

**ΑΝΩΤΑΤΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ
ΠΕΙΡΑΙΑ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟΥ ΤΟΜΕΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΗ
ΚΑΝΟΝΙΚΩΝ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ ΚΑΙ ΟΨΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΠΕΛΕΣΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

Επιβλέπων : Δρ. Ρεπαπής Κωνσταντίνος
Επίκουρος Καθηγητής Α.Ε.Ι Πειραιά τ.τ

Αθήνα, Νοέμβριος 2017

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά – στόχοι εργασίας.....	1
1.2	Σεισμική τρωτότητα υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα	2
1.3	Μη-κανονικά κτίρια	4
2	ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΟΥΣ ΣΥΓΧΡΟΝΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ	6
2.1	Γενικά.....	6
2.2	Πλαστικές αρθρώσεις	8
2.3	Σταθμες επιτελεστικότητας.....	10
2.4	Καμπύλη ικανότητας (capacity curve).....	11
2.5	Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου.....	12
2.6	Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	19
2.7	Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	20
2.8	Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).....	22
2.8.1	Βασικές παραδοχές της μεθόδου	22
2.8.2	Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	24
2.8.3	Προσομοίωση και ανάλυση.....	24
2.8.4	Καθορισμός κόμβου ελέγχου	25
2.8.5	Κατανομή σεισμικών φορτίων	26
2.8.6	Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης	26
2.9	Στόχοι αποτίμησης ή ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων	27
3	Η ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΩΝ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	32
3.1	Βιβλιογραφική ανασκόπηση στην επιρροή της μη κανονικότητας στη γεωμετρία (κάτοψη και όψη) στην ανελαστική απόκριση των κατασκευών από Ω/Σ.....	32
3.1.1	Ορισμός του προβλήματος της μη κανονικότητας των κτιρίων.....	36
3.2	Μονώροφες μη κανονικές κατασκευές σε κάτοψη.....	37
3.3	Πολυώροφα μη κανονικά κτίρια σε κάτοψη.....	45
3.4	Παθητικά συστήματα έλεγχου σε μη κανονικές κατασκευές σε κάτοψη.....	54
3.5	Μη κανονικά κτίρια σε όψη.....	62

4	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ	71
4.1	Γενικά.....	71
4.2	Γεωμετρία κτιρίων	71
	1) Κτίριο Κ01: κανονικό κτίριο με σταθερό ύψος 3.00 m.	
	2) Κτίριο Κ02: όπως το Κ01 με ύψος ισογείου 5.00 m.	
	3) Κτίριο Κ03: όπως το Κ01 με την προσθήκη τριών τοιχομάτων.....	71
4.3	Παραδοχές.....	72
4.4	Ευλότυποι	72
4.5	Προσομοίωση κτιρίων	76
5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	82
5.1	Γενικά.....	82
5.2	Ανάλυση κτιρίων χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	82
5.3	Ανάλυση πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου.....	87
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	96
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	98

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά – στόχοι εργασίας

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες και τα τελευταία 25 χρόνια έχει θρηνήσει περίπου 260 νεκρούς από σεισμούς ενώ οι οικονομικές ζημιές άμεσες και έμμεσες υπερβαίνουν τα 2-3 δισεκατομμύρια Ευρώ. Οι συνέπειες αυτές θα μπορούσαν να θεωρηθούν σχετικά μικρές, αν για παράδειγμα συγκριθούν με εκείνες από το σεισμό του 1999 στην γειτονική μας Τουρκία. Όμως και οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν σχετικά μικροί, αρκετά ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους σε διάφορες τεκτονικές ζώνες της χώρας μας.

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές οι οποίες έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού μας Κανονισμού του 1959, ο οποίος στην ουσία αντανάκλούσε γνώσεις της δεκαετίας 1920-30. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτά που ακολούθησαν στις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε την δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά την δεκαετία του '60 και '70 είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (~70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, να αποτελείται από κτίρια της κατηγορίας αυτής που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτίρια.

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται το θέμα της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος που είναι μη κανονικά σε όψη ή σε κάτοψη. Στο πρώτο μέρος της εργασίας περιγράφεται το θεωρητικό υπόβαθρο των επιστημονικών μελετών που

έχουν γίνει διεθνώς για το αντικείμενο αυτό, ενώ στο δεύτερο μέρος γίνεται πρακτική εφαρμογή με ανάλυση επίπεδων και τρισδιάστατων πλαισίων. Η διερεύνηση αυτή γίνεται με την χρήση του προγράμματος ETABS.

Αναφέρονται αδυναμίες και πλεονεκτήματα των κανονισμών και εξάγονται συμπεράσματα για την καταλληλότητα και την αποτελεσματικότητά τους όσον αφορά το ευαίσθητο ζήτημα των μη κανονικών κτιρίων.

1.2 Σεισμική τρωτότητα υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα

Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν κατασκευαστεί στην Ελλάδα μέχρι το 1980 (όπως συμβαίνει και σε άλλες χώρες της ΕΕ), αντιπροσωπεύουν ένα σημαντικό ποσοστό των υπαρχόντων κτιρίων που έχουν σχεδιαστεί είτε υπό την απουσία συγκεκριμένων κανονισμών για σεισμική φόρτιση (πριν το 1950) είτε με πεπαλαιωμένους κανονισμούς που δεν συμβαδίζουν με το μοντέρνο πλάστιμο σεισμικό σχεδιασμό ή την καθορισμένη φιλοσοφία σεισμικής απόδοσης. Στην Ελλάδα, αυτά τα κτίρια έχουν σχεδιαστεί είτε με τους πρώτους αντισεισμικούς κανονισμούς που ήταν σε ισχύ, (Β.Δ. 1959) ή, ακολούθως, τις τροποποιήσεις του κανονισμού από το 1984 (Πρόσθετα Άρθρα, 1984) που λάβανε χώρα μετά από μια σειρά καταστροφικών σεισμών μεταξύ των ετών 1978 και 1981. Για αυτό το λόγο, μια ακριβής εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς αυτών των κατασκευών, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις ιδιαιτερότητες κάθε περίπτωσης (π.χ. μη κανονικότητα σε όψη, ποιότητα υλικού, ενισχύσεις κλπ) είναι ένα αντικείμενο μείζουσας κοινωνικής και οικονομικής σημασίας. Μια ακριβής γνώση των παραμέτρων κλειδιών όπως η μορφή της αστοχίας, ο διαθέσιμος συντελεστής q και η διαθέσιμη πλαστιμότητα, παρέχουν χρήσιμες πληροφορίες σχεδιασμού για πιθανές ενισχύσεις.

Προκειμένου να ερευνηθούν αυτές οι παράμετροι αναπτύχθηκαν διάφορες μεθοδολογίες που βασίζονται σε μια ανελαστική pushover ανάλυση, ακολουθώντας έναν αρχικό σχεδιασμό και μια σειρά από κριτήρια αστοχίας προκειμένου να βρεθεί η οριακή παραμόρφωση αστοχίας

της κατασκευής. Αυτές οι μεθοδολογίες είναι εφαρμόσιμες και σε μοντέρνα και σε παλαιότερα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα (πριν το 1981 και μετά το 1981 το οποίο τίθεται ως το έτος ορόσημο). Οι λεπτομέρειες των διαδικασιών εκτίμησης, οι παραδοχές και οι εκτιμήσεις και τα κριτήρια αστοχίας που υιοθετούνται σε αυτές τις μεθόδους, περιγράφονται αναλυτικά στη δημοσίευση των Reparis et al [2006]. Σε αυτήν τη δημοσίευση, ολόκληρη η διαδικασία εκτίμησης απόδοσης, αξιολογείται μέσω υπαρχόντων τυπικών κατασκευών από ΩΣ στον ελληνικό χώρο, που έχουν κατασκευαστεί στην αρχή της δεκαετίας του 60 μέχρι τα τέλη της δεκαετίας του 80, ακολουθώντας προφανώς τους περιορισμούς των τότε ισχυόντων κανονισμών. Συνολικά, εκτιμήθηκαν 85 διαφορετικές κατασκευές μεταβαλλόμενου ύψους, κανονικές ή μη κανονικές καθ' ύψος. Παραδείγματος χάριν, μερικές μη κανονικότητες καθ' ύψος ήταν ένας υψηλότερος πρώτος όροφος για εμπορική χρήση, μειωμένο εμβαδόν σε ανώτερες στάθμες ή μη συνέχεια μιας δοκού ή ενός υποστυλώματος προκειμένου να εξασφαλισθεί μεγαλύτερος χώρος για εμπορική χρήση. Αυτές οι κατασκευές τυπικά ενισχύονται με τοιχοποιία από τούβλα περιμετρικά του σκελετού. Αυτό οδηγεί σε επιπλέον καθ' ύψος μη κανονικότητες ακόμα και σε κανονικούς σκελετούς κτιρίων. Δεν εξετάστηκαν σε αυτήν τη μελέτη και οι επιρροές κακής κατασκευής, παλαιότερες φορτίσεις ή περιβαλλοντικές καταστροφές στα κτίρια.

Λόγω όλων των παραπάνω περιπλοκών που εμφανίζονται εν γένει σε παλαιότερα ή νεότερα κτίρια στην Ελλάδα με μη κανονικότητες, κρίνεται σκόπιμη η παρούσα διατριβή, η οποία αφενός θα εμβαθύνει σε υπάρχουσες μελέτες και θεωρίες που αφορούν κάθε είδος μη κανονικότητας, αφετέρου, θα επιχειρεί κάποιες πρακτικές εφαρμογές με χρήση λογισμικού ηλεκτρονικού υπολογιστή, προκειμένου να εμφανιστεί η μεγάλη διακύμανση στη σεισμική τρωτότητα τέτοιου τύπου κατασκευών.

1.3 Μη-κανονικά κτίρια

Η έλλειψη συμμετρίας και ομοιομορφίας στη διάταξη των φερόντων στοιχείων αποτελεί τον κανόνα στα υφιστάμενα κτίρια του Ελληνικού χώρου, θεωρείται δε ότι έχει συμβάλλει σημαντικά - με τη στρεπτική περί κατακόρυφο άξονα απόκριση που προκαλεί - σε καταρρεύσεις και βαριές βλάβες σε πρόσφατους και παλαιότερους σεισμούς. Οι σημερινοί Αντισεισμικοί Κανονισμοί, στην Ελλάδα και διεθνώς, δεν αντιμετωπίζουν επαρκώς το πρόβλημα της μη-κανονικότητας και της στρέψης, ακόμα και για τα νέα κτίρια – τα οποία όμως χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη κανονικότητα. Οι σχετικές διατάξεις τους βασίζονται σε ελαστικές θεωρήσεις απλών προσομοιωμάτων ή είναι εμπειρικές. Οι συνήθεις μέθοδοι ανάλυσης κατά τους Κανονισμούς που συνδυάζουν α) ελαστική ανάλυση (ισοδύναμη στατική ή δυναμική φασματική), με διαστασιολόγηση μελών για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού μειωμένες μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q και β) συνολική και τοπική πλαστιμότητα (που επιτυγχάνεται με τη χρήση ικανοτικού σχεδιασμού και κατασκευαστικών λεπτομερειών μελών), είναι προσανατολισμένες κυρίως στα καινούρια κτίρια. Η επέκταση αυτής της προσέγγισης στο σχεδιασμό μη-κανονικών κτιρίων δεν έχει γίνει ακόμη επαρκώς κοινά αποδεκτή.

Χαρακτηριστικό είναι ότι οι διατάξεις των Διεθνών Κανονισμών (όπως ο Ευρωκώδικας 8, οι Αμερικανικοί UBC 1997, SEAOC 1999, NEHRP 1997, ο Ιαπωνικός Κανονισμός του 1981, ο Εθνικός Κανονισμός του Καναδά του 1995 και ο Μεξικάνικος Ομοσπονδιακός Κανονισμός του 1997) για την φυσική και τυχηματική εκκεντρότητα αποκλίνουν κατά πολύ. Οι νέες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 περιορίζονται στην θέσπιση κριτηρίων για την κανονικότητα σε κάτοψη, τα οποία προσδιορίζουν τον τύπο της και του προσομοιώματος που θα χρησιμοποιηθεί (2D ή 3D), και επί πλέον μία τυχηματική εκκεντρότητα, η οποία δεν επηρεάζεται από τη μη-κανονικότητα. Ο Ιαπωνικός Κανονισμός εφαρμόζει μια εμπειρική μεγέθυνση των αποτελεσμάτων της ελαστικής ανάλυσης, η οποία εξαρτάται από το μέγεθος

της (φυσικής) εκκεντρότητας ανάμεσα στο κέντρο μάζας και το κέντρο δυσκαμψίας κάθε στάθμης. Οι Αμερικανικοί Κανονισμοί εφαρμόζουν μια εμπειρική μεγέθυνση της τυχηματικής εκκεντρότητας στην περίπτωση μεγάλης φυσικής εκκεντρότητας (παρά το γεγονός ότι η τυχηματική εκκεντρότητα έχει ευδιάκριτη επιρροή μόνο σε κανονικές και συμμετρικές κατασκευές). Οι Καναδικοί και Μεξικάνικοι Κανονισμοί τέλος αυξάνουν ή μειώνουν κατά 50% τις επιδράσεις της φυσικής εκκεντρότητας, ανάλογα με το αν αυτές είναι ευμενείς ή δυσμενείς, λαμβάνοντας έτσι εμπειρικά υπόψη την ανελαστική μεγέθυνση των επιδράσεων που προκαλεί η στρέψη. (Κοσμόπουλος 2005)

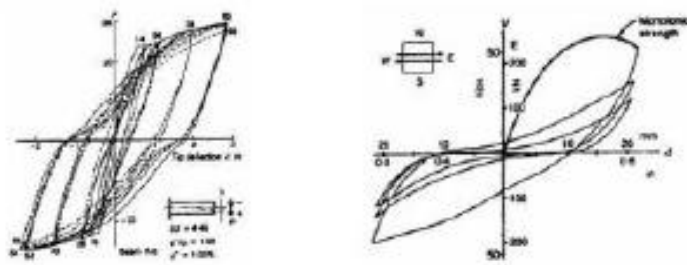
2 ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΟΥΣ ΣΥΓΧΡΟΝΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ

2.1 Γενικά

Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μια κατασκευής, μέλους η υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας αυτού. Υλικά με μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά (π.χ. άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα ως όλκιμα (π.χ. χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές, καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή καταρρεύσει ή όχι στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται στους κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα καταναλωθεί στην κατασκευή σαν έργο πλαστικών παραμορφώσεων.

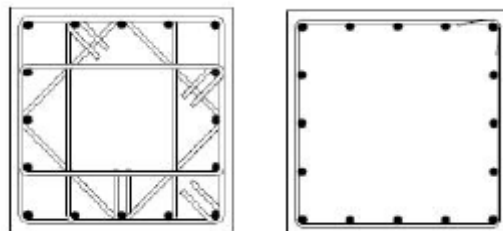
Η πλαστιμότητα μιας πραγματικής κατασκευής είναι δύσκολο να υπολογισθεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι ή κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης-παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά,

μετά από δύο ή τρεις κύκλους φόρτισης-επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Τα παραπάνω φαίνονται στο Σχήμα 2.1



Σχήμα 2-1: Ανακυκλιζόμενη φόρτιση για α) Μη πλαστικό μέλος β) Πλάστικο Μέλος, (Ψυχάρης, 2007)

Πρακτικά, η πλαστική συμπεριφορά ενός μέλους εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των τμημάτων που συνθέτουν την διατομή του. Συγκεκριμένα του σκυροδέματος εξασφαλίζεται, πλέον, μέσω κατάλληλων οπλισμών (συνδετήρων) (Σχήμα 2.2) στις κρίσιμες περιοχές των μελών (περίσφιξη), οι οποίοι δίνουν ικανότητα πλαστικής στροφής στα άκρα των μελών.



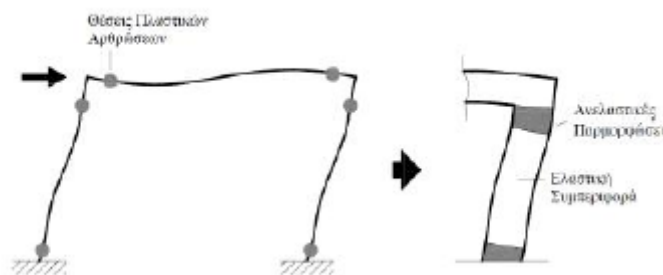
Σχήμα 2-2: Διάταξη συνδετήρων α) Με τις ισχύουσες συνθήκες β) όπως γινόταν παλαιότερα (Ψυχάρης, 2007)

2.2 Πλαστικές αρθρώσεις

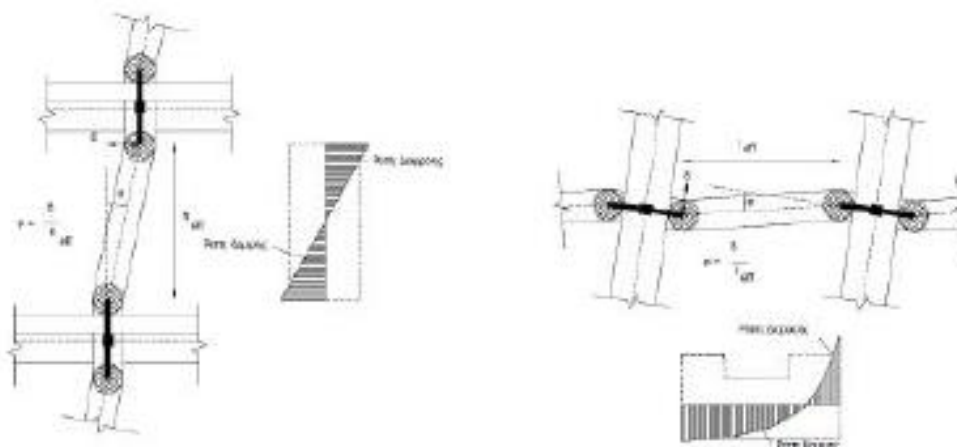
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μια δράση περιγράφεται από την ελαστική θεωρία. Ωστόσο οι κατασκευές σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να συμπεριφερθούν πλαστικά για σεισμικές φορτίσεις. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην κατανάλωση της ενέργειας που εισάγεται στον φορέα μέσω του σεισμού. Πρέπει, να λαμβάνεται υπ' όψιν η δυνατότητα του κτιρίου να καταναλώνει ενέργεια μέσω αυτού του μηχανισμού, έτσι ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την φέρουσα ικανότητα του.

Οι ελαστικές μέθοδοι λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισης τους.

Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μια κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. (Σχήμα 2.3)



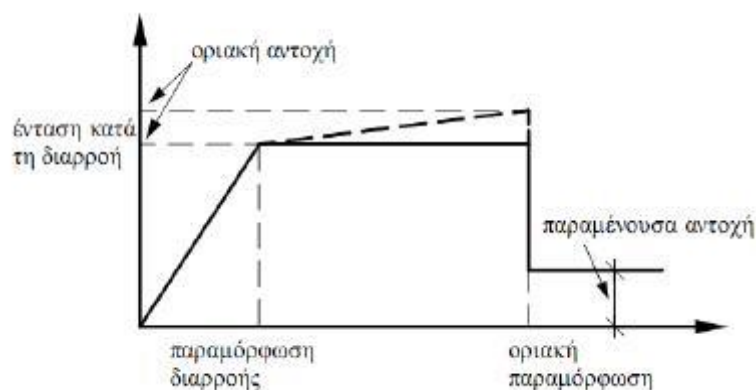
Σχήμα 2-3: Πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων (Ψυχάρης, 2007)



Σχήμα 2-4: Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροπών (Ψυχάρης, 2007)

Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης σε περίπτωση σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Η προσομοίωση τους γίνεται με χρήση στροφικών ελατηρίων και οι ιδιότητες τους καθορίζονται από διαγράμματα έντασης παραμόρφωσης. Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια ώστε να προσεγγίζει την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης. Τελικώς, υιοθετείται ένα διγραμμικό διάγραμμα με έναν απολύτως ελαστικό κλάδο μέχρι την διαρροή και πέρα από αυτή συνεχίζει οριζόντιος πλαστικός κλάδος μέχρι την αστοχία. (Σχήμα 2.5)



Σχήμα2-5: Καμπύλη τάσεων παραμορφώσεων (Ψυχάρης, 2007)

2.3 Σταθμες επιτελεστικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με μικροδιαφορές τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για τον φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

- Άμεση χρήση (immediate occupancy)

Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία μετά ή και κατά την διάρκεια του σεισμού. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα οι οποίες δεν επηρεάζουν την κατασκευή να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι αμελητέος.

- Προστασία ζωής (life safety)

Αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρό τραυματισμό ατόμων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

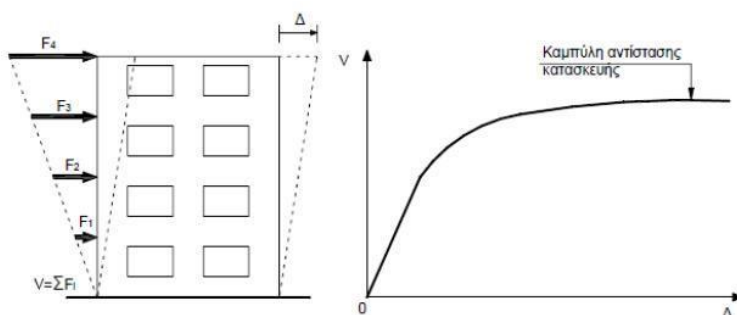
- Οιονεί κατάρρευση (structural stability)

Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη επισκευάσιμες ως επί το πλείστον, βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία του έχει μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα να τίθεται θέμα

κατάρρευσης σε ενδεχόμενο μετασεισμό. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων είναι μεγάλος, κυρίως λόγω πτώσης στοιχείων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτούνται εκτεταμένες διορθώσεις, ενώ είναι πιθανό να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

2.4 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

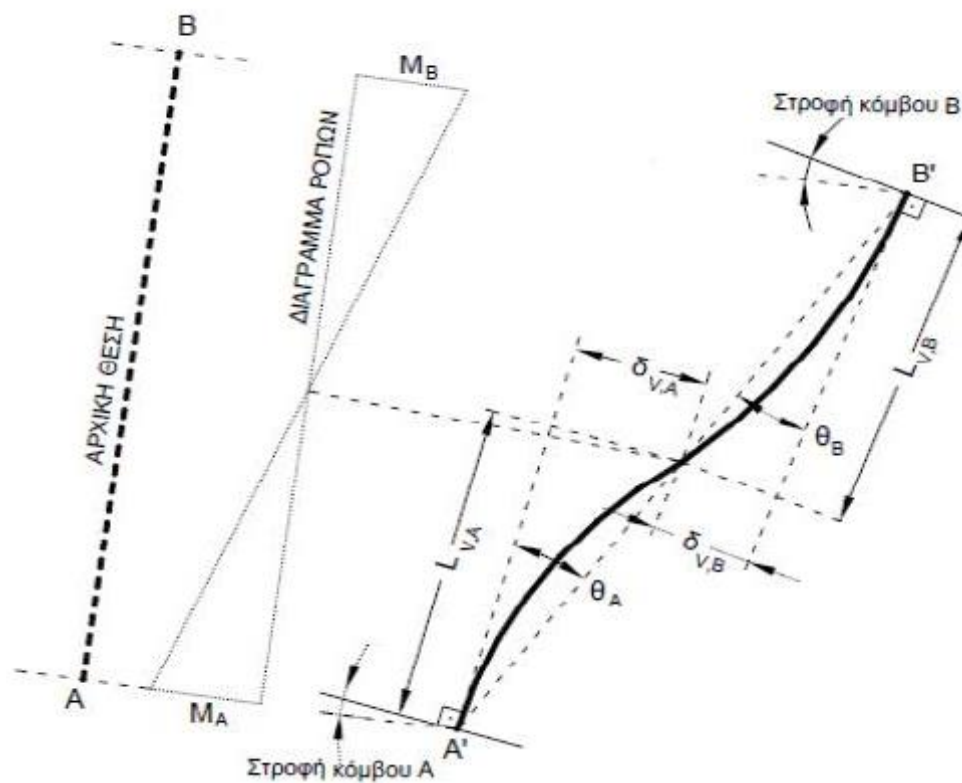
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής ή οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχήμα 2.6). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος της κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική, η πρώτη ιδιομορφή η ακόμα και συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης στην κορυφή σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη την μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 2.6 Καμπύλη ικανότητας κατασκευής (Ψυχάρης, 2007)

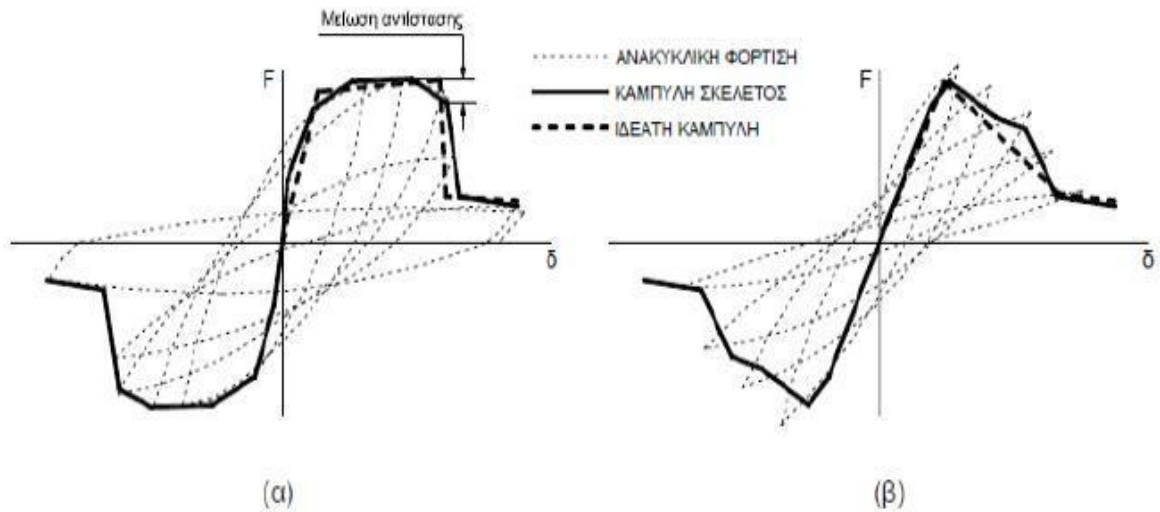
2.5 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου

Το πρώτο βήμα για να μορφώσουμε την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών αυτής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων F - δ (ένταση- μετακίνηση). Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα συγκεκριμένα επιλέγουμε ως ένταση τη ροπή κάμψης M και ως μετακίνηση την στροφής χορδής $\theta = \delta_v / L_v$, όπου $L_v = M/V$. (Σχήμα 2.7)



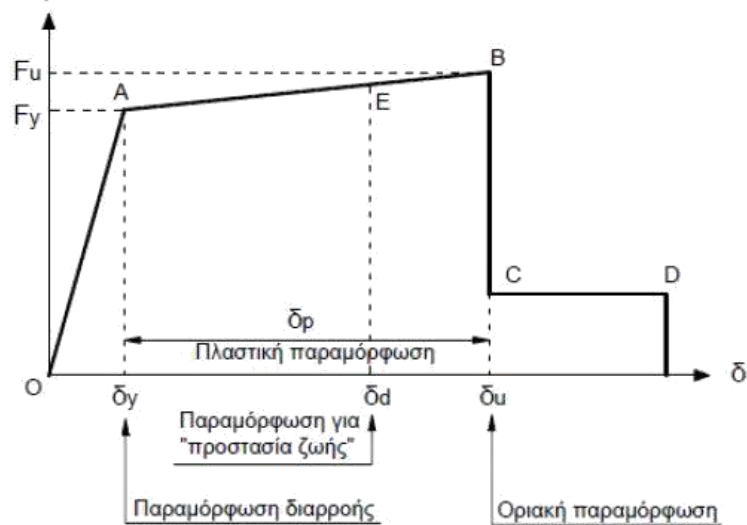
Σχήμα 2.7 Ορισμός γωνίας στροφής χορδής, θ . (Ψυχάρης, 2007)

Η κατασκευή των διαγραμμάτων έχει ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη-σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8



Σχήμα 2.8 Καμπύλες F - δ δομικών α) καμπτική συμπεριφορά, β) διατμητική συμπεριφορά (Ψυχάρης, 2007)

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F - δ λαμβάνεται συνήθως όπως στο Σχήμα 2.9



Σχήμα 2.9 Ιδεατή καμπύλη F - δ δομικών στοιχείων (Athanassiadou, Bervanakis, 2005)

➤ Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που λαμβάνεται στην ελαστική ανάλυση. Εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής η τιμή της θ_y πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής $1/r$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και τις πιθανές ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις.

➤ Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία(σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής κατά 20% σε σύγκριση με την μέγιστη τιμή της.

Πολλές φορές η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

Η παραμόρφωση δ_u ορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

➤ Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία έως και το σημείο D, όπου το στοιχείο δεν είναι σε θέση πλέον να φέρει κατακόρυφα φορτία.

Η τιμή της απομένουσας είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

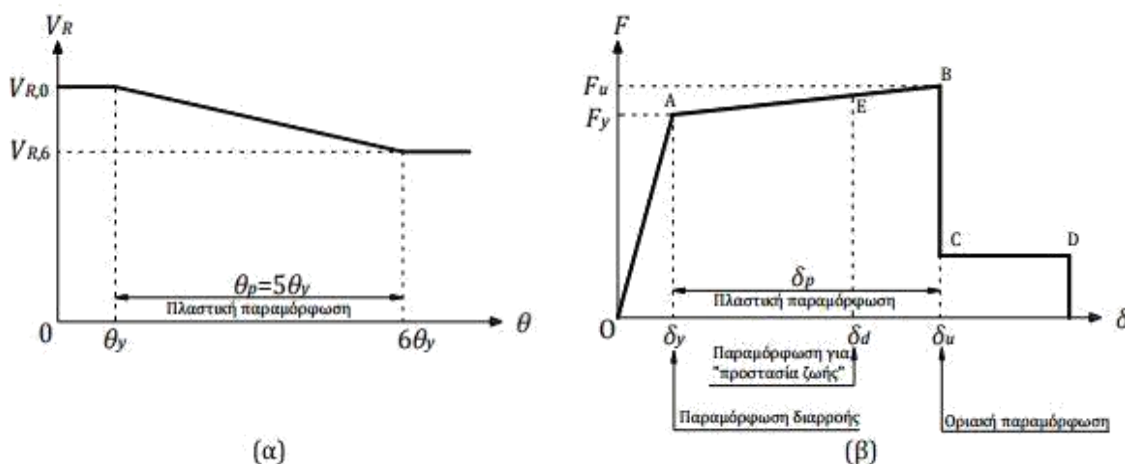
➤ Στάθμες επιτελεστικότητας E:

Στην καμπύλη F-δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο Σχήμα 2.9 το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστύλωμα, δοκός, κτλ.), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμος ή ψαθυρός) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία

Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (όταν η καμπτική αστοχία προηγείται της διατμητικής) κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων ο ορισμός τους γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος $F-\delta$, πρέπει να ελεγχθεί ποια μορφή αστοχίας εμφανίζεται πρώτα, καμπτική ή διατμητική. Στην περίπτωση που η διατμητική αστοχία εμφανίζεται πρώτα πρέπει να τροποποιηθεί το διάγραμμα $F-\delta$ του μέλους που αντιστοιχεί στην κάμψη. Μορφώνουμε το διάγραμμα $V_R-\theta$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10 με αρχική αντοχή σε τέμνουσα $V_{R,0}$, η οποία μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη ανάλογα με την πλαστιμότητα των στροφών μ . Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρεί ότι η μείωση αυτή ισχύει για γωνίες στροφής έως και $6\theta_y$. Για μεγαλύτερες στροφές θεωρούμε ότι η αντοχή σε τέμνουσα παραμένει σταθερή με τιμή $V_{R,6}$.



Σχήμα 2.10 α) Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα, V_R , με τη γωνία στροφής χορδής, θ , β)

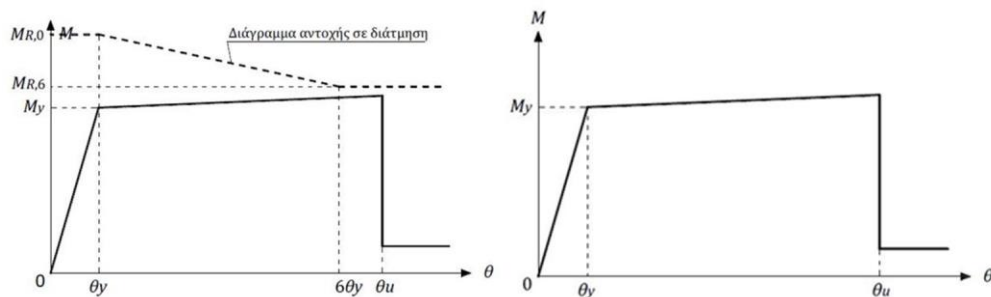
Μετατροπή του διαγράμματος σε διάγραμμα ροπής-στροφής χορδής, $M_R-\theta$.

(Ψυχάρης, 2007)

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος $M-\theta$ του στοιχείου μετατρέπουμε το $V_R-\theta$ του Σχήματος σε διάγραμμα $M_R-\theta$, όπου M_R είναι η ροπή στη διατομή που αντιστοιχεί στη V_R ($M_R=V_R*L_V$). Έπειτα τοποθετούμε το διάγραμμα $M_R-\theta$ πάνω στο $M-\theta$ της κάμψης.

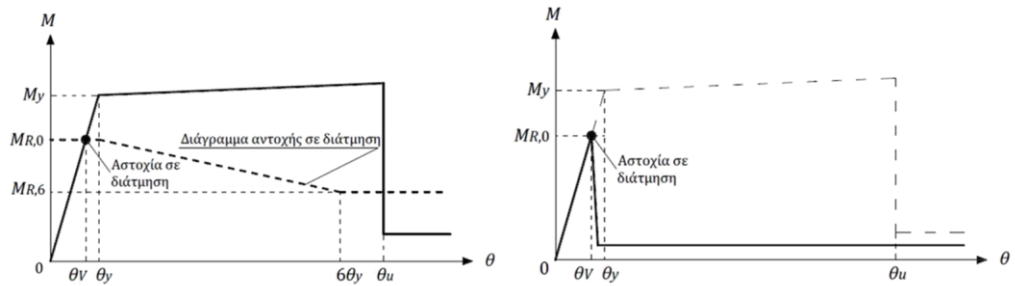
Υπάρχουν τρεις πιθανές περιπτώσεις:

- i. Το διάγραμμα της αστοχίας σε διάτμηση βρίσκεται εξ ολοκλήρου πάνω από αυτό της αστοχίας σε κάμψη Σχήμα 2.11. Σε αυτή την περίπτωση η αστοχία είναι καμπτική και η συμπεριφορά του μέλους περιγράφεται πλήρως από το διάγραμμα $M-\theta$ της κάμψης.



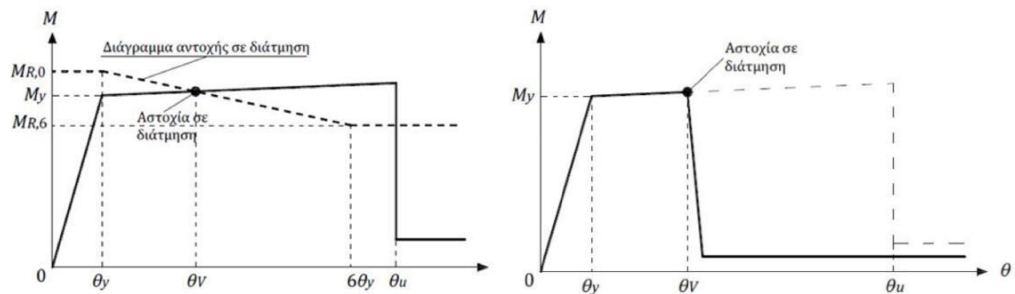
Σχήμα 2.11 Αστοχία μόνο σε κάμψη (Ψυχάρης, 2007)

- ii. Συμβαίνει αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη. Στην περίπτωση αυτή η διατομή αστοχεί σε διάτμηση (ψαθυρή αστοχία) για γωνία στροφής $\theta=\theta_v$. Πέραν της θ_v η αντοχή της διατομής μειώνεται δραματικά (πρακτικά μηδενίζεται).



Σχήμα 2.12 Αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη (Ψυχάρης, 2007)

- iii. Αστοχία σε διάτμηση μετά την διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία της. Η διατομή αστοχεί για γωνία στροφής $\theta = \theta_v$ ($\theta_y < \theta_v < \theta_u$). Για γωνίες μεγαλύτερες της θ_v η αντοχή, όπως στην προηγούμενη περίπτωση, πέφτει απότομα.



Σχήμα 2.13 Αστοχία σε διάτμηση μετά τη διαρροή σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη (Ψυχάρης, 2007)

2.6 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F-\delta$ των μελών μιας κατασκευής όπως επίσης και οι στάθμες επιτελεστικότητας επί αυτών, είναι δυνατό πλέον να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτήν τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως στο Σχήμα 2.14. Θα πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής δεν είναι προφανής και απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει διότι μια στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο σημείο της κατασκευής φτάσει στη στάθμη αυτή. Επειδή η κατασκευή απαρτίζεται από πολλά μέλη είναι πιθανόν μερικά στοιχεία να έχουν υπερβεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας αλλά η κατασκευή σαν σύνολο να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή.



Σχήμα 2.14 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας (Athanassiadou, Bervanakis, 2005)

Με αυτή την λογική γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων μιας κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι βλάβες στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι εν γένει μεγαλύτερες από ότι στα πρωτεύοντα. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας προκύψει ότι ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων υπερβαίνει μια στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει την δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο παραμόρφωσης της κατασκευής στο συγκεκριμένο επίπεδο επιτελεστικότητας.

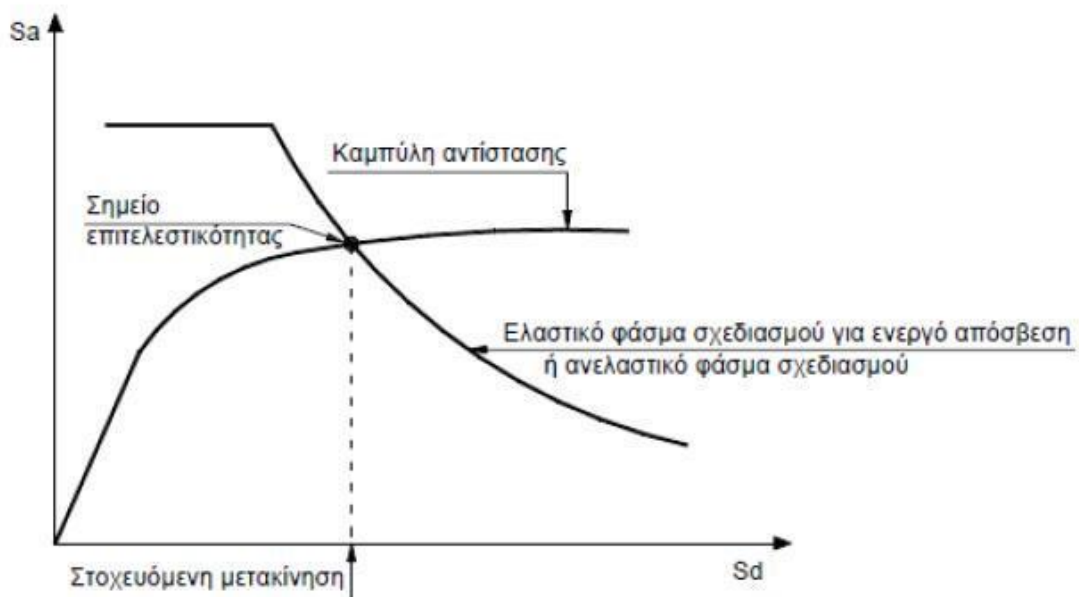
Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να ορισθούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία όπου το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

2.7 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

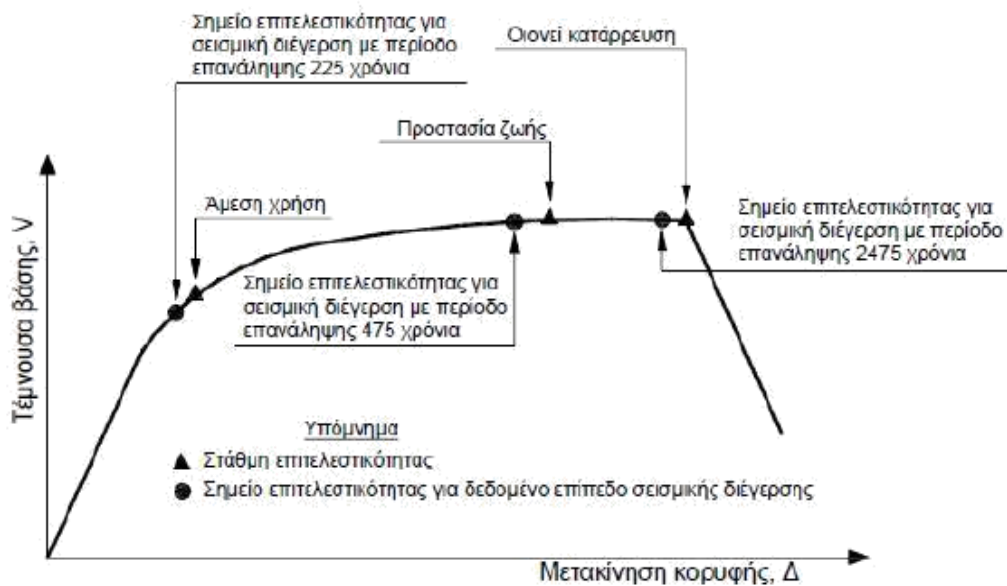
Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό τον σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκη αξιόπιστα, καθώς εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής δράσης. Ως απλοποίηση του προβλήματος χρησιμοποιούνται άλλες προσεγγιστικές μέθοδοι, όπως την μέθοδο των συντελεστών ή με στατική μη γραμμική ανάλυση (pushover), η ακρίβεια των οποίων όμως είναι αμφισβητήσιμη.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος (Σχήμα 2.15). Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-δ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμη επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και να επαναληφθεί η διαδικασία.



Σχήμα 2.15 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (Ψυχάρης, 2007)



Σχήμα 2.16 Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας (Ψυχάρης, 2007)

2.8 Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)

2.8.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης- μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο συνήθως επιλέγεται να είναι το κέντρο μάζας του δώματος της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_t) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους.

2.8.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

2.8.3 Προσομοίωση και ανάλυση

Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

2.8.4 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για τα κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

2.8.5 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

«Ομοιόμορφη», βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).

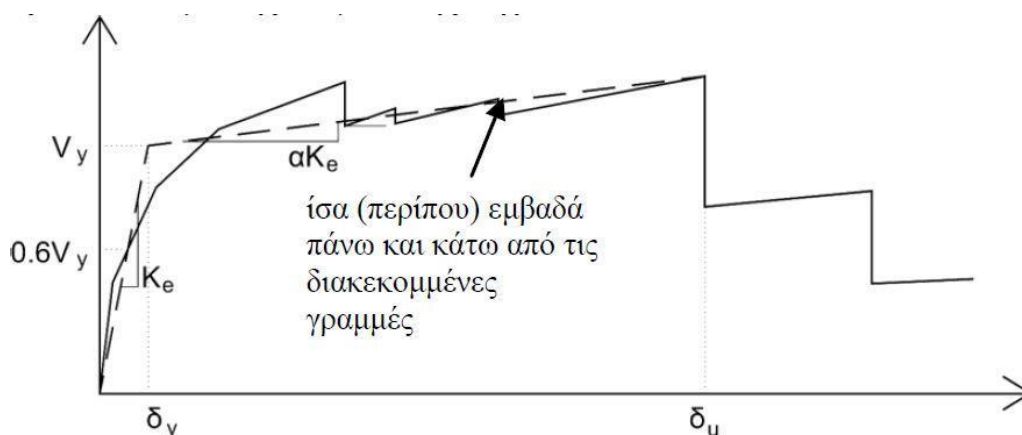
«Ιδιομορφική», ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

2.8.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα μετατρέπεται σε μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής του κτιρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση πρώτου κλάδου K_e και κλίση δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη

διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζεται γραφικά με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν εκατέρωθεν της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Σχήμα 2.17 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.(Athanassiadou,Bervanakis,2005)

2.9 Στόχοι αποτίμησης ή ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων

Τόσο κατά τον ΚΑΝΕΠΕ όσο και κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ο σκοπός των αποτιμήσεων ή των ενισχύσεων κατασκευών είναι ο ορισμός ενός ή περισσότερων συνδυασμών για τη στάθμη επιτελεστικότητας, της αποτίμησης ή της ενίσχυσης και αντίστοιχης σεισμικής δράσης με δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του κτιρίου. Προφανώς η έννοια της αποτίμησης και της ενίσχυσης δεν έχουν κατ' ανάγκην τους ίδιους στόχους και αυτό φαίνεται από το θεωρητικό κομμάτι του ΚΑΝΕΠΕ ο οποίος αναφέρει πως ενδεχομένως οι στόχοι της ενίσχυσης να είναι υψηλότεροι σε σχέση με τους στόχους της αποτίμησης. Οι στόχοι αποτίμησης και οι στόχοι ενίσχυσης δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι (κατά τον ΚΑΝΕΠΕ οι στόχοι της ενίσχυσης μπορεί να είναι υψηλότεροι από τους στόχους της αποτίμησης). Ο ΚΑΝΕΠΕ ορίζει ως αποδεκτή μια διάρκεια ζωής ίση με 50 έτη (συμβατική διάρκεια ζωής) χωρίς να λαμβάνει υπ' όψιν την πραγματική διάρκεια

ζωής του κτιρίου από κει κι έπειτα. Και οι Ευρωκώδικες όμως δίνουν μια τυπική διάρκεια ζωής ίση με 50 χρόνια (για κτίρια που δεν έχουν μνημειακό και ιστορικό χαρακτήρα).

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, η Δημόσια Αρχή ορίζει του ελάχιστους ανεκτούς όρους αποτίμησης και ενίσχυσης για υφιστάμενα κτίρια. Εφόσον δεν υπάρχει καθορισμός από τη Δημόσια Αρχή, ο κύριος του έργου είναι ο επόμενος υπεύθυνος για το ρόλο αυτό, δηλαδή ο ορισμός του χρονοδιαγράμματος των επεμβάσεων. Κατά τον ΚΑΝΕΠΕ, κατά τον ορισμό των στόχων αποτίμησης ή ενίσχυσης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως κριτήρια

→ Η σημαντικότητα του κτιρίου (σύμφωνα με κοινωνικά κριτήρια)

→ Ποιοι είναι οι διαθέσιμοι οικονομικοί πόροι για το συγκεκριμένο χρονοδιάγραμμα.

Οι συστάσεις του ΚΑΝΕΠΕ για την αποτίμηση ή την ενίσχυση του φέροντος οργανισμού υφισταμένων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας αφορούν τη στάθμη επιτελεστικότητας (Στόχου) «Προστασίας ζωής», που αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών είτε 50% (μέση περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια) είτε 10% (μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια). Αξίζει να σημειωθεί ότι κατά τους νέους κανονισμούς (πχ ΕΑΚ2000) υιοθετείται ο στόχος «Προστασία ζωής» για το σχεδιασμό νέων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας το στόχο «Προστασία ζωής» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών ίση με 10% (μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια).

Για την αποτίμηση ή την ενίσχυση του Φέροντος οργανισμού υφισταμένων κτιρίων υψηλής σπουδαιότητας ο ΚΑΝΕΠΕ συνιστά την υιοθέτηση δύο ταυτόχρονων στόχων:

- «Προστασία ζωής» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 10% (μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια), και

- «Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα στο σεισμό» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 50% (μέση περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια).

Επίσης ο ΚΑΝΕΠΕ ορίζει ότι η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών είναι αυτή του ΕΑΚ 2000, ενώ για πιθανότητα υπέρβασης 50% στο χρόνο ζωής των 50 ετών λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσης του ΕΑΚ 2000. Επιπλέον ορίζει ότι πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 κατά ΕΑΚ 2000, για επέκταση της συμβατικής διάρκειας ζωής πέραν των 50 ετών ή / και μείωση της πιθανότητας υπέρβασης στα 50 χρόνια.

Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 δίνει στα κράτη-μέλη την ελευθερία να επιλέξουν, μέσω του Εθνικού Προσαρτήματος που θα συντάξουν, τον ελάχιστο ανεκτό στόχο για την αποτίμηση ή ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων (δηλαδή το ποιες στάθμες επιτελεστικότητας θα πρέπει να ικανοποιηθούν και για ποια σεισμική δράση). Στην πιθανή περίπτωση που το κράτος-μέλος δε θα χρησιμοποιήσει αυτήν την ελευθερία μέσω του Εθνικού του Προσαρτήματος, ο ορισμός του στόχου αποτίμησης ή ενίσχυσης θα επαφίεται στον κύριο του έργου, έτσι ώστε να γίνεται οικονομικά προσιτή η ενίσχυση. Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 αναφέρει απλώς σε Σημείωση ότι για νέα κτίρια συνήθους σπουδαιότητας θεωρούνται κατάλληλοι οι εξής στόχοι:

- «Περιορισμός βλαβών» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 20% (μέση περίοδο επαναφοράς 225 χρόνια),
- «Σημαντικές βλάβες» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 10% (μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια),
- «Οιονεί Κατάρρευση» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 2% (μέση περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια).

Επιπλέον ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 τονίζει ότι δεν ορίζει ο ίδιος το πότε και με ποια κριτήρια και προϋποθέσεις θα απαιτείται η αποτίμηση ενός συγκεκριμένου υφισταμένου κτιρίου, που μπορεί να οδηγήσει σε ενίσχυσή του. Αναφέρει ότι σε εθνικά προγράμματα για τη μείωση του σεισμικού κινδύνου μέσω σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης, μπορεί να γίνεται η διάκριση μεταξύ «παθητικών» και «ενεργών» προγραμμάτων. Σε «παθητικά» προγράμματα, η σεισμική αποτίμηση – που μπορεί να οδηγήσει σε ενίσχυση – συσχετίζεται με άλλα γεγονότα ή ενέργειες που αφορούν στη συνεχή χρήση του κτιρίου, όπως μια αλλαγή χρήσης που οδηγεί σε αυξημένο αριθμό ενοίκων ή κατηγορία σπουδαιότητας, ανακαίνιση που θα αφορά σε έκταση ένα ελάχιστο ποσοστό της επιφάνειας του κτιρίου ή σε κόστος ένα τουλάχιστον ποσοστό της αρχικής αξίας του, επισκευή βλαβών λόγω σεισμού, κλπ. Στα «ενεργά» προγράμματα μπορεί να μπαίνουν προθεσμίες στους ιδιοκτήτες κτιρίων για να ολοκληρώσουν τη σεισμική αποτίμηση και – αν προκύψει ότι απαιτείται ενίσχυση – και την ενίσχυση. Οι κατηγορίες κτιρίων στις οποίες θα αφορούν τα «ενεργά» προγράμματα σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης μπορεί να επιλέγονται με βάση τη σεισμικότητα και την κατηγορία εδάφους, τη σπουδαιότητα, το είδος χρήσης και την κατ' αρχήν σεισμική τρωτότητα του κτιρίου (όπως αυτή καθορίζεται από το είδος του υλικού και της κατασκευής, τον αριθμό ορόφων, την ηλικία σε σχέση με ορισμένες ημερομηνίες-σταθμούς εφαρμογής παλαιότερων κανονισμών, κλπ.). Τέλος ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 αναφέρει ότι η επιλογή των Οριακών Καταστάσεων που θα ελεγχθούν, καθώς και της περιόδου επαναφοράς των αντιστοίχων σεισμικών δράσεων, μπορεί να εξαρτάται από το είδος του προγράμματος σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης. Οι σχετικές απαιτήσεις μπορεί να είναι χαλαρότερες σε «ενεργά» προγράμματα παρά σε «παθητικά». Επί παραδείγματι, σε «παθητικά» προγράμματα που ενεργοποιούνται λόγω ανακαίνισης του κτιρίου, οι σχετικές απαιτήσεις μπορεί να αυξάνονται με την έκταση και το κόστος του έργου της ανακαίνισης.

Επισημαίνεται ότι, παρόλο που δίνει στο κράτος-μέλος ή στον κύριο του έργου την ελευθερία να επιλέξει το στόχο αποτίμησης ή ενίσχυσης (δηλαδή το ποιες στάθμες επιτελεστικότητας θα ικανοποιηθούν για ποια σεισμική δράση), όπως και ο ΚΑΝΕΠΕ ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 ορίζει (μέσω παραπομπής) ότι ισχύουν οι Κατηγορίες Σπουδαιότητας που ορίζει για νέα κτίρια ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1, καθώς και οι σχετικοί συντελεστές σπουδαιότητας που πολλαπλασιάζουν τη σεισμική δράση.

Ο ΚΑΝΕΠΕ (όχι όμως και ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3) εισάγει επίσης «στάθμες επιτελεστικότητας» για το Μη-Φέροντα οργανισμό υφισταμένων κτιρίων και συνιστά στόχους για την αποτίμηση ή την ενίσχυσή του, χωρίς όμως να δίνει αντίστοιχα κριτήρια.

3 Η ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΩΝ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

3.1 Βιβλιογραφική ανασκόπηση στην επιρροή της μη κανονικότητας στη γεωμετρία (κάτοψη και όψη) στην ανελαστική απόκριση των κατασκευών από Ω/Σ

Η σεισμική απόκριση των κατασκευών γίνεται πιο πολύπλοκη όταν παρουσιάζουν γεωμετρικές μη κανονικότητες. Αυτές οι μη κανονικότητες ευθύνονται για πολλές καταρρεύσεις κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα, αφού έχουν σαν αποτέλεσμα τη συγκέντρωση παραμορφώσεων σε ένα τμήμα της κατασκευής και τη δημιουργία μαλακού ορόφου.

Μία απλοποίηση που γίνεται κατά την προσομοίωση μιας χωρικής κατασκευής, έχει να κάνει με την κανονικότητα την οποία εμφανίζει. Για πρακτικούς λόγους οι κανονιστικές διατάξεις κάνουν διαχωρισμό μεταξύ της καθ' ύψος κανονικότητας και της κανονικότητας σε κάτοψη. Παρόμοιος διαχωρισμός παρατηρείται και στη βιβλιογραφία.

Όσον αφορά την κανονικότητα σε κάτοψη, αυτή έχει να κάνει με την ανομοιόμορφη κατανομή της μάζας, της δυσκαμψίας, της αντοχής, καθώς και από το αν η κάτοψη έχει μη ορθογωνική μορφή, όπως κατόψεις μορφής Γ, Π και Τ. Αυτή η μορφή μη κανονικότητας, αποτελεί μία από τις πιο συχνές πηγές εμφάνισης σεισμικής βλάβης. Πολλοί ερευνητές κατά το παρελθόν ασχολήθηκαν με τη σεισμική απόκριση ασύμμετρων κατασκευών και με τη βελτίωση των κανονιστικών διατάξεων. Στις εργασίες του Rutenberg (1992, 1998, 2002),

γίνεται αναφορά των ερευνών που έγιναν μέχρι το 2001, ενώ οι De Stefano and Pintucchi (2008) κάνουν αναφορά σε πιο πρόσφατες εργασίες που έγιναν μετά το 2002.

Όταν σε ένα κτίριο με μη συμμετρική κάτοψη εφαρμοστεί μια εδαφική διέγερση, έστω κατά την X-διεύθυνση, τότε αυτό δεν θα αποκριθεί με μετακίνηση μόνο κατά τη X-διεύθυνση αλλά με μια σύνθετη απόκριση που θα περιλαμβάνει κίνηση στις δυο οριζόντιες συνιστώσες X και Y και μια στροφή - στρέψη γύρω από τον άξονα Z (Chopra, 2007b). Αυτό το φαινόμενο ονομάζεται συζευγμένη κίνηση.

Στην περίπτωση πλήρως συμμετρικών κατασκευών το σύστημα είναι ασύζευκτο, δηλαδή, η κάθε μετακίνηση είναι ανεξάρτητη της άλλης. Στην πραγματικότητα όμως, δεν υπάρχουν πλήρως συμμετρικές κατασκευές για δύο κύριους λόγους: το κτίριο συνήθως δεν είναι τέλεια συμμετρικό, και οι χωρικές μεταβολές στην εδαφική κίνηση μπορούν να προκαλέσουν στροφή (περί τον κατακόρυφο άξονα) της βάσης του κτιρίου ακόμα και εάν η κάτοψή του είναι τελείως συμμετρική. Για τους παραπάνω λόγους ο κανονισμός έχει εισάγει την έννοια της τυχηματικής εκκεντρότητας (EC8, 2004).

Οι περισσότερες εργασίες που μελετούν τη στρεπτική απόκριση των κατασκευών, κάνουν χρήση απλοποιητικών μονώροφων προσομοιωμάτων διατμητικού τύπου (simple shear-beam type systems). Η ελαστική συμπεριφορά τέτοιων συστημάτων έχει περιγραφεί αρκετά καλά από διάφορους ερευνητές (Kan and Chopra, 1976), ενώ η ανελαστική συμπεριφορά βρίσκει όλο και περισσότερους ερευνητές να προσεγγίζουν το θέμα από διάφορες οπτικές γωνίες. Στις περισσότερες από αυτές τις μελέτες εξετάστηκε κυρίως η περίπτωση για την οποία το κτίριο έχει εκκεντρότητα μόνο στην μία διεύθυνση και για σεισμική εδαφική διέγερση κάθετα στην διεύθυνση της εκκεντρότητας. Από τη μελέτη μονώροφων προσομοιωμάτων διατμητικού τύπου προέκυψαν οι κανονιστικές διατάξεις που χρησιμοποιούνται σήμερα (EC8, 2004).

Μία ουσιαστική περιγραφή της ανελαστικής συμπεριφοράς μονώροφων κτιρίων με μη συμμετρική κάτοψη, έγινε από τους De La Llera and Chopra (1995). Στην εργασία αυτή, γίνεται χρήση της επιφάνεια αστοχίας τέμνουσας και ροπής στρέψης (Base Shear and Torque Surface – BST), σε μονώροφα προσομοιώματα διατμητικού τύπου, η οποία είχε διατυπωθεί στην εργασία των Kan and Chopra (1979). Η επιφάνεια αυτή ορίζεται από όλους τους δυνατούς συνδυασμούς V_x , V_y , T (Τέμνουσα δύναμη κατά τη X και Y διεύθυνση, αντίστοιχα και στρεπτική ροπή κατά τον κατακόρυφο άξονα) για τους οποίους η κατασκευή θα οδηγηθεί στην κατάρρευση. Ο προσδιορισμός της επιφάνειας αστοχίας BST, προκύπτει από μια σειρά διαδοχικών μηχανισμών αστοχίας, που περιγράφονται με λεπτομέρειες στην εργασία των παραπάνω συγγραφέων. Στην εργασία αυτή εξετάζονται διάφορες μορφές εκκεντρότητας, όπως δύναμης και δυσκαμψίας. Σύμφωνα με τους συγγραφείς, η χρήση αυτής της επιφάνειας δίνει μία καλή αίσθηση της ανελαστικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, πριν τη διεξαγωγή ανελαστικών αναλύσεων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στην εργασία των Goel and Chopra (1990), διαπιστώθηκε ότι τα φαινόμενα της στροφής μειώνονται καθώς το σύστημα συμπεριφέρεται ανελαστικά. Το παραπάνω συμπέρασμα παρατηρήθηκε και στην περίπτωση που οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιούνται είναι καταγραφές σε κοντινή απόσταση από το σεισμικό ρήγμα (Near Fault Ground Motions) οι οποίες χαρακτηρίζονται από έναν ισχυρό παλμό στην καταγραφή της ταχύτητας (Νάκης, 2011). Αυτό έρχεται σε αντίθεση με την ελαστική περιοχή, όπου τα φαινόμενα της στροφής είναι πιο έντονα (Kan and Chopra, 1976). Αρκετές εργασίες έγιναν με σκοπό να δημιουργήσουν βελτιωμένα απλοποιητικά προσομοιώματα, όπως οι εργασίες των Dutta and Das (2002a, b) οι οποίοι μελέτησαν την επιρροή της απομείωσης της αντοχής στην απόκριση της κατασκευής υπό διαξονική σεισμική διέγερση, με βάση τους κύκλους φόρτισης – αποφόρτισης.

Παρόλα αυτά η χρήση πιο βελτιωμένων προσομοιωμάτων, έδειξε ότι πολλά από τα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν με τη χρήση απλοποιητικών μονόροφων προσομοιωμάτων οδηγούν σε λανθασμένη εκτίμηση της ανελαστικής απόκρισης των κατασκευών. Επιπλέον η θεώρηση που γίνεται στις περισσότερες εργασίες, ότι οι δυσκαμψίες των μελών είναι ανεξάρτητες της αντοχής που έχουν, είναι λανθασμένη κυρίως για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος (Tso and Smith, 1999, Tso and Myslimaj, 2003, Priestley et al., 2007). Με βάση τα παραπάνω προκύπτει ότι οι κανονιστικές διατάξεις που βασίζονται σ' αυτές τις μελέτες, θα πρέπει να αναθεωρηθούν. Αξίζει να σημειωθεί ότι στην εργασία τους οι Stathopoulos and Anagnostopoulos (2003) σύγκριναν τα αποτελέσματα μονόροφων απλοποιητικών προσομοιωμάτων διατμητικού τύπου, με πιο αναλυτικά προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, για την περίπτωση των αναλυτικών προσομοιωμάτων προέκυψε ότι η “εύκαμπτη” πλευρά, που ορίζεται ως η πλευρά η οποία απέχει περισσότερο από το κέντρο δυσκαμψίας της κατασκευής (Center of resistance – CR), παρουσιάζει μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας απ' ότι η δύσκαμπτη. Αυτό το συμπέρασμα έρχεται σε αντίθεση με εργασίες οι οποίες κάνουν χρήση απλοποιητικών προσομοιωμάτων (Chopra and Goel, 1991, Tso and Zhu, 1992). Αυτή η διαφορά στην απαίτηση πλαστιμότητας, μπορεί να είναι σχετικά μεγάλη και μπορεί να οδηγήσει σε πρόωρη αστοχία μελών.

Πρόσφατες εργασίες που αναφέρονται σε πολυβάθμια συστήματα και κάνουν χρήση αναλυτικών προσομοιωμάτων, είναι αυτή των Stathopoulos and Anagnostopoulos (2005) και οι εργασίες των Kyrkos and Anagnostopoulos (2011a, 2011b), οι οποίοι μελέτησαν έκκεντρες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος και έκκεντρες κατασκευές μεταλλικών πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, αντίστοιχα. Τα συμπεράσματα των παραπάνω εργασιών συμπίπτουν με αυτά των Stathopoulos and Anagnostopoulos (2003) και δείχνουν την ανάγκη

αναθεώρησης των κανονιστικών διατάξεων έτσι ώστε να υπάρχει μία πιο ομοιόμορφη κατανομή πλαστιμότητας μεταξύ των μελών.

Πέρα από τα παραπάνω, υπάρχουν και οι καθ' ύψος μη κανονικότητες όπως η ύπαρξη εσοχών και η μη ομοιόμορφη καθ' ύψος μεταβολή της μάζας. Στην εργασία των De Stefano and Pintucchi (2008), γίνεται βιβλιογραφική αναφορά εργασιών που έγιναν μετά το 2002 και αφορούν αυτού του είδους εκκεντρότητες. (Τζίμας 2013)

3.1.1 Ορισμός του προβλήματος της μη κανονικότητας των κτιρίων

Οι πραγματικές κατασκευές είναι σχεδόν πάντα μη κανονικές καθώς η απόλυτη κανονικότητα είναι μια ιδεατή κατάσταση η οποία πολύ σπάνια συμβαίνει. Οι δομικές μη κανονικότητες ποικίλουν αναλόγως της φύσης τους και εξ ορισμού είναι πολύ δύσκολο να προσδιορισθούν. Όσον αφορά τα κτίρια, για πρακτικούς σκοπούς, οι κύριοι αντισεισμικοί κώδικες (όπως φάνηκε και στο κεφάλαιο 2) διαχωρίζουν τη μη κανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος, αλλά πρέπει να γίνει αντιληπτό ότι πολύ συχνά η δομική μη κανονικότητα είναι ένα αποτέλεσμα και των δύο προαναφερθέντων τύπων. Η τάση να ξεχωρίζεται η κανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος χαρακτηρίζει επίσης την επιστημονική βιβλιογραφία και, γι' αυτό, και στις επόμενες ενότητες θα ακολουθηθεί αυτός ο διαχωρισμός.

Ξεκινώντας με την μη κανονικότητα σε κάτοψη, κάποια συμπεράσματα από δομικές συμπεριφορές στη διάρκεια παλιών σεισμών δείχνουν ότι αυτός ο τύπος μη κανονικότητας, που οφείλεται σε ασύμμετρη διανομή μάζας, δυσκαμψίας και δύναμης, είναι μια από τις πιο σημαντικές αιτίες εκτεταμένων ζημιών στο κτίριο, καθώς οδηγεί σε στροφές τον εκάστοτε όροφο (στρεπτική απόκριση) επιπρόσθετα με τις αναμενόμενες μετακινήσεις του. Τα περασμένα χρόνια, έχουν γίνει μεγάλες ερευνητικές προσπάθειες για να μελετηθεί η σεισμική

απόκριση ασύμμετρων κτιρίων και για τη βελτίωση των στρεπτικών περιορισμών στους αντισεισμικούς κώδικες.

Οι περισσότερες από αυτές τις μελέτες έγιναν με τη χρήση απλών ασύμμετρων μονώροφων προσομοιωμάτων, που ακόμα και μέχρι σήμερα παραμένουν δημοφιλή. Παρόλ' αυτά, επίσης εκτενής πλέον είναι και η επιστημονική έρευνα με χρήση πιο ρεαλιστικών πολυώροφων κτιρίων.

Ένας μεγάλος αριθμός δημοσιεύσεων που έχουν εκδοθεί την περασμένη δεκαετία αφορά παθητικό έλεγχο, που φαίνεται να είναι μια κατάλληλη εναλλακτική λύση σε σχέση με τον παραδοσιακό σχεδιασμό, ούτως ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι επιρροές της στρέψης. Τέτοιες μελέτες συνήθως επικεντρώνουν συνήθως σε συστήματα σεισμικής μόνωσης και βισκοελαστικών συστημάτων μονωτήρων. Αναφέρονται επίσης και μονωτήρες τριβής καθώς και άλλα συστήματα (λικνισμού κλπ). Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι είναι σχετικά λίγες οι πειραματικές μελέτες που έχουν γίνει στο πεδίο της μη κανονικότητας των κατασκευών.

Όσον αφορά την κατακόρυφη μη κανονικότητα στα κτίρια, παρόλο που ελάχιστες ήταν οι μελέτες πριν το 2002, την τελευταία δεκαετία πλέον οι έρευνες σε αυτό το πεδίο έχουν εντατικοποιηθεί και αυτό κυρίως καθώς είναι πιο εύχρηστα, προσβάσιμα και αποτελεσματικά τα λογισμικά που εκτελούν μη γραμμικές αναλύσεις κτιρίων στο χώρο.

3.2 Μονώροφες μη κανονικές κατασκευές σε κάτοψη

Στο παρελθόν, οι επιρροές της στρεπτικής σύζευξης σε ασύμμετρα κτίρια είχαν αναλυθεί κατά κύριο λόγο με χρήση μονώροφων μοντέλων. Αυτά τα μοντέλα εθεωρούντο κατάλληλα για να ξεκαθαριστεί η επιρροή των παραγόντων – κλειδιά και να αναπτυχθούν μέτρα σχεδιασμού που να είναι εφαρμόσιμα σε κάποιες κατηγορίες πολυώροφων ασύμμετρων κτιρίων. Τα τελευταία χρόνια, τα πολυώροφα μοντέλα χρησιμοποιούνται προκειμένου να

επιτευχθεί μια πιο ρεαλιστική προσομοίωση της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης σε μη κανονικά κτίρια. Παρόλ' αυτά, λόγω της πολυπλοκότητάς τους, αυτά τα μοντέλα είναι εφαρμόσιμα μόνο σε ελάχιστες περιπτώσεις αληθινών κτιρίων. Για αυτό το λόγο, τα μονώροφα μοντέλα ακόμα και τώρα προτιμούνται από πολλούς ερευνητές, καθώς παραμένουν επαρκή για να αντληθεί γενική πληροφορία όσον αφορά τη στρεπτική συμπεριφορά ασύμμετρων κτιρίων, ειδικά από ποιοτικής άποψης.

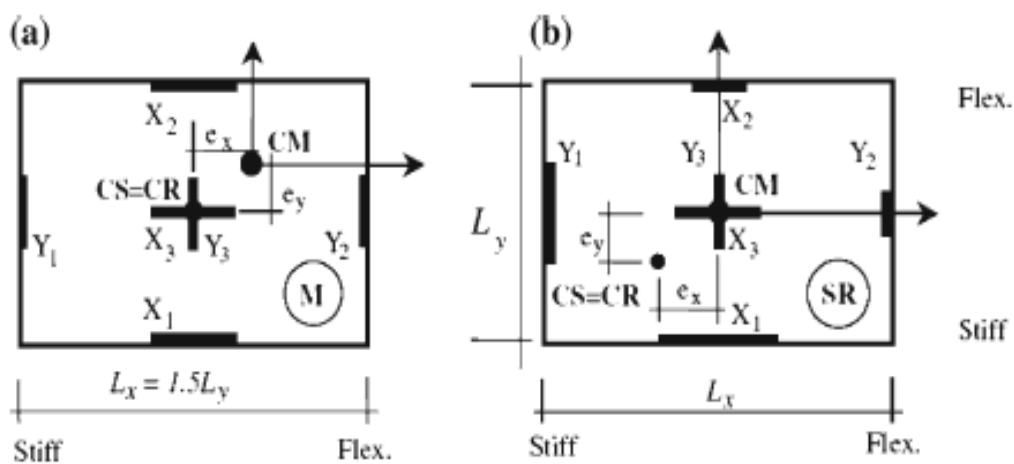
Τα τελευταία χρόνια, έρευνες πάνω σε μονώροφα μοντέλα επικεντρώνουν στην ανελαστική συμπεριφορά των μελών που αντιστέκονται (*resisting members*), τις επιρροές των διεγέρσεων και στις δύο κατευθύνσεις και σε άλλους παράγοντες που είχαν αμεληθεί παλαιότερα. Επίσης έχουν γίνει μελέτες όσον αφορά σε ασύμμετρα μοντέλα και στους δύο άξονες, εκτός από τη ασυμμετρία σε έναν άξονα που ήταν μέχρι στιγμής το πιο διαδεδομένο αντικείμενο έρευνας.

Συγκεκριμένα, η μη γραμμική συμπεριφορά έχει πολύ μεγάλο ενδιαφέρον, καθώς η ικανότητα των κατασκευών να αντέχουν ισχυρούς σεισμούς εξαρτάται από την πλαστιμότητά τους και την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Παρ' όλες τις εκτεταμένες προσπάθειες των μελετητών, η πολυπλοκότητα των μη κανονικών κτιρίων οδήγησε σε μια έλλειψη γενίκευσης και καθολικά αποδεκτών συμπερασμάτων. Για αυτό αρκετές μελέτες ακόμα έχουν στόχο να σχηματίσουν κάποια οριστικά γενικά συμπεράσματα.

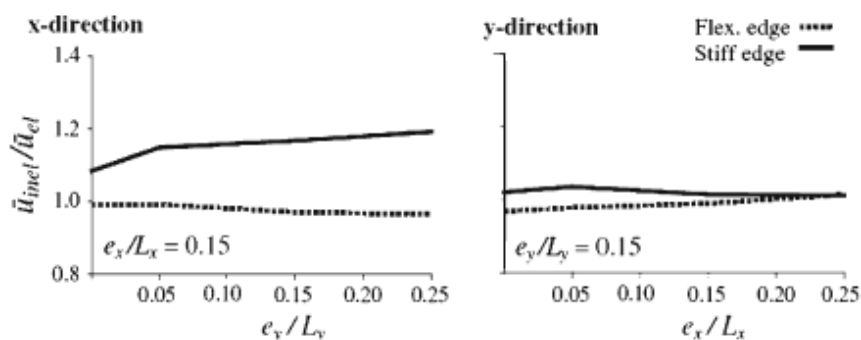
Ειδικό ενδιαφέρον έχουν δύο μελέτες των Perus and Fajfar (2002, 2005), καθώς θίγουν ένα ζήτημα πολύ γενικό, δηλαδή την επιρροή της πλαστικότητας στη στρεπτική απόκριση σε σχέση με την αντίστοιχη ελαστική απόκριση.

Προκειμένου να εξαχθούν κάποια γενικά συμπεράσματα, οι μελέτες διεξήχθησαν με βάση τα μονώροφα προσομοιώματα με εκκεντρότητα και στους δύο άξονες χωρίς να υπάρχουν κανονιστικοί περιορισμοί. Τα κύρια ευρήματα των παραμετρικών αναλύσεων, που έγιναν

κυρίως σε στρεπτικά δύσκαμπτα και με εκκεντρότητα μάζας συστήματα, μπορούν να συνοψισθούν ως εξής (Σχήμα 3-1): από ποιοτικής άποψης, οι καθολικές στρεπτικές επιρροές των ανελαστικών κατασκευών είναι παρόμοιες με αυτές των ελαστικών κατασκευών (Σχήμα 3-2), καθώς οι διαφορές μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης εμφανίζονται κυρίως στο μεταφορικό τμήμα της κίνησης και όχι στο στρεπτικό. Παρόλ' αυτά, η αλλαγή στην απόκριση εξαρτάται από το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων. Συγκεκριμένα, οι κανονικοποιημένες ανελαστικές αποκρίσεις ως προς τις ελαστικές στο άκρο ελέγχου γενικά μειώνονται με την αύξηση της πλαστικότητας, εκτός αν έχουμε πολύ μικρές τιμές (κάτω του 2).



Σχήμα 3-1: α) Μοντέλο με εκκεντρότητα στη μάζα (M) και β) μοντέλο με εκκεντρότητα στη δυσκαμψία και στη δύναμη (SR) (Perus & Fajfar, 2005).



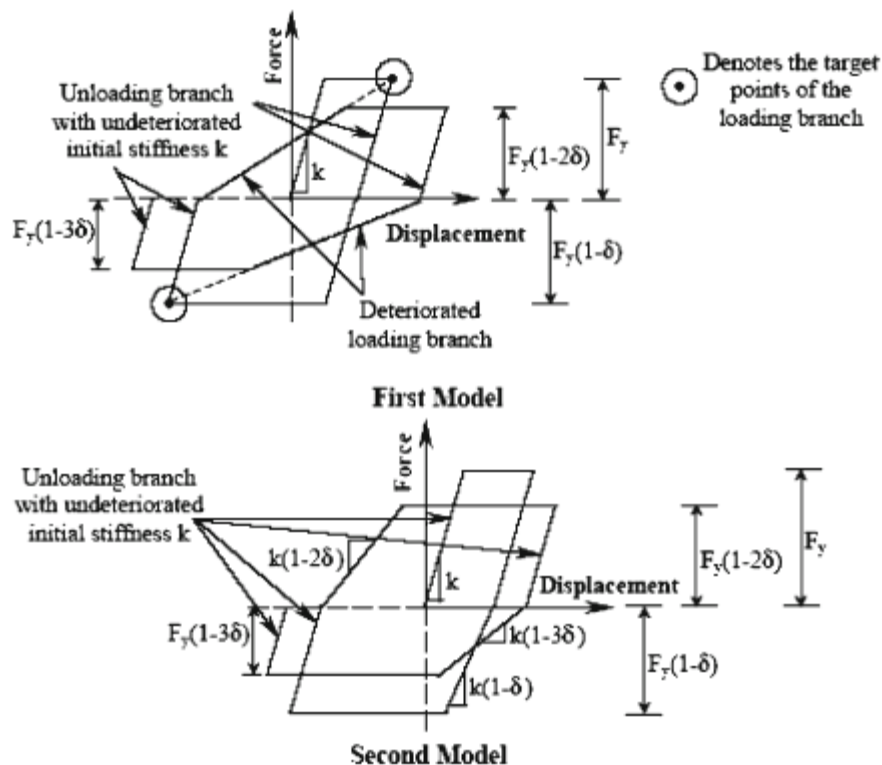
Σχήμα 3-2: Ποσοστά μεταξύ κανονικοποιημένων ελαστικών και ανελαστικών παραμέτρων (Perus & Fajfar, 2005)

Παρόλ' αυτά, η ανελαστική στρεπτική αποκριση βρέθηκε να εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τα χαρακτηριστικά των δεδομένων εισαγωγής του σεισμού και να επηρεάζεται σε μεγαλύτερο βαθμό σε σχέση με την ελαστική συμπεριφορά. Στο ανελαστικό εύρος, οι στρεπτικές επιρροές μπορεί να οδηγήσουν είτε σε μεγαλύτερες ή μικρότερες αποκρίσεις σε σχέση με τις ελαστικές, αναλόγως του συχνοτικού περιεχομένου της εδαφικής κίνησης. Γενικά οι Perus & Fajfar (2002) βρήκαν μια μείωση στις εύκαμπτες κατασκευές και μια αύξηση για δύσκαμπτες κατασκευές, ανάλογα με το Σχήμα του φάσματος απόκρισης.

Θα πρέπει να αναγνωριστεί η σημασία των θεμάτων που τίγονται και της ακρίβειας των συμπερασμάτων των προαναφερθέντων εργασιών. Παρόλ' αυτά οι παραμετρικές αναλύσεις θα πρέπει να επεκταθούν για να καλυφθούν παραλλαγές στη στρεπτική δυσκαμψία και αντοχή του μοντέλου του κτιρίου, καθώς τέτοιοι παράμετροι μπορεί να επηρεάσουν το σχετικό μέγεθος της στρεπτικής απόκρισης στην ελαστική και ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς.

Αρκετές μελέτες έχουν επιχειρήσει να αναπτύξουν πιο λεπτομερή εξιδανικευμένα μοντέλα για να εντάξουν μια επαρκή μετελαστική συμπεριφορά στα αντιστέκοντα μέλη. Οι Dutta&Das (2002a,b) εξετάζουν ποιες οι επιρροές του καταβιβασμού της αντοχής στην

απόκριση στις δύο κατευθύνσεις συστημάτων σχεδιασμένων κατά τον κανονισμό. Οι συγγραφείς προτείνουν τα δύο υστερητικά μοντέλα που φαίνονται στο Σχήμα 3-3, που μπορούν να λάβουν υπόψιν την απομείωση των αντοχών και της δυσκαμψίας σε δομικά μέλη από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι τοπικές μέγιστες απαιτήσεις (στο εύκαμπτο άκρο αλλά και στο δύσκαμπτο) είναι πιο αξιοσημείωτες όταν τα φαινόμενα της απομείωσης της αντοχής λαμβάνονται υπόψιν και σε αυτήν την περίπτωση οι αναλύσεις σε μία διεύθυνση υποεκτιμούν αρκετά την απόκριση. Αυτό όμως έρχεται σε αντίθεση με τα συμπεράσματα των Tso & Myslimaj (2002) που καταλήγουν ότι τα αποτελέσματα από ένα φθίνον υστερητικό μοντέλο είναι παρόμοια με αυτά που λαμβάνει κανείς με χρήση ενός ελαστοπλαστικού μοντέλου.

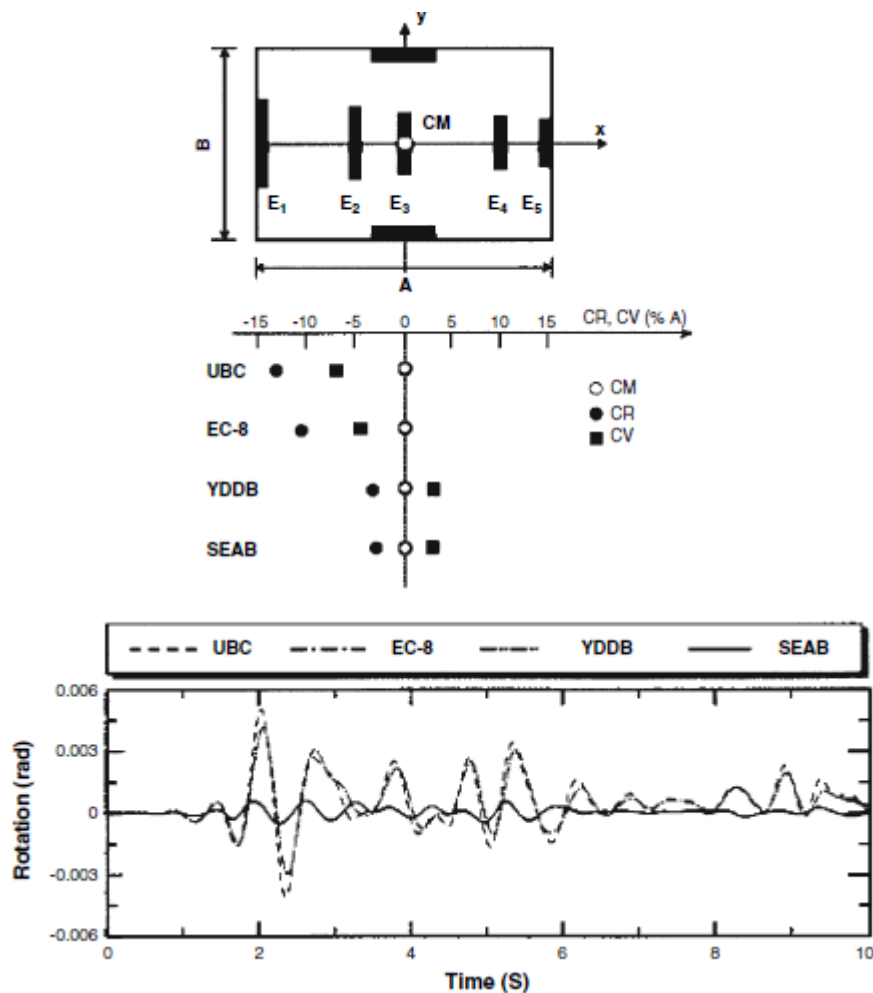


Σχήμα 3-3: Τα υστερητικά μοντέλα με απομείωση αντοχών και δυσκαμψίας κατά Dutta and Das (2002b)

Οι De Stefano & Pintucchi (2002) πρότειναν ένα μονώροφο μοντέλο που λαμβάνει υπόψη τις επιρροές της ανελαστικής αλληλεπίδρασης μεταξύ αξονικής δύναμης και οριζοντίων δυνάμεων σε δύο κατευθύνσεις σε αντιστέκοντα μέλη. Η επιρροή τέτοιων φαινομένων στην στρεπτική απόκριση εκτιμήθηκε για δύστροπα συστήματα με σεισμικές διεγέρσεις με δύο συνιστώσες. Οι συγγραφείς κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι τα προηγούμενα μοντέλα μη κανονικών κτιρίων σε κάτοψη που δεν λάμβαναν υπ' όψιν φαινόμενα αλληλεπίδρασης, γενικά υπερεκτιμούν την στρεπτική απόκριση. Στην πραγματικότητα, τα φαινόμενα ανελαστικής αλληλεπίδρασης οδηγούν σε μια μείωση της στροφής του ορόφου που κυμαίνεται μεταξύ 20-30%, εκτός από τις πολύ χαμηλές περιόδους.

Πιο πρόσφατα οι Tso & Myslimaj επικέντρωσαν το ενδιαφέρον τους σε εφαρμογές σεισμικού σχεδιασμού και στη σχέση μεταξύ αντοχής και δυσκαμψίας για οριζόντια αντιστέκοντα μέλη (Tso & Myslimaj 2003 ; Myslimaj and Tso 2005). Αρκετοί ερευνητές έχουν υποστηρίξει ότι καθώς οι πλαστικές παραμορφώσεις μελών εξαρτώνται μόνο από τη γεωμετρία και τις ιδιότητες του υλικού, αντίθετα η δυσκαμψία δεν μπορεί να θεωρηθεί ανεξάρτητη της αντοχής. Οι Tso & Myslimaj μελέτησαν το πρόβλημα αντιστεκόντων μελών που έχουν δυσκαμψία ανεξάρτητη της αντοχής με τη χρήση μονωρόφου μοντέλου υπό διεγέρσεις δύο κατευθύνσεων και κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι μια επιθυμητή κατανομή μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής, για να μειωθεί η στρεπτική απόκριση, ορίζει το κέντρο δυσκαμψίας και το κέντρο αντοχής εκατέρωθεν του κέντρου μάζας, μια συνθήκη η οποία αναφέρεται ως «ισορροπία θέσης κέντρου δυσκαμψίας και αντοχής». Επίσης πρότειναν δυο διαδικασίες σχεδιασμού για να πετύχουν την παραπάνω θέση των κέντρων δυσκαμψίας και αντοχής, η μία εξ αυτών βασίζεται στη χρήση ανάλυσης στατικής ισορροπίας (όπως αναφέρεται και ως SEAB) και η άλλη χαρακτηρίζεται από μια διανομή της αντοχής ίση με αυτή των πλαστικών παραμορφώσεων (διαδικασία YDDB). Μια σύγκριση με αποτελέσματα

κτιρίων σχεδιασμένα κατά τον κανονισμό (Σχήμα 3-4) έδειξε την αποτελεσματικότητα της ισορροπίας των θέσεων.



Σχήμα 3-4: Θέσεις κέντρων δυσκαμψίας και αντοχής σε τέσσερα μοντέλα και η περιστροφή του ορόφου σε χρονοϊστορίες υπό τη σεισμική διέγερση του ElCentro (Myslimaj and Tso 2005)

Άμεσα σχετιζόμενη με τις παραπάνω έρευνες είναι η μελέτη των Aziminejad & Moghadam (2005), οι οποίοι εξέτασαν τη μη γραμμική συμπεριφορά μη κανονικών μονώροφων κτιρίων σχεδιασμένων κατά τον κανονισμό ώστε να βελτιστοποιήσουν τις θέσεις των κέντρων μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής σε σχέση με διάφορα επίπεδα πλαστικών παραμορφώσεων του σκελετού υπό σεισμική διέγερση. Αποδείχθηκε ότι η ισορροπημένη θέση που προτάθηκε από τους Tso & Myslimaj βελτιστοποιούσε την απόκριση του

συστήματος στο επίπεδο προστασίας ζωής, αλλά αυτό δε συνέβαινε όσο το κτίριο κινούταν ελαστικά. Επιπλέον, βρέθηκε ότι η καλύτερη διάταξη των κέντρων μεταβάλλεται όχι μόνο ανάλογα με το επιθυμητό επίπεδο απόδοσης, αλλά επίσης και με τους επιλεγμένους δείκτες απόκρισης και βλαβών. Υπό αυτήν την έννοια, η ισορροπημένη θέση δεν ικανοποιούσε τις μικρές απαιτήσεις πλαστιμότητας στο εξεταζόμενο μέλος.

Στην έρευνά τους οι Pettinga et al. (2005) ανέλυσαν ένα μονώροφο στοιχείο υπό σεισμικές διεγέρσεις μίας ή δύο κατευθύνσεων. Ο σκοπός τους ήταν να επεκτείνουν σε ένα 3D μη κανονικό κτίριο σε κάτοψη το προτεινόμενο πλαίσιο σχεδιασμού που υπήρχε, το οποίο επικέντρωνε στη σημασία του να εκτιμώνται και να περιορίζονται οι παραμένουσες παραμορφώσεις. Οι παραμετρικές αναλύσεις στα μη έκκεντρα ως προς τη μάζα συστήματα εκτελέστηκαν ώστε να προσδιοριστούν οι κύριοι παράμετροι που επηρεάζουν τις παραμένουσες παραμορφώσεις – μετακινήσεις. Αντίθετα, μελετήθηκαν διαφορετικοί σχηματισμοί σε κάτοψη από τον Castillo et al. (2002) που αφορούσαν είτε εύστρεπτα είτε δύστρεπτα συστήματα. Αντίθετα με όσα ήταν αναμενόμενα, τα ευρήματά του έδειχναν ότι τα συστήματα με χαμηλούς στρεπτικούς περιορισμούς βελτίωναν την συμπεριφορά όσον αφορά την απομένουσα στρεπτική στροφή. Επιπλέον αναλύσεις παρουσιάστηκαν για να εκτιμηθεί η επιρροή των υστερητικών χαρακτηριστικών, το μετελαστικό ποσοστό δυσκαμψίας και τα P-delta φαινόμενα.

Οι Tromberri and Conte (2005) ανέπτυξαν μια απλοποιημένη μέθοδο (alpha Μέθοδος όπως την ονόμασαν) για να εκτιμήσουν τη μέγιστη στρεπτική απόκριση υπό ελεύθερες και εξαναγκασμένες ταλαντώσεις μονώροφων ελαστικών συστημάτων. Η ικανότητα πρόβλεψης αυτής της μεθόδου αρχικά προσαρμόσθηκε για ασύμμετρες κατασκευές σεισμικά μονωμένες και επαληθεύθηκε διαδοχικά όταν εφαρμόσθηκε σε χαρακτηριστικά συστήματα γενικών μη κανονικών κτιρίων σε κάτοψη (Pintucchi et al. 2005)

Στη μελέτη των Heredia – Zavoni & Machicao – Barrionuevo (2004) ένα γραμμικό μονόροφο σύστημα ασύμμετρο και στις δύο διευθύνσεις, χρησιμοποιήθηκε για να εκτιμηθούν οι επιρροές των κατακόρυφων συνιστωσών των σεισμών. Βρέθηκε ότι αυτές οι επιρροές μεταβάλλονται διαφορετικά ανάλογα με τη φυσική ιδιοπερίοδο μετάθεσης και εξαρτώνται από το αν το σύστημα είναι εύστρεπτο ή δύστρεπτο, καθώς και από τις εδαφικές συνθήκες. Συγκεκριμένα, η εφαρμογή δεδομένων εισαγωγής σεισμών υπό δύο διευθύνσεις μπορεί να μεταβάλλουν σημαντικά την απόκριση δύστρεπτων συστημάτων με υψηλές μεταθετικές περιόδους σε μαλακά εδάφη, ενώ για σκληρά εδάφη αντιθέτως αποδεικνύεται ότι είναι σημαντικές για εύστρεπτα συστήματα με χαμηλές μεταθετικές ιδιοπεριόδους. Υπό αυτήν την έννοια όμως, θα πρέπει να σημειωθεί ότι παρά τις ενδείξεις πολλών προηγούμενων μελετών, οι επιρροές της κάθετης συνιστώσας του σεισμού δεν φαίνονται ιδιαίτερα ουσιώδεις (Ruttenberg 2002), ειδικά αν ορθογωνικά στοιχεία συμπεριλαμβάνονται στο μοντέλο.

Τέλος, μεταξύ των λίγων συνεισφορών από πειραματικές μελέτες, η έρευνα των Ghobarah et al. (2005) πρέπει να αναφερθεί, η οποία αφορά ένα ειδικό πρόβλημα η δομικών στοιχείων και κρίσιμου εξοπλισμού (δευτερεύοντα συστήματα) που είναι συζευγμένος με ένα πρωτεύον σύστημα έκκεντρο ως προς τη μάζα, με χρήση μιας μικρής σεισμικής τράπεζας. Από τα αποτελέσματα των δοκιμών, βρέθηκε ότι η στρεπτική διαρροή του πρωτεύοντος συστήματος είχε σημαντική επιρροή στο μέγεθος της απόκρισης του δευτερεύοντος συστήματος (υπήρξε σχεδόν συντονισμός.)

3.3 Πολυώροφα μη κανονικά κτίρια σε κάτοψη

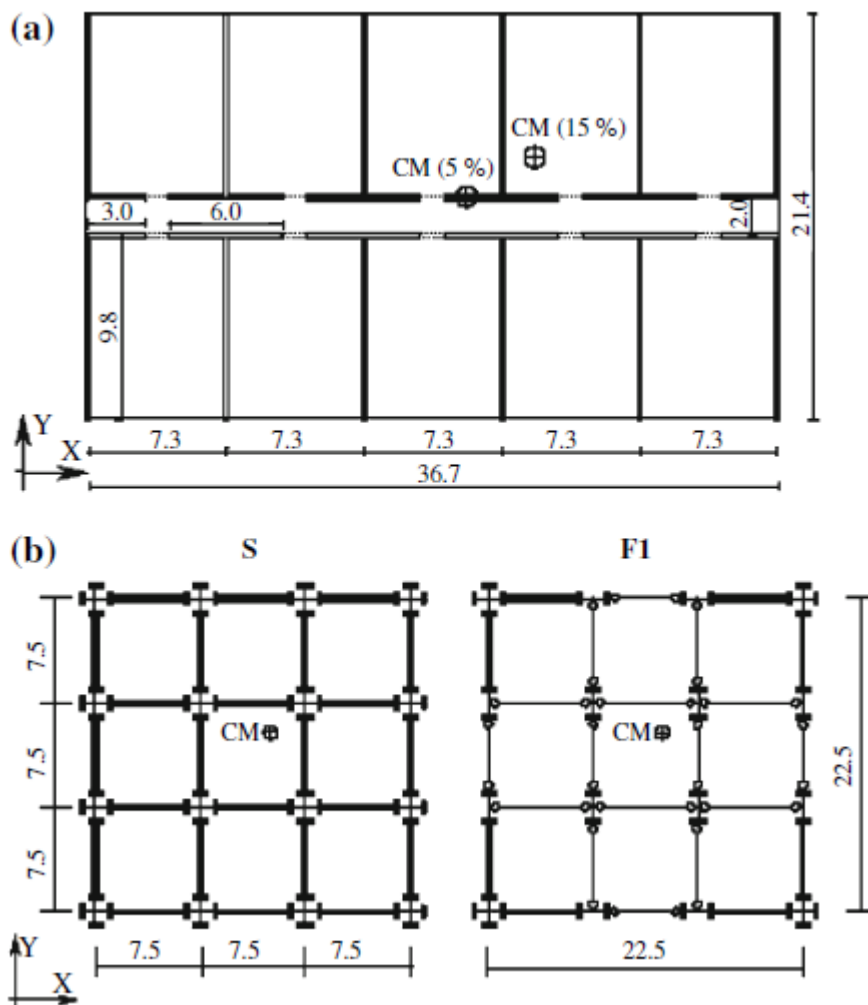
Παρόλο που τα μονώροφα μοντέλα αντιπροσωπεύουν την ακραία εξιδανίκευση μη κανονικών κτιρίων σε κάτοψη, χρησιμοποιήθηκαν εκτενώς στο παρελθόν λόγω της ικανότητάς τους να ξεκαθαρίζουν την επιρροή των κυρίων παραμέτρων και να οδηγούν σε

αποτελεσματικά κριτήρια σχεδιασμού. Παρόλ' αυτά, τα τελευταία χρόνια τα πολυώροφα μοντέλα έχουν γίνει ιδιαίτερα δημοφιλή για τουλάχιστον δύο λόγους:

1. Τα μειονεκτήματα των μονώροφων μοντέλων σχετικά με την πρόβλεψη της στρεπτικής συμπεριφοράς των αληθινών κατασκευών έχουν παρατηρηθεί από αρκετούς συγγραφείς όπως οι Stathopoulos & Anagnostopoulos (2002,2003), οι οποίοι εξέτασαν με κριτική σκοπιά την αποτελεσματικότητα τέτοιων μοντέλων
2. Οι βελτιώσεις των ισχυρών υπολογιστικών εργαλείων που έχουν κάνει εφικτές εκτεταμένες αριθμητικές αναλύσεις πολυώροφων κτιρίων

Στις περισσότερες μελέτες που χρησιμοποιήθηκαν πολυώροφα μοντέλα, ο στόχος ήταν να επεκταθεί η pushover ανάλυση σε η κανονικά κτίρια ως προς την κάτοψη. Οι αρχικές μελέτες εμφανίστηκαν στα μέσα της δεκαετίας του 90, με τις έρευνες των Kilar & Fajfar (1997) και Tso & Moghadam (1997).

Το 2002, οι Fajfar et al. πρότειναν την επέκταση των τρισδιάστατων μοντέλων της μεθόδου N2 με την εφαρμογή της κατανομής των οριζοντίων δυνάμεων καθ ύψος με βάση το κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Η μέθοδος αρχικά δημιουργήθηκε για επίπεδες (2D) κατασκευές και περιλαμβάνει μια απλοποιημένη μη γραμμική προσέγγιση που χρησιμοποιεί την ανάλυση pushover, ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα και το ανελαστικό φάσμα απόκρισης.



Σχήμα 3-5: a) Κάτοψη ορόφου 8όροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Δύο ασύμμετρες κατασκευές δημιουργήθηκαν με μεταφορά του κέντρου μάζας και στις δύο διευθύνσεις κατά 5% και 15% b) κατόψεις ορόφου για πενταώροφο κτίριο. Η ασυμμετρία και στις δύο διευθύνσεις εισάχθηκε με υπόθεση εκκεντρότητας μάζας ίση με το 15% των διαστάσεων της κάτοψης (Fajfar et al. 2002)

Η καταλληλότητα της εκτεταμένης διαδικασίας παρουσιάστηκε με την έρευνα και πολυορόφων μεταλλικών αλλά και πολυορόφων μετονένιων κτιρίων (Σχήμα 3-5). Μια σύγκριση με αποτελέσματα από μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις απέδειξε την ικανότητα της μεθόδου να προβλέπει τη σεισμική συμπεριφορά δύστροπων κατασκευών. Πηγές

ανακρίβειας ανιχνεύθηκαν παρόλα αυτά ως εξής: οι προσεγγίσεις που ήδη υπήρχαν στη συμπεριφορά του 2d μοντέλου, ο μη συνυπολογισμός δυναμικών επιδράσεων από σύζευξη μεταφορικών και στρεπτικών βαθμών ελευθερίας, οι αβεβαιότητες στο συνδυασμό αποτελεσμάτων από ανεξάρτητες αναλύσεις pushover στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Παρόλ' αυτά η μέθοδος N2 αποδεικνύεται αρκετά συντηρητική, καθώς η υπερεκτίμηση της μετακίνησης στο κέντρο μάζας κυριαρχεί αντί της υποεκτίμησης των επιρροών της στρέψης.

Πιο πρόσφατα, ένα σημαντικό βήμα για το σωστό συνυπολογισμό των στρεπτικών επιρροών έγινε από τους Fajfar et al. (2005) που προτείνουν να συνδυαστούν τα αποτελέσματα από μια pushover ανάλυση ενός 3D δομικού μοντέλου, βασισμένου στη μέθοδο N2, με τα αποτελέσματα από μια γραμμική δυναμική φασματική ανάλυση. Η μέθοδος N2 ελέγχει τις μετακινήσεις ελέγχου και την κατανομή των παραμορφώσεων καθ ύψος του κτιρίου, ενώ η γραμμική δυναμική ανάλυση δικαιολογείται από το γεγονός ότι στο εύκαμπτο άκρο ο ελαστικός «φάκελος» μετακινήσεων είναι συντηρητικός σε σχέση με τις ανελαστικές (Perus and Fajfar, 2005).

Μια εναλλακτική pushover διαδικασία προτάθηκε από τους Moghada and Tso (2002) και αποτελείται από 2 βήματα. 1) μια 3D ελαστική φασματική ανάλυση για να προσδιοριστούν οι μετακινήσεις της οροφής και η κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων για καθένα από τα αντιστέκοντα μέλη, 2) μια επίπεδη pushover ανάλυση για καθένα από τα αντιστέκοντα μέλη με την κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων και την μετακίνηση – στόχο να καθορίζονται στο πρώτο βήμα.

Οι Chopra and Goel (2004) προσπάθησαν να επεκτείνουν την ιδιομορφική pushover ανάλυση που προτάθηκε από του Chopra and Goel (2002), με το να εφαρμοστούν οι στρεπτικές ροπές σε κάθε όροφο (για να συνυπολογιστούν οι δυναμικές επιδράσεις της στρεπτικής απόκρισης) επιπροσθέτως των οριζοντίων δυνάμεων. Όλα αυτά θα προέρχονται

από μια ιδιομορφική ανάλυση. Έγινε μια σύγκριση των προβλέψεων από την προτεινόμενη μέθοδο με ακριβείς τιμές που προσδιορίζονται από μια μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση χρονοϊστορίας για τέσσερα δομικά συστήματα με διαφορετικές τιμές του ποσοστού των ασύζευκτων οριζοντίων πριν τις στρεπτικές ιδιοπεριόδους. Τα αποτελέσματα έδειξαν μια ακρίβεια στην απόκριση της ιδιομορφικής pushover ανάλυσης παρόμοια με αυτή ενός συμμετρικού κτιρίου. Παρόλ' αυτά, τα αποτελέσματα δεν είναι ακριβή για συστήματα με ισχυρότερη σύζευξη των ελαστικών ιδιομορφών, εν μέρει επειδή υποεκτιμάται η μετακίνηση κάθε ορόφου από τον CQC συνδυαστικό κανόνα ιδιομορφών, κάτι που συμβαίνει επειδή οι ανεξάρτητες ιδιομορφικές αποκρίσεις έχουν το μέγιστό τους σχεδόν ταυτόχρονα. Η δομική ασυμμετρία σε κάτοψη και στους δύο άξονες και η ταυτόχρονη δράση δύο οριζοντίων συνιστωσών εδαφικής κίνησης ακόμα είναι υπό διερεύνηση.

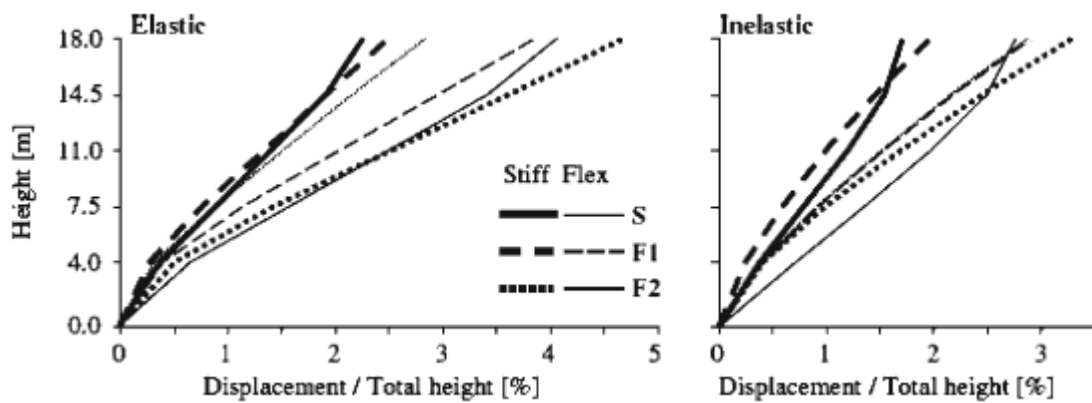
Οι Penelis and Karros (2005) επίσης στόχευσαν στο να μοντελοποιήσουν την ανελαστική στρεπτική απόκριση κτιρίων με μη γραμμικές στατικές αναλύσεις. Η προτεινόμενη μέθοδος περιλάμβανε μια 3D pushover ανάλυση, με την εφαρμογή φασματικών συνιστωσών φορτίου που καθορίζονται από μια δυναμική ελαστική φασματική ανάλυση. Επιπλέον, οι ποσότητες απόκρισης εξάχθηκαν μέσω ενός γενικευμένου ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος, το οποίο ενσωματώνει και τις στρεπτικές και τις μεταφορικές ιδιομορφές. Η προτεινόμενη διαδικασία επαληθεύθηκε για δύο μελέτες περίπτωσης. Δύο μονώροφα και δύο πολυώροφα μονοσυμμετρικά κτίρια. Στην πρώτη περίπτωση, η απόκλιση της προτεινόμενης μεθοδολογίας από την κύρια απόκριση από τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση έφτασε περίπου το 10%, ενώ στην περίπτωση των πολυώροφων κτιρίων η διαφορά στην απόκριση έφτασε το 20%, η οποία επίσης θεωρείται αποδεκτή δεδομένων των αβεβαιοτήτων στη μη ελαστική απόκριση τρισδιάστατων μη γραμμικών μοντέλων.

Εκ των διαδικασιών που περιγράφηκαν παραπάνω, αυτή που πρότειναν οι Fajfar et al. (2005) εμφανίζεται η πιο πολλά υποσχόμενη, καθώς ο ορισμός της μετακίνησης στόχου του κέντρου μάζας αντιστοιχεί στην πραγματική ανελαστική συμπεριφορά μέσω της μεθόδου N2, και οι μεγεθύνσεις των οριζόντιων μετακινήσεων απλά εξάγονται μέσω γραμμικής ιδιομορφικής ανάλυσης.

Κάποιες άλλες μελέτες ασχολήθηκαν με μεθόδους σεισμικού σχεδιασμού για ασύμμετρα κτίρια σε σχέση με τις διαδικασίες του κανονισμού (Ayala and Perez, 2005), ενώ σε αρκετές δημοσιεύσεις έχουν διερευνηθεί κάποιες συμπεριφορές των ασύμμετρων πολυώροφων κτιρίων. Οι Stathopoulos and Anagnostopoulos (2005) παρουσίασαν μία από τις πρώτες προσπάθειες να μελετηθεί η στρεπτική απόκριση στο μη γραμμικό πεδίο μέσω των πιο ρεαλιστικών πολυώροφων μοντέλων, σε αντίθεση με παλαιότερες δημοσιεύσεις που αναφέρονταν σε μονώροφα μοντέλα ή μοντέλα διατμητικών κτιρίων. Πιο συγκεκριμένα, ερεύνησαν την ανελαστική σεισμική απόκριση έκκεντρων πολυώροφων κτιρίων από Ω/Σ μέσω τριώροφων και πεντάώροφων μοντέλων που υπόκεινται σε διεγέρσεις δύο κατευθύνσεων. Τα κτίρια είχαν σχεδιαστεί και με βάση τον Ευρωκώδικα και με βάση τον UBC – 97. Τα αποτελέσματα έδειξαν στους συγγραφείς πως τα πλαίσια στην εύκαμπτη πλευρά είχαν αυξημένες ανελαστικές παραμορφώσεις, ενώ αυτά στην δύσκαμπτη πλευρά είχαν μειωμένες παραμορφώσεις σε σχέση με τα αντίστοιχα συμμετρικά κτίρια. Επίσης, αυτά τα ευρήματα έρχονται σε αντίθεση με αυτά που εξάχθηκαν από μονώροφα μοντέλα, τα οποία θεωρούνται μη επαρκή για την πρόβλεψη των κυρίων ποιοτικών χαρακτηριστικών της ανελαστικής απόκρισης για πολυώροφες κατασκευές.

Επιπλέον επιβεβαίωση για την αδυναμία να παραχθούν άμεσα αποτελέσματα από μονώροφα μοντέλα για πολυώροφες κατασκευές έρχεται από τους De Stefano et al. (2006), οι οποίοι παρουσίασαν μια μελέτη ενός εξάώροφου κτιρίου σχεδιασμένο με τον κανονισμό το

οποίο υπόκειται σε διεγέρσεις σε έναν άξονα. Η δημοσίευση εξετάζει τις επιρροές της υπεραντοχής των μελών και των διατομών. Επίσης δείχθηκε ότι σε πραγματικά κτίρια αυτό το χαρακτηριστικό μπορεί να οδηγήσει σε διαφορετική διανομή της απαίτησης πλαστιμότητας από αυτή που ήταν αναμενόμενη σε σχέση με τα αποτελέσματα μονόροφων μοντέλων. Συγκεκριμένα, οι De Stefano et al. (2006) επίσης έδειξαν ότι στους άνω ορόφους, οι μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας συμβαίνουν στην εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου σε σχέση με αυτές της δύσκαμπτης πλευράς.



Σχήμα 3-6: Προφίλ μετακινήσεων στα εύκαμπτα και δύσκαμπτα άκρα των αναλυμένων ασύμμετρων κτιρίων S, F1, F2 (τα δύο πρώτα από Σχήμα 3-5) (Marusic and Fajfar, 2005)

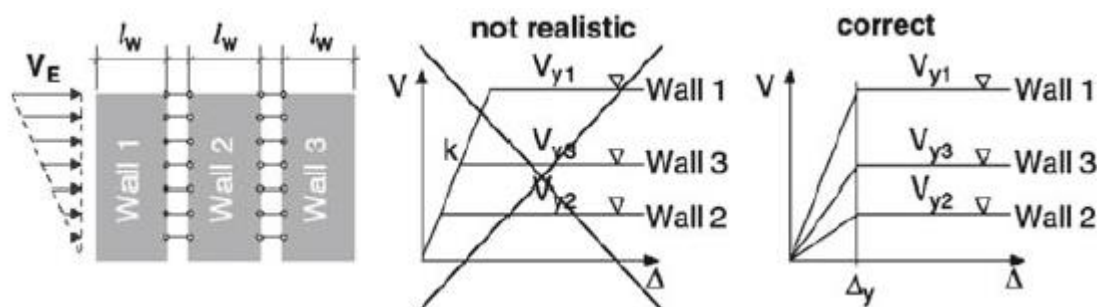
Οι Marusic and Fajfar (2005) ερεύνησαν την ελαστική και ανελαστική απόκριση ασύμμετρων ως προς τη μάζα πολυορόφων κτιρίων υπό την επίδραση διεγέρσεων σε δύο κατευθύνσεις. Σύμφωνα με τους Perus and Fajfar (2005) τα αποτελέσματα αποδείκνυαν μια ποιοτικά παρόμοια ελαστική και ανελαστική απόκριση, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3-6, με την εξαίρεση του δύσκαμπτου άκρου στην κατεύθυνση που έχει χαμηλότερες πλαστικές παραμορφώσεις σε δύστροπα κτίρια και στο ίδιο άκρο, παρόλο που βρισκόμαστε στην πιο αδύναμη πλευρά, σε εύκαμπτα κτίρια.

Οι Fernandez Davila and Cruz (2006) εξέτασαν την επιρροή διαφόρων παραμέτρων σεισμικής απόκρισης με τη χρήση απλών τρισδιάστατων πενταώροφων μοντέλων που μπορούν να θεωρηθούν άμεσες επεκτάσεις των μονώροφων μοντέλων που χρησιμοποιήθηκαν ευρέως στο παρελθόν. Οι επιρροές των ακολούθων παραμέτρων συστήματος ερευνήθηκαν: ο αριθμός των αντιστεκόντων επιπέδων που είναι παράλληλα στη σεισμική δράση, ο βαθμός της στρεπτικής σύζευξης, η ασύζευκτη κύρια ιδιοπερίοδος, η κανονικοποιημένη στατική εκκεντρότητα, το ποσοστό ασύζευκτων οριζοντίων μετακινήσεων, το ποσοστό στρεπτικής δυσκαμψίας και η συνολική πλαστιμότητα σχεδιασμού. Τα περισσότερα από τα συμπεράσματά τους επιβεβαιώνουν πολύ γνωστές απόψεις για τη συμπεριφορά ασύμμετρων κτιρίων.

Οι Sommere and Bachmann (2005) ασχολήθηκαν με το σεισμικό σχεδιασμό ασύμμετρων ως προς την κάτοψη πολυώροφων κτιρίων, που αυξήθηκε η δυσκαμψία τους με πλάστιμους τοίχους από Ω/Σ. Έπειτα από μια κριτική σύνοψη των ελαττωμάτων των κανόνων σχεδιασμού από τους κώδικες, επικέντρωσαν στα εξής ζητήματα: 1) η δυσκαμψία των στοιχείων δεν είναι ανεξάρτητη της αντίστασης (Σχήμα 3-7) όπως έχει ήδη αναφερθεί από τους Tso and Myslimaj (2003) και Paulay (2002), 2) μια ρεαλιστική κατανομή της δύναμης στην κάτοψη σύμφωνα με τις πραγματικές ιδιότητες των τοιχείων από Ω/Σ όσον αφορά το ποσοστό οπλισμού, σχεδόν ποτέ δεν ικανοποιεί ένα κριτήριο που προτείνεται για να ακολουθηθεί ομοιόμορφη κατανομή απαιτήσεων πλαστιμότητα με ρεαλιστικές ποσότητες οπλισμού στα μέλη που αντιστέκονται. Μια μελέτη περίπτωσης αναλύθηκε ώστε να επιδειχθεί πώς το νέο κριτήριο μπορεί να χρησιμοποιηθεί μέσω μιας μεθόδου ισοδύναμου οριζοντίου σεισμικού φορτίου.

ΟDe-la-Colina (2003), κάνει κάποιες προτάσεις κανονιστικές για στρεπτικά μη ισορροπημένα πολυώροφα κτίρια και βασίζεται σε απλές στατικές μεθόδους. Η έρευνα

διεξήχθη σε διάφορα πεντάωροφα κτίρια τα οποία είχαν εκκεντρότητα και στη μάζα και στη δυσκαμψία. Τα αντιστεκόμενα μέλη θεωρήθηκαν μη γραμμικά μέλη δοκού και η διέγερση ήταν συνιστώσες του σεισμού του El Centro, που δρούσαν ταυτοχρόνως. Επτά διαδικασίες στατικού σχεδιασμού ελήφθησαν υπόψιν και βρέθηκαν οι βέλτιστες τιμές για τις εκκεντρότητες του ορόφου.



Σχήμα 3-7: Σχέση δύναμης – μετατόπισης τοίχων Ω/Σ σύμφωνα με τους Sommer and Bachmann (2005)

Τέλος, στην πειραματική διερεύνηση των Negro et al (2005) έγιναν ψευδοδυναμικά τεστ μιας τριώροφης κατασκευής πραγματικού μεγέθους. Η έρευνα διεξήχθη στα πλαίσια των δραστηριοτήτων του εργαστηρίου ELSA στο Joint Research Center. Η κατασκευή ήταν ένα ασύμμετρο πολυώροφο κτίριο σε πραγματικές διαστάσεις, που αντιπροσώπευε παλαιές κατασκευές σε Νότιες Ευρωπαϊκές Χώρες, χωρίς ειδικές κανονιστικές διατάξεις για αντίσταση σε σεισμό.

Τα πειραματικά δεδομένα παρουσιάστηκαν χωρίς να επικεντρωθούν στα φαινόμενα επίδρασης της στρέψης στην σεισμική απόκριση. Εφαρμόστηκε ανάλυση Karhunen – Loeve που αποσυνθέτει τις ιδιομορφές προκειμένου να καταλήξει σε τελικούς υπολογισμούς.

3.4 Παθητικά συστήματα έλεγχου σε μη κανονικές κατασκευές σε κάτοψη

Η εφαρμογή ενός παθητικού συστήματος έλεγχου σε μη κανονικές κατασκευές είναι μια ενδιαφέρουσα στρατηγική και για αυτό το λόγο έχει γίνει ένα δημοφιλές αντικείμενο επιστημονικής μελέτης τα τελευταία χρόνια. Η διαθέσιμη βιβλιογραφία έχει χωριστεί σε 4 κατηγορίες: 1) δημοσιεύσεις που αφορούν τη συμπεριφορά μη κανονικών κατασκευών που είναι εφοδιασμένοι με δισκοελαστικούς και υδραυλικούς αποσβεστήρες, 2) δημοσιεύσεις που αφορούν το βέλτιστο σχεδιασμό αποσβεστήρων, 3) δημοσιεύσεις που αφορούν άλλους τύπους αποσβεστήρων, 4) δημοσιεύσεις που αφορούν τη σεισμική μόνωση.

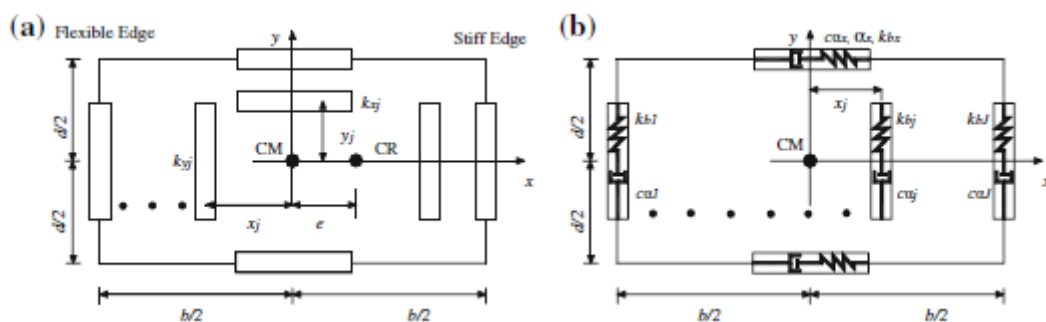
Ξεκινώντας με την πρώτη κατηγορία, οι πρώτες δημοσιεύσεις εκδόθηκαν στα τέλη του 90 από τον Goel, ο οποίος μελέτησε την απόκριση μονώροφων μη κανονικών κτιρίων με γραμμικά ελαστικά κάθετα αντιστέκοντα μέλη, που είναι εφοδιασμένα με δισκουδραυλικούς αποσβεστήρες (FVD). Η αποτελεσματικότητα των συσκευών απόσβεσης στο να μειώνουν τις ακραίες παραμορφώσεις ερευνήθηκε εκτεταμένα στις δημοσιεύσεις του, όπως επίσης και οι επιδράσεις των αποσβεστήρων στις ιδιομορφικές ιδιότητες των συστημάτων (Goel 1998, 2000). Οι Lin and Chopra (2001) επίσης παρείχαν περισσότερες πληροφορίες στο πρόβλημα του πώς και γιατί η οριζόντια διανομή των FVD επηρεάζει την απόκριση γραμμικά ελαστικών μονώροφων κτιρίων. Κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η κατάλληλη ασύμμετρη διανομή των συσκευών μπορεί να είναι διπλάσια αποδοτική στην εξάλειψη των φαινομένων της στρέψης (σε σχέση με μια συμμετρική διάταξη).

Το επόμενο βήμα στην έρευνα αποτέλεσε το να εξεταστούν μη κανονικά ως προς την κάτοψη συστήματα που αποκρίνονται στο μετελαστικό κλάδο (Goel and Booker, 2001). Το σχήμα που προέκυψε είναι ίδια με αυτήν που περιγράφηκε προηγουμένως για γραμμικά

ελαστικά συστήματα. Η βέλτιστη διανομή σε κάτοψη επιπλέον απόσβεσης είναι αποτελεσματική όχι μόνο στο να μειωθούν οι απαιτήσεις παραμόρφωσης, αλλά και οι απαιτήσεις πλαστιμότητας και αποσβενόμενης ενέργειας στα αντιστεκόμενα μέλη.

Τα τελευταία χρόνια οι Lin and Chopra ερεύνησαν τη σεισμική απόκριση ασύμμετρων μονώροφων ελαστικών συστημάτων με μη γραμμικά FVD που είναι προσαρμοσμένα σε ένα γραμμικό δεσμό, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-8. (Lin and Chopra, 2003a). Αποδείχθηκε ότι η επιπλέον μη γραμμικότητα λόγω απόσβεσης και η ευκαμψία του δεσμού επηρεάζουν ελάχιστα την απόκριση του συστήματος (σε όρους παραμορφώσεων εύκαμπτου και δύσκαμπτου άκρου και στροφών ορόφου). Γι' αυτό το λόγο, οι μη γραμμικοί ιξώδεις και βισκοελαστικοί αποσβεστήρες επιτυγχάνουν αποτελεσματικά την ίδια μείωση στην στρεπτική απόκριση όπως και οι γραμμικοί αποσβεστήρες. Παρόλ' αυτά, περιορίζουν τις υπερβολικές δυνάμεις απόσβεσης σε μεγάλες ταχύτητες της κατασκευής και γι' αυτό είναι πιο κατάλληλη από τους ιξώδεις αποσβεστήρες. Για σχεδιαστικές εφαρμογές, οι συγγραφείς υποδεικνύουν ότι η αποτελεσματικότητα μη γραμμικών FVD και η διανομή τους σε κάτοψη μπορούν να προβλεφθούν με το να αντικαθίστανται οι μη γραμμικοί αποσβεστήρες από ισοδύναμους ενεργειακά γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Υπό αυτήν την έννοια, το λάθος στην εκτίμηση των τιμών των δομικών παραμέτρων από το αντίστοιχο γραμμικό σύστημα ερευνήθηκε στις δημοσιεύσεις τον Lin and Chopra (2003b). Τα αποτελέσματα έδειξαν την ακρίβεια στη γραμμική πρόβλεψη της απόκρισης (ξανά σε όρους ακραίων παραμορφώσεων και στροφών ορόφων) στην ταχύτητα και σε περιοχές του φάσματος ευαίσθητες σε μετατόπιση, ενώ η γραμμική πρόβλεψη φάνηκε λιγότερο σωστή καθώς η ιδιοπερίοδος του κτιρίου χαμηλώνει και οι επιδράσεις των συνδέσμων, εάν είναι παρούσες, είναι πιο ασθενείς. Αντίθετα, η προσέγγιση λόγω της εισαγωγής των ισοδύναμων ενεργειακά γραμμικοποιήσεων δεν επηρεάστηκε από την εκκεντρότητα του συστήματος. Παρόμοια αποτελέσματα φάνηκαν

στην πρόβλεψη ψευδοταχύτητας σε μη γραμμικούς αποσβεστήρες, παρόλο που οι μέγιστες δυνάμεις των συσκευών δεν μπορούσαν να εκτιμηθούν με αυτόν τον τρόπο. Τέλος, μια τροποποιημένη φασματική ανάλυση προτάθηκε σε παλαιότερη εργασία για μη κλασικά συστήματα απόσβεσης και θεωρήθηκε κατάλληλη ακόμα και για συστήματα με μη γραμμικούς αποσβεστήρες.



Σχήμα 3-8: a) Αντιστέκοντα στοιχεία και b) επιπλέον μη γραμμικοί ιξώδεις ή βισκοελαστικοί αποσβεστήρες (Lin and Chopra 2003a)

Επιστρέφοντας τώρα σε δημοσιεύσεις που αφορούν το βέλτιστο σχεδιασμό συμπληρωματικών αποσβεστήρων (για παράδειγμα το βέλτιστο μέγεθος επιρροής και η σε κάτοψη διανομή τους), σύμφωνα με τους Kim and Bang (2002) προτάθηκε μια μεθοδολογία για να ταυτοποιηθεί η βέλτιστη εκκεντρότητα των πρόσθετων αποσβεστήρων (ODE) δηλαδή η εκκεντρότητα που κάνει ταυτόσημες τις παραμορφώσεις των άκρων, η οποία βασίζεται στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του συστήματος, άρα και είναι εφαρμόσιμη όχι μόνο στο γραμμικό κομμάτι της δομικής συμπεριφοράς. Οι ODE μπορούν να προσδιορισθούν μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης – με το να ελαχιστοποιηθεί το ποσοστό μεταξύ στροφικών και μετακινησιακών συνιστωσών της θεμελιώδους ιδιομορφής. Επιπλέον, για πρακτικούς σκοπούς, οι συγγραφείς μόρφωσαν απευθείας ένα διάγραμμα ODE, το οποίο παρέχει την

βέλτιστη εκκεντρότητα των αποσβεστήρων για μια δεδομένη εκκεντρότητα συστήματος, ποσοστό συχνοτήτων και ποσοστό απόσβεσης (του αντίστοιχου συμμετρικού συστήματος). Είναι αξιοσημείωτο να παρατηρηθεί ότι ασχολήθηκαν μόνο με τη βελτιστοποίηση της διανομής σε κάτοψη των αποσβεστήρων, καθώς η συνολική απόσβεση πρέπει να προσδιοριστεί ανεξάρτητα. Επιπροσθέτως, τα αποτελέσματα δείχνουν ξανά ότι την ωφέλιμη επιρροή μιας ασύμμετρης σε κάτοψη διανομής των συσκευών και επιβεβαίωσαν ότι οι βισκοελαστικοί αποσβεστήρες είναι ανώτεροι των ιξώδων αποσβεστήρων. Η παρατηρούμενη επιρροή των δισκοελαστικών αποσβεστήρων (VED) αλλάζει ταυτόχρονα και τις φυσικές ιδιοσυχνότητες και το ιδιομορφικό ποσοστό απόσβεσης της κατασκευής σύμφωνα με τους Lee et al. (2000), οι οποίοι στηριγμένοι σε αυτό είχαν την ιδέα να αναπτύξουν μια διαδικασία για να προσδιορίσουν την βέλτιστη ποσότητα και θέση των βισκοελαστικών μονωτήρων. Η μέθοδος αποτελείται από δύο βήματα: 1) πρώτα οι φυσικές ιδιοσυχνότητες και το ιδιομορφικό ποσοστό απόσβεσης που μπορούν να επιτύχουν μια συγκεκριμένη μετακίνηση στόχο – ή να ελαχιστοποιήσουν τη μέγιστη – επιτυγχάνονται μέσα από ένα κοίλο μοντέλο, 2) έπειτα οι επιθυμητές δυναμικές ιδιότητες επιτυγχάνονται από μια βέλτιστη διανομή των VED μέσω μιας διαδικασίας που συμπεριέχει και την κλίση των ιδιοτιμών.

Παρόλο που οι ιξώδεις και οι βισκοελαστικές συσκευές έχουν μελετηθεί εκτεταμένα, κάποιες δημοσιεύσεις αναφέρονται και σε άλλους τύπους συσκευών. Οι De la Llera et al (2005) θεώρησαν αποσβεστήρες τριβής ως πιο αποτελεσματικούς από κάθε άλλο είδος παθητικού ελέγχου σε ασύμμετρα συστήματα, καθώς επιτρέπουν την απόξευξη δυσκαμψίας και αντοχής. Πρότειναν μια διαδικασία βελτιστοποίησης, στα πλαίσια των εννοιών της στρεπτικής ισορροπίας. Αναφερόμενοι στον αδύναμο ορισμό, ο οποίος απαιτεί ισοδύναμες μέσες τιμές τετραγώνων για τις απαιτήσεις μετακίνησης στα αντιστεκόμενα μέλη που είναι τοποθετημένα συμμετρικά εντός του επιπέδου της κάτοψης, οι αποσβεστήρες τριβής οδηγούν

στην επίτευξη στρεπτικής ισορροπίας με το να θέτουν το κέντρο ισορροπίας (EBC) να ισαπέχει από τα άκρα του κτιρίου. Περισσότεροι αποσβεστήρες μπορούν τελικά να τεθούν με το να μεγιστοποιηθεί η κεντρόφυγος δύναμη, αφήνοντας αναλλοίωτη τη θέση του κέντρου ισορροπίας.

Αφότου οι Singh et al. (2002) θεώρησαν το βέλτιστο σχεδιασμό μιας συντονισμένης μάζας αποσβεστήρων για παθητικό έλεγχο στρεπτικών δομικών συστημάτων, η αποτελεσματικότητα των πολλαπλών συντονισμένων μαζών αποσβεστήρων (MTMD) μελετήθηκε από τους Wang and Lin (2005), που εκτός των άλλων έλαβαν υπόψιν την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Βασισμένοι σε μια έρευνα ιδιομορφικής ανάλυσης, οι συγγραφείς κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η αποτελεσματικότητα των MTMD τελικά εξαρτάται από τις επιρροές της αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής, που πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν όταν μη κανονικές κατασκευές χτίζονται πάνω σε μαλακά εδάφη.

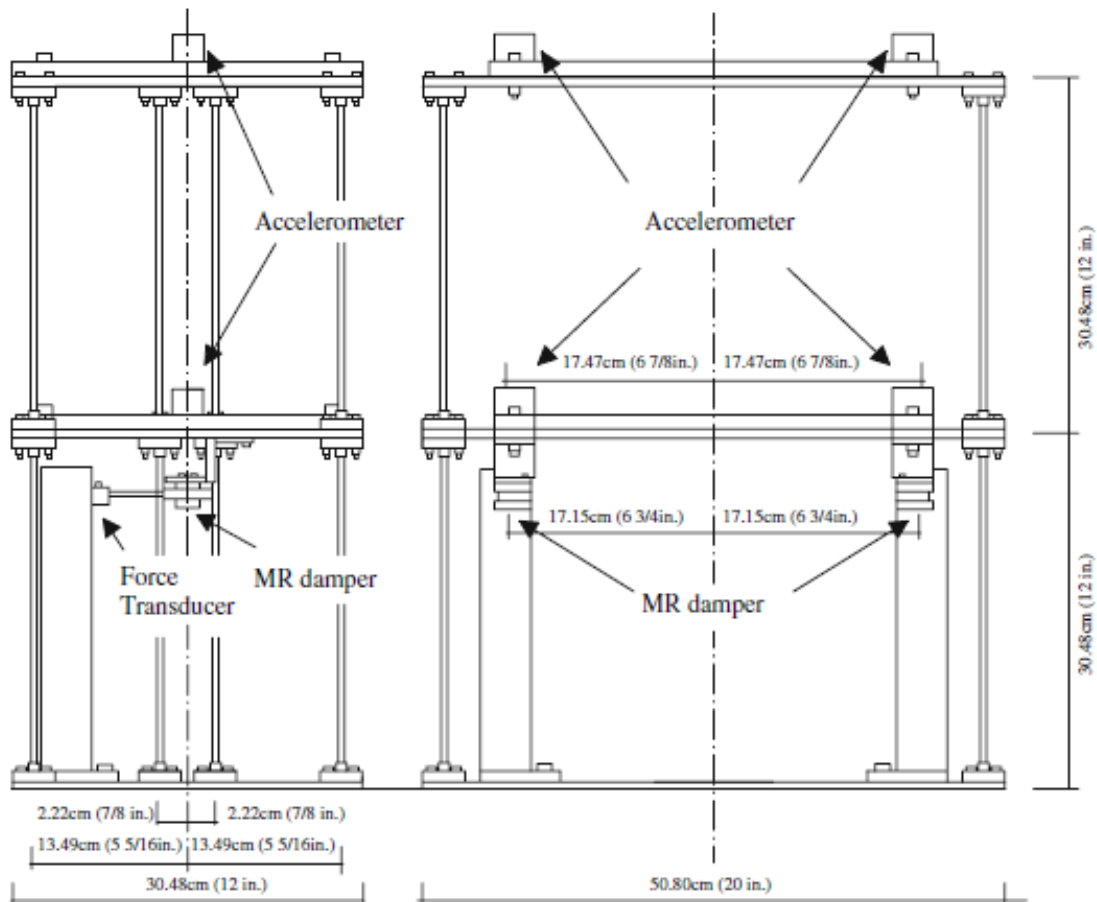
Η πιθανή χρήση των καινοτόμων «έξυπνων» υλικών για το σκοπό του ελέγχου των ασύμμετρων κατασκευών είναι επίσης ένα αναπτυσσόμενο πεδίο έρευνας. Οι Yoshida et al (2003) πρότειναν ημιενεργά συστήματα ελέγχου με μαγνητορθολογικούς (MR) αποσβεστήρες. Η απόδοση τέτοιων συσκευών επιβεβαιώθηκε πειραματικά χρησιμοποιώντας ένα διώροφο πλαισιωτό κτίριο, μη κανονικής κάτοψης, που ήταν εφοδιασμένο με δύο MR αποσβεστήρες μεταξύ του πρώτου ορόφου και του εδάφους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-9. Τα αποτελέσματα ήταν ικανοποιητικά από πειραματικής άποψης, παρόλο που θέματα κόστους για τη δημιουργία τέτοιων συσκευών που είναι χρήσιμες στην πράξη, δεν έχουν ακόμα διερευνηθεί.

Το τέταρτο γκρουπ δημοσιεύσεων αφορά τη σεισμική μόνωση. Στις δύο δημοσιεύσεις (Tena – Colunga and Gomez – Soberon 2002; Tena –Colunga and Zambrana – Rojas 2006), οι συγγραφείς ερεύνησαν ξεχωριστά τις επιδράσεις της εκκεντρότητας της ανωδομής και του

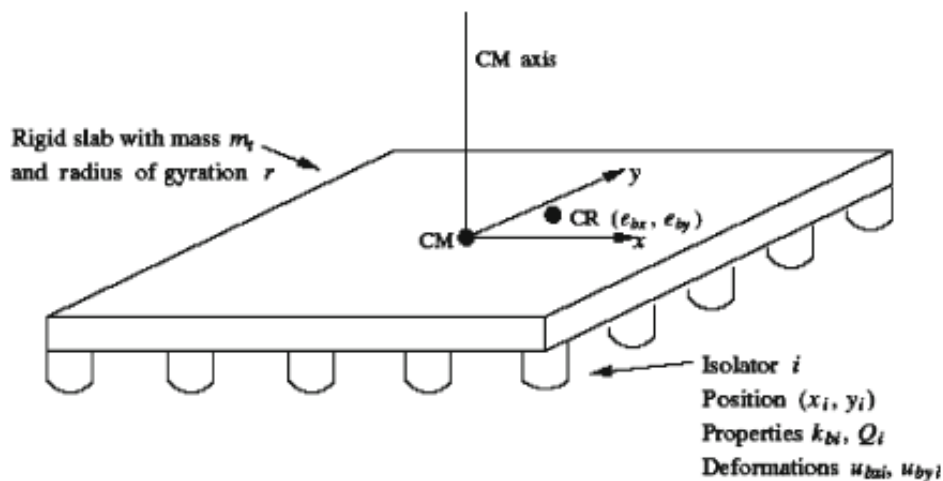
συστήματος σεισμικής μόνωσης στη στρεπτική απόκριση του συστήματος μόνωσης, με ιδιαίτερη έμφαση στη μέγιστη απόκριση του συστήματος, δηλαδή οι μέγιστες απαιτήσεις του μονωτήρα σε μετακίνηση και πλαστικότητα. Και οι δύο μη γραμμικές αναλύσεις έγιναν σε ένα τριώροφο άκαμπτο μοντέλο κτιρίου με διγραμμικούς ελαστομερείς μονωτήρες, το οποίο υπόκειται σε ένα σετ αληθινών διεγέρσεων σε μία αλλά και σε δύο διευθύνσεις. Βρήκαν ότι οι μεταβολές στη μέγιστη απόκριση εξαρτώνται από το μέγεθος της εκκεντρότητας της ανωδομής και κατέληξαν ότι η αποτελεσματικότητα του συστήματος σεισμικής μόνωσης για στρεπτικά συζευγμένα συστήματα μειώνεται με την αύξηση της εκκεντρότητας. Μόνο η επιρροή της εκκεντρότητας μάζας ερευνήθηκε, ενώ το ποσοστό στρεπτικών προς μετακινησιακών συχνοτήτων κρατήθηκε σταθερό και ίσο με 1.2. (Tena – Colunga and Gomez – Soberon, 2002). Η δεύτερη δημοσίευση στην οποία η στρεπτική απόκριση οφείλεται αποκλειστικά στην εκκεντρότητα της δυσκαμψίας του μονωτήρα – μια κατάσταση η οποία είναι λιγότερο ρεαλιστική επειδή κατά κανόνα κανείς δεν θα σχεδίαζε ένα ασύμμετρο σύστημα μόνωσης έχοντας μια συμμετρική ανωδομή – εμφανίζεται λιγότερο ενδιαφέρον, παρόλο που σε κάθε περίπτωση εν γένει επιβεβαιώνει τις απόψεις που είχαν τονισθεί σε παλαιότερες έρευνες.

Με το σκοπό να μορφωθούν κάποιες συμβουλές σχεδιασμού, οι Ryan and Chopra (2004) επίσης ερεύνησαν τις μέγιστες παραμορφώσεις μεταξύ όλων των μονωτήρων μη κανονικών σε κάτοψη σεισμικά μονωμένων κτιρίων όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-10. Χρησιμοποιώντας μη γραμμικές αναλύσεις προέκυψαν αποτελέσματα από διάφορες τιμές των καθολικών παραμέτρων του συστήματος σεισμικής μόνωσης, με το να εφαρμοσθούν σεισμικές διεγέρσεις δύο κατευθύνσεων. Τα ευρήματά τους απέδειξαν ότι η παραμόρφωση μιας γωνίας του μονωτήρα αυξάνεται μαζί με την εκκεντρότητα της δυσκαμψίας του, ενώ εξαρτάται ελάχιστα από την περίοδο, την αντοχή και το λόγο μετακινησιακών προς στρεπτικών

συχνοτήτων. Συνεπώς, μια εξίσωση η οποία συμπεριλαμβάνει μόνο δυσκαμψία εκκεντρότητας και απόστασης από το κέντρο μάζας ως προς τον αντίστοιχο μονωτήρα εξήχθη ώστε να προβλεφθούν οι μέγιστες παραμορφώσεις των μονωτήρων. Τέλος, λόγω της αξιοσημείωτης αύξησης των μετακινήσεων που βρέθηκαν στην έρευνα, οι συγγραφείς κατέληξαν ότι οι μέγιστες παραμορφώσεις των μονωτήρων υποεκτιμούνται σημαντικά από τους αντίστοιχους κανονισμούς.



Σχήμα 3-9: Θεματική όψη της πειραματικής διάταξης (Yoshida et al., 2003)



Σχήμα 3-10: Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε κατά τους Ryan and Chopra (2004)

Σύμφωνα με τη μελέτη των Shakib and Fuladgar (2013), εξετάστηκαν οι επιδράσεις των κάθετων σεισμικών συνιστωσών στην απόκριση μη κανονικών κατασκευών με καθαρά συστήματα μόνωσης τριβής. Οι κατασκευές προσομοιώθηκαν σαν τρισδιάστατα μονώροφα στοιχεία που ακουμπούν σε στηρίξεις ολίσθησης. Τα αποτελέσματα από μια εκτεταμένη παραμετρική ανάλυση έδειξαν ότι η αποτελεσματικότητα τέτοιων συσκευών στο να μειώνουν στρεπτικές επιδράσεις μπορεί γενικά να έχει υπερεκτιμηθεί με το να γίνονται αναλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις λαμβάνοντας υπ' όψιν μόνο τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού. Συγκεκριμένα, η στρεπτική απόκριση σε χαμηλές εκκεντρότητες αυξάνει σημαντικά λόγω των κατακόρυφων συνιστωσών του σεισμού. Παρόλ' αυτά, τα συμπεράσματα βασίζονταν σε μια εφαρμογή των καταγραφών από το σεισμό του Northridge ο οποίος χαρακτηρίζεται γενικά από μια εξεζητημένα υψηλή κατακόρυφη συνιστώσα διέγερσης.

Οι De la Llera and Almazan (2013) παρουσίασαν μια πειραματική μελέτη πάνω σε τριώροφες μη κανονικές ως προς τη μάζα κατασκευές που εδράζονται σε συστήματα μονωτήρων τριβής (FPS). Ο σκοπός της εργασίας ήταν να εκτιμηθεί η αποτελεσματικότητα των FPS και να εξαχθούν δεδομένα για αναλυτικές μελέτες. Το πρόγραμμα ελέγχου επίσης

ασχολήθηκε με ονομαστικά συμμετρικές κατασκευές που αναπτύσσουν σύζευξη στρέψης και μετακίνησης υπό διεγέρσεις 2 διευθύνσεων εξαιτίας της διανομής των κάθετων φορτίων στους μονωτήρες τριβής και, συνεπώς, εξαιτίας της διανομής σε κάτοψη της αντοχής.

Η σύζευξη, όπως παρατηρήθηκε από τους συγγραφείς ως τυχαία στρέψη λόγω του φαινομένου του overturning (ανατροπής επαναφοράς) στα FPS, εξετάστηκε επίσης από τους Almazan and De la Llera (2013) μέσω του μοντέλου που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3-11. Από τα αποτελέσματά τους προκύπτει ότι συμβαίνουν μικρές στρεπτικές μεγεθύνσεις στη βάση λόγω αυτού του φαινομένου, έτσι ώστε οι αυξήσεις στις παραμορφώσεις τελικά μπορούν να αγνοηθούν για σχεδιαστικούς σκοπούς του συστήματος μόνωσης. Αντιθέτως, η τυχαία στρέψη μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική στρεπτική μεγέθυνση στις ενδιάμεσες παραμορφώσεις της ανωδομής.

Τέλος, οι Murnal and Sinha (2014) πρότεινα ένα σύστημα μόνωσης μεταβλητών συχνοτήτων (VFPI) για να χρησιμοποιήσουν σε στρεπτικά συζευγμένες κατασκευές ως μια αποτελεσματική εναλλακτική σε καθαρά συστήματα μόνωσης τριβής.

3.5 Μη κανονικά κτίρια σε όψη

Ο σχεδιασμός δημοσίων κτιρίων, όπως θεάτρων και μουσείων ή μνημείων, καθορίζεται από είτε αισθητικούς είτε λειτουργικούς περιορισμούς που δεν συναντώνται σε συνήθη κτίρια που συνήθως έχουν απλή γεωμετρία. Ως αποτέλεσμα, η πλειονότητα τέτοιων κατασκευών είναι μη κανονικές και σε κάτοψη και σε όψη (Reinhorn et al. 2005)

Σε σύγκριση με τις ερευνητικές προσπάθειες που αφορούν μη κανονικές κατασκευές ως προς κάτοψη, οι μελέτες που στοχεύουν στο να προβλέψουν τη συμπεριφορά κατασκευών μη

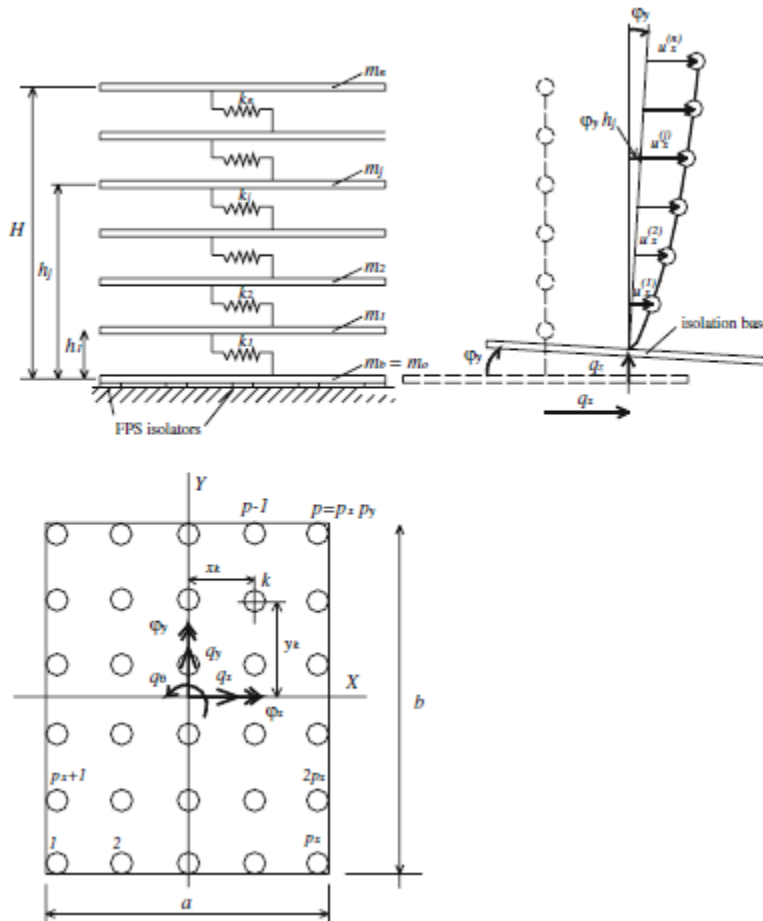
κανονικές σε όψη είναι ελάχιστες σε αριθμό. Παρόλ' αυτά, τα πρόσφατα χρόνια η ερευνητική δραστηριότητα σε αυτό το πεδίο αυξάνει πολύ γρήγορα.

Μέχρι το τέλος της δεκαετίας του 90, διάφορες μελέτες ερεύνησαν τις συμπεριφορικές ιδιαιτερότητες τέτοιων κατασκευών και τους περιορισμούς λόγω των σεισμικών κανονισμών. Για να ανακαλέσουμε μερικές από αυτές, θα αναφερθεί αυτή των Duan and Chandler (1995) η οποία τόνιζε πως ταυτόχρονα οι στατικές και ιδιομορφικές αναλύσεις είναι μη επαρκείς για να εμποδίσουν τη συγκέντρωση ζημιών σε μέλη στο αντίστοιχο επίπεδο επιτελεστικότητας, ενώ οι Karros and Scott (1998) παρατήρησαν πως υπήρχε μια έλλειψη καθαρών αποδείξεων των θέσεων πιθανών ζημιών για αυτόν τον τύπο κτιρίων.

Πιο πρόσφατα, οι περισσότερες εκ των μελετών ακόμα στοχεύουν σε μια καλύτερη κατανόηση της σεισμικής απόκρισης ασύμμετρων κτιρίων σε όψη ώστε να εξαχθεί πληροφορία για την επάρκεια 1) των κριτηρίων των κανονισμών που διακρίνουν μεταξύ μη κανονικότητας σε όψη και σε κάτοψη και 2) των ειδικών κανόνων που αποτελούνται συνήθως από λογικές του τύπου μείωσης του συντελεστή συμπεριφοράς και επιβολής ιδιομορφικής ανάλυσης αντί της ισοδύναμης στατικής.

Σχεδόν όλες οι μελέτες στο πεδίο αυτό αναφέρονται σε πλαίσια με εύκαμπτα δοκάρια και όχι σε πιο απλά διατμητικά πλαίσια, όπως χρησιμοποιούνταν στο παρελθόν. Παρόλ' αυτά, ασχολούνται σχεδόν αποκλειστικά με δυσδιάστατα πλαίσια ή επίπεδα πλαίσια που έχουν προέλθει από 3d κατασκευές, απολύτως συμμετρικές σε κάτοψη κατασκευές ή με ασυμμετρία στη μία διεύθυνση – έτσι ώστε οι στρεπτικές επιρροές να μην εμφανίζονται. Οι Das and Nau (2003) ερεύνησαν ένα σχετικά μεγάλο σετ κτιρίων από Ω/Σ με διαφορετικό ύψος και αριθμό ορόφων, με διαφορετικούς τύπους θέσεων κατακόρυφων ασυμμετριών, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3-12. Ξεκινώντας από την πεποίθηση της χρησιμότητας απλοποιημένων διαδικασιών για σεισμικό σχεδιασμό, η δημοσίευση αυτή επικέντρωσε σε

σεισμικούς κανονισμούς, όπως ο UBC, που θέτουν περιορισμούς για την εφαρμογή απλοποιημένων μεθόδων σχεδιασμού – πχ η ισοδύναμη μέθοδος δυνάμεων (ELF)- για κατασκευές με έντονες μη κανονικότητες σε όψη.

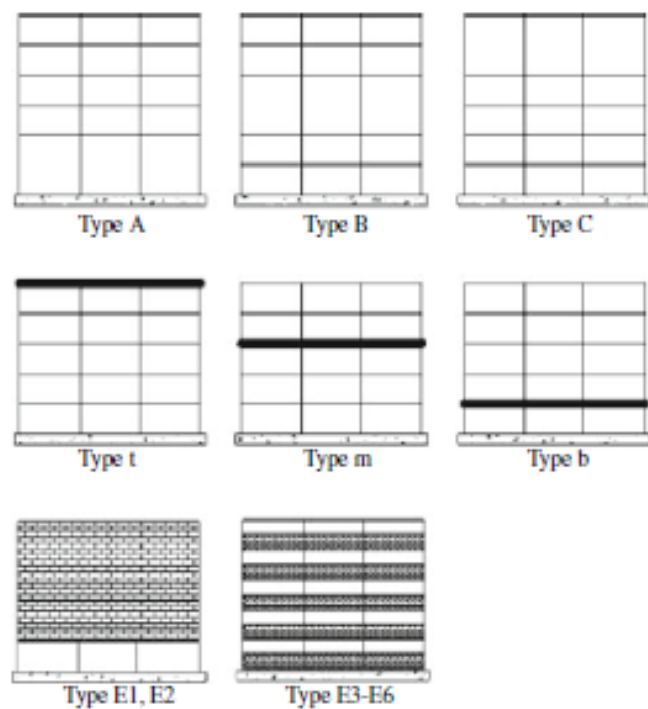


Σχήμα 3-11: Προσομοίωση κτιρίου κατά Almazan and De la Llera (2013)

Για να ελεγχθεί η καταλληλότητα τέτοιων περιορισμών του κανονισμού, εκτιμήθηκε με 2D γραμμική και μη γραμμική δυναμική ανάλυση η σεισμική απόκριση δομικών μοντέλων με οριζόντια αντιστέκοντα μέλη που σχεδιάστηκαν κατά την ισοδύναμη στατική μέθοδο. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι περισσότερες κατασκευές απέδιδαν καλά όταν υπόκειντο στον σεισμό σχεδιασμού, δείχνοντας έτσι ότι οι περιορισμοί για την εφαρμοσιμότητα

απλοποιημένων μεθόδων σχεδιασμού είναι συντηρητικοί χωρίς λόγο για ορισμένους τύπων μη κανονικοτήτων καθ όψιν.

Ο στόχος των Tremblay and Poncet (2005) ήταν ξανά να καθορισθεί αν η δυναμική ανάλυση είναι ή όχι απαραίτητη για κατακόρυφες μη κανονικότητες σε κατασκευές, όπως επιτάσσεται από διάφορους σεισμικούς κώδικες. Παρόλ' αυτά, επικέντρωσαν την έρευνά τους ιδιαίτερα σε κτίρια με μη κανονικότητα σε μάζα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-12. Επτά πεντάώροφα κτίρια, με διάφορες μη συνέχειες στη μάζα, σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τις παρούσες προδιαγραφές του κώδικα NBCC – και με την ισοδύναμη στατική μέθοδο και με την φασματική μέθοδο.



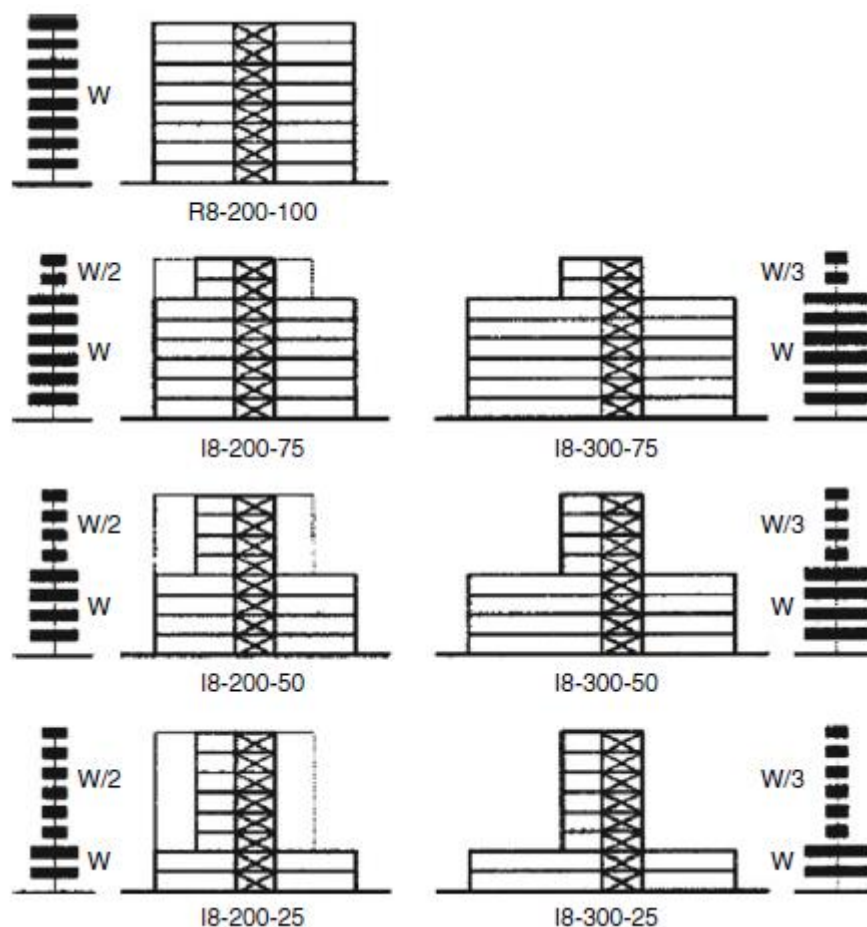
Σχήμα 3-12: Τύποι και τοποθεσίες κατακόρυφων μη κανονικοτήτων όπως αναλύθηκαν από τους Das and Nau (2003). Τα κτίρια ερευνήθηκαν με έναν υψηλότερο ανώτερο όροφο (A,B,C) με μη κανονική διανομή μάζας (C,m,b) και με παρουσία πιλοτής (E1, E2)

Στη βάση των αποτελεσμάτων που εξάχθηκαν από την εντός επιπέδου μη γραμμική δυναμική ανάλυση υπό σεισμικές διεγέρσεις συμβατές με τους κανονισμούς, οι συγγραφείς κατέληξαν ότι ακόμα και ισχυρές ακανονικότητες της μάζας, δεν οδηγούν σε σημαντικές αρνητικές συνέπειες στη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Επιπλέον, το να υιοθετηθεί μια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης στο σχεδιασμό, δεν οδηγεί αυτομάτως σε βελτίωση της σεισμικής απόκρισης, καθώς οι σχετικές μετακινήσεις των ανωτέρων ορόφων που προκύπτουν είναι παρόμοιες, ανεξάρτητα από τη διαδικασία σχεδιασμού που έχει χρησιμοποιηθεί.

Ο Tena – Colunga (2004) μελέτησε δύο μη κανονικά 14όροφα καμπτόμενα κτίρια Ω/Σ, με ένα ή δύο ανοίγματα στην εύκαμπτη πλευρά. Σε αυτήν την περίπτωση, οι κατασκευές σχεδιάστηκαν κοντά στην οριακή σχετική μετακίνηση (?) της τάξης του 1.2%, όπως έχει καθιερωθεί από τους Μεξικάνικους κανονισμούς. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις έδειξαν ότι η εύκαμπτη πλευρά των κτιρίων με ένα άνοιγμα είναι ευαίσθητη, αντιθέτως με ότι συμβαίνει αν προστεθεί ακόμα ένα άνοιγμα στην ίδια πλευρά, χάρη στην αυξημένη δυσκαμψία. Ο συγγραφέας (ένας είναι ή δυο οι συγγραφείς?) κατέληξε ότι οι σεισμικοί κώδικες πρέπει να γίνουν πιο αυστηροί σε περιπτώσεις κτιρίων ενός ανοίγματος σε μία εκ των δύο διευθύνσεων.

Οι Magliulo et al (2012) επικέντρωσαν σε πεντάωροφα και εννιαώροφα κτίρια Ω/Σ σχεδιασμένα κατά EC8 με περιορισμούς για την κατηγορία χαμηλής πλαστιμότητας. Οι κάθετες μη γραμμικότητες λόγω διαφορετικών διανομών είτε ως προς τη μάζα, τη δυσκαμψία ή την αντοχή, εξετάστηκαν ξεχωριστά. Επιπλέον, η καταλληλότητα των κριτηρίων που εμφανίζονται σε διάφορους κώδικες προκειμένου να ανιχνευθεί η μη γραμμικότητα καθ ύψος, επαληθεύτηκε με την έρευνα της πραγματικής αύξησης της ανελαστικής απαίτησης των αναλυόμενων μοντέλων σε σχέση με τα αντίστοιχα κανονικά μοντέλα, όπως επίσης και η

οποιαδήποτε απομείωση της σεισμικής τους συμπεριφοράς. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι τα κριτήρια που υποδεικνύονται από κύριους κώδικες, δεν είναι ικανά να ταυτοποιήσουν αν ένα κτίριο είναι κανονικό ή όχι, ειδικά υπό την παρουσία κατακορύφων κατανομών μάζας αντοχής. Όσον αφορά τη μη κανονικότητα της μάζας, τα ευρήματά τους, δηλαδή το γεγονός ότι οι εναλλαγές της μάζας δεν οδηγούν απαραίτητα σε αύξηση των πλαστικών απαιτήσεων, είναι παρόμοια με συμπεράσματα άλλων παλαιότερων ερευνών (πχ Tremblay and Poncet 2005). Όσον αφορά τη μη κανονικότητα αντοχών, βρέθηκε ότι μόνο η υπεραντοχή των δοκών οδηγεί σε αυξημένες πλαστικές απαιτήσεις, ενώ η υπεραντοχή των στύλων και η εναλλαγή τους καθ' ύψος του κτιρίου, οδηγεί σε αμελητέες επιρροές. Γι' αυτό, τα κριτήρια των κωδίκων, όπως αυτά που περιγράφονται από τους EC8 και IBC, βασισμένα σε μεταβολές των αντοχών ανά όροφο – μια παράμετρος που κυρίως εξαρτάται από τις αντοχές των στύλων – αποτυγχάνει να ανιχνεύσει μη κανονικότητα σε αντοχή.



Σχήμα 3-13: Πλάγιες όψεις και κατανομές μάζας καθ ύψος κτιρίων από Ω/Σ ενισχυμένα με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας κατά Tremblay and Poncet (2015)

Οι Athanassiadou and Bervanakis (2015) ανέλυσαν μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, δύο πολυώροφα πλαίσια από Ω/Σ με φυτευτά υποστυλώματα στους ανώτερους όροφους, τα οποία εκ νέου είχαν σχεδιασθεί σύμφωνα με τους περιορισμούς του EC8 για αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Εν αντιθέσει με την προηγούμενη δημοσίευση, η ιεραρχία της διαδικασίας αντοχών λήφθηκε υπ' όψιν και γι' αυτό εισήχθη και η υπεραντοχή των στύλων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ικανοποιητική σεισμική απόδοση, που χαρακτηρίζεται από το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα δοκάρια, κάτι που δείχνει ότι η διαδικασία επάρκειας αντοχής από τον EC8 ήταν επιτυχής.

Τέλος, αξίζει να σημειωθεί μια σειρά δημοσιεύσεων από τους C. Reparis, C. Zeris and E. Vitzilaiou (2004, 2005) οι οποίοι έκαναν μια παραμετρική ανάλυση σε 85 κτίρια από ΩΣ διαφόρων υψών και διαφόρων μη κανονικοτήτων. Εξετάστηκε η επιρροή διαφόρων παραμέτρων και τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές Pushover αναλύσεις έδειξαν πως οι υπάρχουσες κατασκευές διαθέτουν μεγαλύτερη υπεραντοχή σε σχέση με παλαιότερες κατασκευές στον ελλαδικό χώρο, αλλά με πολύ μειωμένη πλαστιμότητα. Η παρουσία περιμετρικών τοίχων αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία και την αντίστασή τους ενώ, οι κατασκευές με ανοιχτούς ορόφους, παρουσιάζουν τις χειρότερες αποδόσεις με τη δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου.

Σε μια άλλη δημοσίευση των ίδιων συγγραφέων επικεντρώθηκε το ενδιαφέρον στην εκτίμηση των υπεραντοχών των μη κανονικών κτιρίων από ΩΣ και του διαθέσιμου δείκτη q τέτοιων κατασκευών που έχουν σχεδιαστεί βάσει παλαιότερων κανονισμών. Εξετάστηκαν διάφορες μορφές καθ ύψος μη κανονικότητας που περιλάμβαναν ασυνέχειες μελών, υψηλούς ορόφους κλπ. Για τον περιορισμό του διαθέσιμου δείκτη q λόγω της μειωμένης πλαστιμότητας, υιοθετήθηκε μια μεθοδολογία που βασιζόταν σε προβλεπόμενη αστοχία. Αυτή συγκρίθηκε με τη σεισμική απαίτηση από φάσμα του κανονισμού ή τις μεθόδους N2 και DCM. Στη μελέτη αυτή, τα ευρήματα των στατικών αναλύσεων συγκρίνονται με επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις. Για κάποιες μορφές μη κανονικοτήτων η χρήση χρονοιστοριών φαίνεται ως μια επαρκής μέθοδος για να βρεθεί η απαιτούμενη πλαστιμότητα και ο συντελεστής q . Τέλος προβλέπονται και οι μηχανισμοί αστοχίας που πολλές φορές είναι διαφορετικοί από αυτούς που βρίσκονται σε στατικές αναλύσεις.

Αρκετές άλλες μελέτες έχουν αναφερθεί στο ζήτημα της καθ' ύψος μη κανονικότητας σε μεταλλικά κτίρια, αλλά αυτό το πεδίο έρευνας ξεφεύγει από τα πλαίσια της παρούσας πτυχιακής.

4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

4.1 Γενικά

Πρόκειται για δέκα κτίρια έξι ορόφων τα τέσσερα πρώτα χωρίς τοιχοπλήρωση ενώ τα υπόλοιπα με τοιχοπλήρωση τα οποία έχουν τέσσερα επί τρία φατνώματα μήκους 4.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Στα κτίρια αυτά έγιναν στατικές ανελαστικές αναλύσεις.

4.2 Γεωμετρία κτιρίων

Κάθε κάτοψη παρουσιάζει τέσσερα επί τρία φατνώματα μήκους 4.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Το ύψος μεταξύ των ορόφων από πλάκα σε πλάκα είναι 3.00 m και το πάχος κάθε πλάκας 0.15 m. Τα υποστυλώματα είναι ορθογωνικής διατομής 0.45 x 0.45 m. Τα δοκάρια είναι συνεχής με σταθερές διαστάσεις 0.25 x 0.60 m. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κτιρίων είναι τα εξής:

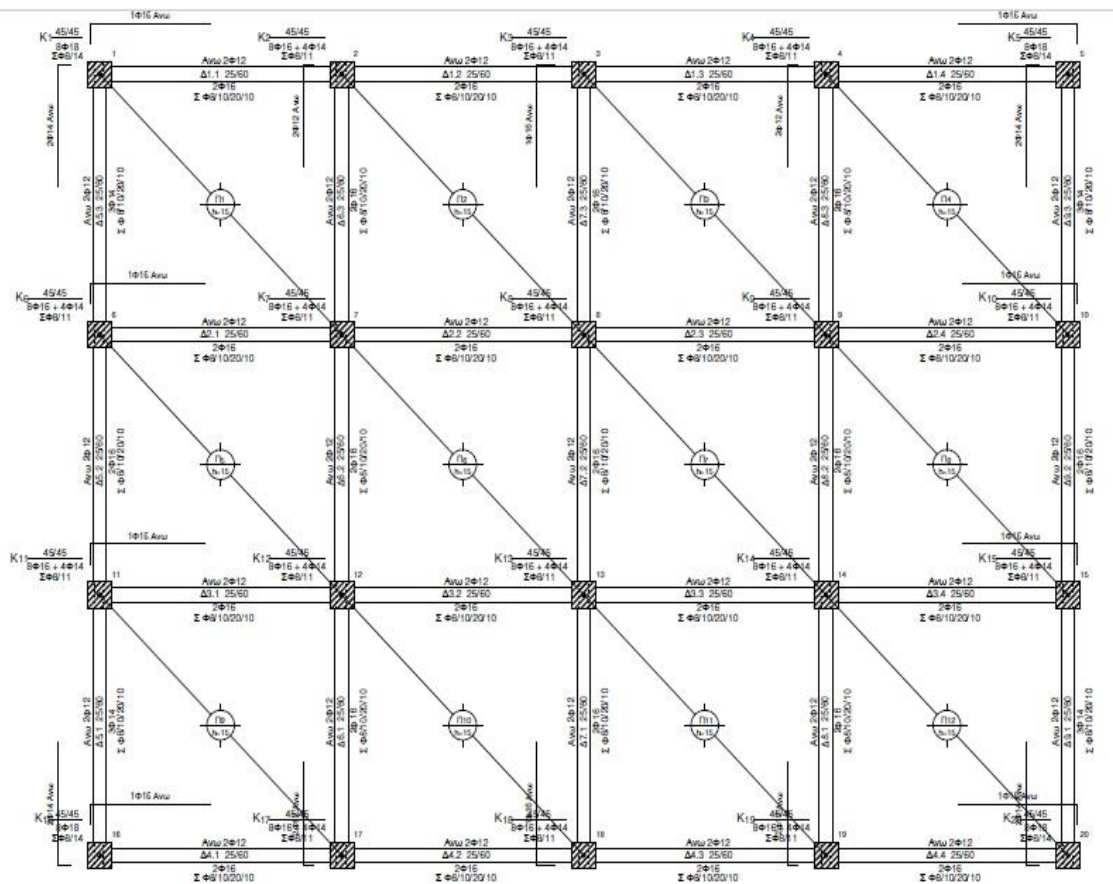
- 1) Κτίριο K01: κανονικό κτίριο με σταθερό ύψος 3.00 m.
- 2) Κτίριο K02: όπως το K01 με ύψος ισογείου 5.00 m.
- 3) Κτίριο K03: όπως το K01 με την προσθήκη τριών τοιχωμάτων
- 4) Κτίριο K04: όπως το K01 με εσοχή στους δυο τελευταίους ορόφους
- 5) Κτίριο K05: όπως το K01 με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα
- 6) Κτίριο K06: όπως το K01 με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα εκτός του ισογείου (πilotή)
- 7) Κτίριο K07: όπως το K01 με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα εκτός του τρίτου ορόφου
- 8) Κτίριο K08: όπως το K01 με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα εκτός από μια πλευρά.
- 9) Κτίριο K09: όπως το K01 με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα εκτός από δυο πλευρές.
- 10) Κτίριο K10: όπως το K01 με εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα με τοιχοποιία στο ισόγειο ύψους ίσο με το 67% το ύψος του ορόφου.

4.3 Παραδοχές

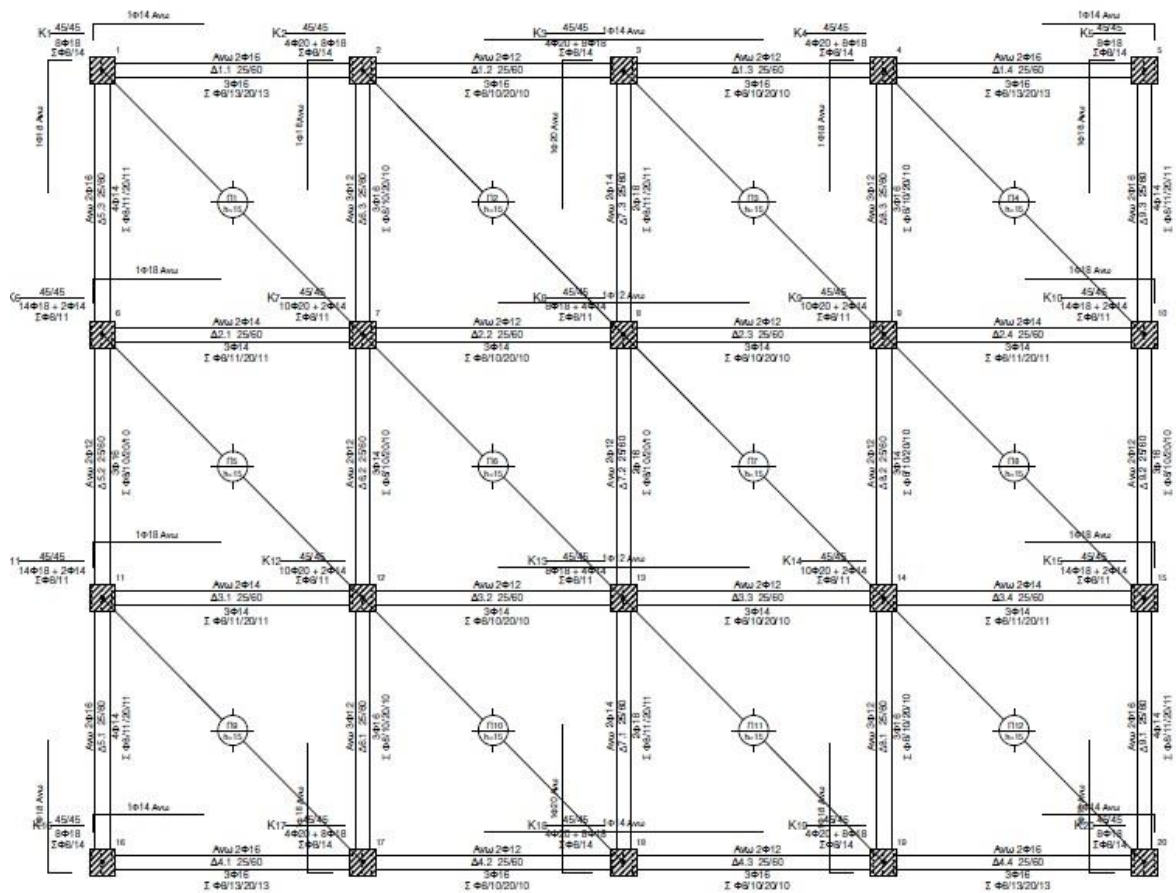
Για τα κτίρια ισχύουν τα εξής:

- Περιοχή ζώνης σεισμικότητας I, ($A=0.16g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας: συνήθης (Σ2) (Κατοικίες, Γραφεία)
- Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν: Σκυρόδεμα C30/37, Χάλυβας ράβδων-συνδετήρων B500C.
- Φορτίο επικάλυψης 2.5 KN/m^2
- Κινητό φορτίο πλακών 2.0 KN/m^2
- Φορτίο τοιχοποιίας στις περιμετρικές δοκούς 8.64 KN/m
- Ύψος ορόφου 3.0 m
- Μήκος ανοίγματος από κέντρο σε κέντρο υποστυλώματος 4.5 m

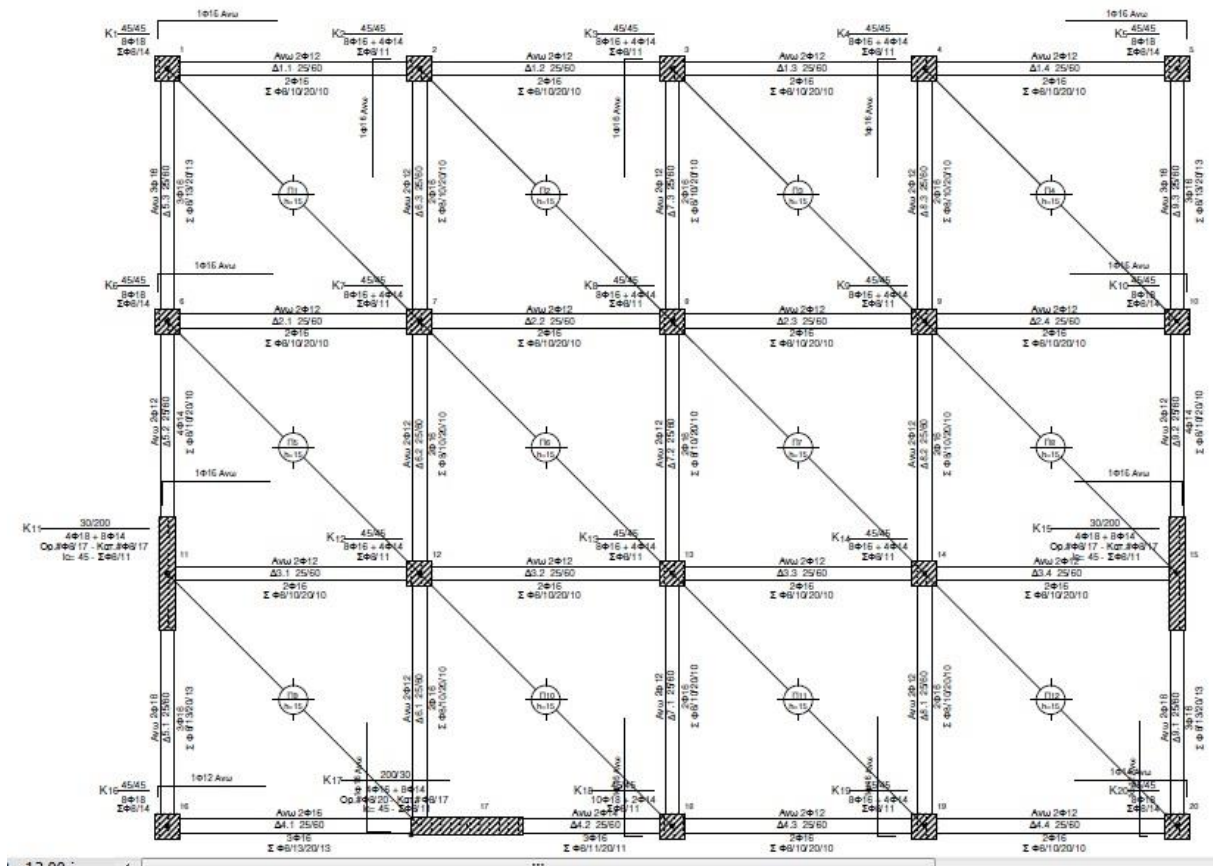
4.4 Ευλότυποι



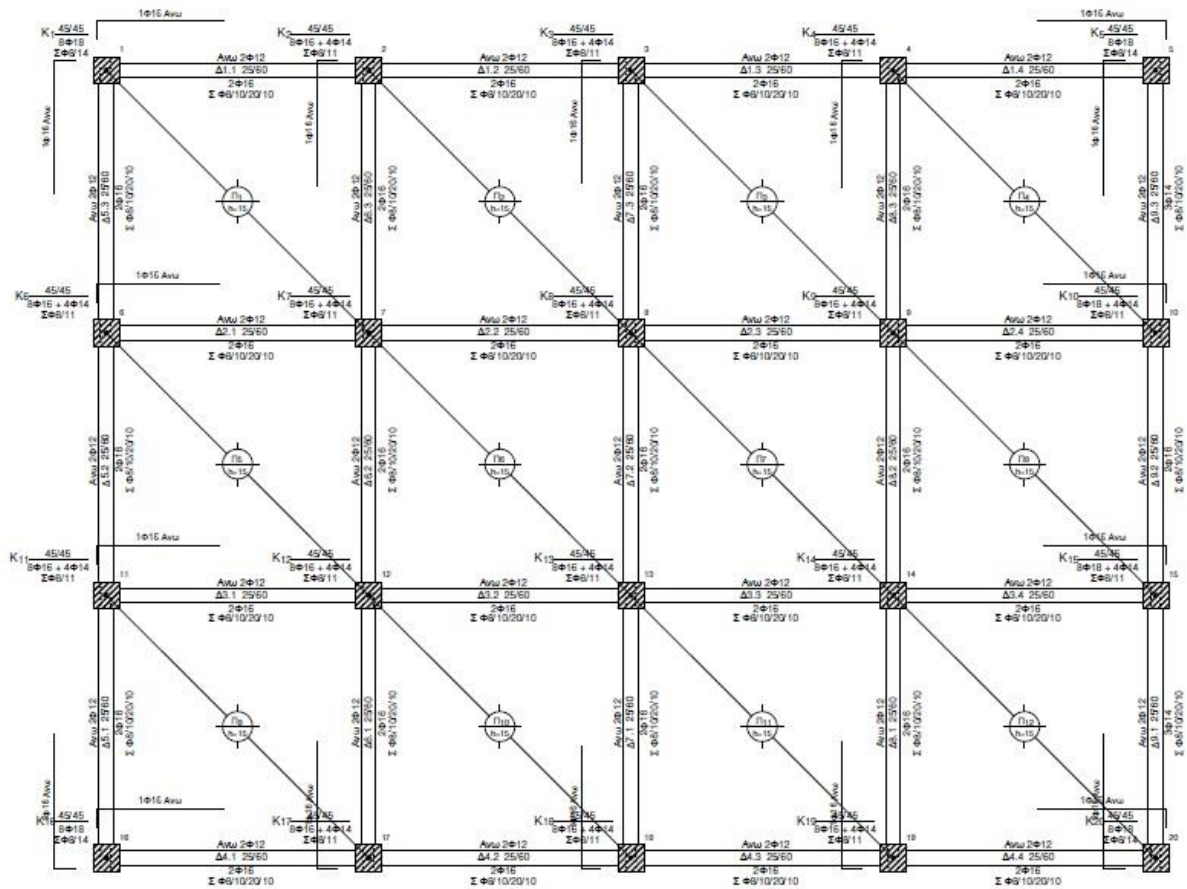
Σχήμα 4.1 Ευλότυπος ισογείου κτιρίου K01



Σχήμα 4.2 Ευλότυπος ισογείου κτιρίου K02



Σχήμα 4.3 Ευλότυπος ισογείου κτιρίου K03

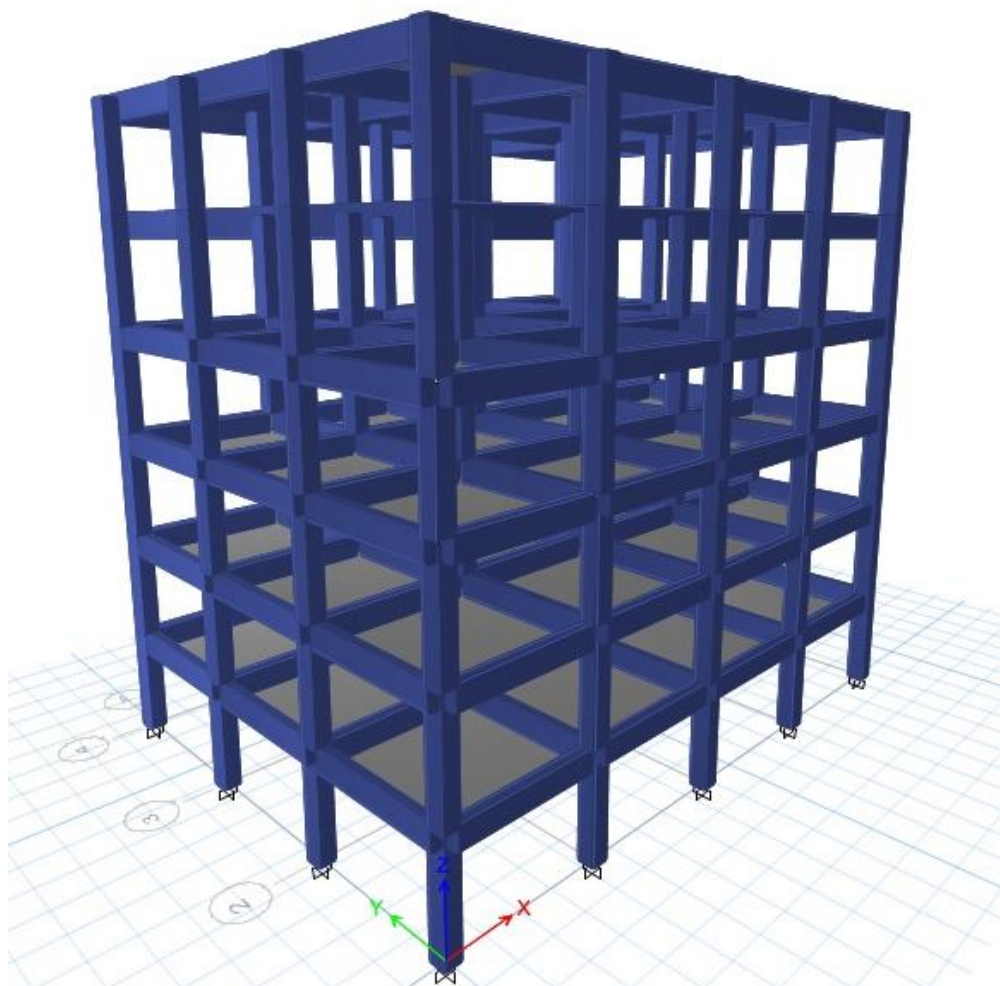


Σχήμα 4.4 Ευλότυπος ισογείου κτιρίου K04

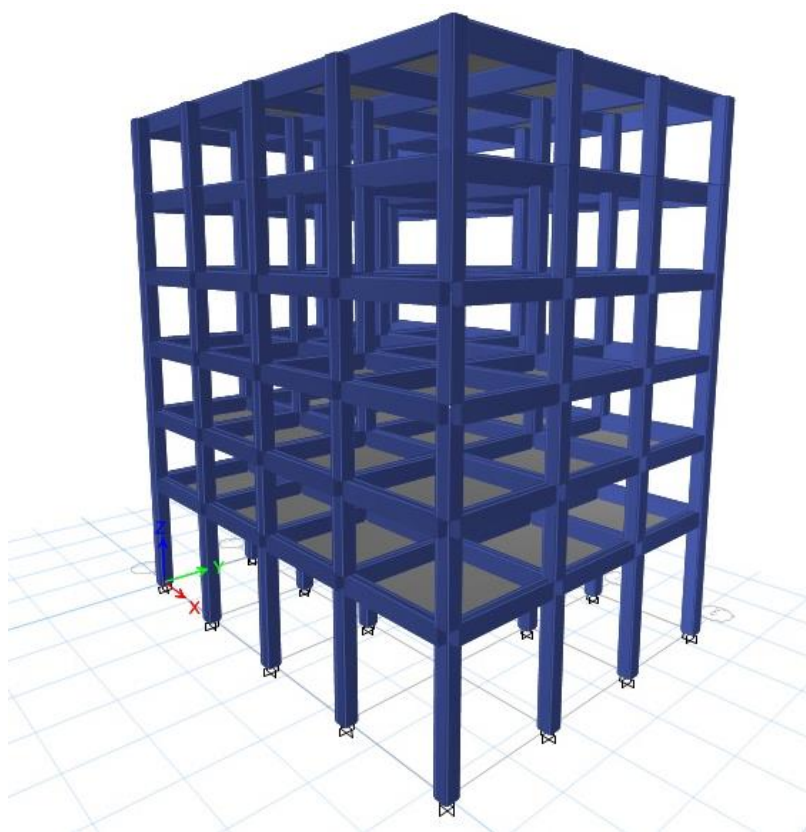
4.5 Προσομοίωση κτιρίων

Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Etabs (CSI, 2016) της εταιρείας CSI. Το Etabs είναι ένα εκλεπτυσμένο αλλά εύχρηστο πρόγραμμα σχεδιασμού που αναπτύχθηκε ειδικά για συστήματα κτιρίων. Παρόλο που είναι γρήγορο και εύκολο για απλά κτίρια το Etabs μπορεί να καταφέρει μεγαλύτερα και πιο σύνθετα μοντέλα κτιρίων συμπεριλαμβανομένου ενός ευρέος φάσματος μη γραμμικών συμπεριφορών που είναι απαραίτητες για το σχεδιασμό, καθιστώντας το εργαλείο επιλογής για τους πολιτικούς μηχανικούς.

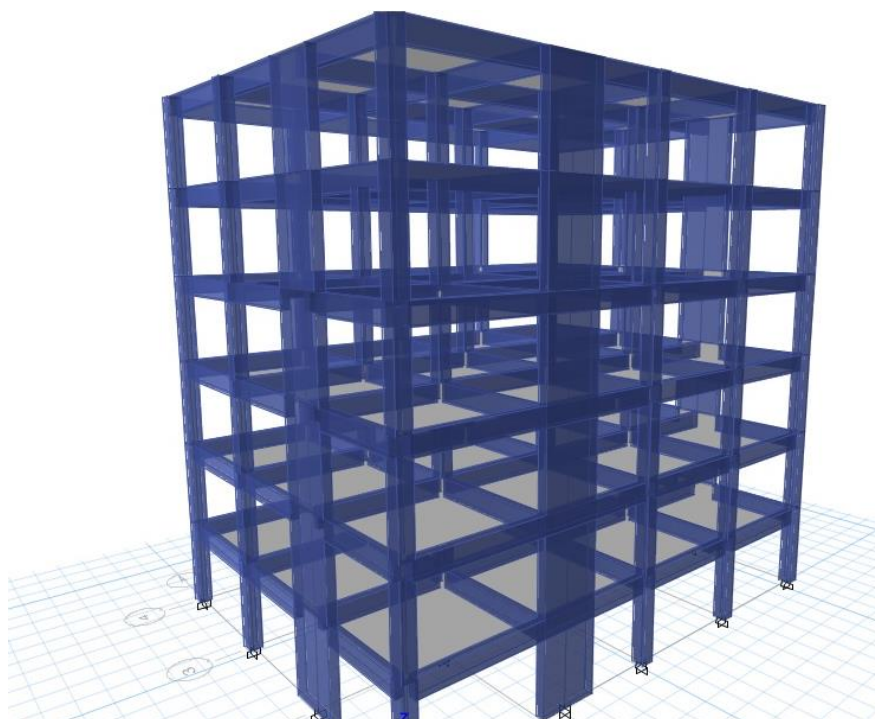
Στο παρακάτω Σχήματα παρουσιάζονται τα αναλυτικά προσομοιώματα των φορέων όλων των κτιρίων στο λογισμικό Etabs.



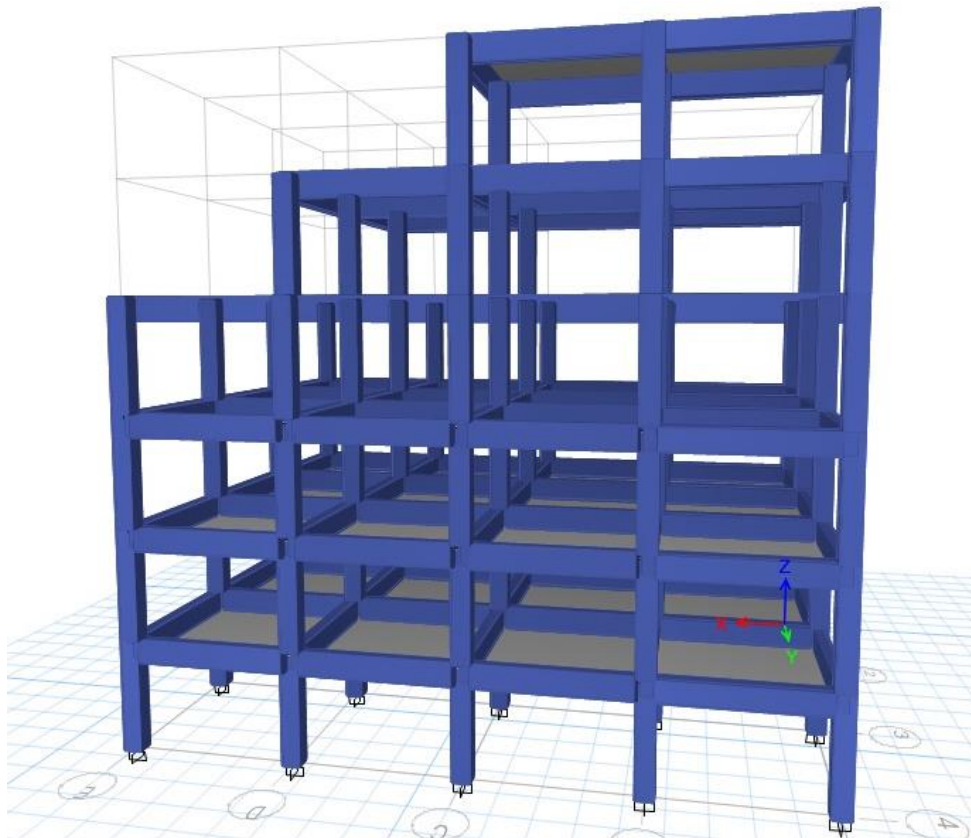
Σχήμα 4.5 Αναλυτικό προσομοίωμα μη τοιχοπληρωμένου φορέα στο κτιρίου K01 στο Etabs



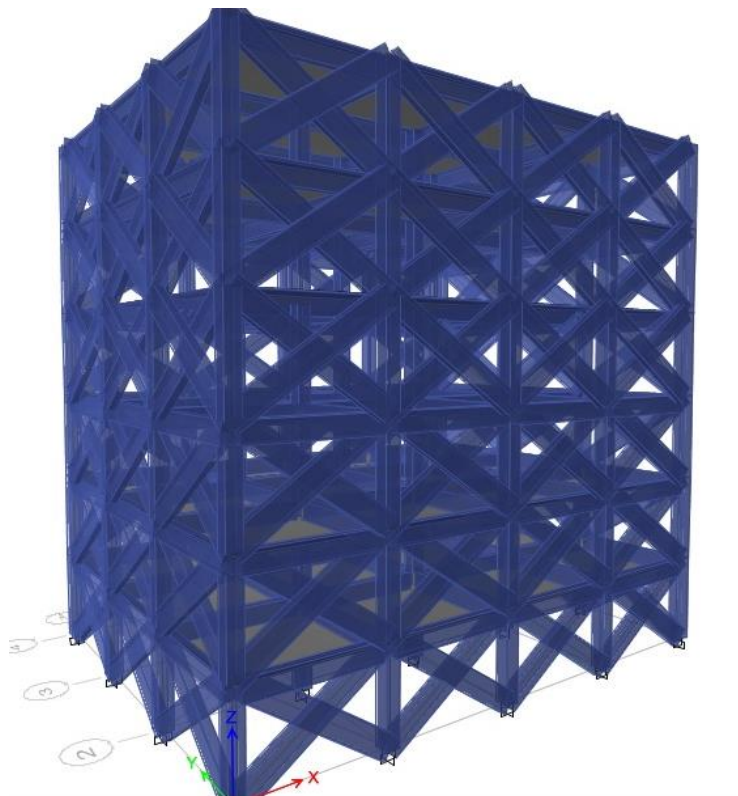
Σχήμα 4.6 Αναλυτικό προσομοίωμα μη τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K02 στο Etabs



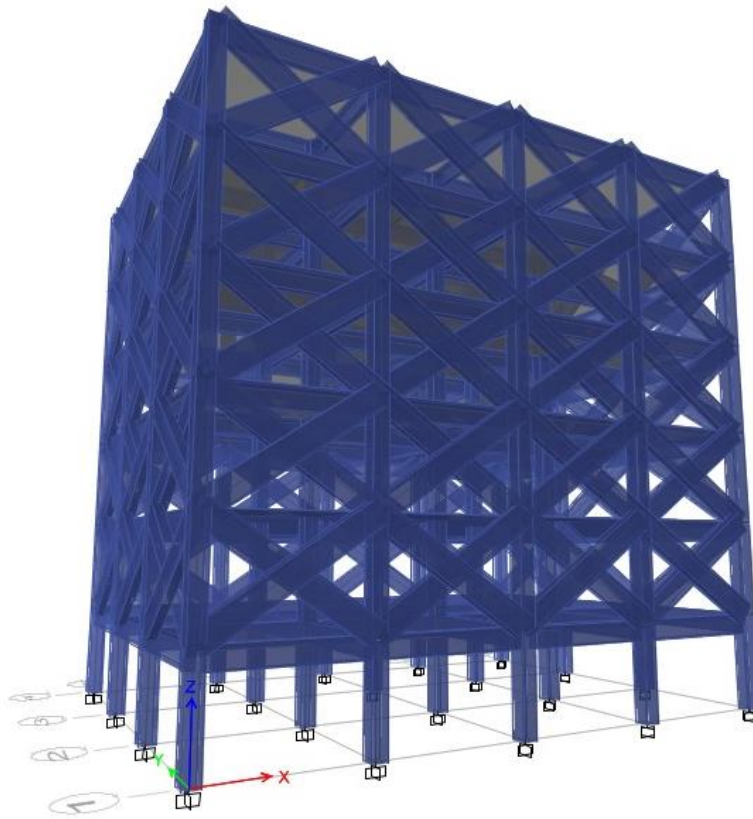
Σχήμα 4.7 Αναλυτικό προσομοίωμα μη τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K03 στο Etabs



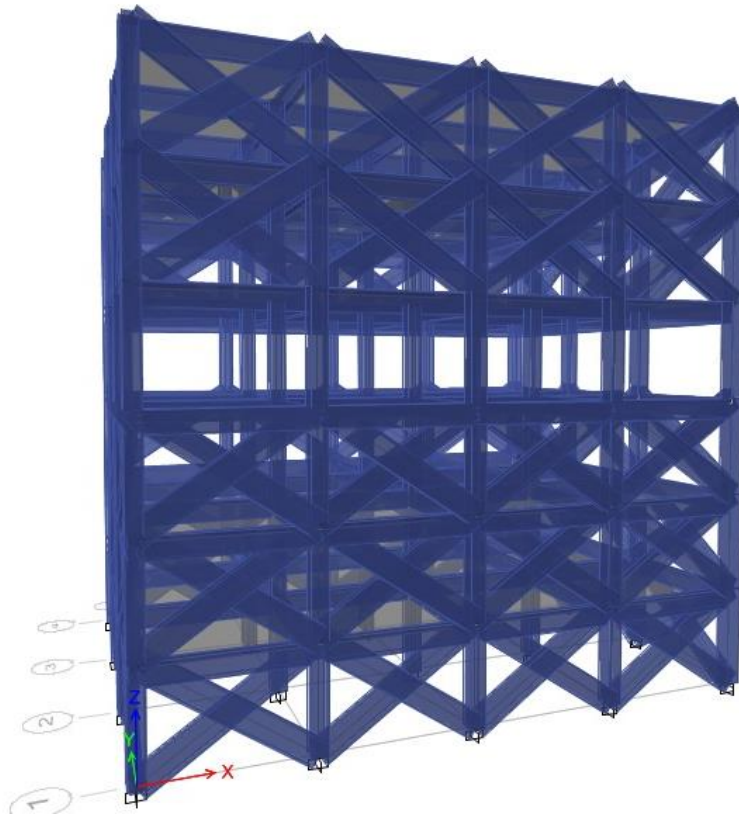
Σχήμα 4.8 Αναλυτικό προσομοίωμα μη τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K04 στο Etabs



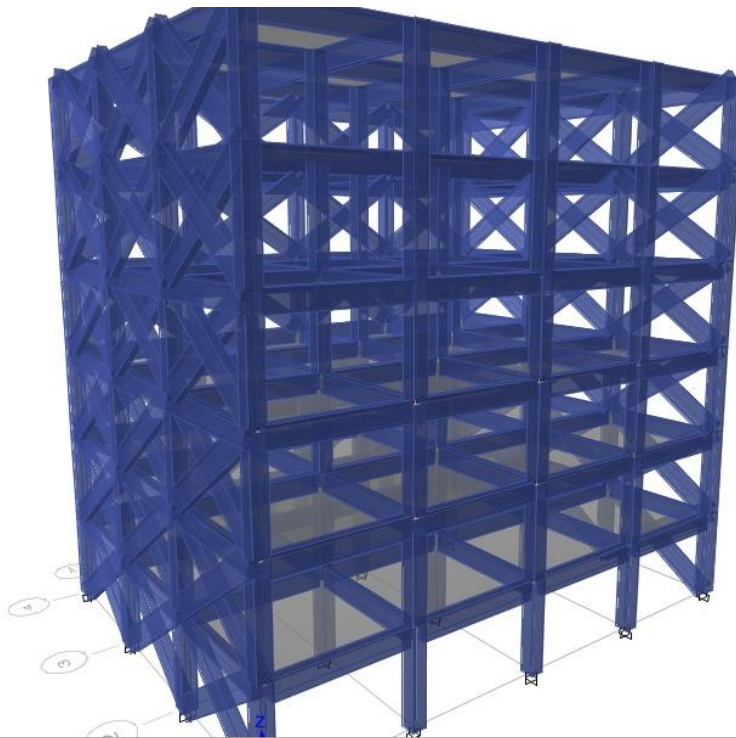
Σχήμα 4.9 Αναλυτικό προσομοίωμα πλήρως τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K05 στο Etabs



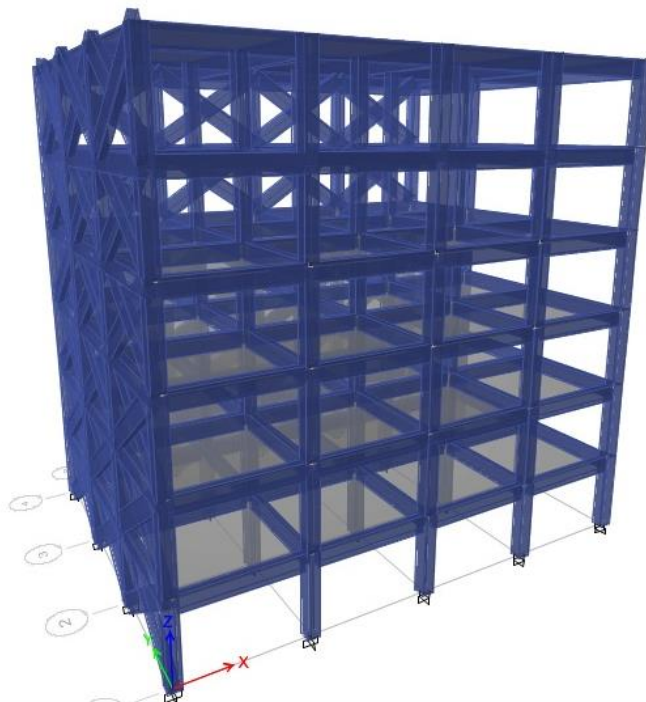
Σχήμα 4.10 Αναλυτικό προσομοίωμα τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K06 στο Etabs



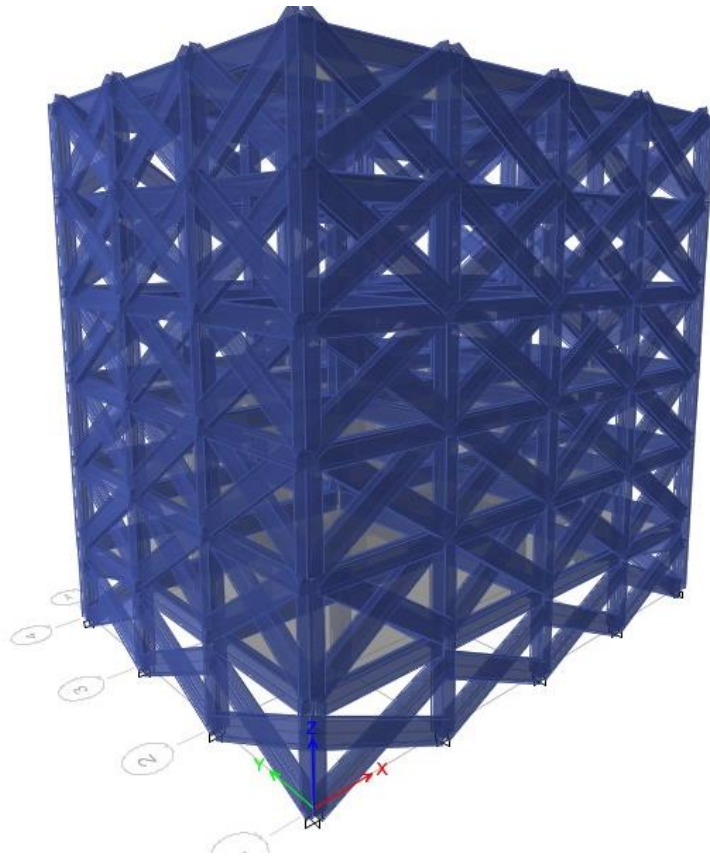
Σχήμα 4.11 Αναλυτικό προσομοίωμα τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K07 στο Etabs



Σχήμα 4.12 Αναλυτικό προσομοίωμα τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K08 στο Etabs



Σχήμα 4.13 Αναλυτικό προσομοίωμα τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K09 στο Etabs



Σχήμα 4.14 Αναλυτικό προσομοίωμα τοιχοπληρωμένου φορέα κτιρίου K10 στο Etabs

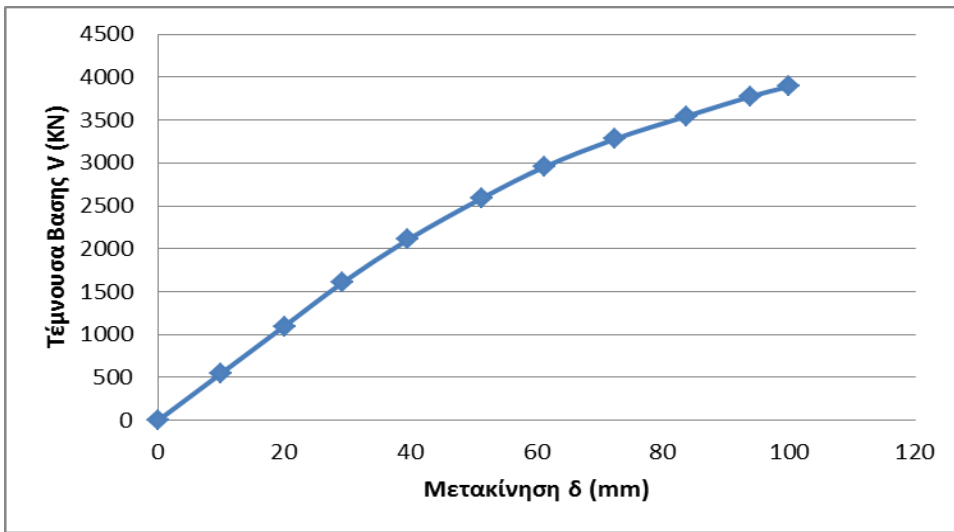
5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

5.1 Γενικά

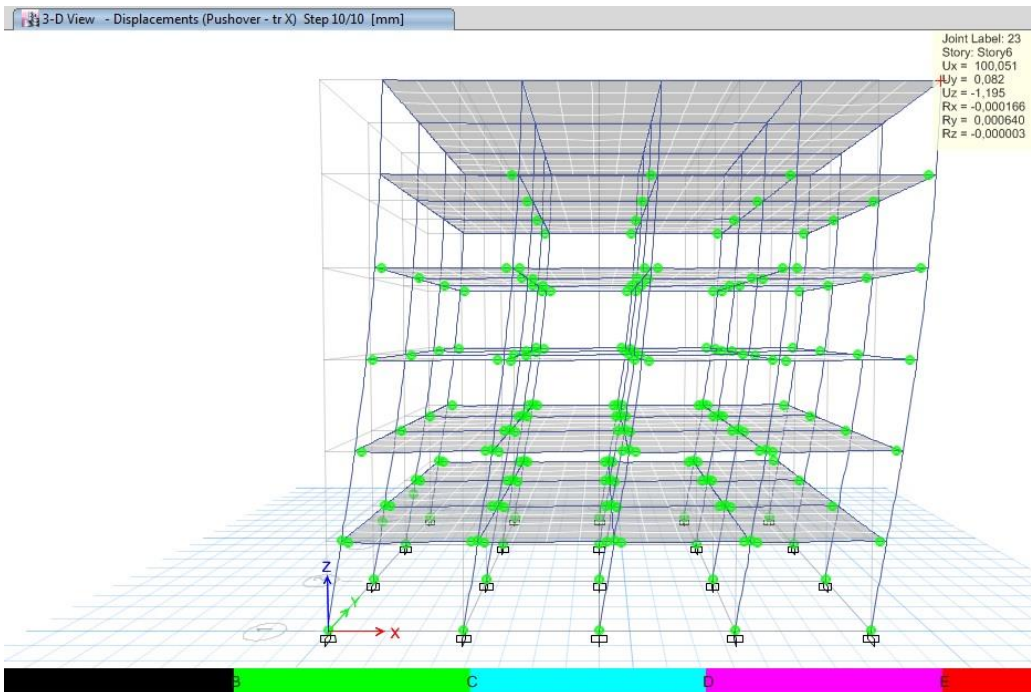
Στο Κεφάλαιο αυτό περιλαμβάνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις υπερωθητικές (Pushover) ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για διάφορες διατάξεις των τοίχων πλήρωσης, μέσω του προγράμματος Etabs. Πιο συγκεκριμένα οι φορείς αναλύθηκαν, χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους και τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους πλην του ισογείου και του τρίτου ορόφου. Παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης των αναλύσεων Pushover για όλες περιπτώσεις, τα σημεία αστοχίας δοκών και υποστυλωμάτων καθώς και οι πλαστικές αρθρώσεις.

5.2 Ανάλυση κτιρίων χωρίς τοιχοπληρώσεις

Στα Σχήματα 5.1, 5.3, 5.5, 5.7 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίρια κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x. Στα Σχήματα 5.2, 5.4, 5.6, 5.8 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο K01, για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x. Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στις δοκούς του κτιρίου και σε λίγα υποστυλώματα, κυρίως στην βάση του κτιρίου, χωρίς ωστόσο να παρατηρείται αστοχία σε κανένα μέλος της κατασκευής.

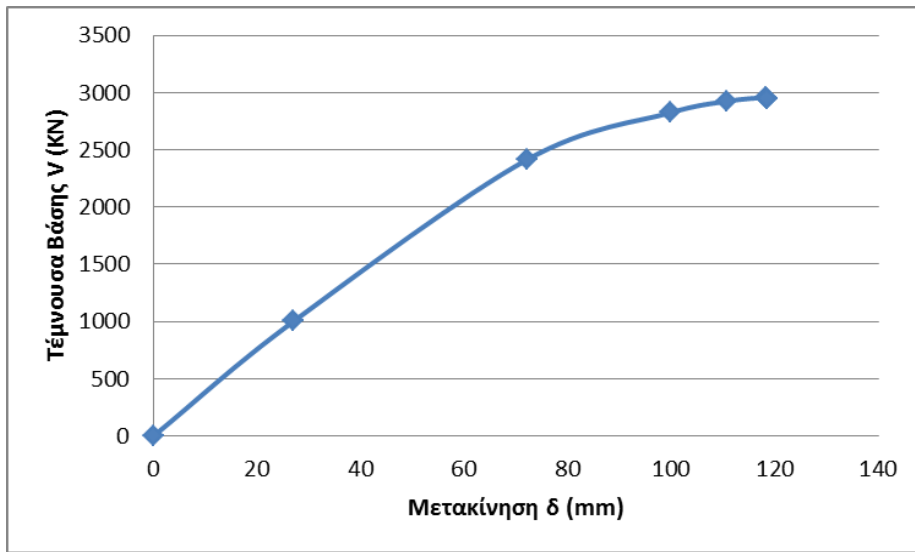


Σχήμα 5.1 Καμπύλη αντίστασης του κανονικού κτιρίου K01 κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

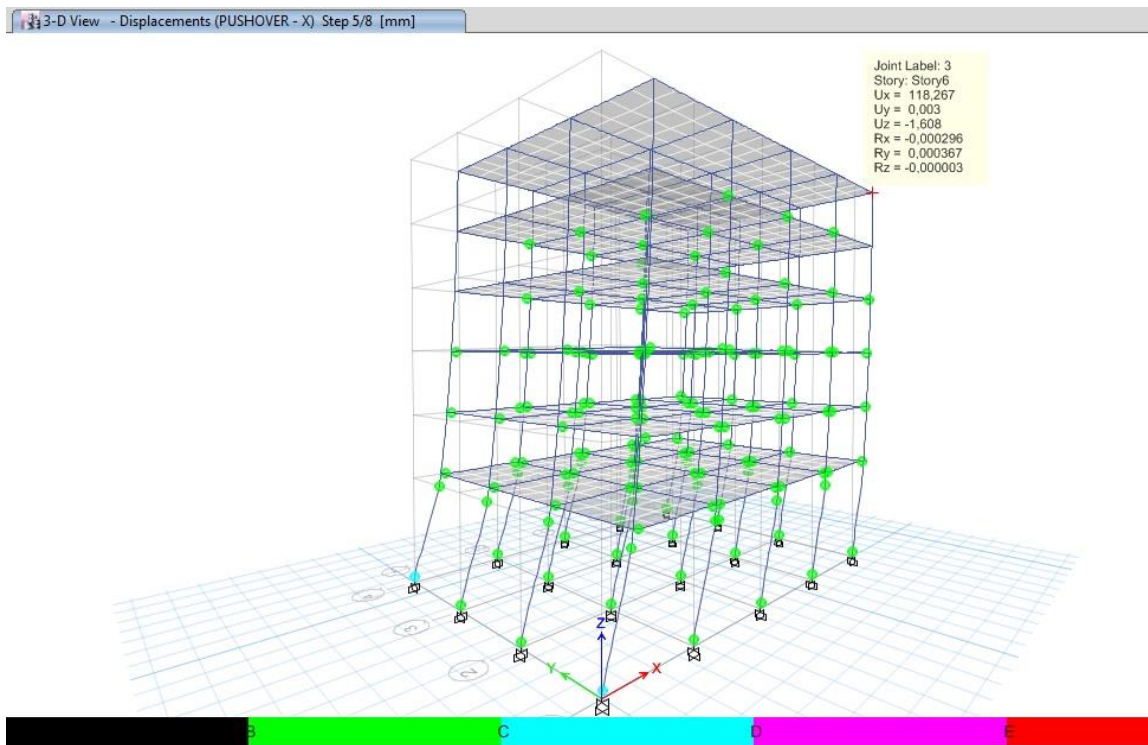


Σχήμα 5.2 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων κατά την τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

Στο Σχήμα 5.2 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών στα μέλη της κατασκευής ενώ δεν παρατηρείται καμία αστοχία μέλους.

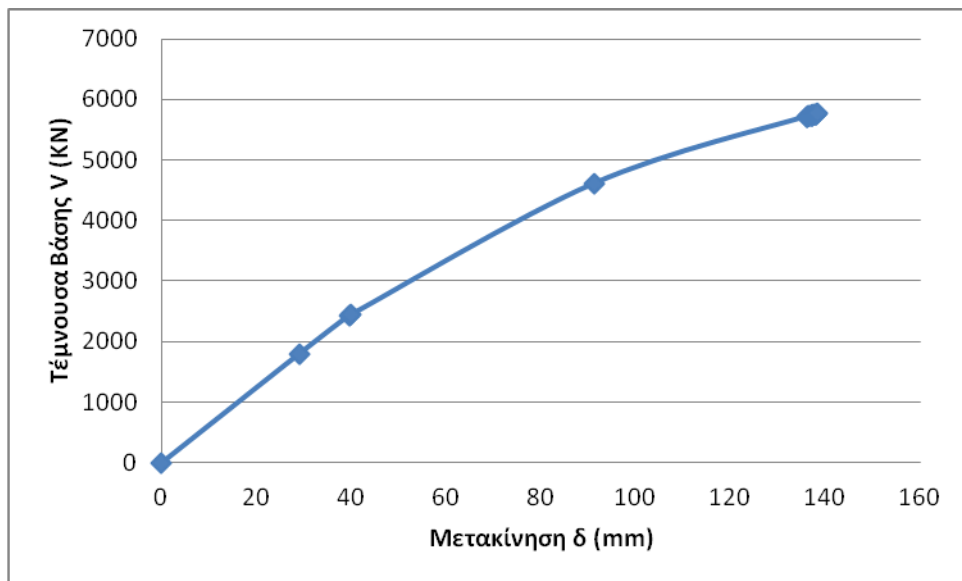


Σχήμα 5.3 Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K02 με το ψηλό ισόγειο κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

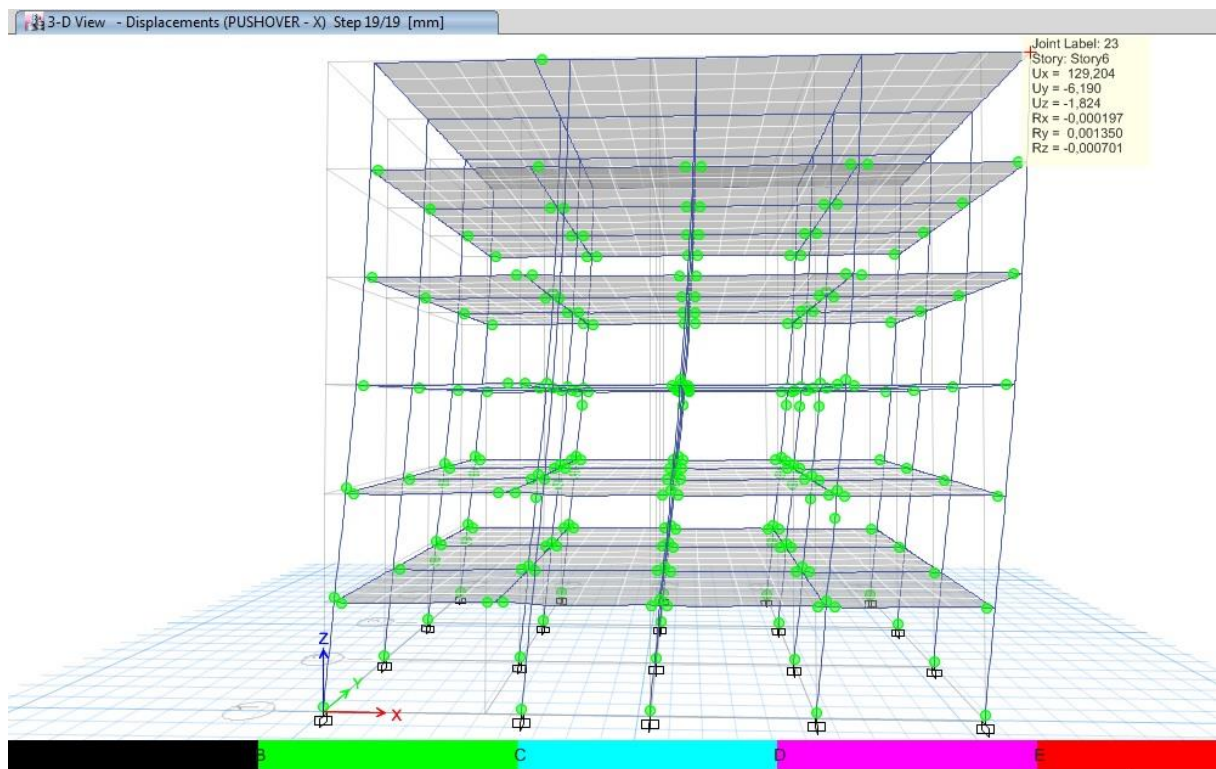


Σχήμα 5.4 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων κατά την τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

Στο Σχήμα 5.4 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών στα μέλη της κατασκευής ενώ εμφανίζονται αστοχίες σε υποστυλώματα στο ισόγειο εξαιτίας της μη κανονικότητας καθ' ύψος

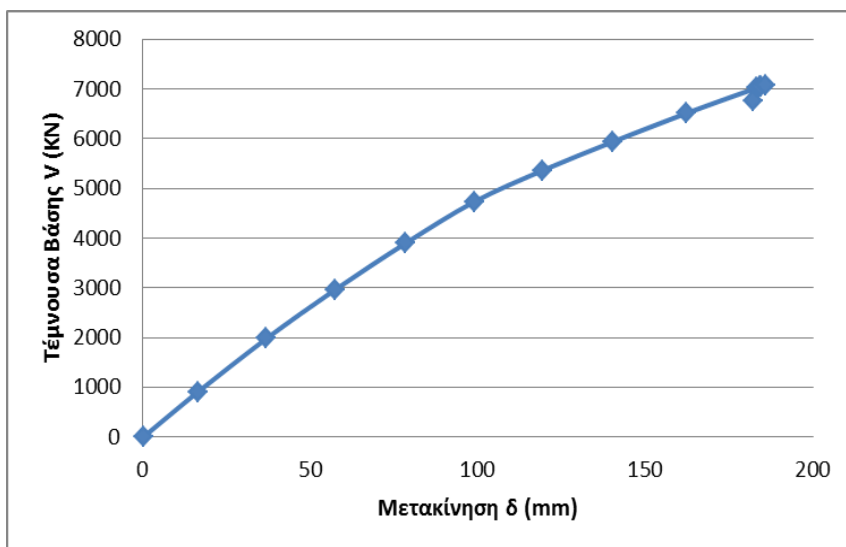


Σχήμα 5.5 Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K03 με την προσθήκη τοιχομάτων κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

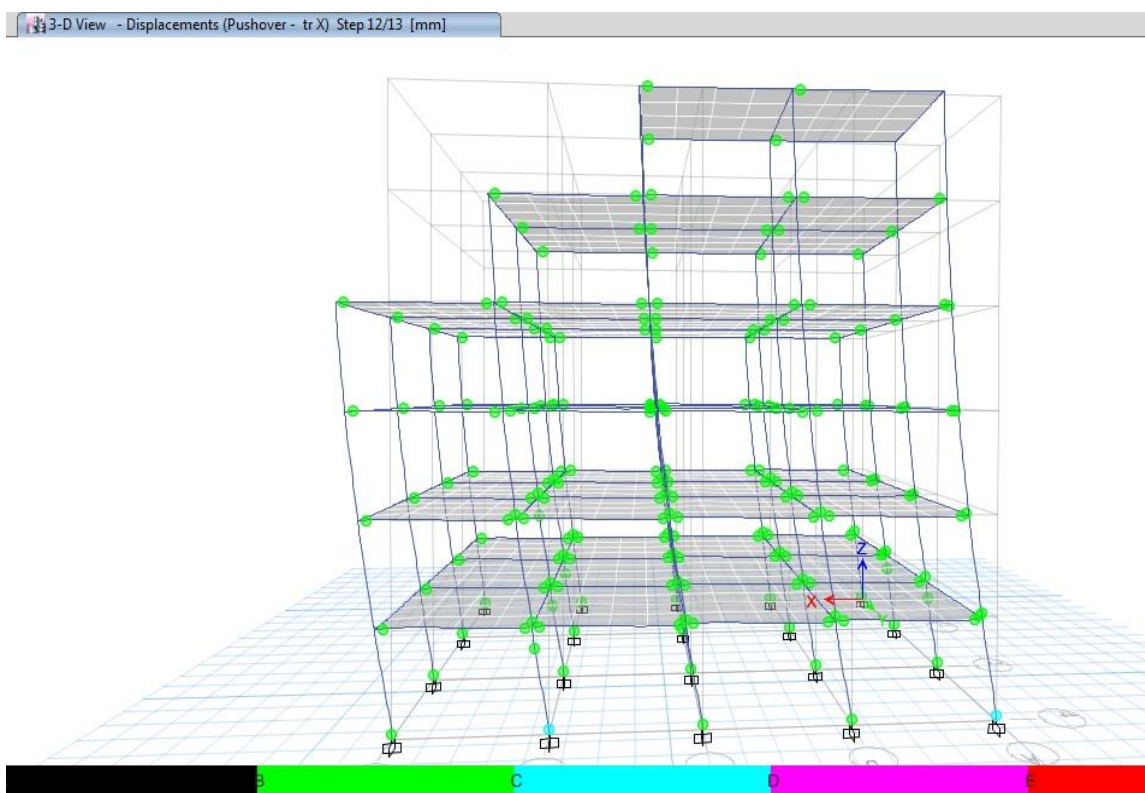


Σχήμα 5.6 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων κατά την τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

Στο Σχήμα 5.6 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών στα μέλη της κατασκευής ενώ δεν παρατηρείται καμία αστοχία μέλους.



Σχήμα 5.7 Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K04 με τις εσοχές κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

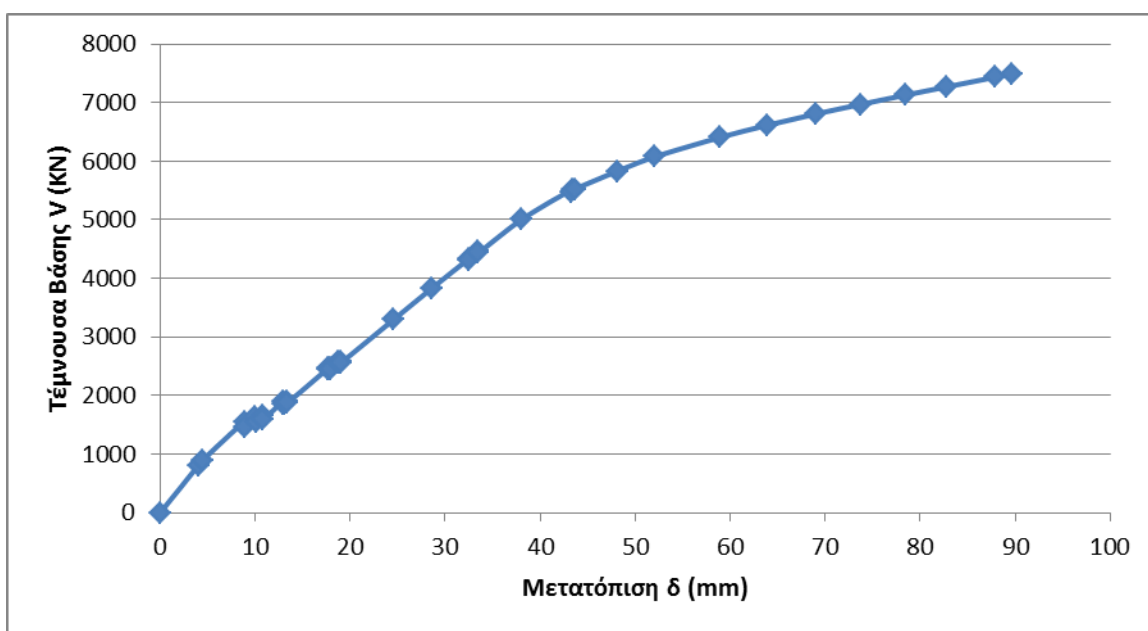


Σχήμα 5.8 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων κατά την τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

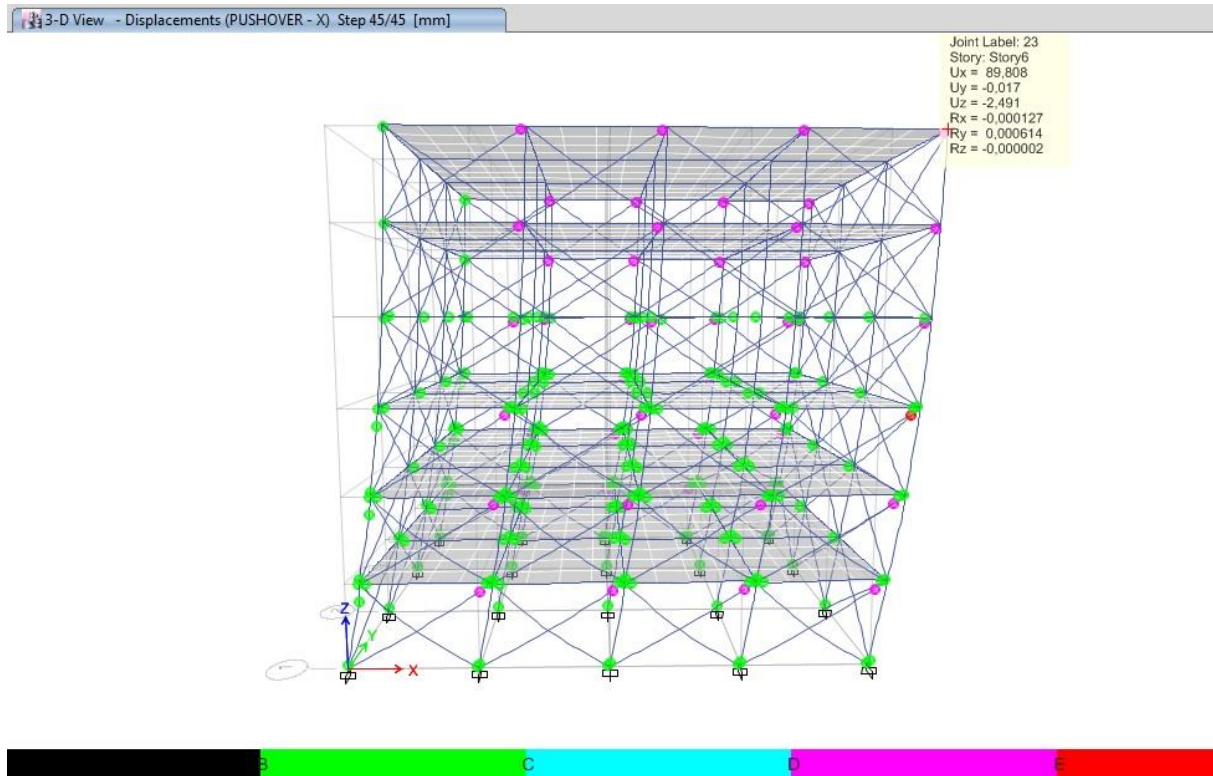
Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών στα μέλη της κατασκευής ενώ παρατηρούνται αστοχίες σε υποστυλώματα του ισογείου.

5.3 Ανάλυση πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου

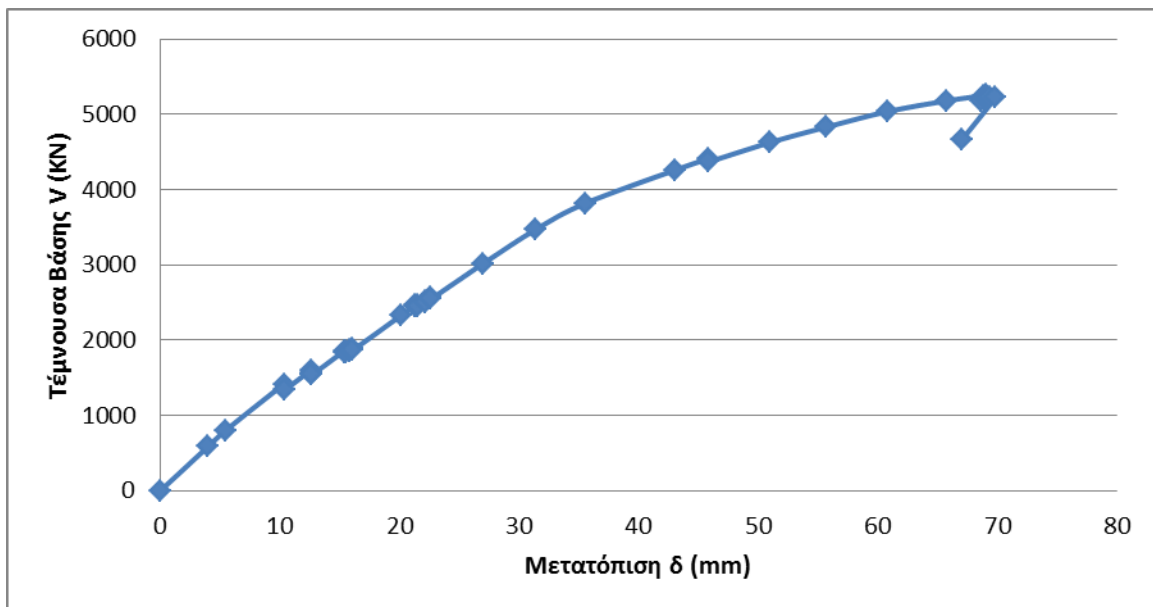
Στο Σχήμα 5.9 φαίνεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο K05 κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x. Στο Σχήμα 5.10 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το τοιχοπληρωμένο κτίριο, για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x. Παρατηρείται ότι πολλές τοιχοπληρώσεις έχουν ρηγματωθεί. Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς όμως να φτάσουν στην αστοχία.



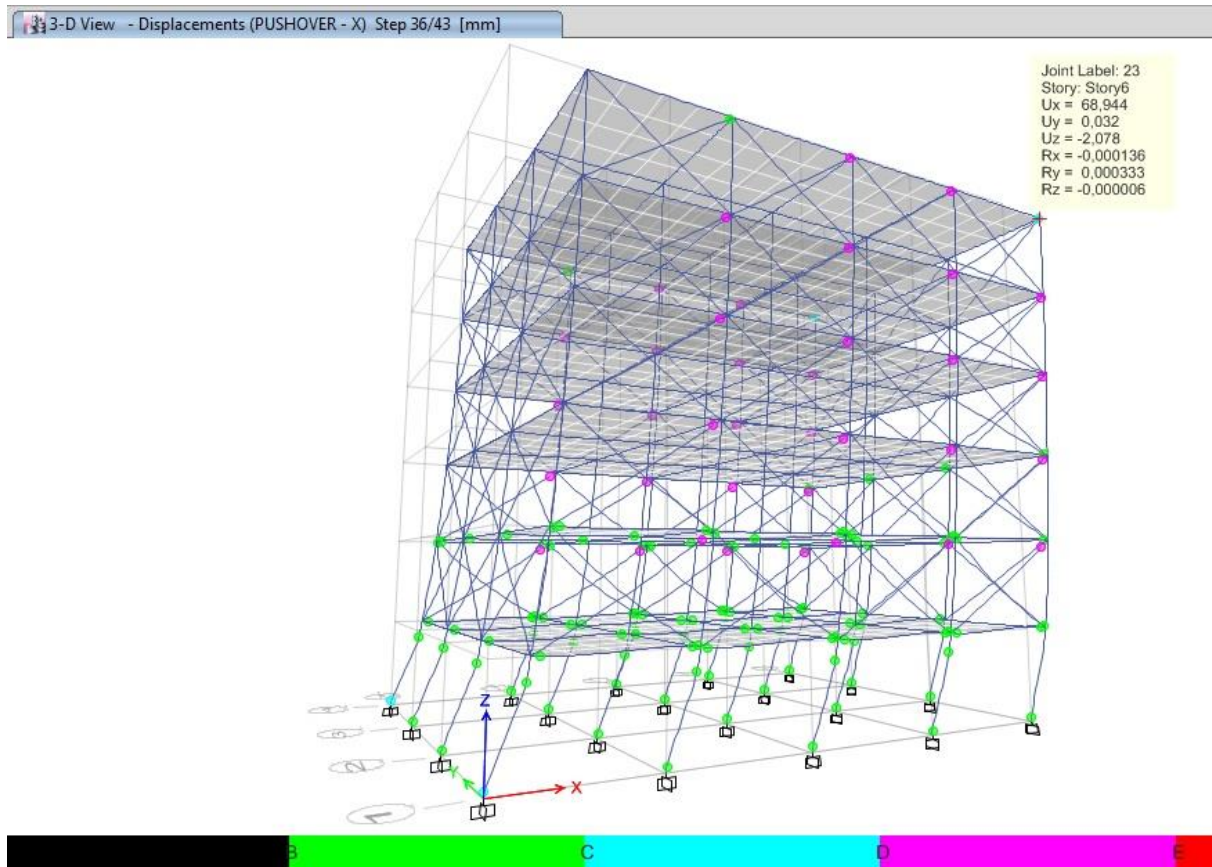
Σχήμα 5.9 Καμπύλη αντίστασης του τοιχοπληρωμένου κτιρίου K05 κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.10 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.11 Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K06 με πιλοτή στο ισόγειο κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

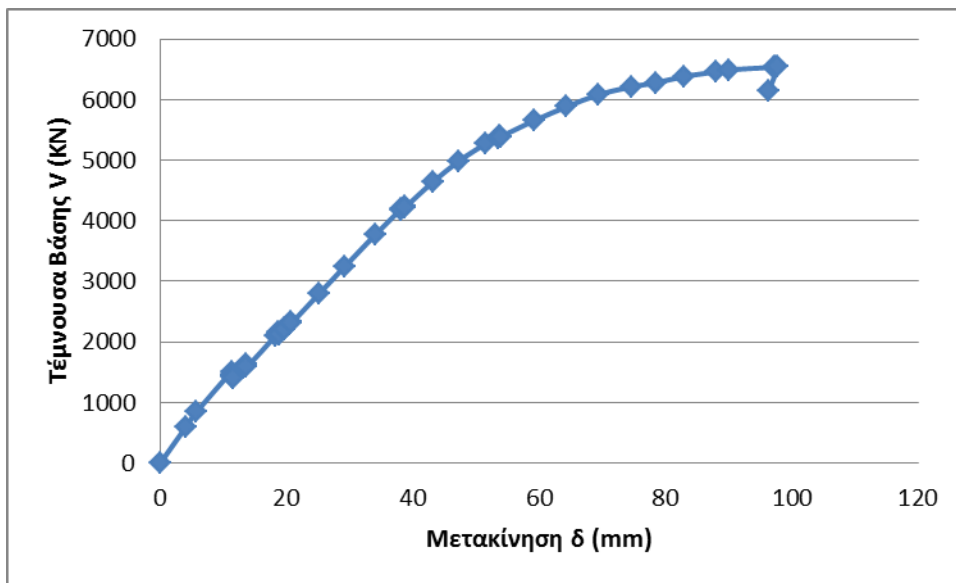


Σχήμα 5.12 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα του κτιρίου K06 με πιλοτή στο ισόγειο για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

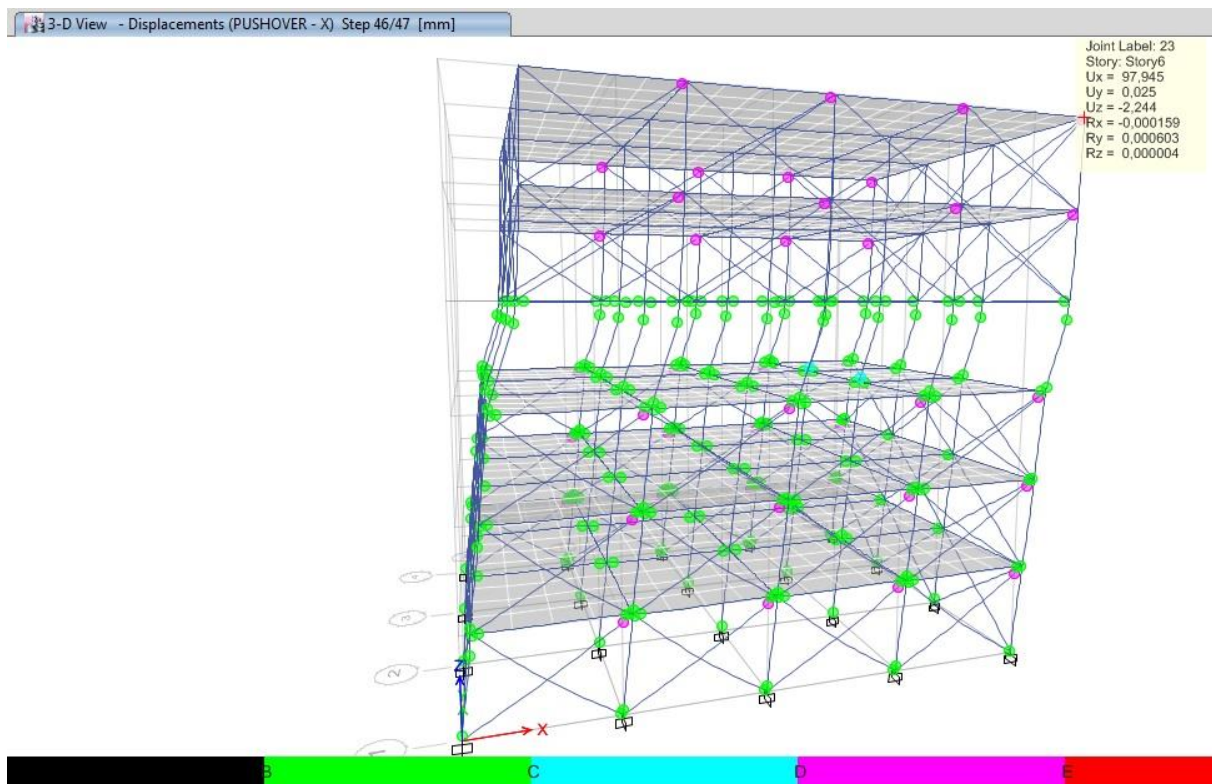
Στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο K06 με πιλοτή στο ισόγειο κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x.

Στα Σχήμα 5.12 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το κτίριο K06 για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

Παρατηρούμε ότι δημιουργείται μηχανισμός μαλακού ορόφου και πως πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώνονται στην πιλοτή κυρίως και εμφανίζονται αστοχίες σε υποστυλώματα του ισόγειου, εξαιτίας της απουσίας τοιχοπληρώσεων.



Σχήμα 5.13 Καμπύλη αντίστασης του κτιρίου K07 με απουσία τοιχοπληρώσεων σε ενδιάμεσο όροφο κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

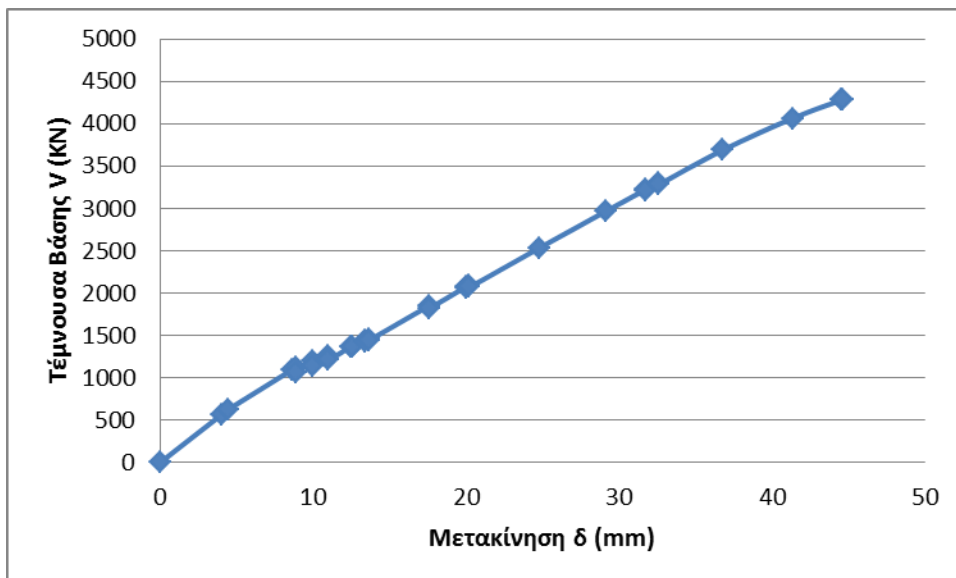


Σχήμα 5.14 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα του κτιρίου K07 με απουσία τοιχοπληρώσεων σε ενδιάμεσο όροφο για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

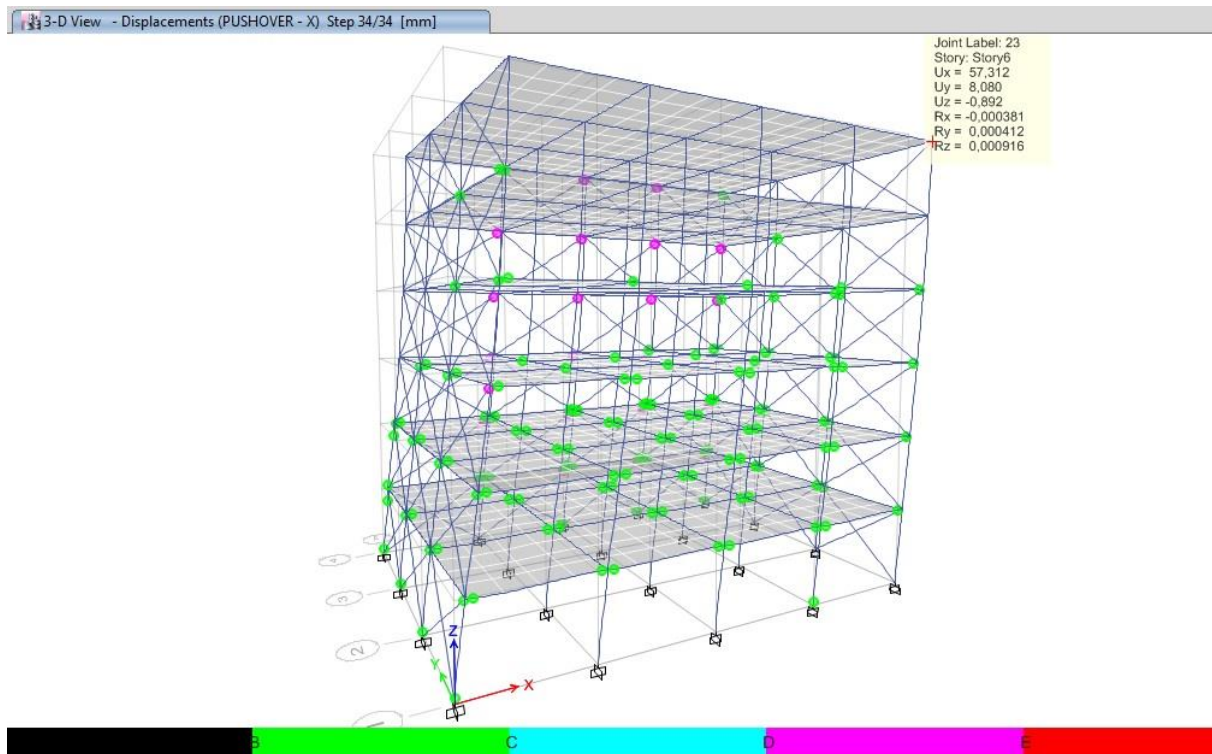
Στο Σχήμα 5.13 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο K07 με απουσία τοιχοπληρώσεων σε ενδιάμεσο όροφο κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x.

Στα Σχήμα 5.14 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το κτίριο K07 για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

Παρατηρούμε ότι δημιουργείται μηχανισμός μαλακού ορόφου στον τρίτο όροφο εξαιτίας της απουσίας τοιχοπληρώσεων. Υπάρχει συγκέντρωση πλαστικών αρθρώσεων στον τρίτο όροφο και παρατηρούνται και αστοχίες. Επίσης, πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις.



Σχήμα 5.15 Καμπύλη αντίστασης του τοιχοπληρωμένου κτιρίου K08 με απουσία τοιχοποιίας στη μια πλευρά κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

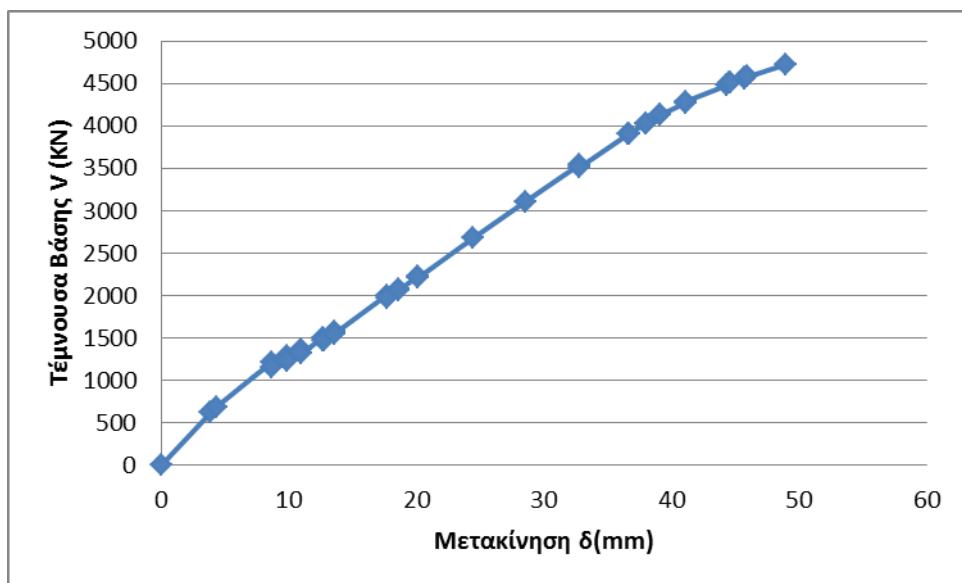


Σχήμα 5.16 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα του κτιρίου K08 με απουσία τοιχοποιίας στη μια πλευρά για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

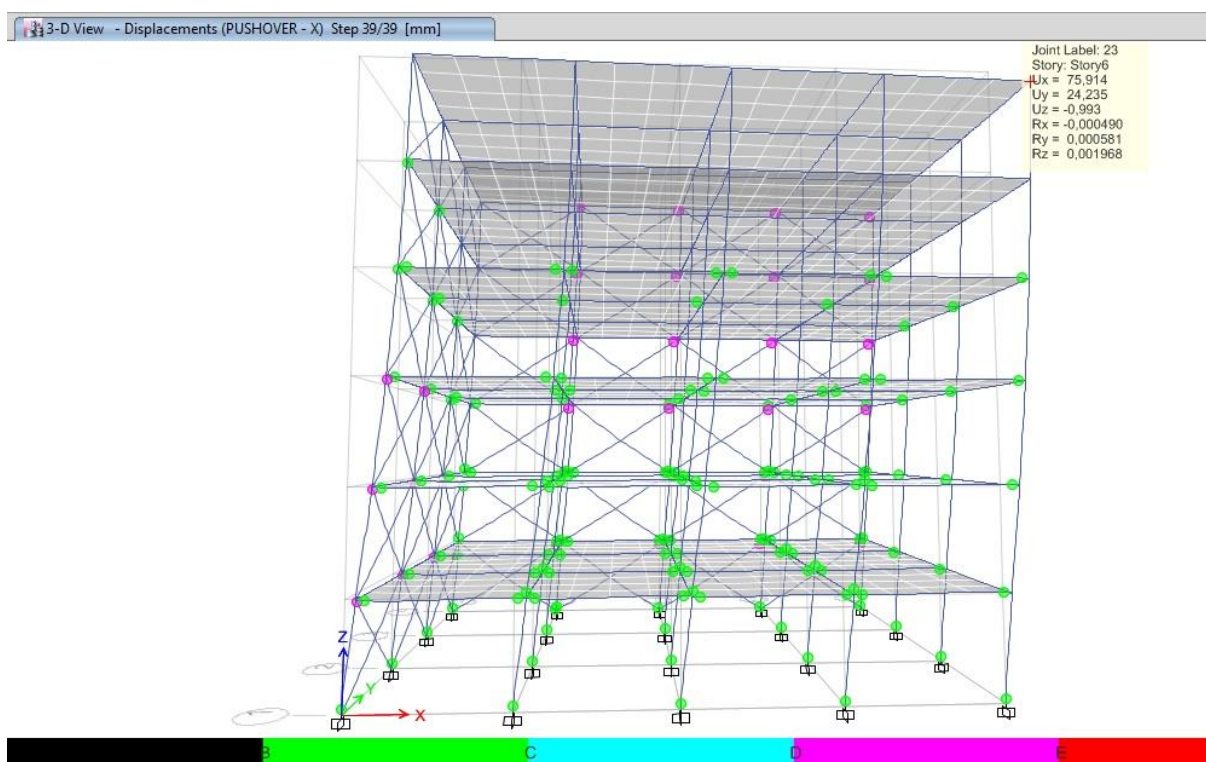
Στο Σχήμα 5.15 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο K08 κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x.

Στα Σχήμα 5.16 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το κτίριο K08 για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

Παρατηρούμε πως μερικές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς ωστόσο να φτάνουν στην αστοχία.



Σχήμα 5.17 Καμπύλη αντίστασης του τοιχοπληρωμένου κτιρίου K09 με απουσία τοιχοποιίας στις δύο πλευρές κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x

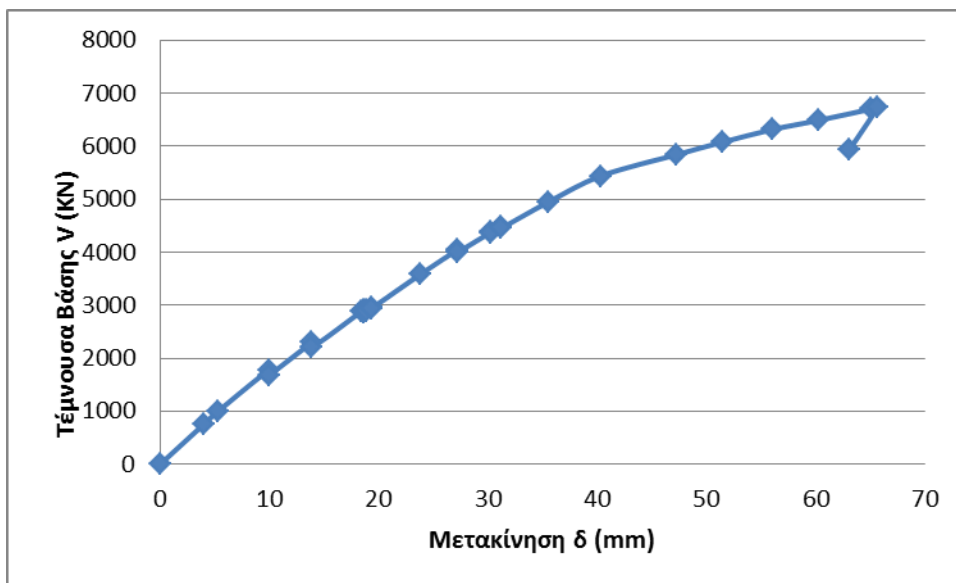


Σχήμα 5.18 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα του κτιρίου K09 με απουσία τοιχοποιίας στις δύο πλευρές για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

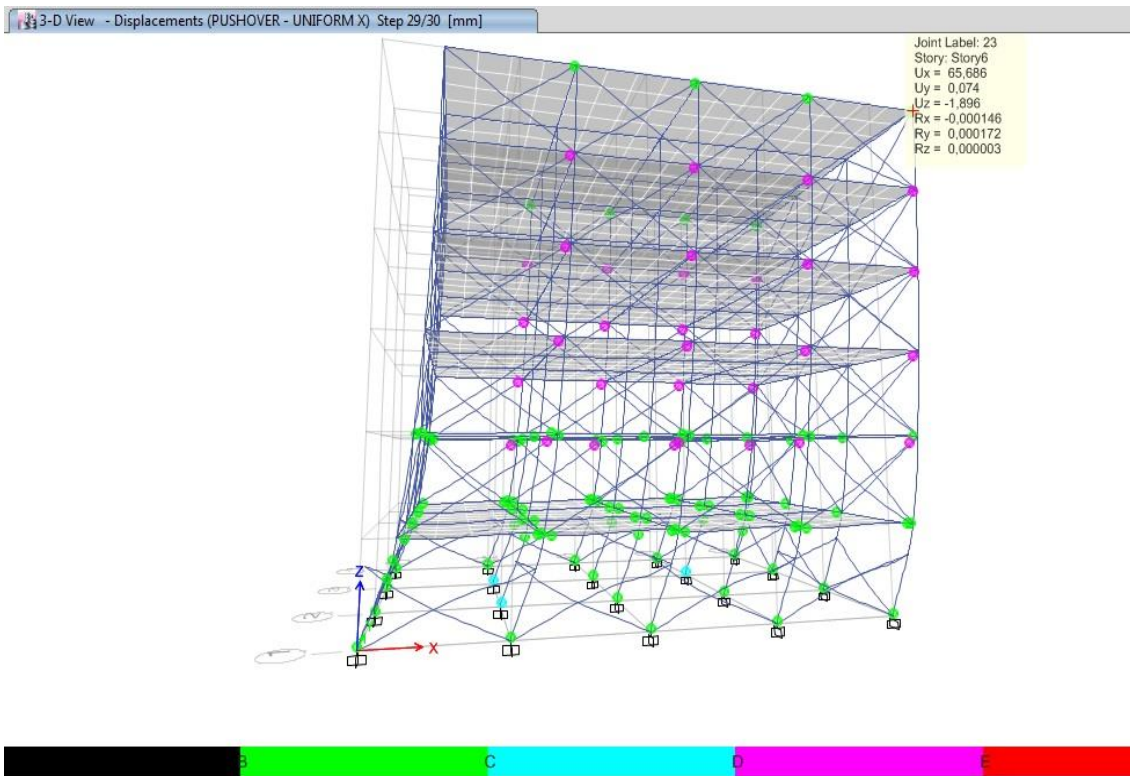
Στο Σχήμα 5.17 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο K09 κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x.

Στα Σχήμα 5.18 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το κτίριο K09 για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

Παρατηρούμε πως πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς ωστόσο να φτάνουν στην αστοχία.



Σχήμα 5.19 Καμπύλη αντίστασης του τοιχοπληρωμένου κτιρίου K10 με απουσία τοιχοποιίας στο 33% του ύψους του ισογείου κατά την ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.20 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα του κτιρίου K10 με απουσία τοιχοποιίας στο 33% του ύψους του ισόγειου για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

Στο Σχήμα 5.19 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο K10 κατά την τριγωνική κατανομή στη διεύθυνση x.

Στα Σχήμα 5.20 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το κτίριο K10 για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.

Παρατηρούμε πως πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα των χαμηλότερων ορόφων ενώ παρατηρούνται αστοχίες εξαιτίας των κοντών υποστυλωμάτων που οφείλονται στην τοιχοποιία μερικού ύψους στο ισόγειο.

Οι τοιχοπληρώσεις παρουσιάζουν μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή και η παρουσία τους μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, καθώς και τη σεισμική συμπεριφορά της. Όμως θα πρέπει να δοθεί μεγάλη προσοχή στην περίπτωση της πιλοτής καθώς η επίδρασή τους μπορεί να γίνει αρνητική με τη δημιουργία μαλακού ορόφου.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία αναλύεται η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μη κανονικών σε κάτοψη και όψη κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιλέχθηκαν δέκα κτίρια τα οποία προσομοιώθηκαν με το πρόγραμμα Etabs και πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές στατικές αναλύσεις υπό αυξανόμενης έντασης φορτία. Μετά την ολοκλήρωση των στατικών ανελαστικών αναλύσεων στα εξεταζόμενα κτίρια δόθηκε η δυνατότητα για μια εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους, και της επιρροής παραμέτρων στη συμπεριφορά τους όπως η μη ύπαρξη τοιχοποιίας (κανονικό κτίριο, κτίριο με το ψηλό ισόγειο, με την προσθήκη τριών τοιχωμάτων και με τις εσοχές), η ύπαρξη τοιχοποιίας πληρώσεως (πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο, με πιλοτή, απουσία τοιχοπληρώσεων σε ενδιάμεσο όροφο κ.α). Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Στο κανονικό κτίριο K01 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στις δοκούς του κτιρίου και σε λίγα υποστυλώματα, κυρίως στην βάση του κτιρίου, χωρίς ωστόσο να παρατηρείται αστοχία σε κανένα μέλος της κατασκευής.
- Στο κτίριο K02 με το ψηλό ισόγειο εμφανίζονται αστοχίες σε υποστυλώματα στο ισόγειο εξαιτίας της μη κανονικότητας καθ' ύψος.
- Στο κτίριο K03 με την προσθήκη τριών τοιχωμάτων δεν παρατηρείται καμία αστοχία μέλους.
- Στο κτίριο K04 με τις εσοχές παρατηρούνται αστοχίες σε υποστυλώματα του ισογείου.
- Στο πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο K05 παρατηρείται ότι πολλές τοιχοπληρώσεις έχουν ρηγματωθεί. Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς όμως να φτάσουν στην αστοχία.
- Στο κτίριο K06 με την πιλοτή στο ισόγειο παρατηρούμε ότι δημιουργείται μηχανισμός μαλακού ορόφου και πως πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώνονται στην πιλοτή κυρίως και εμφανίζονται αστοχίες σε υποστυλώματα του ισογείου, εξαιτίας της απουσίας τοιχοπληρώσεων.
- Στο κτίριο K07 με απουσία τοιχοπληρώσεων σε ενδιάμεσο όροφο παρατηρούμε ότι δημιουργείται μηχανισμός μαλακού ορόφου στον τρίτο όροφο εξαιτίας της απουσίας τοιχοπληρώσεων. Υπάρχει συγκέντρωση πλαστικών αρθρώσεων στον

τρίτο όροφο και παρατηρούνται και αστοχίες. Επίσης, πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις.

- Στο κτίριο K08 με απουσία τοιχοπληρώσεων από τη μια πλευρά του κτιρίου παρατηρούμε πως μερικές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς ωστόσο να φτάνουν στην αστοχία. Παρατηρούμε πως πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα των χαμηλότερων ορόφων ενώ παρατηρούνται αστοχίες εξαιτίας των κοντών υποστυλωμάτων που οφείλονται στην τοιχοποιία μερικού ύψους στο ισόγειο.
- Στο κτίριο K09 με απουσία τοιχοπληρώσεων από τις δύο πλευρές του κτιρίου παρατηρούμε πως μερικές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς ωστόσο να φτάνουν στην αστοχία.
- Στο κτίριο K10 με απουσία τοιχοποιίας στο 33% του ύψους του ισογείου παρατηρούμε πως πολλές τοιχοποιίες έχουν ρηγματωθεί και οι ρηγματώσεις συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα των χαμηλότερων ορόφων ενώ παρατηρούνται αστοχίες εξαιτίας των κοντών υποστυλωμάτων που οφείλονται στην τοιχοποιία μερικού ύψους στο ισόγειο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Alba F, Ayala AG, Bento R (2005) Seismic performance evaluation of plane frames regular and irregular in elevation. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Almazan JL, De la Llera JC (2003) Accidental torsion due to overturning in nominally symmetric structure isolated with FPS. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:919–948

Antoniou S, Pinho R (2004) Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *J Earthquake Eng* 8(5):643–661

Athanassiadou C, Bervanakis S (2005) Seismic behaviour of R/C buildings with setbacks designed to EC8. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Ayala AG, Perez R (2005) Performance based seismic design of asymmetric buildings. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Aziminejad A, Moghadam AS (2005) Performance of asymmetric single story buildings based on different configuration of center of mass, rigidity and resistance. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Bosco M, Ghersi A, Marino E, Rossi PP (2002) Effects of in elevation irregularity on the elastic seismic response of in-plan asymmetric buildings. In: Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2002

Castillo R, Paulay T, Carr AG (2002) Design concepts for ductile single mass asymmetric systems. In: Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2002

Chintanapakdee C, Chopra AK (2004) Evaluation of modal pushover analysis using vertically irregular frames. In: Proceedings of the 13th World conference on earthquake engineering, CD ROM. Vancouver, August 2004

Chopra AK, Goel GK (2002) A modal push over analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 31:561–582

Chopra AK, Goel GK (2004) A modal push over analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 33:903–927

Das S, Nau M (2013) Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings. *Earthq Spectra* 19:455–477

De-la-Colina J (2003) Assessment of design recommendations for torsionally unbalanced multistorey buildings. *Earthq Spectra* 19:47–66

De la Llera JC, Almazan JL (2013) An experimental study of nominally symmetric and asymmetric structures isolate with the FPS. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:891–918

De la Llera JC, Almazan JL, Vial IJ (2015) Torsional balance of plan asymmetric structures with frictional dampers: analytical results. *Earthq Eng Struct Dyn* 34:1089–1108

De Stefano M, Pintucchi B (2012) A model for analyzing inelastic seismic response of plan-irregular building structures. In: Proceedings of the 15th ASCE engineering mechanics conference, CD ROM. New York, June 2012

De Stefano M, Marino EM, Viti S (2005) Evaluation of second order effects on the seismic response of vertically irregular RC framed structures. In: Proceedings of the 4th

European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

De Stefano M, Marino EM, Rossi PP (2006) Effect of overstrength on the seismic behaviour of multi-storey regularly asymmetric buildings. *Bull Earthquake Eng* 4(1):23–42

Duan XN, ChandlerAM (1995) Seismic torsional response and design procedures for a class of setback frame buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 24:761–777

Dutta SC, Das PK (2002a) Inelastic seismic response of code-designed reinforced concrete asymmetric buildings with strength degradation. *Eng Struct* 24:1295–1314

Dutta SC, Das PK (2002b) Validity and applicability of two simple hysteresis models to assess progressive seismic damage in R/C asymmetric buildings. *J Sound Vibrat* 257:753–777

Fajfar P, Magliulo G, Marušić D, Peruš I (2002) Simplified non-linear analysis of asymmetric buildings. In: *Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2002*

Fajfar P, Marušić D, Perus I (2005) The extension of the N2 method to asymmetric buildings. In: *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2002*

Fernandez Davila VI, Cruz EF (2006) Parametric study of the non-linear seismic response of three-dimensional building models. *Eng Struct* 28:756–770

Fragiadakis M, Vamvatsikos D, Papadrakakis M (2005) Evaluation of the influence of vertical stiffness irregularities on the seismic response of a 9-story steel frame. In: *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005*

Gherzi A, Marino E, Rossi PP (2012) Analytical and numerical determination of the exact location of the optimum torsion axis. In: Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2012

Ghobarah A, Aziz TS, Mohammed HH (2005) Response of mass eccentric torsionally coupled primary– secondary system. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Goel RK (1998) Effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric-plan systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 27:125–141

Goel RK (2000) Seismic behaviour of asymmetric buildings with supplemental damping. *Earthq Eng Struct Dyn* 29:461–480

Goel RK, Booker CA (2011) Effects of supplemental viscous damping on inelastic seismic response of asymmetric systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 30:411–430

Heredia-Zavoni E, Machicao-Barrionuevo R (2004) Response to orthogonal components of ground motion and assessment of percentage combination rules. *Earthq Eng Struct Dyn* 33:271–284

Kappos AJ, Scott SG (1998) Seismic assessment of an R/C building with setbacks using nonlinear static and dynamic analysis procedures. In: Booth ED(ed) *Seismic design practice into the next century*. Balkema, Rotterdam

Κοσμόπουλος Α., (2005), «Αποτίμηση συμπεριφοράς και ενίσχυση μη κανονικών σε κάτοψη κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος», Διδακτορική Διατριβή, Πολυτεχνείο Πατρών

Khoury W, Rutenberg A, Levy R (2015) On the seismic response of asymmetric setback perimeter-frame structures. In: Proceedings of the 4th European workshop on the

seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Kilar V, Fajfar P (1997) Simple push-over analysis of asymmetric buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 26:233–249

Kilar V, Fajfar P (2002) Seismic analysis of eccentric R/C buildings by the N2 methods. In: Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2002

Kim J, Bang S (2002) Optimum distribution of added viscoelastic dampers for mitigation of torsional response of plan-wise asymmetric structures. *Eng Struct* 24:1257–1269

Lee H-S, KoD-W (2014) Seismic response of high-rise RC bearing-wall structures with irregularities at bottom stories. In: Proceedings of the 13th World conference on earthquake engineering, CD ROM. Vancouver, August 2004

Lee S, Son D, Kim J, Min KW (2004) Optimal design of viscoelastic dampers using eigenvalue assignment. *Earthq Eng Struct Dyn* 33:521–542

Lignos DG, Gantes CJ (2005) Seismic demands for steel braced frames with stiffness irregularities based on modal pushover analysis. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Lin WH, Chopra AK (2001) Understanding and predicting effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric one-storey systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 30:1475–1494

Lin WH, Chopra AK (2003a) Asymmetric one-storey with non linear viscous and viscoelastic dampers: earthquake response. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:555–577

Lin WH, Chopra AK (2003b) Asymmetric one-storey with non linear viscous and viscoelastic dampers: simplified analysis and supplemental damping design. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:579–596

Magliulo G, Ramasco R, Realfonzo R (2002) A critical review of seismic code provisions for vertically irregular frames. In: Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2002

Marušić D, Fajfar P (2005) On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation. *Earthq Eng Struct Dyn* 34:943–963

Myslimaj B, Tso WK (2005) A design-oriented approach to strength distribution in single story asymmetric systems with elements having strength-dependent stiffness. *Earthq Spectra* 21:197–212

Moghadam AS, Tso WK (2000) Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-story buildings. In: Proceedings of the 12th World conference on earthquake engineering, CD ROM. Auckland, New Zealand, February 2000

Murnal P, Sinha R (2004) Behaviour of torsionally coupled structures with variable frequency pendulum isolator. *J Struct Eng* 130(7):1041–1054

Νάκης Β. (2011). “Ανελαστική συμπεριφορά συστημάτων με στρεπτική απόκριση για σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου”, Μεταπτυχιακή Διατριβή Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

Negro P, Mola E, Gutierrez E (2005) Application of the Karhunen–Loewe method to the analysis of the results of a PSD test on a torsionally unbalanced three-storey R/C building. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Paulay T (2002) An estimation of displacement limits for ductile systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 31:583–599

Penelis GrG, Kappos AJ (2005) Inelastic torsion effects in 3D pushover analysis of buildings. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Peruš I, Fajfar P (2002) On inelastic seismic response of asymmetric single-storey structures under bi-axial excitation. In: Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Florence, September 2002

Peruš I, Fajfar P (2005) On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation. *Earthq Eng Struct Dyn* 34:931–941

Pettinga D, Pampanin S, Christopoulos C, Priestley MJN (2005) Effects of irregularities on the residual displacements of structures subjected to inelastic torsional response. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Pinho R, Antoniou S (2005) A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Pintucchi B, De Stefano M, Gasparini G, Silvestri S, Trombetti T (2005) Numerical verification of the effectiveness of the “alpha method” for the estimation of the maximum rotational response of eccentric systems. In Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Ψυχάρης Ι., “Σημειώσεις Μαθήματος Αντισεισμικής Τεχνολογίας 2», Αθήνα, ΕΜΠ, 2007

Reinhorn AM, Kusumastuti D, Rutenberg A (2005) Seismic response of irregular frame structures near collapse: experimental and analytical investigation. In: Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, CD ROM. Thessaloniki, August 2005

Romão X, Costa A, Delgado R (2004) Seismic behaviour of reinforced concrete frames with setbacks. In: Proceedings of the 13th World conference on earthquake engineering, CD ROM. Vancouver, August 2004

Rutenberg A (2002) EAEE Task Group (TG) 8: behaviour and irregular and complex structures—progress since 1998. In: Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, CD ROM. London, September 2002

Ryan KL, Chopra AK (2004) Estimation of seismic demands on isolators in asymmetric buildings using non-linear analysis. *Earthq Eng Struct Dyn* 33:395–418

Shakib H, Fuladgar A (2003) Effect of vertical component of earthquake on the response of pure-friction base-isolated asymmetric buildings. *Eng Struct* 25:1841–1850

Singh MP, Singh S, Moreschi LM (2002) Tuned mass dampers for response control of torsional buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 31:749–769

Stathopoulos KG, Anagnostopoulos SA (2002) Inelastic earthquake induced torsion in buildings: results and conclusions from realistic models. In: Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, CD ROM. London, September 2002

Stathopoulos KG, Anagnostopoulos SA (2003) Inelastic earthquake response of single-story asymmetric buildings: an assessment of simplified shear-beam models. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:1813–1831

Stathopoulos KG, Anagnostopoulos SA (2005) Inelastic torsion of multi-storey buildings under earthquake excitations. *Earthq Eng Struct Dyn* 34:1449–1465

Sommer A, Bachmann H (2005) Seismic behaviour of asymmetric RC wall buildings: principles and new deformation-based design methods. *Earthq Eng Struct Dyn* 34:101–124

Tena-Colunga A (2004) Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code. In: *Proceedings of the 13th World conference on earthquake engineering*, CD ROM. Vancouver, August 2004

Tena-Colunga A, Gomez-Soberon L (2002) Torsional response of base-isolated structures due to the asymmetries in the superstructure. *Eng Struct* 24:1587–1599

Tena-Colunga A, Zambrana-Rojas C (2006) Dynamic torsional amplifications of base-isolated structures with an eccentric isolation system. *Eng Struct* 28:72–83

Tremblay R, Poncet L (2005) Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity. *J Struct Eng* 131:1363–1375

Trombetti TL, Conte JP (2005) New insight into a simplified approach to seismic analysis of torsionally coupled one-story, elastic systems. *J Sound Vibrat* 286:265–312

Tso WK, Moghadam AS (1997) Seismic response of asymmetrical buildings using push-over analysis. In: *Proceedings of workshop on seismic design methodologies for the next generation of codes*. Balkema, Rotterdam

Tso WK, Myslimaj B (2002) Effect of strength distribution on the inelastic torsional response of asymmetric structural systems. In: *Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering*, CD ROM. London, September 2002

Tso WK, Myslimaj B (2003) A yield displacement distribution-based approach for strength assignment to lateral force-resisting elements having strength dependent stiffness. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:2319–2331

Τζίμας Α. (2013) “ Νέα υβριδική μέθοδος δυνάμεων / μετατοπίσεων αντισεισμικού σχεδιασμού χωρικών μεταλλικών κατασκευών“ Διδακτορική Διατριβή, Πολυτεχνείο Πατρών

Wang J, Lin C (2005) Seismic performances of multiple tuned mass dampers for soil-irregular building interaction systems. *Int J Solids Struct* 42:5536–5554

Yoshida O, Dyke SJ, Giacomini LM, Truman KZ (2003) Experimental verification on torsional response control of asymmetric buildings using MR dampers. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:2085–2105

Repapis, C., Vintzileou, E. and Zeris, C. (2004). “Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC buildings: I. Suggested Methodology,” accepted for publication, *Jrnl of Earthqu. Eng.*

Repapis, C., Zeris, C. and E. Vintzileou E. (2004). “Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC buildings: II. A Case Study for Irregular Buildings,” accepted for publication, *Jrnl of Earthqu. Eng.*

Zeris C., Vitzilaiou E, C. Repapis (2006) Seismic performance of existing irregular buildings