

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΒΡΟΥΤΣΗ ΕΛΕΝΗ – ΚΙΝΤΡΙΑΗ ΑΘΗΝΑ

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η διαμόρφωση ενός απλού πλαισίου αποτίμησης αντισεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κατασκευών, αναλυτικότερα παρουσιάζονται οι προδιαγραφές του ΝΕΑΚ και των Αμερικανικών Κανονισμών και ο βαθμός στον οποίο, οι παλαιότερες κατασκευές, ικανοποιούν τους προαναφερθέντες. Εντοπίζονται αδυναμίες των παλαιάς τεχνολογίας κατασκευών και σε συνδυασμό με την διαδικασία αποτίμησης εξάγονται αξιόπιστα συμπεράσματα, έτσι ώστε η μελέτη επισκευής – ενίσχυσης και η εκτέλεση αυτής να διασφαλίσει την αντισεισμική επάρκεια της κατασκευής.

9.1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Τις τελευταίες δεκαετίες έχει διαφανεί τόσο στην χώρα μας όσο και σε άλλες σεισμογενείς περιοχές ότι ένα από τα κυριότερα πλέον προβλήματα με έντονα οικονομικές και κοινωνικές προεκτάσεις αποτελεί η πρόβλεψη της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών. Οι Ελληνικοί σεισμοί της τελευταίας εικοσαετίας απέδειξαν ότι ένα μεγάλο ποσοστό των υφιστάμενων κατασκευών παρουσιάζει σημαντικά χαμηλή σεισμική ικανότητα. Δομήματα τα οποία σε μεγάλο ποσοστό έχουν κατασκευασθεί με διατάξεις προγενέστερων κανονισμών χωρίς να πληρούν το αντίστοιχο των συγχρόνων επίπεδο "σεισμικής ασφάλειας" αποτελούν σήμερα τη συντριπτική πλειοψηφία των υφισταμένων κατασκευών, καθιστώντας φανερή την αναγκαιότητα της προσεισμικής διερεύνησης τους και της συστηματικής αποτίμησης της αντισεισμικής επάρκειας των κτιρίων έτσι ώστε να βελτιωθεί το επίπεδο αντισεισμικής τους προστασίας. Σημειώνεται ότι υφιστάμενη κτιριακή υποδομή αποτελεί τεράστια επένδυση η οποία δεν μπορεί να αντικατασταθεί στο προβλέψιμο μέλλον με νέα κτιριακή υποδομή σύμφωνη με την σύγχρονες προδιαγραφές αντισεισμικότητας, λόγω του απαγορευτικού κόστους. Η ανεπαρκής πλαστιμότητα των υφιστάμενων κατασκευών δε διασφαλίζει ένα ικανοποιητικό επίπεδο αντισεισμικής προστασίας γεγονός το οποίο απαιτεί ο ΝΕΑΚ (1995).

Με τις πρόσφατες αναπροσαρμογές του σεισμικού συντελεστή (επιτάχυνση εδάφους) σε υψηλότερα επίπεδα σε όλη την επικράτεια, οι σεισμικές δυνάμεις του σχεδιασμού είναι πολλαπλάσιες αυτών που είχαν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν κατά τον σχεδιασμό της πληθώρας των υφιστάμενων κτιρίων. Αυτό συνεπάγεται ότι σε ενδεχόμενο ισχυρό σεισμό οι κατασκευές αυτές θα χρειασθεί να αναπτύξουν μεγάλες παραμορφώσεις, πολλαπλάσιες της παραμόρφωσης διαρροής, με ισοδύναμο απαιτούμενο συντελεστή συμπεριφοράς q πολύ μεγαλύτερο της τιμής 3.5 με την οποία σχεδιάζουμε τα νέα έργα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο.Σ). Αυτό οφείλεται στο ότι ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Ο σεισμός καταδεικνύει με τον εντονότερο τρόπο τις αδυναμίες της κατασκευής καθώς και την πραγματική ιεράρχηση των μορφών αστοχίας. Οι αδυναμίες των υφιστάμενων κατασκευών προέρχονται από τις διαφορετικές απαιτήσεις διαστασιολόγησης οπλισμών, την χαμηλή ποιότητα των υλικών, την ύπαρξη κακοτεχνιών, τις τοπικές αστοχίες και τυχόν προβλημάτων συντήρησης που απειλούν να μειώσουν την επιτελεστικότητα του φέροντα οργανισμού (αντοχή και πλαστιμότητα). Πλην της έλλειψης συνδετήρων, οι παλαιού τύπου κατασκευές Ο.Σ. έχουν ποικίλα άλλα δυσμενή χαρακτηριστικά που σήμερα είναι γνωστό ότι αντενδείκνυνται σε αντισεισμικά έργα, όπως έμμεσες στηρίξεις, ανεπαρκή αγκύρωση οπλισμών σε κόμβους, ματίσεις οπλισμών σε θέσεις

αναμενόμενων πλαστικών αρθρώσεων χωρίς συνδετήρες, ανεπαρκή θεμελίωση κ.α. Επιπλέον, μεγάλος αριθμός αυτών των κατασκευών παρουσιάζει πρόσθετες επιβαρύνσεις είτε λόγω αλλαγής χρήσης, είτε λόγω παρεμβάσεων των ιδιοκτητών στον φέροντα οργανισμό.

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΝΕΑΚ για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μεταελαστική απόκριση να έχει πλάσιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατόν να προηγηθούν.

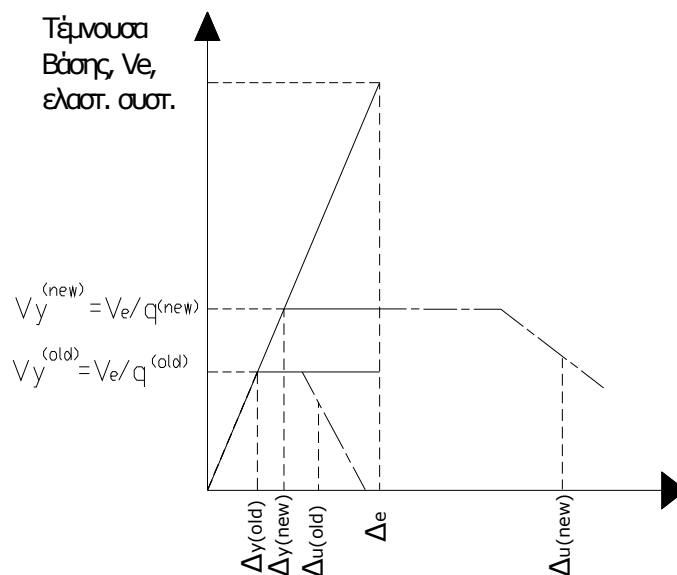
Οι υφιστάμενες κατασκευές διαθέτουν περιορισμένη πλαστιμότητα (διαθέσιμος δείκτης συμπεριφοράς $q=1$) και σε περίπτωση ανεπαρκών συνδετήρων, η συμπεριφορά σε επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης είναι ψαθυρή ακόμη και αν η διαθέσιμη ονομαστική αντοχή επαρκεί σύμφωνα με τις σημερινές απαιτήσεις για το μέγεθος του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού.

Στην Ελλάδα σήμερα δεν υπάρχει ενιαία μεθοδολογία αποτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας κτιρίων σχεδιασμένων σύμφωνα με τις παλαιότερες γενεές αντισεισμικών κανονισμών. Η μεγάλη πλειοψηφία των μελετών τρωτότητας εκπονούνται με τρόπο υποκειμενικό και ανομοιομορφο. Μία διαδομένη προσέγγιση είναι ο έλεγχος συμβατότητας του κτίσματος με τις σύγχρονες διατάξεις του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού (ΕΑΚ 1999, ΚΟΣ 2001). Κατά την διεκπεραίωση του ελέγχου ακόμα και αν προκύψει επαρκής αντοχή και δυσκαμψία δεν εξασφαλίζεται αυτομάτως και η ικανότητα της παλαιότερης κατασκευής να αντεπεξέλθει με ασφάλεια στα σημερινά επίπεδα του σεισμού σχεδιασμού εφόσον **και σήμερα** οι σεισμικές δυνάμεις που χρησιμοποιούνται κατά την διαστασιολόγηση είναι αρκετά μικρότερες από τις αναμενόμενες (Σχήμα 1), (FEMA 310). Αυτό που μας επιτρέπει τον σχεδιασμό με q -φορές μικρότερες σεισμικές δυνάμεις είναι ότι η σεισμική δράση δεν είναι μια εξωτερικά επιβεβλημένη δύναμη με καθορισμένο μέγεθος, αλλά μία εξωτερικά επιβεβλημένη δυναμική μετακίνηση, που εισάγει στην κατασκευή μια ποσότητα κινητικής ενέργειας, η οποία μετατρέπεται κατά την ταλάντωση από κινητική σε δυναμική και αντίστροφα, με αποτέλεσμα σε μέλη να αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις υπό σταθερή εσωτερική δύναμη.

Επαρκής σεισμική προστασία στα πλαίσια του ΕΑΚ παρέχεται μόνον όταν όλες οι παράμετροι που στηρίζουν την φιλοσοφία του σύγχρονου αντισεισμικού Κανονισμού πληρούνται ικανοποιητικά (διάταξη, αντοχή, πλαστιμότητα, υπερστατικότητα, δυσκαμψία, προδιαγραφές ποιότητας).

Διάφορες μεθοδολογίες αναπτύχθηκαν, μετά τον σεισμό του 1999, προκειμένου να εξάγουν αξιόπιστα συμπεράσματα για την τρωτότητα των υφιστάμενων κατασκευών, πολλά όμως από αυτά οδήγησαν σε λανθασμένα συμπεράσματα κυρίως για τους ταχείς ελέγχους. Είναι λοιπόν φανερό ότι υπάρχει πιεστική ανάγκη για την διαμόρφωση και την πιστοποίηση ενός απλού πλαισίου αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας υφιστάμενων κτιρίων που θα οδηγεί σε **αξιοπιστία, μονοσήμαντα συμπεράσματα** για το ενδεχόμενο βλάβης του δομήματος σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης.

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Δ_e = μετακίνηση κορυφής, ελαστικού συστήματος = απαιτούμενη μετακίνηση κορυφής ανελαστικού συστήματος με την ίδια αρχική δυσκαμψία, δηλ. $\Delta_e = \Delta_{su}^{old} = \Delta_{su}^{new}$

Δ_y^{old} = μετακίνηση διαρροής του παλαιού συστήματος

Δ_y^{new} = μετακίνηση διαρροής του ίδιου συστήματος σχεδιασμένου με νέες προδιαγραφές

Δ_{Ru}^{old} = Διαθέσιμη παραμορφωσιμότητα παλαιού συστήματος

Δ_{Ru}^{new} = Διαθέσιμη παραμορφωσιμότητα νέου συστήματος

Σχήμα 1: Συσχέτιση ελαστικού και ανελαστικού συστήματος σχεδιασμένου σύμφωνα με τις νέες και τις παλαιού τύπου προδιαγραφές: Εδώ, $\Delta_{su}^{new} < \Delta_{Ru}^{new}$, άρα το νέο σύστημα θα συμπεριφερθεί ικανοποιητικά, αναπτύσσοντας όμως ανελαστικές παραμορφώσεις (δηλ. βλάβη), ενώ, $\Delta_{su}^{old} > \Delta_{Ru}^{old}$, άρα το παλαιού τύπου σύστημα αστοχεί, ακόμη και αν διαθέτει αντοχή ίση με αυτήν του νέου συστήματος.

9.2.ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας περιλαμβάνει τα παρακάτω στάδια :

(α) **Ορισμός των επιπέδων σεισμικής έντασης (performance levels)** για τα οποία διεξάγονται οι έλεγχοι επιτελεστικότητας. Τα επίπεδα επιτελεστικότητας διαχωρίζονται σε πέντε ομάδες κάθε μια από τις οποίες επιτρέπει κάποιο βαθμό βλάβης ανάλογα με την ένταση της σεισμικής διέγερσης. Το πέμπτο επίπεδο επιτελεστικότητας το οποίο δηλώνει κατάρρευση είναι απαράδεκτο, ενώ τα υπόλοιπα τέσσερα αντιστοιχίζονται με τα τέσσερα επίπεδα σεισμικής έντασης τα οποία σύμφωνα με τον ATC-3-06 (1978) διαχωρίστηκαν στα (0) αμελητέας σεισμικότητας (εξαιρετικά σπάνια) (1) χαμηλής σεισμικότητας (σπάνια), (2) μέτριας σεισμικότητας (ενίοτε), και (3) υψηλής σεισμικότητας (συχνά).

ΠΙΝΑΚΑΣ 1		
Ορισμός οριακών καταστάσεων επιτελεστικότητας		
Definition of Performance Levels		
Ποιοτικός προσδιορισμός οριακής κατάστασης P.L. επιτελεστικότητας #	Συνολική Σεισμική ΜετακίνησηΚτίριο υ (αναφορά στο σχήμα 2)	Βλάβη σε μη φέροντα στοιχεία (κόστος απώλειας προς αξία)
1 Απρόσκοπη λειτουργία-operational	Δy	0%10%
2 Άμεση χρήση μετά τον σεισμό-occupiable	$\Delta y+0.3\Delta p$	5%-30%
3 Απαιτούνται επισκευές αλλά δεν υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης Life Safe	$\Delta y+0.6\Delta p$	20%50%
4 Εκτεταμένες βλάβες -το κτίριο δεν έχει καταρρεύσει αλλά δεν είναι ασφαλής για χρήση-Near Collapse	$\Delta y+0.8\Delta p$	40%80%
5 Κατάρρευση-Collapsed	$\Delta y+\Delta p$	>70%

1) Κατά κανόνα, ο όρος συχνός, περιγράφει το μέγεθος του σεισμού που έχει πιθανότητα υπέρβασης 87% στα 50 χρόνια (μέση περίοδος επαναφοράς 25 χρόνια), ενώ η αντίστοιχη περιγραφή για τα άλλα σεισμικά συμβάντα είναι: 2) πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια (μέση περίοδος επαναφοράς 72 χρόνια), 3) πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (περίοδος επαναφοράς 250 – 800 χρόνια, δηλ. μέγεθος 2/3 αυτού που αντιστοιχεί στον εξαιρετικά σπάνιο σεισμό) 4) πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια (περίοδος επαναφοράς από 800 έως 2500 χρόνια) FEMA274

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

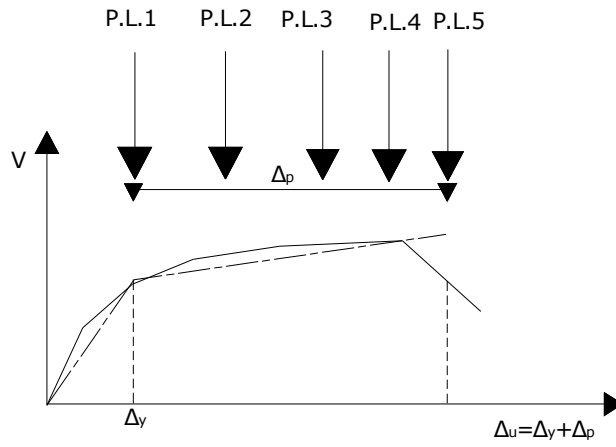
β) εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου σε όρους μετατοπίσεων, ποσοτικός δηλαδή, προσδιορισμός της αναμενόμενης σεισμικής μετακίνησης, Δ_{sd} , του δομήματος ως σύνολο (ολική μετακίνηση αλλά και σχετική μετακίνηση των επιμέρους ορόφων) για τα διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης.

γ) προσδιορισμός της διαθέσιμης ικανότητας παραμόρφωσης, Δ_{Rd} , της κατασκευής και των επιμέρους στοιχείων της σε ενδεχόμενη ανακυκλιζόμενη σεισμική μετακίνηση μεγάλου εύρους. Η διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης αντιστοιχεί στην μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να αναπτύξει το στοιχείο ή δόμημα χωρίς σημαντική απώλεια αντοχής (απώλεια μικρότερη του 20% του μεγίστου).

Θεωρητικά, η σύγκριση της απαιτούμενης και διαθέσιμης παραμορφωσιμότητας προσδιορίζει την αναμενόμενη συμπεριφορά (και τον ενδεχόμενο βαθμό βλάβης) που αναμένεται να αναπτύξει η κατασκευή για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης (performance levels). Η ίδια μεθοδολογία (δηλ. σύγκριση διαθέσιμης και απαιτούμενης παραμορφωσιμότητας) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό στρατηγικής ενίσχυσης ή αποκατάστασης του υφιστάμενου κτίσματος. Η βασική επιδίωξη θα πρέπει να είναι είτε

- Η εξασφάλιση ικανοποιητικής δυσκαμψίας στο κτίσμα ώστε να μην εξαντληθεί η διαθέσιμη η διαθέσιμη μικρή παραμορφωσιμότητά του (απαιτούμενη πλαστιμότητα <1.5), είτε
- Η εξασφάλιση ικανοποιητικής πλαστιμότητας ώστε να μπορεί να αναπτύξει το κτίσμα μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς απώλεια αντοχής.

Η πρώτη εκδοχή έχει εκφραστεί στο παρελθόν με την πρόταση για προσθήκη τοιχοπληρώσεων σε πιλοτές έτσι ώστε ένα ποσοστό επί της καλυπτόμενης επιφάνειας του κτίσματος (της τάξεως του 2.0%) να καλύπτεται από τοιχώματα ή τοιχοπληρώσεις. Το ποσοστό αυτό εξασφαλίζει αρκετή δυσκαμψία αλλά και αντοχή στο κτίριο ώστε η συμπεριφορά να είναι σχεδόν ελαστική μόνο και μόνο λόγω της διαθέσιμης υπεραντοχής του. Η δεύτερη εκδοχή αφορά στην ενίσχυση στοιχείων με την προσθήκη μανδύων, είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε από σύνθετα υλικά. Η δεύτερη αυτή εκδοχή πρέπει να αντιμετωπίζεται με ιδιαίτερη προσοχή, κυρίως εάν πρόκειται για εύκαμπτο όροφο του κτίσματος (π.χ. πιλοτή). Σε τέτοια περίπτωση αφενός πρέπει να αποκλεισθεί το ενδεχόμενο δευτέρας τάξεως (δευτερογενείς ροπές ανατροπής λόγω οριζόντιας μετάθεσης της μάζας του κτιρίου από την θέση ισορροπίας), με ενδεχόμενη τοποθέτηση τοιχείων, αλλά και να εξετασθούν όλοι οι ενδεχόμενοι μηχανισμοί αστοχίας (κάμψη, διάτμηση, αγκυρώσεις/ματίσεις, λυγισμός) των στοιχείων που συντρέχουν στο αναβαθμιζόμενο στοιχείο. Σημειώνεται ότι ενίοτε οι μανδύες σε υποστύλωματα απλώς αλλάζουν την ιεράρχηση αστοχιών, καθιστώντας κρίσιμες είτε την θεμελίωση του κτιρίου είτε τους γειτονικούς κόμβους, με ενδεχόμενη πρόκληση βλαβών είτε με στροφή θεμελίων είτε με θραύση οπλισμών στις αγκυρώσεις, είτε με αποδιοργάνωση των κόμβων.

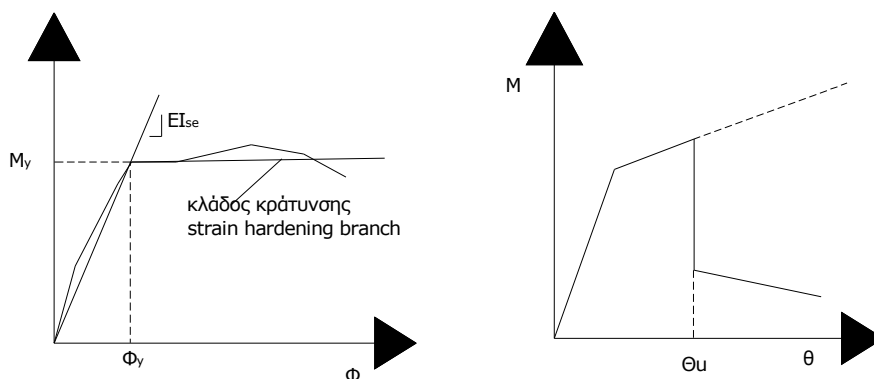


Σχήμα 2: Ορισμός διαφόρων επιπέδων επιτελεστικότητας

9.3.ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Από πρακτική άποψη, η εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου και της διαθέσιμης παραμορφωσιμότητας του δομήματος είναι διαδικασία ενίοτε πολύπλοκη, που κατά κανόνα περιλαμβάνει προσομοίωση των ανελαστικών χαρακτηριστικών των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής και υπολογισμό της λεγόμενης υπερωθητικής καμπύλης (pushover curve ή μονότονη σχέση τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής).

Η καθ' ύψος κατανομή των ωθητικών οριζόντιων φορτίων που χρησιμοποιείται για την ανάλυση είναι αντικείμενο επιστημονικού διαλόγου και έρευνας, για πρακτικές όμως εφαρμογές μπορεί να χρησιμοποιηθεί η προτεινόμενη από τον Κανονισμό για τον σχεδιασμό (δηλ. η τριγωνική κατανομή, ως σχήμα μόνον). Η ένταση των φορτίων αυξάνεται γραμμικά από μηδενική τιμή μέχρις αστοχίας, και για κάθε ενδιάμεση τιμή υπολογίζεται το προφίλ μετακινήσεων του δομήματος, έτσι ώστε να προσδιορισθεί η μετακίνηση κορυφής αλλά και σχετική μετακίνηση των διαδοχικών ορόφων. Εάν η υπερωθητική καμπύλη υπολογισθεί από μη-γραμμική πλαισιακή ανάλυση του κτιρίου με χρήση προγραμμάτων υπολογιστή, τότε απαραίτητα δεδομένα του προβλήματος συμπεριλαμβάνουν την αρχική δυσκαμψία, την ροπή διαρροής, και τον ρυθμό κράτυνσης μετά την διαρροή των επιμέρους στοιχείων. Για την μη-γραμμική πλαισιακή ανάλυση πρέπει να χρησιμοποιείται η **τέμνουσα** δυσκαμψία των επιμέρους στοιχείων, που αντιστοιχεί στο σημείο διαρροής δηλαδή, $EI_{\text{σοδ}} = M_y / \Phi_y$, όπου M_y η ροπή διαρροής, και Φ_y η αντίστοιχη καμπυλότητα διαρροής (από το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων του στοιχείου, Σχήμα 3(α)).



Σχήμα 3(α): Ορισμός Τέμνουσας Δυσκαμψίας

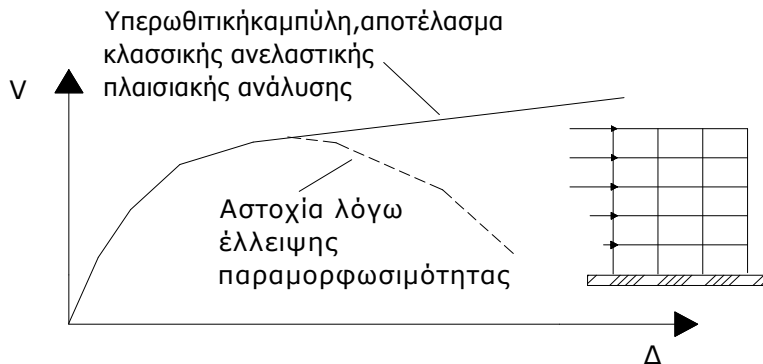
Σχήμα 3(β) : Διαγράμματα ροπών στρωφών στοιχείων Ο.Σ. Η διακεκομμένη καμπύλη αφορά ελαστοπλαστικό στοιχείο με κράτυνση, η συνεχής καμπύλη αφορά παλαιού τύπου στοιχεία με ανεπαρκής συνδετήρες σύμφωνα με τις οδηγίες της FEMA 274 (1997).

Σημειώνεται ότι προσεγγιστικά, η ροπή διαρροής για στοιχεία σε προέχουσα κάμψη ισούται με το γινόμενο $A_{s1} \cdot z \cdot d \cdot f_y$, όπου A_{s1} το εμβαδόν του εφελκόμενου (μόνον) οπλισμού (συμπεριλαμβανομένου και του οπλισμού των πλακών εντός του συνεργαζόμενου πλάτους σε περίπτωση αρνητικής κάμψης δοκών ή σε τοιχώματα με περύγιο όταν το περύγιο βρίσκεται στην εφελκόμενη ζώνη), z αδιάστατος αριθμός που κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.75 και 0.85 αναλόγως με τα χαρακτηριστικά της διατομής, d το στατικό ύψος της διατομής και f_y η τάση διαρροής του εφελκόμενου χάλυβα (σε MPa, π.χ. για S220, $f_y=220$ MPa). Η καμπυλότητα διαρροής Φ_y δίνεται από τις παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις, ανάλογα με το σχήμα της διατομής (κυκλική ή ορθογωνική)(Priestley et al.1996):

$$\phi_y D = 2.45 \frac{f_y}{200000} , \phi_y h = 2.15 \frac{f_y}{200000} \quad (1)$$

Όπου D η εξωτερική διάμετρος της κυκλικής διατομής και h το ύψος της ορθογωνικής διατομής του υπόψη στοιχείου. (Από τις παραπάνω εξισώσεις συνάγεται ότι, αντίθετα με την κρατούσα αντίληψη, η δυσκαμψία του τυχαίου στοιχείου που υπεισέρχεται στην σεισμική ανάλυση του κτίσματος, είναι ανεξάρτητη από το γινόμενο $E_c b h^3 / 12$ που συνήθως χρησιμοποιείται στην πράξη για τον προσδιορισμό των σεισμικών μετατοπίσεων και της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, ενώ εξαρτάται κυρίως από το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού και το συνολικό ύψος της διατομής του στοιχείου). Η αντίστοιχη στροφή διαρροής είναι $\theta_y = \Phi_y L / 6$ όπου L το καθαρό άνοιγμα του στοιχείου.

Ένας περιορισμός της πλειοψηφίας των εμπορικών προγραμμάτων ανελαστικής ανάλυσης, που χρησιμοποιούνται στην πράξη για την κατασκευή της υπερωθητικής καμπύλης είναι ότι στηρίζονται στην υπόθεση ενός εύρωστου καμπτικού μηχανισμού συμπεριφοράς, όπου μετά το σημείο διαρροής άρχεται ένας κλάδος κράτυνσης με απεριόριστη παραμορφωσιμότητα (Σχήμα 3(α)), διγραμμικό διάγραμμα. Μελέτες αποτίμησης που στηρίζονται σε αναλύσεις αυτού του τύπου δεν είναι αξιόπιστες, γιατί αδυνατούν να εντοπίσουν την δημιουργία άλλων μορφών αστοχίας που μπορούν να μετατρέψουν την ιδανική συμπεριφορά του Σχήματος 4 (συνεχής γραμμή) στην ανεπιθύμητη καμπύλη που περιγράφει η διακεκομμένη γραμμή στο ίδιο σχήμα. Τα ίδια προβλήματα παρουσιάζουν και άλλες πιο λεπτομερειακές μέθοδοι προσομοίωσης (για παράδειγμα τα ονομαζόμενα fiber models) εάν δεν λαμβάνεται υπόψη η ιεράρχηση όλων των εναλλακτικών μηχανισμών αστοχίας ως μέσο περιορισμού της διαθέσιμης παραμορφωσιμότητας του στοιχείου.



Σχήμα 4: Χαρακτηριστική υπερωθητική καμπύλη

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Για παράδειγμα, στα στοιχεία παλαιού τύπου, όπου συνήθως οι συνδετήρες είναι ανεπαρκείς, η αντοχή των ματίσεων καθώς και η αντοχή σε διάτμηση αποσυντίθεται πολύ πιο γρήγορα από την αντοχή σε κάμψη με επανάληψη των κύκλων φορτίσεως και συναρτήσεως του μεγέθους της επιβαλλόμενης πλαστιμότητας. Η παρακάτω εξίσωση περιγράφει ποιοτικά την απομείωση της διατμητικής αντοχής στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, $V_{Rd3}(\mu_{\Delta})$, που πρέπει να χρησιμοποιείται στους ικανοτικούς ελέγχους (αντί της τιμής του Κανονισμού V_{Rd3}) ανάλογα με το μέγεθος της πλαστιμότητας μετατοπίσεων μ_{Δ} που αναμένεται να αναπτύξει το στοιχείο στο εκάστοτε στάδιο επιτελεστικότητας (Moehle et al. 2001).

$$V_{Rd3}(\mu_{\Delta}) = kV_{Rd3} = k(V_w + V_c)$$

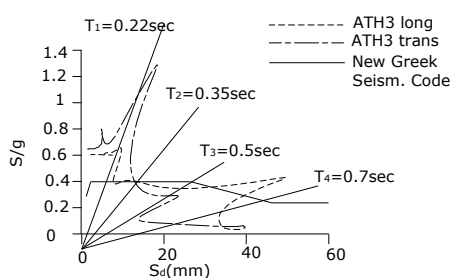
$$0.7 \leq k(\mu_{\Delta}) \leq 1.0$$

$$k(\mu_{\Delta}) = 1.15 - 0.075\mu_{\Delta} \quad (2)$$

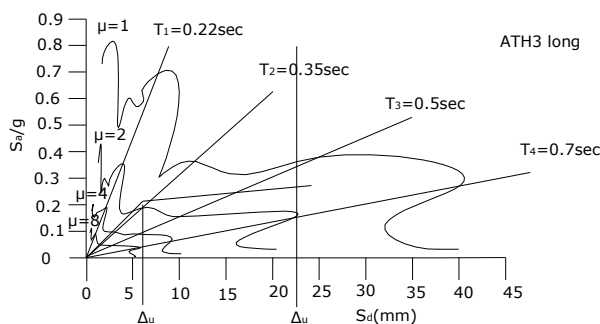
Ανάλογες εξισώσεις περιγράφουν την απομείωση της αντοχής των αγκυρώσεων/ματίσεων των διαμήκων οπλισμών, κ.λ.π. Προφανώς ο μηχανισμός συμπεριφοράς με την χαμηλότερη αντίσταση σε ανακλυζόμενη φόρτιση (και όχι μονοτονική) αποτελεί τον αδύναμο κρίκο του στοιχείου αφού η πραγματοποίησή του προσδιορίζει και το τέλος της διαθέσιμης παραμορφωσιμότητας του στοιχείου, ενώ η περαιτέρω ανελαστική δραστηριότητα αναπτύσσεται πλέον τοπικά. Σύμφωνα με τις οδηγίες της FEMA 273 (1997), η οριακή στροφή θ_u στο Σχήμα 3(β) για τα στοιχεία που δεν ανταποκρίνονται στις ισχύουσες σύγχρονες προδιαγραφές έχει περιορισμένη τιμή (η διαθέσιμη πλαστιμότητα στροφών μ_{θ} είναι της τάξεως του 1.0-2, για υποστυλώματα, και 1.5-3 για δοκούς παλαιών προδιαγραφών). Η συντεταγμένη θ_u (διαθέσιμη ικανότητα στροφής) υπολογίζεται απευθείας από το γινόμενο μ_{θ} και άρα η προσομοίωση που χρησιμοποιεί το ελαστοπλαστικό καμπτικό στοιχείο με κράτυνση είναι ακατάλληλη για αποτίμηση υφιστάμενων στοιχείων Ο.Σ. αυτής της κατηγορίας. (Δ.Συντζιρμα, Στ.Πανταζοπούλου, 2^ο Εθνικό Συνέδριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας)

9.4.ΤΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ – ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ (ΦΕΜ) ΩΣ ΕΡΓΑΛΕΙΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η σημασία του φάσματος επιταχύνσεων συνίσταται στο ότι το γινόμενο της μάζας επί την επιτάχυνση της κατασκευής δίνει την μέγιστη (αδρανειακή) δύναμη που ασκείται στην κατασκευή κατά την διάρκεια του σεισμού, με την προϋπόθεση βέβαια ότι αυτή θα παραμείνει ελαστική. Εάν το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται για να χαρακτηρίσει την σεισμική διέγερση που χρησιμοποιείται για τα διάφορα στάδια της αποτίμησης περιγράφει σε άξονες απόλυτων επιταχύνσεων – σχετικών μετατοπίσεων (y και x άξονες αντιστοίχως, Σχήμα 5(α)), τότε προκύπτει άμεσα, για δεδομένη ιδιοπερίοδο T_{eff} η αναμενόμενη τέμνουσα βάσης και αναμενόμενη μέγιστη μετακίνηση του **ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή που περιγράφει το κτίσμα** (T_{eff} είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτίσματος, και του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή). Το γράφημα που προκύπτει ονομάζεται Φάσμα Επιταχύνσεων – Μετακινήσεων (ΦΕΜ, ή Acceleration-Displacement Response Spectra.ADRS), όπου κάθε ακτίνα αντιστοιχεί σε διαφορετική ιδιοπερίοδο (η κλίση της ακτίνας ισούται με τον λόγο της ολικής επιτάχυνσης προς την σχετική μετακίνηση, είναι δηλαδή ίση με ω^2 ή με $T^2/4\pi^2$). Ανελαστικά φάσματα σταθερής πλαστιμότητας μπορούν να εξαχθούν από το ελαστικό φάσμα με υποδιαίρεση των συντεταγμένων κατά μήκος μιας οποιασδήποτε ακτίνας κατά 2 (για πλαστιμότητα 2), 3 (για πλαστιμότητα 3) κ.ο.κ (Σχήμα 5(β)). (Για την εξαγωγή των ανελαστικών φασμάτων έχει υιοθετηθεί η θεώρηση των ίσων μεγίστων μετακινήσεων ελαστικού και ανελαστικού συστήματος).



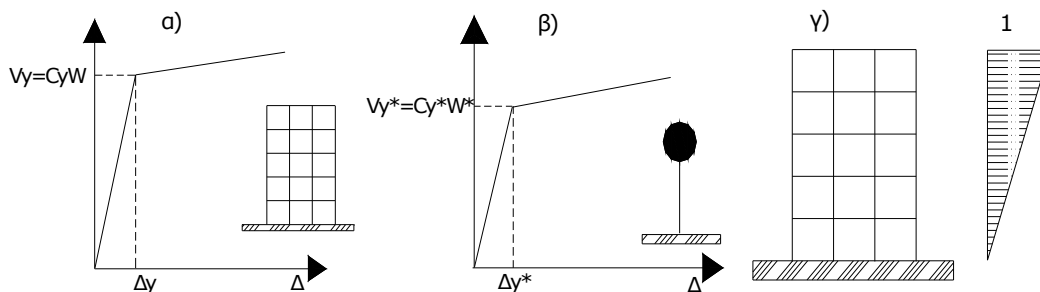
Σχήμα 5(α) : Σεισμός Πάρνηθας Σεπτέμβριος 1999. Φάσμα επιταχύνσεων – μετακινήσεων.



Σχήμα 5(β) : Ανελαστικά ΦΕΜ σταθερής πλαστιμότητας και εναπόθεση υπερωθητικής καμπύλης ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή στο ΦΕΜ.

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Αφού κατασκευασθεί η υπερωθητική καμπύλη του κτιρίου (Σχήμα 6(α)), μπορεί αυτή να μετατραπεί σε υπερωθητική καμπύλη του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (Σχήμα 6(β)) με αναγωγή των τιμών των δύο αξόνων με κατάλληλους συντελεστές. Σημειώνεται ότι εδώ προαπαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου με τις κλασσικές μεθόδους ιδιομορφικής ανάλυσης για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής στην απόκριση του κτιρίου (εναλλακτικά ένα οποιοδήποτε σχήμα που προσεγγίζει ποιοτικά την θεμελιώδη ιδιομορφή του κτίσματος μπορεί να χρησιμοποιηθεί στις αντίστοιχες εκφράσεις. Απουσία άλλης, πιο τεκμηριωμένης επιλογής, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, όπου η μέγιστη συντεταγμένη του σχήματος είναι μονάδα στην κορυφή του κτιρίου, βλ. Σχήμα 6(γ)). Έτσι, εάν Γ είναι ο συντελεστής συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής στην απόκριση και α ο συντελεστής συμμετοχής της μάζας του κτιρίου στην συγκεκριμένη ιδιομορφή αντιστοίχως, τότε η τέμνουσα διαρροής καθώς και η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή ισούται με την τέμνουσα διαρροής και την μετακίνηση διαρροής του κτιρίου πολλαπλασιασμένη με τον λόγο Γ/α . Με αναγωγή των τιμών του κατακόρυφου άξονα προς την μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή ο άξονας των δυνάμεων στην υπερωθητική καμπύλη μετατρέπεται εύκολα σε επιτάχυνση. Εναπόθεση της υπερωθητικής καμπύλης του μονοβάθμιου ταλαντωτή στο FEM προκύπτει άμεσα, (1) το μέγεθος της απαιτούμενης πλαστιμότητας για τον δεδομένο σεισμό, (αυτή είναι η τιμή μ_{Δ} που χαρακτηρίζει το ανελαστικό φάσμα που διέρχεται από το σημείο διαρροής), και (2) η μέγιστη αναμενόμενη ανελαστική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή από το γινόμενο της μετακίνησης διαρροής επί την απαιτούμενη πλαστιμότητα (βλ. Σχήμα 5(β)). Με περαιτέρω πολλαπλασιασμό αυτού του μεγέθους με τον λόγο α/Γ προκύπτει η αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου, η οποία μπορεί να συγκριθεί με την διαθέσιμη ικανότητα μετακίνησης, καθώς και με τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 1 για τα διάφορα στάδια επιτελεστικότητας (performance levels).



Σχήμα 6: Ορισμός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. (α) Υπερωθητική καμπύλη πολυβάθμιου συστήματος, (β) υπερωθητική καμπύλη ισοδύναμου μονοβάθμιου, (γ) τριγωνική προσέγγιση της θεμελιώδους ιδιομορφής.

9.5.ΑΠΛΟΠΟΙΗΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΑΜΕΣΟ ΕΛΕΓΧΟ

Για άμεσους υπολογισμούς και όταν δεν υπάρχουν άλλες πληροφορίες για τον σεισμό σχεδιασμού που πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατά την αποτίμηση μπορούν οι έλεγχοι να γίνονται απλοποιητικά ως εξής: σε πλαίσια χωρίς τοιχοποιίες η διαρροή αναμένεται να πραγματοποιηθεί σε στροφή βάσης 0.5% (σχετική μετακίνηση ορόφων), ενώ η απαιτούμενη στροφή σχεδιασμού για στάδιο οριακής επιτελεστικότητας 4 (Πιν. 1) μπορεί να λαμβάνεται ως 2% (εφόσον το κτίσμα έχει σχεδιασθεί σύμφωνα με τις ισχύουσες αντισεισμικές προδιαγραφές). Τα αντίστοιχα μεγέθη για κτίρια με τοιχοποιίες ή μεγάλο αριθμό τοιχωμάτων είναι περίπου 0.25% και 1% (δηλαδή, και στις δύο περιπτώσεις, η απαιτούμενη πλαστιμότητα (δηλ. $\mu_{\Delta} < 1.5 \div 2$), τότε η αντίστοιχη μετακίνηση διαρροής οριοθετεί και το μέγεθος της απαιτούμενης τέμνουσας βάσης από το ΦΕΜ. Από το μέγεθος αυτό προκύπτει και η απαιτούμενη διατμητική αντοχή του κτίσματος ώστε το στάδιο επιτελεστικότητας 1 ή 2 (Πιν. 1) να αντιστοιχισθεί στον σπάνιο σεισμό σχεδιασμού (αυξημένη απαίτηση αντοχής για κτίρια μικρής πλαστιμότητας).

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

FEMA 310, (2000). “Seismic Evaluation of Buildings”, Draft Standard (American Society of Civil Engineers), 4th Ballot Round, 400 pp. Πηγή, U.S. Building Seismic Safety Council.

ΟΑΣΠ (1999), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Σεπτέμβριος, 130 σελ.

FEMA 274, (1997). “NEHRP Commentary on the Guidelinew for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. BSSC Seismic Rehabilitation Project, 600 pp. (περίπου). Πηγή, U.S. Building Seismic Safety Council.

FEMA 343, (1999). “Case Studies: An Assessment of the NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. 213 pp. Πηγή, U.S. Building Seismic Safety Council.

Καραμπίνης Α., Φωτοπούλου Μ., και Αβραμόπουλος Ι., (2001). Εφαρμογή του Α' Επιπέδου Προσεισμικού Ελέγχου σε Κατασκευές με Βλάβες από Σεισμό. 2^ο Εθνικό Συνέδριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Θεσσαλονίκη, Νοέμβριος 2001, Β' Τόμος, σελ. 43-52

Ύλη και κτίριο Τεύχος 57

Μαθήματα Οπλισμένου σκυροδέματος (Μέρος 1) Πανεπιστημίου Πατρών σελ 121

Μαθήματα Οπλισμένου σκυροδέματος (Μέρος 3) Πανεπιστημίου Πατρών σελ 267-268