on Earthquake Engineering (Moscow, Sep 1990), Vol.9, 287-292.
18. GNDT (National Earthquake Defence Group, Italy).
19. Kappos, A.J. (1986) Input parameters for inelastic seismic analysis of R/C frame structures. Proceedings of 8th European conference on Earthq.Engineering, Lisbon, Portugal, Sep. 1986,3,6.1/33-40.
20. Kappos, A.J (1990) Sensitivity of calculated Inelastic Seismic Response to Input Motion Characteristics. Proceedings. Of 4th US Nat. Conference on Earthq. Engineering, Palm Springs, California, May 1990,2,25-34.
21. Kappos, A.J., Stylianidis, K.A., and Penelis, G.G. (1991), Analytical prediction of the response of structures to future earthquakes, European Earthquake Engineering, Vol.5, No.1,1991, 10-21.
22. Kappos, A., Pitilakis, K., Morfidis, K. and Asimakopoulos, D. (1995). Cost-Benefit analysis for the seismic rehabilitation of buildings in Thessaloniki, based on a hybrid method of vulnerability assessment, 3rd Intern. Conf. on Seismic Zonation (Nice, France, Oct.1995), Vol. I, pp. 406-413.
23. Kappos (1996) MSc Course Notes on Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ESEE, Civil Engineering Department, Imperial College, London.
24. Karantoni, F.V. and M.N. Fardis (1992) Computed vs. observed seismic response and damage of masonry buildings, Journal of Struct. Engineering, ASCE, Vol.118, No. 7, 1804-1821.
25. Michailidis, C.N., K.C. Stylianidis and A.J. Kappos (1995) Analytical modelling of masonry infilled R/C frames subjected to seismic loading, Proceedings 10th European Conference on Earthq.Engineering (Vienna 1994), Balkema, Rotterdam, Vol.3, 1519-1524.
26. Negro, P. and Verzeletti, G. (1996) Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: Energy considerations from pseudo-dynamic tests, Earthq. Engineering and Struct. Dynamics, Vol. 25, No. 8, 753-773.
27. Penelis, G.G., D.Sarigiannis, E.Stavrakakis, K.C Stylianidis (1988). A statistical evaluation of damage to buildings in the Thessaloniki, Greece earthquake of June, 20,1978. Proceedings of 9th World Conf. on Earthquake Engineering (Tokyo-Kyoto,Japan, Aug.1988), Tokyo: Maruzen, VII:187-192.
28. Priestley, M.J.N. (1997), Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, 157-192.

29. Priestley, M.J.N. and G.M. Calvi (1991), Towards a capacity – design assessment procedure for reinforced concrete frames, Earthquake Spectra, Vol.7, No. 3, pp.413-437.
30. Reitherman, R. (1985) A review of earthquake damage estimation methods, Earthquake Spectra, Vol. 1, No. 4, 805-847.
31. Shibata A., and M. Sozen (1976), Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete, Journal of Str. Div., ASCE, Vol.102, No.1, 1-18.
32. Singhal, A. and Kiremidjian, A.S. (1996) A method of probabilistic evaluation of seismic structural damage, J.Struct. Engineering, Vol. 122, No.12, 1459-1467.
33. Sobaih, M.E., Soliman, M.M. and Elnashai, A.S. (1992) Seismic vulnerability evaluation of existing reinforced concrete buildings, Intern. Symposium on Earthquakes and Ways of Protection, Aleppo, Syria, Apr.1992.
34. UNDP/UNIDO Project RER/79/015 (1985). Building construction under seismic conditions in the Balcan region – Vol.4: Post-earthquake damage evaluation and strength assessment of buildings under seismic conditions. UNDP, Vienna.
35. Whitman, R.V., et al. (1975) Seismic design decision analysis, J.Str. Div., ASCE, Vol. 101, No ST5, May, 1975. pp. 1067-1084.
36. ACI (1982) Dynamic modelling of concrete structures. Publ.SP-73, ACI.