



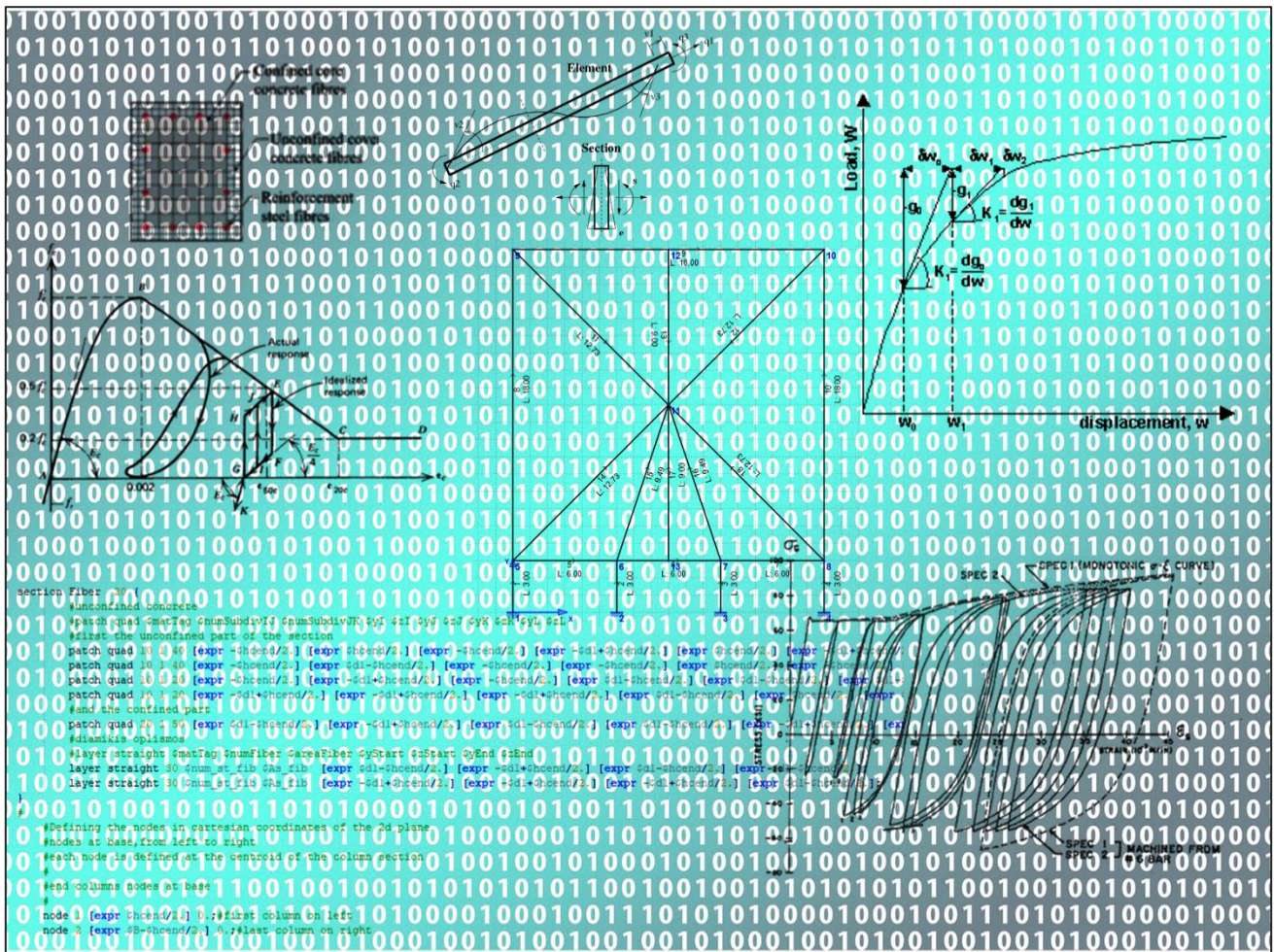
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟ ΤΥΠΙΚΩΝ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΠΛΟΤΗ



ΠΑΠΑΓΕΩΡΓΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΧΡΗΣΤΟΣ ΖΕΡΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2024

Και οι αλήθειες σου θα σέρνονται
στο πάτωμα γυμνές

«Λίγα» Ευχαριστώ

Ευχαριστώ τους γονείς μου για την αγάπη , την αμέριστη στήριξη και συμπαράστασή τους. Ευχαριστώ την αδερφή μου για την ανταγωνιστικότητά της.

Ευχαριστώ θερμά τον καθηγητή μου κύριο Χρήστο Ζέρη για την εξαιρετική ευκαιρία που μου έδωσε να μελετήσω το θέμα , να προβληματιστώ και να εμβαθύνω τις γνώσεις μου.

Περίληψη

Η κλασική μονοβάθμια Pushover ,που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό, αδυνατεί να περιγράψει την ακριβή κατάσταση των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα υποστυλώματα ενός κτιρίου με πιλοτή, όταν αυτό αποκρίνεται στον λικνισμό κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει το χαρακτηρισμό ερευνητικής , καθώς μελετάει την απόκριση μοντελικών κτιρίων με πιλοτή , με τη συμβολή του λικνισμού , υπό στατική ανελαστική ανάλυση στο OpenSees. Καταστρώνονται 3 τύποι κτιρίων , που προσεγγίζουν τις πολύωρφες πολυκατοικίες , και γίνονται 3 διαφορετικές αναλύσεις, μια κλασική Pushover , μια δεύτερη Pushover όπου το κτίριο εκτός από οριζόντια μπορεί να αποκριθεί και λικνιστικά (περί τον άξονα z) και τρίτον , μια ανάλυση Rollover όπου το κτίριο μπορεί να αποκριθεί λικνιστικά αλλά και κατακόρυφα(κατά τον άξονα y) .

Στο πρώτο κεφάλαιο περιγράφονται κάποιες εισαγωγικές έννοιες σε συνδυασμό με παραδείγματα παθολογίας των κτιρίων με πιλοτή . Στο δεύτερο κεφάλαιο αναφέρεται ένα σύντομο ιστορικό προηγούμενων ερευνών , που οδηγούν στην διαδικασία που ακολουθείται στην παρούσα εργασία. Στο κεφάλαιο 3 γίνεται παραμετροποίηση του προβλήματος στο OpenSees ,ενώ αναφέρεται εκτενώς η διαδικασία του προγραμματισμού. Στο κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τη βοήθεια του MATLAB και ο σχολιασμός τους. Τέλος στο κεφάλαιο 5 συγκεντρώνονται τα συμπεράσματα της μελέτης και προτείνονται νέες παράμετροι για το πρόβλημα .

Abstract

The classic conventional Single Degree of Freedom Analysis, normally used in design, also known as Pushover method, fails to describe the redistribution of the internal forces that are acting in the columns of a pilotis building, while responding to rocking under seismic base excitation. This diploma thesis could be characterized as research, since it examines the response of specialized model buildings upon pilotis, with the contribution of rocking, under static inelastic analysis with programming in OpenSees. Three types of structures are organized, approaching the type of the multi-story apartment (rigid-block) type which is normally constructed in Greece. Three methods of plain analyses are under review. A classic single degree of freedom Pushover, a second Pushover but this time the building has the ability to respond also to rocking (namely to rotation about z axis), and thirdly a Rollover analysis in which the building has the ability to respond both to rocking and the vertical direction.

In the 1st chapter the case of the soft story mechanism is found, along with building pathology examples. In the 2nd chapter a sort record of previous researches is imported, upon which the analysis procedure herein is based on. In the 3rd chapter the models are inserted, the steps of coding and the problem formulation in OpenSees are developed. In the 4th chapter the results derived from the program are commented and illustrated with the help of MATLAB programming. Finally, in the 5th chapter the conclusion of the analysis is written and new parameters which can be included in the problem are submitted.

Πίνακας Περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	1
1.1 Πρόλογος	1
1.2 Εισαγωγικές Έννοιες	2
1.3 Παθολογία Κατασκευών	3
Κεφάλαιο 2	7
2.1 Εισαγωγή στη μελέτη της Δικνιστικής Κίνησης	7
2.2 Δικνισμός σε κτίρια με Πιλοτές	8
2.3 Η μέθοδος των Ινών	10
2.4 Λάθη στην Ανάλυση με τη μέθοδο των Μετακινήσεων	13
2.5 Εφαρμογή της Μεθόδου Ευκαμψίας σε κτίριο με Πιλοτή	14
Κεφάλαιο 3	17
3.1 Σκοπός της έρευνας	17
3.1.2 Θεμελίωση του μοντέλου μελέτης	17
3.2 Μετατροπή του προβλήματος σε κώδικα	22
3.2.1 Μέρος Πρώτο – Παραμετροποίηση του Μοντέλου στη γλώσσα Προγραμματισμού Tcl	22
3.2.2 Μέρος Δεύτερο – Εισαγωγή του μοντέλου στην ανάλυση με το OpenSees.	29
3.2.3 Μέρος Τρίτο - Ανάλυση με το OpenSees	45
Κεφάλαιο 4	51
4.1 Αποτελέσματα Ανάλυσης και Σχολιασμός	51
4.1.1 Διαγράμματα Pushover, Rollover	51
4.1.2 Διαγράμματα Ροπών	56
4.1.3 Διαγράμματα Αξονικών	65
4.1.4 Καμπυλότητα	71
4.1.5 Πλαστική Στροφή	78
4.1.6 Παραμόρφωση Ακραίας Θλιβόμενης Ίνας Σκυροδέματος	85
4.1.8 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης	97
Κεφάλαιο 5	107
5.1 Συμπεράσματα	107
5.2 Επίλογος	111
Πηγές	113

Κεφάλαιο 1

1.1 Πρόλογος

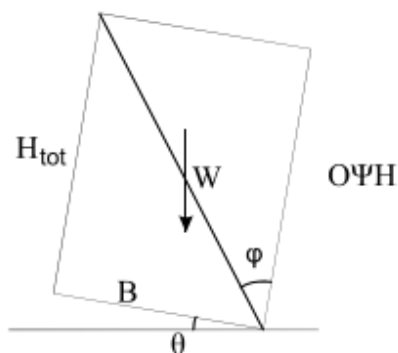
Σε κτίρια με πιλοτές , με έναν εύκαμπτο ισόγειο όροφο απουσία τοιχοπληρώσεων , ύστερα από έναν ισχυρό σεισμό, έχουν πολλές φορές παρατηρηθεί βλάβες στα υποστυλώματα , που άλλες φορές οι βλάβες να είναι επανορθώσιμες ιδιαίτερα για κατασκευές που ακολουθούν πιο πρόσφατους κανονισμούς. Άλλες φορές όμως, ιδιαίτερα για παλαιότερες κατασκευές, οι βλάβες αυτές μπορεί να είναι σοβαρότερες με συνέπεια να είναι ανεπανόρθωτες , να έχουμε τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων ,την δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου ή ακόμα και την πλήρη κατάρρευση .

Όπως αναφέρεται στα έντυπα Προσεισμικού Ελέγχου του ΟΑΣΠ, με τον όρο μαλακός όροφος νοείται ο όροφος που παρουσιάζει σημαντικά μειωμένη δυσκαμψία ή αντοχή σε οριζόντια φορτία σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους του κτιρίου.

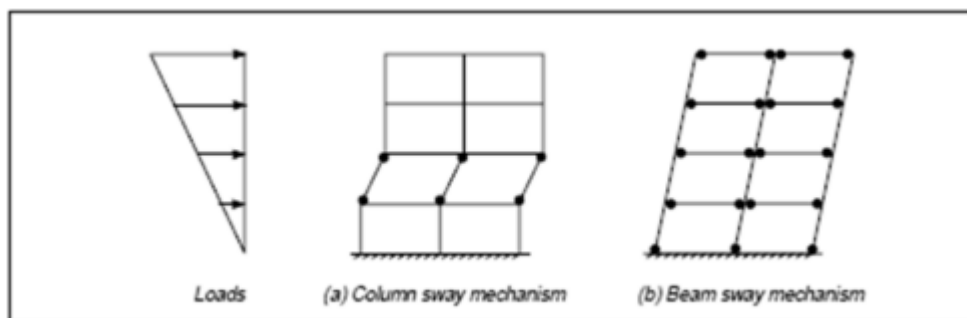
Το ερώτημα είναι τι γίνεται όταν η οριζόντια απόκριση μιας κατασκευής μπορεί να συνυπάρξει με τη λίκνιση , ή και όταν η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού μπορεί επίσης να συνυπάρξει με το λικνισμό.

Τι είναι όμως λικνισμός; Συνοπτικά η απάντηση θα μπορούσε να δοθεί ως εξής. Όταν ένα σώμα το οποίο εδράζεται σε οριζόντια και άκαμπτη επιφάνεια υποβάλλεται σε σεισμικές δονήσεις, μπορεί να παραμείνει σε ακινησία εφόσον οι δονήσεις δεν είναι μεγάλες. Αντίθετα όταν οι δονήσεις αυτές γίνουν αρκετά μεγάλες το σώμα μπορεί να αρχίσει να λικνίζεται ,να ολισθαίνει , να αναπηδά ή να ξεκινήσει έναν συνδυασμό των παραπάνω και τελικά να ανατραπεί.

Από τα συμφοραζόμενα μπορούμε να καταλάβουμε ότι ο λικνισμός έχει περισσότερη έννοια για σεισμούς κοντινού πεδίου.



εικ.1 Περιγραφή λικνιστικής κίνησης συμπαγούς μάζας



εικ.2 Γραμμική κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος α) μηχανισμός μαλακού ορόφου με βλάβες συγκεντρωμένες σε έναν όροφο και β) αποφυγή μαλακού ορόφου με βλάβες κατανομημένες στις κρίσιμες περιοχές

1.2 Εισαγωγικές Έννοιες

Η λέξη πιλοτή σαν έννοια ορίζεται ως ο ελεύθερος χώρος που σχηματίζεται στο ισόγειο ενός κτιρίου από τις κολώνες που το συγκρατούν. Ο όρος ελεύθερος σημαίνει προσβάσιμος δηλαδή χωρίς την παρουσία περιμετρικών τοίχων.

Η χρήση της πιλοτής ως τεχνική αρχικά συναντάται στις καλύβες των ψαράδων στην Ασία και την Σκανδιναβία. Η αρχιτεκτονική σύνθεση της πιλοτής προήλθε από τον Γάλλο αρχιτέκτονα Le Corbusier με την κατασκευή της βίλας Savoye το 1929, με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Μια παρόμοια κατασκευή με το όνομα Homewood περίπου την ίδια εποχή κατασκευάστηκε από τον Άγγλο αρχιτέκτονα Patrick Gwynne. Η αρχική σύλληψη της ιδέας ήταν να σηκωθεί το κτίριο από το έδαφος πετυχαίνοντας με αυτόν τον τρόπο τον καλύτερο αερισμό της κατασκευής και αφετέρου να δώσει την αίσθηση ελευθερίας του εδάφους και του περιβάλλοντος χώρου στην τοιχοποιία.



εικ.1 καλύβες ψαράδων Φιλιππίνες



εικ.2 βίλα Savoye (1)

Και ενώ αρχικά η χρήση της προορίζονταν αποκλειστικά για μονοκατοικίες δηλαδή για έναν όροφο ως μια αρχιτεκτονική παρέμβαση, σταδιακά επεκτάθηκε και σε πολυώροφες κατασκευές.

Η ιδέα της χρήσης της πιλοτής ως κοινόχρηστου χώρου ήρθε με την διάδοση της κατασκευής της στις μεγαλουπόλεις. Έτσι η πιλοτή χρησιμοποιήθηκε σε ψηλά κτίρια που στεγάζονταν γραφεία εταιρειών, πανεπιστημιακών μονάδων αλλά κυρίως σε κτίρια κατοικιών, τις γνωστές πολυκατοικίες.

Όπως διαβάζουμε στην ελληνική ηλεκτρονική εγκυκλοπαίδεια (Wikipedia), η πολυκατοικία είναι ένα κτίριο με πάνω από 3 ορόφους το οποίο χρησιμεύει για την κατοικία περισσότερων από μια οικογενειών. Φυσικά και δεν περιορίζεται στην στέγαση αποκλειστικά των οικογενειών, ενώ το πλήθος των διαμερισμάτων μπορεί να έχει και άλλη χρήση. Γενικότερα όμως σήμερα όταν αναφερόμαστε στη λέξη πολυκατοικία εννοούμε ένα ψηλό κτίριο που απαρτίζεται από διαμερίσματα για την στέγαση των ανθρώπων.

Η αρχιτεκτονική παρέμβαση της πιλοτής στις πολυκατοικίες εξυπηρετεί τους ενοίκους παρέχοντας θέσεις πάρκινγκ. Ακόμη μια άλλη χρήση της που συναντάται συχνά είναι η στέγαση καταστημάτων στον χώρο της αφού διευκολύνουν τα ανοιχτά πλαίσια καθώς με την προσθήκη υαλοπινάκων μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως βιτρίνες. Αυτός ο τύπος των κατασκευών καθιστά τους υπολογισμούς για τις πιλοτές πιο

πολύπλοκους από μια μονοκατοικία αφού όπως είναι κατανοητό τα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία είναι σαφώς μεγαλύτερα όπως και η αδρανειακή μάζα που καλούνται να παραλάβουν τα υποστυλώματα κατά την διάρκεια ενός σεισμού.

Ωστόσο, η επέκταση της χρήσης της πιλοτής σε χώρες με έντονη σεισμική δραστηριότητα, όπως και η χώρα μας, δεν άργησε να φέρει τα πρώτα αρνητικά αποτελέσματα και προβληματισμούς γύρω από την ορθή κατασκευή της.

Συχνά αυτού του είδους οι κατασκευές, ύστερα από έναν ισχυρό σεισμό, οδήγησαν σε ανεπανόρθωτες βλάβες όπως σε μηχανισμό μαλακού ορόφου. Και ενώ οι μηχανικοί ακολουθούσαν στην πλειονότητα τους εσφαλμένα ή μη, τους εκάστοτε κανονισμούς, πάντοτε υπήρχαν αστοχίες στις μελέτες και τους υπολογισμούς που εφαρμόζονταν.

Ο κλάδος της παθολογίας των κατασκευών, που ακολουθεί τη ρήση «αν δεν πάθεις δεν θα μάθεις» εμβαθύνει με έναν πρακτικό τρόπο στο γνωστικό αντικείμενο. Οι αυτοψίες και οι μετασεισμικοί έλεγχοι βοήθησαν και βοηθούν στον επανασχεδιασμό, την επανεξέταση και τον ορισμό νέων κανονιστικών διατάξεων από συνθήκες ή φαινόμενα που έχουν αμεληθεί σε προηγούμενες μελέτες.

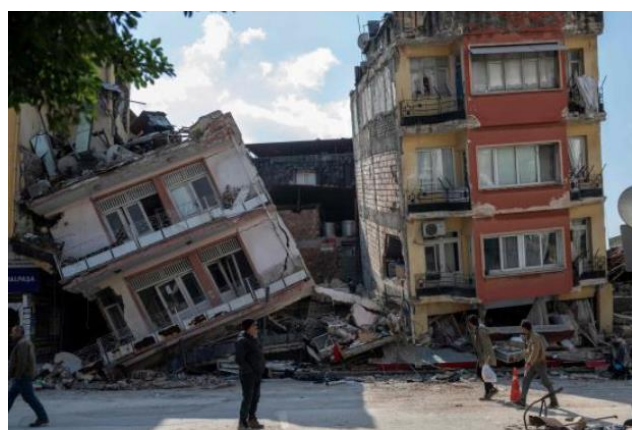
1.3 Παθολογία Κατασκευών

Τα κτίρια με πιλοτές είναι κατασκευές που χαρακτηρίζονται από μη κανονικότητα μαζών και δυσκαμψιών καθ' ύψος. Οι τοιχοπληρώσεις των ανώτερων ορόφων θεωρείται κατά τον σχεδιασμό ότι συνεισφέρουν σε μάζα και όχι σε δυσκαμψία γι' αυτό και δεν λαμβάνονται υπόψη. Όμως όπως έχει αποδειχτεί στην πράξη τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια αυξάνουν πολύ την δυσκαμψία τους κατά την σεισμική διέγερση, με αποτέλεσμα όλες οι βλάβες να συγκεντρώνονται στα υποστυλώματα της πιλοτής και η υπόλοιπη κατασκευή να μην παθαίνει τίποτε.

Η μη συμμόρφωση με τους κανονισμούς, ή για τις παλαιότερες κατασκευές η έλλειψη κανονισμών είναι τα κύρια αίτια εμφάνισης βλαβών και καταρρεύσεων στα κτίρια με πιλοτές.



εικ.3 Κατάρρευση μαλακού ορόφου
(Kahramanmaraş Τουρκία 2023) φωτ. Guardian



εικ.4 Κατάρρευση μαλακού ορόφου
(Hatay, Τουρκία 2023) φωτ. AFP



εικ.5 Κατάρρευση ,μηχανισμός μαλακού ορόφου(Μεξικό)
Μεξικό ,2017 φωτ. AFP



εικ.6 Βλάβες στα υποστυλώματα πιλοτής
Μεξικό ,2017 φωτ. Pablo Heresi



εικ.7 Κατάρρευση , μηχανισμός μαλακού ορόφου
Αθήνα 1999,φωτ. Eurokinissi



εικ.8 Κατάρρευση , μηχανισμός μαλακού ορόφου
Αθήνα 1999 ,φωτ. Eurokinissi

Στον σεισμό της Τουρκίας το 2023 , διαπιστώθηκαν πολλά λάθη και παραλείψεις όπως απώλεια περίσφιξης και επαρκείς αγκυρώσεις για τα υποστυλώματα, υποβάθμιση των

σεισμικών απαιτήσεων ,κακής ποιότητας υλικά ,καθώς επίσης φτωχές και ασαφείς γεωτεχνικές μελέτες για την θεμελίωση των κατασκευών.

Σε έρευνες αναφέρεται ότι το 80% των κτιρίων με πιλοτή στην Τουρκία είχαν διαμόρφωση μαλακού ορόφου, γεγονός που καθιστά την ασφάλεια των πολιτών ιδιαίτερα ανησυχητική .

Ύστερα από έναν πολύ ισχυρό σεισμό που έπληξε την πόλη του Μεξικό το 2017(Puebla 2017) διαπιστώθηκε ότι η ελλιπής περίσφιξη των υποστυλωμάτων του ισόγειου ήταν ο καθοριστικός παράγοντας για την δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου. Αντίθετα σε κάποιες κατασκευές με περίσφιξη οι οποίες υπέστησαν μεγάλες σχετικές μετακινήσεις πιλοτής και ανωδομής, δημιουργήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις στις κορυφές των υποστυλωμάτων με λυγισμό των διαμήκων ράβδων εξαιτίας της μεγάλης αξονικής που πιθανότατα επιβαρύνθηκε επιπρόσθετα και με το λικνισμό καθώς και πλήρη αστοχία του πυρήνα του σκυροδέματος. Όσον αφορά τις παραμορφώσεις της ανωδομής δεν ήταν λίγες οι περιπτώσεις που αυτή συμπεριφέρθηκε ελαστικά δηλαδή ανέπτυξε κίνηση στερεού σώματος, αφήνοντας όλες τις βλάβες να συγκεντρωθούν στα υποστυλώματα της πιλοτής.εικ.5-6 Επιπλέον κτίρια με πιλοτές που είχαν κατασκευαστεί σε διασταυρώσεις δρόμων με υαλοπίνακες που έβλεπαν και στους δύο δρόμους παρουσίασαν μια μεγάλη μη κανονικότητα δυσκαμψιών η οποία οδήγησε σε φαινόμενα στρέψης.

Στη χώρα μας, μόλις το 1971 θεσπίστηκε και τέθηκε σε άμεση εφαρμογή η προσθήκη ενός ακόμη ορόφου υπό την μορφή ενός κοινόχρηστου ανοιχτού χώρου , χωρίς δηλαδή τις διαχωριστικές τοιχοποιίες στο ισόγειο . Σύμφωνα με μελέτες οι πιλοτές σε κτίρια πριν το 1971 έχουν κατασκευαστεί αυθαίρετα και εκ των υστέρων μετά την κατεδάφιση διαχωριστικών ή ακόμη και φερουσών εξωτερικών και εσωτερικών τοιχοποιιών , ενώ στα κτίρια που ακολούθησαν μετά το 1971 χτίστηκαν νόμιμα μεν, αλλά αγνοώντας τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Ο ισχυρός σεισμός του 1999 (Πάρνηθα 1999) , έφερε στο φως πολλά παραδείγματα αστοχιών και καταρρεύσεων λόγω μηχανισμού μαλακού ορόφου, ειδικότερα για τις κατασκευές με πιλοτή που κατασκευάστηκαν πριν την εφαρμογή του ισχύοντος τότε ΓΟΚ 1985.εικ 7-8



εικ.9&10 τυπικό κτίριο με πιλοτή ως χώρο στάθμευσης, Αθήνα (φωτ.Γιώργος Παπαγεωργίου)



Κεφάλαιο 2

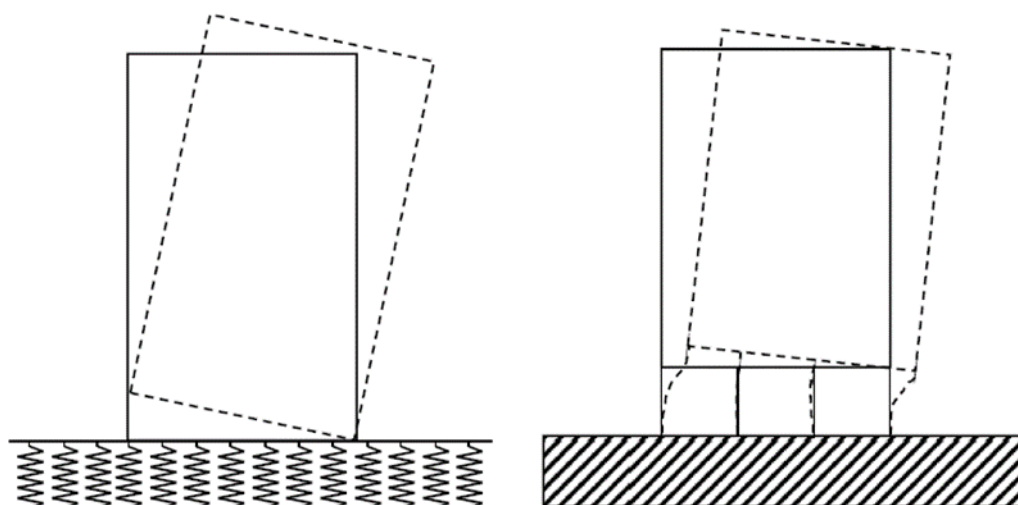
2.1 Εισαγωγή στη μελέτη της Λικνιστικής Κίνησης

Πρώτος ο Housner το 1963 ερεύνησε την ανατροπή από την ισορροπία των άκαμπτων συμπαγών σωμάτων . Ορμώμενος από αυτήν την μελέτη ο Ψυχάρης το 1983 ανέπτυξε ένα μαθηματικό μοντέλο ενός άκαμπτου λικνιζόμενου συμπαγούς σώματος σε ένα μικρής έντασης θεμέλιο με ανασήκωμα . Την ίδια περίοδο ο Aslam ερεύνησε πειραματικά και αριθμητικά τα άκαμπτα λικνιζόμενα συστήματα με ανασήκωμα θεμελίου ποσοτικοποιώντας τις φυσικές παραμέτρους που διέπουν το πρόβλημα . Επίσης την ίδια περίοδο το 1984 ο Yim έκανε στοχαστική ανάλυση σε ένα συμπαγές και άκαμπτο λικνιζόμενο σώμα με μικρής έντασης άκαμπτη βάση και ανέπτυξε ένα φάσμα ανελαστικής απόκρισης για αυτούς τους τύπους άκαμπτων ταλαντωτών. Αρκετά αργότερα οι Μακρής και Zhang το 2001 μελέτησαν ένα μοντέλο λικνιζόμενου ταλαντωτή που υποβλήθηκε σε κοντινού πεδίου ημιτονικούς παλμούς με έναν κατακόρυφο αναστολέα(αγκύριο) που διέρρεε στα άκρα και στον οποίο επιτρέπονταν το ανασήκωμα . Κατέληξαν στο ότι υπάρχει ένας σχετικός εξαναγκασμός στην εξάρτηση του συστήματος, στην απόκριση που επηρεάζει την σταθερότητα του συμπαγούς σώματος και στο αγκύριο που χρησιμοποιείται για να εξαναγκάσει μια τέτοια αναστολή . Επίσης κατέληξαν σε μια ενδιαφέρουσα άποψη ότι υπάρχει μια συχνοτική παράμετρος που κυριαρχεί και εμπλέκεται τόσο στην μέγιστη λικνιστική απόκριση όσο και στην έναρξη αστάθειας του συμπαγούς σώματος. Λίγο αργότερα το 2003 οι Μακρής και Κωνσταντινίδης έδειξαν ότι η προσέγγιση του παραδοσιακού μονοβάθμιου ταλαντωτή ίσως είναι συντηρητική για τα λικνιζόμενα σώματα .Έπειτα από την μαθηματική διατύπωση των λικνιστικών φασματικών εξισώσεων , βελτίωσαν τα όρια της ανατροπής από την ισορροπία των άκαμπτων λικνιζόμενων ταλαντωτών σε βάσεις με μικρή αντίσταση στο ανασήκωμα, οι οποίες επιτρέπεται να ανατραπούν ή και να σταθεροποιηθούν υπό την μοναδική δράση του ίδιου τους του βάρους.

Ο Palmeri το 2008(Palmeri et. al) , επέκτεινε τη μελέτη του ελεύθερου σε μετακινήσεις συμπαγούς σώματος λαμβάνοντας υπόψη ότι το λικνιζόμενο συμπαγές σώμα εδράζεται σε δυο κατακόρυφα βισκοελαστικά ελατήρια τα οποία κατά την λίκνιση συγκρούονται με την ανωδομή και μεταφέρουν ενέργεια στην θεμελίωση. Η ενέργεια αυτή ανακτάται όταν πλέον το σώμα επιστρέφει στην αρχική του θέση με την αποσυμπίεση του ελατηρίου.

Οι μελέτες αυτής της συγκεκριμένης κατηγορίας των δομικών ταλαντωτών έχουν δείξει την σημασία του λικνισμού στην δυναμική μετατοπισιακή απόκριση και την σταθερότητα της άκαμπτης ανωδομής , με μια πρωταρχική επιρροή που σημειώθηκε στο εύρος των μικρών ιδιοπεριόδων. Οι κρίσιμες παράμετροι για το ανασήκωμα του συμπαγούς σώματος που εδράζεται στα ελατήρια ,είναι το περιεχόμενο της συχνότητας διέγερσης , η λυγηρότητα του σώματος δηλαδή ο λόγος ύψος/πλάτος H/B ή εναλλακτικά το τόξο εφαπτομένης της μισής διαγωνίου του συμπαγούς σώματος γνωστή και ως ραδιότητα $\tau = B/H$ ([εικ.1 κεφ.1](#)) και η χαρακτηριστική συχνότητα του λικνιζόμενου σώματος p , η οποία αποτελεί παράγοντα των συμπαγών σωμάτων τα οποία μπορούν να ανασηκωθούν. Το ενδιαφέρον χαρακτηριστικό αυτής της ανάλυσης ήταν ότι βασιζόμενοι στο ίδιο βάρος αποκλειστικά για σταθερότητα το ανασήκωμα των θεμελίων έχει έναν επωφελή ρόλο εφόσον η καθολική αστάθεια λόγω αναταροπής αμελείται. Σε αυτήν την περίπτωση , η παρουσία του ανασηκώματος μειώνει την παραμόρφωση λόγω μετατόπισης σε σύγκριση με αυτήν ενός σώματος σε

σταθερή βάση όπως διέκρινε ο Αποστόλου το 2007 (Apostolou et al.). Ο Jain είχε αναπτύξει ένα ελαστικό μοντέλο για αυτού του τύπου τις κατασκευές με κατανεμημένη μάζα και ένα εύκαμπτο και διατμητικό οριζόντιο διάφραγμα και ιδιότητες κατακόρυφων τοίχων. (Jain et al. 1984).



εικ. 1 α) θεώρηση λικνιστικής συμπεριφοράς συμπαγούς σώματος, πάνω σε ελατήρια Winkler β) λίκνιση συμπαγούς ανωδομής σε έναν πιο εύκαμπτο ισόγειο όροφο. (7)

Αντίθετα με το διαδραστικό μοντέλου θεμελίου κατασκευής, η δυναμική μιας συζευγμένης απόκρισης οριζόντιας μετατόπισης και λικνισμού μιας άκαμπτης ανωδομής εδρασμένης πάνω σε έναν πολύ μαλακότερο όροφο έχει λάβει πολύ μικρότερη προσοχή παρ' ότι έχουν παρατηρηθεί καταρρεύσεις τέτοιων κατασκευών.

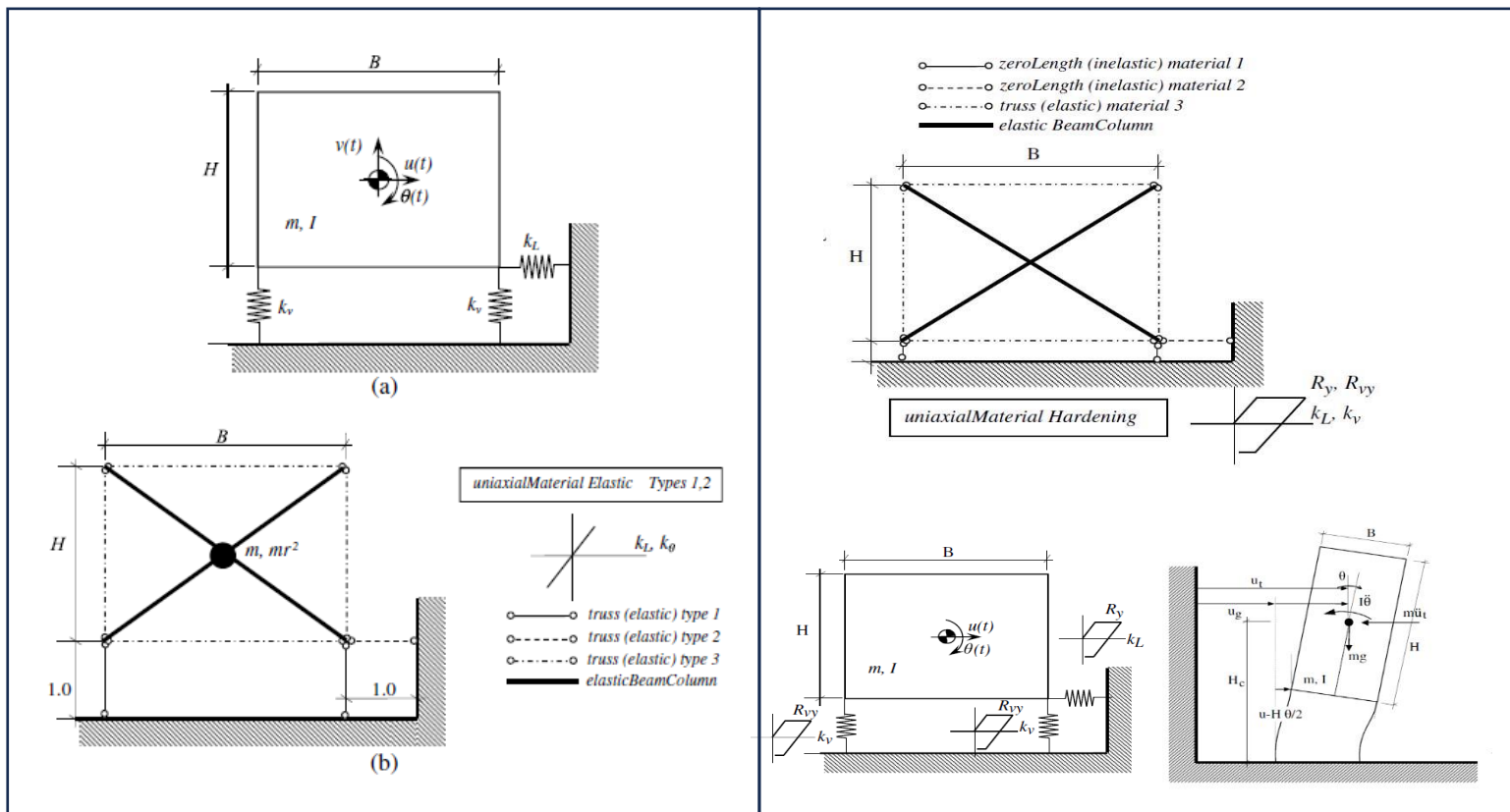
2.2 Λικνισμός σε κτίρια με Πιλοτές

Ο καθηγητής του ΕΜΠ, Χρήστος Ζέρης κατασκεύασε ένα εξιδανικευμένο κτίριο με πιλοτή και μελέτησε την απόκριση του σε δύο ερευνητικές εργασίες. Η πρώτη αφορούσε την ελαστική απόκριση της κατασκευής (Seismic Performance of Rocking Oscillators on a Soft Story : Elastic Response, Zeri 2014) και η δεύτερη την ανελαστική. (Seismic Performance of Rocking Oscillators on a Soft Story : Inelastic Response, Zeri & Scodreggio 2019).

Και οι δύο μελέτες έγιναν με προγραμματισμό στον OpenSees όπως και η παρούσα εργασία, λαμβάνοντας υπόψη και κατά συνέπεια χρησιμοποιώντας διαφορετικές παραμέτρους τις οποίες προσφέρει η μοντελοποίηση με το πρόγραμμα, ενώ η ανάλυση ήταν επίπεδη.

Όμως το βασικό μοντέλο παρέμεινε το ίδιο. Πέντε κόμβοι ορίστηκαν για την θεμελίωση της ανωδομής, εκ των οποίων οι τέσσερις ήταν περιμετρικοί και ένας στο μέσον που προσομοιώνει το Κέντρο Μάζας (ΚΜ) της ανωδομής. Οι κόμβοι που σχηματίστηκαν περιμετρικά ενώθηκαν με στοιχεία δικτύματος. Οι απέναντι γωνίες που δημιουργήθηκαν από την ένωση των περιμετρικών κόμβων συνδέθηκαν με χιαστί στοιχεία δοκού με το ΚΜ. Στο έδαφος δημιουργήθηκαν κόμβοι με δεσμευμένους όλους τους βαθμούς ελευθερίας με την θεώρηση ότι τα υποστυλώματα της πιλοτής είναι πακτωμένα.

Στο πρώτο μοντέλο που δημιουργήθηκε για ελαστική απόκριση, τα υποστυλώματα στην βάση μοντελοποιήθηκαν επίσης με στοιχεία δικτύωματος που ένωσαν τους ακραίους κάτω κόμβους της ανωδομής με τους κόμβους που δημιουργήθηκαν στο έδαφος. Τα δίκτυωματα αυτά είχαν μια τιμή κατακόρυφης δυσκαμψίας k_v . Στον τελευταίο ακραίο κόμβο συνδέθηκε ακόμη ένα οριζόντιο στοιχείο για να προσομοιάσει την οριζόντια δυσκαμψία των υποστυλωμάτων της πιλοτής. Τα στοιχεία δικτύωματος που χρησιμοποιήθηκαν για την πιλοτή ήταν διαφορετικά ορισμένα, καθώς το οριζόντιο



εικ.2 Μοντελοποίηση κατασκευής αριστερά για ελαστική απόκριση (7), και για ανελαστική δεξιά. (8)

είχε άπειρη δυσκαμψία ώστε τα μην διαρρέει ποτέ και με αυτόν τον τρόπο, η παραμόρφωση των υποστυλωμάτων να παραμένει πάντοτε στην ελαστική περιοχή ενώ τα κατακόρυφα είχαν την ιδιότητα να σκληραίνουν με την πάροδο του χρόνου, εξομοιώνοντας έτσι την απόσβεση της λικνιστικής κίνησης.

Το δεύτερο μοντέλο δημιουργήθηκε με την ίδια ακριβώς φιλοσοφία για την ανωδομή, αφού και πάλι ήταν επιθυμητή η μεγάλη δυσκαμψία που προσφέρουν αποδεδειγμένα οι τοιχοπληρώσεις. Αυτή τη φορά, τα υποστυλώματα στην πιλοτή μοντελοποιήθηκαν με μη γραμμικά στοιχεία δοκού/υποστυλώματος τετραγωνικής διατομής τα οποία μπορούσαν να παίρνουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η καταγραφή όπως και στην ελαστική απόκριση έγινε μόνο στην βάση των ακραίων υποστυλωμάτων, με την χρήση στοιχείων ZeroLength, δηλαδή σημειακών αντικειμένων του OpenSees που

μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή αποτελεσμάτων , ενώ αντίθετα το οριζόντιο ελατήριο αφαιρέθηκε.

Και για τις δύο εργασίες , το κτίριο μελετήθηκε για έναν συγκεκριμένο εύρος γεωμετρικών λόγων H/B από 1 έως 3 .

Για την περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης ορίστηκε η οριζόντια δυσκαμψία της κατασκευής μέσω της σχέσης δυσκαμψίας των αμφίπακτων υποστυλωμάτων $\Sigma K = nk$ όπου $k = 12EI/h_c^3$ και η στρωφική λικνιστική ακαμψία $k_\theta = E * 2 \left(\frac{h_1^2 d_1^2 + h_2^2 d_2^2}{h_c} \right)$

.Όπου h_c είναι το ύψος των υποστυλωμάτων της πιλοτής , E το μέτρο ελαστικότητας της διατομής σκυροδέματος , I η ροπή αδράνειας της διατομής και d_i η απόσταση από το νοητό κατακόρυφο άξονα του κέντρου μάζας . Θεωρήθηκε μια ιδιοπερίοδος για την οριζόντια απόκριση του κτιρίου και μέσω αυτής υπολογίστηκε η μάζα της ανωδομής

που ενεργοποιείται από την σχέση $T_l = 2\pi \sqrt{M_{lat}/K_{lat}}$ τοποθετήθηκαν στο ΚΜ η συνολική μάζα M που υπολογίστηκε και η ροπή αδράνειας $I = mr^2$ οι ακραίοι κόμβοι της ανωδομής ενισχύθηκαν με σημειακές μάζες 0.1 ‰ της συνολικής μάζας M .

$$r = \sqrt{\frac{B^2 + H^2}{12}} = H \sqrt{\frac{1 + (1/\alpha)^2}{12}} = \beta H,$$

$$\alpha = \frac{H}{B}, \quad \beta = \sqrt{\frac{1 + (1/\alpha)^2}{12}}$$

εικ.3 Βασικές εξισώσεις γεωμετρίας ανωδομής (8)

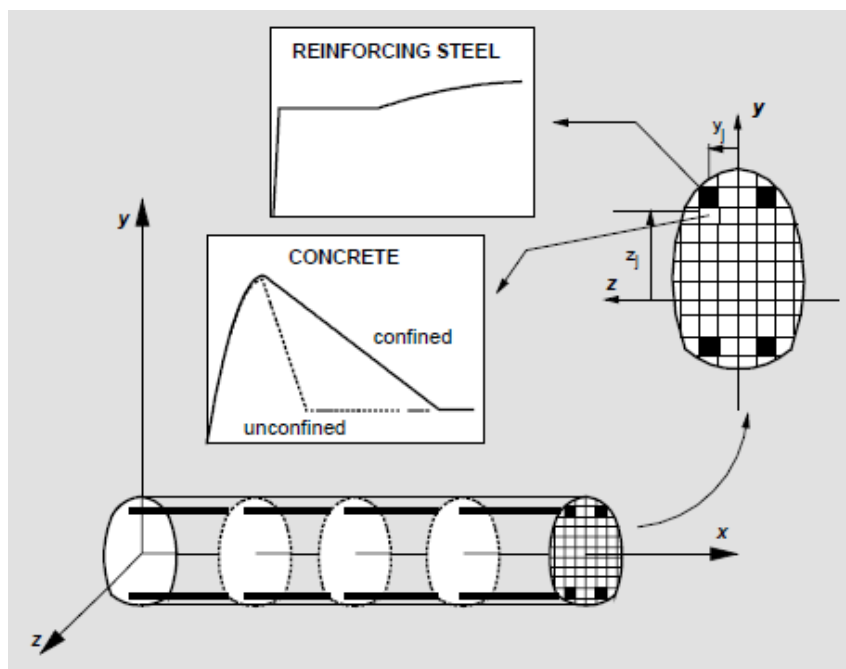
Τέλος για τα υποστυλώματα της ανελαστικής ανάλυσης ,φτιάχτηκαν διατομές σκυροδέματος με τη μέθοδο των ινών , και ο χάλυβας χωρίστηκε σε 4 ίνες ανά γωνία της διατομής. Τέθηκε σκυρόδεμα αντοχής 20 MPa , με E_{cm} 30 GPa και επικάλυψη 0.03m. Η όπλιση έγινε με χάλυβα B500c , δόθηκε γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού $\rho_{tot} = 2\%$ και προέκυψαν 3Φ20 ανά ίνα για τα ακραία υποστυλώματα , ενώ τα ενδιάμεσα με 2Φ20 και 4Φ18 ανά ίνα , ενώ τηρήθηκαν οι συντελεστές ασφαλείας που ορίζει ο κανονισμός τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για τον χάλυβα 1.5 και 1.15.

2.3 Η μέθοδος των Ινών

Τα πιο αξιόπιστα μοντέλα για την μη γραμμική ανάλυση των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι τα στοιχεία ινών που βασίζονται στη μέθοδο της ευκαμψίας. Σε αυτά τα μοντέλα το μέλος υποδιαιρείται σε ίνες κατά μήκος του. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά κάθε ίνας είναι η θέση της στο τοπικό y,z σύστημα αναφοράς της διατομής και το εμβαδόν της A_{fib} . Η καταστατική σχέση της διατομής δεν ορίζεται κατευθείαν αλλά προκύπτει από την ολοκλήρωση της απόκρισης των ινών , οι οποίες ακολουθούν την μονοαξονική σχέση του συγκεκριμένου υλικού.

Ο ορισμός στοιχείων δοκού υποστυλώματος με τη μέθοδο των ινών βασίζεται στην υπόθεση ότι οι διατομές παραμένουν επίπεδες και κάθετες στον διαμήκη άξονα τους κατά την παραμόρφωση. Οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στις ίνες της διατομής δρουν παράλληλα με τον διαμήκη άξονα .

Η ακρίβεια της απόκρισης του στοιχείου , αλλά και συμπερασματικά της κατασκευής , επηρεάζονται από την επιλογή του πλέγματος , δηλαδή τον αριθμό των διατομών που χρησιμοποιούνται για την διακριτοποίηση του μέλους και των αριθμό των ινών . Η επιλογή μεγάλου πλήθους ινών σίγουρα μπορεί να δώσει καλύτερα αποτελέσματα , αυξάνει όμως το υπολογιστικό κόστος . Το πλήθος των διατομών που επιλέγεται



εικ4. Διακριτοποίηση του μέλους σε διατομές , και χωρισμός της διατομής σε ίνες (11)

αποτελούν και τα σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης . Μια από τις μεθόδους ολοκλήρωσης που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι η Gauss-Lobato με την οποία τα σημεία συμπεριλαμβάνουν τα άκρα του διαστήματος ολοκλήρωσης και τα οποία ταυτίζονται με τους ακραίους κόμβους του στοιχείου , όπου συμβαίνουν και οι σημαντικές παραμορφώσεις του μέλους.

Για την επίπεδη ανάλυση οι γενικευμένες δυνάμεις και παραμορφώσεις του μέλους και οι αντίστοιχες σε επίπεδο διατομής είναι , αγνοώντας την διάτμηση:

$$Q = \{Q_1 \ Q_2 \ Q_3\}^T \quad \text{Διάνυσμα των δυνάμεων μέλους}$$

$$q = \{q_1 \ q_2 \ q_3\}^T \quad \text{Διάνυσμα των παραμορφώσεων μέλους}$$

$$D(x) = \{Mz(x) \ N(x)\}^T \quad \text{Διάνυσμα δύναμης στη διατομή}$$

$$d(x) = \{\varphi_y(x) \ \varepsilon(x)\}^T \quad \text{Διάνυσμα παραμορφώσεων στη διατομή (καμπυλότητα και αξονική παραμόρφωση)}$$

$$\mathbf{e}(x) = \begin{Bmatrix} \varepsilon_1(x, y_1, z_1) \\ \vdots \\ \varepsilon_{i\bar{i}b}(x, y_{i\bar{i}b}, z_{i\bar{i}b}) \\ \vdots \\ \varepsilon_n(x, y_n, z_n) \end{Bmatrix}$$

Διάνυσμα ανηγμένων παραμορφώσεων ινών

$$\mathbf{E}(x) = \left\{ \begin{array}{c} \sigma_1(x, y_1, z_1) \\ \vdots \\ \sigma_{ifib}(x, y_{ifib}, z_{ifib}) \\ \vdots \\ \sigma_n(x, y_n, z_n) \end{array} \right\} \quad \text{Διάνυσμα τάσεων ινών}$$

Η σύνδεση των παραμορφώσεων των ινών και της διατομής γίνονται μέσω της σχέσης

$$\mathbf{e}(x) = \mathbf{l}(x) \cdot \mathbf{d}(x)$$

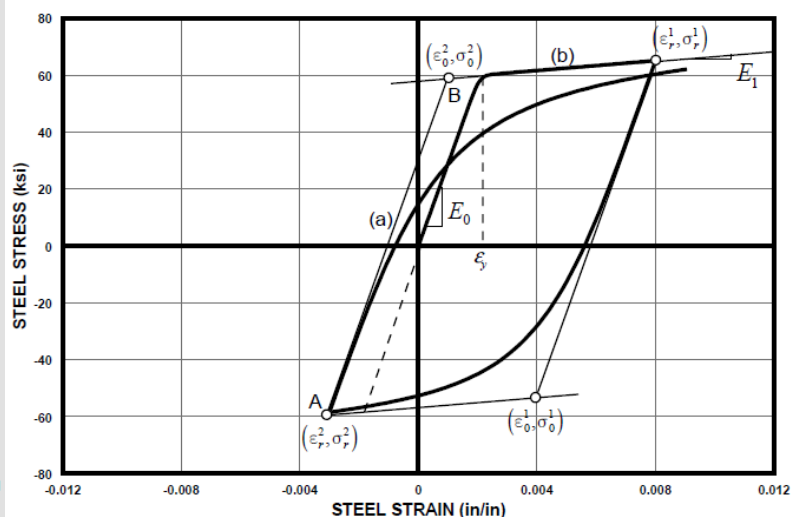
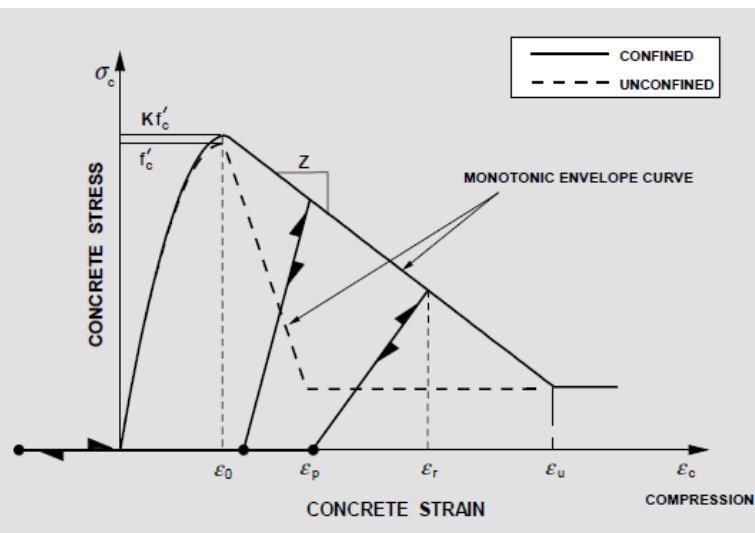
Όπου $\mathbf{l}(x)$ είναι ο πίνακας μετασχηματισμού

$$\mathbf{l}(x) = \begin{bmatrix} -y_1 & z_1 & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ -y_{ifib} & z_{ifib} & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ -y_n & z_n & 1 \end{bmatrix}$$

Κάθε μέλος έχει 2 στροφές χορδής μια σε κάθε άκρο q_1, q_2 και μια αξονική παραμόρφωση q_3 , αυτές αντιστοιχούν σε μια ροπή στο κάθε άκρο του μέλους Q_1, Q_2 και μια αξονική κατά μήκος Q_3 . Εξαιτίας της καμπυλότητας $\varphi_y(x)$ και της αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon(x)$, κάθε διατομή με τη σειρά της αναπτύσσει μια ροπή $M_z(x)$ και μια αξονική $N(x)$.

Για την περιγραφή της κατάστασης των ινών σε κάθε διατομή εισάγονται δύο ακόμη διανύσματα, ένα για τις παραμορφώσεις $\mathbf{e}(x)$ και ένα για τις τάσεις $\mathbf{E}(x)$. Ο όρος x που εμπεριέχεται στα στοιχεία των διανυσμάτων περιγράφει την θέση της διατομής στον διαμήκη άξονα του μέλους, ενώ οι όροι y_{ifib}, z_{ifib} αναφέρονται στις συντεταγμένες της ίνας της διατομής. Για την σύνδεση των παραμορφώσεων ίνας και διατομής χρησιμοποιείται το μητρώο μετασχηματισμού $\mathbf{l}(x)$.

Η συμπεριφορά του χάλυβα οπλισμού περιγράφεται από το μη γραμμικό μοντέλο των Menegotto and Pinto (1973), με βάση την τροποποίηση του Filippou et al. 1983, ώστε να γίνει συμπερίληψη της ισοτροπικής σκλήρυνσης. Το μοντέλο αυτό είναι εξαιρετικά κοντά με τα αποτελέσματα των πειραματικών δοκιμών ανακύκλισης. Για το σκυρόδεμα χρησιμοποιείται η περιβάλλουσα για την μονοτονική φόρτιση σε θλίψη σύμφωνα με το μοντέλο των Kent and Park (1973), το οποίο είναι απλό αλλά ακριβές.

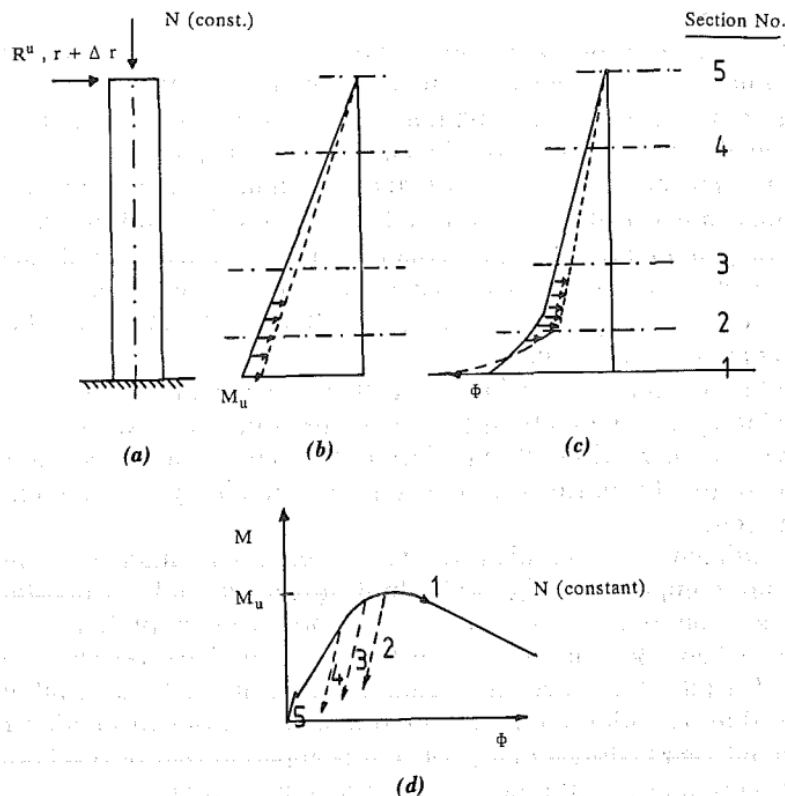


εικ.5 α) Μοντέλο Σκυροδέματος Kent-Park β) Μοντέλο Χάλυβα Menegotto-Pinto (11)

Για τον προσδιορισμό της κατάστασης στα υποστυλώματα χρησιμοποιείται η επαναληπτική μέθοδος Newton-Raphson, όπου συνοπτικά αναφέρεται ότι η επίλυση γίνεται με την μέθοδο των δυνάμεων ή ευκαμψίας αντιστρέφοντας το μητρώο στιβαρότητας των διακριτοποιημένων ινών.

2.4 Λάθη στην Ανάλυση με τη μέθοδο των Μετακινήσεων

Αν χρησιμοποιηθεί η κλασική μέθοδος των μετακινήσεων, δημιουργούνται πολύ σημαντικά προβλήματα κατά την λύση, καθώς το πρόγραμμα λύνει με την Newton - Raphson απευθείας για το μητρώο στιβαρότητας (εφαπτομενική δυσκαμψία) των ινών αυτό μπορεί να πάρει αρνητικές τιμές όταν το υλικό αρχίσει να χάνει την αντοχή του (μαλακώνει). Αν όμως θεωρηθεί για το υλικό και συγκεκριμένα περισσότερο για το σκυροδέμα ότι η μετα-ελαστική(απλοποιητικά) συμπεριφορά του είναι απόλυτα πλαστική τότε τα αποτελέσματα μπορεί να είναι ικανοποιητικά. Όμως η υιοθέτηση τέτοιων μοντέλων συμπεριφοράς δεν είναι ρεαλιστική. Για παράδειγμα σύμφωνα με την εργασία των Zeris and Mahin(1988), ένας πρόβλος ο οποίος έχει χωριστεί σε 5 διατομές, μετατοπίζεται πέρα από το μέγιστο σημείο που μπορεί να αντισταθεί με συνέπεια η διατομή 1 που αναπτύσσεται το μέγιστο ζεύγος καμπυλότητα-ροπής χάνει την ικανότητα της και τα υλικά αρχίζουν να χάνουν την αντοχή τους (μαλακώνουν-softening). Οι υπόλοιπες διατομές 2 έως 5 αποφορτίζονται ελαστικά ώστε να επέλθει η εσωτερική ισορροπία. Τα μέλη που βασίζονται για την επίλυση τους στις μεθόδους δυσκαμψίας, αποτυγχάνουν να ακολουθήσουν την πραγματική συμπεριφορά γιατί υποθέτουν γραμμική κατανομή της καμπυλότητας. Η υπόθεση αυτή παρεκκλίνει σημαντικά από την πραγματική κατανομή της καμπυλότητας όταν το μέλος αρχίζει να χάνει την αντοχή του, οπότε και έχουμε ένα μεγάλο άλμα στην τιμή της καμπυλότητας στην πάκτωση, σύμφωνα με την πραγματική συμπεριφορά του μέλους. Μια λύση θα ήταν να διαιρεθεί το μέλος σε επιμερους μέλη, όμως προβλήματα στην σύγκλιση συνεχίζουν να υπάρχουν.



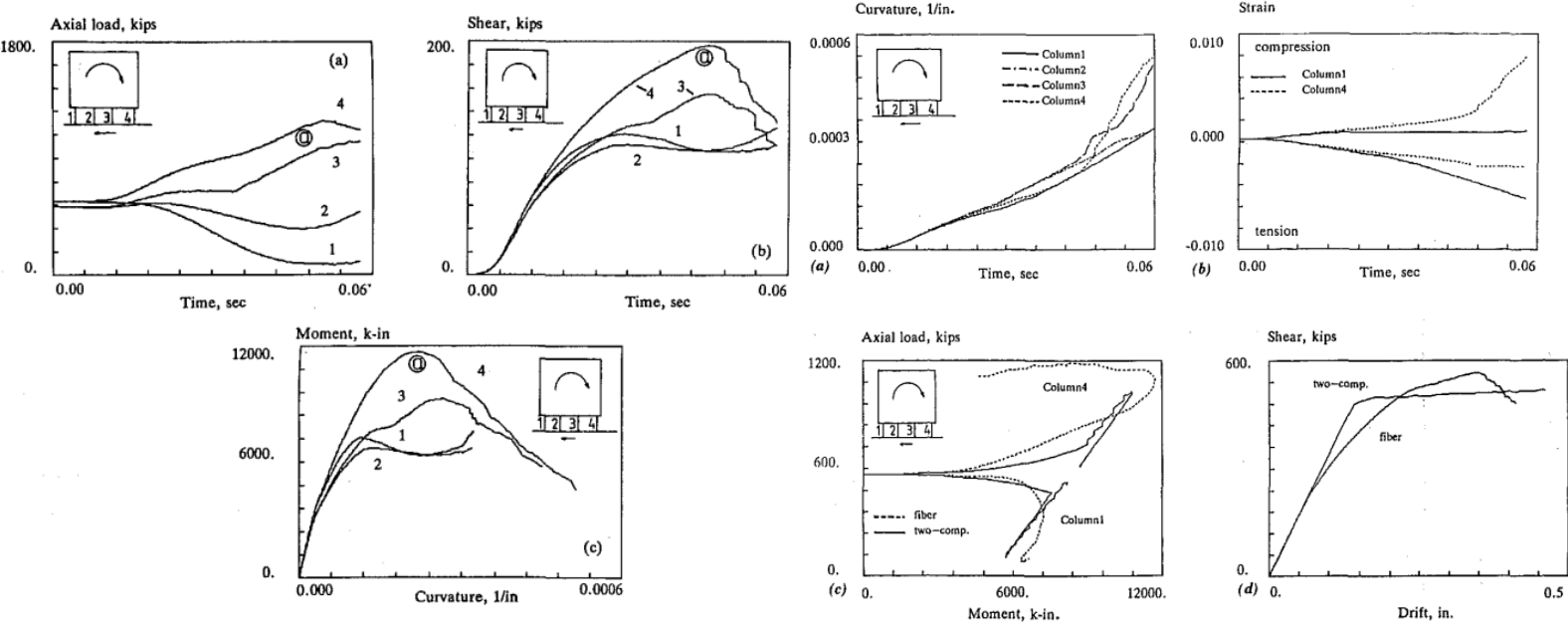
εικ.6 Συμπεριφορά ενός πρόβολου κατά το «μαλάκωμα» Zeris and Mahin(1988) α)Μέλος β)Κατανομή Ροπής γ)Κατανομή Καμπυλότητας δ) Διάγραμμα Ροπής – Καμπυλότητας (9)

Ένα άλλο πλεονέκτημα της μεθόδου της ευκαμψίας ,είναι ότι απαιτείται μικρότερος ορισμός διατομών ώστε να επιτευχθεί το ίδιο επίπεδο ακρίβειας, ενώ τα αποτελέσματα της μεθόδου είναι ακριβέστερα όταν το μέλος δεν καταπονείται από κατανεμημένα φορτία.

2.5 Εφαρμογή της Μεθόδου Ευκαμψίας σε κτίριο με Πιλοτή

Σε μια ακόμη εργασία των Zeris and Mahin (1991), μελετά την συμπεριφορά των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα υπό μονοαξονική διέγερση. Συγκεκριμένα ερευνάται η απόκριση των κατασκευών με μαλακό όροφο , δηλαδή με πιλοτή. Ο λικνισμός έχει περισσότερη έννοια για σεισμούς κοντινού πεδίου , και λόγω της σύζευξης του με την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού, τα υποστυλώματα της πιλοτής φτάνουν την αντοχή τους υπό ταυτόχρονη μεταβολή στα αξονικά και καμπτικά φορτία. Όπως περιγράφηκε και προηγουμένως τα υποστυλώματα υποφέρουν από σοβαρές και πολλές φορές ανεπανόρθωτες βλάβες σε αυτές τις περιπτώσεις.

Σε αυτήν την έρευνα αναλύεται η απόκριση μιας τέτοιας κατασκευής και η προσέγγιση της κατάστασης της γίνεται με την μέθοδο των ιών . Το μοντέλο θεμελιώνεται ως μια εξάωροφη κατασκευή με 4 υποστυλώματα στη βάση. Κάθε υποστυλώμα είναι 60x60 και έχει 3 m ύψος, ενώ χωρίζεται σε 7 διατομές συμμετρικές ως προς το μέσον του ύψους τους . Όλα τα υποστυλώματα οπλίζονται με σίδερα Νο.11 δηλαδή για ισοδύναμη διάμετρο $\Phi 36$. Τα ακραία υποστυλώματα με 10 ράβδους , και τα ενδιάμεσα με 8 ράβδους. Επιλέχτηκε σκυρόδεμα αντοχής 35 MPa με περισφιγμένο πυρήνα ο οποίος αφού φτάσει την μέγιστη αντοχή του αρχίζει και «μαλακώνει» με ένα μέτρο μείωσης της αντοχής 6900MPa. Ο χάλυβας έχει όριο διαρροής 276 MPa, και για τα ακραία υποστυλώματα γίνεται η θεώρηση ενός μέτρου μετελαστικής σκλήρυνσης 2%.



εικ.7 Χρονοιστορίες Αξονικής και Τέμνουσας β) Διαγράμματα Ροπής-Καμπυλότητας (10)

εικ.8 α) Χρον/ρίες Καμπυλότητας υπ. 1-4 β) Παραμόρφωσης Χάλυβα υπ/τος 1&4
 γ) Ροπής - Αξονικής υπ. 1&2 , δ) Σχετική ορόφου - Τέμνουσα (10)

Από την ανάλυση φάνηκε ότι το πρώτο υποστύλωμα υφίσταται μια σημαντική μείωση της αξονικής δύναμης στα όρια του εφελκυσμού. Συνεπώς, γίνεται σχετικά εύκαμπτο, και μεταφέρει τη ροπή και την τέμνουσα σε πιο δύσκαμπτα αξονικά κατακόρυφα μέλη, και κατά κύριο λόγο στο τελευταίο υποστύλωμα(4). Μάλιστα τα αποτελέσματα δείχνουν ότι αντιστέκεται 190% περισσότερο από το πρώτο, πριν αστοχήσει. Στην συνέχεια η τέμνουσα αναδιανέμεται στα λιγότερο βλαμμένα ενδιάμεσα υποστυλώματα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, η διαρροή εμφανίζεται αρχικά στα 2 πρώτα υποστυλώματα, τα οποία έχουν ήδη ρηγματωθεί εξαιτίας του εφελκυσμού με συνέπεια να έχουν λιγότερη αντίσταση σε κάμψη από τα υπόλοιπα υποστυλώματα. Μεταξύ της έναρξης της διαρροής και της αστοχίας, το περισσότερο εφελκυσμένο πρώτο υποστύλωμα παρουσιάζει μια πιο επιθυμητή απόκριση σε πλαστιμότητα, σε αντίθεση με το τελευταίο υποστύλωμα που εμφανίζει σημαντική μείωση στις παραμορφώσεις (μαλακώνει). Μια μικρή μείωση της ροπής που είναι εμφανής και στο διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων, είναι αποτέλεσμα της μείωσης στα αξονικά φορτία που σημαίνει και μεγαλύτερες ρωγμές, και όχι την αστοχία λόγω κάμψης. Οι ιστορίες της παραμόρφωσης για τις ίνες του χάλυβα στα ακραία υποστυλώματα υποδεικνύουν ότι για τον θλιβόμενο τμήμα της διατομής 1, δεν υπερβαίνεται η παραμόρφωση διαρροής, σε αντίθεση με το τελευταίο υποστύλωμα. Ωστόσο οι απαιτήσεις σε καμπυλότητα επηρεάζονται εξίσου από την ανακατανομή των αξονικών στα μέλη, με μεγαλύτερη απαίτηση να έχουν τα υποστυλώματα που αναπτύσσουν την μεγαλύτερη αξονική. Τέλος από το διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετακίνησης μπορεί να γίνει εύκολα αντιληπτό ότι μείωση των παραμορφώσεων στα θλιβόμενα μέλη επηρεάζει όλο το σύστημα.

Κεφάλαιο 3

3.1 Σκοπός της έρευνας

Ο σκοπός αυτής της έρευνας είναι η εύρεση της επίδρασης του λικνισμού , λαμβάνοντας υπόψη τις πραγματικές παραμέτρους που καθορίζουν μια υφιστάμενη κατασκευή.

Αυτές είναι η γεωμετρία των υποστυλωμάτων και ο οπλισμός τους ,το ύψος του ορόφου της πιλοτής και ο λόγος ύψος προς πλάτος της ανωδομής, η αξονική δύναμη που δέχονται τα υποστυλώματα, η ύπαρξη επαρκούς περίσφιξης ώστε τα υποστυλώματα να εξασφαλίζουν την απαιτούμενη πλαστιμότητα και να μην έχουμε την αστοχία μαλακού ορόφου όπως περιγράφηκε προηγουμένως.

3.1.2 Θεμελίωση του μοντέλου μελέτης

Το μοντέλο που εξετάζεται θεμελιώθηκε στο OpenSees ,Open System for Earthquake Engineering Simulation , όπως είναι το πλήρες όνομα του, και αποτελεί ένα λογισμικό που αναπτύχθηκε στο κέντρο σεισμικών ερευνών PEER [Pacific Earthquake Engineering Research Center](http://www.peeer.org/) με το οποίο μπορεί να εξιδανικευθεί με ακρίβεια η απόκριση των δομικών συστημάτων στο σεισμό .

Το OpenSees με την σειρά του είναι θεμελιωμένο στην γλώσσα προγραμματισμού Tcl Tool Command Language, ενώ πρόσφατα έχει ξεκινήσει και η ανάπτυξη του στην Python.

Για τις ανάγκες αυτής της εργασίας χρησιμοποιείται η γλώσσα Tcl , αφού οι πληροφορίες και τα παραδείγματα εφαρμογής που χρησιμοποιούν την συγκεκριμένη γλώσσα είναι περισσότερα.

Η σεισμική απόκριση της κατασκευής εξιδανικεύεται για 3 στατικές ανελαστικές μεθόδους.

- 1) Αρχικά σε μια Pushover , στην οποία η κατασκευή που το Κέντρο Μάζας της ανωδομής μπορεί να κινηθεί οριζόντια αλλά και να στρίψει ,προσομοιάζοντας έτσι την σύζευξη – συνύπαρξη του λικνισμού με την απόκριση της κατασκευής σε οριζόντια διέγερση .Στην εκτέλεση του προγράμματος αναφέρεται ως Pushover 2dof.
- 2) Ακολούθως πραγματοποιείται η κλασική Pushover ,για μονοβάθμια απόκριση , όπου το Κέντρο Μάζας μπορεί να κινηθεί μόνο οριζόντια και κατά συνέπεια η απόκριση του είναι μόνο πλευρική κατά την οριζόντια διέγερση. Αυτή είναι και η μέθοδος που χρησιμοποιείται σε όλα τα προγράμματα της αγοράς . Στην εκτέλεση του προγράμματος αναφέρεται ως Pushover Lateral.
- 3) Τέλος σε μία ανάλυση Rollover , κατά την οποία το Κέντρο Μάζας της ανωδομής αφήνεται να στρίψει αλλά και να κινηθεί κατακόρυφα, προσομοιάζοντας την συνύπαρξη του λικνισμού με την απόκριση της κατασκευής στην κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής διέγερσης. Στο πρόγραμμα αναφέρεται σαν Rollover

Η μελέτη πραγματοποιείται σε ένα μοντέλο εξιδανικευμένου κτιρίου πολυκατοικίας με πιλοτή στο ισόγειο. Αμελούνται εξώστες , δώματα , έρκερ και άλλες προεξοχές ή άλλου τύπου αρχιτεκτονικά στοιχεία .

Η ανωδομή θεωρείται άκαμπτη ,rigid block, προσομοιάζοντας έτσι την ελαστική συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων του φέροντος οργανισμού στο σεισμό. Τα υποστυλώματα του ισογείου , δηλαδή του ορόφου της πιλοτής θεωρούνται αμφίπακτα ενώ δεν υπάρχει καμία τοιχοπλήρωση στα ανοίγματα .

Ασκούμε μια δύναμη ή ροπή στον κόμβο του ΚΜ και παράλληλα μετατοπίζουμε ή στρίβουμε τον κόμβο. Η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι επίπεδη και η κατασκευή έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας.

Το μοντέλο αποτελείται από ένα πλήθος αριθμημένων κόμβων οι οποίοι ενώνονται μεταξύ τους με ραβδωτά στοιχεία δοκών και υποστυλωμάτων, μια διαδικασία που θα περιγραφεί με περισσότερη λεπτομέρεια στην συνέχεια.

Κάθε υποστύλωμα έχει δυο κόμβους , έναν κόμβο στη βάση και έναν στην κορυφή του. Οι κόμβοι βάσης όλων των υποστυλωμάτων είναι δεσμευμένοι και στους τρεις βαθμούς ελευθερίας ,ενώ οι κόμβοι κορυφής που αποτελούν και του κόμβους σύνδεσης τους με τον φορέα της ανωδομής είναι ελεύθεροι να κινηθούν ή να στρίψουν.

Η ανωδομή έχει σχήμα ορθογώνιου τετράπλευρου και το Κέντρο Μάζας ΚΜ συμπίπτει με το Κέντρο Βάρους της ΚΒ. Η προσομοίωση του ΚΜ γίνεται με έναν κεντρικό κόμβο ο οποίος ισαπέχει από από τις γωνίες του τετράπλευρου. Η επάνω πλευρά της ανωδομής αποτελείται από δύο ακραίους κόμβους και έναν μεσαίο.

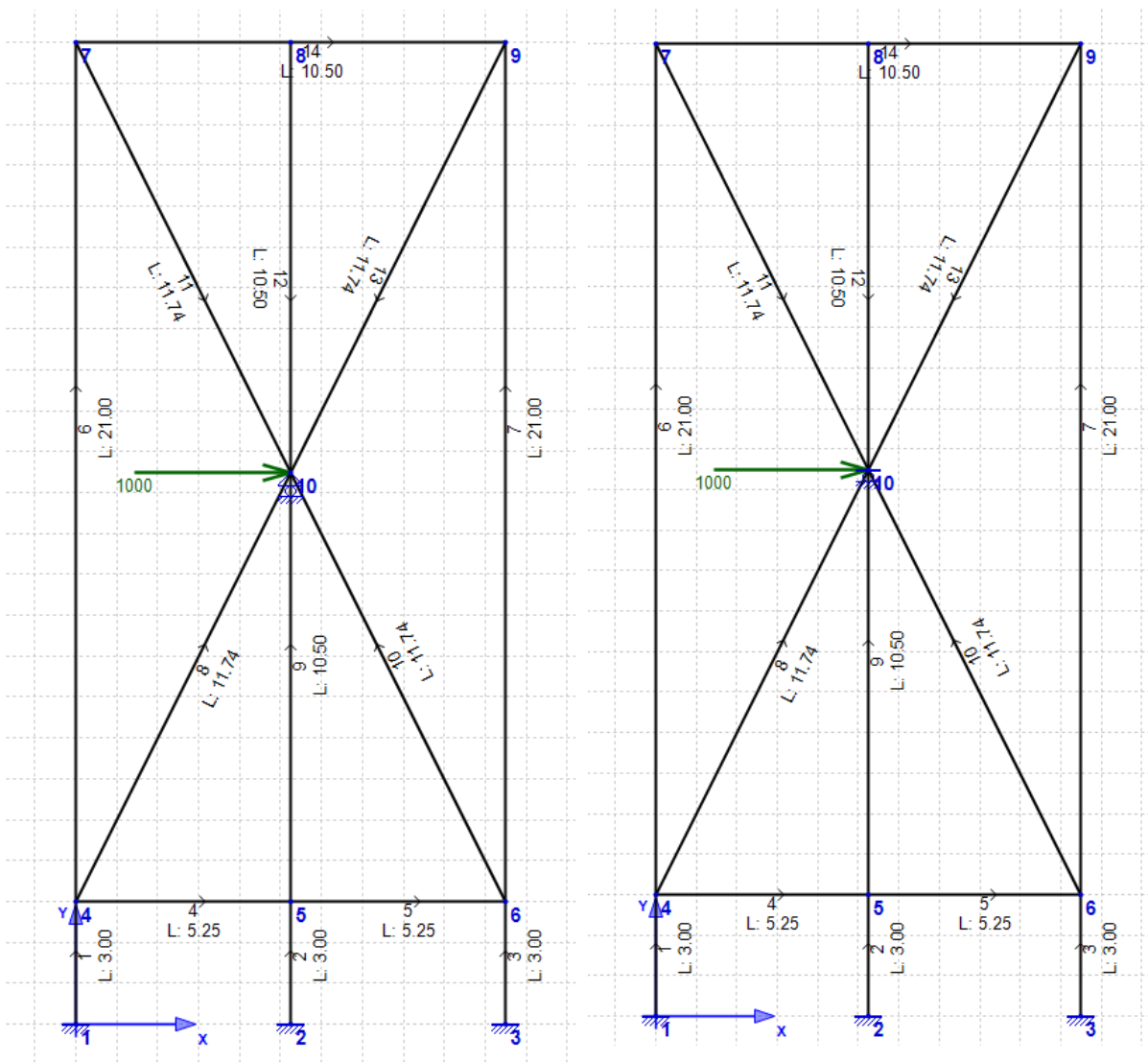
Περιμετρικά όλοι οι κόμβοι της ανωδομής συνδέονται με στοιχεία δοκού και με τη σειρά τους συνδέονται με τους ακραίους κόμβους των υποστυλωμάτων του ισογείου. Όλοι οι ενδιάμεσοι κόμβοι κορυφής των υποστυλωμάτων ενώνονται επίσης με στοιχεία δοκού και στην συνέχεια με τους ακραίους κόμβους του ισογείου.

Τέλος όλοι οι κόμβοι που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο συνδέονται με στοιχεία δοκού με το ΚΜ.

Με τον τρόπο αυτό εξιδανικεύεται ότι η κάθε κίνηση ή στροφή του ΚΜ θα συμπαρασύρει την ανωδομή να κινηθεί άκαμπτα ως κίνηση στερεού σώματος ενώ τα υποστυλώματα θα κινηθούν και θα παραμορφωθούν με διαφορετικό τρόπο.

Η μελέτη των κτιρίων των πολυκατοικιών επιλέγεται να γίνει για πεντάροφες, εξάροφες και επτάροφες κατασκευές. Για κάθε τύπο κατασκευής δίνεται έμφαση στον λόγο πλευρών μέγεθος που έχει αναφερθεί και στις προηγούμενες μελέτες (Zeris & Scodeggio 2018.Seismic Performance of Rocking Oscillators on a Soft Story: Inelastic Response) ύψος προς πλάτος $\alpha=H/B$. Έτσι η εξέταση γίνεται επιμέρους για τρεις λόγους πλευρών 1 ,2 και 3 και όλοι οι όροφοι, συμπεριλαμβανομένου της πιλοτής επιλέγεται να έχουν ύψος 3 μέτρα.

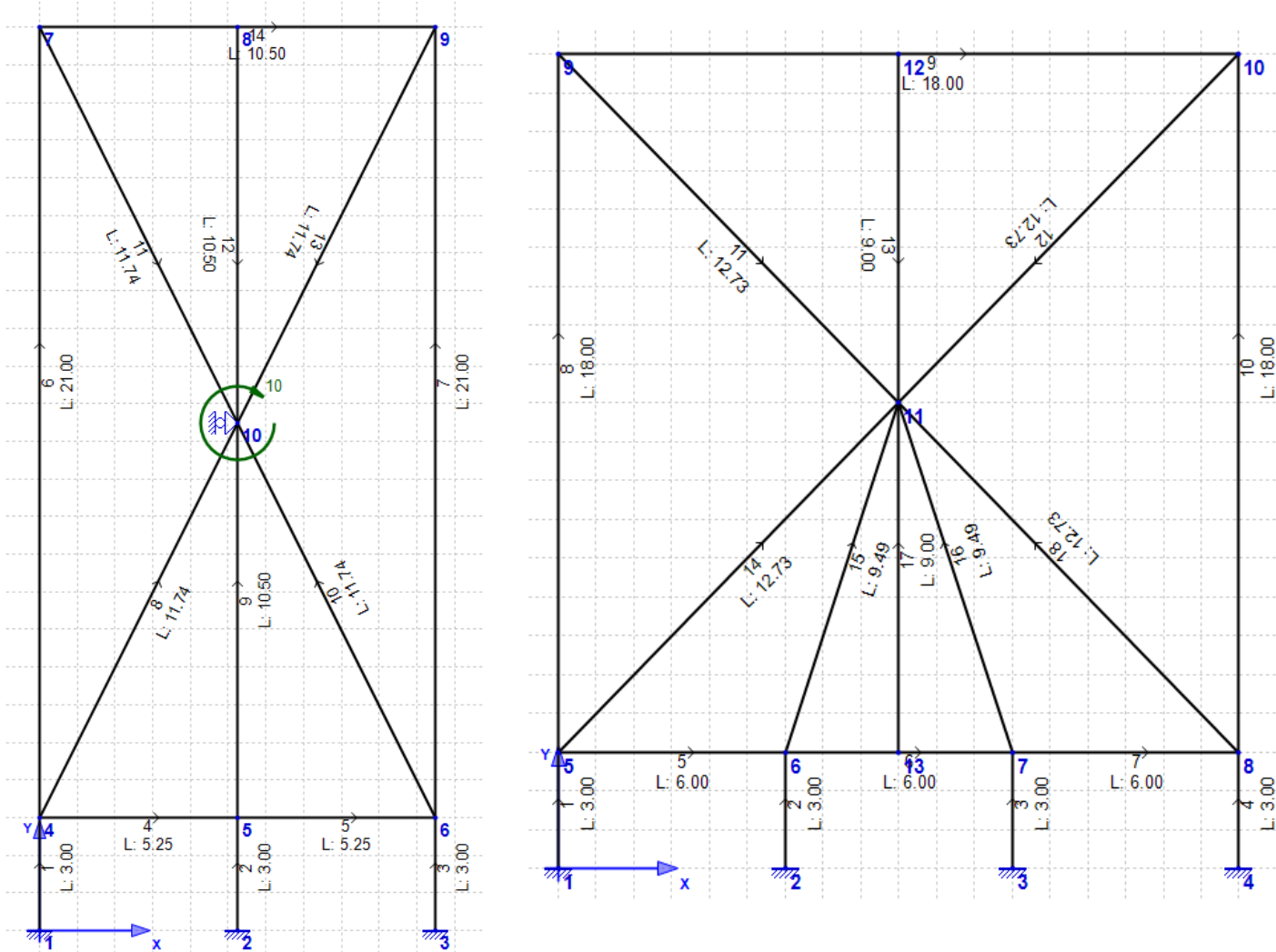
Για παράδειγμα σε μια επτάροφη ανωδομή με ύψος 21 μέτρα και ύψος ορόφου 3 μέτρα για έναν λόγο πλευρών $H/B=2$, το πλάτος της Β που συμπίπτει με το μήκος της οροφής της πιλοτής θα είναι 10.5 μέτρα (εικ. 1 α,β και 2 β).



εικ.1 α) .Κτίριο 7 ορόφων , $H/B=2$, με 3 υποστύλωματα στη βάση , υποβαλλόμενο σε Pushover type1 και εικ.1β) Pushover Lateral (μονοβάθμια)

Για την Pushover 2dof, ζητάμε μετακίνηση κατά x ενώ το ΚΜ μπορεί να στρίψει και να κινηθεί κατά x , επομένως η συνοριακή συνθήκη για τον κόμβο του ΚΜ είναι κύλιση.

Για την Pushover lat, ζητάμε μετακίνηση κατά x , ενώ το ΚΜ μπορεί να κινηθεί μόνο κατά x , επομένως η συνοριακή συνθήκη για τον κόμβο του ΚΜ είναι κυλιόμενη πάκτωση.



εικ.2 α) Κτίριο 7 ορόφων , $H/B=2$, με 3 υποστυλώματα στη βάση , υποβαλλόμενο σε Rollover . εικ. 2 β) Κτίριο 6 ορόφων $H/B=1$ με 4 υποστυλώματα στη βάση

Για την Rollover , ζητάμε στροφή περί τον z ενώ το ΚΜ μπορεί να στρίψει και να κινηθεί κατακόρυφα κατά y, επομένως η συνοριακή συνθήκη για τον κόμβο του ΚΜ είναι κύλιση.

Στην εικ.2δ παρουσιάζεται η περίπτωση εξώροφου κτιρίου $H/B=1$ το οποίο φέρει τέσσερα υποστυλώματα στη βάση. Σε αυτή την περίπτωση όπως και στην περίπτωση των δύο υποστυλωμάτων όπου δεν υπάρχει ο άνω κόμβος μεσαίου υποστυλώματος , επιλέγεται να προστεθεί ένας ενδιάμεσος κόμβος ώστε να διατηρηθεί η μεγάλη δυσκαμψία που απαιτεί η μοντελοποίηση της ανωδομής

Οι διατομές των υποστυλωμάτων λαμβάνονται κεντροβαρικά και αποφασίζεται να τηρηθεί συντηρητικά ένα ελάχιστο ενεργό άνοιγμα δοκών l_{eff} για κάθε αναλογία

H/B. Αυτό γίνεται για να υπάρξει μια καλύτερη προσέγγιση με τον συνηθισμένο τρόπο κατασκευής μιας πολυκατοικίας.

Έτσι για ένα λόγο πλευρών $H/B = 3$ αποφασίζεται να εξεταστούν οι περιπτώσεις ύπαρξης 4 ή 5 υποστυλωμάτων, για ένα λόγο πλευρών $H/B = 2$ στο κτίριο θα υπάρχουν 3 υποστυλώματα ενώ στην περίπτωση που $H/B = 3$ τα υποστυλώματα θα είναι 2.

Ακόμη προκειμένου η σύγκριση να είναι πιο ακριβής, αλλά και η διαδικασία λιγότερο σύνθετη, επιλέγεται η διατομή των υποστυλωμάτων να είναι τετραγωνική και οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων όλων των κτιρίων να είναι ίδιες. Έτσι για τα ακραία υποστυλώματα του ισογείου επιλέγεται να έχουν πλευρά 0.5 μέτρα ενώ εάν υπάρχουν ενδιάμεσα υποστυλώματα η πλευρά τους θα έχει μήκος 0.6 μέτρα.

Πιο αναλυτικά αποφασίζεται να ακολουθηθεί η εξής διαδικασία κατά την οποία επισημαίνονται τα καθαρά ανοίγματα δοκών I_{net} ($I_{eff} = I_{net} + a/2$)

- Σε ένα κτίριο με 7 ορόφους, συνολικού ύψους μαζί με την πλοτή $21+3 = 24$ μέτρα
 - 1) Για λόγο πλευρών 1, το πλάτος της ανωδομής είναι 21 μέτρα και για 5 υποστυλώματα θα έχουμε άνοιγμα δοκού 4.55 μέτρα, ενώ για 4 υποστυλώματα άνοιγμα δοκού 6.26 μέτρα.
 - 2) Για λόγο πλευρών 2, το πλάτος της ανωδομής είναι 10.5 μέτρα, με 3 υποστυλώματα στη βάση, το άνοιγμα δοκού θα είναι 4.45 μέτρα
 - 3) Για λόγο πλευρών 3, το πλάτος της ανωδομής είναι 7 μέτρα και με 2 υποστυλώματα στον όροφο της πλοτής, το άνοιγμα δοκού είναι 6 μέτρα.

- Σε ένα κτίριο με 6 ορόφους, συνολικού ύψους μαζί με την πλοτή $18+3 = 21$ μέτρα.
 - 1) Για λόγο πλευρών 1, το πλάτος της ανωδομής είναι 18 μέτρα και για 5 υποστυλώματα θα έχουμε άνοιγμα δοκού 3.8 μέτρα, ενώ για 4 υποστυλώματα το άνοιγμα δοκού είναι 5.26 μέτρα.
 - 2) Για λόγο πλευρών 2, ο πλάτος της ανωδομής είναι 9, όπου με 3 υποστυλώματα το άνοιγμα δοκού θα είναι 3.7 μέτρα.
 - 3) Για λόγο πλευρών 3, το πλάτος της ανωδομής είναι 6 μέτρα, θα έχουμε 2 υποστυλώματα στην βάση με άνοιγμα δοκού 5 μέτρα.

- Σε ένα κτίριο με 5 ορόφους, συνολικού ύψους μαζί με την πλοτή $15+3 = 18$ μέτρα.
 - 1) Για λόγο πλευρών 1, το πλάτος της ανωδομής είναι 15 μέτρα. Για 5 υποστυλώματα θα έχουμε άνοιγμα δοκού 3.05 μέτρα, και για 4 υποστυλώματα το άνοιγμα δοκού θα είναι 4.26 μέτρα.
 - 2) Για λόγο πλευρών 2, το πλάτος της ανωδομής είναι 7.5 μέτρα και το άνοιγμα δοκού θα είναι 2.95 μέτρα.
 - 3) Για λόγο πλευρών 3, το πλάτος της ανωδομής θα είναι 5 μέτρα και το άνοιγμα δοκού 4 μέτρα.

Επιπλέον θα πρέπει να αναφερθεί στο σημείο αυτό ότι κάθε κτίριο εξετάζεται για 3 διαφορετικούς συντελεστές ενεργού περίσφιξης α_{wd} , μέγεθος που συμβάλει σημαντικά στην αύξηση της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων. Οι συντελεστές αυτοί είναι 0.10, 0.25 καθώς και ο μέγιστος συντελεστής που θα μπορούσε να επιτευχθεί στις κατασκευές ίσος με 0.40.

Αυτές οι παράμετροι δεν είχαν ληφθεί υπόψη στη προηγούμενη μελέτη του Zeris et al. και αποτελούν μια σημαντική διαφορά για τα δεδομένα του προβλήματος.

3.2 Μετατροπή του προβλήματος σε κώδικα

3.2.1 Μέρος Πρώτο – Παραμετροποίηση του Μοντέλου στη γλώσσα Προγραμματισμού Tcl

Η διαδικασία που θα πραγματοποιηθεί θα είναι επαναληπτική για τις διάφορες παραμέτρους που αναφέρθηκαν. Έτσι αποφασίζεται να κατασκευαστεί το κυρίως πρόγραμμα σε ένα ξεχωριστό κείμενο (script) με επέκταση αρχείου .tcl, όπου και θα γίνεται η εισαγωγή των δεδομένων. Δηλαδή δεν είναι τίποτε περισσότερο από ένα αρχείο .txt αλλά με διαφορετική κατάληξη

Πριν ξεκινήσει η εισαγωγή των στοιχείων θα πρέπει να αποφασιστούν από τον προγραμματιστή οι μονάδες στις οποίες θέλει να δουλέψει για να μπορέσει να πάρει και τα αντίστοιχα σωστά αποτελέσματα. Εδώ οι μονάδες που θα χρησιμοποιηθούν είναι kN, m και sec.

Το κυρίως πρόγραμμα ακολουθεί μια συγκεκριμένη ροή αντικειμενοστραφούς προγραμματισμού, και αυτή είναι η εισαγωγή δεδομένων, ικανοποίηση κάποιων συνθηκών, και στην συνέχεια εκτέλεση της ανάλυσης.

Αρχικά γίνεται εισαγωγή των υλικών του μοντέλου. Αποφασίζεται το σκυρόδεμα να είναι χαρακτηριστικής αντοχής f_{ck} 30MPa με συντελεστή ασφαλείας γ_c 1.50. Το μέσο μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος E_{cm} θα υπολογίζεται παραμετρικά από την σχέση $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$, όπου $f_{cm} = f_{ck} + 8$ η μέση χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος. Επιπλέον εισάγεται η παραμόρφωση του σκυροδέματος όπως αυτή λαμβάνεται στον σχεδιασμό ϵ_{cu} ίση με 3.5‰.

Στην συνέχεια γίνεται η παραμετροποίηση του περισφιγμένου σκυροδέματος ανάλογα με το $\alpha\omega_{wd}$, δηλαδή τον συντελεστή ενεργού περίσφιξης. Εδώ δημιουργείται ένας πρώτος βρόγχος ο οποίος πρέπει να ελέγχει αν η τιμή του $\alpha\omega_{wd}$ είναι μικρότερη από 0.10, ικανοποιώντας την συνθήκη της σχέσης

$$\begin{aligned} f_{cd}^* &= (1 + 2.5\alpha\omega_{wd})f_{cd} && \text{for } \alpha\omega_{wd} < 0.10 \\ f_{cd}^* &= (1.125 + 1.25\alpha\omega_{wd})f_{cd} && \text{for } \alpha\omega_{wd} > 0.10 \end{aligned}$$

σχ.1 σχέσεις περισφιγμένου σκυροδέματος

Όπου ο όρος f_{cd}^* αναφέρεται στο περισφιγμένο σκυρόδεμα και στο πρόγραμμα ορίζεται ως f_{cc} (confined concrete).

Αν το α_{wd} είναι μεγαλύτερο ή ίσο από 0.10 ορίζεται επιπλέον ο λόγος $\kappa_{ap} = f_{cc}/f_{cd}$

```
#define materials
#
#concrete
#puts "Enter the 'Characteristic Strength' of Concrete in MPa: ";set fck [gets stdin];
set fck 30.;#don't forget acc=1,00                                parametros

#set fck [expr 30.*1000] ;#characteristic strength of concrete in kN/m2
set gc 1.5;#concrete safety factor;                               parametros
set fcd [expr ($fck/$gc)*pow(10,3)];#design strength of concrete
set fcm [expr $fck+8];#mean compressive strength of concrete at 28 days
set Ecm [expr round(22.*pow([expr $fcm/10.],0.3))*1000*1000];#concrete Young Modulus in kN/m2;
set ecu [expr 3.5*pow(10,-3)];#the ultimate unconfined concrete strength as in EC2

#
#confined concrete
puts "Enter the 'Confinement Coefficient' awwd: ";set awwd [gets stdin];
#set awwd 0.25;#define awwd for confinement ;                               parametros
if {$awwd < 0.1} {set fcc [expr $fcd*(1+25*$awwd)]
} else {set fcc [expr $fcd*(1.125 +1.25*$awwd)]};#definision of the confined concrete given by awwd
set kap [expr $fcc/$fcd];#set k ratio as given from confinement theory
#
```

εικ.3 Ορισμός Σκυροδέματος και Περισιφιμένου σκυροδέματος. (στιγμιότυπο οθόνης)

Σειρά έχει ο ορισμός του χάλυβα οπλισμού, όπου αποφασίζεται να είναι κατηγορίας B500c , δηλαδή χαρακτηριστικής αντοχής 500 MPa , ενώ ορίζεται και ο συντελεστής ασφαλείας γ_s 1.15 . Επιπλέον ορίζεται το μέτρο ελαστικότητας για τον χάλυβα ίσο με 200 GPa , το όριο διαρροής του χάλυβα 2.17 % ,όπως προκύπτει από τους υπολογισμούς και δίνεται ένας λόγος κράτυνσης του χάλυβα $h_r = 0.001$, στην πλαστική περιοχή.

```
#steel
#puts "Enter the 'Characheristic Strength' of steel in Mpa: ";set fyk [gets stdin];
set fyk 500.;
set fyk [expr $fyk*pow(10,3)];#characteristic strength of steel B500c;
set gs 1.15;#steel safety factor;                                     parametros
set fyd [expr $fyk/$gs];#design strength of steel
set Es [expr 200.*pow(10,6)];#steel Young Modulus in kN/m2
set eyd [expr $fyd/$Es];#yeild strain of steel B500c
set hr 0.001;#steel hardening ratio
#
```

εικ.4 Ορισμός Χάλυβα οπλισμού. (στιγμιότυπο οθόνης)

Ακολουθεί η είσοδος της γεωμετρίας του φορέα , εισάγοντας πρώτα τον λόγο πλευρών H/B 1,2 ή 3 και δίνοντας μια τιμή και για το ύψος ανάλογα με αριθμό ορόφων ,έχοντας υπόψη την παραδοχή ότι το ύψος ορόφου είναι 3 μέτρα , υπολογίζεται το πλάτος B της

ανωδομής. Στην συνέχεια δίνεται μια τιμή για το ύψος ορόφου της πιλοτής και υπολογίζονται το μέσον του ύψους της ανωδομής, το μέσον του πλάτους και ο αριθμός των ορόφων.

Έπειτα εισάγεται από τον χρήστη ο αριθμός των υποστυλωμάτων, και εάν η τιμή είναι μεγαλύτερη από 2 όπου και ο αριθμός των ακραίων υποστυλωμάτων της πιλοτής, για παράδειγμα 3, τότε εισάγεται ένα επιπλέον υποστύλωμα που θα αποτελεί και το ενδιάμεσο υποστύλωμα. Τέλος υπολογίζεται ο αριθμός των ανοιγμάτων και το μήκος τους

```
#
#define the building's geometrical properties
puts "Enter the 'Aspect Ratio H/B' from 1 to 3: ";set ratio [gets stdin];
#set ratio 1;#the aspect ratio between height/width of the superstructure;      parametros
puts "Enter the Height of the 'Superstructure' : ";set H [gets stdin];
#set H 18. ;#the height of the superstructure;                                  parametros
set B [expr $H/$ratio] ;#the width of the superstructure
#puts "Enter the Height of the 'Ground Soft Story' equal the 'Height of Columns' : ";set hc [gets stdin];
set hc 3. ;#the height of the soft storey columns;                             parametros
set H2 [expr $H/2.];#H/2 of the height of the superstructure
set Hc [expr $H2+$hc]; #the height from the ground till the center of mass
set B2 [expr $B/2.];#B/2 of the width of the superstructure
set nstorey [expr $H/3];#the number of stories

#
#the model works from 2 to 5 columns
puts "Enter the 'Number of Ground Storey Columns' enter from 2 to 5 : ";set ncol [gets stdin]
#set ncol 4;#the number of ground storey columns;                             parametros
set ncinner [expr $ncol-2];#the number of inner columns if so
set ncend 2.;
set nbay [expr $ncol-1];#the number of column bays
set blth [expr $B/$nbay];#the bay length
#
```

εικ.5 Εισαγωγή γεωμετρίας του φορέα. (στιγμιότυπο οθόνης)

Επόμενο μέγεθος που πρέπει να γίνει εισαγωγή είναι η γεωμετρία των υποστυλωμάτων.

Όπως έχει ειπωθεί τα υποστυλώματα έχουν τετραγωνική διατομή, τα ακραία θα έχουν μήκος πλευράς 0.5 m ενώ τα ενδιάμεσα εάν υπάρχουν 0.6 m. Από αυτές τις τιμές υπολογίζεται το εμβαδόν των διατομών σκυροδέματος A_c , ενώ αγνοείται το εμβαδόν των ράβδων οπλισμού.

Εισάγεται ο λόγος γεωμετρικού ποσοστού διαμήκους οπλισμού ρ_{tot} , ο οποίος για λόγους απλοποίησης αλλά και ευκολίας στην σύγκριση των αποτελεσμάτων αποφασίζεται να ληφθεί 0.01. Επιλύοντας την σχέση για το γεωμετρικό ποσοστό υπολογίζεται ο οπλισμός της διατομής σύμφωνα με την σχέση

$$\rho_{tot} = A_{s,tot} / (b_c \cdot h_c)$$

σχ. 2 γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού

Όπου $b_c \cdot h_c$ είναι το A_c , και $A_{s,tot}$ είναι ο συνολικός διαμήκους οπλισμός της διατομής

Υπολογίζεται η διαφορά του μήκους πλευρών των δυο διατομών σκυροδέματος σε εκατοστά αυτή τη φορά ώστε να προκύψουν ακέραιοι αριθμοί ανά πέντε .

Η διαφορά αυτή οδηγεί σε έναν νέο βρόγχο **if** , καθώς αποφασίζεται ανάλογα με το εμβαδόν της διατομής το γεωμετρικό ποσοστό και κατά συνέπεια και η όπλιση της διατομής να αυξάνεται. Επιθυμώντας με αυτόν τον τρόπο να γίνει μια προσέγγιση με τις πραγματικές κατασκευές.

Για παράδειγμα εάν το μήκος της πλευράς των εξωτερικών υποστυλωμάτων είναι 40cm και των ενδιάμεσων υποστυλωμάτων 60 cm , η διαφορά τους είναι 20 οπότε το γεωμετρικό ποσοστό σε αυτήν την περίπτωση για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα θα είναι $\rho = 0.1\rho_{tot} + \rho_{tot}$, θα έχουμε αύξηση του ποσοστού δηλαδή κατά 10% και κατά συνέπεια και του διαμήκους οπλισμού σύμφωνα με την εξίσωση σχ.2.

Εδώ η διαφορά είναι 10, οπότε και η αύξηση στο γεωμετρικό ποσοστό των εσωτερικών υποστυλωμάτων θα είναι 5% . Που σημαίνει ότι ο διαμήκης οπλισμός για τα ακραία υποστυλώματα είναι 12.5 cm^2 ανά πλευρά ($A_s/2$) , όπλιση που θα μπορούσε να επιτευχθεί με $3\Phi 18 + 2\Phi 20$ ή $4\Phi 16 + 2\Phi 18$. Αντίστοιχα για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα προκύπτει 18.9 cm^2 ανά πλευρά , που θα μπορούσε να επιτευχθεί με $6\Phi 16 + 3\Phi 18$ ή $4\Phi 18 + 3\Phi 20$.

Τέλος θα πρέπει να επισημανθεί ότι αφού η ανάλυση είναι επίπεδη και άρα για μονοαξονική κάμψη , η διατομή οπλίζεται μόνο στις απέναντι παρειές της.

```
#base columns geometry , axial force and reinforcement
#puts "Enter the 'Depth of End Columns section': ";set hcent [gets stdin]
set hcent 0.5;#b=h for the end columns;                                parametros
#puts "Enter the 'Depth of Inner Columns section' : ";set hcinner [gets stdin]
set hcinner 0.6;#b=h for the inner columns;                            parametros
set Acend [expr $hcent*$hcent];#area of end columns
set Acinner [expr $hcinner*$hcinner];#area of inner columns
#
#puts "Enter the 'Steel Ratio' rhtot of the Longtitude Bars: ";set rhtot [gets stdin]
set rhtot 0.01 ;
#
#      parametros
set Adif [expr round(($hcinner-$hcent)*100.);#the difference of areas in cm (integer)
if {$Acend==$Acinner} {
  set Asinner [expr $rhtot*$Acinner] ; set asinnercm [expr $Asinner*10000];#reinforcement
  set Asend [expr $rhtot*$Acend] ; set asendcm [expr $Asend*10000];
  set wtot_inner [expr ($Asinner*$fyd)/($Acinner*$fcd)];#mhxaniko pososto diatomis
  set wtot_end [expr ($Asend*$fyd)/($Acend*$fcd)];#mhxaniko pososto akraiwv ypostilomaton
}
if { $Adif==10 || $Adif==5 } {
  set rhtot1 [expr $rhtot+0.05*$rhtot];#for bigger Acinner
  set Asinner [expr $rhtot1*$Acinner] ; set asinnercm [expr $Asinner*10000];
  set Asend [expr $rhtot*$Acend] ; set asendcm [expr $Asend*10000];
  set wtot_inner [expr ($Asinner*$fyd)/($Acinner*$fcd)];#mhxaniko pososto diatomis
  set wtot_end [expr ($Asend*$fyd)/($Acend*$fcd)];#mhxaniko pososto akraiwv ypostilomaton
}
if { $Adif==20 || $Adif==15 } {
  set rhtot1 [expr $rhtot+0.1*$rhtot];#for bigger Acinner
  set Asinner [expr $rhtot1*$Acinner] ; set asinnercm [expr $Asinner*10000];
  set Asend [expr $rhtot*$Acend] ; set asendcm [expr $Asend*10000];
  set wtot_inner [expr ($Asinner*$fyd)/($Acinner*$fcd)];#mhxaniko pososto diatomis
  set wtot_end [expr ($Asend*$fyd)/($Acend*$fcd)];#mhxaniko pososto akraiwv ypostilomaton
}
if { $Adif==30 || $Adif==25 } {
  set rhtot1 [expr $rhtot+0.2*$rhtot];#for bigger Acinner
  set Asinner [expr $rhtot1*$Acinner] ; set asinnercm [expr $Asinner*10000];
  set Asend [expr $rhtot*$Acend] ; set asendcm [expr $Asend*10000];
  set wtot_inner [expr ($Asinner*$fyd)/($Acinner*$fcd)];#mhxaniko pososto diatomis
  set wtot_end [expr ($Asend*$fyd)/($Acend*$fcd)];#mhxaniko pososto akraiwv ypostilomaton
}
```

εικ.6 Εισαγωγή διατομών υποστυλωμάτων και παραμέτρων όπλισης τους. (στιγμιότυπο οθόνης)

Ένα ακόμη μέγεθος που υπολογίζεται παραμετρικά σε αυτόν τον βρόγχο ανάλογα με τα δεδομένα είναι το μηχανικό ποσοστό της διατομής ω_{tot} . εικ.6

Ακολουθεί ένας ακόμη βρόγχος, όπου ανάλογα με το εμβαδόν του οπλισμού σε cm^2 , καθορίζεται ο αριθμός των ινών χάλυβα που θα χρησιμοποιηθούν στην διατομή.

Αυτή είναι μια παράμετρος που θα χρησιμοποιηθεί στην συνέχεια στην ανάλυση καθώς η διατομή θα αναλυθεί σε ίνες με σκοπό να γίνουν ακριβείς υπολογισμοί της συμπεριφοράς της.

Αποφασίζεται ότι εάν το εμβαδόν του χάλυβα της διατομής είναι μικρότερο από $10cm^2$ η διατομή θα έχει 2 ίνες χάλυβα σε κάθε παρειά, και κάθε μια από αυτές οπλισμό $A_{s,tot}/4$, ενώ εάν είναι μεγαλύτερο από $10cm^2$, η ανάλυση της διατομής θα γίνει με 4 ίνες ανά πλευρά όπου κάθε μια θα έχει οπλισμό $A_s/8$. Στα πλαίσια της μελέτης, ακολουθείται η δεύτερη επιλογή.

Επόμενη είσοδος από τον χρήστη είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη. Αποφασίζεται η τιμή της για όλους τους τύπους των κτιρίων να είναι σταθερή και ίση με $\nu_d = 0.4$, και όχι οι ακραίες τιμές που δίνει ο ΕΚ8 για ΚΠΜ και ΚΠΥ 0.55 και 0.65 αντίστοιχα. Αυτό γιατί αποτελεί μια συνιστώμενη τιμή για τις κατασκευές και σύμφωνα με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης Ροπής – Αξονικής η μέγιστη Ροπή μπορεί να αναληφθεί από για αυτήν την τιμή ανηγμένης αξονικής (Balanced Point).

```
#define the steel fiber depending on steel, hoping to get better behaviour this way
if {$sinnercm<10} {
  set num_st_fib 1
  set As_fib [expr $Asinner/4.]
} else {
  set num_st_fib 4
  set As_fib [expr $Asinner/8.]
  #puts $sinnercm
}
if {$sendcm<10} {
  set num_st_fib_end 1
  set As_fibed [expr $Asend/4.]
} else {
  set num_st_fib_end 4
  set As_fibed [expr $Asend/8.]
}
set As1 [expr $Asend/2.];set As2 [expr $Asend/2.];
set As1_in [expr $Asinner/2.];set As2_in [expr $Asinner/2.];#neutral axis divides Area of column
#Axial Force
puts "Enter the 'Ratio of Axial Force nd' : ";set nd [gets stdin]
#set nd 0.45;#the ratio of axial force
if {$cinner>$cend} {
  set Ninner [expr $nd*$Acinner*$fcd];#the axial force of inner columns
  set Nend [expr $nd*$Acend*$fcd];#the axial force of end columns
} else {
  set Nend [expr $nd*$Acend*$fcd];#overall axial force on all the columns
  set Ninner $Nend
}
#
#define cover
#puts "Enter 'Column Cover 'cnom' in m : ";set cnom [gets stdin];
set cnom 0.030;
#epikalipsi
#define transverse bars
#puts "Enter the Diameter of 'Transverse Bars' dw in m : ";set dw [gets stdin];
set dw 0.01;
#syndetires 10mm
#define d1
set d1 [expr $cnom+$dw+0.014/2];set d2 $d1;#idia gia thlivomeno efelkyomeno,0.014 elaxisth diametros diamikous oplismou kataskeuastika gia ypostilomata
```

εικ.7 Βρόγχοι όπλισης και αξονικής και ορισμός d1 (στιγμιότυπο οθόνης)

Ακολουθως εισάγονται μεγέθη όπως η επικάλυψη $c_{nom} = 0.03m$ και η απόσταση της κάτω ίνας της διατομής από το κέντρο βάρους του εφελκόμενου οπλισμού d_1 το οποίο θα είναι ίσο με $c_{nom} + d_w + 0.014/2$. Όπου d_w είναι η διάμετρος των συνδετήρων, παράμετρος που δεν παίζει ρόλο στην συγκεκριμένη ανάλυση και θα εξηγηθεί παρακάτω ο λόγος. Δίνεται αυθαίρετα η τιμή $0.01m$ δηλαδή $\Phi 10$ για όλες τις διατομές.

Ο όρος $0.014/2$ είναι τα το μισό της διαμέτρου του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού $\Phi 14$ που είναι και η ελάχιστη διάμετρος ράβδων που χρησιμοποιείται συνήθως στις κατασκευές για τα υποστυλώματα.

Αμέσως μετά παρεμβάλλονται στον κυρίως κώδικα, δυο συναρτήσεις, Procedures (proc) όπως αποκαλούνται στην Tcl, που έχουν ως σκοπό την κατασκευή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης για τα υποστυλώματα. Η δομή τους βασίζεται στις εξισώσεις ισοδυναμίας για τις ακραίες καταστάσεις αλληλεπίδρασης που εξετάζεται μια διατομή. Τα διαγράμματα κατασκευάζονται για τα ακραία υποστυλώματα αλλά μπορούν αν είναι επιθυμητό να κατασκευαστούν και για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα. Τέλος η καθεμία από τις τέσσερις εξισώσεις ισοδυναμίας αποτελεί μια διαφορετική συνάρτηση. Εδώ επισημαίνεται η δομή της εξίσωσης για Καθαρή Κάμψη. εικ.8

```
#Pure Bending
proc pure_bend {ecu eyd fcd As1 As2 hccnd Es Acnd d1 d2} {
    global isor
    global diag_values
    set es1 $eyd;
    set es2 $eyd;
    #set d2 0.05
    #set d1 0.05
    set fyd [expr 500.*1000/1.15]
    set Fcx [expr $fcd*$hccnd*0.810];
    #puts $Fcx
    set Fs1 [expr $fyd*$As1]
    set Fs2 [expr $fyd*$As2]
    set x [expr ($Fs1-$Fs2)/$Fcx]
    #puts $x
    if {$x==0} {
        set es1 $eyd;
        set diakrin [expr pow([expr ($ecu*$Es*$As2)-$Fs1],2) -4.*$Fcx*(-$ecu*$Es*$As2*$d2)];
        #puts $diakrin
        if {$diakrin==0} {
            set x [expr -($ecu*$Es*$As2-$Fs1)/(2.*$Fcx)]
            #puts $x
        } elseif {$diakrin >0} {
            set x1 [expr (-($ecu*$Es*$As2-$Fs1)+sqrt($diakrin))/(2.*$Fcx)];
            set x2 [expr (-($ecu*$Es*$As2-$Fs1)-sqrt($diakrin))/(2.*$Fcx)];
            #puts $x1; puts $x2;
        }
    }
    if {$x1>0 && $x1<1 && $x1<$hccnd} {
        set x $x1
    }
    if {$x2>0 && $x2<1 && $x2<$hccnd} {
        set x $x2
    }
    #puts $x
    #elegxos
    set Fc [expr $Fcx*$x];#puts $Fc
    set es2 [expr $ecu*($x-$d2)/$x];
    set Fs2 [expr $As2*$Es*$es2];#puts $Fs2
    #ypologismoi megethwn
    set alp [expr 0.416*$x]
    set Nrd 0.;
    set Mrd [expr $Fs1*($hccnd/2.-$d1)+$Fs2*($hccnd/2.-$d2)+$Fc*($hccnd/2-$alp)];
    if {$x!=0} {
        puts $isor "Pure Bending\nAs2 has not reached it's Yield Strength es2: $es2\nNrd equals $Nrd kN\nMrd equals $Mrd kNm\n";
    } else {
        puts $isor "Pure Bending\nAs2 has reached it's Yield Strength es2: $es2\nNrd equals $Nrd kN\nMrd equals $Mrd kNm\n";
    }
    puts $diag_values "$Mrd $Nrd"
}
```

εικ.8 Ισοδυναμία για την περίπτωση Καθαρής Κάμψης (στιγμιότυπο οθόνης)

Αφού κατασκευαστούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης και ολοκληρωθεί η λειτουργία των συναρτήσεων υπολογίζονται τα ανοίγματα των δοκών της πιλοτής και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Σημειώνεται εδώ ότι προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ενδοσιμότητα μιας κατασκευής οι ομάδες αυτές των κτιρίων αποφασίζεται να εξεταστούν και σε μια σειρά ιδιοπεριόδων από $T=0.1$ sec έως $T=1.2$ sec. Εξιδανικεύεται δηλαδή το γεγονός ότι ένα κτίριο μπορεί να είναι θεμελιωμένο σε ένα πιο χαλαρό έδαφος, που έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, την μείωση της δυσκαμψίας και ταυτόχρονα την αύξηση της ιδιομορφικής της μάζας σε οριζόντια απόκριση. Από την μάζα αυτή προκύπτει και η λικνιστική μάζα λόγω της στροφικής-λικνιστικής αδράνειας της κατασκευής καθώς επίσης παραμετρικά προκύπτει και η λικνιστική περίοδος και η στροφική ακαμψία.

```

set tlnet [expr $B-($ncinner*$hcinner+($ncol-$hcinner)*$hccend)];#total clear span of the base
set lnet [expr $tlnet/$nbay];#clear span between each column
set leff1 [expr $lnet*$hccend/2.+$hcinner/2.];set leff2 [expr $lnet*$hcinner];#effective span length of the columns
#find the stiffness of the superstructure

set pi [expr atan(1.0)*4.0];
set Iend [expr (($hccend*$hccend*$hccend)/12.)];#inertia of the end columns
set Iinner [expr (($hcinner*$hcinner*$hcinner*$hcinner)/12.)];#inertia of the inner columns
set Klat [expr 12.*$Ecm*($Iinner*$hcinner+$Iend*$hccend)/($hc*$hc*$hc)];#calculate the Klat of the building
#increasing the Period and decreasing Klat for more flexible model
for {set Tlat 0.1} {$Tlat <=1.3} {set Tlat [expr {$Tlat+0.1}]} {
set Klat [expr $Klat-$Klat*0.05];
if {$ncol==2} {
set Krock [expr $Ecm*($hccend*$Acend*pow(($B2-[expr $hccend/2.]),2));#+$ncinner*$Acinner*pow(($B2-($leff1+[expr $hccend/2])),2));}
}
if {$ncol==3} {
set Krock [expr $Ecm*($hccend*$Acend*pow(($B2-[expr $hccend/2.]),2));#+$ncinner*$Acinner*pow(($B2-($leff1+[expr $hccend/2])),2));}
}
if {$ncol==4} {
set Krock [expr $Ecm*($hccend*$Acend*pow(($B2-[expr $hccend/2.]),2)+$ncinner*$Acinner*pow(($B2-($leff1+[expr $hccend/2])),2));#calculate the Krock of the building}
}
if {$ncol==5} {
set Krock [expr $Ecm*($hccend*$Acend*pow(($B2-[expr $hccend/2.]),2)+[expr $ncinner-1]*$Acinner*pow(($B2-($leff1+[expr $hccend/2])),2))]
}
#set Kv [expr 2.*$Krock/($B*$B)];#calculate Kv of the building
#
#give periods of the system
#set Tlat 0.3;#give the lateral period

#set Trock 0.1;#give the rocking period
#
#calculate masses of the superstructure
#
set Mlat [expr (($Tlat*$Tlat)*$Klat)/(4*$pi*$pi)];#calculate the lateral mass
set bita [expr sqrt((1+((1/$ratio)*(1/$ratio)))/12.)];#bita term as mentioned in paper of Zeris 2014
set r [expr $H*($bita)];#radius of gyration , as mentioned in paper of Zeris 2014
set Irock [expr $Mlat*($r*$r)];#calculate the rocking Inertia I=m*r2
set Trock [expr 2*$pi*sqrt($Irock/$Krock)];#calculating the Trock since it is deriving from the system
#set Irnod [expr $Irock/4.];#split the mass to 4 end nodes 101 102 201 202 of the superstrucrte
#

```

εικ.9 Παραμετροποίηση αδρανειακών χαρακτηριστικών και εύρεση μήκους ανοιγμάτων (στιγμιότυπο οθόνης)

Επισημαίνεται ότι η λειτουργία που αναφέρθηκε προηγουμένως ,δεν έχει ιδιαίτερη σημασία για τις μεθόδους Pushover καθώς η διαφορά στα αποτελέσματα είναι αμελητέα , ενώ για την Rollover είναι περισσότερο εμφανής .

3.2.2 Μέρος Δεύτερο – Εισαγωγή του μοντέλου στην ανάλυση με το OpenSees.

Στην συνέχεια το κυρίως πρόγραμμα προχωράει στις 3 αναλύσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως με σκοπό να ξεκινήσει η ανάλυση των κατασκευών.

Οι αναλύσεις αυτές είναι δομημένες με την μορφή συναρτήσεων (proc) και καλούνται από τον κώδικα (script) του κυρίως προγράμματος όταν εκτελεστούν όλες οι εργασίες εισαγωγής δεδομένων και ο διερμηνευτής (interpreter) φτάσει σε αυτή τη γραμμή.

Οι συναρτήσεις αυτές δέχονται τα δεδομένα του κυρίως προγράμματος σε παραμετρική μορφή με το πρόθεμα '\$'. Για παράδειγμα η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος γράφεται εντός της συνάρτησης \$f_{cd}.

Ο κώδικας και για τις 3 αναλύσεις είναι πανομοιότυπος, οπότε θα γίνει εκτενής αναφορά σε μια από τις μεθόδους και για τις υπόλοιπες θα επισημανθούν οι διαφορές.

Επειδή όπως αναφέρθηκε η διαδικασία της ανάλυσης είναι επαναληπτική και διαδοχική θα πρέπει κάθε φορά να κατασκευάζεται το μοντέλο στο οποίο ζητείται να γίνει ανάλυση. Για να μην υπάρξει σύγχυση στα αποτελέσματα, το μοντέλο θα πρέπει να καταστρέφεται στιγμιαία, και αυτό επιτυγχάνεται με την εντολή "wipe" του OpenSees.

Έπειτα ξεκινάει η σύνταξη του προβλήματος, αυτή τη φορά σύμφωνα με τις εντολές του OpenSees.

Πρώτα γίνεται ο καθορισμός του μοντέλου και της ανάλυσης που θα ακολουθήσει. Αυτό γίνεται με την εντολή "model BasicBuilder". Για να λειτουργήσει όμως σωστά η εντολή θα πρέπει να δοθούν οι διαστάσεις του προβλήματος και οι βαθμοί ελευθερίας. Όπως έχει ειπωθεί το πρόβλημα είναι επίπεδο άρα δυο διαστάσεων και οι βαθμοί ελευθερίας είναι 3. Άρα συμπληρώνεται "-ndm 2 -ndf 3". (εικ.1)

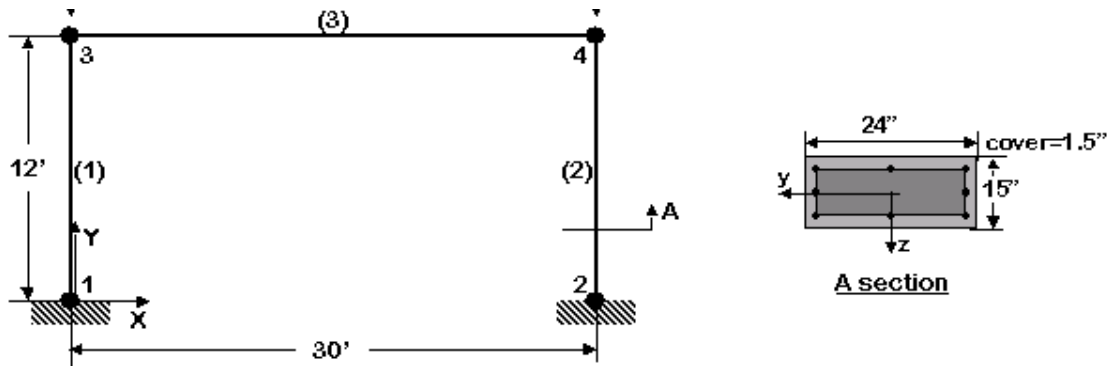
```
wipe
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;#2 dimension model,3 degrees of freedom
```

εικ.1 Εντολή καθορισμού του μοντέλου και κατ' επέκταση του προβλήματος στο OpenSees. (στιγμιότυπο οθόνης)

Στην συνέχεια θα πρέπει να δοθεί ο γεωμετρικός μετασχηματισμός του προβλήματος, από το Τοπικό σύστημα στο Καθολικό, δηλαδή το μητρώο μετασχηματισμού μετατοπίσεων, δυσκαμψιών/ευκαμψιών και αντιδράσεων, όπως έχει διδαχτεί στα μαθήματα της Στατικής και των Πεπερασμένων Στοιχείων. Ο μετασχηματισμός θα είναι γραμμικός και αγνοούνται τα φαινόμενα δευτέρας τάξης. Αυτό γίνεται με την εντολή "geomTransf Linear". Επισημαίνεται ότι για το επίπεδο πρόβλημα δεν απαιτούνται να δοθούν οι γωνίες καθολικών τοπικών αξόνων θ^{ij} , αφού ρυθμίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Αρκεί να δοθεί μια παραμετρική ονομασία, πχ ένας αριθμός, ώστε να χρησιμοποιηθεί στις επόμενες εντολές του OpenSees. (εικ.2)

```
geomTransf Linear 1
```

εικ.2 Γεωμετρικός Μετασχηματισμός Προβλήματος (στιγμιότυπο οθόνης)



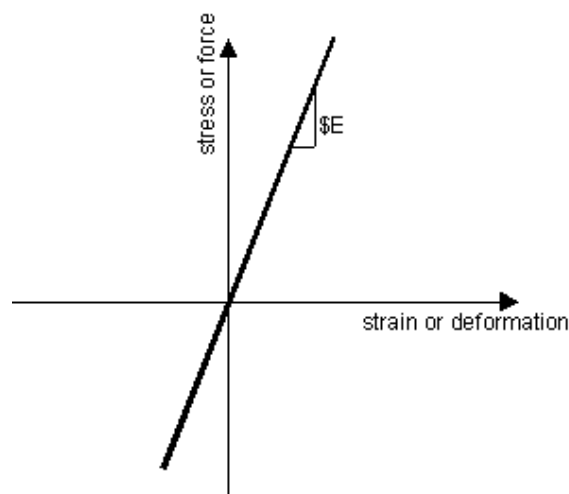
εικ.3 Παράδειγμα καθολικού συστήματος και διατομής σε επίπεδο πρόβλημα πλαισίου. α) Καθολικό σύστημα , ο άξονας z είναι κάθετος στο επίπεδο β) Επίπεδο διατομής , ο άξονας κάμψης είναι ο y , ενώ ο άξονας x είναι διαμήκης περνάει από το κέντρο βάρους της διατομής .Οι άξονες στο επίπεδο διατομής ταυτίζονται με το τοπικό σύστημα του μέλους (12)

Και αφού για το πρόβλημα μας δεν εξετάζονται τα δοκάρια, αλλά συμμετέχουν στον φορέα δεν χρησιμοποιείται γραμμικός μετασχηματισμός για αυτά .

Η λειτουργία των στοιχείων δοκών , η οποία περιφράφηκε στην προηγούμενη ενότητα έρχεται για να προσθέσει δυσκαμψία στον φορέα. Μάλιστα μεγάλη ποσότητα δυσκαμψίας ,πρακτικά άπειρη, ούτως ώστε η συμπεριφορά της ανωδομής να παραμένει ελαστική.

Αρχικά ορίζεται ένα πολύ μεγάλο μέτρο ελαστικότητας E_{inf} , πολλαπλασιάζοντας την δυσκαμψία του φορέα σε οριζόντια απόκριση K_{lat} (των υποστυλωμάτων) με ένα πολύ μεγάλο αριθμό.

Στην συνέχεια εισάγεται ένα ελαστικό υλικό μονο-αξονικής απόλυτα ελαστικής συμπεριφοράς παραμόρφωσης - τάσης , το οποίο δεν διαρρέι ποτέ , από την βιβλιοθήκη του OpenSees



εικ.4 Υλικό μονοαξονικής συμπεριφοράς (12)


```
set Einf [expr 1000*$Klat];#give an infinite Elastic tangent for the beams
uniaxialMaterial Elastic 1 $Einf;#set the material of Beams as Elastic with infinite Elastic tangent
```

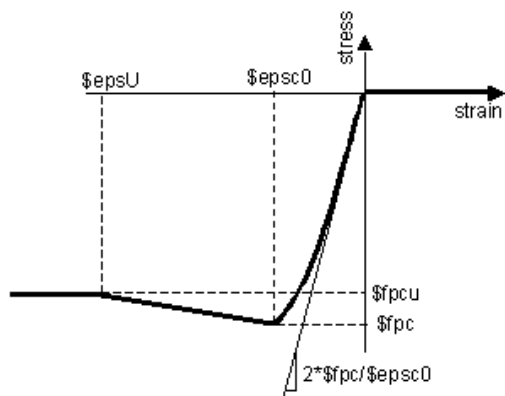
εικ.5 Ορισμός άπειρου μέτρου ελαστικότητας και Μονοαξονικού απολύτως ελαστικού υλικού. (στιγμιότυπο οθόνης)

Αυτό που θα πρέπει να καθοριστεί στην συνέχεια είναι η συμπεριφορά του σκυροδέματος. Από την βιβλιοθήκη του προγράμματος επιλέγεται το “uniaxialMaterial Concrete 01”, το οποίο αναφέρεται σε σκυρόδεμα μονοαξονικής συμπεριφοράς με μειούμενη δυσκαμψία σε διαδοχικούς κύκλους φόρτισης – επαναφόρτισης (softening) και μηδενική αντοχή στον εφελκυσμό. Όλες οι παράμετροι της εντολής πρέπει να προσημανθούν με μείον.

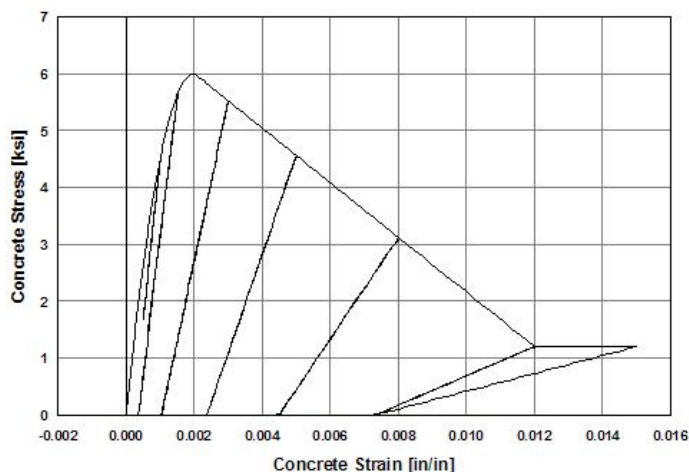
```
uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $epsC0 $fpcu $epsU
```

\$matTag	integer tag identifying material
\$fpc	concrete compressive strength at 28 days (compression is negative)*
\$epsC0	concrete strain at maximum strength*
\$fpcu	concrete crushing strength *
\$epsU	concrete strain at crushing strength*

εικ.6 Εντολή εισαγωγής σκυροδέματος Concrete01 σε πλήρη ανάπτυξη, όπου επισημαίνεται η είσοδος των προκαθορισμένων τιμών για σκυρόδεμα 28 ημερών, μέγιστη αντοχή σκυροδέματος κατά την διαρροή και αστοχία και μέγιστη τάση κατά την αστοχία.



Typical Hysteretic Stress-Strain Relation for material



εικ.7 α) Μονοαξονική συμπεριφορά σκυροδέματος (διάγραμμα ανεστραμμένο) μοντέλο Kent-Scott-Park β) μειούμενη δυσκαμψία για τους κύκλους μονοαξονικής φόρτισης Karsan-Jirsa 1969. (12)

Στο μοντέλο μας εισάγεται με την εντολή αυτή σκυρόδεμα 30MPa , όπως έχει αναφερθεί και θα είναι το ίδιο για όλες τις κατασκευές . Δεχόμαστε ότι το σκυρόδεμα αρχίζει να διαρρέει για παραμόρφωση 2‰ , ενώ αυτό που είναι σημαντικό για το OpenSees είναι ότι θα πρέπει να εισαχθεί ένας νόμος που να προσομοιώνει την συμπεριφορά του σκυροδέματος σε πραγματικές συνθήκες και όχι αυτή του συμβατικού που χρησιμοποιούμε στον σχεδιασμό. Με άλλα λόγια αποφασίζεται ότι το σκυρόδεμα , απερίσφικτο σε αυτή την περίπτωση αστοχεί για παραμόρφωση 5‰ (τιμή που καθορίζεται από τον χρήστη) επειδή έχασε τις ιδιότητές του (softening) και δεν υπάρχει παραμένουσα αντοχή. Τέλος σηματοδοτείται ο ορισμός του υλικού με χρήση κάποιου αριθμού συνήθως (εδώ 10) ώστε να αποτελέσει σημείο αναφοράς στην μετέπειτα λειτουργία της ανάλυσης.

```
#unconfined concrete
uniaxialMaterial Concrete01 10 [expr -$fcd] -0.002 0. -0.005 ;#Definition of the Unconfined Concrete Behaviour of the columns
```

εικ.8 Ορισμός απερίσφικτου σκυροδέματος (στιγμιότυπο οθόνης)

Επόμενο υλικό που θα εισαχθεί είναι το περισφιγμένο σκυρόδεμα για τα υποστυλώματα το οποίο αναμένεται να καταλάβει τον πυρήνα της διατομής τους. Χρησιμοποιείται πάλι η ίδια εντολή από το OpenSees , ενώ ομοίως εισάγονται προσημασμένες οι τιμές τάσης και παραμόρφωσης για περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Εδώ χρησιμοποιείται ο λόγος $k_{ap} = f_{cc} / f_{cd}$ που υπολογίστηκε στο κυρίως πρόγραμμα και εισάγεται στη σχέση

$$\epsilon_{co}^* = \epsilon_{co} \left(\frac{f_{cd}^*}{f_{cd}} \right)^2$$

σχ.1 Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής περισφιγμένου σκυροδέματος , ε_{co} διαρροή απερίσφικτου σκυροδέματος ($f_{cd}^* = f_{cc}$)

για να υπολογιστεί η παραμόρφωση στην οποία διαρρέει το περισφιγμένο σκυρόδεμα , καθώς και η παραμόρφωση στην οποία αστοχεί το περισφιγμένο σκυρόδεμα.

$$\epsilon_{cu}^* = \epsilon_{cu} + 0.1\alpha\omega_{wd}$$

σχ.2 Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος, όπου ε_{cu} είναι η παραμόρφωση αστοχίας του απερίσφικτου 0.005.

Για το περισφιγμένο σκυρόδεμα δεχόμαστε ότι κατά την αστοχία έχει παραμένουσα τάση 20% της αντοχής του, πρακτικά αντοχή μάζου. Τέλος και πάλι σηματοδοτείται ο ορισμός του υλικού (εδώ 20) για να διευκολυνθεί η ανάλυση.

```
#confined concrete
uniaxialMaterial Concrete01 20 [expr - $f_{cc}$ ] [expr -0.002*($kap*$kap)] [expr -0.2*$fcc] [expr -(0.005+0.1*$awd)];#Definition of the Confined Concrete Behaviour of the columns
```

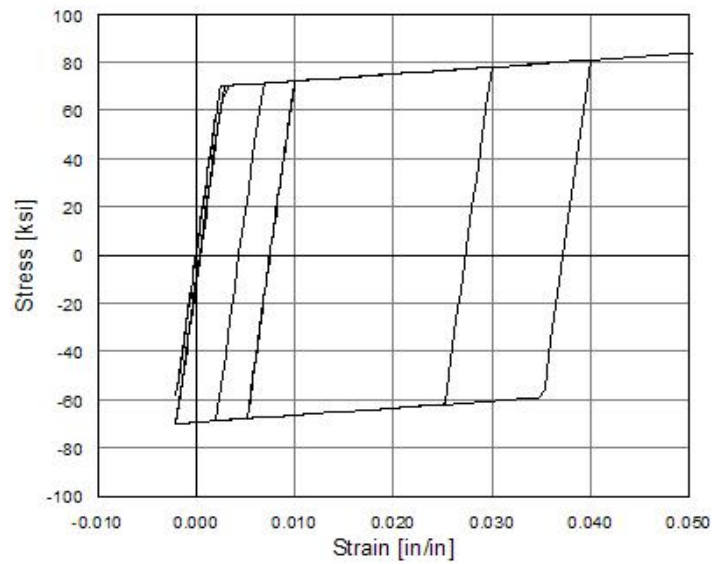
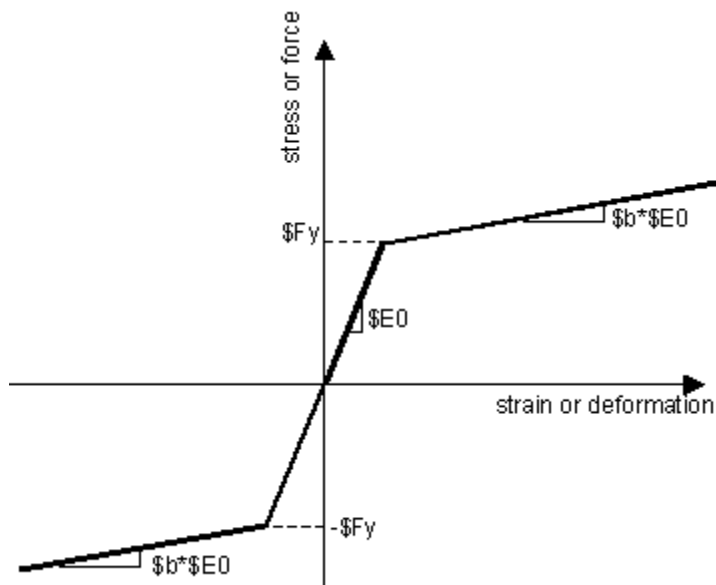
εικ.9 ορισμός περισφιγμένου σκυροδέματος (20) ως το υλικό που θα βρίσκεται στον πυρήνα της διατομής των υποστυλωμάτων , είναι εμφανής η παραμένουσα αντοχή του σκυροδέματος 0.2 f_{cc}. (στιγμιότυπο οθόνης)

Ακολουθεί ο ορισμός της συμπεριφοράς του χάλυβα οπλισμού, τον οποίο αρχικά “βαφτίζουμε” με έναν αριθμό ώστε να μπορούμε να αναφερόμαστε σε αυτόν στην συνέχεια του προγράμματος. Από την βιβλιοθήκη του OpenSees εισάγουμε το υλικό “UniaxialMaterial Steel 01”, που αποτελεί ένα διγραμμικό μοντέλο χάλυβα με ελαστική , ελαστοπλαστική ή απολύτως πλαστική συμπεριφορά ,ανάλογα τις ιδιότητες που θέλουμε να δώσουμε, με την ίδια αντοχή για θλίψη και εφελκυσμό. Όπως έχει ειπωθεί η συμπεριφορά του χάλυβα αναμένεται να είναι ελαστική – ελαστοπλαστική αφού έχει δοθεί ένας λόγος κράτυνσης $hr = 0.001$. (κινηματική σκλήρυνση χάλυβα).

```
uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b <$a1 $a2 $a3 $a4>
```

Parameter	Description
\$matTag	integer tag identifying material
\$Fy	yield strength
\$E0	initial elastic tangent
\$b	strain-hardening ratio (ratio between post-yield tangent and initial elastic tangent)
\$a1	isotropic hardening parameter, increase of compression yield envelope as proportion of yield strength after a plastic strain of $a1*(Fy/E0)$. (optional)
\$a2	isotropic hardening parameter (see explanation under \$a1). (optional).
\$a3	isotropic hardening parameter, increase of tension yield envelope as proportion of yield strength after a plastic strain of $a3*(Fy/E0)$. (optional)
\$a4	isotropic hardening parameter (see explanation under \$a3). (optional)

εικ.10 Εισαγωγή χάλυβα μονοαξονικής συμπεριφοράς σύμφωνα με το OpenSees , εισάγοντας παράλληλα μέτρο Ελαστικότητας , Αντοχή και αν επιθυμούμε ένα λόγο κράτυνσης , ενώ οι παράγοντες \$a1- \$a4 έχουν να κάνουν με την εισαγωγή παραμέτρων ιστροπικής σκλήρυνσης. [\(12\)](#)



εικ.11α) Διγραμμικό μοντέλο χάλυβα με ελαστική – ελαστοπλαστική συμπεριφορά σε μονότονη φόρτιση (καταστατικός νόμος) β) υστεριτική συμπεριφορά χάλυβα (φαινόμενο Baushinger) (12)

```
#steel
uniaxialMaterial Steel01 30 $fyd $Es $hr;#Definition of Steel Behaviour of the columns
```

εικ.12 Εισαγωγή υλικού μονοαξονικού χάλυβα uniaxialMaterial Steel 01 σύμφωνα με το OpenSees. (στιγμιότυπο οθόνης)

Επόμενο βήμα για την μοντελοποίηση στο OpenSees είναι ο ορισμός των διατομών των υποστυλωμάτων από τις οποίες θα παραχθούν και τα αποτελέσματα του προγράμματος.

Για την ανάλυση των διατομών θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των ινών, μια μέθοδος κατά την οποία η διατομή χωρίζεται σε ίνες ώστε να υπάρχει μεγαλύτερη λεπτομέρεια στον υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων. Αυτό γίνεται με την εντολή “section Fiber”.

Εφόσον τα εσωτερικά-ενδιάμεσα υποστυλώματα θα έχουν διαφορετικές διαστάσεις από τα ακραία είναι ανάγκη να χρησιμοποιηθεί η εντολή για κάθε τύπο ξεχωριστά.

Αρχικά θα πρέπει να οριστεί και πάλι η διατομή σύμφωνα με ένα αριθμό, που θα αποτελέσει σημείο αναφοράς για την ανάλυση στην συνέχεια. Εντός της εντολής “section Fiber” χρησιμοποιείται η συνθήκη “patch” ώστε να παραχθεί ο αριθμός των ινών που θα χρησιμοποιηθούν. Οι ίνες αυτές δεν είναι παρά μικρά κομμάτια σκυροδέματος της διατομής, και ανάλογα με την ανάλυση ή το σχήμα της διατομής μπορεί να είναι τετραγωνικές, κυκλικές ή τετραπλευρικές. Εδώ επειδή η ανάλυση θα γίνει σε μοναξονική κάμψη οι ίνες θα είναι τετραπλευρικές δηλαδή θα πρέπει να είναι τύπου “quad”.

Επιπλέον όπως έχει ειπωθεί η διατομή φέρει τόσο απερίσφικτο όσο και περισφιγμένο σκυρόδεμα. Έτσι θα πρέπει να καθοριστούν οι περιοχές αυτές και τα όρια που καταλαμβάνουν.

Αυτό γίνεται με την «κλήση» του υλικού σκυροδέματος που προσημάνθηκε προηγουμένως και εδώ φαίνεται αρχικά η σημασία της λειτουργίας αυτής. Έπειτα ο κάθε τομέας της διατομής χωρίζεται στις ίνες.

Επισημαίνονται για το απερίσφικτο σκυρόδεμα τέσσερις περιοχές περιμετρικά του πυρήνα, οι οποίες εκτείνονται από την παρειά της διατομής έως το κέντρο βάρος του διαμήκους οπλισμού. Έτσι αριστερά και δεξιά του πυρήνα κατά την διεύθυνση y που είναι και ο άξονα της κάμψης στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων θα έχουμε 40 υποδιαίρεσεις τις διατομής, ενώ κατά την δευτερεύουσα διεύθυνση z αρκεί μια υποδιαίρεση. Όμοια άνω και κάτω του πυρήνα, επειδή όμως οι περιοχές αυτές είναι μικρότερες μεν αλλά μεγαλύτερες κατά πλάτος, αποφασίζεται να γίνουν 20 υποδιαίρεσεις.

Αφού καθοριστούν οι υποδιαίρεσεις των ινών, εισάγονται τα όρια των περιοχών τους. Αυτό γίνεται με τη βοήθεια των συντεταγμένων στον τοπικό άξονα της διατομής. Ωστόσο θα πρέπει να γίνει σαφές ότι για να έχουμε μια σωστά ορισμένη την διατομή και για να μην δημιουργηθεί σύγχυση από λανθασμένα πρόσημα στα αποτελέσματα, η εισαγωγή των συντεταγμένων θα πρέπει να γίνει κατά την αντί-ωρολογιακή φορά.

Όμοια χρησιμοποιούνται οι εντολές “patch” και “quad” για τον πυρήνα της διατομής αυτή τη φορά καλώντας ως υλικό το περισφιγμένο σκυρόδεμα(20). Η διαφορά είναι ότι τώρα χρησιμοποιούνται 50 υποδιαίρεσεις της διατομής κατά τον άξονα της κάμψης y και μια κατά τον δευτερεύοντα z . Ο πυρήνας της διατομής ξεκινάει από το κέντρο βάρους του εφελκόμενου οπλισμού έως το κέντρο βάρους του θλιβόμενου οπλισμού. Βεβαίως ο ΕΚ8 αναφέρει ως περισφιγμένη περιοχή αυτή που ξεκινάει από το μέσον του συνδετήρα της μιας παρειάς έως το μέσον του συνδετήρα της απέναντι παρειάς, όμως επειδή η διατομή είναι μοντελική η παράμετρος αυτή αγνοείται.

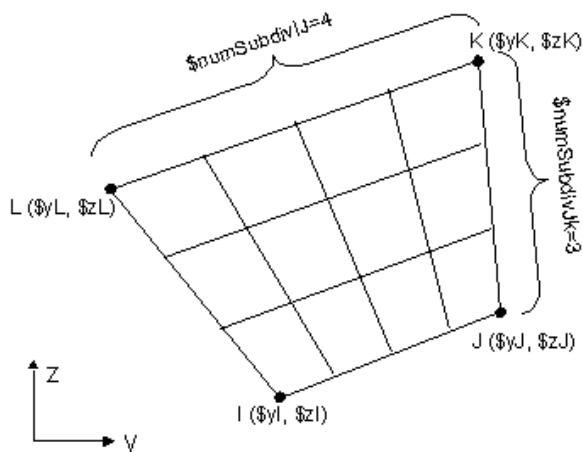
Για να ολοκληρωθεί ο ορισμός της διατομής, απομένει να πραγματοποιηθεί η εισαγωγή του χάλυβα οπλισμού . Αυτό γίνεται μέσω της εντολής “layer straight” ,η οποία μας επιτρέπει να κατασκευάσουμε εντός κάποιων συντεταγμένων μια ευθεία από ίνες , οι οποίες μπορούν να προσομοιάσουν τον οπλισμό.

Στο κυρίως πρόγραμμα υπολογίζεται το εμβαδόν του οπλισμού και το πλήθος των ινών ,έτσι οι τιμές τους εδώ μπαίνουν παραμετρικά με κλήση της αντίστοιχης μεταβλητής με πρόθεμα \$. Επιπλέον εισάγεται και ο χάλυβας οπλισμού ως υλικό καλώντας η εντολή τον αριθμό που αυτός προσημάνθηκε. Τέλος μπαίνουν οι συντεταγμένες y,z επίσης τηρώντας την αντί-ωρολογιακή φορά

```
patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL
```

\$matTag	tag of previously defined material (UniaxialMaterial tag for a FiberSection or NDMaterial tag for use in an NDFiberSection)
\$numSubdivIJ	number of subdivisions (fibers) in the IJ direction.
\$numSubdivJK	number of subdivisions (fibers) in the JK direction.
\$yI \$zI	y & z-coordinates of vertex I (local coordinate system)
\$yJ \$zJ	y & z-coordinates of vertex J (local coordinate system)
\$yK \$zK	y & z-coordinates of vertex K (local coordinate system)
\$yL \$zL	y & z-coordinates of vertex L (local coordinate system)

εικ.13 εντολή patch quad στο OpenSees (12)

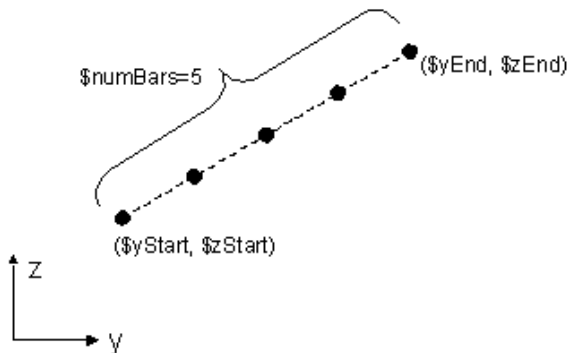


εικ.14 Παράδειγμα διατομής ινών τύπου quad για πρόβλημα 2 ή 3 διαστάσεων, σωστή φορά τοποθέτησης συν/ων η αντιωρολογιακή. (12)

layer straight \$matTag \$numFiber \$areaFiber \$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd

\$matTag	material tag of previously created material (UniaxialMaterial tag for a FiberSection or NDMaterial tag for use in an NDFiberSection)
\$numFibers	number of fibers along line
\$areaFiber	area of each fiber
\$yStart \$zStart	y and z-coordinates of first fiber in line (local coordinate system)
\$yEnd \$zEnd	y and z-coordinates of last fiber in line (local coordinate system)

Εικ. εντολή layer straight (12)



εικ.15 παράδειγμα εφαρμογής για την κατανόηση της εντολής layer straight. Κάθε fiber μπορεί να είναι περισσότερο από μια ράβδο οπλισμού (12)

```
#outer column section
section Fiber 20 {
  #unconfined concrete
  #patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL
  #first the unconfined part of the section
  patch quad 10 1 40 [expr -$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr -$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr $hcend/2.];
  patch quad 10 1 40 [expr -$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr -$hcend/2.] [expr -$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr -$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.];
  patch quad 10 1 20 [expr -$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr -$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.];
  patch quad 10 1 20 [expr -$d1+$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.];
  #and the confined part
  patch quad 20 1 50 [expr $d1-$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.];
  #diamikis oplismos
  #layer straight $matTag $numFiber $areaFiber $yStart $zStart $yEnd $zEnd
  layer straight 30 $num_st_fib $As_fib [expr $d1-$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.];
  layer straight 30 $num_st_fib $As_fib [expr -$d1+$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr -$d1+$hcend/2.] [expr $d1-$hcend/2.];
}
```

εικ.16 Εισαγωγή διατομής με την μέθοδο των ιών στο πρόγραμμα .Ορισμός ιών. (στιγμιότυπο οθόνης)

Στην εικ.16 παρουσιάζεται η εισαγωγή της διατομής για τα ακραία υποστυλώματα , όμοια ακολουθείται η διαδικασία και για τα εσωτερικά υποστυλώματα.

Ακολουθεί ο ορισμός των κόμβων της κατασκευής στο καθολικό σύστημα. Εφόσον πρόκειται για επίπεδη ανάλυση αρκεί η εισαγωγή των συντεταγμένων X και Y. Η εντολή είναι απλή , εισάγεται ένας αριθμός που αντιπροσωπεύει κάθε κόμβο και η συντεταγμένη του.

```
node 1 [expr $hcend/2.] 0.;#first column on left
```

εικ.17 παράδειγμα εισαγωγής κόμβου 1 στο μοντέλο. (στιγμιότυπο οθόνης)

Με τον ίδιο τρόπο εισάγονται και οι υπόλοιποι κόμβοι του φορέα οι οποίοι θα ενωθούν με ραβδωτά στοιχεία δοκών/υποστυλωμάτων.

Εισάγονται οι δεσμεύσεις των κόμβων , όπου απλά εισάγεται ο αριθμός του κόμβου και ακολούθως ο βαθμός ελευθερίας κατά σειρά 1-2-3 (διεύθυνση X-Y-Z) στον οποίο είναι δεσμευμένος ή όχι.

```
fix 1 1 1 1;
```

εικ.18 παράδειγμα δέσμευσης κόμβου 1, όπως φαίνεται όλοι οι β.ε. είναι δεσμευμένοι. (στιγμιότυπο οθόνης)

Εδώ θα πρέπει να επισημανθούν κάποιες διαφορές στις αναλύσεις

1. Στην ανάλυση Pushover 2dof , το KM δεσμεύεται κατά τον βαθμό ελευθερίας

```
fix 1000 0 1 0;#x movement is free, y is fixed and z free
```

2. Στην Pushover Lateral, το KM είναι ελεύθερο να κινηθεί μόνο κατά τον βαθμό ελευθερίας 1

```
fix 1000 0 1 1;#x movement is free, y and z fixed
```

3. Στην Rollover, το KM δεσμεύεται μόνο κατά τον βαθμό ελευθερίας 1

```
fix 1000 1 0 0;#x movement is fixed, y and z free
```

εικ. 19 συνοριακές συνθήκες KM α)Pushover type1 β)Pushover lat γ)Rollover .(στιγμιότυπο οθόνης)

Όπου ο αριθμός 1000 αντιστοιχεί στο KM

Στην συνέχεια εισάγονται τα στοιχεία τύπου δοκού τα οποία όπως έχει ειπωθεί χρησιμοποιούνται για να προσδώσουν μεγάλη δυσκαμψία στην ανωδομή. Όπως γίνεται αντιληπτό για να γίνει αυτό θα πρέπει τα στοιχεία που θα εισαχθούν να έχουν απόλυτα ελαστική συμπεριφορά. Το στοιχείο που χρησιμοποιείται από την βιβλιοθήκη του OpenSees είναι το “element elasticBeamColumn”

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-cMass>
```

\$eleTag	unique element object tag
\$iNode \$jNode	end nodes
\$A	cross-sectional area of element
\$E	Young's Modulus
\$G	Shear Modulus
\$J	torsional moment of inertia of cross section
\$Iz	second moment of area about the local z-axis
\$Iy	second moment of area about the local y-axis
\$secTag	identifier for previously-defined section object (assumes $E = G = 1.0$ and determine A , Iz , Iy , and J from section stiffness)
\$transfTag	identifier for previously-defined coordinate-transformation (CrdTransf) object
\$massDens	element mass per unit length (optional, default = 0.0)
-cMass	to form consistent mass matrix (optional, default = lumped mass matrix)

εικ.20 εντολή element **elasticBeamColumn** του OpenSees εισάγει ένα ελαστικό ραβδωτό στοιχείο , εδώ για επίπεδη ανάλυση ([12](#))

Ως συνήθως το στοιχείο παραμετροποιείται ώστε να μπορούμε να αναφερθούμε σε αυτό στην ανάλυση. Εισάγονται οι κόμβοι αρχής και τέλους i j , οι οποίοι έχουν ονομαστεί με την προηγούμενη εντολή node . Για την διατομή A και τη ροπή αδράνειας I_z εισάγεται ο αριθμός 1.0 υπονοώντας την πολύ μεγάλη στιβαρότητα και δυστένια της διατομής της δοκού . Τέλος εισάγεται το άπειρο μέτρο ελαστικότητας E_{inf} όπως αυτό ορίστηκε προηγουμένως ,αλλά και ο γεωμετρικός μετασχηματισμός συντεταγμένων του στοιχείου με τον αριθμό 1. Τα υπόλοιπα στοιχεία όπως ‘η μάζα ανά μονάδα μήκους’ αγνοούνται γι’ αυτήν την ανάλυση

```
element elasticBeamColumn 1103 101 1000 1.0 $Einf 1.0 1
element elasticBeamColumn 1104 102 1000 1.0 $Einf 1.0 1
element elasticBeamColumn 1105 201 1000 1.0 $Einf 1.0 1
element elasticBeamColumn 1106 202 1000 1.0 $Einf 1.0 1
element elasticBeamColumn 1203 203 1000 1.0 $Einf 1.0 1;
#elasticBeamColumn elements for the connection of the perimeter nodes of the superstructure
element elasticBeamColumn 3201 101 201 1.0 $Einf 1.0 1
element elasticBeamColumn 3202 201 202 1.0 $Einf 1.0 1
element elasticBeamColumn 3203 102 202 1.0 $Einf 1.0 1
```

εικ.21 εισαγωγή πολλαπλών ελαστικών στοιχείων δοκού στο πρόγραμμα . (στιγμιότυπο οθόνης)

Συνεχίζοντας τη μοντελοποίηση , θα πρέπει να δημιουργήσουμε ένα πλήθος βρόγχων ανάλογα με τα υποστυλώματα που εμείς επιλέγουμε ότι θέλουμε κάθε φορά να παράγονται.

Θα παρουσιαστεί μόνο η περίπτωση που γίνει επιλογή 4 υποστυλωμάτων , άλλωστε οι λειτουργίες που καλείται να εκτελέσει το πρόγραμμα για όλες τις περιπτώσεις είναι ίδιες .

Ξεκινάει ο βρόγχος με την ικανοποίηση της Boolean συνθήκης if, άλλωστε η απάντηση που δίνει ο υπολογιστής είναι πάντα 0 (δεν ισχύει) ή 1(ισχύει).

Μπαίνοντας στον βρόγχο η πρώτη εντολή που εκτελείται είναι το «φιξάρισμα» του κόμβου 131 , ένας κόμβος που έχει φτιαχτεί ως ο κόμβος οροφής ισογείου για την περίπτωση ύπαρξης 5 υποστυλωμάτων και εισάγονται τα στοιχεία τύπου δοκού 'elasticBeamColumn' της οροφής της πιλοτής που θα συνδέουν τα υποστυλώματα.

```
if { $ncol==4 } {  
  #node 151 $B2 $hc  
  fix 131 1 1 1;  
  element elasticBeamColumn 102 101 111 1.0 $Einf 1.0 1  
  element elasticBeamColumn 103 111 121 1.0 $Einf 1.0 1  
  element elasticBeamColumn 104 121 102 1.0 $Einf 1.0 1  
  #beam elements connected to the Center of Mass  
  element elasticBeamColumn 1107 111 1000 1.0 $Einf 1.0 1  
  element elasticBeamColumn 1108 121 1000 1.0 $Einf 1.0 1  
  element elasticBeamColumn 151 151 1000 1.0 $Einf 1.0 1;  
}
```

εικ.22 κόμβος περίπτωσης τεσσάρων υποστυλωμάτων , με εισαγωγή ενδιάμεσου κόμβου ανωδομής 131 (12). (στιγμιότυπο οθόνης)

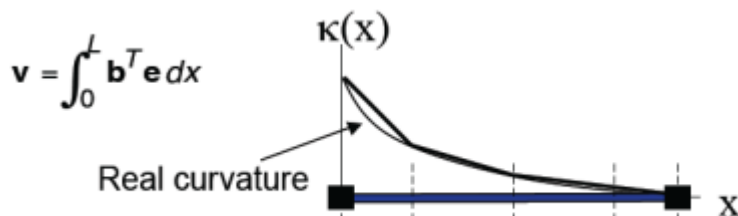
Ακολουθεί η εισαγωγή των υποστυλωμάτων, με την εντολή 'element forceBeamColumn' του OpenSees για δισδιάστατη ανάλυση.

Όπως πληροφορούμαστε από την σελίδα του OpenSees , αυτή η εντολή κατασκευάζει ένα ραβδωτό στοιχείο για τα υποστυλώματα , το οποίο βασίζεται στην επαναλαμβανόμενη εφαρμογή της μεθόδου των δυνάμεων.

Η μέθοδος των δυνάμεων ικανοποιεί την ισορροπία των δυνάμεων του τοπικού συστήματος του στοιχείου και των δυνάμεων στο επίπεδο της διατομής σε ισχυρή μορφή (κλασική μορφή διαφορικής εξίσωσης όπου οι συνθήκες ικανοποιούνται για κάθε σημείο του υλικού) .Η σχέση συμβιβαστού μεταξύ παραμορφώσεων διατομής και στοιχείου διατυπώνονται και επιλύονται με την αρχή των δυνατών έργων μέσω της μεθόδου των δυνάμεων.

$$\left. \begin{aligned} \delta \bar{W}_i &= \int \varepsilon_{ii} \delta \sigma_{ii} dV. \\ \delta \bar{W}_a &= \int_V u_i \delta f_i dV + \int_{\partial V_u} u_{i0} \delta t_i dS. \end{aligned} \right\} \delta \bar{W}_i = \delta \bar{W}_a.$$

εικ.23 αρχή δυνατών έργων σε συνεπτυγμένη μορφή, W_i τα έργα εσωτερικών δυνάμεων, W_a τα έργα των εξωτερικών



εικ.24 συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ μέλους και διατομής και αποτέλεσμα της καμπυλότητας σε σχέση με το αναμενόμενο για έναν πρόβολο σύμφωνα με την μέθοδο των δυνάμεων. (12)

element forceBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$numIntgrPts \$secTag \$transfTag <-mass \$massDens> <-iter \$maxIters \$tol> <-integration \$intType>

\$eleTag	unique element object tag
\$iNode \$jNode	end nodes
\$numIntgrPts	number of Gauss-Lobatto integration points along the element.
\$secTag	identifier for previously-defined section object
\$transfTag	identifier for previously-defined coordinate-transformation (CrdTransf) object
\$maxIters	maximum number of iterations to undertake to satisfy element compatibility (optional, default=10)
\$tol	tolerance for satisfaction of element compatibility (optional, default=10-12)

εικ.25 εντολή **element forceBeamColumn** στο OpenSees (12)

Όμοια με πριν κάθε στοιχείο αυτής της μορφής υιοθετεί το όνομα ενός αριθμού, ώστε να μπορεί να υπάρξει αναφορά σε αυτό στην συνέχεια της ανάλυσης, καθώς επίσης καθορίζονται και οι κόμβοι αρχής και πέρατος του στοιχείου i, j .

Στην συνέχεια προσδιορίζεται ο αριθμός των σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του στοιχείου, επισημαίνεται ότι τα σημεία αυτά κατανέμονται καθ' ύψος του υποστυλώματος και θα αποτελέσουν τις διατομές στις οποίες θα γίνει η καταγραφή της συμπεριφοράς κατά την ανάλυση(record). Θα πρέπει επιπλέον να αναφερθεί η μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης που χρησιμοποιείται για το στοιχείο FBC είναι η Gauss-Lobatto που μπορεί να συμπεριλάβει στην ολοκλήρωση τα άκρα, προσομοιάζοντας τους ακραίους κόμβους του στοιχείου όπου οι ροπές γίνονται μέγιστες αγνοώντας τα εσωτερικά φορτία.

Επιπλέον γίνεται αναφορά μέσω του \$transfTag το σύστημα αναφοράς μετασχηματισμού των συντεταγμένων από το τοπικό στο καθολικό και ανάποδα σύμφωνα με τα όσα ειπώθηκαν προηγουμένως.

Καθορίζεται ο αριθμός των επαναλήψεων -iter της αριθμητικής μεθόδου Newton-Raphson ώστε να εξασφαλιστεί η συμβιβαστικότητα ,για την συγκεκριμένη μελέτη 100, καθώς και η ανοχή σφάλματος να είναι μιας ορισμένης τάξης δεκαδικών ψηφίων εδώ 10^{-3} ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι αγνοούνται.

```
#column force based elements with 5 Gauss points
element forceBeamColumn 1 1 101 5 20 1 -iter 100 1.e-03
element forceBeamColumn 11 11 111 5 10 1 -iter 100 1.e-03
element forceBeamColumn 21 21 121 5 10 1 -iter 100 1.e-03
element forceBeamColumn 2 2 102 5 20 1 -iter 100 1.e-03
```

εικ.26 εισαγωγή **forceBeamColumn** στο πρόγραμμα(4 υποστοιβάματα). (στιγμιότυπο οθόνης)

Ακόμη, συστήνεται για την σωστή λειτουργία του προγράμματος και της ανάλυσης να τοποθετηθούν μάζες στους κόμβους, αυτό γίνεται με την εντολή mass.

mass \$nodeTag (ndf \$massValues)

\$nodeTag integer tag identifying node whose mass is set
\$massValues ndf nodal mass values corresponding to each DOF

εικ.27 εισαγωγή εικόμβιας μάζας με το OpenSees [\(12\)](#)

Την εντολή ακολουθεί το όνομα του κόμβου στον οποίο θα εφαρμοστεί η μάζα αλλά και η ποσότητα της μάζας .Εδώ θα πρέπει να γίνει μια παρένθεση για να αναφερθεί το σκεπτικό με το οποίο τοποθετούνται οι μάζες για τις ανάγκες της συγκεκριμένης μελέτης.

Όπως έχει ειπωθεί η μάζα για οριζόντια απόκριση υπολογίζεται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής την οποία καθορίζουμε εμείς από 0.1 -1.2sec, και από εκεί υπολογίζεται η λικνιστική αδράνεια

$$T_{lat} = 2\pi \sqrt{\frac{K_{lat}}{M_{lat}}} \quad I_{rock} = M_{lat} * r^2$$

σχ.3 α) υπολογίζει η M_{lat} , και αντικαθίσταται. στην σχ 3β) όπου πολ/ται με την ακτίνα περιστροφής(αδρανείας) για να υπολογιστεί η λικνιστική αδράνεια

Αποφασίζεται η μάζα να μοιραστεί στους κόμβους , με το μεγαλύτερο ποσοστό να το καταλαμβάνει όπως είναι φυσικό το κέντρο της μάζας που «κατευθύνει» τις παραμορφώσεις συγκεκριμένα το $0.7 M_{lat}$. Το υπόλοιπο μοιράζεται ισοδύναμα στους άνω κόμβους της ανωδομής και τους άνω κόμβους της πιλοτής , δηλαδή τις κορυφές των υποστυλωμάτων. Εξαίρεση αποτελεί η περίπτωση επιβολής ενός επιπλέον κόμβου στην ανωδομή όταν απουσιάζει ένα κεντρικό υποστύλωμα (περίπτωση με 2 ή 4 υποστυλώματα). Όμοια και για την λικνιστική μάζα , με την διαφορά ότι η μάζα που είναι συγκεντρωμένη στο ΚΜ είναι $0.05 I_{rock}$.

```
#masses
#center of mass
mass 1000 [expr 0.7*$Mlat] [expr 0.7*$Mlat] [expr 0.05*$Irock];
#
#mass at perimetric nodes of the superstructure
mass 201 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
mass 202 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
mass 203 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
#
#masses at remaining column tops of ground floor
mass 101 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
mass 111 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
mass 121 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
mass 151 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
mass 102 [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.0375*$Mlat] [expr 0.00625*$Irock];
```

εικ.28 εισαγωγή επικόμβιων μαζών στο πρόγραμμα , εδώ η περίπτωση για 4 υποστυλώματα όπου ο κόμβος 151 αποτελεί επιπλέον κόμβο οροφής ισογείου για αύξηση της δυσκαμψίας της ανωδομής. (στιγμιότυπο οθόνης)

Τελευταία λειτουργία που απαρτίζει τον κόμβο είναι τα επιμέρους **recorder** που καταγράφουν τις αλληλεπιδράσεις δυνάμεων , τάσεων, παραμορφώσεων και μετατοπίσεων σε επίπεδο (ακραίου) κόμβου , στοιχείου ,διατομής σύμφωνα με τις δυνατότητες απόκρισης (setResponse()) που παρέχει το αντικείμενο που επιλέξαμε (element forceBeamColumn) .Θα πρέπει να προηγούνται της γραμμής που εκτελεί την ανάλυση στο script έτσι ώστε να λαμβάνονται υπόψη κατά την διάρκειά της.

Το recorder είναι μια πολύ σημαντική λειτουργία και μπορεί να καταγράψει τα αποτελέσματα της απόκρισης που ζητάμε σε ένα αρχείο κειμένου με επέκταση .out. Επιπλέον για όλα τα recorder μπορούμε να ζητήσουμε τον χρόνο με την εντολή -time που ουσιαστικά θα μας δώσει την αύξηση του εξωτερικά επιβαλλόμενου φορτίου και αποτελούν την πρώτη στήλη του αρχείου .out.

Στο πρόγραμμα μας χρησιμοποιούμε **Node** , **Element** αλλά και **Drift** recorder. Τα αποτελέσματα καταχωρίζονται για κάθε βήμα που συγκλίνει η ανάλυση ενώ αν αυτή αποτύχει σταματάνε και τα recorder.

Με το Node recorder παίρνουμε αποτελέσματα για έναν κόμβο όπως για παράδειγμα επικόμβιες μετακινήσεις, αντιδράσεις ,επιτάχυνση κ.α. Με το Element recorder μπορούμε να πάρουμε αποτέλεσμα για αντιδράσεις και παραμορφώσεις στο καθολικό και στο τοπικό επίπεδο, καθώς και στο επίπεδο της διατομής . Τέλος με το Drift recorder υπολογίζουμε το προφανές δηλαδή την σχετική μετακίνηση δυο κόμβων.

Μερικά από τα μεγέθη που υπολογίζονται με την βοήθεια των recorder είναι η μετακίνηση του ΚΜ, οι αντιδράσεις MQN , οι παραμορφώσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα και η πλαστική στροφή.

Επίσης για κάθε κόμβο ή στοιχείο επισημαίνεται μέσα στην εντολή η προσήμανση του ώστε να γίνεται εγγραφή αποτελεσμάτων για το συγκεκριμένο αντικείμενο σε κάθε βήμα της ανάλυσης .Στο τέλος της εντολής γράφεται η ζητούμενη απόκριση.

```
#Recorders
#displacement for the CM
recorder Node -file CenterofMass_du_push_type1_T=$Tlat.out -time -node 1000 -dof 1 disp
#2 columns
recorder Node -file Col_base_R_push_type1_T=$Tlat.out -time -node 1 11 21 2 -dof 1 reaction
#recorded axial deformation and curvature for each column
recorder Element -file elessection_deform_push_type1_T=$Tlat.out -time -ele 1 11 21 2 section 1 deformation
#recorded pl thetapl i and thetapl j
recorder Element -file plastic_rot_push_type1_T=$Tlat.out -time -ele 1 11 21 2 plasticDeformation
#
```

εικ.29 recorder Node και Element στο πρόγραμμα. . Με -node ή -ele γράφεται το προσημασμένο αντικείμενο για το οποίο γίνεται η καταγραφή. (στιγμιότυπο οθόνης)

Πιο αναλυτικά οι αποκρίσεις που χρησιμοποιούνται στο συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι :

- 1) Για το Node Recorder
 - i. **disp** επικόμβιες μετακινήσεις .Δίνει τόσες στήλες, όσους βαθμούς ελευθερίας ζητήσουμε
 - ii. **reaction** επικόμβιες αντιδράσεις . Όμοια
- 2) Για το Element Recorder
 - i. **deformation** αναφέρεται σε διατομή και συνοδεύεται από την εντολή 'section'. Δίνει δύο στήλες για κάθε υποστύλωμα , αξονική παραμόρφωση και καμπυλότητα.
 - ii. **plasticDeformation** αναφέρεται στο στοιχείο υποστυλώματος και δίνει τρεις στήλες, την πλαστική αξονική παραμόρφωση και την πλαστική στροφή στα άκρα i και j.
 - iii. **stressStrain** αναφέρεται σε διατομή και μάλιστα σε συγκεκριμένη ίνα/υλικό ,γι' αυτό συνοδεύεται από τις εντολές 'section' και 'fiber' τοποθετώντας τις συντεταγμένες της ίνας ,για μεγαλύτερη ακρίβεια σε περίπτωση που δύο ίνες εφάπτονται δίνουμε και το προσημασμένο υλικό (σκυρόδεμα, χάλυβα).Δίνει δυο στήλες μια τάση και μια παραμόρφωση (ορθές) , ενώ θα πρέπει να ξαναγραφεί για κάθε υποστύλωμα.
 - iv. **globalForce** αναφέρεται στο στοιχείο και μου δίνει τις αντιδράσεις MQN στο καθολικό σύστημα ανάλογα με τους βαθμούς ελευθερίας που θα ζητήσουμε , άρα και τον αντίστοιχο αριθμό στηλών για κάθε υποστύλωμα.
 - v. **force** αναφέρεται σε διατομή και συνοδεύεται από το 'section' , δίνει δύο στήλες . Αξονική και ροπή στο τοπικό σύστημα για κάθε υποστύλωμα.
 - vi. **basicDeformation** αναφέρεται στο στοιχείο και δίνει τρεις στήλες. Η κάθετη απόσταση της χορδής με την παραμόρφωση της ελαστικής γραμμής , λαμβάνοντας υπόψη την μεγαλύτερη σε κάθε άκρο ,και την γωνία στροφής χορδής για τα δύο άκρα i και j.

- vii. **tangentDrift** αναφέρεται στο στοιχείο και μας δίνει δύο στήλες για κάθε υποστύλωμα, την σχετική μετατόπιση του άκρου σε σχέση με το σημείο καμπής
 - viii. **inflectionPoint** αναφέρεται στο στοιχείο και μας δίνει μία στήλη ανά υποστύλωμα. Την απόσταση του σημείου καμπής από το άκρο του υποστυλώματος
- 3) Για το Drift Recorder δίνονται όλα τα στοιχεία ,οι ακραίοι κόμβοι άνω και κάτω καθώς και ο ζητούμενος βαθμός ελευθερίας και μπορούν να προκύψουν:
- a) Η σχετική στροφή
 - b) Η σχετική μετακίνηση

```
#recorded ec2 unconfined column1
recorder Element -file fiber_concrete1_push_type1_T=$Tlat.out -time -ele 1 section 1 fiber [expr -($hcend/2.)] 0. 10 stressStrain
#recorded es1 for column1
recorder Element -file fiber_steel1_push_type1_T=$Tlat.out -time -ele 1 section 1 fiber [expr -$d1+($hcend/2.)] 0. 30 stressStrain
```

εικ.30 Παράδειγμα **element recorder** με την εισαγωγή **section** και **fiber** για διαφορετικά ορισμένο υλικό. (στιγμιότυπο οθόνης)

Τα μεγέθη καταγράφονται στα αρχεία σύμφωνα με τη σύμβαση καθολικού ή τοπικού συστήματος και αυτό είναι κάτι που θέλει προσοχή κατά την ανάγνωση των αποτελεσμάτων (πρόσημα).

Με την ολοκλήρωση των διαδοχικών recorder βγαίνουμε από τον βρόγχο και περνάμε στο επόμενο βήμα που είναι η διαδικασία της ανάλυσης.

3.2.3 Μέρος Τρίτο - Ανάλυση με το OpenSees

Και οι τρεις αναλύσεις στις οποίες έχουμε αναφερθεί Pushover type1, Pushover lateral και Rollover και οι οποίες θα περιγραφούν στη συνέχεια, συνοδεύονται από μια Στατική Ανάλυση για τα κατακόρυφα φορτία η οποία προηγείται πάντοτε της εκάστοτε ανάλυσης.

Για τις ανάγκες κάθε ανάλυσης στο OpenSees είναι ανάγκη να κατασκευάσουμε ένα σχεδιασμό φόρτισης ο οποίος θα βασίζεται στην επιβολή του φορτίου σύμφωνα με τον χρόνο. Επιπλέον θα πρέπει να δώσουμε ένα όνομα στον κάθε συνδυασμό φόρτισης ώστε το πρόγραμμα να μπορεί να αναφέρεται σε αυτόν σε περίπτωση σφάλματος στην ανάλυση.

Η εντολή που χρησιμοποιούμε στο OpenSees για την επίτευξη του συγκεκριμένου τύπου φόρτισης είναι η `pattern Plain` ,δηλαδή είναι ένας απλός σχεδιασμός όπως δηλώνει και το όνομα της εντολής (`plain`).

```

pattern Plain 1 "Linear" {
  load 101 0. -$Nend 0.;
  load 111 0. -$Ninner 0.;
  load 121 0. -$Ninner 0.;
  load 131 0. -$Ninner 0.;
  load 102 0. -$Nend 0.;
}
puts " STATIC ANALYSIS completed ";

```

εικ.1 εισαγωγή της εντολής **pattern Plain** στο πρόγραμμα. (στιγμιότυπο οθόνης)

Όπως έχει ειπωθεί, πρώτα γίνεται η δήλωση του σχεδιασμού φόρτισης. Η επιβολή φόρτισης μπορεί να είναι γραμμική, σταθερή, παλμική, τριγωνική κ.α. Μπορεί να δηλωθεί ξεχωριστά ως εντολή ως `timeSeries` και να παραμετροποιηθεί με πχ έναν αριθμό, ή απλά να γραφτεί ως `string` όπως γίνεται στο πρόγραμμά μας.

```
timeSeries Linear 100;
```

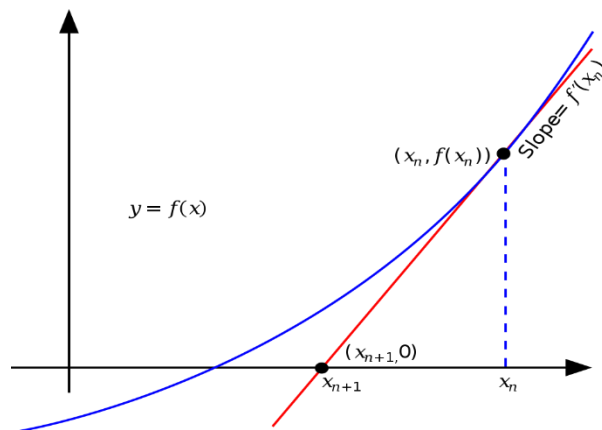
εικ.2 παράδειγμα εντολής **timeSeries**

Στην συνέχεια τοποθετούνται τα αξονικά φορτία που έχουν υπολογιστεί από το κυρίως πρόγραμμα στις κορυφές των υποστυλωμάτων κατά τον καθολικό βαθμό ελευθερίας 2 (διεύθυνση y), με αρνητικό πρόσημο γιατί η επιβολή τους γίνεται κατακόρυφα. Στην εικ.1 δίνεται η περίπτωση με 5 κόμβους, άρα και 5 υποστυλώματα που θα χρησιμοποιηθεί μόνο γι' αυτήν την περίπτωση, διαφορετικά θα αγνοηθεί.

Ακολουθούν οι παράμετροι της στατικής ανάλυσης, επιλέγοντας αρχικά ένα βαθμό ανοχής σύγκλισης για το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας του μέλους εδώ 10^{-4} και τον αλγόριθμο με τον οποίο θα γίνει η αριθμητική ανάλυση. Στο πρόβλημά μας επιλέγεται η αριθμητική μέθοδος Newton – Raphson ως γρήγορη και αξιόπιστη

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)}$$

εικ.3 μέθοδος Newton - Raphson



Η εντολή **constraints** χρησιμοποιείται για να κατασκευάσει έναν αντικείμενο χειρισμού των επιβεβλημένων δεσμεύσεων , το οποίο καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο οι εφαρμόζονται οι εξισώσεις των δεσμεύσεων στην ανάλυση. Οι εξισώσεις αυτές επιβάλλουν μια συγκεκριμένη τιμή για έναν βαθμό ελευθερίας ,ή μια σχέση μεταξύ των βαθμών ελευθερίας εικ.4

$$U = \begin{pmatrix} U_R \\ U_C \end{pmatrix}$$

εικ.4 διάγραμμα βαθμών ελευθερίας U_R ασυμπύκνωτοι (retained), U_C συμπυκνωμένοι (condensed)

Στο πρόγραμμα χρησιμοποιούμε την εντολή **constraints Plain** γιατί μπορεί να χειριστεί την περίπτωση που έχουμε ομογενείς οριακές συνθήκες όπως στο πρόβλημά μας δηλαδή περίπτωση πλήρους δεσμεύσεως – πάκτωση. Σε αυτή την περίπτωση δεν έχουμε συμπυκνωμένους βαθμούς ελευθερίας . Σε άλλη περίπτωση δεν θα είχαμε την επιλογή Plain.

Στην συνέχεια χρησιμοποιείται η εντολή **numberer** με κατάληξη **RCM** , για να καθορίσει την αντιστοίχιση των αριθμημένων εξισώσεων με τους βαθμούς ελευθερίας , τον τρόπο με τον οποίο δηλαδή έχουν αριθμηθεί οι βαθμοί ελευθερίας. Ο όρος RCM αναφέρεται στον αλγόριθμο reverse Cuthill-McKee και τρόπος λειτουργίας του είναι κοντά σε αυτόν του μητρώου αναδιάταξης.

Η εντολή **system BandGeneral** φτιάχνει αντικείμενα για την επίλυση και αποθήκευση των γραμμικών εξισώσεων, κατασκευάζοντας ένα μη συμμετρικό σύνολο γραμμικών εξισώσεων εικ.5

$$\begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & 0 & \dots & \dots & 0 \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & B_{32} & B_{33} & B_{34} & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & B_{43} & B_{44} & B_{45} & 0 \\ \vdots & \ddots & \ddots & B_{54} & B_{55} & B_{56} \\ 0 & \dots & \dots & 0 & B_{65} & B_{66} \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} 0 & B_{11} & B_{12} \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} \\ B_{32} & B_{33} & B_{34} \\ B_{43} & B_{44} & B_{45} \\ B_{54} & B_{55} & B_{56} \\ B_{65} & B_{66} & 0 \end{bmatrix}$$

εικ.5 προσομοίωση εντολής **system BandGeneral**

Η εντολή **test NormDispIncr** χρησιμοποιείται για να κατασκευάσει τον αναγκαίο έλεγχο σύγκλισης για τη μέθοδο Newton-Raphson σε κάθε επαναληπτικό βήμα της ανάλυσης και εφαρμόζεται στην εξ. σχ.1.α,β . Η σύγκλιση επιτυγχάνεται για ένα μέγεθος ανοχής σφάλματος δεκαδικών ψηφίων που ορίζουμε (\$tol = tolerance). Για παράδειγμα στην συγκεκριμένη εργασία κρίθηκε ικανοποιητικό η ανοχή σφάλματος να είναι της τάξης 0.0001 ή 10^{-4} .

$$K\Delta U = R \quad \sqrt{\Delta U^T \Delta U} < tol$$

σχ.1 α)η σχέση ισορροπίας $\{F\}=[K]\{u\}$ β) έλεγχος σύγκλισης , κριτήριο σύγκλισης και ανοχή (12)

Επιπλέον στην ίδια εντολή γράφεται ο αριθμός των επαναλήψεων που επιθυμούμε για να επιτευχθεί η σύγκλιση **maxNumIter** , ενώ υπάρχει η επιλογή συγκεκριμένης αναφοράς σφάλματος σε κάθε βήμα με την επέκταση **printFlag** .

Η εντολή **integrator** φτιάχνει ένα αντικείμενο αριθμητικής ολοκλήρωσης. Η χρήση του είναι πολύ σημαντική γιατί καθορίζει την σημασία των όρων στην εξίσωση $Ax=b$, ($K\Delta u=R$)

- Καθορίζει το προγνωστικό βήμα για $t+dt$
- Προσδιορίζει το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας και το απομένων δiάνυσμα σε κάθε επανάληψη εικ.6
- Καθορίζει το διορθωτικό βήμα βασιζόμενο στην επαύξηση της μετακίνησης Δu

Ανάλογα με την επιλογή **LoadControl** ή **DisplacementControl** κατασκευάζεται ένα αντικείμενο στατικής ολοκλήρωσης που αναφέρεται σε φορτίο ή μετακίνηση αντίστοιχα. Για το **LoadControl** αρκεί να δώσουμε το συντελεστή της αύξησης του φορτίου(ψευδοχρόνος αύξησης) ,αντίθετα για το **DisplacementControl** πρέπει να δώσουμε τον κόμβο που εφαρμόζεται τον βαθμό ελευθερίας και την πρώτη μετακίνηση. Για τις 2 Pushover μας ενδιαφέρει η οριζόντια μετακίνηση οπότε ο βαθμός ελευθερίας 1 , ενώ για την Rollover ο βαθμός ελευθερίας 3.

Με την εντολή **analysis Static** κατασκευάζεται ένα αντικείμενο στατικής ανάλυσης , καθορίζοντας έτσι το είδος της ανάλυσης που θα «τρέξουμε».

Τέλος η εντολή **analyze** είναι απαραίτητη για την εκτέλεση της εντολής **analysis** και με αυτήν μπορούμε να ορίσουμε τα βήματα φόρτισης.

$$K\Delta u = f - f_{internal}$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u$$

εικ.6 Εφαπτομενικό Μητρώο δυσκαμψίας K και απομένων δiάνυσμα δύναμης $f-f_{int}$. Επαυξητικό βήμα μετακίνησης(displacement control)

```

set Tol 1.e-04
set algorithmType Newton
constraints Plain;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test NormDispIncr $Tol 10 0;
algorithm $algorithmType;
timeSeries Linear 100;
integrator LoadControl 0.1
analysis Static;
analyze 10;

```

εικ.7 παράδειγμα εφαρμογής εντολών της ανάλυσης . (στιγμιότυπο οθόνης)

```

set dU 0.001 ; #Displacement Increment
#set the integration scheme to be displacement control
integrator DisplacementControl 1000 1 0.001
#integrator DisplacementControl 1000 2 $dU
#integrator DisplacementControl 1000 1 $dU
#integrator DisplacementControl 1000 3 $dU
analysis Static;
#
#
set maxU [expr 0.08*$hc];
set numSteps [expr int($maxU/$dU)];
analyze [expr $numSteps/4.];

```

εικ.8 παράδειγμα αναπτύγματος εντολής integrator DisplacementControl. (στιγμιότυπο οθόνης)

Κεφάλαιο 4

4.1 Αποτελέσματα Ανάλυσης και Σχολιασμός

Το μεγάλο πρόβλημα του OpenSees , που πολλές φορές ίσως δημιουργεί και δυσαρέσκεια στο χρήστη, είναι ότι δεν έχει γραφικό περιβάλλον , καταγράφει μόνο τα αποτελέσματα μέσω των recorder που έχουμε ζητήσει σε αρχεία κειμένου .out ή .txt. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιείται ένα πρόγραμμα γραφικής απεικόνισης όπως το MATLAB , μέσω του οποίου γράφονται διάφορα σενάρια(scripts) δηλαδή αρχεία κειμένου ή αλλιώς υποπρογράμματα, ανάλογα με τα αποτελέσματα που θέλουμε να απεικονίσουμε. Όλα τα αρχεία κειμένου έχουν την κατάληξη .m , ενώ ο κώδικας προγραμματισμού δεν αναφέρεται για λόγους οικονομίας.

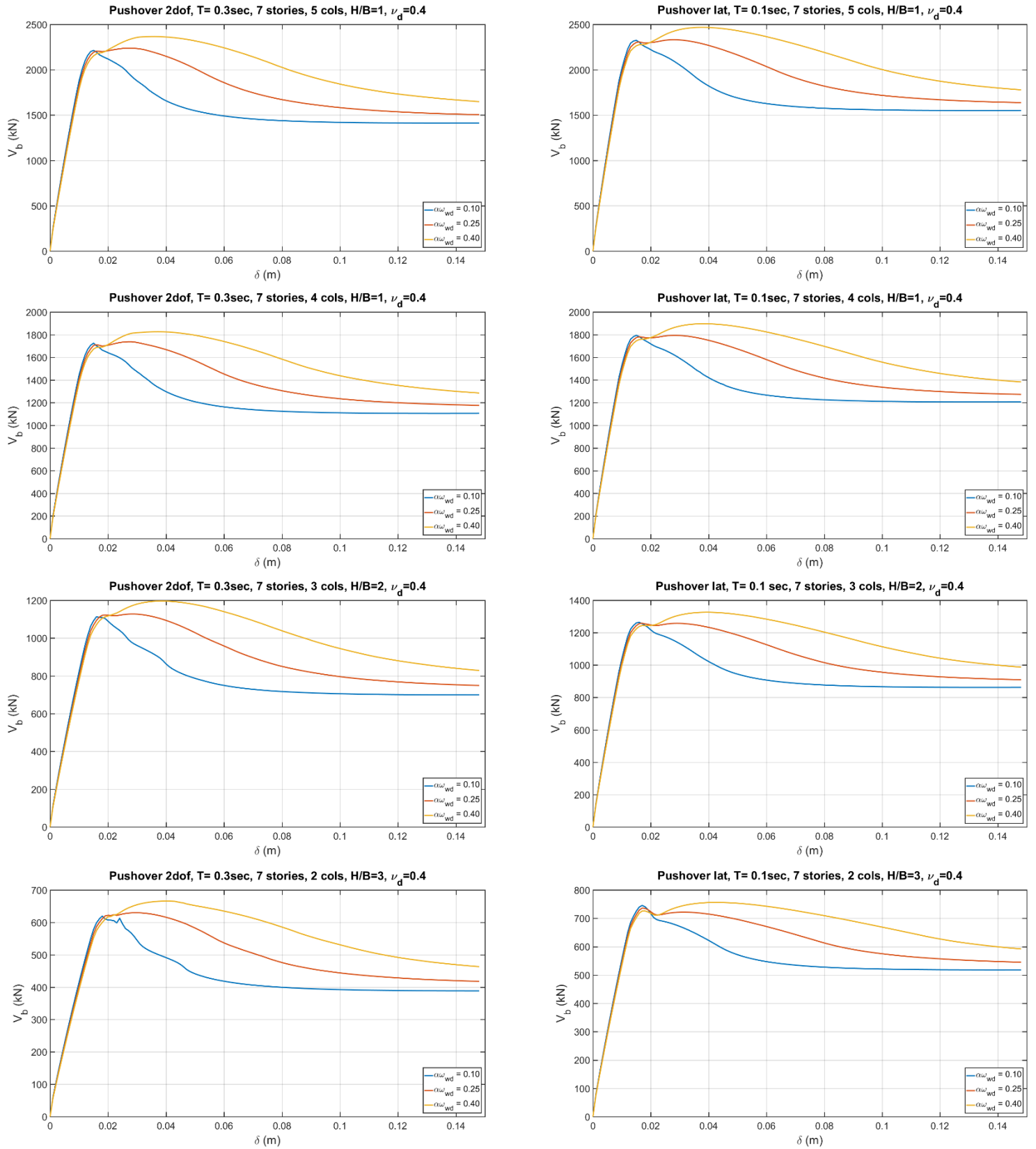
4.1.1 Διαγράμματα Pushover, Rollover

Παράγονται οι καμπύλες Αντίστασης (Pushover) για ένα 7όροφο, ένα 6όροφο και ένα 5όροφο κτίριο για γεωμετρικούς λόγους $H/B = 1$ έως 3 .Συγκεκριμένα για λόγο 1 , όταν δηλαδή $H/B=1$ εξετάζεται η περίπτωση με 4 και 5 υποστυλώματα στη βάση. Για λόγο 2 ($H/B=2$) έχουμε 3 υποστυλώματα στη βάση ενώ για λόγο 3($H/B=3$) έχουμε 2. Η ασκούμενη αξονική είναι ίδια(εξηγήθηκε ο λόγος), και η συμπεριφορά που παρατηρήθηκε σε όλα τα πολύροφα κτίρια είναι ανάλογη. Όπως είναι εμφανές η περίσφιξη κάνει την κατασκευή μας πιο πλάστιμη . Αυξάνοντας το ποσοστό της περίσφιξης στο μοντέλο από 0.10 σε 0.40 παρατηρείται η δημιουργία πλατό πριν το κτίριο αρχίσει να χάνει την αντοχή του. Έχουμε δηλαδή την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων που καθυστερούν την κατασκευή σημαντικά πριν την κατάρρευση. Ακόμη φαίνεται από τα διαγράμματα ότι ένα κτίριο 7ορόφων με 5 υποστυλώματα στην βάση μπορεί να αναλάβει πολύ περισσότερη δύναμη από όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

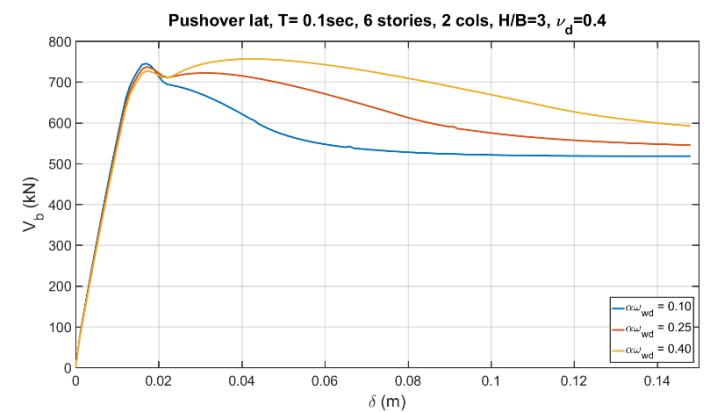
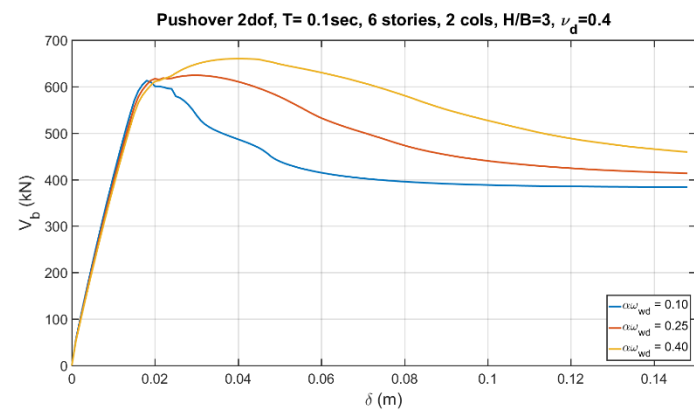
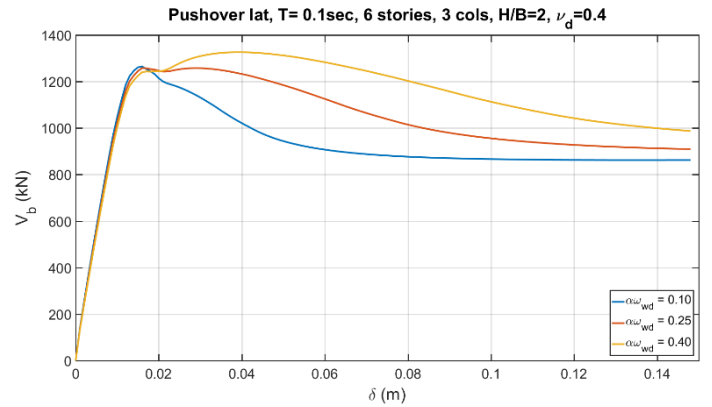
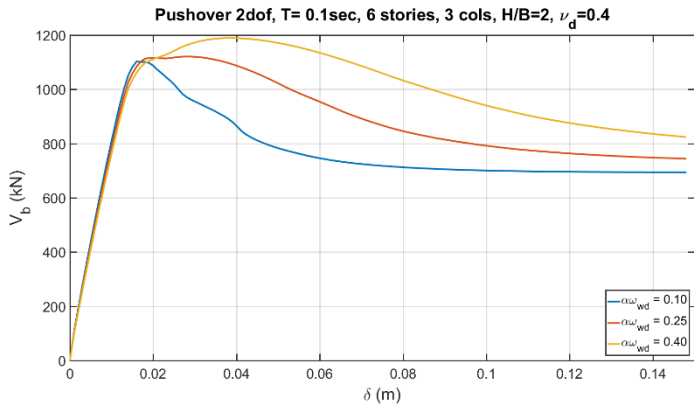
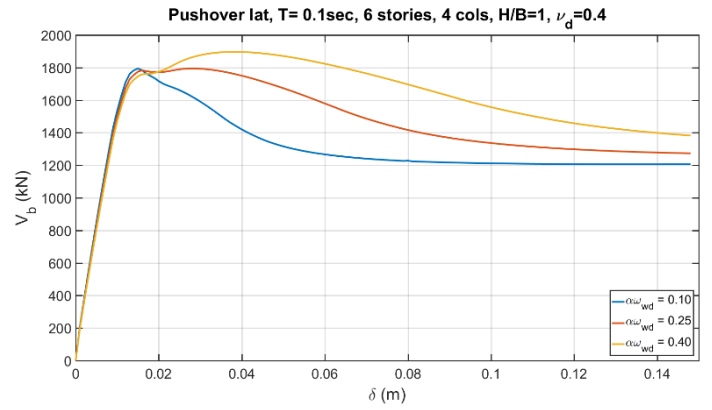
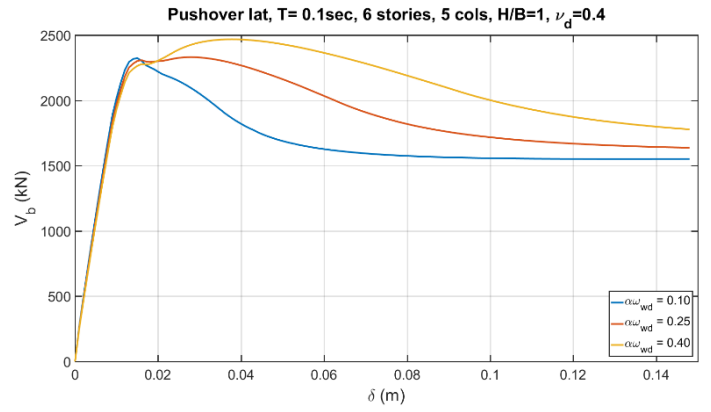
Τα διαγράμματα της αριστερής στήλης αφορούν την περίπτωση που το ΚΜ της κατασκευής μπορεί να μετατοπίζεται και να στρίβει ταυτόχρονα , δηλαδή είναι ελεύθερο κατά τους βαθμούς ελευθερίας 1 και 3 ενώ ο κατακόρυφος βαθμός ελευθερίας 2 είναι δεσμευμένος. Γίνεται σύγκριση με την δεξιά στήλη που αναφέρεται στην κλασική μονοβάθμια καμπύλη Αντίστασης η οποία χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό .

Είναι ξεκάθαρο ότι κτίρια που σχεδιάζονται για έναν βαθμό ελευθερίας μπορούν να δεχτούν μεγαλύτερη δύναμη προτού διαρρεύσουν ,περίπου 15% παραπάνω. Επίσης φαίνεται ότι έχουν και μεγαλύτερο πλατό διαρροής ενώ η παραμένουσα αντοχή είναι μεγαλύτερη.Μια προφανής εξήγηση είναι ότι ο λικνισμός επιβαρύνει την κατασκευή και οδηγεί σε πιο γρήγορη διαρροή .Η σύζευξη ροπής αξονικής στα υποστυλώματα δεν φαίνεται να λαμβάνεται υπόψη στην μονοβάθμια ανάλυση. Εκείνο όμως που παρουσιάζει ξεχωριστό ενδιαφέρον είναι η διαφορά των μεγεθών που υπάρχει για τον κάθε γεωμετρικό λόγο. Συγκεκριμένα παρατηρείται μείωση της διαφοράς καθώς αυξάνουμε το συντελεστή περίσφιξης α_{wd} . Για 5 υποστυλώματα το ποσοστό της διαφοράς της δύναμης διαρροής για τις 2 καμπύλες Αντίστασης μειώνεται από 5% σε 4.1% καθώς αυξάνεται το α_{wd} από 0.10 σε 0.40 . Για το ενδιάμεσο $\alpha_{wd}= 0.25$ η μείωση είναι 3.9%. Όσο αυξάνεται το H/B η διαφορά της δύναμης διαρροής μεγαλώνει.Για λόγο 2 και άρα 3 υποστυλώματα στη βάση το ποσοστό μειώνεται από 11.8% σε 9.8%, ενώ η μείωση είναι ανάλογη της αύξησης καθώς για $\alpha_{wd} = 0.25$ η διαφορά είναι 10.7%. Όμοια για $H/B=3$ και 2 υποστυλώματα το ποσοστό μειώνεται

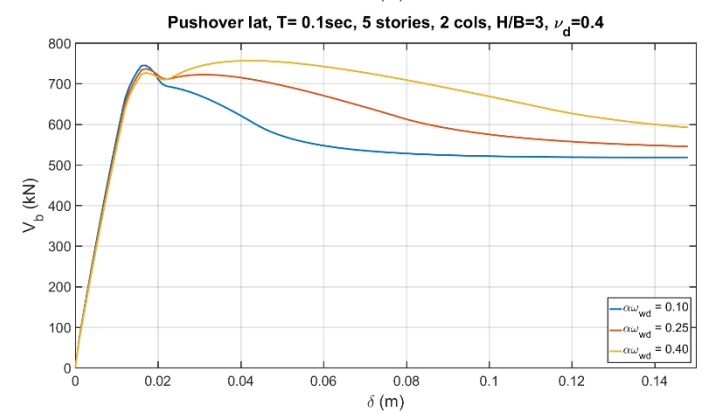
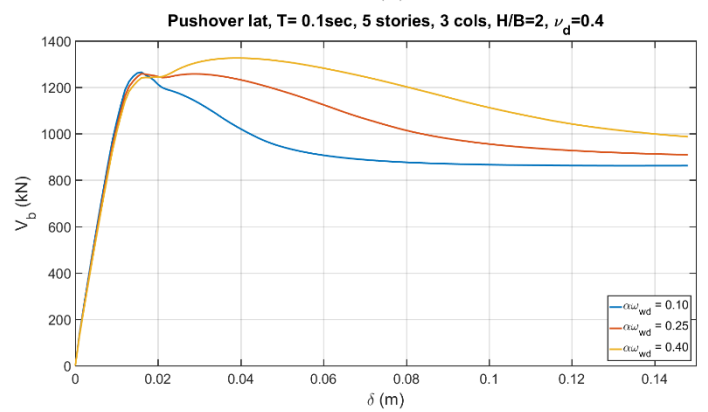
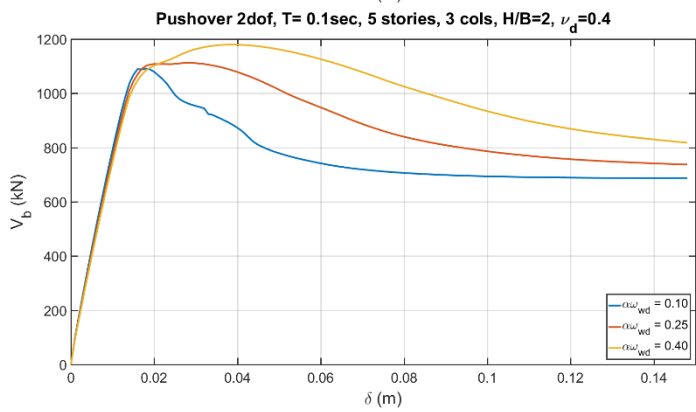
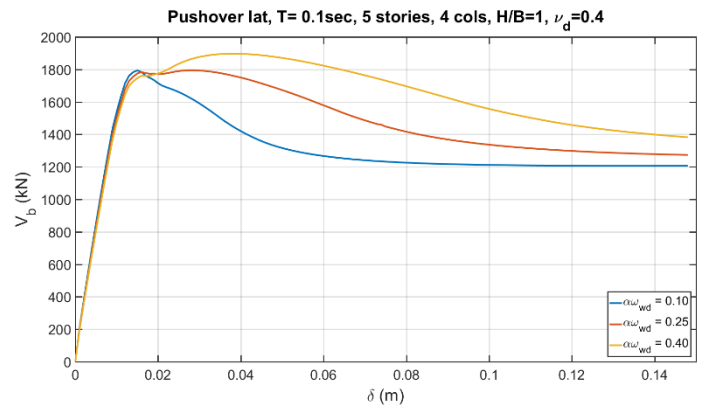
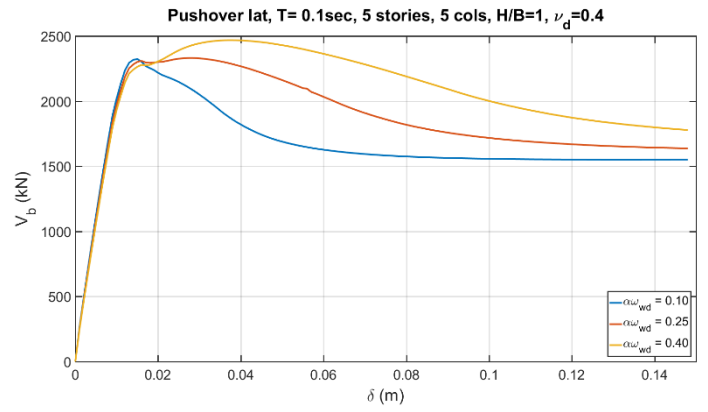
από 16% σε 12% ανάλογα με την αύξηση του συντελεστή περίσφιξης όπως και προηγουμένως.



εικ.1 Διαγράμματα Pushover , Κτίριο 7 ορόφων , $H/B=1\sim 3$, $\alpha_{wd}=0.10,0.25,0.40$



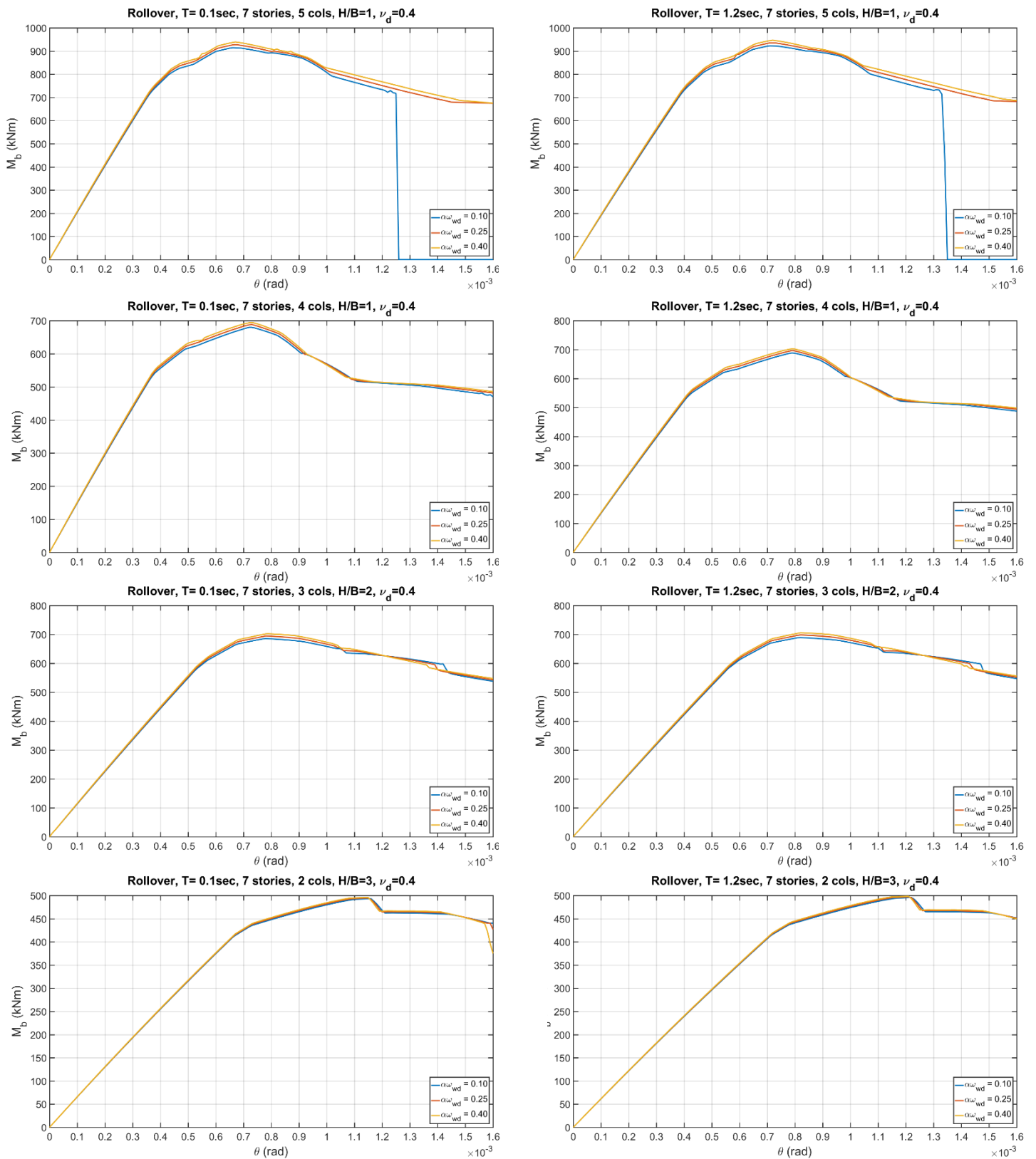
εικ.2 Διαγράμματα Pushover , Κτίριο 6 ορόφων , H/B=1~3, $\alpha\omega_{wd}=0.10,0.25,0.40$



εικ. 3 Διαγράμματα Pushover , Κτίριο 5 ορόφων , H/B=1~3, $\alpha\omega_{wd}=0.10,0.25,0.40$

Όσο αυξάνεται ο λόγος H/B , δηλαδή όσο αντίστοιχα μειώνεται το πλήθος των υποστυλωμάτων , η δύναμη διαρροής που μπορεί να δεχτεί το κτίριο μειώνεται. Η προφανής εξήγηση είναι ότι την ίδια τέμνουσα καλούνται να την αναλάβουν λιγότερα υποστυλώματα . Η διαφορά όμως είναι ότι η μονοβάθμια Pushover αδυνατεί να περιγράψει τις ανακατανομές σε αξονική και ροπή που συμβαίνουν όταν το κτίριο αποκρίνεται στον λικνισμό και οι οποίες συμβάλλουν στην ανάληψη της τέμνουσας . Για την περίπτωση των 4 και 5 υποστυλωμάτων όταν αστοχήσει το τελευταίο υποστύλωμα από ροπή , τότε το πρώτο αναλαμβάνει αυτό το φορτίο. Έπειτα όταν αστοχήσει κι αυτό από ροπή ταυτόχρονα με αξονική , τότε το ισχυρότερο φορτίο τέμνουσας το παίρνουν τα υπόλοιπα υποστυλώματα που έχουν περιθώρια αξονικής όπως συμβαίνει και για το τελευταίο υποστύλωμα. Βέβαια αυτή η παρατήρηση δεν μπορεί να γίνει στη μονοβάθμια ανάλυση καθώς τα ακραία υποστυλώματα αστοχούν ταυτόχρονα και το μεγαλύτερο φορτίο το αναλαμβάνουν τα ενδιάμεσα υποστυλώματα ισομοιράζοντας απλά την τέμνουσα , και ομοίως αστοχούν ταυτόχρονα.

Στις μετακινήσεις(στροφή KM) διαφορετική είναι η κατάσταση για την περίπτωση της Rolllover ανάλυσης όπου έχει προσομοιωθεί η σύζευξη λικνισμού και κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Παρουσιάζονται η σύγκριση των διαγραμμάτων μόνο για το κτίριο των 7ορόφων και για δυο ιδιοπεριόδους κατασκευής $T_{lat}=0.1\text{sec}$ και $T_{lat}=1.2\text{sec}$ και συντελεστή $\alpha_{wd}=0.10$. Ανάλογα θεωρούνται και τα αποτελέσματα για τους υπόλοιπους συντελεστές περίσφιξης. Σε αυτές τις ιδιοπεριόδους το ίδιο κτίριο όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις, ανέπτυξε λικνιστική περίοδο $T_{\theta}=0.013\text{ sec}$ και 0.12 sec σε αντιστοιχία με τις περιόδους για οριζόντια απόκριση 0.1 και 1.2 sec και για λόγο $H/B=1$,όμοια για 4 και 5 υποστυλώματα. Οι ιδιοπεριόδοι του λικνισμού έγιναν μεγαλύτερες για λόγο $H/B=2$ και 3 , 0.018 και 0.17 sec σε αντιστοιχία με τις T_{lat} . Εδώ θα πρέπει να πούμε ότι πράγματι η στροφή διαρροής ήταν διαφορετική για τις δύο ακραίες αυτές ιδιοπεριόδους και επιπλέον είχαμε αύξηση της για παράλληλη αύξηση του γεωμετρικού λόγου H/B . Η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδος λικνισμού επηρέασε και τις ροπές διαρροής καθώς και την μέγιστη ροπή που δέχτηκαν τα κτίρια πριν αρχίσει το «μαλάκωμα» του υλικού, πριν αρχίσουν δηλαδή να χάνουν την αντοχή τους. Συγκεκριμένα για τα 5 υποστυλώματα και α_{wd} , $T_{\theta} = 0.0013$ και 0.12 sec αντίστοιχα η ροπή διαρροής αυξήθηκε από 695.6 σε 714 kNm , η μέγιστη ροπή από 914 σε 923 kNm η στροφή διαρροής από 0.00035 σε 0.0004 rad και η μέγιστη στροφή πριν το κτίριο αρχίσει να χάνει την αντοχή του από 0.00067 σε 0.00072 rad . Αυξάνοντας το λόγο H/B όλα τα μεγέθη αυτά επηρεάζονται, ειδικότερα για 2 υποστυλώματα όπου οι στροφές διαρροής αυξάνονται 40% από τα 5 για $T_{\theta}= 0.013\text{ sec}$, ενώ η αύξηση αυτή είναι ακόμη μεγαλύτερη περίπου 46% για $T_{\theta} = 0.12\text{ sec}$. Αντίθετα τα μεγέθη των ροπών μειώνονται περίπου κατά τα ίδια ποσοστά για αυτές τις περιπτώσεις. Επιπλέον για $\alpha_{wd} = 0,10$ και 5 υποστυλώματα, το κτίριο φαίνεται να καταρρέει για στροφή 0.00125 και 0.00135 rad για τις αντίστοιχες κατά σειρά ιδιοπεριόδους. Για λόγο $H/B=1$ και 4 υποστυλώματα , το κτίριο διαρρέει για μικρότερη δύναμη σε σχέση με τα 5 αλλά μεγαλύτερη στροφή . Το «softening effect» φαίνεται ότι γίνεται σε περισσότερα στάδια καθώς διακρίνονται αρκετά «σπασίματα» του μετελαστικού κλάδου, πριν την σταθεροποίησή του, κατί που δεν παρατηρείται για τις υπόλοιπες περιπτώσεις , αφού ο μετελαστικός κλάδος είναι φθίνων. Υπενθυμίζεται ότι η ανάλυση είναι στατική ανελαστική.



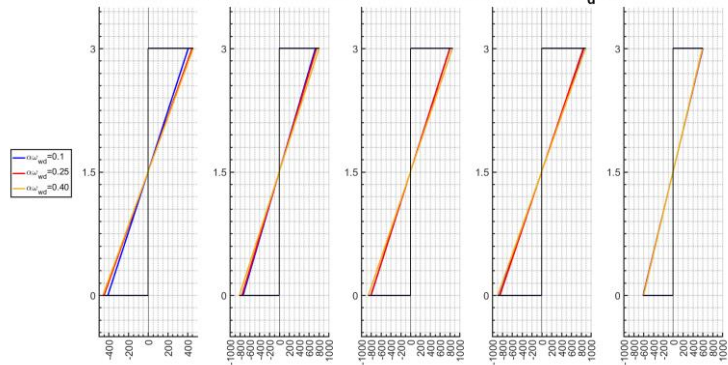
εικ.4 Διαγράμματα Rollover για κτίρια 7 ορόφων , με $\alpha_{\omega_{wd}}=0.1\sim 0.4$ και λόγους $H/B = 1\sim 3, T=0.1s$ και $T=1.2 sec$

4.1.2 Διαγράμματα Ροπών

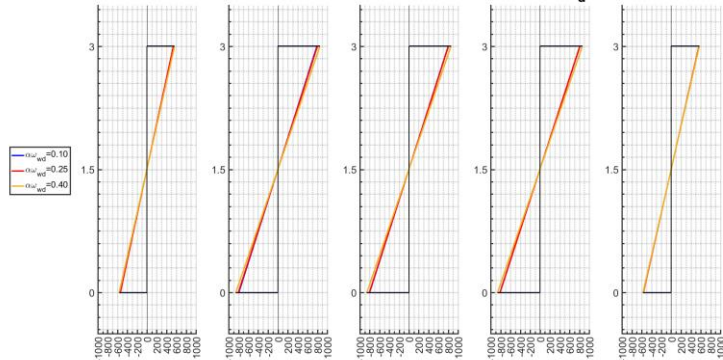
Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών των υποστυλωμάτων για λόγους $H/B=1\sim 3$,για τα κτίρια που μελετήθηκαν 5 ,6 και 7 ορόφων. Μια πρώτη

παρατήρηση που μπορεί να κάνει κάποιος χωρίς να εμβαθύνει ιδιαίτερα είναι το ότι όσο αυξάνεται ο λόγος H/B από 1 σε 3, η αναπτυσσόμενη ροπή στα υποστρώματα

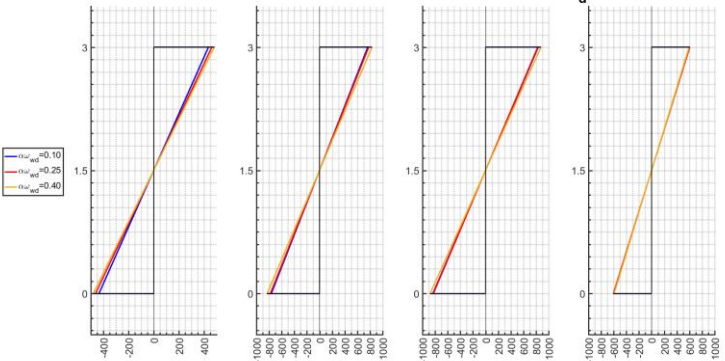
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 7 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



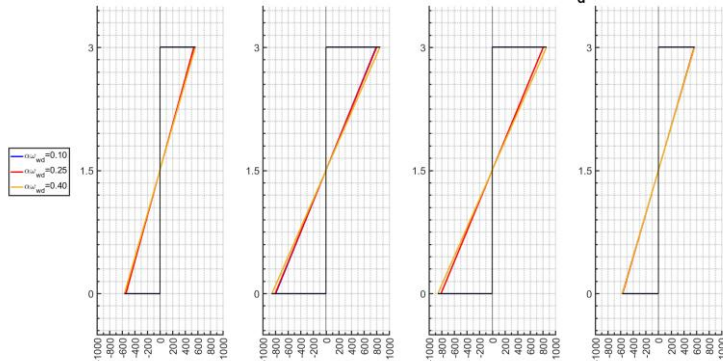
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 7 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



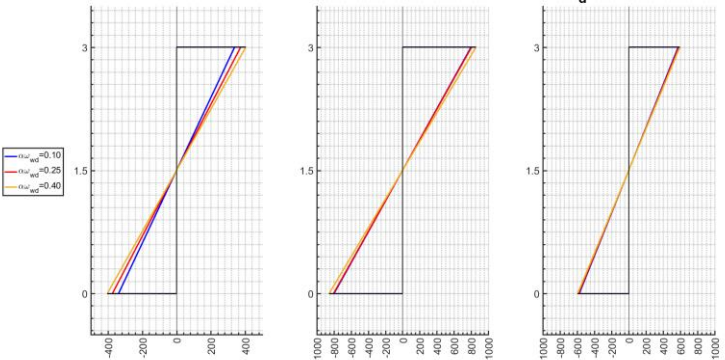
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 7 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



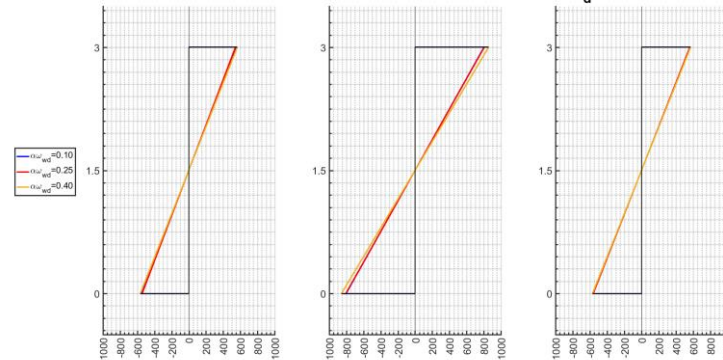
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 7 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



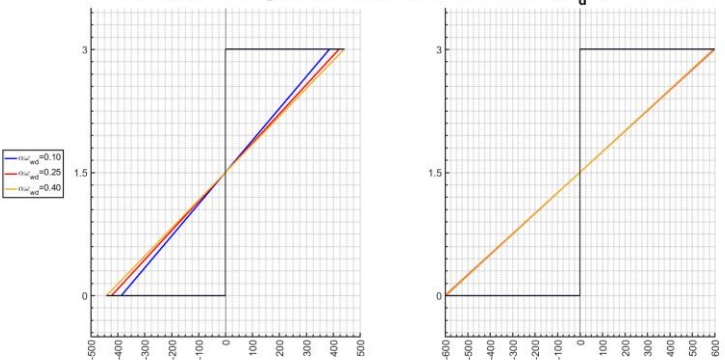
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 7 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



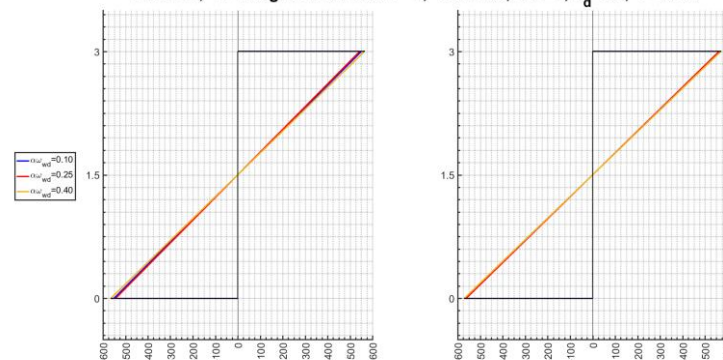
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 7 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 7 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



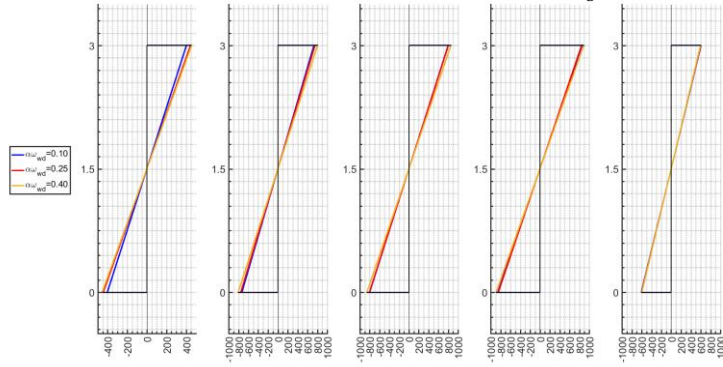
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 7 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



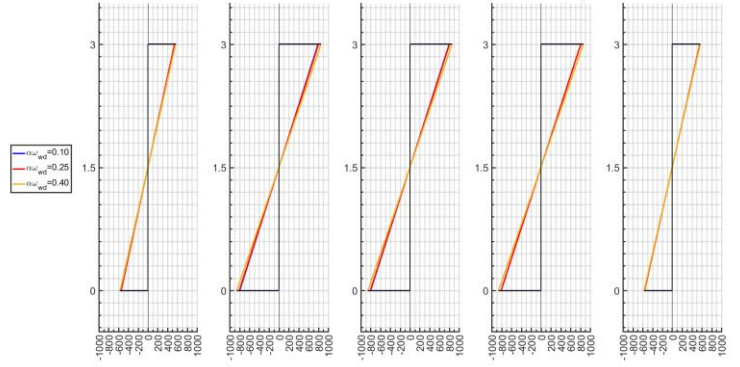
εκ.5 Διαγράμματα Ροπής, H/B=1~3, 7 όροφοι

μειώνεται. Ειδικότερα για την Pushover 2dof ανάλυση ,όπου έχουμε την σύζευξη 1^{ου} και 3^{ου} βαθμού ελευθερίας για ένα κτίριο 7 ορόφων με 5 υποστυλώματα και για λόγο $H/B=1$ παρατηρήθηκε για τα ακραία υποστυλώματα ότι το τελευταίο υποστυλώμα ανέπτυξε 1.48 περισσότερη ροπή έναντι του πρώτου για $\alpha_{wd}=0.1$, για $\alpha_{wd}=0.25$ ο λόγος των ροπών ήταν 1.34 και 1.29 για $\alpha_{wd}=0.40$. Η ανάπτυξη της ροπής μεταξύ τελευταίου και πρώτου υποστυλώματος ήταν μεγαλύτερη για το δόροφο κτίριο, αφού για συντελεστές περίσφιξης 0.10 ,0.25 και 0.40 ήταν 1.50 , 1.35 και 1.30 αντίστοιχα, ενώ ήταν ακόμη μεγαλύτερη για το 5όροφο κτίριο φτάνοντας σε τιμές 1.53 ,1.36 και 1.33. Μικρότερη διαφορά παρατηρήθηκε για τον ίδιο λόγο και για 4 υποστυλώματα , αφού για το 7όροφο κτίριο και για συντελεστές περίσφιξης 0.10 , 0.25 και 0.40 η ροπή που ανέλαβε το τελευταίο σε σχέση με το πρώτο ήταν μεγαλύτερη κατά 1.38 , 1.31 και 1.23 αντίστοιχα. Όμοια με τα 5 υποστυλώματα ο λόγος αυτός αυξήθηκε ανάλογα με τη μείωση του ύψους του κτιρίου , αφού για 6 ορόφους η ροπή ήταν 1.40 ,1.31 και 1.24 ,ενώ για 5 ορόφους η ροπή του τελευταίου υποστυλώματος ήταν μεγαλύτερη κατά 1.43 , 1.32 και 1.26 για τους αντίστοιχους συντελεστές περίσφιξης. Για λόγο $H/B=2$ και 3 υποστυλώματα αυτή την φορά ο λόγος των ροπών τελευταίου πρώτου υποστυλώματος ενισχύθηκε ενώ η αύξηση ήταν αντίστοιχη με το «χαμήλωμα» του ύψους. Για το κτίριο 7 ορόφων και για συντελεστές περίσφιξης 0.10 ,0.25 και 0.40 η ροπή που ανέπτυξε το τελευταίο υποστυλώμα ήταν μεγαλύτερη 1.70 ,1.56 και 1.47 αντίστοιχα έναντι του πρώτου . Για 6 ορόφους έγινε 1.72 ,1.58 και 1.49 σε αντιστοιχία με τους συντελεστές περίσφιξης . Ωστόσο για το κτίριο των 5 ορόφων ο λόγος της ροπής ενισχύθηκε ακόμη περισσότερο φτάνοντας στις μεγαλύτερες τιμές του συνολικά για τα κτίρια δηλαδή 1.76 , 1.62 και 1.52 σε αντιστοιχία με την αύξηση της περίσφιξης. Τέλος για $H/B=3$ και 2 υποστυλώματα ο λόγος των ροπών μειώθηκε περίπου 10% σε σχέση με τα 3 υποστυλώματα . Για το κτίριο 7 ορόφων και για $\alpha_{wd} = 0.10$,0.25 και 0.40 το τελευταίο υποστυλώμα (δεύτερο) ανέλαβε 1.54 , 1.42 και 1.35 φορές μεγαλύτερη ροπή αντίστοιχα. Όμοια με τις προηγούμενες περιπτώσεις η ροπή του τελευταίου υποστυλώματος ενισχύθηκε έναντι του πρώτου για το δόροφο και 5όροφο κτίριο σε 1.56 ,1.43 ,1.37 και σε 1.59,1.46 και 1.39 αντίστοιχα συναρτήσει του α_{wd} .

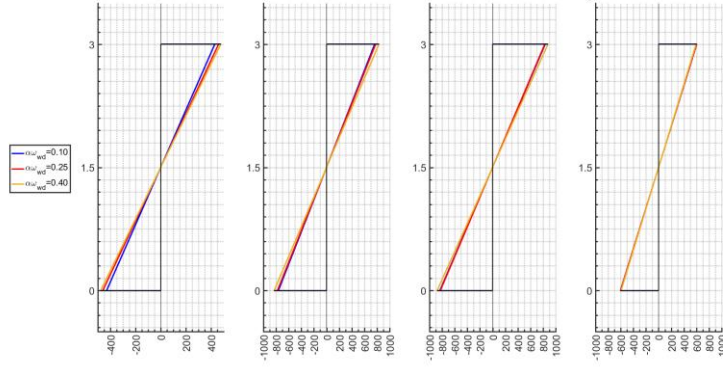
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 6 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



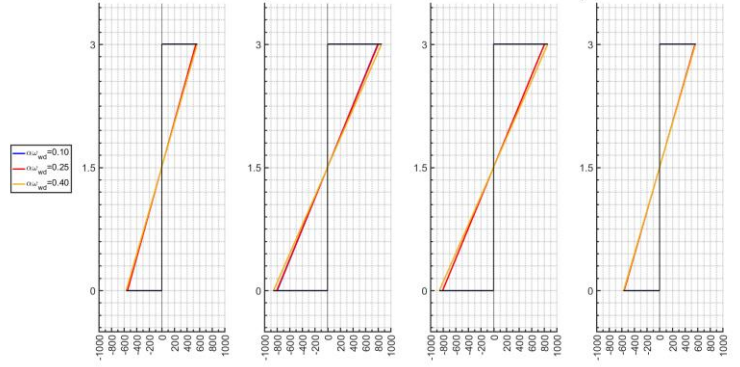
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 6 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



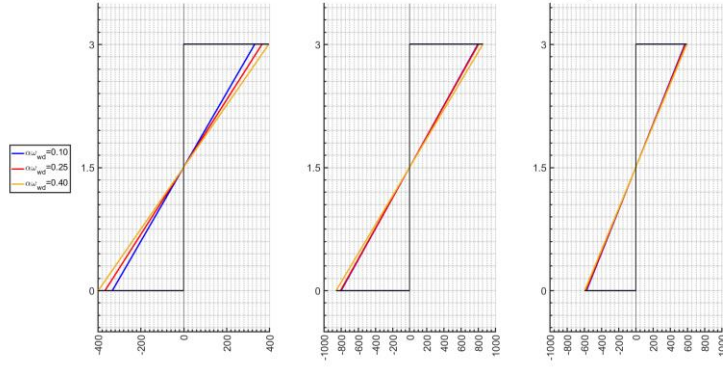
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 6 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



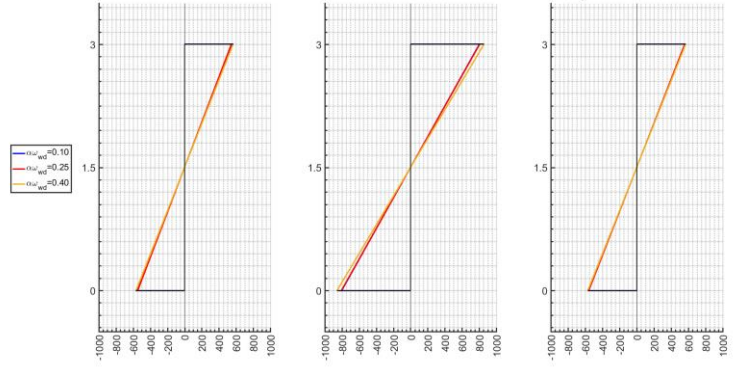
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 6 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



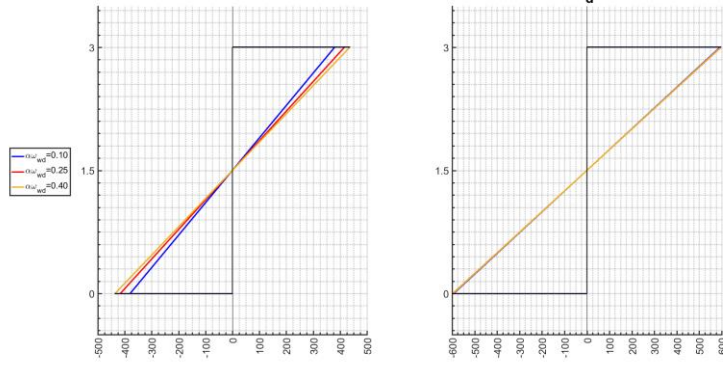
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 6 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



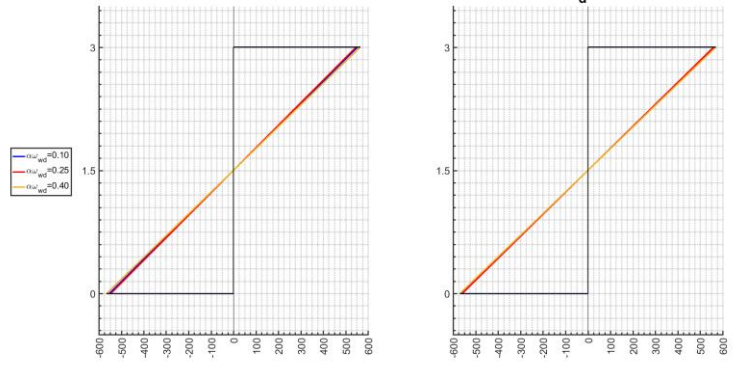
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 6 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 6 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 6 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s

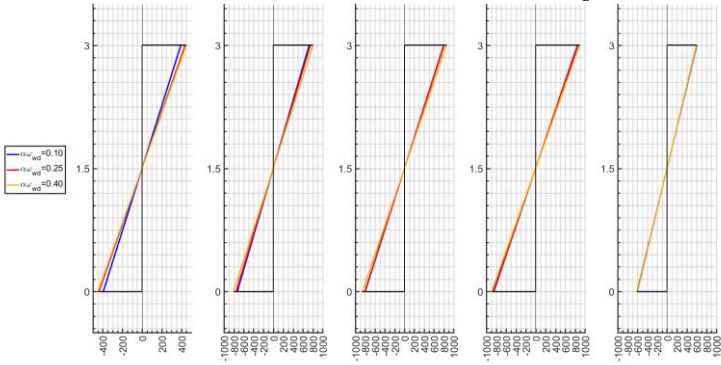


εικ.6 Διαγράμματα ροπής H/B=1~3 , 6 όροφοι

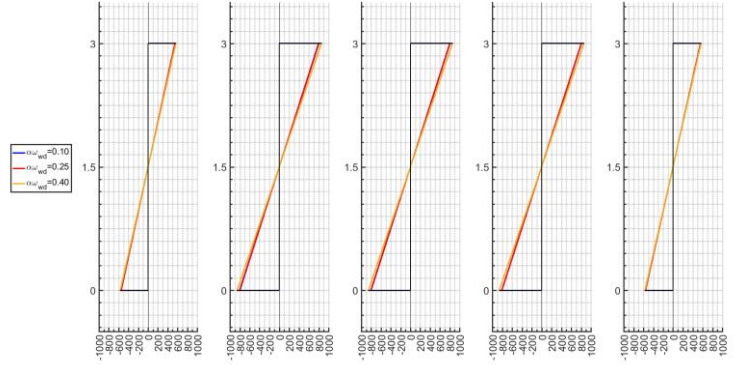
Για την διαδικασία που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό, δηλαδή για οριζόντια φορτία μόνο, ο λόγος της ροπής τελευταίου σε σχέση με το πρώτο υποστύλωμα έδειξε γενικότερα σταθεροποιητικές τάσεις. Η ανάλυση έδειξε ότι δεν επηρεάστηκε ιδιαίτερα ούτε από τον συντελεστή περίσφιξης, ούτε από το λόγο H/B αλλά ούτε και από την αλλαγή ύψους. Συγκεκριμένα για το 7όροφο κτίριο για 5, 4, 3 και 2 υποστυλώματα και αντίστοιχο H/B η τιμή για περίσφιξη 0.10 και 0.25 ήταν 1.04, 1.05, 1.03 και 1.03 αντίστοιχα. «Χαμηλώνοντας» το ύψος των κτιρίων σταδιακά σε 5 ορόφους ο λόγος αυτός έδειξε να προσεγγίζει περισσότερο το απόλυτο 1, αφού μειώθηκε σε 1.02 για 5 και 4 υποστυλώματα και για 1.015 για τα υπόλοιπα και για τους αντίστοιχους συντελεστές α_{wd} . Εξαιρέση αποτέλεσε ο λόγος ροπών για περίσφιξη 0.40 ο οποίος γενικά δεν φάνηκε να επηρεάζεται από τις αλλαγές στη γεωμετρία και παρέμεινε σχεδόν σταθερός στο 1.01.

Ακόμη ένας άλλος δείκτης που θα μπορούσε να έχει ενδιαφέρον για τις δύο αυτές μεθόδους ανάλυσης Pushover 2dof και Pushover lat είναι η μεταβίβαση ή αλλιώς η αύξηση της ροπής από το πρώτο προς το τελευταίο υποστύλωμα. Από το πείραμα φάνηκε ότι οι τάσεις ήταν αυξητικές, ανάλογες με το πλήθος των υποστυλωμάτων με το τελευταίο υποστύλωμα να υποχωρεί στην ανάπτυξη ροπών. Με άλλα λόγια για την εξιδανίκευση οριζόντιας και λικνιστικής συνιστώσας μέσω της Push1 αποδείχτηκε ότι η μεγαλύτερη ροπή αναπτύχθηκε στο προτελευταίο υποστύλωμα καθώς φάνηκε ότι η λικνιστική σύζευξη έδρασε πιο ανακουφιστικά για το τελευταίο υποστύλωμα. Εξαιρέση αποτέλεσε η περίπτωση των 2 υποστυλωμάτων που την μεγαλύτερη ροπή ανέπτυξε το δεύτερο υποστύλωμα που επηρεάζεται περισσότερο από την λίκνιση (στροφή). Όσον αφορά την κλασική Pushover, όλα τα μεσαία υποστυλώματα ανέπτυξαν σχεδόν την ίδια ροπή, περίπου 1.5 φορά περισσότερη από το πρώτο υποστύλωμα, με το τελευταίο να αναπτύσσει ίδια ροπή με το πρώτο. Και πάλι εδώ διαφορετική ήταν η συμπεριφορά για 2 υποστυλώματα όπου η ροπή ήταν ίδια και για τα 2. Τέλος από τα διαγράμματα της Push 1 είναι εμφανής η σταδιακά μεγαλύτερη ανάπτυξη ροπής καθώς μειώνεται το ύψος της ανωδομής, που σημαίνει ότι το κτίριο γίνεται περισσότερο δύσκαμπτο.

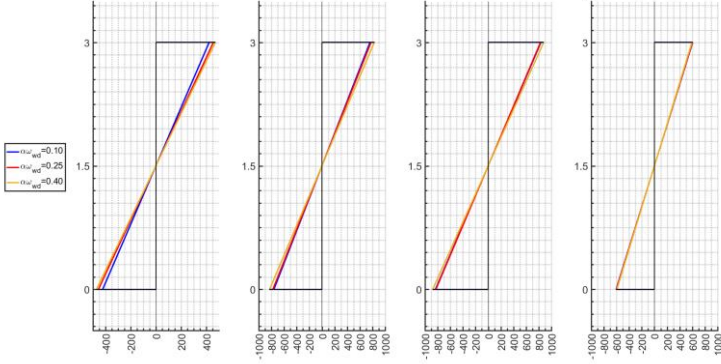
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



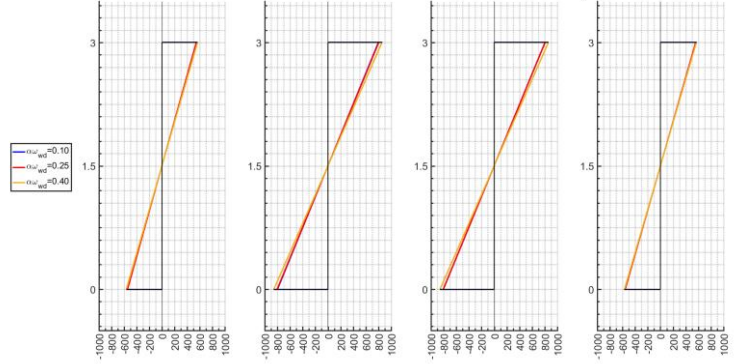
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



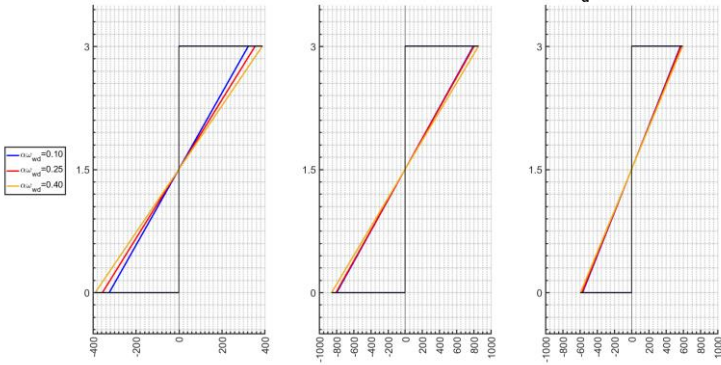
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



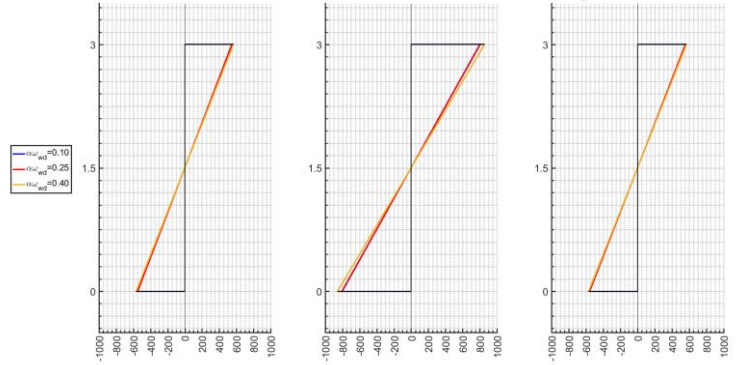
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



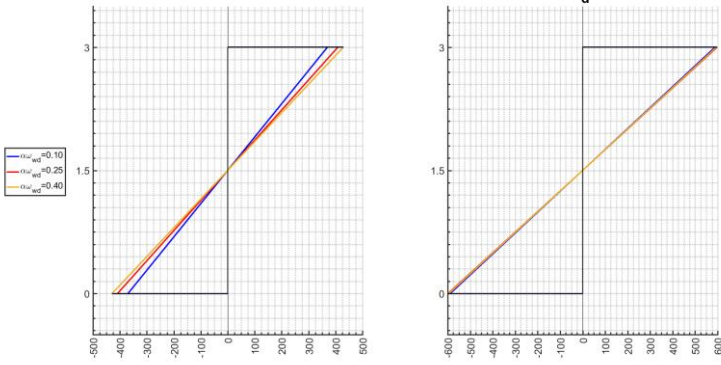
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 5 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



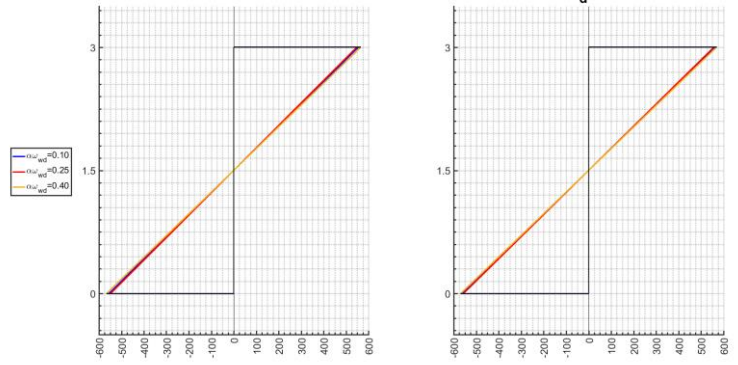
Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 5 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



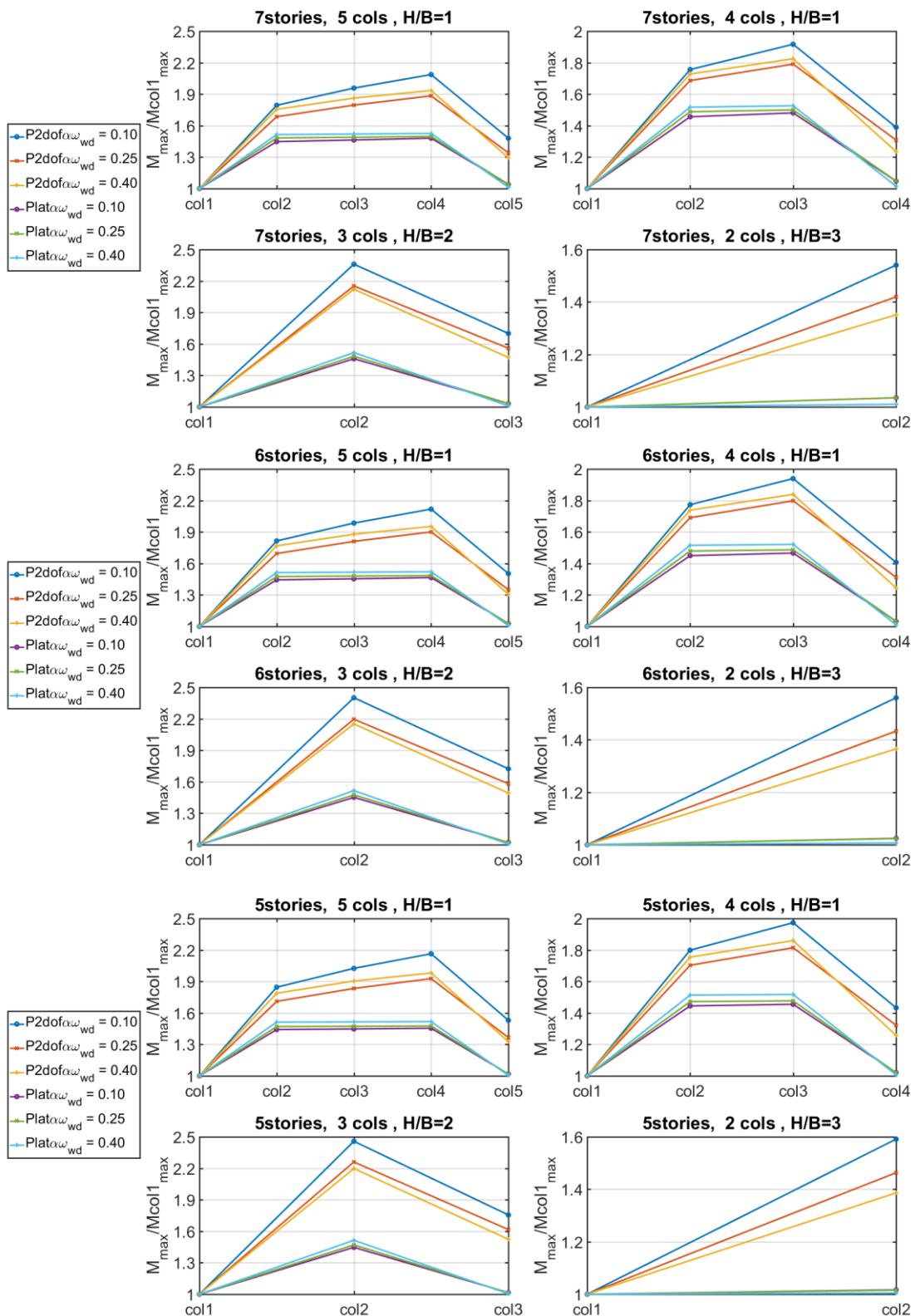
Push 2dof, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 5 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



Push lat, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 5 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



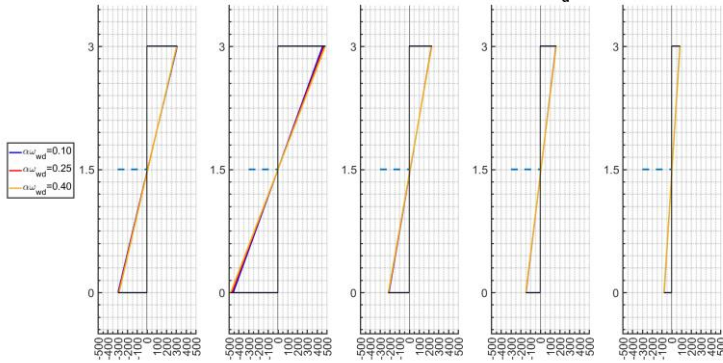
εικ.7 Διαγράμματα ροπών, H/B =1~3, 5 όροφοι



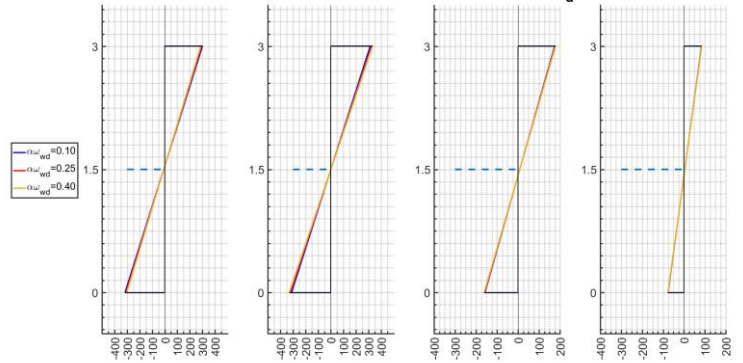
εικ.8 Μεταβίβαση ροπής για τις δυο αναλύσεις σχετικά με το ύψος ορόφων , H/B ,πλήθος υποστυλωμάτων.

Η Rollover ανάλυση γενικότερα παρουσίασε την ίδια συμπεριφορά για όλα τα H/B και όλα τα ύψη των κτιρίων, με το τελευταίο υποστυλώμα, που δέχεται πρώτο την επίδραση της στροφής-ροπής στο ΚΜ, να αναπτύσσει μικρότερο μέγεθος ροπής. Παρουσιάζονται ενδεικτικά μόνο τα διαγράμματα για την 5όροφη κατασκευή , όπου

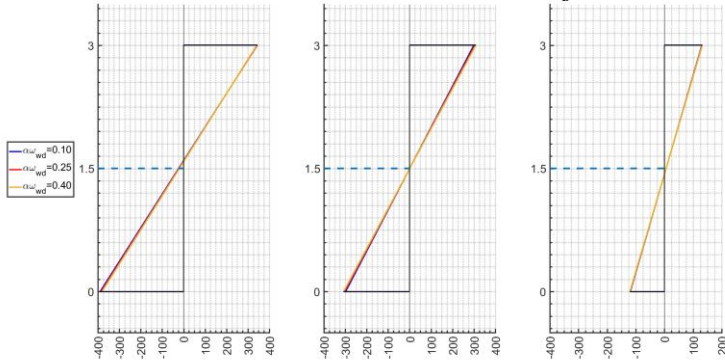
Roll, "M" Diagrams for cols 1 - 5, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



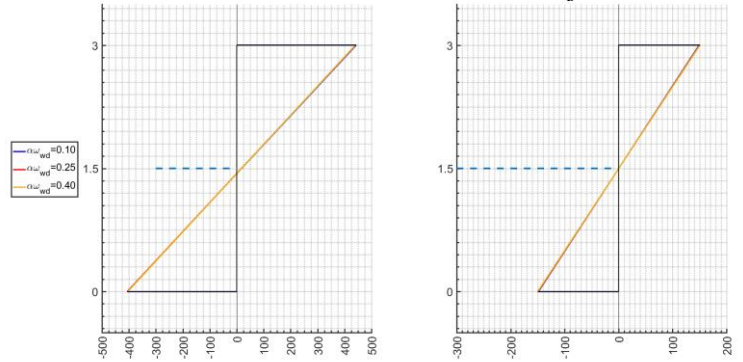
Roll, "M" Diagrams for cols 1 - 4, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



Roll, "M" Diagrams for cols 1 - 3, 5 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s

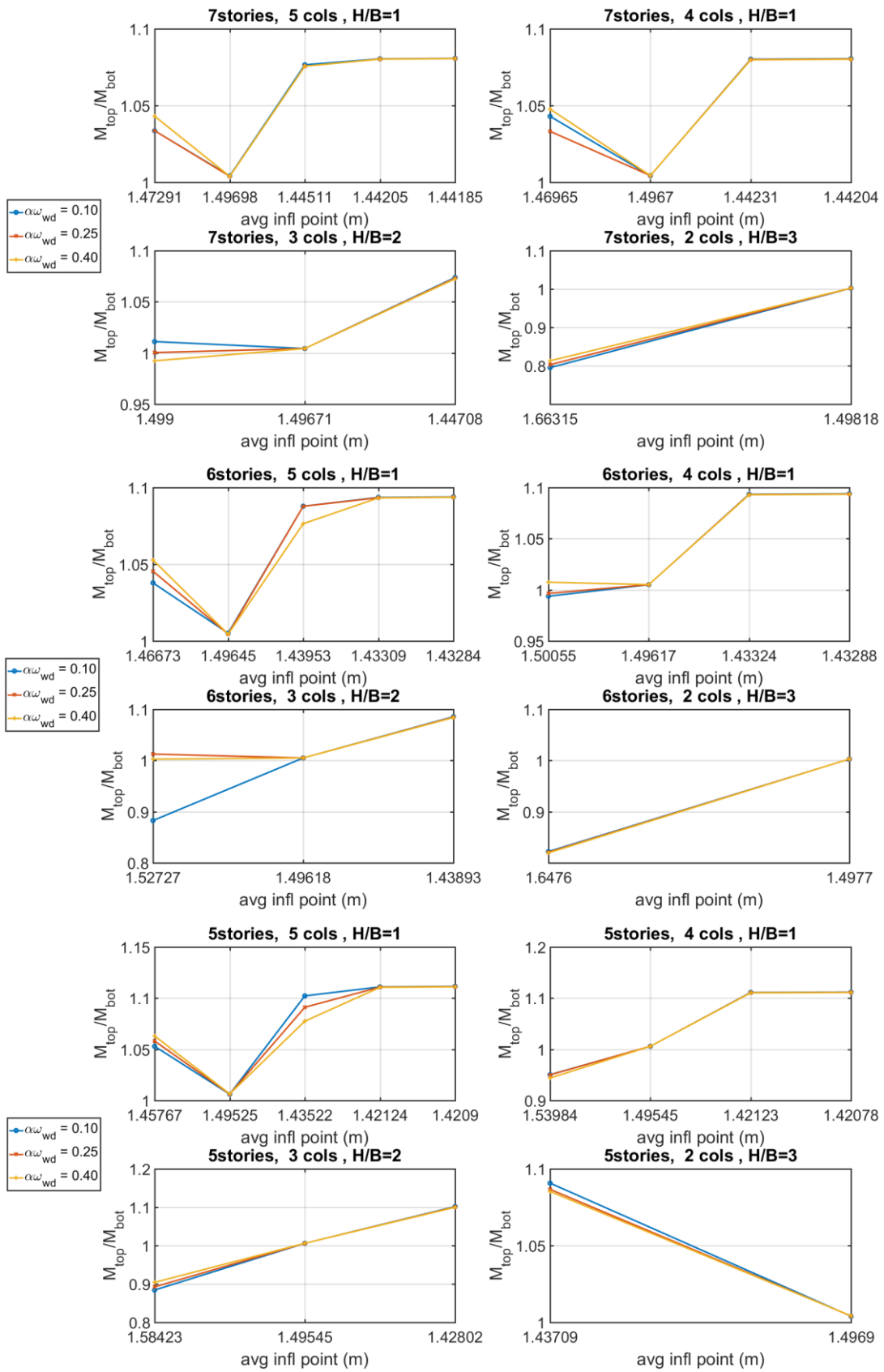


Roll, "M" Diagrams for cols 1 - 2, 5 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



εικ.9 Διαγράμματα ροπής Rollover, για 5όροφο κτίριο , και για όλους του λόγους H/B

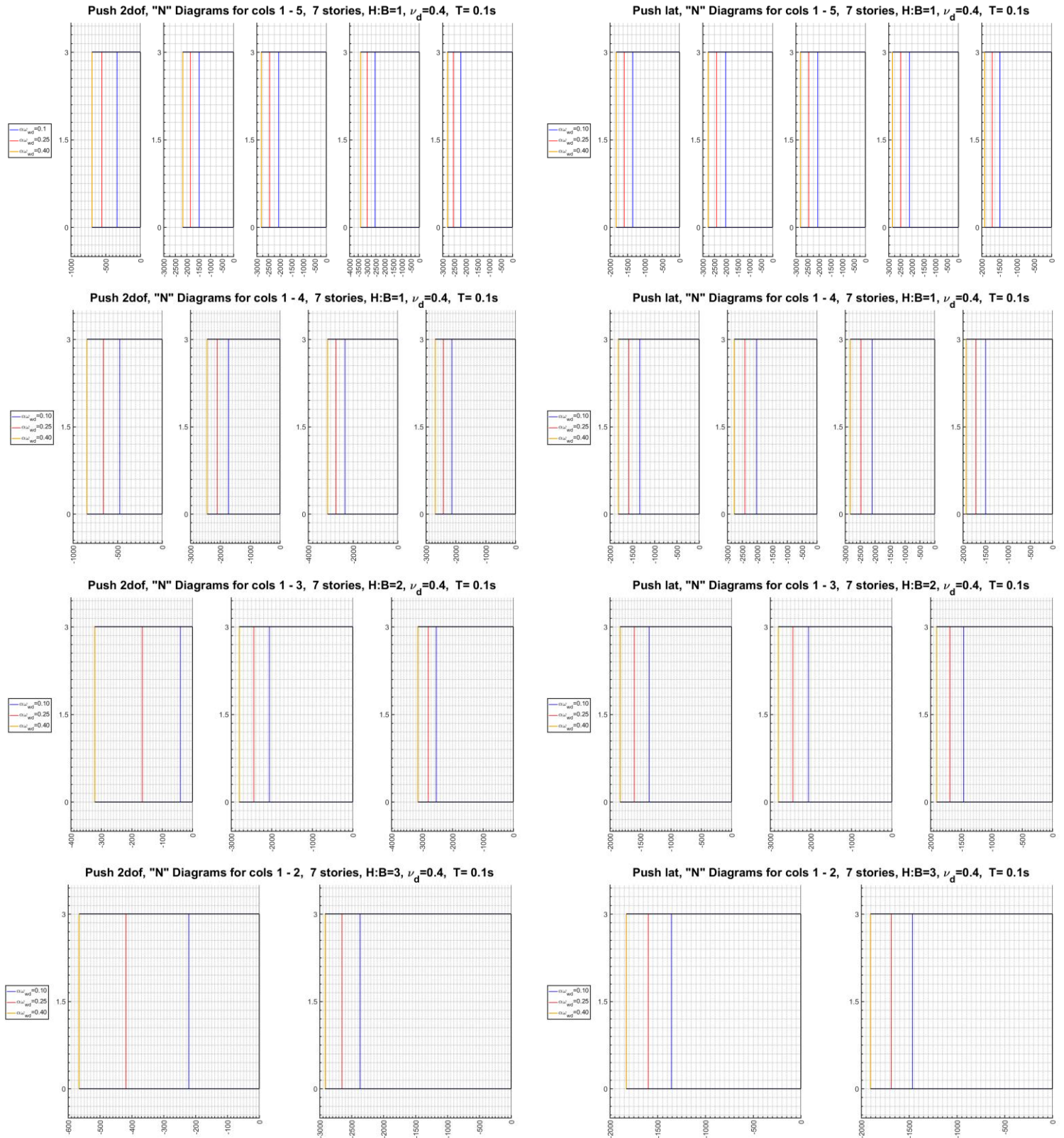
έχουν αναπτυχτεί και οι μεγαλύτερες τιμές ,και για όλους τους γεωμετρικούς λόγους που έχουν ληφθεί υπόψη στη μελέτη. Καθ' όλη την επίδραση της επιβαλλόμενης ροπής-στροφής οι κεφαλές των υποστυλωμάτων συμμετέχουν σε αυτήν την παραμόρφωση με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται μεγαλύτερη ροπή σε αυτήν την θέση.Ως συνέπεια το σημείο καμπής δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών μετατοπίζεται προς τα κάτω. Στην συνέχεια σε μια προσπάθεια εξισορρόπησης της έντασης ώστε και η βάση του υποστυλώματος να αναλάβει μεγαλύτερη ροπή, το σημείο καμπής αρχίζει να ανεβαίνει. Τελικά όμως βλέπουμε (εικ.10) ότι λόγω της ισχυρής αξονικής , θλιπτικής ή εφελκυστικής, που δέχεται το κάθε υποστύλωμα αστοχεί σε ροπή, γεγονός που θα γίνει πιο σαφές παρακάτω με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης. Μπορούμε ακόμη να παρατηρήσουμε την μέγιστη ή ελάχιστη ροπή που ανέπτυξε η κεφαλή σε σχέση με την βάση των υποστυλωμάτων από τον λόγο ροπών, αμέσως πριν αυτά αστοχήσουν καθώς και την θέση του σημείου καμπής τη στιγμή αυτή. Σε όλες τις περιπτώσεις το τελευταίο υποστύλωμα (δεύτερο, τρίτο ,τέταρτο ή πέμπτο) είναι αυτό που αστοχεί πρώτο ενώ είναι εκείνο στου οποίου την κεφαλή αναπτύσσεται και η μεγαλύτερη ροπή. Μεγαλύτερο μέρος της παραμόρφωσης - στροφής τώρα καλείται να λάβει το πρώτο υποστύλωμα που είναι ίδιας διατομής . Όταν αστοχήσει και αυτό η εντατική κατάσταση περνάει στα ενδιάμεσα υποστυλώματα με το δεύτερο να είναι εκείνο που φαίνεται να αντέχει περισσότερο . Στην περίπτωση των δυο υποστυλωμάτων (H/B=3), και ενώ έχει αστοχήσει το πρώτο υποστύλωμα «ισομοιράζοντας» τη ροπή, η βάση του πρώτου υποστυλώματος καλείται να αναλάβει τη μεγαλύτερη ροπή και αυτό φαίνεται και από την υψηλή θέση του σημείου καμπής. Εξάιρεση η περίπτωση του πενταόροφου κτιρίου.



εικ.10 Λόγος ροπών σε σχέση με το σημείο μηδενισμού τους μετρούμενο από τη βάση του υποστυλώματος.

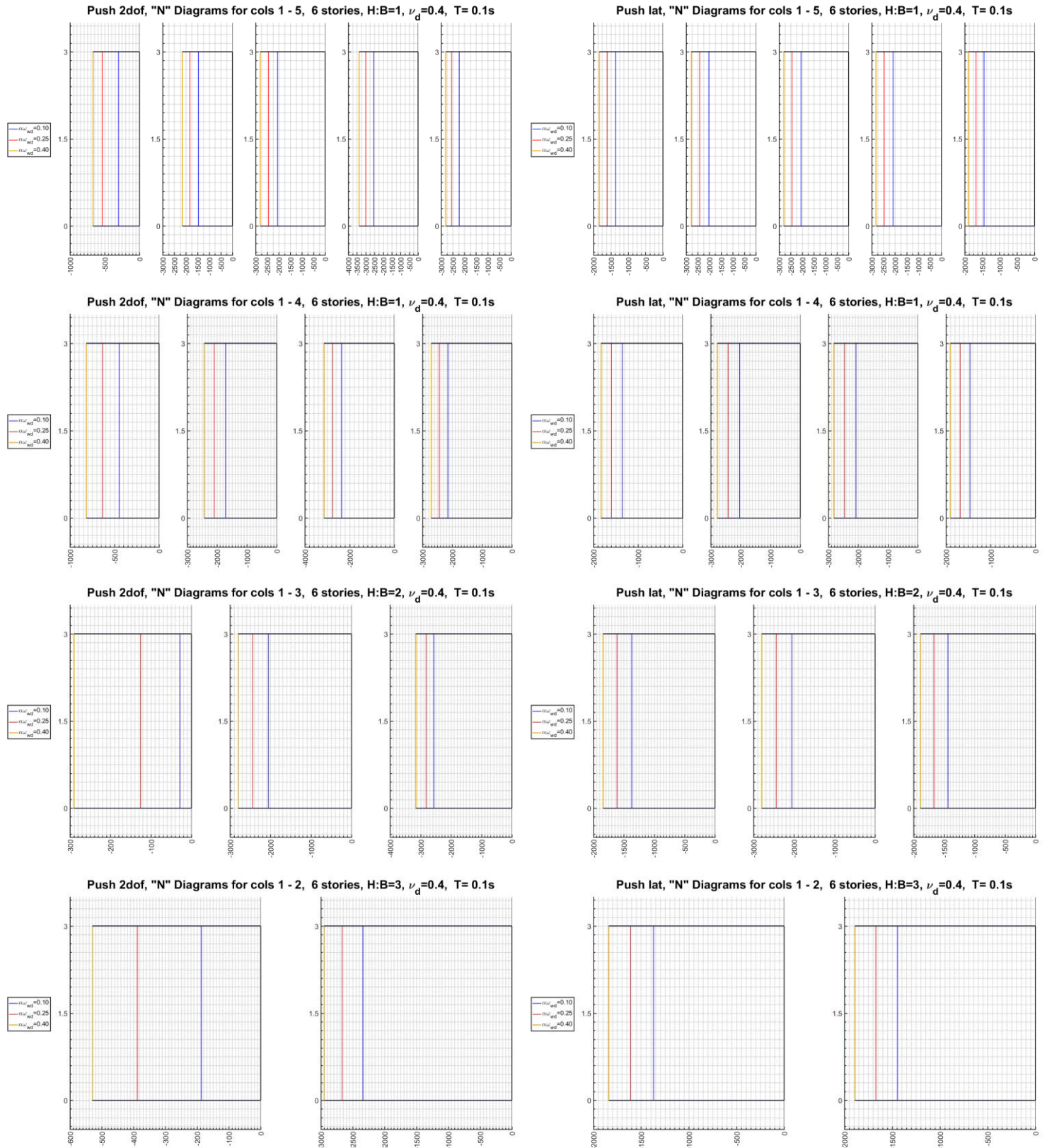
4.1.3 Διαγράμματα Αξονικών

Οι αξονικές αντιδράσεις(εικ.11-13) που αναπτύχθηκαν στα υποστυλώματα διέφεραν κατά τις δύο αναλύσεις. Για την Pushover 2dof, η μικρότερη αξονική αναπτύχθηκε στο πρώτο υποστυλώμα για όλους τους λόγους H/B 1, 2 και 3. Επιπλέον μεγαλύτερη αντοχή σε αξονικά φορτία έδειξαν τα κτίρια που ήταν πιο ενισχυμένα σε περίσφιξη δηλαδή εκείνα που είχαν $\alpha_{wd} = 0.40$. Ωστόσο και για τις δυο αναλύσεις η μέγιστη



εικ.11 διαγράμματα αξονικών H/B=1~3, κτίριο 7 ορόφων

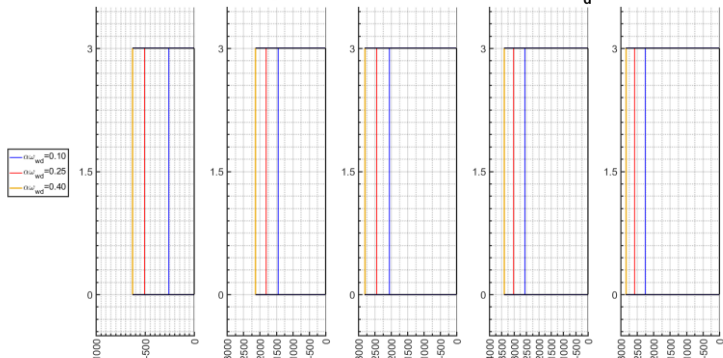
αξονική που ανέπτυξαν τα υποστυλώματα αυξήθηκε σε συνάρτηση με το λόγο περιφέρειας $\alpha\omega$. Για την Pushover 2dof, είναι ξεκάθαρο ότι η αξονική που καλείται να αναλάβει το πρώτο υποστυλώμα πριν αυτό αστοχήσει είναι εμφανέστατα μικρότερη σε σχέση με το τελευταίο. Συνεπώς κατά την λίκνιση το τελευταίο κατά σειρά



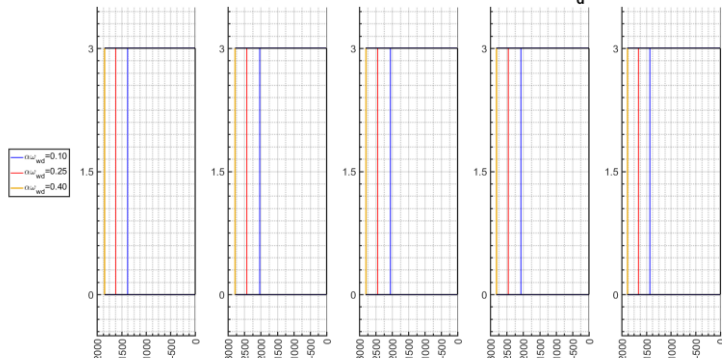
εικ.12 διαγράμματα αξονικών $H/B=1\sim 3$, κτίριο 6 ορόφων

υποσύλωμα κατέχει πρωταγωνιστικό ρόλο στην παραλαβή των αξονικών φορτίων. Αυτό είναι κάτι που αδυνατεί να γίνει αντιληπτό μέσω της κλασικής μονοβάθμιας, καθώς μας λέει ότι η ανάληψη της αξονικής από τα υποστυλώματα βασίζεται πρωτίστως στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής τους και μόνο.

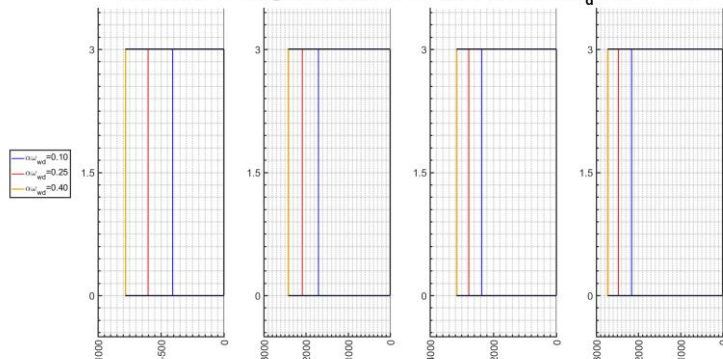
Push 2dof, "N" Diagrams for cols 1 - 5, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



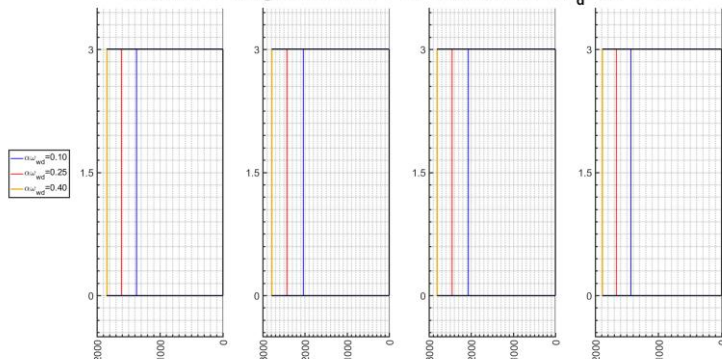
Push lat, "N" Diagrams for cols 1 - 5, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



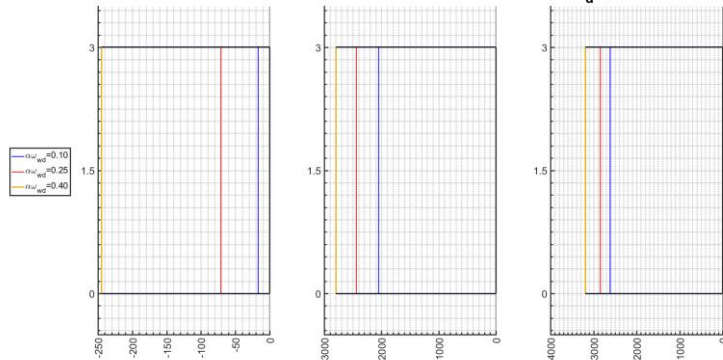
Push 2dof, "N" Diagrams for cols 1 - 4, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



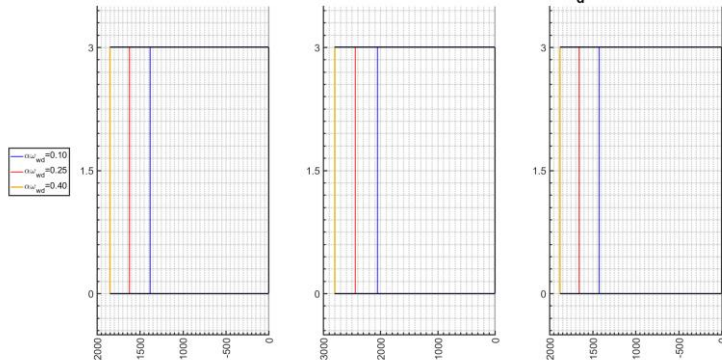
Push lat, "N" Diagrams for cols 1 - 4, 5 stories, H:B=1, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



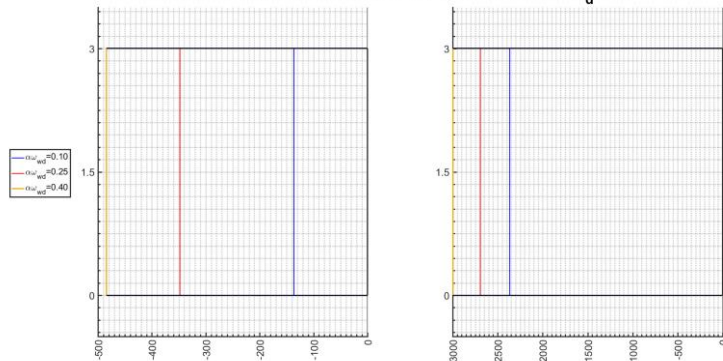
Push 2dof, "N" Diagrams for cols 1 - 3, 5 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



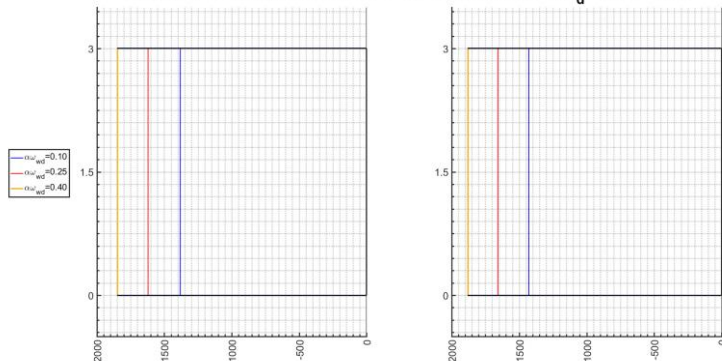
Push lat, "N" Diagrams for cols 1 - 3, 5 stories, H:B=2, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



Push 2dof, "N" Diagrams for cols 1 - 2, 5 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s

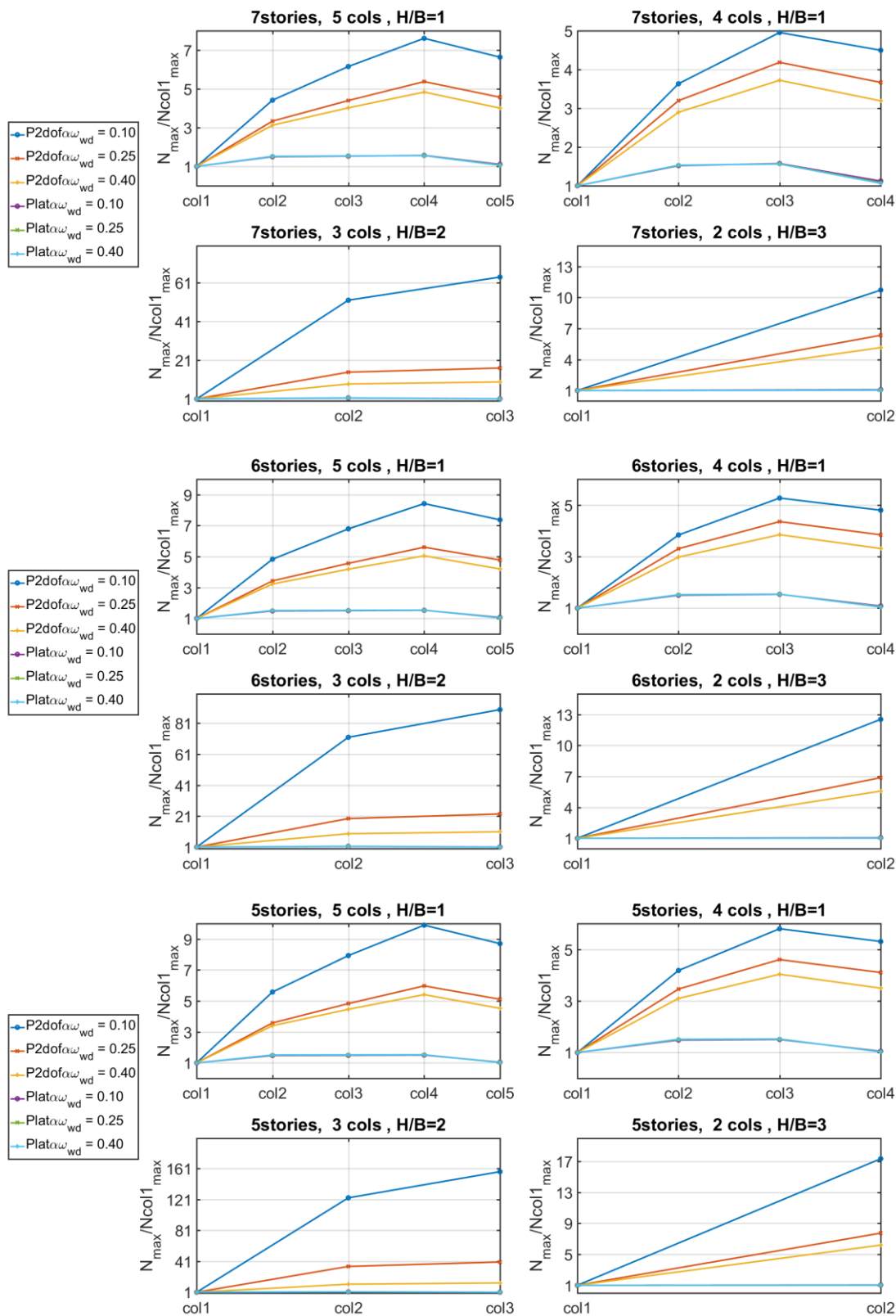


Push lat, "N" Diagrams for cols 1 - 2, 5 stories, H:B=3, $\nu_d=0.4$, T= 0.1s



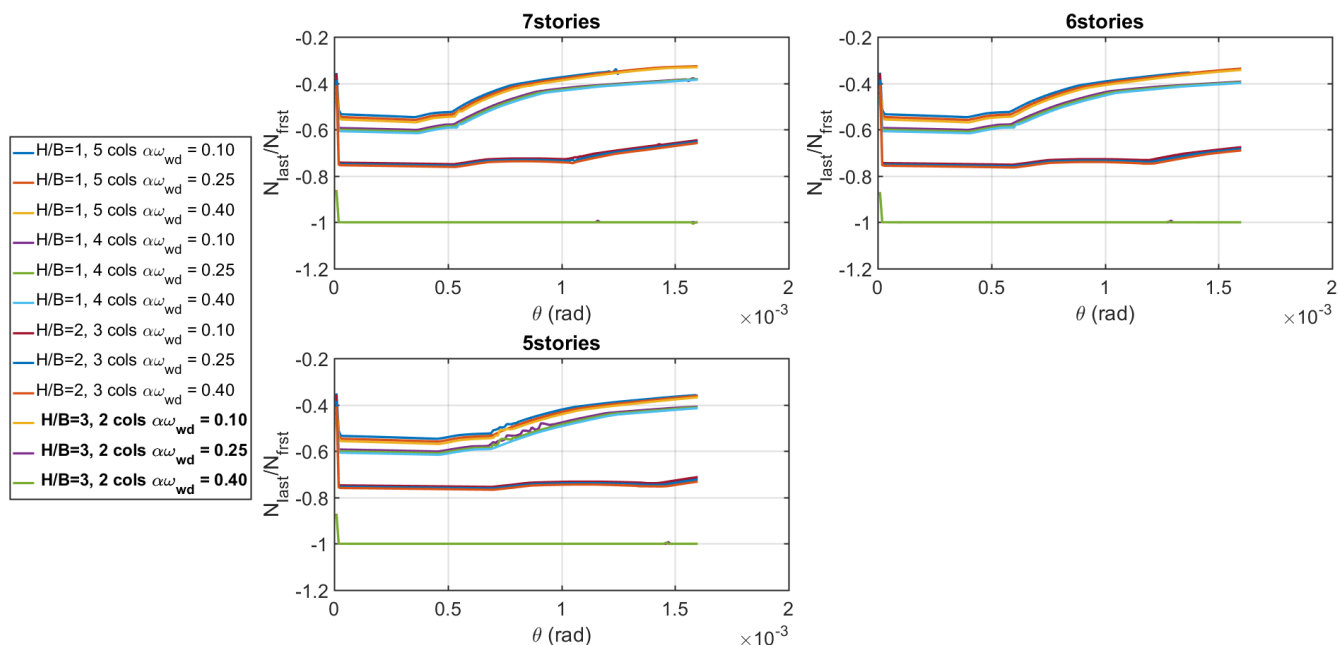
εικ.13 διαγράμματα αξονικών H/B=1~3, κτίριο 5 ορόφων

Στην συνέχεια στην εικ.14 ο ισχυρισμός αυτός για την ανάληψη των αξονικών μπορεί να γίνει περισσότερο αντιληπτός αφού διατυπώνεται ο λόγος της μέγιστης αξονικής του κάθε υποστυλώματος N_{max} προς την μέγιστη αξονική του πρώτου N_{col1} . Βλέπουμε ξεκάθαρα τα «πίσω» υποστυλώματα να αναλαμβάνουν μεγαλύτερες αξονικές, κυρίως το προτελευταίο υποστυλώμα, με εξαίρεση την περίπτωση των τριών υποστυλωμάτων



εικ.14 Μεταβίβαση αξονικής για τις δυο αναλύσεις σχετικά με το ύψος ορόφων, H/B, πλήθος υποστυλωμάτων.

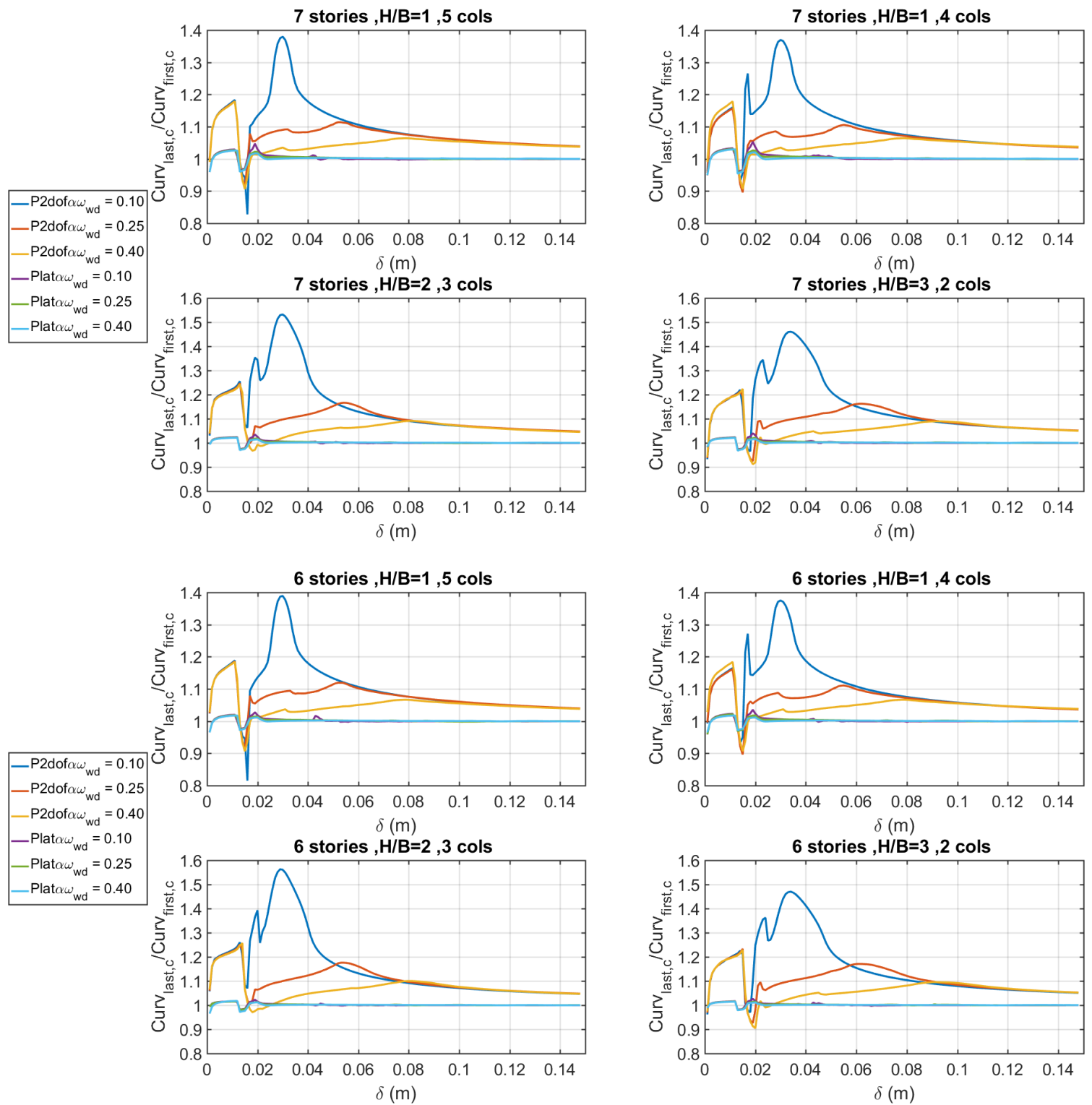
και σαφέστατα των δυο , αφού δεν προσφέρεται άλλο υποστύλωμα για την ανάληψη της αξονικής . Σημειώνεται ότι μικρότερη διαφορά στην ανάληψη των αξονικών είχε η περίπτωση για 4 υποστυλώματα και $H/B=1$ και μεγαλύτερη για 3 υποστυλώματα και $H/B=2$, ενώ μια ιδιαίτερη παρατήρηση που πρέπει να γίνει είναι τα κτίρια που τα υποστυλώματα τους κατασκευάστηκαν με $\alpha\omega_{wd} = 0.10$ έδειξαν πολύ μεγαλύτερη απαίτηση σε αξονική καταπόνηση. Από την άλλη πλευρά για την μονοβάθμια Plat σύμφωνα με την εικ.14 ότι η θέση των υποστυλωμάτων δεν παίζει κανένα απολυτως ρόλο στην ανάληψη της αξονικής.



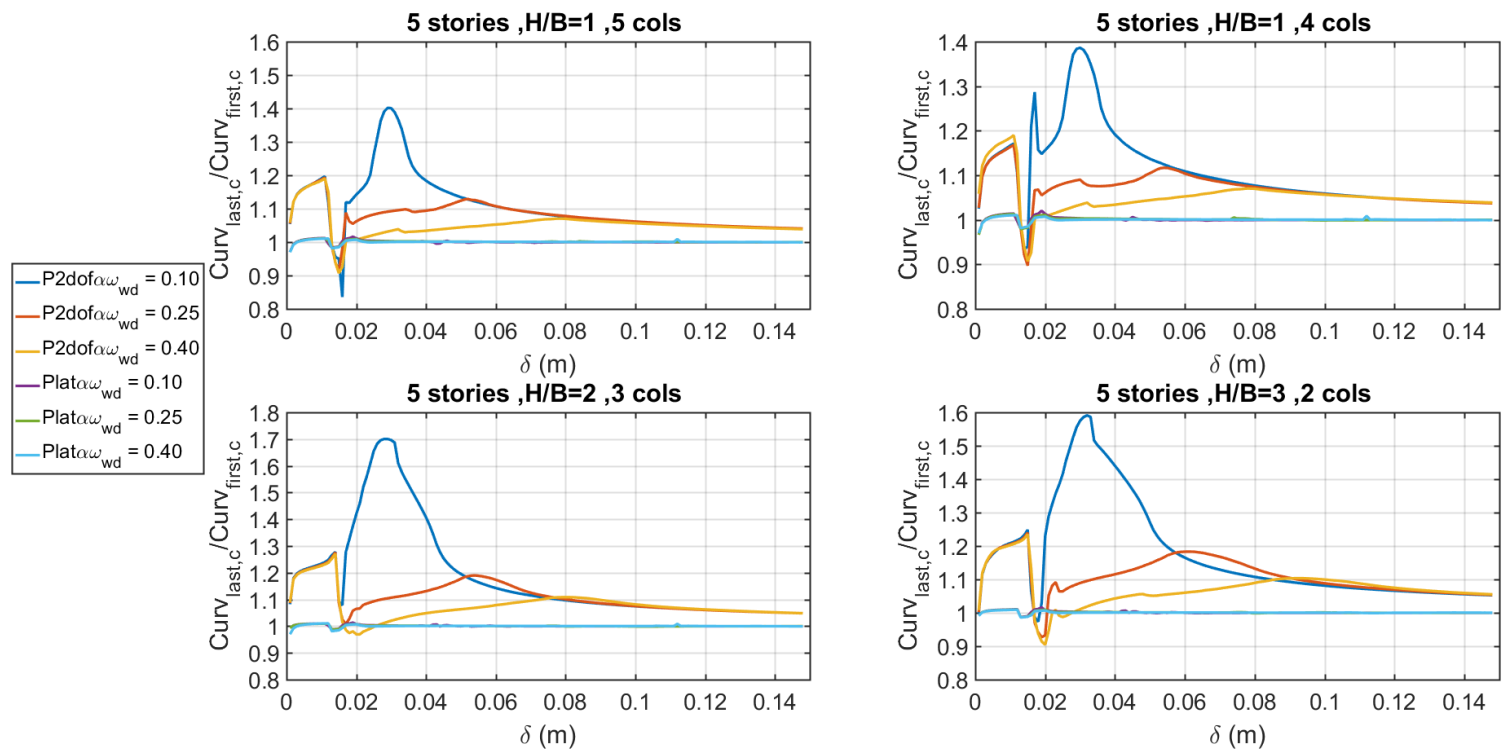
εικ.15 σύγκριση αξονικών τελευταίου/πρώτου υποστυλώματος σε σχέση με τη στροφή του KM ,Rollover

Για την ανάλυση Rollover, στην εικ. 15 συγκρίνεται η χρονοϊστορία του λόγου των αξονικών που ανέπτυξε το τελευταίο υποστύλωμα N_{last} προς το πρώτο υποστύλωμα N_{first} , για όλα τα ύψη κτιρίων και γεωμετρικούς λόγους H/B . Αυτό γιατί όπως έχει επισημανθεί και προηγουμένως είναι αυτά τα δύο που συμμετέχουν περισσότερο στην εξέλιξη του λικνισμού. Οι τιμές αυτές που έδωσε η ανάλυση είναι μικρότερες από μηδέν που σημαίνει ότι η αξονική που αναπτύχθηκε στο τελευταίο υποστύλωμα ήταν μικρότερη από αυτήν στο πρώτο. Επιπλέον το αρνητικό πρόσημο υποδηλώνει ότι κατά την διάρκεια της καταπόνησης στο πρώτο υποστύλωμα αναπτύχθηκε θλίψη ενώ στο τελευταίο επικράτησε ο εφελκυσμός. Αφού όπως μπορεί να εννοηθεί κατά την διάρκεια της επιβαλλόμενης στροφής με ωρολογιακή φορά (-) , το πίσω υποστύλωμα σπρώχνεται – βυθίζεται και αντιδρά με εφελκυσμό, ενώ αντίθετα το πρώτο υποστύλωμα σηκώνεται και αντιδρά με θλίψη. Από την εξέλιξη των χρονοιστοριών παρατηρούμε ότι για $H/B=1$ και με τη σειρά για πέντε και τέσσερα υποστυλώματα η θλίψη που επικρατεί στο πρώτο υποστύλωμα γίνεται σταδιακά εντονότερη κυρίως όταν τα πίσω υποστυλώματα αστοχήσουν από εφελκυσμό . Το γεγονός αυτό έχει μικρότερη επίδραση στην περίπτωση των τριών υποστυλωμάτων και $H/B=2$ καθώς παρατηρούμε την καθυστέρηση της εκδήλωσης αυτού του φαινομένου λόγω του μικρότερου πλήθους υποστυλωμάτων. Για την περίπτωση του γεωμετρικού λόγου $H/B=3$ βλέπουμε ότι η

κατάσταση θλίψης εφελκυσμού μοιράζεται στα δυο υποστυλώματα μπροστά και πίσω κατά τον τρόπο που αναφέρθηκε για όλα τα ύψη και λόγους περίσφιξης.



εικ.16 Χρονοϊστορία της καμπυλότητας για κτίρια 7, 6 ορόφων και H/B=1~3



εικ.17 Χρονοϊστορία Καμπυλότητας για κτίριο 5 ορόφων , H/B=1~3

4.1.4 Καμπυλότητα

Ένα άλλο, σημαντικό μέγεθος που επηρεάζει την πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων και κατά συνέπεια την πλαστιμότητα της κατασκευής είναι η καμπυλότητα των κρίσιμων διατομών τους στη βάση ,καθώς είναι μια θέση που θέλουμε να συμβεί πλαστική άρθρωση και όχι στην κορυφή τους, προκειμένου να έχουμε την αποφυγή μηχανισμού μαλακού ορόφου.

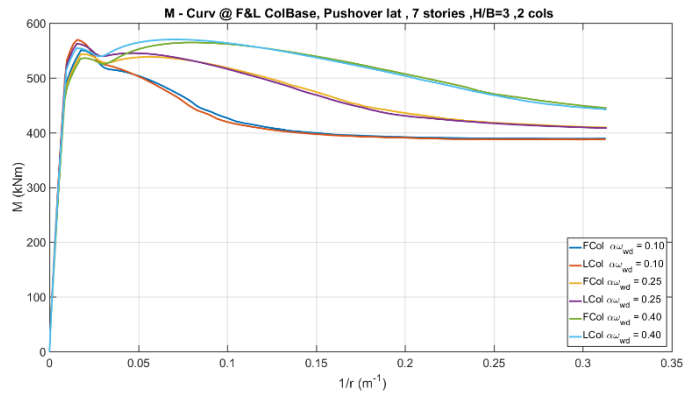
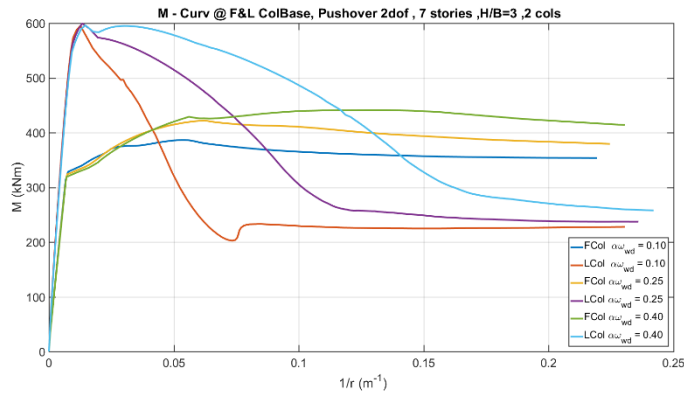
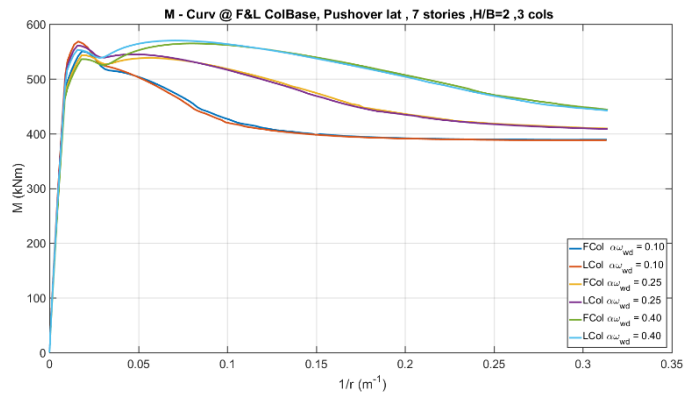
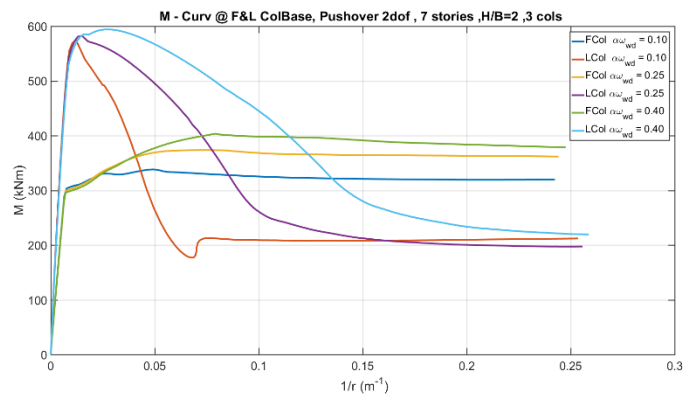
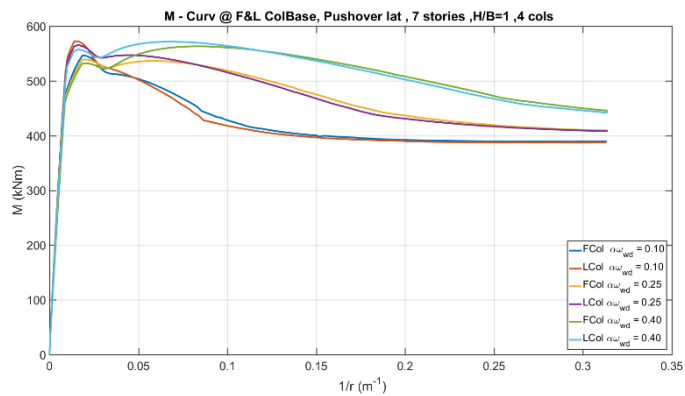
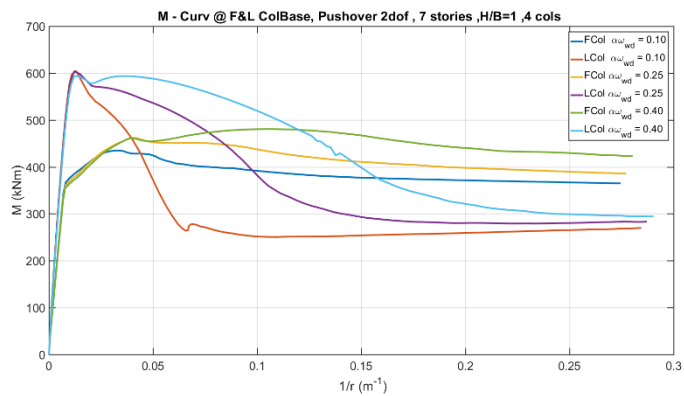
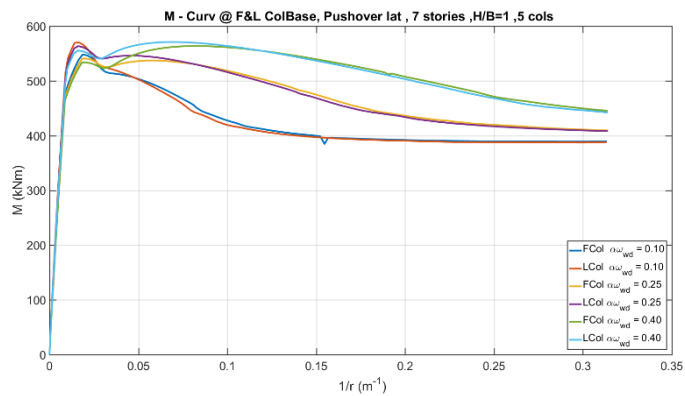
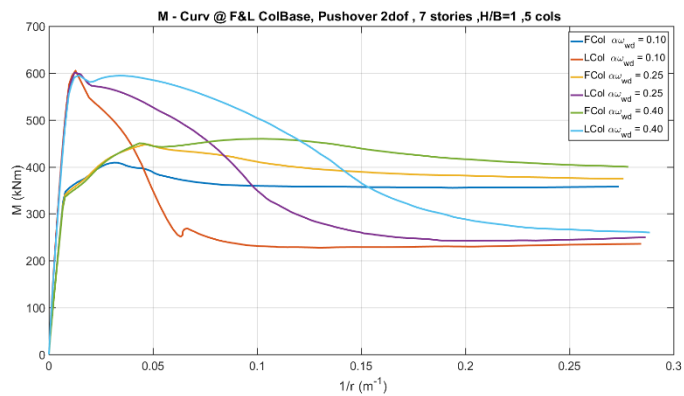
Σε αυτήν την ενότητα συγκρίνεται η καμπυλότητα των διατομών των υποστυλωμάτων που έχουν τον πιο κρίσιμο ρόλο στον λικνισμό , δηλαδή του πρώτου και του τελευταίου, ώστε να διαπιστωθεί η κατάστασή τους . Ειδικότερα συγκρίνεται ο λόγος της αναπτυσσόμενης καμπυλότητας της διατομής της βάσης του τελευταίου ακραίου υποστυλώματος $\text{Curv}_{\text{last}}$ όπου λόγω της επίπεδης προσέγγισης του λικνισμού αναμένουμε να έχει την μεγαλύτερη τιμή ,προς την καμπυλότητα της διατομής της βάσης του πρώτου υποστυλώματος $\text{Curv}_{\text{first}}$ όπου αναμένουμε να «καμπυλώνει» λιγότερο.

Στις εικ.16-17 παρακολουθούμε την εξέλιξη της χρονοϊστορίας του λόγου των καμπυλοτήτων ΛΚ που αναφέρθηκε προηγουμένως ,για τους τρεις εξεταζόμενους συντελεστές περίσφιξης α_{wd} 0.10,0.25 και 0.40 για τα τρία ύψη κτιρίων και τους αντίστοιχους γεωμετρικούς λόγους H/B και το πλήθος των υποστυλωμάτων. Ταυτόχρονα συγκρίνεται και η συμπεριφορά των ΛΚ για την διβάθμια ανάλυση P2dof και για την μονοβάθμια Plat. Όπως μπορεί να γίνει αντιληπτό η χρονοϊστορία του ΛΚ παίρνει τιμές μεγαλύτερες από 1, που σημαίνει ότι επαληθεύεται ο ισχυρισμός ότι το τελευταίο υποστυλώμα «καμπυλώνει» περισσότερο από το πρώτο. Και βέβαια με

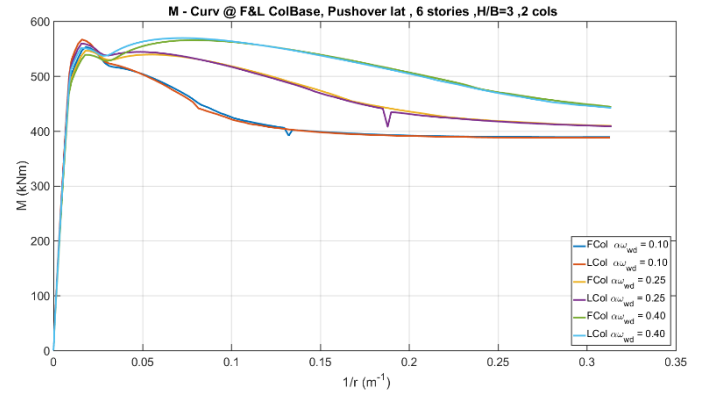
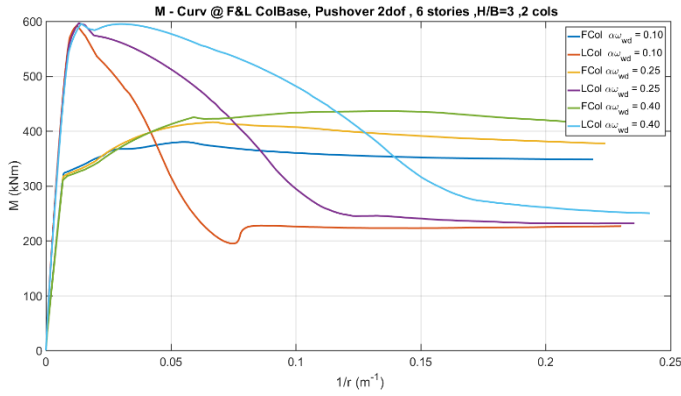
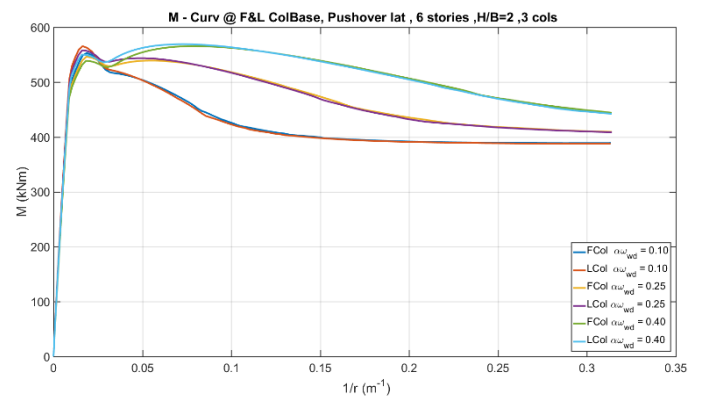
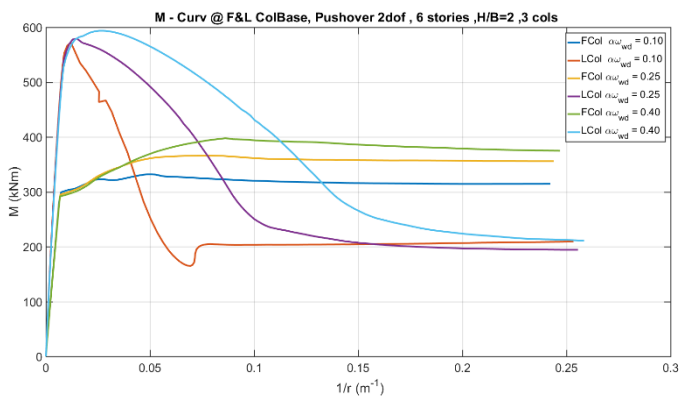
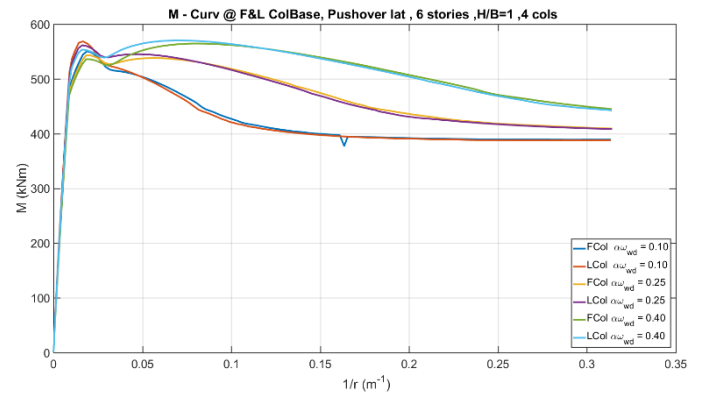
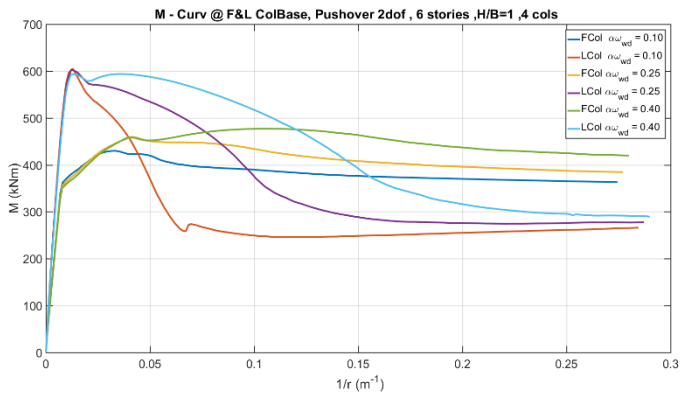
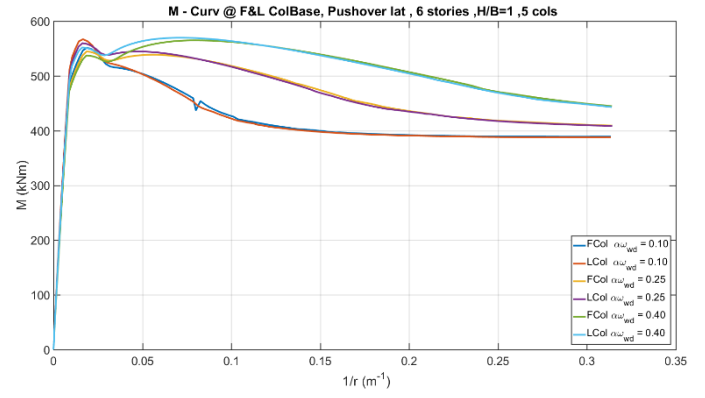
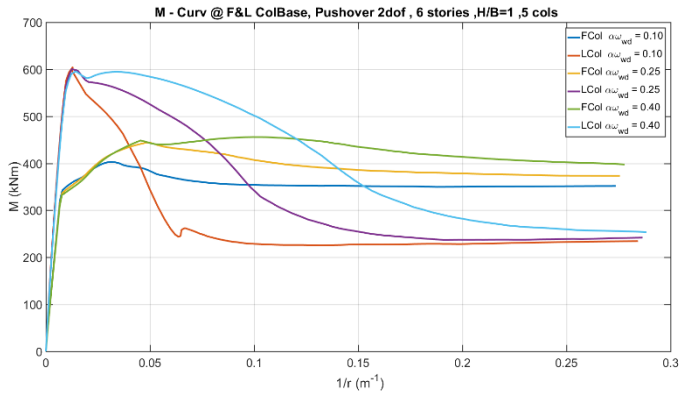
απόλυτη καθαρότητα μπορούμε να διακρίνουμε την μεγαλύτερη απαίτηση για καμπυλότητα για την περίπτωση των κτιρίων που περισφίχτηκαν με $\alpha_{wd}=0.10$. Καθ' όλη την διάρκεια της καταπόνησης η διατομή βάσης του τελευταίου υποστυλώματος καμπυλώνει περισσότερο ανεξάρτητα από τον συντελεστή περισφίξης όπως αναφέρθηκε. Ωστόσο υπάρχει ένα εύρος μετακινήσεων του ΚΜ κατά το οποίο φαίνεται από τις εικ.16-17 ότι η απαίτηση «καμπύλωσης» της διατομής του τελευταίου υποστυλώματος να γίνεται μεγαλύτερη σε σχέση με αυτήν του πρώτου, πράγμα που είναι εμφανέστερο για $\alpha_{wd}=0.10$. Αυτό το «ξεπέταγμα» συμβαίνει κατά την αποφλοιώση της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος όπου αλλάζουν οι δυσκαμψίες, απομειώνεται η γεωμετρία της και αρχίζει να δουλεύει πλέον ο περισφιγμένος πυρήνας. Αντίθετα όπως θα δούμε και στη συνέχεια με τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων εικ.18-20 η διατομή βάσης του πρώτου υποστυλώματος καμπυλώνει με έναν πολύ πιο επιθυμητό τρόπο. Αυτή είναι μια παρατήρηση που συνδέεται με το γεγονός ότι το πίσω υποστυλώμα συμμετέχει περισσότερο και εντονότερα στην παραλαβή ροπών σε σχέση με το πρώτο κατά την λίκνιση. Παρ' όλα αυτά και σύμφωνα με τα διαγράμματα εικ.16-17 η διατομή του τελευταίου υποστυλώματος εξακολουθεί να έχει μεγαλύτερη απαίτηση για παραμόρφωση, αυτή τη φορά αποκλειστικά ο πυρήνας, ακόμη και όταν αποφλοιωθεί το πρώτο υποστυλώμα. Ακόμη μπορούμε να διακρίνουμε γι' αυτό το «αναπήδημα» ότι η τιμή του είναι μεγαλύτερη για $H/B=2$ και 3 και άρα λιγότερα υποστυλώματα. Για την περίπτωση όπου $H/B=2$ και 3 υποστυλώματα παρατηρούνται οι μεγαλύτερες τιμές του ΔK , και γίνονται μέγιστες για την περίπτωση του πιο χαμηλού και δύσκαμπτου πενταόροφου κτιρίου. Μικρότερες τιμές σημειώνονται για $H/B=3$, που σημαίνει ότι η ύπαρξη του ενδιάμεσου υποστυλώματος ενίσχυσε τις απαιτήσεις καμπύλωσης για το τελευταίο υποστυλώμα.

Όσον αφορά την ιστορία της καμπυλότητας ή του ΔK όπως έχουμε ορίσει εδώ για την μονοβάθμια καμπύλη αντίστασης όπως φαίνεται και στα διαγράμματα προσεγγίζει γενικά τη μονάδα, κάτι που προφανώς σημαίνει ότι σύμφωνα με αυτήν την ανάλυση τα δύο ακραία υποστυλώματα αναπτύσσουν περίπου την ίδια ή την ίδια καμπυλότητα. Αυτή η συμπεριφορά είναι ανεξάρτητη από τα ύψη των κτιρίων, τους γεωμετρικούς λόγους H/B και το πλήθος των υποστυλωμάτων. Με δυο λόγια γι' αυτήν την ανάλυση, η κατάσταση στις καμπυλότητες απλοποιείται.

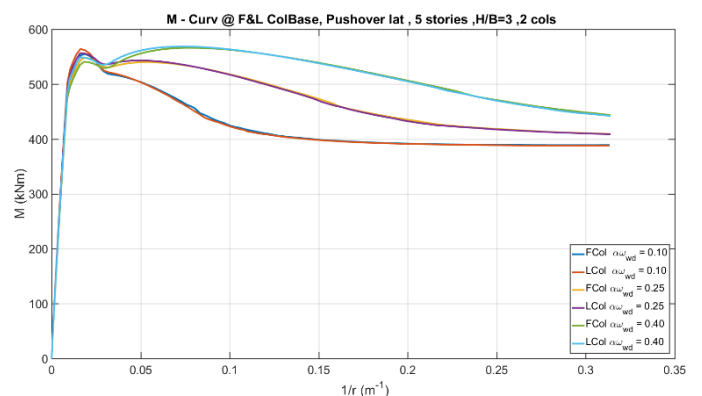
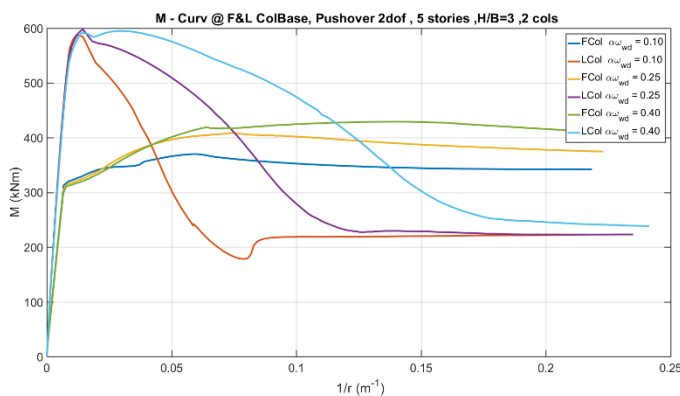
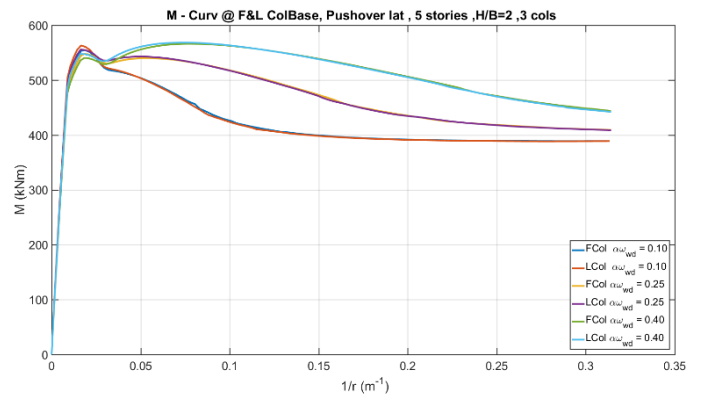
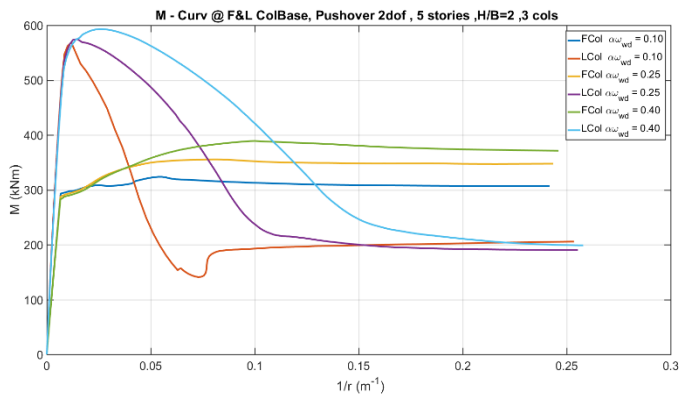
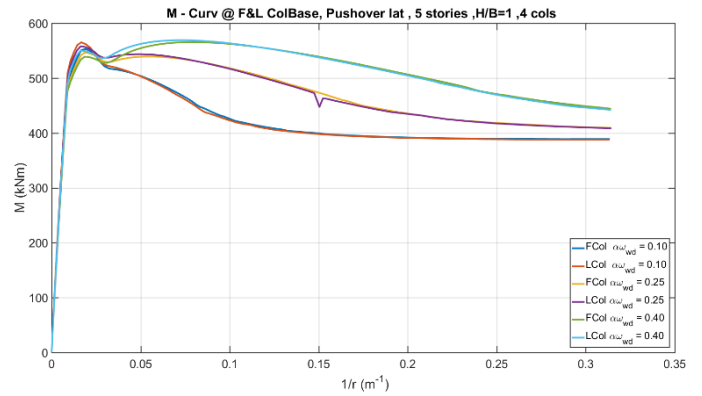
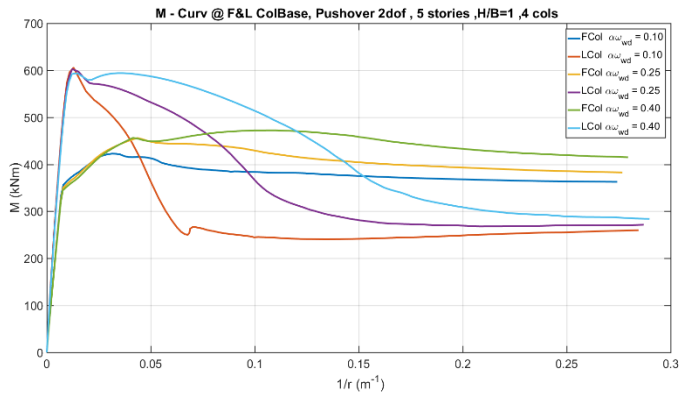
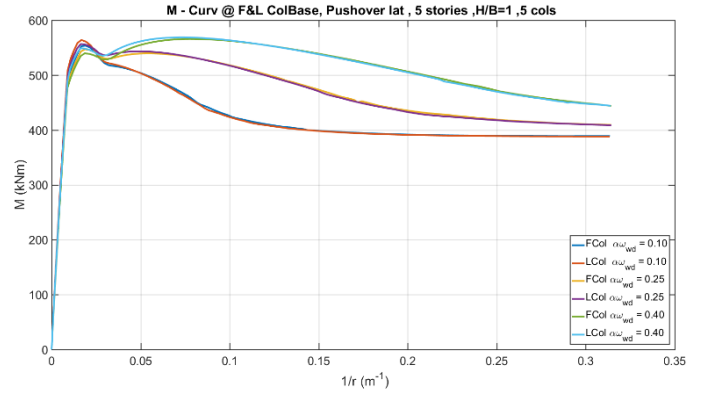
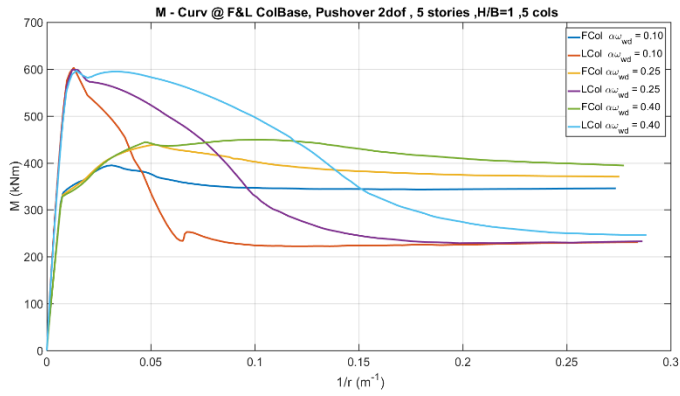
Όλα όσα συζητήθηκαν θα μπορούσαν να βασιστούν, και να αναλυθούν με περισσότερη σαφήνεια στα διαγράμματα ροπής – καμπυλοτήτων που ακολουθούν εικ.18-20.



εικ.18 Διαγράμματα Ροπής Καμπυλότητας πρώτου – τελευταίου υποστύλωματος, 7όροφο Κτίριο, H/B=1~3



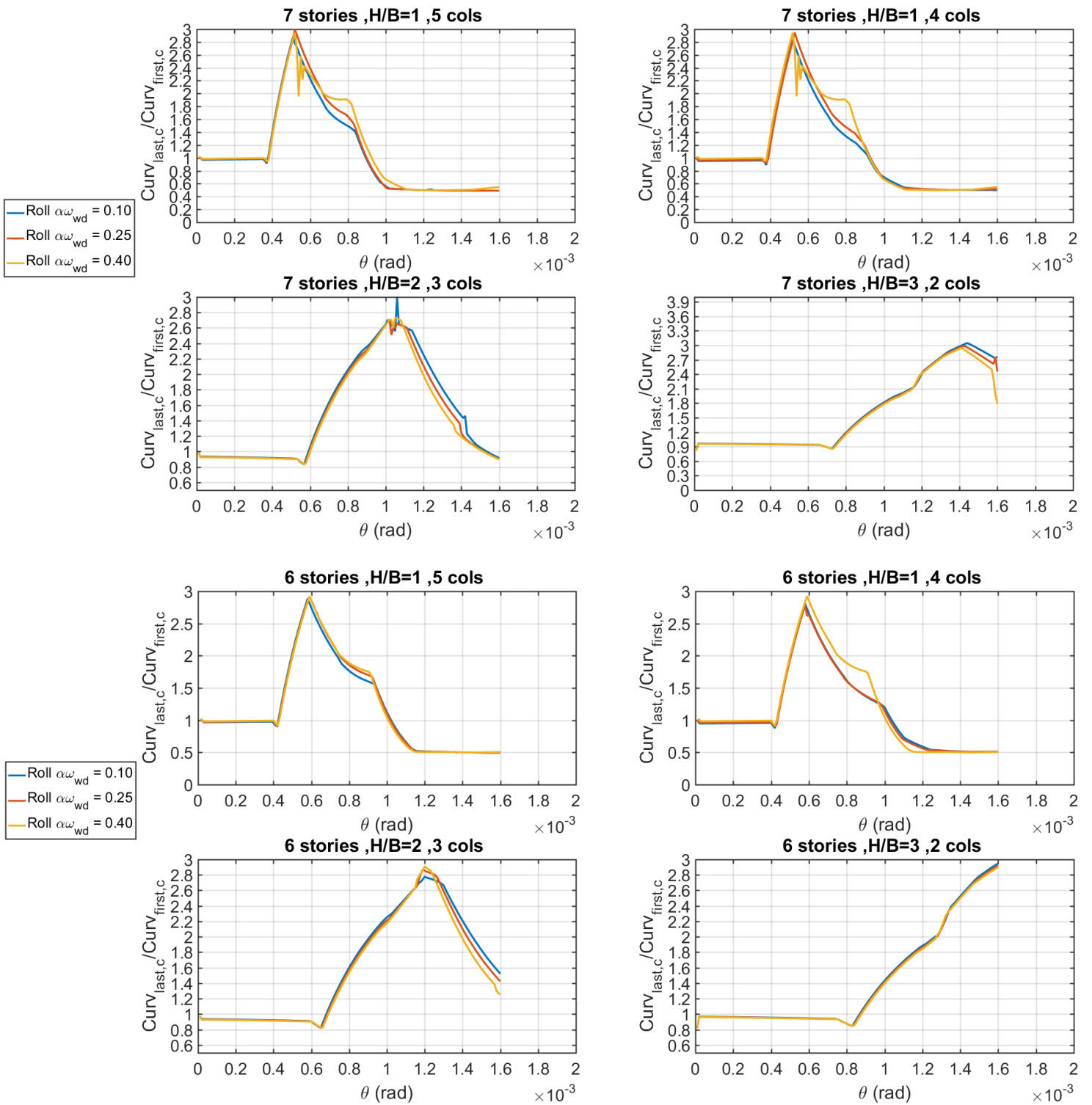
εικ.19 Διαγράμματα Ροπής Καμπυλότητας πρώτου – τελευταίου υποστύλωματος, βόροφο Κτίριο, H/B=1~3



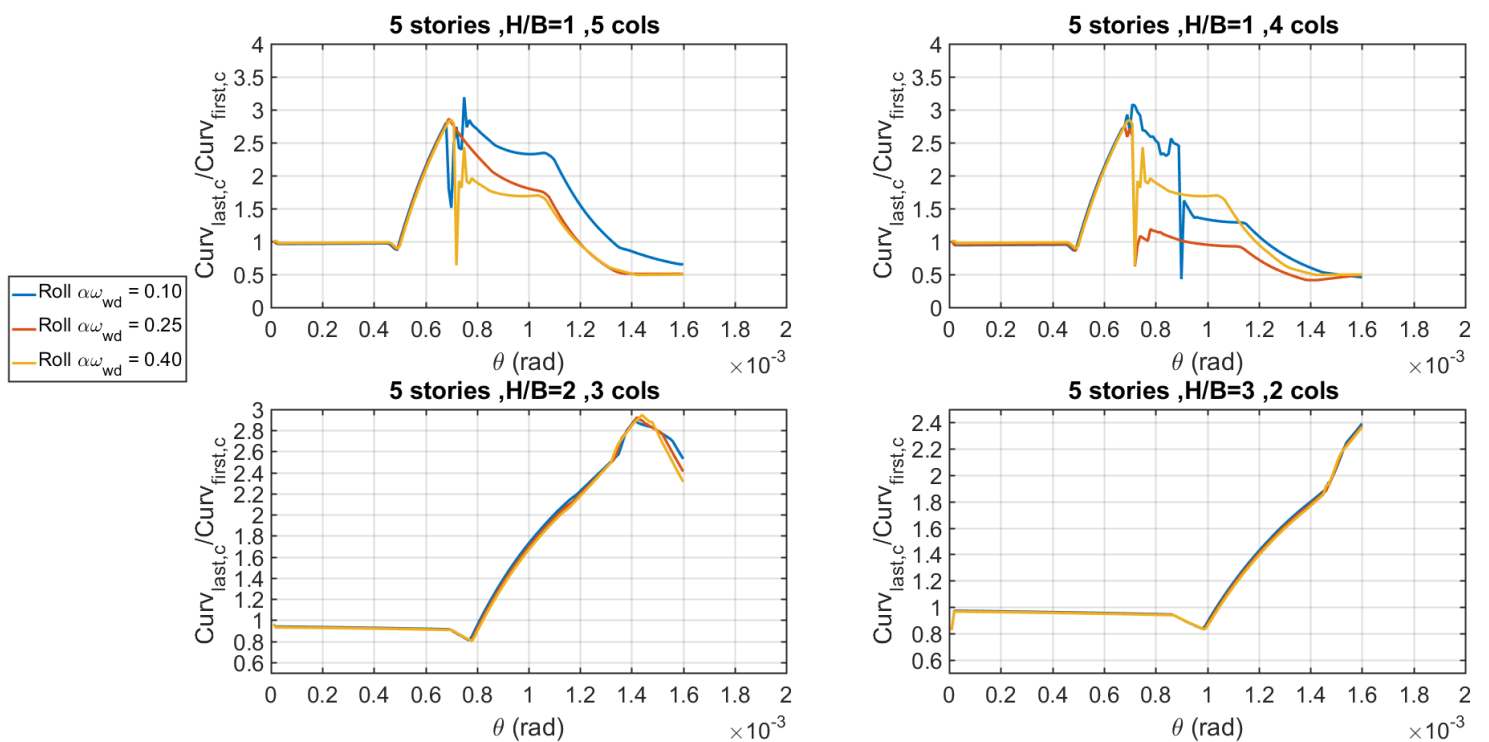
εικ.20 Διαγράμματα Ροπής Καμπυλότητας πρώτου – τελευταίου υποστυλώματος, 5όροφο Κτίριο, H/B=1~3

Στις εικ.21-22 περιγράφεται η χρονοϊστορία του ΔK των ακραίων υποστυλωμάτων για όλα τα ύψη των εξεταζόμενων κτιρίων, τους γεωμετρικούς λόγους H/B και το πλήθος των υποστυλωμάτων αυτή τη φορά για την ανάλυση Rollover.

Και πάλι εδώ αντικείμενο μελέτης είναι η καμπυλότητα που ανέπτυξε το τελευταίο υποστύλωμα $CurV_{last,c}$ σε σχέση με αυτήν του πρώτου υποστυλώματος $CurV_{first,c}$. Μια άμεση παρατήρηση που μπορεί να γίνει είναι ότι όλα τα διαγράμματα για τους τύπους των κτιρίων και όλους του $\alpha\omega$ που μελετήθηκαν ξεκινάνε από την τιμή 1, πράγμα που σημαίνει ότι τα δύο ακραία υποστυλώματα με το ένα μπροστινό-πρώτο να καταπονείται σε θλίψη και το πίσω-τελευταίο σε εφελκυσμό έχουν την ίδια απαίτηση σε καμπυλότητα. Η συμπεριφορά αυτή ακολουθείται για ένα σχετικό εύρος στροφών θ του KM με την τιμή του ΔK να είναι πιο κοντά στην μονάδα κυρίως για $H/B=1$ τόσο για τέσσερα όσο και για πέντε υποστυλώματα. Για $H/B=2$ και 3 υποστυλώματα ακολουθείται η ίδια σταθερή συμπεριφορά με τον ΔK να είναι κατά τι μικρότερος από 1. Για μια συγκεκριμένη τιμή της στροφής θ του KM , ξαφνικά η απαίτηση του τελευταίου υποστυλώματος γίνεται μεγαλύτερη και συνεχίζει να αυξάνεται γραμμικά. Αυτό είναι κάτι που συμβαίνει και για τους τρεις λόγους περισφιξης. Αυτό φυσικά συμβαίνει επειδή το τελευταίο υποστύλωμα δουλεύει αποκλειστικά σε εφελκυσμό, και επιπροσθέτως το στοιχείο της διατομής που δουλεύει σε αυτήν την περίπτωση είναι ο χάλυβας, ο οποίος συνεχίζει να παίρνει παραμορφώσεις παρ' όλο που το σκυρόδεμα έχει αστοχήσει. Ακόμη η αύξηση αυτή του τελευταίου υποστυλώματος για καμπυλότητα εκδηλώνεται πιο απότομα για την περίπτωση $H/B=1$ τόσο για 5 όσο και για 4 υποστυλώματα και περισσότερο ομαλά κατά σειρά για $H/B=2$ και 3. Ωστόσο φαίνεται από τα διαγράμματα ότι το «ξεπέταγμα» αυτό καθυστερεί όσο χαμηλώνει το ύψος του κτιρίου και η κατασκευή γίνεται πιο δύσκαμπτη. Ο ΔK διαφοροποιήθηκε μόνο για την περίπτωση του πεντάροφου κτιρίου για $\alpha\omega_{wd}=0.10$ και μόνο για $H/B=1$. Εν συνεχεία, αφού η καμπυλότητα για το δεύτερο υποστύλωμα έφτασε σε μια μέγιστη τιμή, άρχισε να μεγαλώνει η απαίτηση του πρώτου υποστυλώματος να καμπυλωθεί, το οποίο υπενθυμίζεται ότι καταπονείται σε θλίψη. Τελικά η απαίτηση καμπυλότητας του πρώτου υποστυλώματος ξεπερνά αυτήν του δεύτερου με έναν πιο ομαλό ρυθμό αυτή τη φορά. Οι μεγαλύτερες τιμές γι' αυτήν την περίπτωση σημειώνονται για $H/B=1$ για 4 και 5 υποστυλώματα, ενώ για το πεντάροφο κτίριο το φαινόμενο καθυστερεί, αφού παρατηρούμε ότι η καμπύλη «απλώνεται». Μια ακόμη παρατήρηση που πρέπει να γίνει είναι ότι ο καθοδικός κλάδος του διαγράμματος του ΔK μικραίνει όσο αυξάνεται ο γεωμετρικός λόγος H/B και άρα μειώνονται τα υποστυλώματα. Αυτό συμβαίνει επειδή στον εφελκυσμό της «πίσω» μεριάς της κατασκευής συμμετέχουν και τα ενδιάμεσα υποστυλώματα. Επίσης ο καθοδικός κλάδος για $H/B=2$ είναι πολύ μικρός για την επτάροφη κατασκευή, ενώ για τα χαμηλότερα κτίρια είναι ανύπαρκτος. Μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι η απαίτηση των υποστυλωμάτων για καμπυλότητα είναι στενά συνδεδεμένη με τον λόγο H/B και το ύψος των κτιρίων.



εικ.21 Ιστορία Καμπυλότητας για κτίριο 6 και 7 ορόφων , Rollover ανάλυση ,H/B=1~3



εικ.22 Ιστορία Καμπυλότητας για κτίριο 5ορόφων , Rollover ανάλυση ,H/B=1~3

4.1.5 Πλαστική Στροφή

Ένα άλλο πολύ σημαντικό μέγεθος που μας ενδιαφέρει στην ανελαστική ανάλυση είναι η πλαστική στροφή . Κατά τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων τις οποίες και επιθυμούμε σε καθορισμένες θέσεις του φορέα ώστε η κατάρρευση να είναι ελεγχόμενη, οι διατομές εντός των περιοχών αυτών αναπτύσσουν πλαστική στροφή . Δηλαδή οι διατομές συνεχίζουν να παραμορφώνονται , να στρίβουν, χωρίς όμως να μπορούν να παραλάβουν περισσότερη ροπή.

Κατασκευάζονται τα διαγράμματα της χρονοϊστορίας της πλαστικής στροφής για τις κρίσιμες διατομές στη βάση των υποστυλωμάτων σε σχέση με την μετακίνηση του κέντρου μάζας για τις δύο αναλύσεις Pushover 2dof και Pushover lat εικ.23-24. Όμοια με τον Λόγο Καμπυλοτήτων θεμελιώνεται η σχέση για την πλαστική στροφή που ανέπτυξε το τελευταίο υποστύλωμα σε σχέση με το πρώτο , καθώς όπως έχει επισημανθεί αποτελούν τα υποστυλώματα που συμμετέχουν στην λίκνιση περισσότερο. Θα ονομάσουμε αυτή την σχέση Λόγο Πλαστικών Στροφών (ΛΠΣ), τον λόγο δηλαδή της πλαστικής στροφής που ανέπτυξε το τελευταίο υποστύλωμα $PlstRot_{last,c}$ προς την πλαστική στροφή που ανέπτυξε το πρώτο υποστύλωμα $PlstRot_{first,c}$.

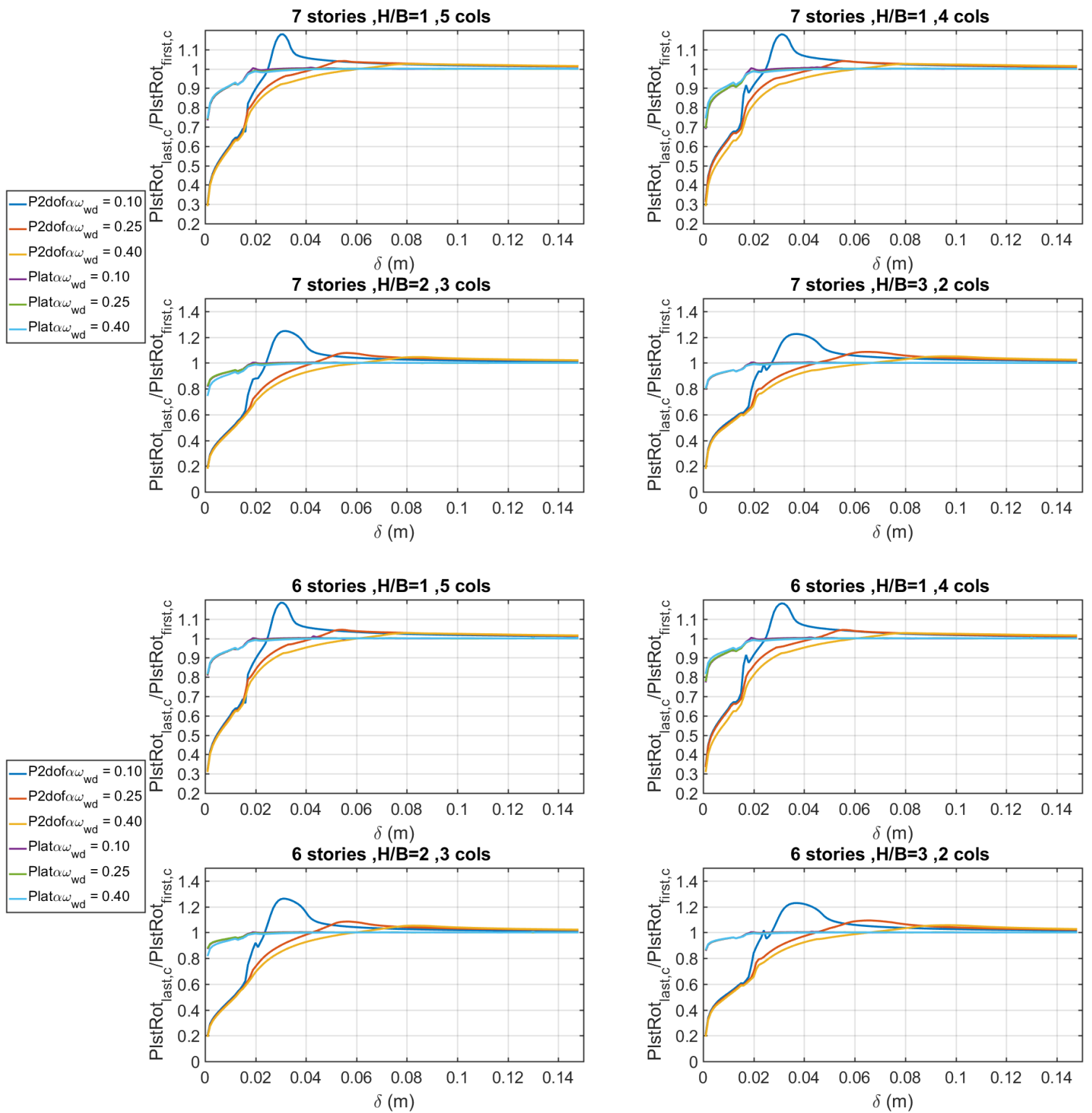
Αρχικά μιλώντας για την διβάθμια Pushover 2dof, εύκολα παρατηρούμε από τα διαγράμματα ότι για όλα τα ύψη κτιρίων 7,6 και 5 ορόφων , όλους τους γεωμετρικούς λόγους H/B 1,2 και 3 και όλα τα πλήθη υποστυλωμάτων 2,3,4 και 5 ξεκινάνε από τιμές που προσεγγίζουν το μηδέν ,που σημαίνει ότι δεν υπάρχει ζήτηση σε πλαστική στροφή.

Οι τιμές του διαγράμματος του ΛΠΣ αρχίζουν να ανεβαίνουν καθώς σιγά σιγά αρχίζει να ενεργοποιείται περισσότερο ο φορέας στην καταπόνηση ανεξάρτητα από τον λόγο περίσφιξης $\alpha\omega$ 0.10 0.25 και 0.40 και κατά συνέπεια το τελευταίο υποστυλώμα αρχίζει να ζητάει πλαστική στροφή. Μέχρι την αποφλοιώση του σκυροδέματος της διατομής βάσης του τελευταίου ακραίου υποστυλώματος η σχέση μετακίνησης δ του ΚΜ με την πλαστική στροφή του είναι σχεδόν γραμμική. Στο σημείο της καμπύλης που συμβαίνει αυτό, η ζήτηση είναι μεγαλύτερη για $H/B=1$ και 5 υποστυλώματα όπου ενδεικτικά για $\alpha\omega_{wd}=0.10$ η τιμή του ΛΠΣ είναι 0.6961 ενώ αντίθετα η μικρότερη τιμή σημειώνεται για $H/B=3$ και 2 υποστυλώματα 0.6045. Αντίστοιχη είναι η ζήτηση και για τους υπόλοιπους λόγους περίσφιξης 0.25 και 0.40. Όταν αποφλοιώνεται πλέον η διατομή βάσης του τελευταίου υποστυλώματος, η δυσκαμψία της διατομής αλλάζει και ενεργοποιείται ο περισφιγμένος πυρήνας. Έτσι τώρα αρχίζει μια έντονη απαίτηση σε πλαστική στροφή από το τελευταίο ακραίο υποστυλώμα, η οποία αυξάνεται συνεχώς και σχεδόν διπλασιάζεται σε κάθε νέα μετακίνηση δ του ΚΜ, και αυτό επιβεβαιώνεται από την αύξηση της τιμής του ΛΠΣ. Και πάλι εδώ για $H/B=1$ και 5 υποστυλώματα, ο ρυθμός αύξησης του ΛΠΣ είναι μεγαλύτερος από όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις. Σε αυτό το σημείο παρατηρούμε ότι η μείωση των υποστυλωμάτων και ακόμη περισσότερο η αύξηση του γεωμετρικού λόγου H/B έχει ως συνέπεια τον βραδύτερο ρυθμό αύξησης του ΛΠΣ και αυτό φαίνεται από την διάθεση της καμπύλης να «απλώνεται». Η πορεία του ΛΠΣ είναι συνεχώς ανοδική και μόνο όταν αρχίζει να διαρρέει ο χάλυβας στην άνω θλιπτική ίνα της αποφλοιωμένης πλέον διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος η απαίτηση για πλαστική στροφή μεγιστοποιείται. Βεβαίως η απαίτηση αυτή είναι μεγαλύτερη για την περίπτωση με συντελεστή περίσφιξης $\alpha\omega$ 0.10, μάλιστα η τιμή του ΛΠΣ ξεπερνάει τη μονάδα, οπότε συμπαιρνούμε ότι η απαίτηση για πλαστική στροφή στο τελευταίο υποστυλώμα είναι κυρίαρχη. Αυτό επίσης ισχύει για όλα τα ύψη κτιρίων και τους λόγους H/B . Η ανοδική εξέλιξη του ΛΠΣ είναι ομαλότερη για $\alpha\omega_{wd} = 0.25$ και ακόμη ομαλότερη για 0.40, και όπως είναι προφανές η απόκτηση της μέγιστης τιμής απαίτησης της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος σε πλαστική στροφή που αναφέρθηκε προηγουμένως καθυστερεί ανάλογα με την αύξηση της περίσφιξης. Αντίθετα η διατομή του πρώτου ακραίου υποστυλώματος δεν έχει αποφλοιωθεί ακόμη και αυτό είναι κάτι που δείξαμε στα διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας καθώς η παραμόρφωσή της καθυστερεί. Επιστρέφοντας στην κατάσταση της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος για $\alpha\omega=0.10$ εικ.23-24, ο χάλυβας της θλιπτικής ίνας της αποφλοιωμένης πλέον διατομής περνάει στην κράτυνση με συνέπεια να μην αναπτύσσει άλλες τάσεις ενώ η παραμόρφωσή του είναι πιο ομαλή τώρα. Έτσι η απαίτηση σε πλαστική στροφή αρχίζει και μειώνεται, άρα και ο ΛΠΣ, παρ' όλα αυτά όμως συνεχίζει να είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση του μπροστά υποστυλώματος. Η μείωση αυτή είναι πιο απότομη για $H/B = 1$ και 5 υποστυλώματα και λιγότερο για 4 υποστυλώματα. Όσο λιγοστεύουν τα υποστυλώματα και άρα αυξάνεται ο λόγος H/B ο ρυθμός μείωσης του ΛΠΣ για $\alpha\omega_{wd}=0.10$ είναι πιο ομαλός, καθώς παρατηρούμε ότι διαρκεί για περισσότερες μετατοπίσεις δ του ΚΜ. Ο ομαλότερος σημειώνεται για το πενταόροφο κτίριο με 2 υποστυλώματα. Η διατομή του πρώτου υποστυλώματος τώρα, φτάνοντας πιο ομαλά στην αποφλοιώση, αφού συμμετέχει περισσότερο ο εφελκόμενος χάλυβας, αρχίζει και ζητάει κι αυτή πλαστική στροφή καταλήγοντας να σιγά σιγά να έχει την ίδια απαίτηση με το τελευταίο υποστυλώμα, και αυτό φαίνεται στις εικ.23-24 με την τιμή του ΛΠΣ να σταθεροποιείται στη μονάδα. Κι ενώ συνεχίζει η μετατόπιση δ του ΚΜ τα δυο υποστυλώματα συνεχίζουν να ζητούν την ίδια πλαστική στροφή, όπου για

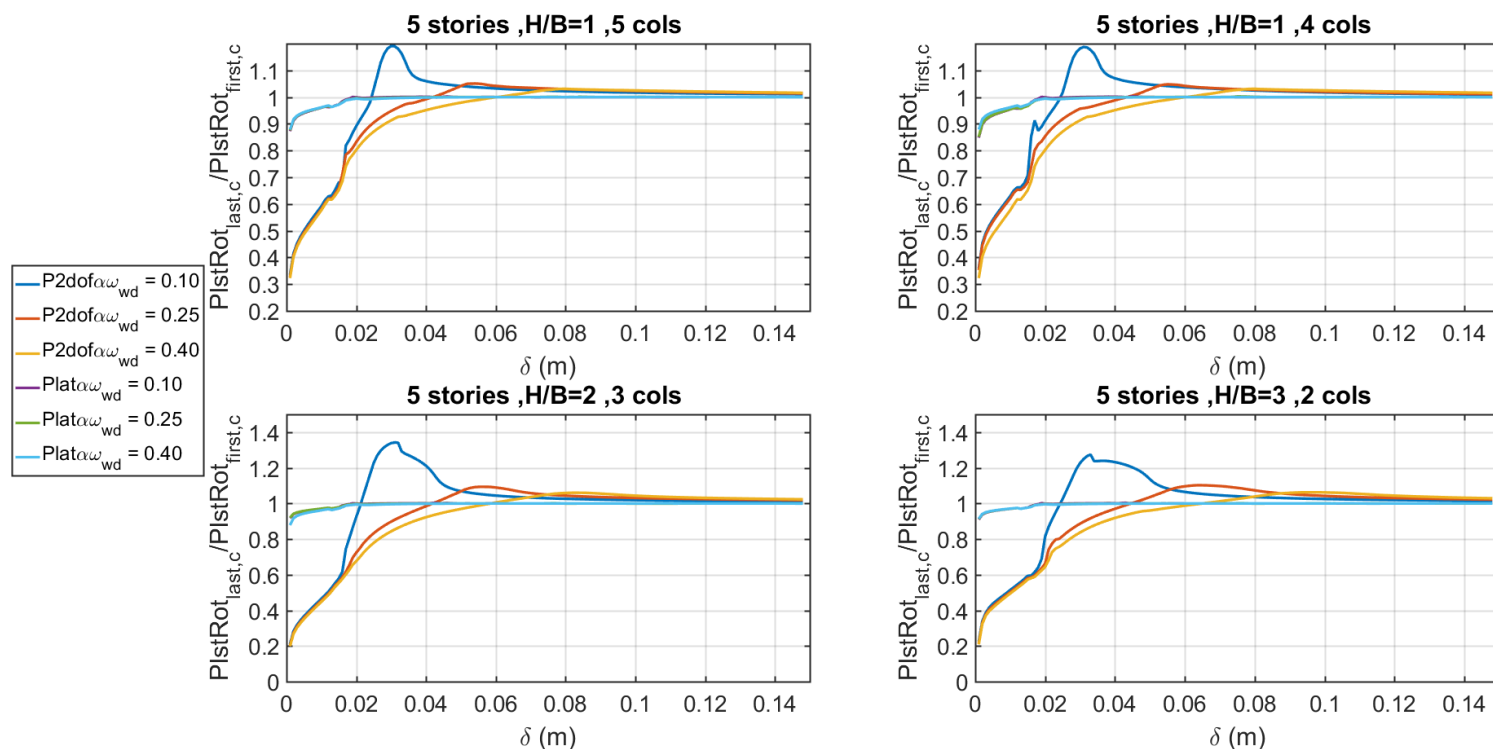
τη διατομή του τελευταίου υποστυλώματος ο χάλυβας της θλιπτικής περιοχής να σκληραίνει βρισκόμενος στη φάση της κράτυνσης και αντίστοιχα του πρώτου υποστυλώματος να παραμορφώνεται πολύ αργά μην έχοντας πιάσει την διαρροή. Αυτή η κατάσταση συνεχίζεται μέχρι το τέλος των καταπονήσεων. Για περίσφιξη $\alpha_{wd}=0.25$ η κατάσταση που περιγράφηκε είναι διαφορετική, παρ' ότι και εδώ ο θλιβόμενος χάλυβας διαρρέει, η αποφλοιωμένη διατομή υποβοηθάται στις παραμορφώσεις από τον καλύτερα περισφιγμένο πυρήνα. Δηλαδή το σκυρόδεμα συνεργάζεται με τον χάλυβα στην παραλαβή της θλίψης για την διατομή βάσης του τελευταίου ακραίου υποστυλώματος. Έτσι δεν προκύπτει αυτή η μορφή καμπάνας στα διαγράμματα αυτού του συντελεστή περίσφιξης, όπως έγινε για $\alpha_{wd}=0.10$, καθώς στην τελευταία περίπτωση για την παραλαβή της θλίψης δουλεύει κυρίως ο χάλυβας. Και βέβαια οι απαιτήσεις για πλαστική στροφή της διατομής είναι μικρότερες, και έρχονται να συναντήσουν τις επίσης μικρότερες παραμορφώσεις της διατομής του πρώτου υποστυλώματος τελικά μετά από ένα εύρος μετατοπίσεων δ του ΚΜ ο ΛΠΣ γι' αυτήν την περίπτωση να «ισορροπήσει» ασυμπτωτικά στο 1. Όπως είναι κατανοητό και φαίνεται και στα διαγράμματα εικ.23-24, η χρονοϊστορία του ΛΠΣ για $\alpha_{wd}=0.40$ δουλεύει ακόμη καλύτερα.

Για την ανάλυση που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό Pushover lat, η αρχική παραμόρφωση του τελευταίου υποστυλώματος ήταν πιο κοντά σε αυτήν του πρώτου γι' αυτό και η έναρξη του διαγράμματος του ΛΠΣ για την μονοβάθμια ξεκινάει πολύ παραπάνω σε σχέση με την Pushover 2dof. Ο ΛΠΣ ξεκινάει από το 0.75 για 7όροφα κτίρια με 5 υποστυλώματα και αυξάνεται όσο κατεβαίνει το ύψος της ανωδομής εικ.23-24. Αντίστοιχη ή λίγο μικρότερη είναι η τιμή έναρξης του ΛΠΣ για 4 υποστυλώματα και ομοίως αυξάνεται με τη μείωση του ύψους της ανωδομής, συγκεκριμένα από 0.7 ανεβαίνει στο 0.84 περίπου για την 5όροφη κατασκευή. Οι τιμές ενάρξεως είναι μεγαλύτερες σε κάθε περίπτωση για μεγαλύτερο συντελεστή περίσφιξης. Γεγονός που αποδεικνύει και για την μονοβάθμια απόκριση την καλύτερη συμπεριφορά του στις κατασκευές. Τις μεγαλύτερες τιμές «ενάρξεως» ο ΛΠΣ τις είχε για $H/B=2$ και $H/B=3$. Συγκεκριμένα για λόγο 3,2 υποστυλώματα και 5 ορόφους είχε τιμή 0.916.

Πάλι βλέπουμε να δημιουργείται μια γραμμική σχέση για τις πλαστικές στροφές των υποστυλωμάτων ή καλύτερα τις παραμορφώσεις μιας και οι πλαστικές αρθρώσεις δεν έχουν συμβεί ακόμη. Η σχέση αυτή εξανεμίζεται για κάποια μετακίνηση καθώς ξεκινάει η ταυτόχρονη αποφλοίωση της διατομής βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων. Ο συντομότερος γραμμικός κλάδος εμφανίζεται για την περίπτωση του λόγου $H/B=3$ και άρα δύο υποστυλώματα, με τον πλέον συντομότερο για την 5όροφη κατασκευή. Στην συνέχεια για όλες τις περιπτώσεις ο ΛΠΣ ακολουθώντας έναν ομαλό ρυθμό αύξησης που σηματοδοτεί και την ταυτόχρονη αστοχία των ακραίων υποστυλωμάτων, «πιάνει» τελικά το 1, που σημαίνει πρακτικά ότι έχουμε περάσει στην πλαστική περιοχή και υπάρχει «ισορροπία» στην ανάπτυξη των πλαστικών στροφών πρώτου και τελευταίου υποστυλώματος. Σημειώνεται ότι η ομαλότερη μετάβαση στη μονάδα γίνεται για $H/B=3$ αφενός γιατί ξεκινάει πιο κοντά στο 1 ο ΛΠΣ, αν και είναι ένα γεγονός που φαίνεται και από τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων, αλλά και τα διαγράμματα ροπών καθώς για τα 2 υποστυλώματα έχουμε περίπου την ίδια ανάπτυξη ροπών στη βάση. αρ' όλα αυτά η μονοβάθμια ανάλυση αδυνατεί να καταγράψει την εναλλαγή της απαίτησης για πλαστική στροφή που συμβαίνει στα ακραία υποστυλώματα εξαιτίας των αξονικών και των ροπών.



εικ.23 Χρονοϊστορία Πλαστικών Στροφών των ακραίων υποστυλωμάτων στη βάση, $H/B=1-3$, κτίριο 6 και 7 ορόφων.



εικ.24 Χρονοϊστορία Πλαστικών Στροφών των ακραίων υποστυλωμάτων στη βάση, $H/B=1\sim 3$, κτίριο 5 ορόφων

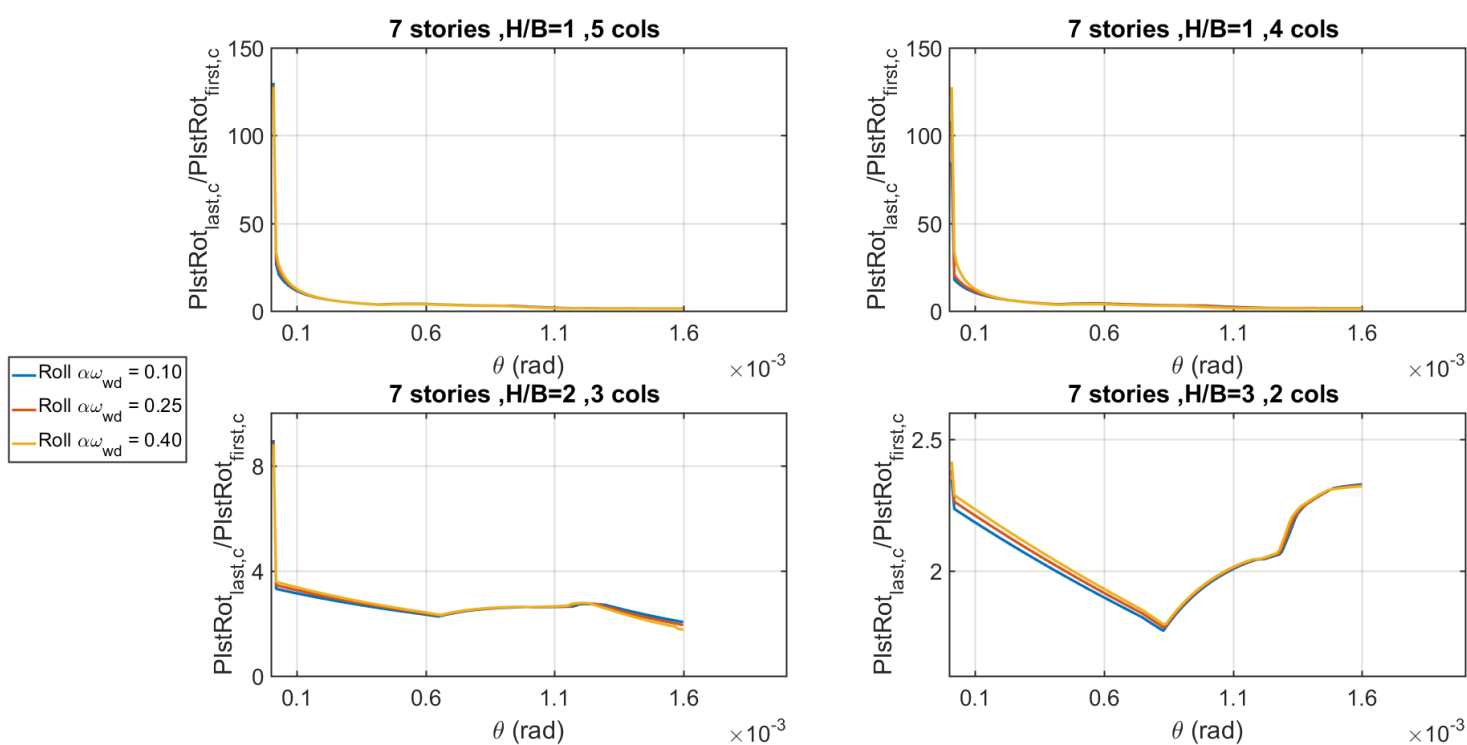
Η τρίτη ανάλυση, που έγινε, δηλαδή η Rollover, είχε πανομοιότυπα αποτελέσματα για την συμπεριφορά του ΛΠΣ για όλους τους λόγους H/B και του συντελεστής περίσφιξης. Όμοια στις εικ.25-26 παρουσιάζεται η πλαστική στρόφιξη που απαιτήσε το τελευταίο υποστύλωμα $P1stRot_{last,c}$ σε σχέση με την πλαστική στρόφιξη που απαιτήσε το πρώτο $P1stRot_{first,c}$ για όλα τα ύψη των εξεταζόμενων κτιρίων, όλα τα H/B , πλήθος υποστυλωμάτων και συντελεστής περίσφιξης.

Υπενθυμίζουμε εδώ ότι το τελευταίο ακραίο υποστύλωμα καταπονείται σε εφελκυσμό, ενώ το πρώτο σε θλίψη. Με άλλα λόγια το σκυρόδεμα της θλιπτικής ζώνης της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος έχει αποφλοιωθεί και γενικότερα η διατομή έχει αστοχήσει από τα πρώτα στάδια καταπόνησης, εφόσον και ο νόμος (συμπεριφορά) του σκυροδέματος που έχουμε επιλέξει είναι μηδενική αντοχή στον εφελκυσμό.

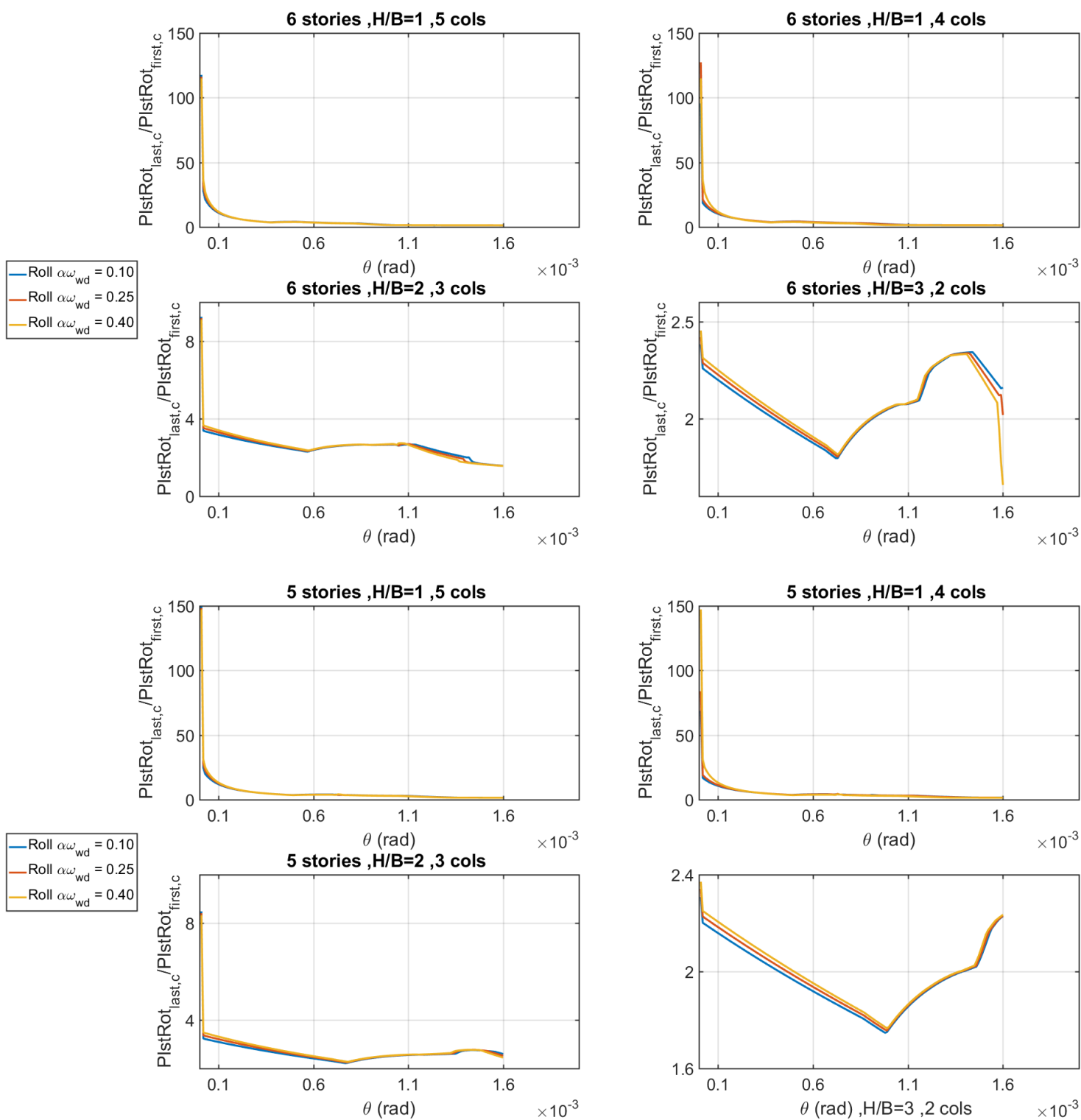
Συνεπώς το υλικό της «αδυνατισμένης» διατομής που δουλεύει γι' αυτήν την περιοχή της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος είναι ο χάλυβας, ο οποίος δεν έχει διαρρεύσει και εξακολουθεί και παίρνει παραμορφώσεις. Ξεκινώντας λοιπόν την στρόφιξη θ για το ΚΜ, το πρώτο υποστύλωμα δεν έχει ενεργοποιηθεί ακόμη στις παραμορφώσεις, γι' αυτό και αρχικά η καμπύλη του ΛΠΣ τέμνει ασυμπτωτικά τον άξονα των y . Η αρχική τιμή του ΛΠΣ είναι μεγαλύτερη για $H/B=1$ τόσο για 5 όσο και για 4 υποστυλώματα, και μικρότερη διαδοχικά για $H/B=2$ και 3. Αυτό ισχύει για όλα τα ύψη κτιρίων.

Από την άλλη μεριά το πρώτο υποστυλώμα όπως είπαμε αναλαμβάνει το κύριο κομμάτι της θλίψης, αλλά οι παραμορφώσεις του σκυροδέματος στην περιοχή της θλιπτικής ίνας για την διατομής βάσης του είναι πολύ μικρές. Έτσι τώρα η καμπύλη του ΛΠΣ τέμνει ασυμπτωτικά τον άξονα των x . Αυτό είναι εμφανέστερο εικ.25-26 κυρίως για την περίπτωση $H/B=1$ για 5 και 4 υποστυλώματα και όλα τα ύψη των εξεταζόμενων κτιρίων.

Για $H/B=3$ και άρα δυο υποστυλώματα, ο εφελκόμενος χάλυβας στην κάτω ίνα της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος παίρνει μεγαλύτερες παραμορφώσεις απ' ότι στην περίπτωση για τους υπόλοιπους γεωμετρικούς λόγους, πράγμα που σημαίνει ότι είναι το υλικό που είναι κυρίαρχο στην απαίτηση για πλαστική στρόφη. Και ενώ η διατομή και μέρος του πυρήνα έχει αποφλοιωθεί – καταστραφεί εξαιτίας της μη αντοχής του σκυροδέματος σε εφελκυσμό, ο χάλυβας στην άνω ίνα συνεχίζει κι αυτός να παραμορφώνεται μην έχοντας διαρρεύσει ακόμη. Σε αυτήν την περίπτωση είναι ολοκάθαρο ότι η μη ύπαρξη ενδιάμεσων υποστυλωμάτων, καθιστά αποκλειστικό υπεύθυνο το τελευταίο ακραίο υποστυλώμα για την παραλαβή πλαστικών παραμορφώσεων.



εικ. 25 Χρονοϊστορία Πλαστικών Στροφών των ακραίων υποστυλωμάτων στη βάση, $H/B=1\sim 3$, κτίριο 7 ορόφων



εικ.26 Χρονοϊστορία Πλαστικών Στροφών των ακραίων υποστυλωμάτων στη βάση, H/B=1~3, κτίριο 5 & 6 ορόφων, Rollover

4.1.6 Παραμόρφωση Ακραίας Θλιβόμενης Ύνας Σκυροδέματος

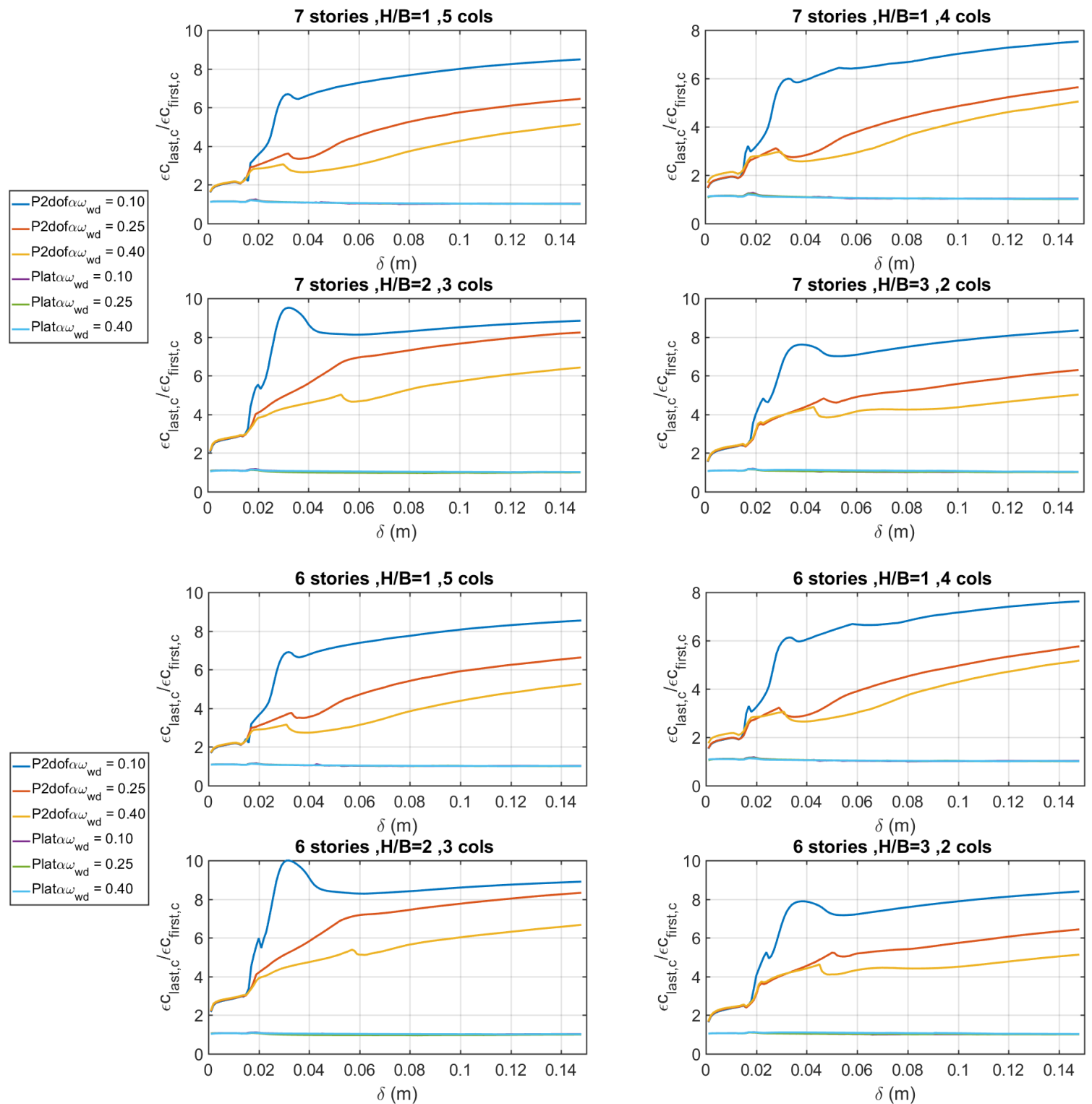
Θα εξετάσουμε την χρονοϊστορία της παραμόρφωσης της ακραίας θλιβόμενης ίνας της διατομής για το σκυρόδεμα ,το οποίο είναι απερίσφικτο στη συγκεκριμένη περίπτωση. Για τις αναλύσεις Pushover 2dof και Pushover lat σχεδιάζονται και συγκρίνονται εικ. 27-28, ο λόγος της παραμόρφωσης της ίνας του σκυροδέματος της διατομής βάσης του τελευταίου υποστύλωματος $ec_{2last,c}$ προς την αντίστοιχη παραμόρφωση της διατομής βάσης του πρώτου υποστύλωματος $ec_{2first,c}$ σε συνάρτηση με την μετακίνηση του ΚΜ δ . Τον λόγο αυτό θα τον ονομάσουμε Λόγο Ύνας Σκυροδέματος (ΛΙΣ) .

Ξεκινώντας για την Pushover 2dof , που εμπεριέχει την απόκριση της κατασκευής στον 1^ο και 3^ο βαθμό ελευθερίας, μια πρώτη παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε από τα διαγράμματα, είναι ότι για ένα μικρό εύρος μετακινήσεων του ΚΜ ο ΛΙΣ είναι σχεδόν ίδιος και για τους 3 συντελεστές περίσφιξης 0.10 ,0.25 και 0.40. Εξάιρεση αποτελεί η περίπτωση για $H/B = 1$ και 4 υποστύλωματα όπου υπάρχει μια σχετική απομάκρυνση των διαγραμμάτων για $\alpha_{wd}=0.40$ και τους υπόλοιπους συντελεστές περίσφιξης. Ωστόσο για όλους τους λόγους H/B , εκτός από την περίπτωση που ισούται με 2, για όλα τα ύψη κτιρίων η τιμή έναρξης του ΛΙΣ είναι ελαφρώς μικρότερη του 2, ενώ προσεγγίζει ακόμη περισσότερο αυτήν την τιμή καθώς μειώνεται το ύψος της ανωδομής . Για λόγο $H/B=2$ η τιμή έναρξης του ΛΙΣ είναι σχεδόν ίση με 2 και αυξάνεται οριακά με την μείωση του αριθμού των ορόφων περίπου μέχρι το 2.5 . Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνει τον ισχυρισμό ότι το το πίσω υποστύλωμα είναι αυτό που αρχικά ενεργοποιείται περισσότερο. Έτσι μέχρι τη διαρροή του σκυροδέματος για την διατομή βάσης του τελευταίου ακραίου υποστύλωματος παρατηρείται μια πολύ ομαλή αύξηση του ΛΙΣ, καθώς και παράλληλα και το πρώτο υποστύλωμα ενεργοποιείται και αρχίζει να παίρνει σιγά σιγά πολύ μικρές παραμορφώσεις. Αυτό είναι κάτι που μπορούμε να το αντιληφθούμε από το αρχικό ξάπλωμα του διαγράμματος, όπου συνεχίζονται οι μετακινήσεις δ του ΚΜ και το διάγραμμα του ΛΙΣ διαγράφει ευθεία πορεία. Αυτό έχει μεγαλύτερη διάρκεια καθώς αυξάνεται ο γεωμετρικός λόγος H/B και λιγότευουν τα υποστύλωματα. Στην επόμενη φάση το σκυρόδεμα της διατομής βάσης του τελευταίου υποστύλωματος αρχίζει να διαρρέει , και σύμφωνα με το νόμο που έχουμε ορίσει γι' αυτό , «μαλακώνει», δηλαδή χάνει την αντοχή του. Υπενθυμίζεται ότι στην πράξη δεν ισχύει η συντηρητική θεώρηση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος σύμφωνα με το διάγραμμα που ως γνωστόν χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό από τον Ευρωκώδικα. Αυτό που μόλις περιγράψαμε έχει σαν συνέπεια η διατομή βάσης του τελευταίου υποστύλωματος να αρχίσει να απαιτεί να παραμορφωθεί περισσότερο , αντίθετα με την διατομή βάσης του πρώτου υποστύλωματος το οποίο δεν έχει διαρρέψει ακόμη και άρα έχει μικρότερη απαίτηση για παραμόρφωση. Έτσι ο Λόγος Ύνας Σκυροδέματος αρχίζει και αυξάνεται. Τη στιγμή που το σκυρόδεμα της επικάλυψης στην διατομή βάσης του τελευταίου υποστύλωματος αστοχεί, η απαίτηση της ακραίας ίνας για παραμόρφωση συνεχίζει και αυξάνεται. Το απερίσφικτο σκυρόδεμα για την διατομή βάσης του πρώτου υποστύλωματος αρχίζει και αυτό τώρα να διαρρέει , όμως η παραμόρφωση του προς την αστοχία γίνεται με πολύ μικρό ρυθμό, κάτι που έγινε γνωστό και από τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων. Βέβαια η απαίτηση για παραμόρφωση στην άνω ίνα της «γυμνής» πλέον διατομής του τελευταίου υποστύλωματος υπερیشύει και η τιμή της ολοένα και αυξάνεται με ένα ρυθμό περίπου 80% μεγαλύτερο από την απαίτηση για παραμόρφωση του πρώτου υποστύλωματος. Αυτό είναι κάτι που συμβαίνει κυρίως για $H/B=1$ τόσο για 5 όσο και για 4 υποστύλωματα. Για $H/B=2$ ο

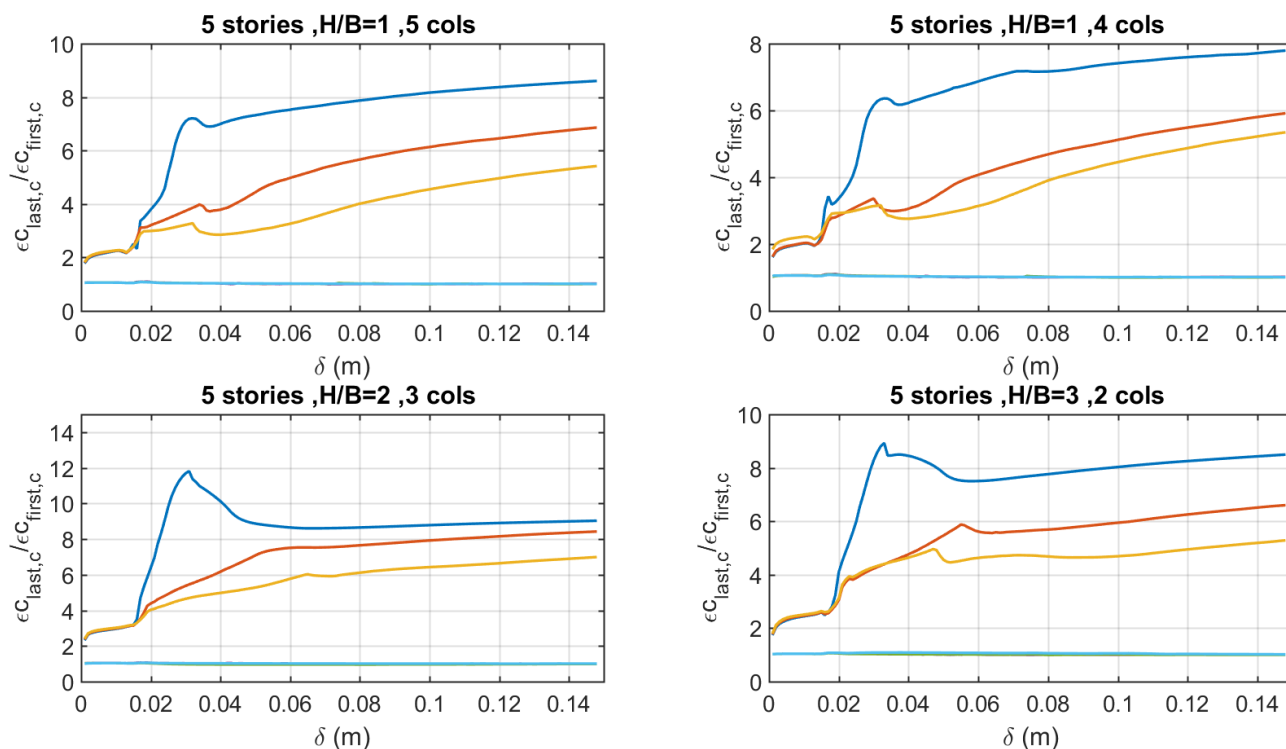
ρυθμός αύξησης της απαίτησης της ακραίας θλιπτικής ίνας του τελευταίου υποστυλώματος για παραμόρφωση είναι 90% μεγαλύτερος από αυτόν του πρώτου και είναι και ο μεγαλύτερος αφού για $H/B=3$ και 2 υποστυλώματα ο ρυθμός αυτός είναι περίπου 85%. Όμως η ανοδική πορεία του ΛΙΣ η οποία οφείλεται στην συνεχόμενη απαίτηση της ακραίας θλιβόμενης ίνας του τελευταίου υποστυλώματος για παραμόρφωση ανακόπτεται καθώς εκείνη τη στιγμή εξαντλείται η αντοχή του πυρήνα της διατομής. Αυτό μπορεί να γίνει αντιληπτό στα διαγράμματα εικ.27-28 από την μέγιστη τιμή που αποκτά ο ΛΙΣ ($\alpha_w=0.10$). Συγκριτικά, η μέγιστη τιμή 9.5 του ΛΙΣ αποκτάται για $H/B=2$ και 3 υποστυλώματα, 7.5 για $H/B=2$ και 6.5 για $H/B=1$ και 5 υποστυλώματα και 6.0 για 4 υποστυλώματα, που σημαίνει ότι αυτός ο τύπος κτιρίου λειτουργεί καλύτερα αφού παράλληλα και ο ρυθμός αύξησης του ΛΙΣ παρατηρείται ότι είναι πιο ομαλός. Ωστόσο οι τιμές αυτές γίνονται μεγαλύτερες καθώς «χαμηλώνει» το ύψος του υπό διερεύνηση κτιρίου, όπου για $H/B=2$ η τιμή του ΛΙΣ ακουμπάει το 12. Κλείνοντας την παρένθεση, και επιστρέφοντας στο διάγραμμα, τώρα είναι η σειρά της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος να αποφλοιωθεί, αφού αστοχεί το σκυρόδεμα της επικάλυψης. Και πάλι όμως, όπως δείξαμε στα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων η διατομή αυτή αστοχεί με έναν πλάστιμο, πιο επιθυμητό τρόπο, που σημαίνει ότι η παραμορφώνεται αργά αργά (πλαστικοποιείται). Ταυτόχρονα η απαίτηση για παραμόρφωση της θλιπτικής ίνας του τελευταίου υποστυλώματος αρχίζει και αυξάνεται, αλλά με έναν πολύ πιο ομαλό ρυθμό, περίπου 3%, τώρα όμως η απαίτηση της παραμόρφωσης όλης της διατομής εξαρτάται από την κράτυνση των εκατέρωθε χαλύβων, με άλλα λόγια το υποστυλώμα στηρίζεται αποκλειστικά στα σίδερα. Έτσι τώρα η συνάρτηση του ΛΙΣ κινείται παράλληλα με τον οριζόντιο άξονα, δείχνοντάς μας ότι μετακινώντας το ΚΜ της κατασκευής αυξάνεται σταθερά και η απαίτηση για παραμόρφωση.

Στην περίπτωση της διερεύνησης για συντελεστή περίσφιξης $\alpha_{wd}=0.25$, όταν το σκυρόδεμα της επικάλυψης της διατομής βάσης του τελευταίου υποστυλώματος αστοχεί, ο ΛΙΣ αρχίζει την ανοδική του πορεία αλλά με έναν πολύ πιο ομαλό ρυθμό. Για την περίπτωση δε του συντελεστή περίσφιξης 0.40 η απαίτηση σε παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας είναι ακόμη μικρότερη, περίπου 30% σε σχέση με $\alpha_{wd}=0.25$. Ολοκληρώνοντας, συνολικά οι μεγαλύτερες τιμές του ΛΙΣ για συντελεστές περίσφιξης 0.25 και 0.40 παρατηρούνται συνολικά στα διαγράμματα (εικ.27-28) για $H/B=2$ και 3 υποστυλώματα, και βέβαια αυτές είναι ακόμη μεγαλύτερες όσο χαμηλώνει το ύψος του εξεταζόμενου κτιρίου. Επιβεβαιώνεται ότι η ύπαρξη ισχυρής περίσφιξης και στα 2 υποστυλώματα, τα οδηγεί στην καλύτερη συμπεριφορά-συνεργασία για την περίπτωση της Pushover 2dof.

Από την άλλη πλευρά, η μονοβάθμια ανάλυση δεν μας δείχνει καμία διαφοροποίηση στην απαίτηση παραμόρφωσης της ακραίας θλιπτικής ίνας για τα δύο ακραία υποστυλώματα της πιλοτής. Ο ΛΙΣ όπως φαίνεται και στα διαγράμματα(εικ.27-28), γι' αυτήν την περίπτωση προσεγγίζει το 1, για όλα τα α_w , H/B και ύψη κτιρίων. Μπορούμε μόνο να διακρίνουμε ένα μικρό «τσίμπημα», με το οποίο σηματοδοτείται η αστοχία του πίσω υποστυλώματος, και η οποία συμβαίνει ελάχιστα νωρίτερα από το πρώτο υποστυλώμα. Από εκεί και ύστερα η απαίτηση της θλιπτικής ίνας σε παραμόρφωση είναι όμοια.



εικ.27 Παραμόρφωση Ακραίας Ίνας Σκυροδέματος στις διατομές βάσης των ακραίων υποστλωμάτων, H/B=1~3 κτίριο 6 και 7 ορόφων.



εικ.28 Παραμόρφωση Ακραίας Ίνας Σκυροδέματος στις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων, H/B=1~3, κτίριο 5 ορόφων

Για την τρίτη ανάλυση, τη Rollover, καταγράφεται όμοια η χρονοϊστορία του Λόγου Ίνας Σκυροδέματος εικ.29-30, δηλαδή της απαίτησης σε παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας $\epsilon_{C_{last,c}}$ του τελευταίου υποστυλώματος προς την απαίτηση σε παραμόρφωση της αντίστοιχης του πρώτου υποστυλώματος $\epsilon_{C_{first,c}}$ για όλους τους γεωμετρικούς λόγους H/B, ύψη κτιρίων και πλήθος υποστυλωμάτων. Κάθε διερεύνηση γίνεται επιπλέον για 3 συντελεστές περίσφιξης α_{wd} 0.10, 0.25 και 0.40. Σημειώνονται στη λεζάντα των διαγραμμάτων με το πρόθεμα Roll.

Η εξέλιξη της χρονοϊστορίας του ΛΙΣ για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, όπως παρακολουθούμε από τα διαγράμματα (εικ.29-30), είναι κοινή για όλους τους συντελεστές περίσφιξης α_w .

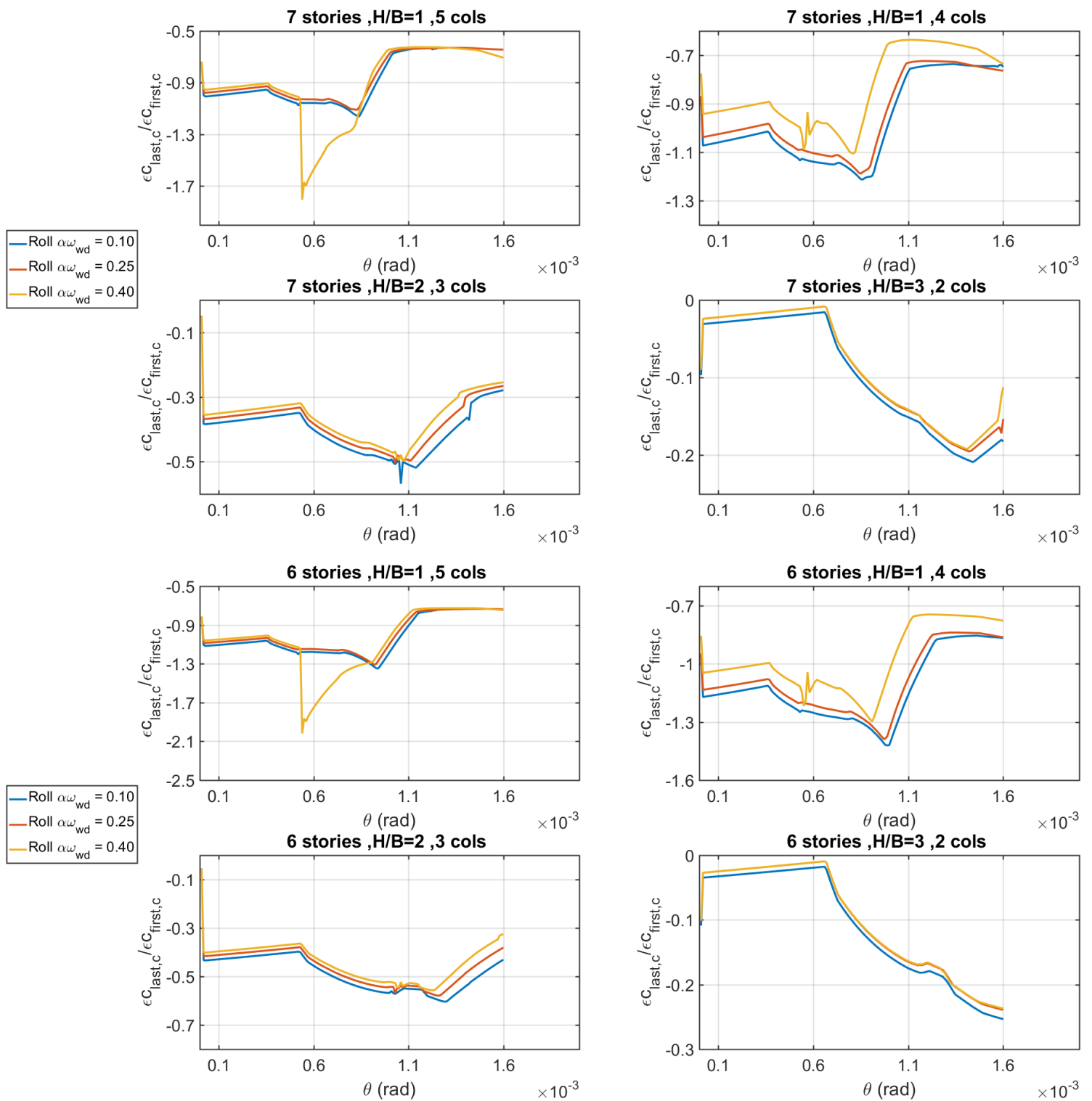
Αρχικά παρατηρούμε ότι ο ΛΙΣ παίρνει τιμές μικρότερες από 0, που σημαίνει ότι η απαίτηση της θλιπτικής ίνας του πρώτου υποστυλώματος για παραμόρφωση είναι μεγαλύτερη από αυτήν του τελευταίου υποστυλώματος, ενώ η τιμή του έχει αρνητικό πρόσημο, υπενθυμίζοντάς μας ότι στο πρώτο ακραίο υποστυλώμα επικρατεί θλίψη και στο τελευταίο εφελκυσμός, όπως δείξαμε και στα διαγράμματα ροπών. Με το ξεκίνημα της στροφικής καταπόνησης το τελευταίο υποστυλώμα, στο οποίο δουλεύουν μόνο οι χάλυβες, ζητάει να παραμορφωθεί περισσότερο από το πρώτο, όμως γρήγορα το πρώτο υποστυλώμα ενεργοποιείται και ανακόπτει αυτήν την απαίτηση. Η παραμόρφωση της θλιβόμενης ίνας για την διατομή βάσης του πρώτου υποστυλώματος είναι αργή, κάτι που συμβαίνει και για το τελευταίο ακραίο υποστυλώμα. Η διαρροή του σκυροδέματος της επικάλυψης για το πρώτο υποστυλώμα, έχει ως αποτέλεσμα το υλικό να αρχίσει να «φθίνει», και σύμφωνα με το νόμο σκυροδέματος που έχουμε ορίσει η απαίτηση της ίνας για παραμόρφωση αρχίζει

να μεγαλώνει. Αυτό αποτυπώνεται στα διαγράμματα με τη συνάρτηση του ΛΙΣ να διαγράφει ανοδική πορεία. Όταν πλέον το σκυρόδεμα της επικάλυψης αστοχεί, η απαίτηση της ίνας για παραμόρφωση μικραίνει και ο ΛΙΣ σταθεροποιείται σε μια ανώτερη πλέον τιμή. Αυτή η χρονοϊστορία που περιγράφηκε ακολουθείται για $H/B=1$ με $\alpha_{wd}=0.10$ και 0.25 τόσο για 5 όσο και για 4 υποστρώματα για όλα τα ύψη των εξεταζόμενων κτιρίων. Για την περίπτωση του συντελεστή περίσφιξης 0.40 και $H/B=1$ με 5 υποστρώματα η απαίτηση σε θλίψη της άνω ίνας της διατομής ακολουθεί με την χρονοϊστορία που μόλις περιγράψαμε, όμως ο ΛΙΣ αυξάνεται με έναν πολύ αργό ρυθμό. Την ίδια στιγμή η διατομή βάσης του τελευταίου ακραίου υποστρώματος, όπου δουλεύουν μόνο οι χάλυβες, έχει πάρει μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Καθώς όμως διαρρέει ο άνω χάλυβας της αποφλοιωμένης διατομής σε εφελκυσμό ξαφνικά βλέπουμε το διάγραμμα να διαγράφει μια πορεία παράλληλα με τον άξονα y , συμπαρασύροντας την απαίτηση θλιβόμενης ίνας σε μεγαλύτερη παραμόρφωση. Ο άνω χάλυβας τώρα βρισκόμενος σε φάση κράτυνσης λαμβάνει τον ίδιο ρυθμό παραμορφώσεων με τον κάτω χάλυβα ώστε να ισορροπήσει η αποφλοιωμένη διατομή. Τώρα όμως το σκυρόδεμα στην διατομή βάσης του πρώτου υποστρώματος πλησιάζει την διαρροή και όταν περάσει το όριο, αλλάζει η δυσκαμψία και αποκτά μεγαλύτερη απαίτηση σε παραμόρφωση με τον άνω χάλυβα να έχει επίσης διαρρεύσει και να ακολουθεί την αργή παραμόρφωση του σκυροδέματος. Όπως και προηγουμένως, η συνάρτηση του ΛΙΣ σταθεροποιείται σε μια ανώτερη τιμή. Αντίθετα για την περίπτωση για $\alpha_{wd}=0.40$ και 4 υποστρώματα η χρονοϊστορία του ΛΙΣ είναι ανάλογη με τους υπόλοιπους συντελεστές περίσφιξης, αλλά με την απαίτηση της ακραίας ίνας του πρώτου υποστρώματος πιο ενισχυμένη.

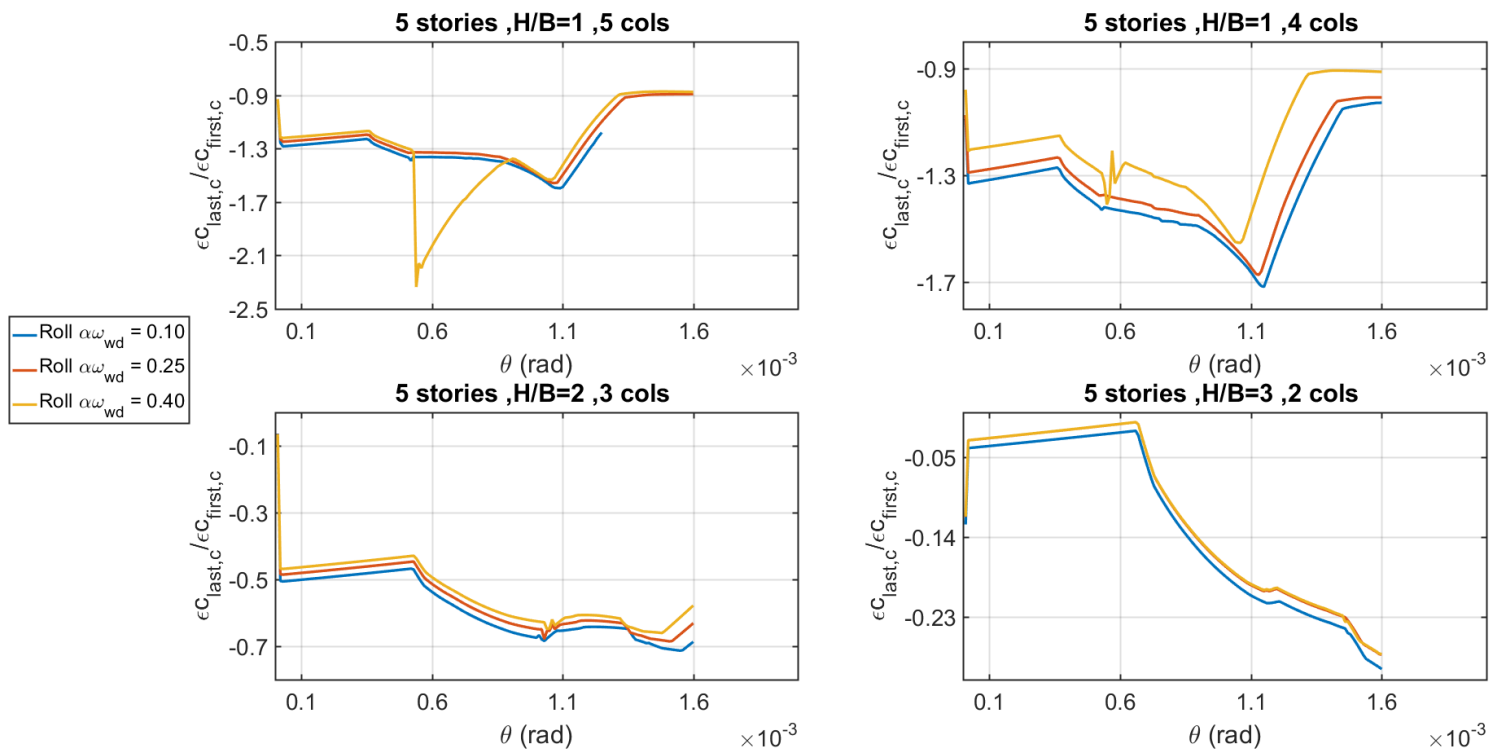
Για $H/B=2$ και 3 υποστρώματα η κατάσταση είναι πανομοιότυπη με αυτήν για $H/B=1$ με την διαρροή αλλά και την αστοχία του σκυροδέματος για το πρώτο υποστρώμα να συμβαίνει επίσης πολύ αργά, πιο αργά από $H/B=1$.

Για $H/B=3$, η εξέλιξη της χρονοϊστορίας του ΛΙΣ είναι λίγο διαφορετική, καθώς με την ενεργοποίηση του πρώτου υποστρώματος, αυτό έχει μεγαλύτερη απαίτηση σε θλίψη και δεν υπάρχουν ενδιάμεσα υποστρώματα να αναλάβουν μέρος της καταπόνησης, κάτι που το δείξαμε και στα διαγράμματα σύγκρισης των αξονικών για την Rollover. Το σκυρόδεμα του πρώτου υποστρώματος φτάνει είτε κοντά στην διαρροή για $\alpha_{wd}=0.10$ και 0.25 είτε μόλις που προλαβαίνει να διαρρεύσει πριν ολοκληρωθεί η στρωφική καταπόνηση θ .

Γενικότερα η καταπόνηση είναι πιο αργή όσο χαμηλώνει το ύψος του κτιρίου και οι παραμορφώσεις μοιάζουν να διαρκούν περισσότερο. (εικ.29-30)



εικ.29 Παραμόρφωση Ακραίας Ίνας Σκυροδέματος στις διατομές βάσης των ακραίων υποστλωμάτων, H/B=1~3 κτίριο 6 και 7 ορόφων, Rollover



εικ.30 Παραμόρφωση Ακραίας Ύψος Σκυροδέματος στις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων, H/B=1~3 κτίριο 5 ορόφων, Rollover.

4.1.7 Παραμόρφωση Εφελκόμενου Χάλυβα

Επειδή εξετάζουμε την προσέγγιση της λικνιστικής κίνησης μέσω επίπεδης ανάλυσης, μπορούμε να φανταστούμε ότι καθώς στρίβει το κτίριο δεξιόστροφα περί έναν άξονα κάθετο στο επίπεδο που περνάει από το ΚΜ, ότι το τελευταίο υποστύλωμα πιέζεται και το πρώτο σηκώνεται. Μας ενδιαφέρει ο εφελκυσμός που αναπτύσσεται για τον χάλυβα οπλισμού στην στάθμη που θεωρούμε εμείς εφελκόμενη για δεξιόστροφη αναπτυσσόμενη εσωτερική ροπή στη διατομή. Φυσικά οι κρίσιμες διατομές που αναμένουμε την μέγιστη ανάπτυξη των μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων για τον χάλυβα είναι η βάση των ακραίων υποστυλωμάτων.

Εδώ συγκρίνουμε τον λόγο του εφελκυσμού που θα αναπτυχτεί για τον χάλυβα του πρώτου υποστυλώματος $\epsilon s1_{first,c}$ προς τον εφελκυσμό που θα αναπτυχτεί για το χάλυβα του τελευταίου υποστυλώματος $\epsilon s1_{last,c}$ με την μετακίνηση στο ΚΜ. Θα ονομάσουμε αυτόν τον λόγο Λόγος Εφελκόμενου Χάλυβα (ΛΕΧ), και θα συγκρίνουμε την ιστορία του για τις δύο Pushover. Ο λόγος που επιλέγουμε αυτή τη φορά να συγκρίνουμε το πρώτο με το τελευταίο υποστύλωμα είναι επειδή αναμένουμε μεγαλύτερη εφελκυστική παραμόρφωση για τον χάλυβα στο πρώτο κυρίως για την εξιδανίκευση του λικνισμού με την Pushover 2dof.

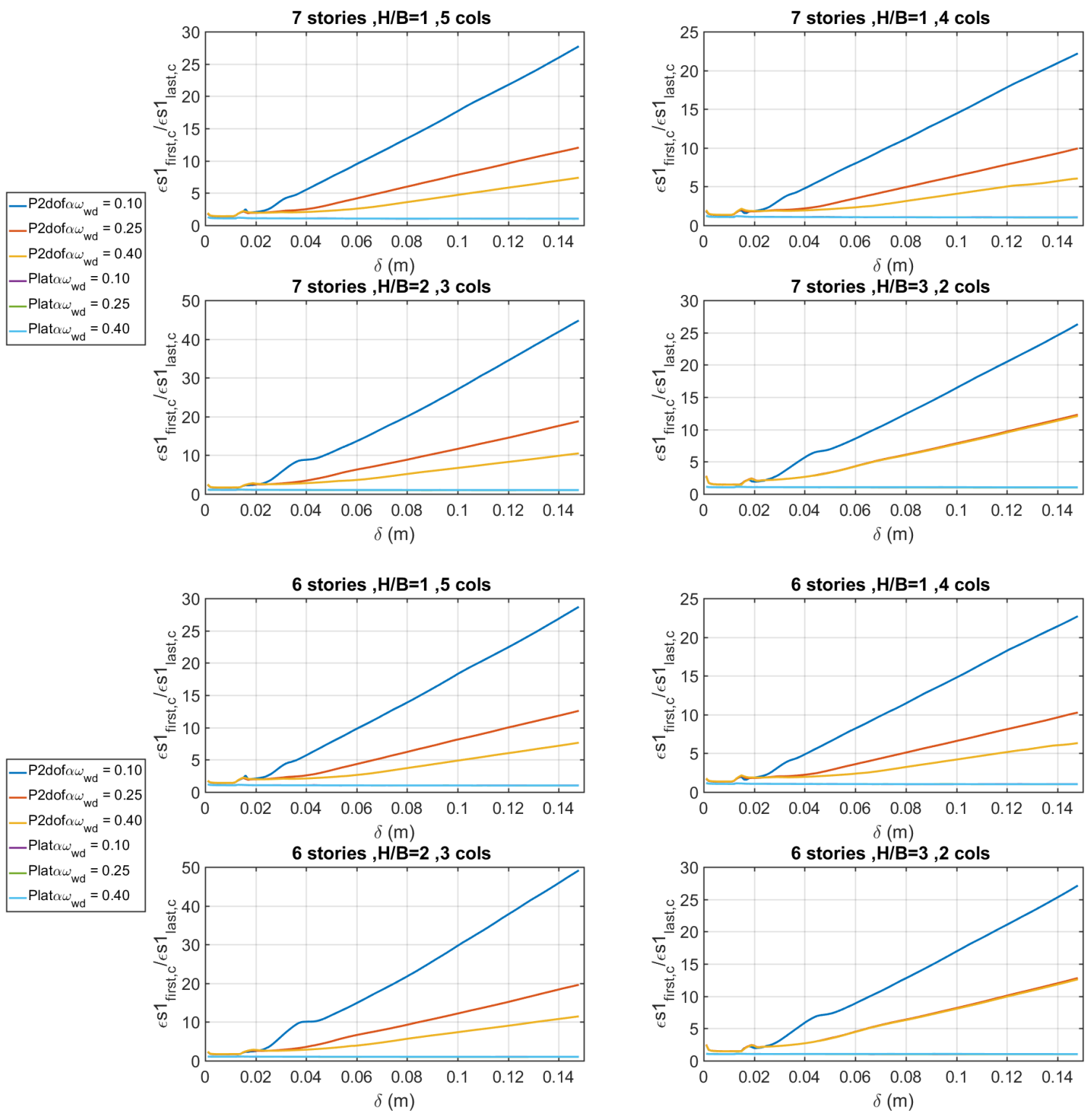
Από την έναρξη των μετακινήσεων δ του ΚΜ, ο χάλυβας του πρώτου υποστυλώματος αναπτύσσει γρηγορότερα παραμορφώσεις μιας και συμμετέχει περισσότερο στο σήκωμα του κτιρίου, και ο ΛΕΧ ξεκινάει από μια τιμή μεγαλύτερη του 1. Παράλληλα μικρότερη απαίτηση για παραμόρφωση εκδηλώνει ο χάλυβας του τελευταίου υποστυλώματος. Όταν σχετικά γρήγορα ο χάλυβας του πρώτου υποστυλώματος

φτάσει στην διαρροή, αναγκάζει το τελευταίο υποστυλώμα να δουλέψει περισσότερο και να πάρει μεγαλύτερες παραμορφώσεις, και τελικά να φτάσει κι αυτός στην διαρροή. Για όλους του λόγους H/B , όλα τα ύψη κτιρίων, πλήθος υποστυλωμάτων και τους εξεταζόμενους συντελεστές περίσφιξης, η μεταβολή αυτή αποτυπώνεται στα διαγράμματα (εικ.31-32) με ένα πρώτο «τσιμπηματάκι». Στο σημείο αυτό αντίθετα με την διατομή βάσης του πρώτου υποστυλώματος, στην αντίστοιχη του τελευταίου, το σκυρόδεμα της επικάλυψης, έχει ήδη αστοχήσει λόγω της μεγάλης θλίψης που επικρατεί εκεί και συμπαρασύρει και τον χάλυβα της άνω ίνας να διαρρεύσει και να αποτελεί τον κύριο δέκτη των παραμορφώσεων. Έτσι για να ισοροπήσει η διατομή στην άλλη πλευρά, ο εφελκυσμός που αναπτύσσεται είναι μικρός. Όμως στη διατομή βάσης του πρώτου υποστυλώματος ο χάλυβας της κάτω εφελκυστικής ίνας έχει αναπτύξει μεγάλες παραμορφώσεις, αφού το σκυρόδεμα στην άλλη παρειά μόλις που έχει περάσει στη διαρροή με αποτέλεσμα να έχει αρχίσει να «μαλακώνει», να χάνει την αντοχή του (softening), και ο θλιβόμενος χάλυβας της άνω ίνας παίρνει ακόμη ελαστικές παραμορφώσεις. Έτσι ο εφελκυσμένος χάλυβας απαιτεί συνεχώς παραμορφώσεις εφόσον συνεχίζει και «δουλεύει» περισσότερο. Έτσι ο ΔEX που έχουμε ορίσει εδώ, αποκτά ολοένα και μεγαλύτερες τιμές. Όπου για συντελεστή περίσφιξης $\alpha_{wd}=0.10$ για όλα τα H/B , τα ύψη των εξεταζόμενων κτιρίων και το πλήθος των υποστυλωμάτων η συνάρτηση του ΔEX αποκτά μια σχεδόν γραμμική σχέση με την αύξηση των μετατοπίσεων δ του KM (εικ.31-32). Συγκριτικά, οι μεγαλύτερες τιμές του ΔEX και εν προκειμένω της απαίτησης του εφελκυσμένου χάλυβα για παραμόρφωση στο πρώτο υποστυλώμα σημειώνονται για $H/B=2$, όπου για το κτίριο των 5 ορόφων η τιμή μεγιστοποιείται. Αντίστοιχη αύξηση επιδεικνύεται και για τους υπόλοιπους γεωμετρικούς λόγους $H/B=1$ και 3 για το κτίριο των 5 ορόφων.

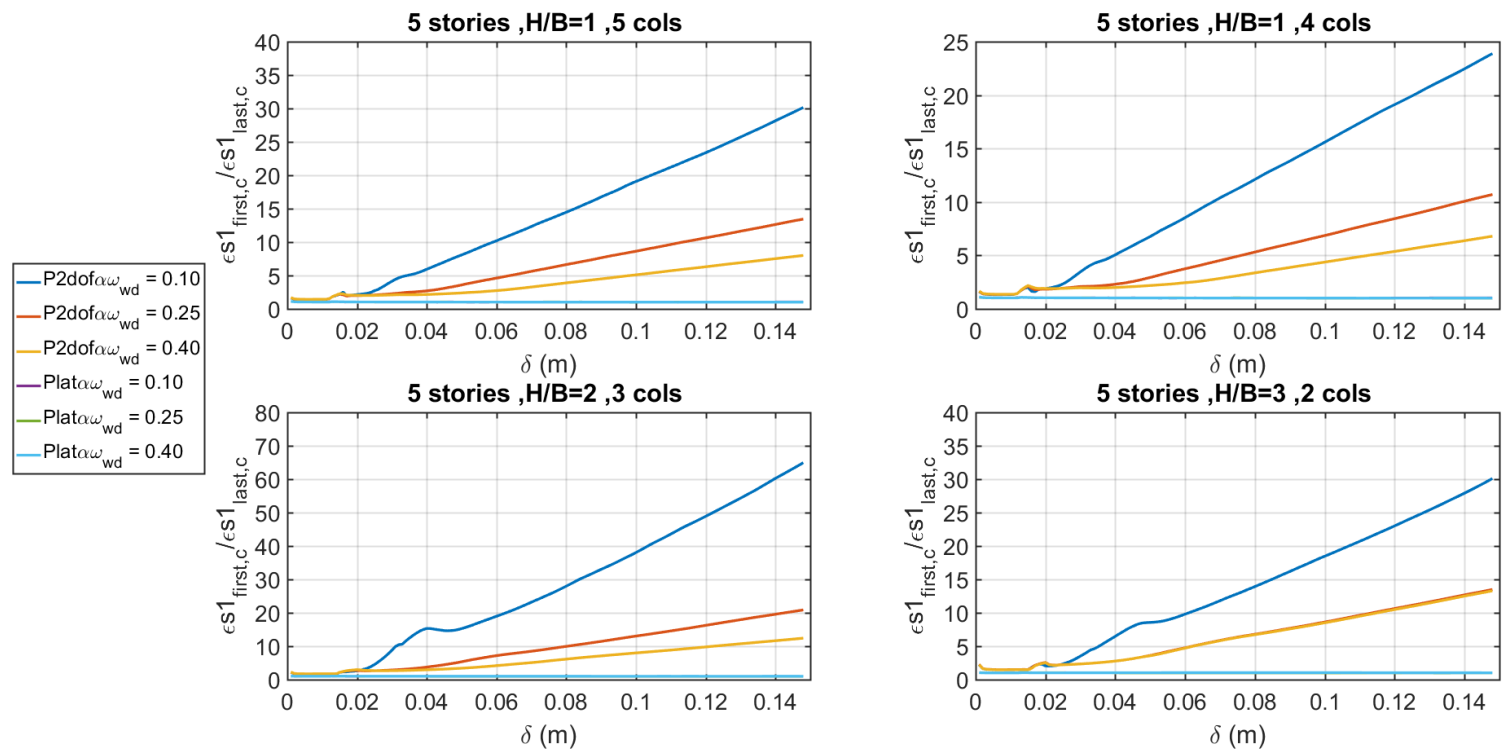
Για τους υπόλοιπους συντελεστές περίσφιξης 0.25 και 0.40 ο ρυθμός αύξησης της εφελκυστικής απαίτησης της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος είναι περισσότερο ομαλή αντίστοιχα και σε σύγκριση με την περίσφιξη $\alpha_{wd}=0.10$. Αυτό μπορεί να γίνει αντιληπτό στα διαγράμματα (εικ.31-32) από το «ξάπλωμα» της συνάρτησης του ΔEX .

Επιπλέον θα πρέπει να παρατηρηθεί το γεγονός ότι για $H/B=3$ και για όλα τα εξεταζόμενα ύψη κτιρίων, τα διαγράμματα για συντελεστές περίσφιξης $\alpha_{wd}=0.25$ και $\alpha_{wd}=0.40$ ταυτίζονται απόλυτα καθ' όλη την διάρκεια της ιστορίας τους. Συνεπώς για τα 2 υποστυλώματα η παραμόρφωση του εφελκυσμένου χάλυβα για τις διατομές βάσης είναι ανεξάρτητη από τους λόγους περίσφιξης 0.25 και 0.40.

Όσον αφορά στην περίπτωση της μονοβάθμιας ανάλυσης, της οποίας τα διαγράμματα επισημαίνονται με το πρόθεμα Plat(εικ.31-32), η συνάρτηση του ΔEX κινείται παράλληλα με τον οριζόντιο άξονα x , με την τιμή του να προσεγγίζει τη μονάδα καθ' όλη τη διάρκεια της ιστορίας του για όλα τα H/B , ύψη κτιρίων και συντελεστές περίσφιξης. Επισημαίνεται ότι η τιμή του ΔEX πλησιάζει περισσότερο το 1 για $H/B=3$ και 2 υποστυλώματα. Με δύο λόγια για την μονοβάθμια ανάλυση οι χάλυβες των ακραίων υποστυλωμάτων εφελκύνονται το ίδιο, από την στιγμή που έχουν την ίδια ποσότητα και οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι των ίδιων διαστάσεων, ανεξάρτητα από τους συντελεστές περίσφιξης.



εικ.31 Παραμόρφωση Εφελκόμενου Χάλυβα στις διατομές βάσης των ακραίων υποστλωμάτων, H/B=1~3 κτίριο 6 και 7 ορόφων.



εικ.32 Παραμόρφωση Εφελκόμενου Χάλυβα στις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων, H/B=1~3 κτίριο 5 ορόφων.

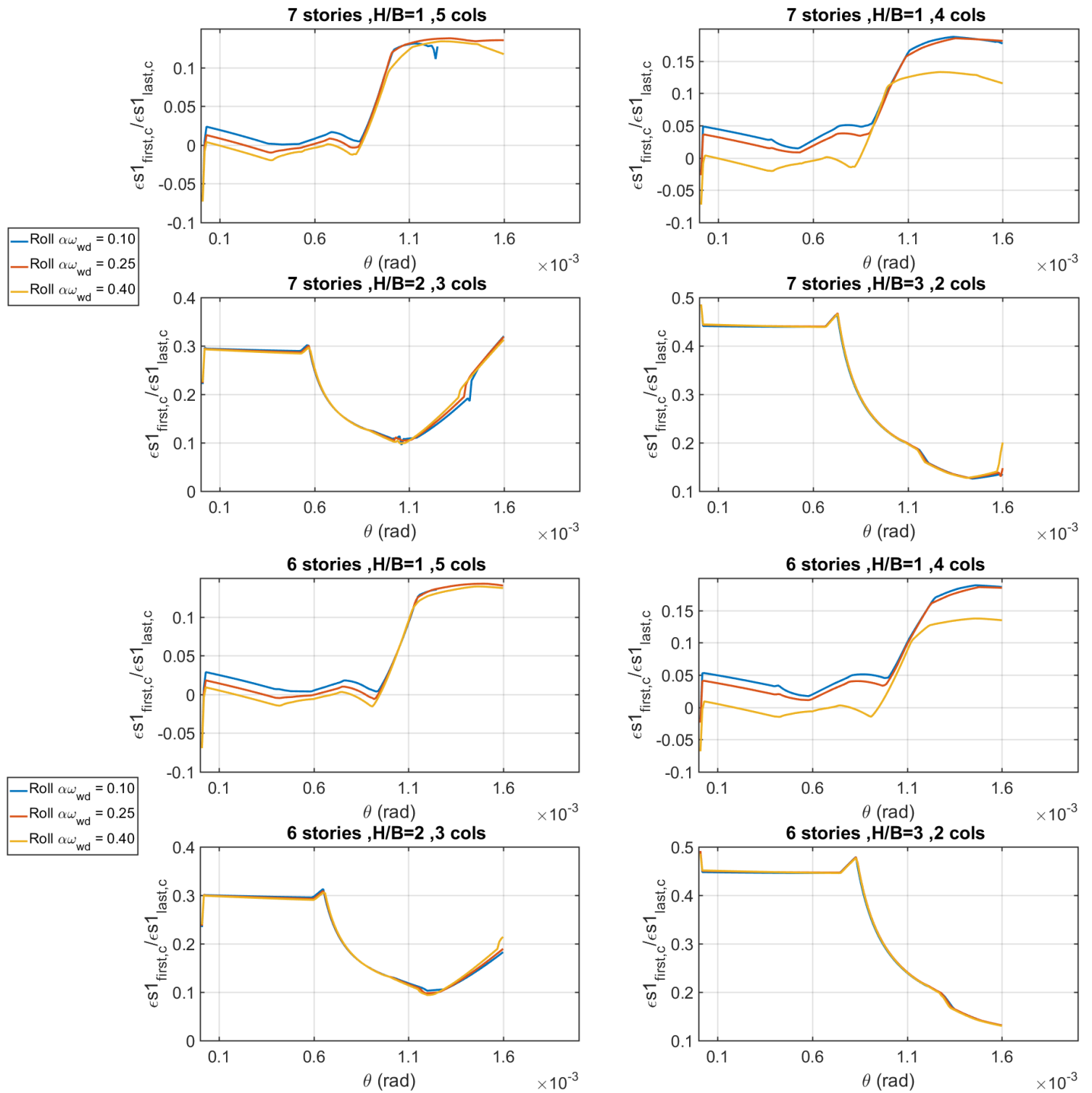
Για την τρίτη ανάλυση που διερευνούμε, την Rollover, επιλέγουμε να εξετάσουμε την αλληλεπίδραση των ίδιων περιοχών των ακραίων υποστυλωμάτων, ορίζοντας τον ΛΕΧ γι' αυτήν την περίπτωση κατά όμοιο τρόπο εικ.33-34, γνωρίζοντας παράλληλα και από τη σύγκριση των αξονικών, ότι ο εφελκυσμός είναι μεγαλύτερος για το τελευταίο υποστυλώμα. Η διερεύνηση γίνεται πάλι για κτίρια 7,6 και 5 ορόφων, για H/B=1 ~3 και συντελεστές περίσφιξης 0.10,0.25 και 0.40.

Αρχικά, παρατηρούμε στα διαγράμματα του ΛΕΧ ότι ξεκινάνε από πολύ μικρές τιμές κοντά στο 0, που σημαίνει ότι ο εφελκόμενος χάλυβας στην διατομή βάσης του τελευταίου υποστυλώματος πράγματι παραμορφώνεται περισσότερο. Αυτό ισχύει για όλες τις περιπτώσεις των εξεταζόμενων κτιρίων, H/B και α_w . Μάλιστα από το μέγεθος των τιμών του ΛΕΧ στον άξονα y, μπορούμε να καταλάβουμε ότι οι παραμορφώσεις του χάλυβα για το τελευταίο υποστυλώμα είναι μιας τάξης μεγαλύτερες. Πρόσθετα, μια άλλη παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε ειδικότερα για H/B=1 τόσο για 5 όσο και για 4 υποστυλώματα, είναι ότι οι αρχικές τιμές του ΛΕΧ έχουν αρνητικό πρόσημο. Αυτό σημαίνει ότι αρχικά όλη η διατομή της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος βρίσκεται σε κατάσταση θλίψης, με την στάθμη του χάλυβα της κάτω παρειάς της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος να καταπονείται σε πολύ μικρή, ασήμαντη θα την χαρακτηρίζαμε θλίψη. Ύστερα από ένα μικρό εύρος στροφικών μετακινήσεων θ του ΚΜ, η απαίτηση για εφελκυσμό της κάτω ίνας χάλυβα της διατομής βάσης του τελευταίου ακραίου υποστυλώματος αυξάνεται. Αυτό συμπαρασύρει προς στιγμήν τον χάλυβα της κάτω στάθμης για την διατομή του πρώτου υποστυλώματος να ενεργοποιηθεί και να περάσει στον εφελκυσμό, με την ουδέτερη γραμμή να ανεβαίνει(εικ.33-34). Στην διατομή του τελευταίου

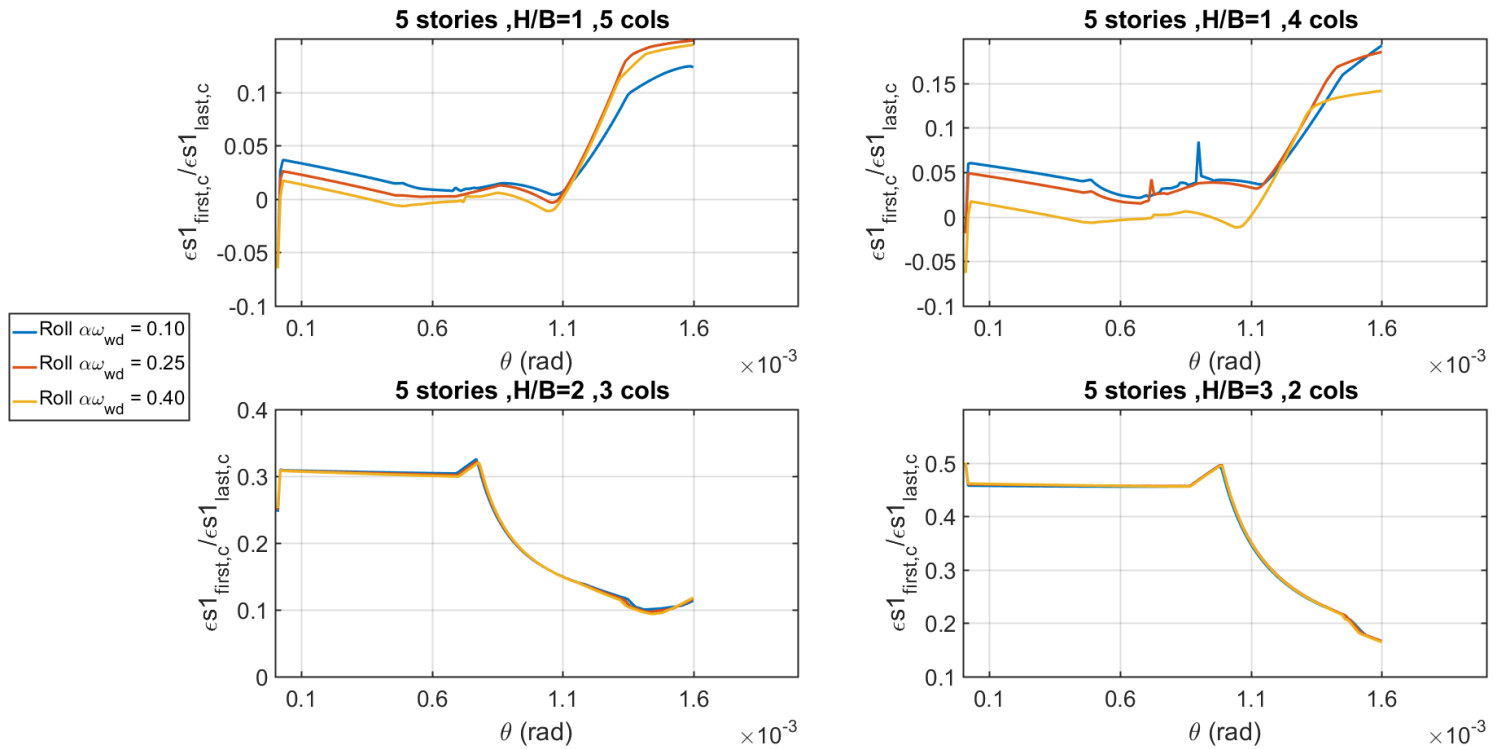
υποστυλώματος οι εφελκυστικές παραμορφώσεις μεγαλώνουν καθώς ο χάλυβας οδηγείται στη διαρροή, ενώ αντίθετα οι εφελκυστικές παραμορφώσεις για τον χάλυβα στο πρώτο υποστυλώμα είναι αμελητέες ($1 \cdot 10^{-6}$). Αυτό φαίνεται στα διαγράμματα από την αρνητική κλίση του ΔΕΧ, με την τιμή του να μειώνεται. Μετά την διαρροή για τον χάλυβα του τελευταίου υποστυλώματος, και ενώ όλη η διατομή καταπονείται σε εφελκυσμό, το σκυρόδεμα της θλιπτικής άνω ίνας του πρώτου υποστυλώματος δεν έχει διαρρεύσει ακόμη. Ωστόσο, τώρα η θλίψη του σκυροδέματος δεν είναι αμελητέα και ο χάλυβας της άνω ίνας συνεργάζεται με το σκυρόδεμα στην παραλαβή της θλίψης. Υπενθυμίζοντας ότι το σκυρόδεμα παραμορφώνεται σιγά σιγά, όταν «πιάσει» το όριο διαρροής του (2%) συμπαρασύρει λίγο αργότερα και τον θλιβόμενο χάλυβα να διαρρεύσει. Για να ισορροπήσει η διατομή ο εφελκυσόμενος χάλυβας με τη σειρά του, αρχίζει να παραμορφώνεται με μεγαλύτερο ρυθμό τώρα που τα υλικά της άνω παρειάς επιδεικνύουν ρεολογική συμπεριφορά. Παρ' όλα αυτά όμως σε καμία περίπτωση δεν φτάνει στην διαρροή. Έτσι η συνάρτηση του ΔΕΧ αρχίζει να διαγράφει ανοδική πορεία, και οι τιμές του να αυξάνουν. Όταν το σκυρόδεμα της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος «πιάσει» την παραμόρφωση αστοχίας του, με τον άνω χάλυβα να βρίσκεται σε φάση κράτυνσης, ο εφελκυσόμενος χάλυβας ζητάει ακόμη μεγαλύτερη παραμόρφωση. Ύστερα από την αποφλοίωση της διατομής και με την αλλαγή της δυσκαμψιάς, η ανοδική πορεία του ΔΕΧ διακόπτεται και ο θλιβόμενος χάλυβας είναι εκείνος τώρα που καλείται να αναλάβει την θλίψη. Η παραμόρφωση όμως που απαιτείται είναι αργή, αφού περιγράψαμε τις συνθήκες αργής θλίψης, περίπου 1.5% σε κάθε επόμενο βήμα στροφικής μετακίνησης και αναγκάζει τον εφελκυσόμενο χάλυβα να ακολουθήσει αυτόν τον ρυθμό, του οποίου η παραμόρφωση τώρα έχει φτάσει την τάξη των τριών δεκαδικών ψηφίων, απέχοντας ακόμη από το όριο διαρροής. Ανάλογος είναι και ο ρυθμός παραμόρφωσης για τον χάλυβα στην εξ αρχής αποφλοιωμένη διατομή του πρώτου υποστυλώματος, με το υλικό να έχει πάρει πολύ μεγάλες τιμές σε σχέση με το πρώτο υποστυλώμα. Έτσι όπως μπορούμε να διακρίνουμε και στα διαγράμματα (εικ.33-34), η συνάρτηση του ΔΕΧ διαγράφει ευθεία πορεία μέχρι το τέλος των στροφικών μετακινήσεων.

Για $\alpha_{\omega_{wd}}=0.25$ και 0.40 για τη διατομή του πρώτου υποστυλώματος, ενώ όπως περιγράψαμε στην αρχή για $\alpha_{\omega_{wd}}=0.10$ όμοια ο χάλυβας της κάτω ίνας αποκτά εφελκυστικές τάσεις αμέσως μόλις ενεργοποιηθεί η διατομή, στην συνέχεια ξαναπερνάει οριακά στη θλίψη, ενώ ιδιαίτερα για $\alpha_{\omega_{wd}}=0.25$ εναλλάσσεται μεταξύ εφελκυσμού και θλίψης. Αυτό όμως εξαλείφεται με το χαμηλότερο του ύψους των εξεταζόμενων κτιρίων, ενώ για 5 ορόφους ο κάτω χάλυβας καταπονείται μόνο σε μικρές εφελκυστικές τάσεις. Αντίθετα αυτή τη φορά εναλλαγή της εντατικής κατάστασης έχουμε μόνο για $\alpha_{\omega_{wd}}=0.40$.

Ο εφελκυσόμενος χάλυβας της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος δεν φτάνει τη διαρροή για $H/B=1$ τόσο για 5 όσο και για 4 υποστυλώματα για την περίπτωση του επτάώροφου κτιρίου. Διαρρέει για $H/B=2$ και οριακά για $H/B=3$. Χαμηλώνοντας το ύψος της ανωδομής η αντίστοιχη διαρροή του χάλυβα συμβαίνει μόνο για $H/B=2$ οριακά για το εξαώροφο κτίριο και για κανέναν από τους άλλους γεωμετρικούς λόγους. Για το κτίριο των 5 ορόφων ο χάλυβας του πρώτου υποστυλώματος δεν διαρρέει.



εικ.33 Παραμόρφωση Χάλυβα στη στάθμη 1 στις διατομές βάσης των ακραίων υποστλωμάτων, H/B=1-3 κτίριο 6 και 7 ορόφων, Rollover



εικ.34 Παραμόρφωση Χάλυβα στη στάθμη 1 στις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων, H/B=1~3 κτίριο 5 ορόφων, Rollover

4.1.8 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης

Μια γενικότερη εικόνα για την εντατική κατάσταση στις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων μπορούμε να έχουμε με την βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Τα διαγράμματα αυτά περιγράφουν την εσωτερική εντατική κατάσταση των διατομών και απεικονίζουν στην αλληλεπίδραση ροπής- αξονικής που αναπτύσσονται στην διατομή για τις ακραίες καταστάσεις τάσεων παραμορφώσεων που μπορεί να βρεθεί αυτή σύμφωνα με τον σχεδιασμό .

Για τις αναλύσεις Pushover 2dof και Pushover lat, Rollover υπολογίζονται τα ζεύγη αξονικών ροπών τα οποία ανέπτυξαν οι συγκεκριμένες διατομές και συγκρίνονται με τρεις «περιβάλλουσες» του σχεδιασμού. Η πρώτη προέκυψε από τις εξισώσεις ισοδυναμίας του προγραμματισμού σε γλώσσα Tcl, η δεύτερη από το λογισμικό Etabs με την μέθοδο των ινών (fiber) και η τρίτη επίσης από το Etabs με τον κανονισμό του Ευρωκώδικα EC2 που περιέχει το πρόγραμμα, ενώ όλες υπολογίστηκαν με ορισμό ελαστικής απόλυτα πλαστικής συμπεριφοράς για τον χάλυβα και για συμβατική συμπεριφορά σκυροδέματος.(εικ. 35-37)

Συγκεκριμένα συγκρίθηκαν τα ζεύγη αξονικών ροπών για το πρώτο και τελευταίο υποστυλώμα , που η συμμετοχή τους είναι καθοριστική στο λικνισμό. Η εργασία αυτή έγινε για τους συντελεστές περίσφιξης 0.10, 0.25 και 0.40 , για λόγους H/B=1,2 και 3 και για τις 3 κατηγορίες κτιρίων 5όροφο, 6όροφο και 7όροφο.

Με μια πρώτη ματιά , χωρίς να εμβαθύνουμε , εύκολα παρατηρούμε από τα διαγράμματα ότι η σχέση ροπής αξονικής (M-N) για το πρώτο για το πρώτο

υποστύλωμα έχει μια κλίση προς τα κάτω με κατεύθυνση προς την εφελκυστική αξονική ενώ το τελευταίο υποστύλωμα έχει θετική κλίση με κατεύθυνση προς την θλίψη. Μάλιστα για την περίπτωση του γεωμετρικού λόγου $H/B=2$ και 3 υποστυλώματα και λιγότερο για την περίπτωση $H/B=3$ και 2 υποστυλώματα βλέπουμε ότι η αλληλεπίδραση M-N περνάει καθαρά στον εφελκυσμό. Όσο δε χαμηλώνει το ύψος της ανωδομής το πρώτο υποστύλωμα πηγαίνει περισσότερο κοντά στην εφελκυστική καταπόνηση για $H/B=1$, ενώ για $H/B=3$ και $H/B=2$ αναπτύσσεται μεγαλύτερος εφελκυσμός. Αντίθετα το τελευταίο υποστύλωμα που καταπονείται σε θλίψη πηγαίνει σε πολύ μεγαλύτερες τιμές Ροπής-Αξονικής.

Ακόμη παρατηρούμε σε όλες τις περιπτώσεις ότι το πρώτο υποστύλωμα ξεπερνάει και τα 3 διαγράμματα σχεδιασμού που έχουν κατασκευαστεί για το συμβατικό νόμο σκυροδέματος , υπονοώντας ότι το υποστύλωμα έχει αστοχήσει. Αντίστοιχα συμβαίνει και για το τελευταίο υποστύλωμα ,όχι όμως για $H/B=2$.

Προχωρώντας ένα ακόμη βήμα, «ζουμάροντας» στα διαγράμματα παρατηρούμε γενικότερα ότι η αλληλεπίδραση M-N δεν είναι γραμμική στο σύνολό της.

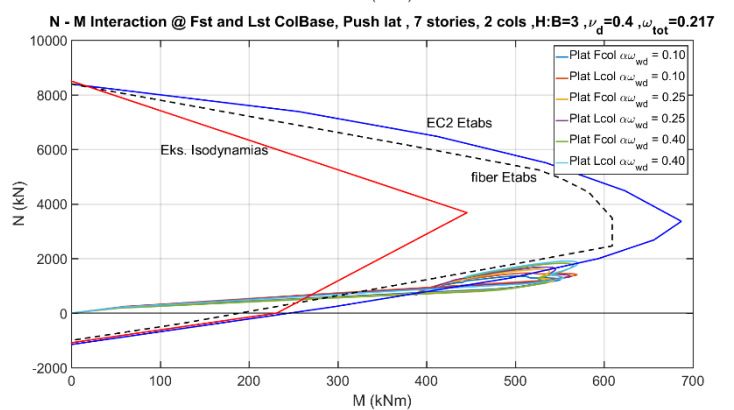
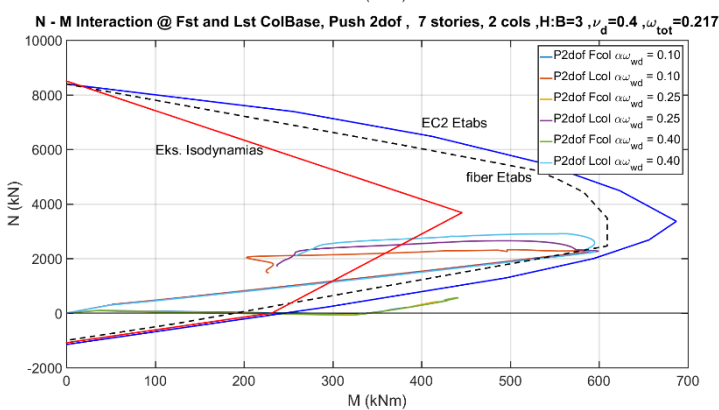
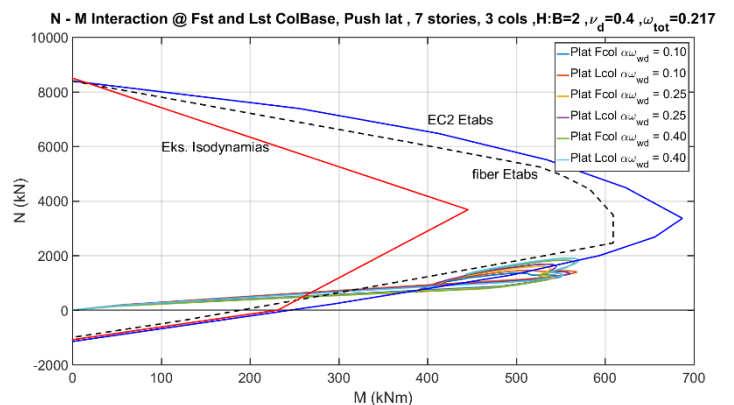
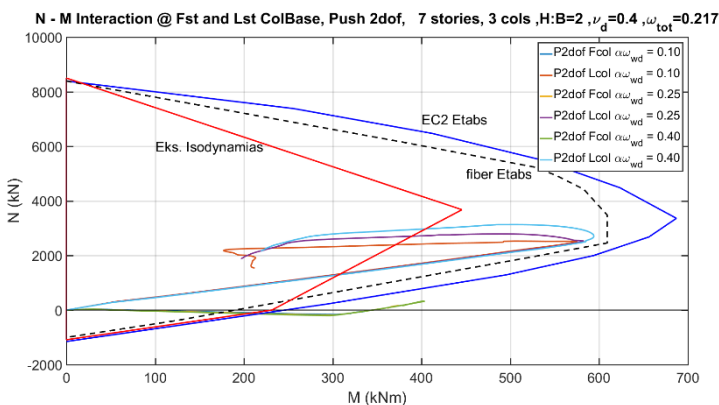
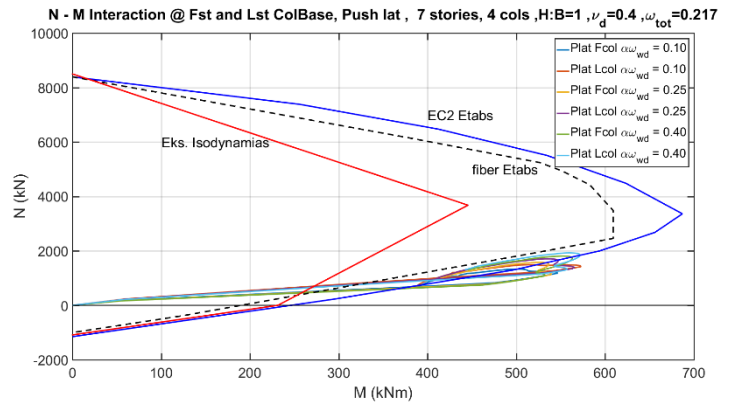
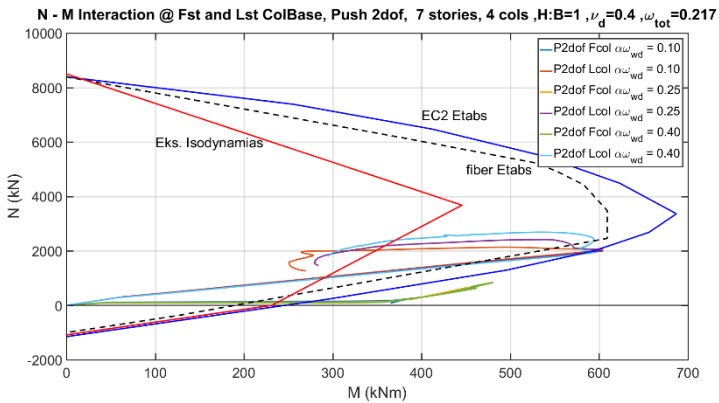
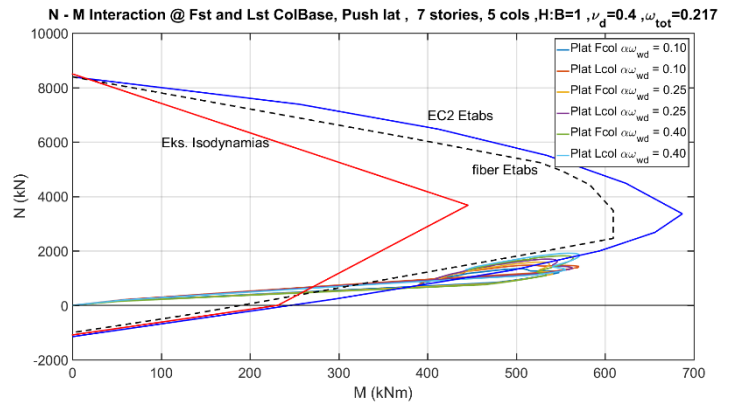
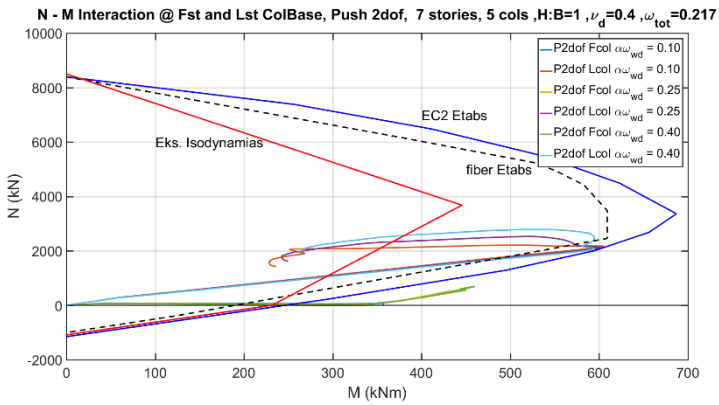
Ξεκινώντας για το πρώτο υποστύλωμα που επισημαίνεται στη λεζάντα των διαγραμμάτων Lc01, πάντα μιλώντας για την Pushover 2dof, διακρίνουμε δυο περιοχές μεταξύ ενός σημείου όπου φαίνεται η σχέση αλληλεπίδρασης M-N να «τσακίζει». Πριν το σημείο του τσακίσματος βλέπουμε ότι η ροπή μεγαλώνει πολύ περισσότερο από την αξονική που όμως μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι ο εφελκυσόμενος χάλυβας της κάτω ίνας είναι το υλικό που δουλεύει περισσότερο στην παραλαβή της έντασης. Στο σημείο του τσακίσματος ο χάλυβας φτάνει το όριο διαρροής του, με το σκυρόδεμα να μην έχει αστοχήσει ακόμη. Από αυτό το σημείο και πέρα για να ισορροπήσει η διατομή το σκυρόδεμα αρχίζει να δουλεύει περισσότερο και βλέπουμε ότι τη σχέση M-N να αποκτά θετική κλίση. Η διατομή τώρα δουλεύει περισσότερο σε αξονική και λιγότερο σε ροπή , με το σκυρόδεμα να φτάνει σιγά σιγά στο όριο διαρροής του και όταν εξαντληθεί η αντοχή του στην αστοχία. Η μικρή κλίση του δεύτερου κλάδου της αλληλεπίδρασης M-N για το πρώτο υποστύλωμα μας δείχνει την αργή – επιθυμητή παραμόρφωση του σκυροδέματος και κατά συνέπεια της διατομής μέχρι την αστοχία. Τέλος για μεγαλύτερη περίσφιξη , η διατομή ανέπτυξε μεγαλύτερο ζεύγος ροπής-αξονικής αλλά αστόχησε για μικρότερη παραμόρφωση χάλυβα.

Το τελευταίο υποστύλωμα Lc01 ,δουλεύει περισσότερο σε αξονική και λιγότερο σε ροπή , δηλαδή το σκυρόδεμα ενεργοποιείται περισσότερο γι' αυτήν την διατομή, ενώ ο χάλυβας λιγότερο. Την στιγμή που τσακίζει το διάγραμμα αστοχεί το σκυρόδεμα της επικάλυψης και για την παραλαβή της θλίψης , αναλαμβάνει τώρα δράση ο περισφιγμένος πυρήνας. Ωστόσο κατά την αστοχία του σκυροδέματος ο εφελκυσόμενος χάλυβας έχει ήδη διαρρεύσει , το ίδιο και ο θλιβόμενος , κάτι που δεν συμβαίνει για το πρώτο υποστύλωμα. Το σκυρόδεμα συνεχίζει να παραλαμβάνει θλίψη ,με τη βοήθεια και του θλιβόμενου χάλυβα, ενώ ο εφελκυσόμενος χάλυβας παραμορφώνεται με μικρότερο ρυθμό. Το αποτέλεσμα είναι να αυξάνεται το ζεύγος ροπής αξονικής μέχρι αρχικά να διαρρεύσει το σκυρόδεμα του πυρήνα , που σηματοδοτεί την αύξηση της αξονικής με ταυτόχρονη μείωση της ροπής και τελικά την αστοχία του. Όπως φαίνεται και στα διαγράμματα οι καλύτερα περισφιγμένες διατομές άντεξαν και μεγαλύτερη αξονική.

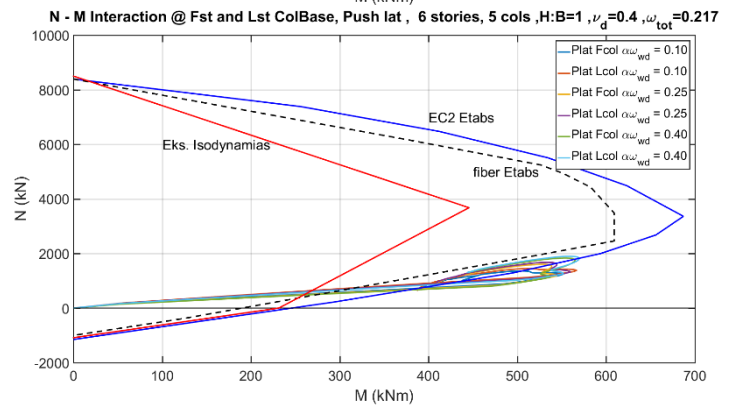
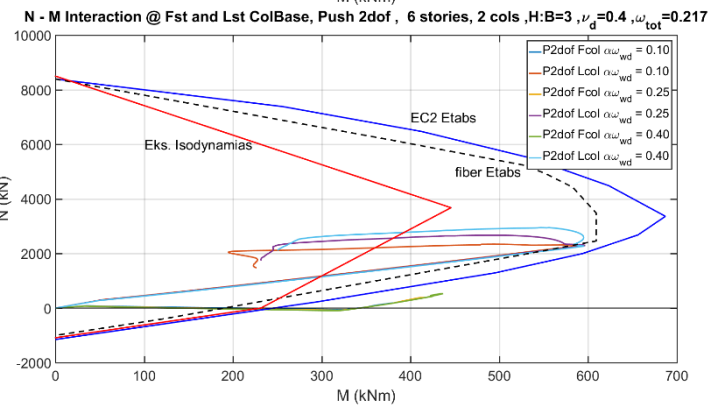
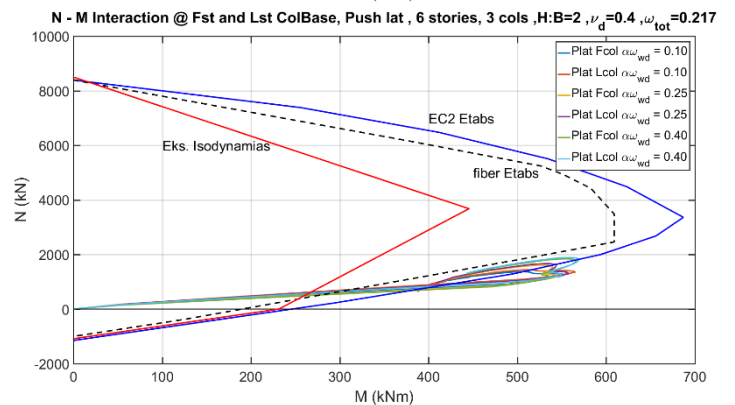
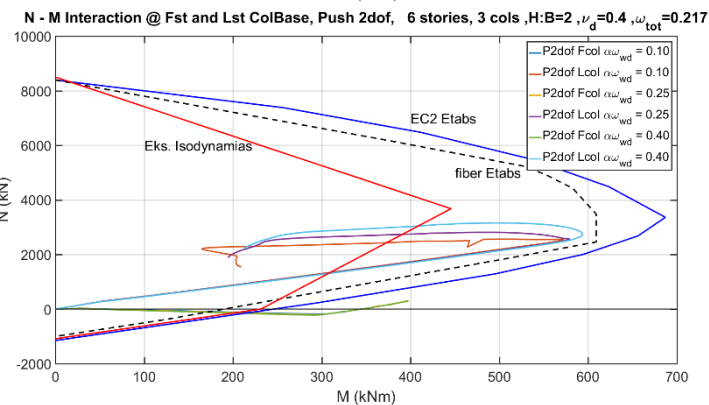
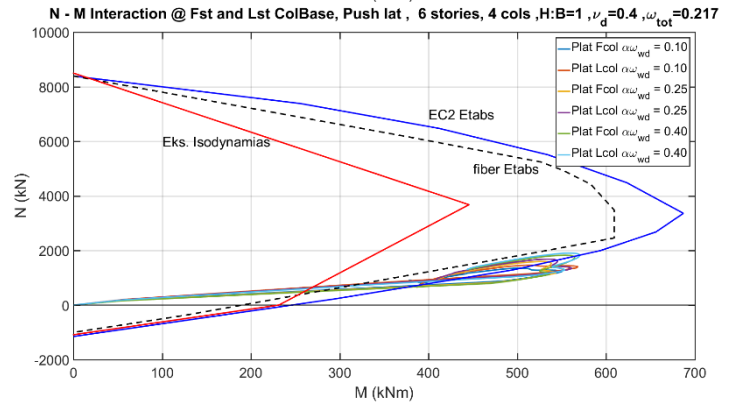
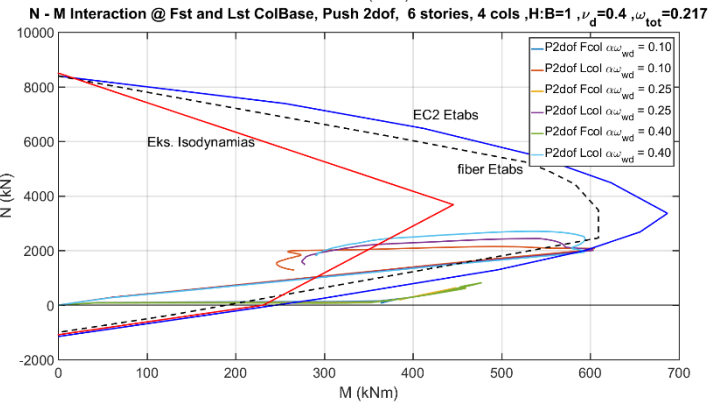
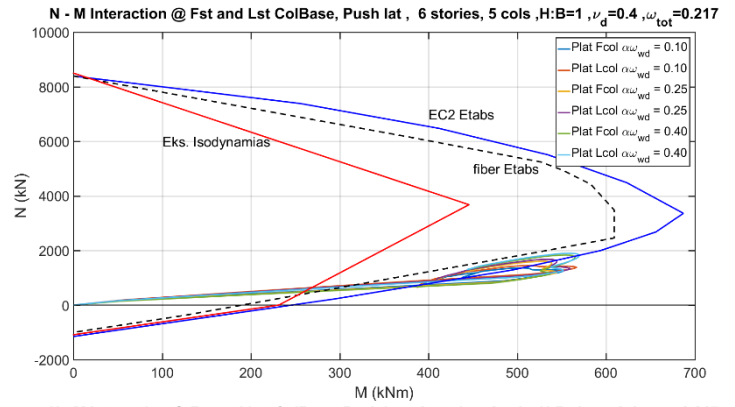
Στην περίπτωση του γεωμετρικού λόγου $H/B=2$ και άρα 3 υποστυλώματα , είδαμε κάτι διαφορετικό για το τελευταίο υποστύλωμα, καθώς ανέπτυξε μεγαλύτερες αξονικές (θλίψη) σε σχέση με τους υπόλοιπους λόγους, με τον εφελκόμενο χάλυβα να ακουμπάει το όριο διαρροής του κατά την αστοχία του θλιβόμενου σκυροδέματος. Η σχέση που ακολούθησε για το περισφιγμένο σκυρόδεμα ήταν ανάλογη των υπόλοιπων γεωμετρικών λόγων. Όμοια συμπεριφορά για το τελευταίο υποστύλωμα επέδειξε και η περίπτωση $H/B=3$ με τον χάλυβα να ξεπερνά σχετικά το όριο διαρροής του. Πάντως και για τις δυο αυτές περιπτώσεις είχαμε διαρροή του θλιβόμενου χάλυβα.

Για την μονοβάθμια ανάλυση, Plat όπως επισημαίνεται(εικ.35-37) τα ακραία υποστυλώματα επέδειξαν περίπου την ίδια συμπεριφορά μεταξύ τους. Το πρώτο υποστύλωμα τελικά «δούλεψε» ελαφρώς περισσότερο σε ροπή , με τον εφελκόμενο χάλυβα να παραμορφώνεται περισσότερο.

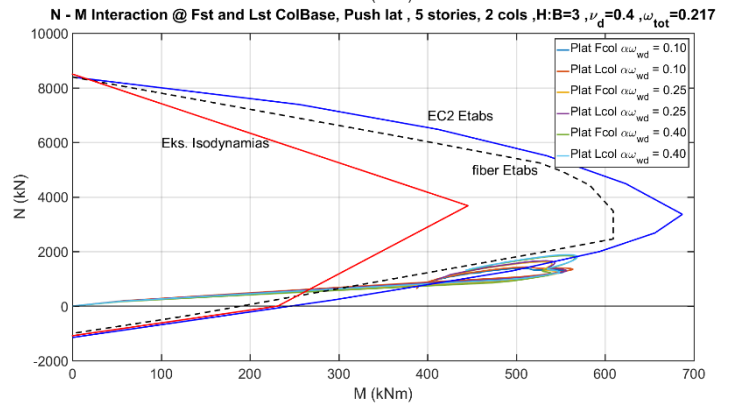
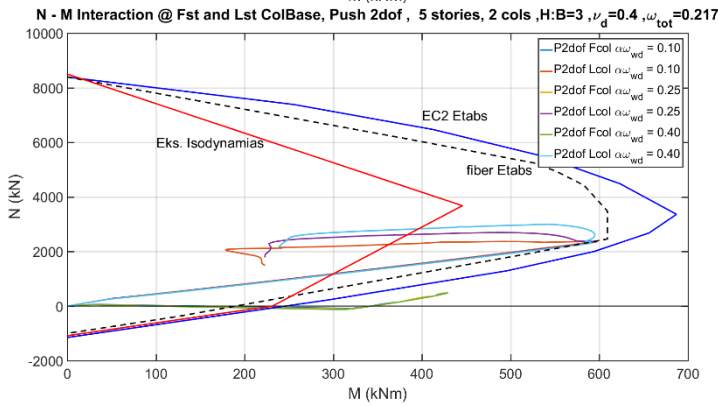
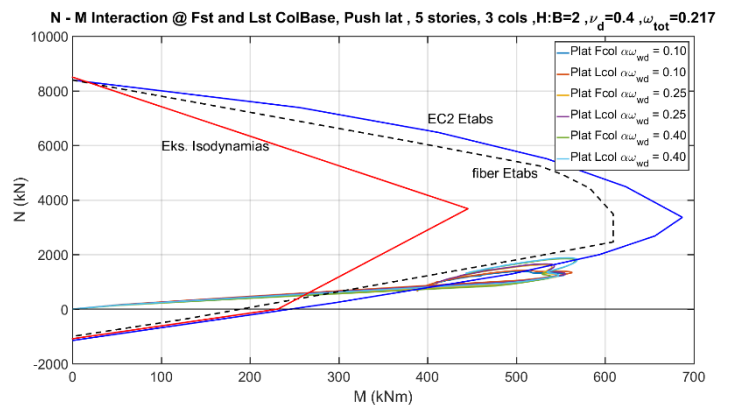
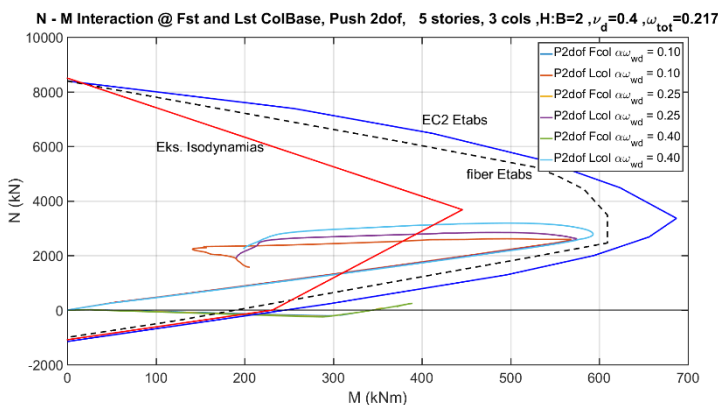
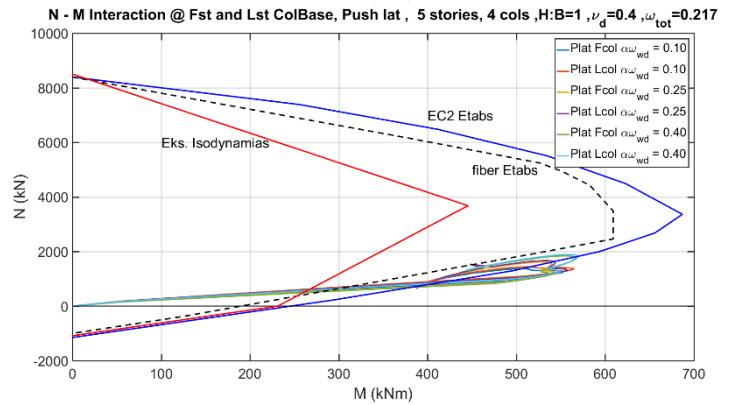
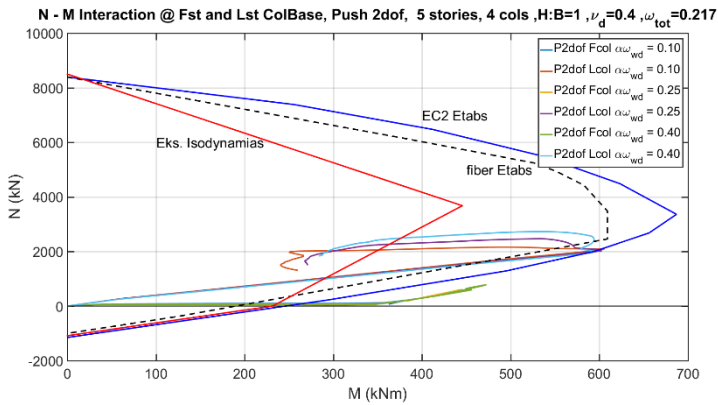
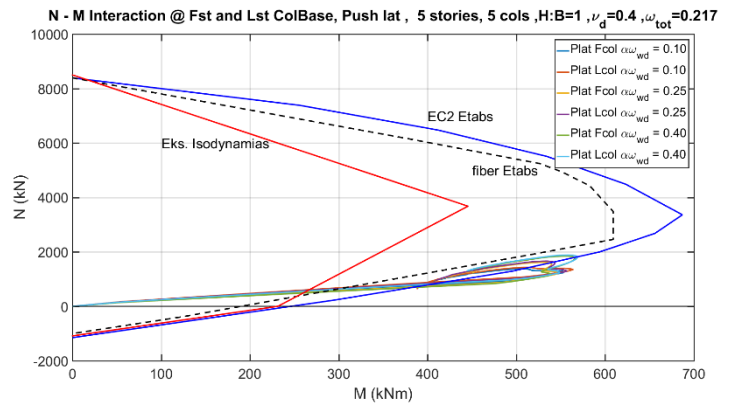
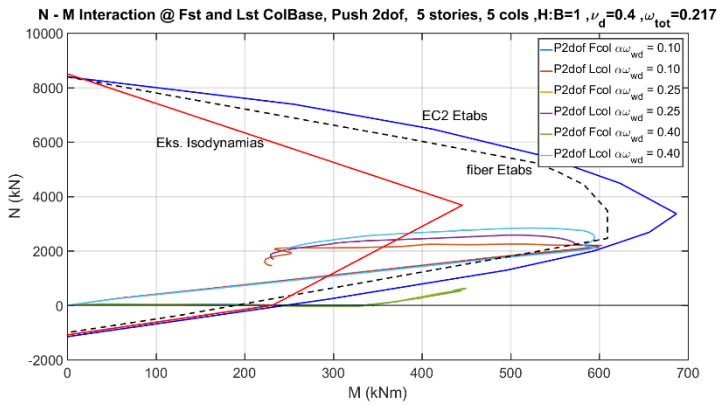
Το πρώτο τσάκισμα του διαγράμματος σηματοδοτεί την διαρροή του άνω χάλυβα , με το σκυρόδεμα να έχει διαρρεύσει πρωτύτερα, ενώ η κατεύθυνση της σχέσης αλληλεπίδρασης M-N προς τα πίσω δείχνει την πορεία της διατομής προς την αστοχία. Με την καινούργια δυσκαμψία να δημιουργείται «πιάνει δουλειά» ο πυρήνας της διατομής, με την αλληλεπίδραση M-N να αρχίσει να αυξάνει έως την διακοπή της εξαιτίας της διαρροής του περισφιγμένου σκυροδέματος. Από εκεί και πέρα μειώνεται η ροπή μικρή αύξηση της αξονικής έως την αστοχία του πυρήνα.



εικ.35 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστλωμάτων, H/B=1-3, κτίριο 7 ορόφων.



εικ.36 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων, H/B=1~3, κτίριο 6 ορόφων.

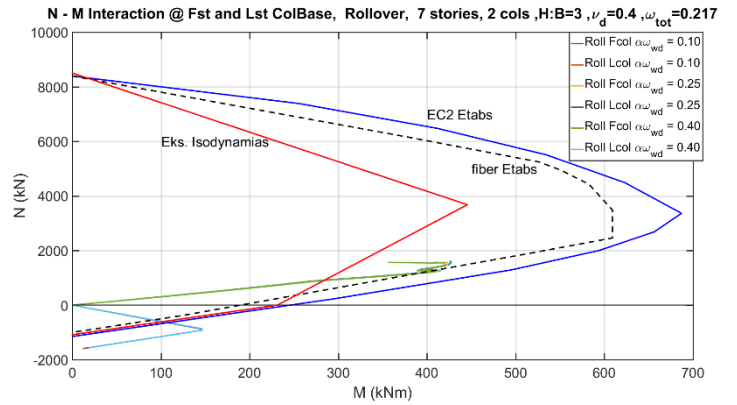
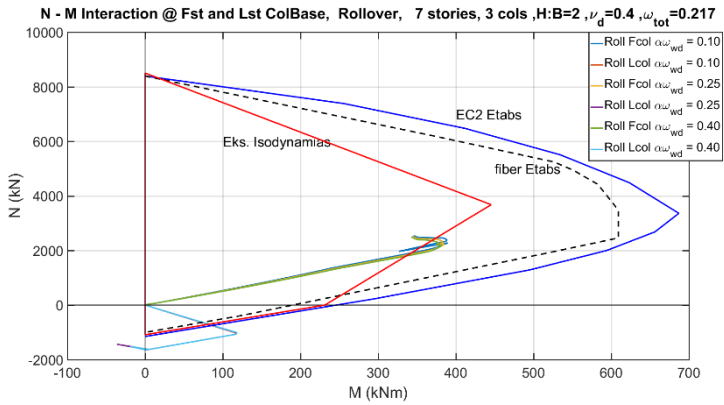
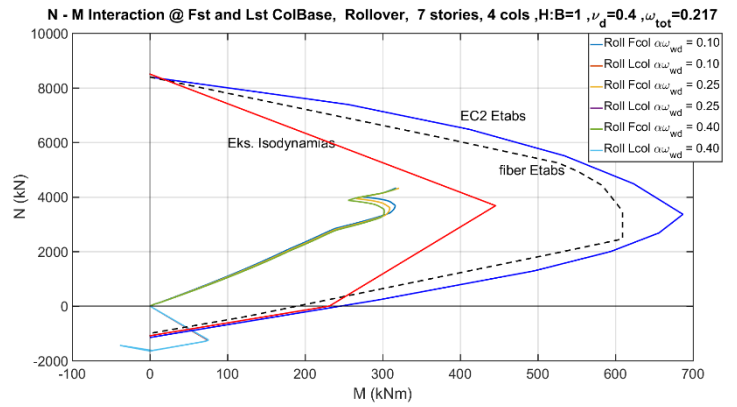
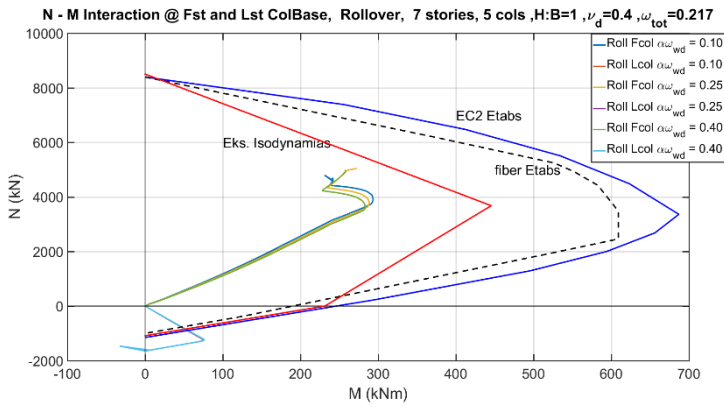


εικ.37 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστολωμάτων, H/B=1~3, κτίριο 5 ορόφων.

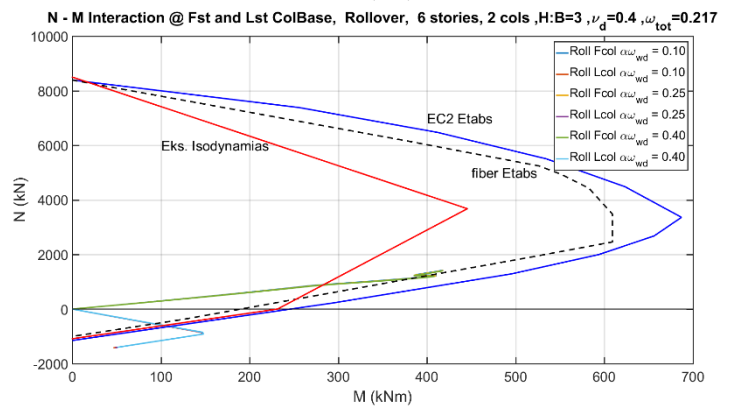
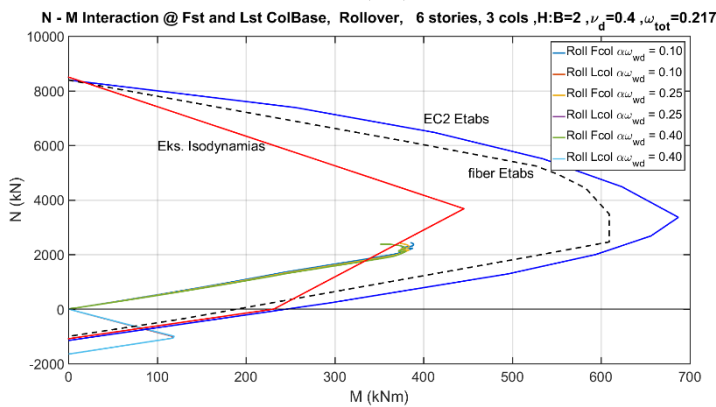
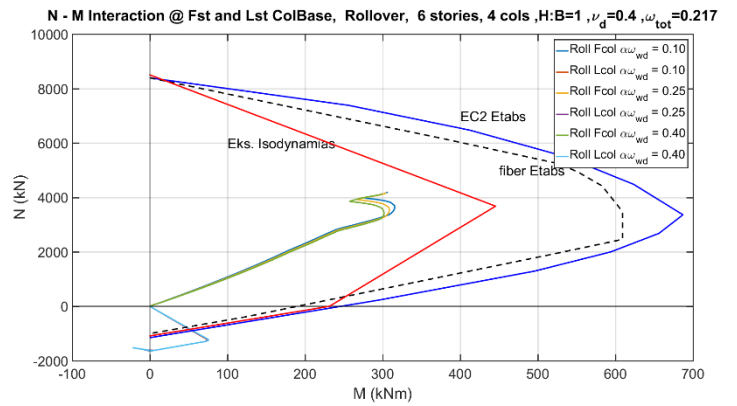
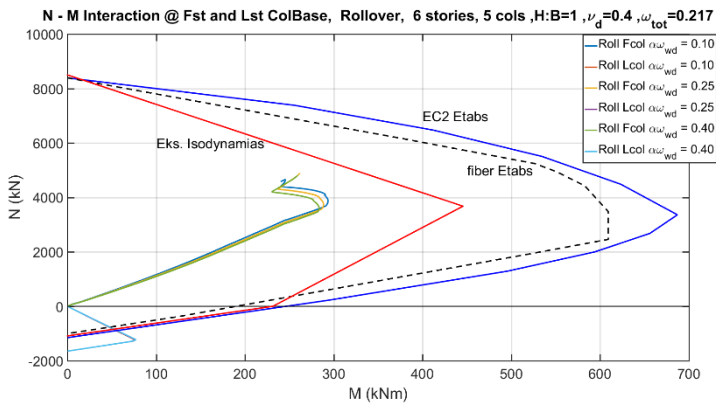
Στην περίπτωση της Rollover (εικ.38-40), παρατηρούμε ότι συνέβη το ακριβώς ανάποδο για τα υποστυλώματα της πιλοτής, με την αλληλεπίδραση για την διατομή του τελευταίου υποστυλώματος να πηγαίνει προς την περιοχή του εφελκυσμού με αρνητική κλίση, ενώ αυτήν του πρώτου υποστυλώματος προς την θλίψη.

Για την διατομή του τελευταίου υποστυλώματος δουλεύουν αποκλειστικά τα σίδερα, όπως έχουμε πει, όμως όπως φαίνεται από την σχέση αλληλεπίδρασης M-N αυξάνεται και η αξονική μαζί με τη ροπή, ενώ στο σημείο που τσακίζει το διάγραμμα συμβαίνει η διαρροή του εφελκυσμένου χάλυβα της κάτω ίνας. Από αυτή τη στιγμή, η σχέση αλληλεπίδρασης M-N κινείται με κατεύθυνση προς τον κατακόρυφο άξονα, και ο άνω χάλυβας πηγαίνει κι αυτός προς την διαρροή και αυξάνει την παραμόρφωσή του. Ο μοχλοβραχίονας μικραίνει, μικραίνει και η εσωτερική ροπή ωστόσο τελικά να μηδενιστεί με την διαρροή του θλιβόμενου χάλυβα και την αστοχία της διατομής από καθαρό εφελκυσμό. Συγκριτικά όσο μεγαλώνει ο γεωμετρικός λόγος H/B, τόσο μακρύτερα από τον κατακόρυφο άξονα φτάνει η σχέση αλληλεπίδρασης M-N, και άρα ο θλιβόμενος χάλυβας δεν φτάνει τη διαρροή του. Τέλος, συγκεκριμένα για H/B=3, όπου ο θλιβόμενος χάλυβας δεν φτάνει για κανένα ύψος ανωδομής στην διαρροή του, αναπτύσσει την μικρότερη παραμόρφωση για την πενταώροφη κατασκευή.

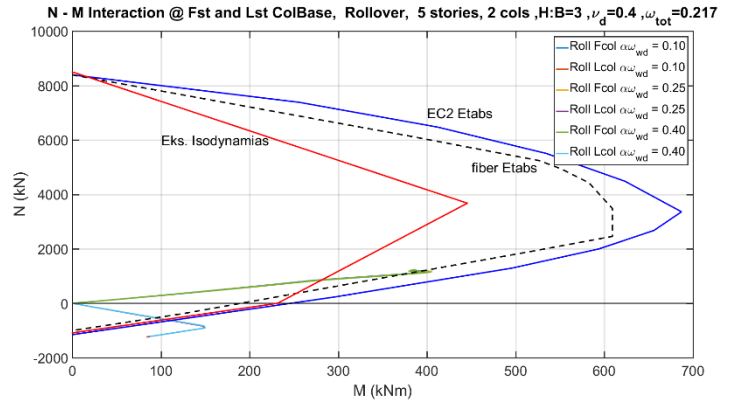
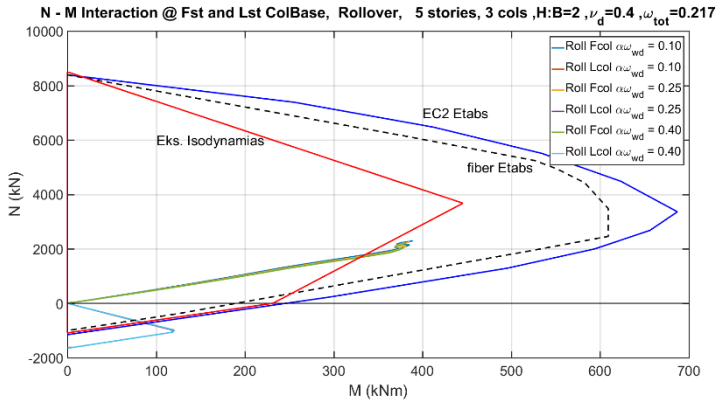
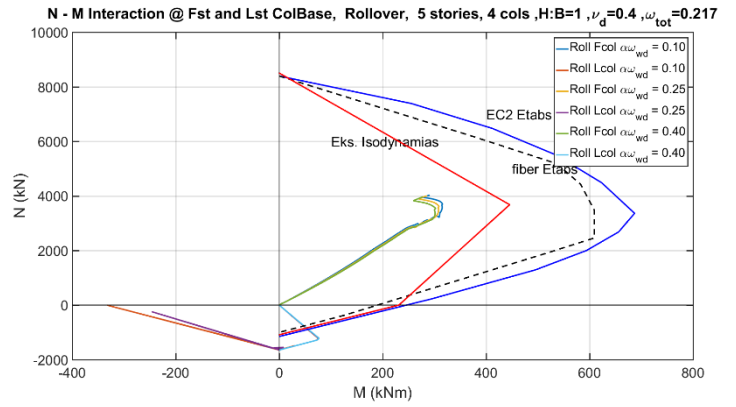
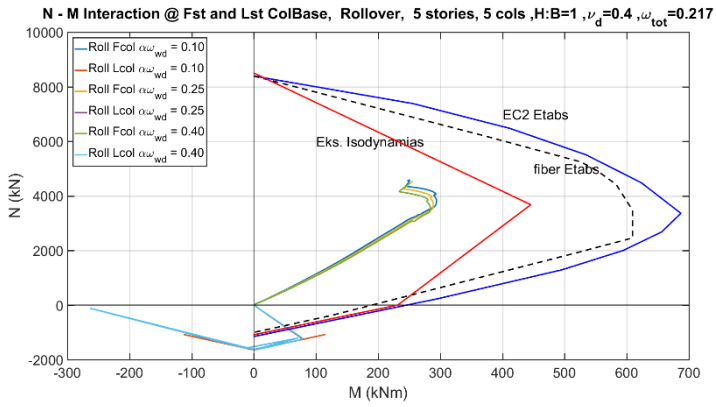
Η διατομή του πρώτου υποστυλώματος Fc01, αναλαμβάνει περισσότερη θλίψη ανάλογα με το πλήθος των υποστυλωμάτων και αυτό είναι κάτι που φαίνεται από την κλίση του διαγράμματος της. Όσον αφορά στην σχέση M-N, αυτή είναι γραμμική μέχρι την διαρροή του άνω χάλυβα. Το διάγραμμα τσακίζει τη στιγμή που ξεκινάει η διαρροή του σκυροδέματος, η διατομή αναπτύσσει μεγαλύτερη αξονική και μικρότερη ροπή και εν τέλει αστοχεί. Τέλος το σκυρόδεμα καθυστερεί να διαρρεύσει για την διατομή με την μικρότερη περίσφιξη αναπτύσσοντας παράλληλα το μεγαλύτερο ζεύγος M-N τόσο τη στιγμή αυτή όσο και κατά την αστοχία.



εικ.38 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων ,H/B=1~3 ,κτίριο 7 ορόφων ,Rollover



εικ.39 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων ,H/B=1~3 ,κτίριο 6 ορόφων ,Rollover



εικ.40 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστολωμάτων ,H/B=1~3 ,κτίριο 5 ορόφων ,Rollover

Κεφάλαιο 5

5.1 Συμπεράσματα

Όπως αποδείχτηκε από την έρευνα η συνήθης μονοβάθμια ανάλυση στην οποία υπόκεινται οι σύγχρονες κατασκευές , αδυνατεί να προσεγγίσει την επιβάρυνση της κατασκευής από την πιθανή συνύπαρξη με τον λικνισμό.

Η σύγκριση των καμπυλών αντίστασης για την Pushover 2dof και Pushover lat έδειξε ότι η ανάλυση για μονοβάθμια απόκριση οδηγεί σε υπολογισμό μεγαλύτερων δυνάμεων διαρροής R_y , ενώ από τα διαγράμματα φαίνεται να υπάρχει μια πιο πλάστιμη μετά-ελαστική συμπεριφορά. Αυτό όμως συνέβη εν αγνοία της συνύπαρξης και ανακατανομής των θλιπτικών και καμπτικών δυνάμεων στα υποστυλώματα. Βέβαια καθώς αυξήθηκε ο συντελεστής περίσφιξης και οι καμπύλες της Pushover 2dof έδειξαν μια ανάλογη πιο επιθυμητή συμπεριφορά . Αντιθέτως η αύξηση του λόγου H/B από 1 σε 3 είχε ως αποτέλεσμα να μειωθούν οι δυνάμεις διαρροής , αφού μειώθηκε και το πλήθος των ενδιάμεσων υποστυλωμάτων.

Για την Rollover ανάλυση έγινε σύγκριση της καμπύλης ενός κτιρίου με $T_L=0.1$ sec με ένα αντίστοιχο αλλά με $T_L=1.2$ sec. Αυτή η σύγκριση μπόρεσε να επιτευχθεί από τη στιγμή που η λικνιστική αδράνεια προκύπτει από την μάζα που ενεργοποιείται σε οριζόντια απόκριση . Συνεπώς αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο , αυξάνεται και η λικνιστική μάζα , εφόσον το κτίριο ξετάζεται σε στροφή. Αυτό επισημαίνεται γιατί τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τις Pushover δεν ήταν το ίδιο εμφανή. Για ένα πιο εύκαμπτο κτίριο αποδείχτηκε ότι η Ροπή που δέχτηκε πριν αυτό διαρρεύσει ήταν μεγαλύτερη καθώς και η στροφή θ που υποβλήθηκε το KM.

Τα διαγράμματα ροπής για τις δύο Pushover ,είχαν διαφορετικά αποτελέσματα. Για την Pushover 2dof , το υποστύλωμα που ανέπτυξε την μικρότερη ροπή ήταν το πρώτο , καθώς ήταν και το πρώτο που διέρρευσε , ενώ ακολούθησε το τελευταίο που είχε μεν την ίδια διατομή μεν αλλά είναι εκείνο που συμμετέχει πιο πολύ στην λίκνιση, αφού διέρρευσε και αυτό η ροπή μεταφέρθηκε στα «μεγαλύτερα» ενδιάμεσα υποστυλώματα , από το δεύτερο στο τρίτο και εν συνεχεία στο τέταρτο για την περίπτωση των πέντε υποστυλωμάτων και από το δεύτερο στο τρίτο για την περίπτωση των τεσσάρων. Για τα τρία υποστυλώματα , το μεσαίο ήταν εκείνο που άντεξε τη μεγαλύτερη ροπή . Στα δύο υποστυλώματα , αναγκαστικά όλη τη ροπή την «πήρε» το δεύτερο υποστύλωμα , έχοντας την ίδια διατομή με το πρώτο. Όπως ήταν αναμενόμενο τα διαγράμματα έδειξαν ότι ο μεγαλύτερος συντελεστής περίσφιξης βοήθησε περισσότερο το πρώτο υποστύλωμα , πράγμα που έγινε και για τα υπόλοιπα υποστυλώματα αλλά σε μικρότερο βαθμό. Ωστόσο η σύγκριση της μέγιστης ροπής που ανέλαβε κάθε υποστύλωμα σε σχέση με την μέγιστη του πρώτου υποστυλώματος έδειξε διαφορετικά αποτελέσματα για τους συντελεστές περίσφιξης , καθώς αποδείχτηκε ότι για μικρότερο συντελεστή περίσφιξης η ροπή που ανέπτυξαν πριν την διαρροή ήταν μεγαλύτερη, ενώ μειώθηκε ανάλογα με την αύξηση του συντελεστή περίσφιξης . Αυτό ήταν κάτι που ίσχυσε για όλους τους τύπους κτιρίων και για όλα τα H/B. Αντίθετα για την Pushover lat, δηλαδή την μονοβάθμια, η ροπή που ανέπτυξαν το πρώτο και το τελευταίο υποστύλωμα ήταν περίπου οι ίδιες , φάνηκε να διέρρευσαν ταυτόχρονα , καθώς είχαν ίδια διατομή και σίδερα. Τα ενδιάμεσα υποστυλώματα γι' αυτήν την περίπτωση φάνηκε να αντέχουν παραπάνω , χωρίς όμως να υπάρχει κάποια ανακατανομή καμπτικής αντίστασης μεταξύ τους και να αντέχουν την ίδια ροπή. Αυτό ίσχυσε για όλους τους τύπους των κτιρίων. Η περίσφιξη λειτούργησε όπως αναμενόταν, με την μεγαλύτερη

να συμβάλει και στην ανάπτυξη μεγαλύτερων αντιστάσεων. Η αντίστοιχη σύγκριση της μέγιστης ροπής με την μέγιστη του πρώτου για την μονοβάθμια Pushover έδειξε συμφωνία με τα διαγράμματα ροπής. Τέλος πρέπει να ειπωθεί ότι το «χαμήλωμα» του ύψους του κτιρίου είχε αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγαλύτερων ροπών, κάτι που ήταν περισσότερο εμφανές για την Pushover 2dof.

Από την άλλη πλευρά, η Rollover ανάλυση, έδειξε κάτι διαφορετικό. Κατά την στροφή της άκαμπτης ανωδομής, το σημείο καμψής δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών κατέβηκε χαμηλότερα από το μέσον για τα υποστυλώματα, που σημαίνει ότι η κεφαλή τους έστριψε. Ωστόσο η μεταβολή αυτή δεν ήταν ίδια για όλα τα υποστυλώματα. Στα διαγράμματα σύγκρισης της ροπής κεφαλής με την ροπή στη βάση καταρχάς φαίνεται το ποσοστό της μεγαλύτερης ροπής που αναλαμβάνει η κεφαλή των υποστυλωμάτων, σε όλες τις περιπτώσεις η κεφαλή του πρώτου υποστυλώματος φάνηκε να στρίβει, όμως για την περίπτωση τόσο των πέντε υποστυλωμάτων όσο και των τεσσάρων το δεύτερο υποστυλώμα προσπάθησε να ισορροπήσει την κατάσταση, δηλαδή είχαμε μια άνοδο του σημείου καμψής προς το μέσον άρα και αντίστοιχη μείωση του ποσοστού. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα ακολούθησαν και αυτά την στροφή του πρώτου υποστυλώματος, καθώς το σημείο καμψής κατέβηκε πάλι. Με άλλα λόγια φάνηκε να δημιουργείται ένας πόλος στροφής περί την κορυφή του δεύτερου υποστυλώματος. Όμοια για τα τρία υποστυλώματα, ο πόλος στροφής δημιουργήθηκε στην κεφαλή του μεσαίου υποστυλώματος, ο άξονας του οποίου διέρχεται και από το ΚΜ της ανωδομής. Για τα δύο υποστυλώματα η κεφαλή του δεύτερου υποστυλώματος ανέπτυξε σχετικά μικρότερη στροφή. Μικρότερη στροφή επιτεύχθηκε για την περίπτωση της μεγαλύτερης περίσφιξης.

Για την περίπτωση της Pushover 2dof, η διασπορά στις καμπτικές αντιστάσεις ακολουθήθηκε και για τα θλιπτικά φορτία. Την μικρότερη αξονική ανέπτυξε το πρώτο υποστυλώμα ενώ το τελευταίο ανέπτυξε σημαντικά μεγαλύτερη αξονική για όλες τις περιπτώσεις κτιρίων και όλους του λόγους H/B. Όμως η ανακατανομή των αξονικών ήταν διαφορετική γιατί φάνηκε στην περίπτωση τόσο των πέντε όσο και των τεσσάρων υποστυλωμάτων το δεύτερο υποστυλώμα ήταν εκείνο που κλήθηκε να αναλάβει το φορτίο της αξονικής, όμως διέρρευσε πρώτα από καμπτικά φορτία με συνέπεια η αξονική που ανέλαβε να είναι μικρότερη από το τελευταίο υποστυλώμα. Το υποστυλώμα που έδειξε μεγαλύτερη αντοχή ήταν και για τις δύο περιπτώσεις το προτελευταίο. Στην περίπτωση των τριών υποστυλωμάτων όμως φάνηκε κάτι διαφορετικό, καθώς το πρώτο υποστυλώμα ανέπτυξε πολύ μικρές αξονικές με αποτέλεσμα και όπως θα αποδειχτεί και στην συνέχεια από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, πέρασε στον εφελκυσμό, δηλαδή αστόχησε το σκυρόδεμα. Έτσι η αξονική παραλήφθηκε απ' ευθείας από το τελευταίο υποστυλώμα, ουσιαστικά ήταν εκείνο που κλήθηκε να αναλάβει την μεγαλύτερη ποσότητα αξονικής, μεγαλύτερη και από το μεσαίο υποστυλώμα. Και πιθανότατα αστόχησε από αξονική πριν προλάβει να αναπτύξει σημαντικές καμπτικές παραμορφώσεις. Η τελευταία αυτή παρατήρηση είναι ιδιαίτερα εμφανής στα διαγράμματα σύγκρισης των αξονικών, ενώ επίσης φαίνεται ότι η μικρότερη περίσφιξη οδήγησε σε μεγαλύτερη ανάληψη αξονικών. Αντίθετα για την μονοβάθμια απόκριση η λογική ήταν ίδια με τα διαγράμματα ροπής, καθώς τα ενδιάμεσα υποστυλώματα ανέπτυξαν μεγαλύτερες αξονικές λόγω μεγαλύτερης διατομής.

Για την Rollover ανάλυση συγκρίθηκαν οι αξονικές του τελευταίου προς το πρώτο υποστύλωμα , στην οποία αποδείχτηκε επικράτησε μια αντίστροφη σχέση , όπου ο εφελκυσμός μεταφέρθηκε προς τα πίσω , με το τελευταίο υποστύλωμα να αναλαμβάνει το μεγαλύτερο κομμάτι της πίττας ,ενώ στο πρώτο υποστύλωμα ανεξάρτητα από το H/B επικράτησε η ισχυρή θλίψη.

Η σύγκριση των καμπυλοτήτων των ακραίων υποστυλωμάτων για τις δύο Pushover έδειξε τη μεγαλύτερη απαίτηση του τελευταίου υποστυλώματος να καμπυλωθεί καθώς ύστερα από την αστοχία του πρώτου εκείνο ήταν που ανέλαβε τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Μεγαλύτερη και γρηγορότερη απαίτηση σε καμπυλότητα ζητήθηκε για την μικρότερη περίσφιξη . Όμως από τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων αποδείχτηκε ότι το πρώτο υποστύλωμα αστόχησε πιο πλαστικά από το τελευταίο αναπτύσσοντας ένα πιο επιθυμητό διάγραμμα , εν αντιθέσει με το τελευταίο που αν και παρέλαβε μεγαλύτερη ροπή ανέπτυξε σημαντικά μικρότερη καμπυλότητα. Για την μονοβάθμια ανάλυση η ζήτηση των υποστυλωμάτων σε καμπυλότητα ήταν ίδια , καθώς σύμφωνα με τα διαγράμματα ροπής αστόχησαν μαζί , και απαίτησαν την ίδια καμπυλότητα ανεξάρτητα από την συντελεστή περίσφιξης. Τα διαγράμματα ροπής καμπυλότητας έδειξαν ότι και οι δύο διατομές των ακραίων υποστυλωμάτων ανέλαβαν την ίδια ροπή , ενώ η καλύτερη περίσφιξη οδήγησε σε ένα πιο επιθυμητό διάγραμμα.

Η απαίτηση καμπυλότητας του τελευταίου υποστυλώματος ήταν μεγαλύτερη και για την Rollover ανάλυση , ενώ μειώθηκε σύμφωνα με την μείωση των υποστυλωμάτων ανάλογα με τον λόγο H/B . Όπως είπαμε επικράτησε εφελκυσμός για το τελευταίο υποστύλωμα και πολύ ισχυρή και αυξανόμενη θλίψη για το πρώτο. Η διαρροή των θλιβόμενων υλικών (χάλυβα και σκυροδέματος) , ανέκοψε την ανοδική πορεία της απαίτησης για καμπυλότητα από το τελευταίο υποστύλωμα. Για H/B=2 και 3 η διατομή βάσης του πρώτου υποστυλώματος δεν έφτασε στην διαρροή.

Το τελευταίο υποστύλωμα αρχικά ανέπτυξε μικρότερη πλαστική στροφή από το πρώτο και αυτό συνέβη επειδή το πρώτο υποστύλωμα αστόχησε πρώτο, για την Pushover 2dof. Όμως η αστοχία του δεύτερου υποστυλώματος οδήγησε σε αύξηση της απαίτησης σε πλαστική στροφή στην συνέχεια και γι' αυτό. Ωσπου τελικά με την αστοχία και των δύο η απαίτηση σε πλαστική στροφή έγινε ίδια και για τα δύο υποστυλώματα. Στην Pushover 1d ,τα ακραία υποστυλώματα αστόχησαν σχεδόν ταυτόχρονα οπότε η απαίτηση σε πλαστική στροφή ήταν ίδια και για τα δύο υποστυλώματα.

Αντίθετα στην Rollover , η διατομή βάσης του τελευταίου υποστυλώματος αστόχησε πρώτη λόγω του εφελκυσμού, με αποτέλεσμα να ζητάει μεγαλύτερη πλαστική στροφή. Στην συνέχεια με την διαρροή των θλιβόμενων υλικών (άνω χάλυβα και σκυροδέματος) της διατομής και του πρώτου υποστυλώματος η κατάσταση έδειξε να εξισορροπείται.

Η απαίτηση για μεγαλύτερη θλίψη στην ίνα του σκυροδέματος, για την Pushover 2dof, ήταν μεγαλύτερη για το τελευταίο υποστύλωμα. Όπως είδαμε στην αντίστοιχη θλιβόμενη ίνα της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος οι τάσεις έφτασαν κοντά στις εφελκυστικές και άλλες φορές ξεπεράστηκαν κιόλας ,όπως στην περίπτωση για H/B=2. Όταν το πρώτο υποστύλωμα αστόχησε λόγω καμπτικών φορτίων η περισσότερη θλίψη μεταφέρθηκε στο τελευταίο υποστύλωμα το οποίο «ζήτησε» περισσότερη θλίψη . Λιγότερη απαίτηση σε θλίψη είχε η περίπτωση για H/B=1 και 4

υποστυλώματα , ενώ την περισσότερη η περίπτωση για 3 , ενώ για τον μικρότερο συντελεστή περίσφιξης απαιτήθηκε και η περισσότερη θλίψη. Για την κλασική μέθοδο της Pushover αντίθετα , δεν φάνηκε κάποια διαφοροποίηση στην απαίτηση για θλίψη, από την στιγμή που και τα δύο υποστυλώματα διέρρευσαν μαζί.

Στα διαγράμματα για την Rollover , δεν υφίσταται ακραία θλιβόμενη ίνα για τη διατομή βάσης του τελευταίου υποστυλώματος, αφού αυτή έχει αστοχήσει από εφελκυσμό. Συνεπώς η εμφανιζόμενη απαίτησή της για παραμόρφωση στα διαγράμματα συναρτάται με την παραμόρφωση του άνω χάλυβα. Μόλις διαρρεύσει το σκυρόδεμα της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος, αρχίζει και αποκτά μεγαλύτερη απαίτηση σε παραμόρφωση. Τέλος με την αστοχία του σκυροδέματος σταματάει αυτή η ανοδική πορεία.

Σύμφωνα με την θεωρούμενη λικνιστική κίνηση , περισσότερη απαίτηση για εφελκυσμό έδειξε η διατομή του πρώτου υποστυλώματος για την Pushover 2dof , κάτι που έγινε ακόμη πιο έντονο μετά την αστοχία από κάμψη. Η μεγαλύτερη απαίτηση σημειώθηκε για τα 3 και 2 υποστυλώματα ,ενώ σε γενικότερο πλαίσιο για την περίπτωση της μικρότερης περίσφιξης. Καλύτερη συμπεριφορά επιδείχτηκε για την περίπτωση των τεσσάρων υποστυλωμάτων. Όμοια με την θλίψη έτσι και για τον εφελκυσμό, απόλυτη ταύτιση έδειξαν οι διατομές βάσης του πρώτου και του τελευταίου για την Pushover 1d .

Για την ανάλυση Rollover, ο χάλυβας του πρώτου υποστυλώματος βρίσκεται υπό πολύ μικρές εφελκυστικές παραμορφώσεις συνεργαζόμενος με την αργή θλίψη που επικρατεί στην άνω ίνα της διατομής. Αντίθετα ο κάτω χάλυβας της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος έχει ήδη διαρρεύσει και αναπτύσσει μεγάλες παραμορφώσεις. Όταν διαρρεύσει και ο άνω χάλυβας της διατομής βάσης του πρώτου υποστυλώματος αρχίζει και αυξάνεται και η απαίτηση για παραμόρφωση για τον κάτω.

Όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως γίνονται πιο ξεκάθαρα με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης ροπής – αξονικής τα οποία συγκρίνονται με την περιβάλλουσα του κανονισμού (EC2) με τρεις διαφορετικές μεθόδους και με θεώρηση ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς για τα υλικά ,για τις διατομές βάσης του πρώτου και του τελευταίου υποστυλώματος . Για την Pushover 2dof , η σχέση αλληλεπίδρασης M-N για τη διατομή βάσης του πρώτου υποστυλώματος πάει προς τον εφελκυσμό ενώ για την αντίστοιχη διατομή του τελευταίου προς την θλίψη. Αντίθετα για την μονοβάθμια ανάλυση και οι δυο διατομές αναπτύσσουν περίπου τα ίδια μεγέθη με ροπή και αξονική.

Για την Rollover , η κατάσταση για τις διατομές βάσης των ακραίων υποστυλωμάτων είναι ακριβώς αντίστροφη αφού στο πρώτο αναπτύσσεται θλίψη και στο τελευταίο εφελκυσμός.

Όλη αυτή η διαδικασία έδειξε, την συμπεριφορά, συνεργασία και αλληλεξάρτηση των υλικών των διατομών βάσης για τα ακραία υποστυλώματα, πράγμα που δεν μπορεί να αποτυπωθεί στην μονοβάθμια ανάλυση.

5.2 Επίλογος

Η διαδικασία του πειράματος έγινε για 3 τύπους κτιρίων , με διαφορετικό ύψος ενώ ο λόγος H/B λήφθηκε υπόψη σε συνδυασμό με ένα θεωρούμενο ελάχιστο άνοιγμα δοκών, ώστε το μοντέλο να προσεγγίσει όσο περισσότερο γίνεται μια πραγματική κατασκευή.

Οι αναλύσεις έγιναν υπό την μορφή στατικής ανελαστικής ανάλυσης , δίνοντας μια μικρή μετακίνηση/στροφή στο ΚΜ. Η συμπερίληψη της αύξησης της ιδιοπεριόδου με ταυτόχρονη μείωση της δυσκαμψίας και αύξηση της μάζας σε οριζόντια απόκριση δεν φάνηκε να επηρεάζει ιδιαίτερα τις Pushover 2dof και lat. Αυτό συνέβη γιατί δεν λαμβάνονται υπόψη από το πρόγραμμα σε μια τέτοια ανάλυση αυτές οι τροποποιήσεις. Ίσως μια ιδιομορφική ανάλυση να είχε περισσότερο νόημα για τη συνεισφορά της ενδοσιμότητας της κατασκευής.

Οι διατομές των υποστυλωμάτων επιλέχθηκαν να είναι τετραγωνικές για απλότητα . Τι θα συνέβαινε όμως εάν η διάσταση τους κατά τον άξονα της κάμψης ήταν μεγαλύτερη. Επίσης τα σίδερα που τοποθετήθηκαν ακολούθησαν την γεωμετρία της διατομής , καθώς έγινε η υπόθεση ότι μεγαλύτερη διατομή θα είναι οπλισμένη με περισσότερα . Αν όμως η επιλογή ήταν πιο αυθαίρετη ή είχε προκύψει από μια στατική ανάλυση , θα άλλαζε κάτι;

Ακόμη δεν λήφθηκαν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης ή η ολίσθηση των ράβδων (bond slip) που συμβαίνει σε περιπτώσεις ανακύκλισης του σκυροδέματος.

Το μοντέλο αναλύθηκε για την μέγιστη ανηγμένη αξονική που μπορούν να αναπτύξουν τα υποστυλώματα με το συνδυασμό της μέγιστης ροπής που μπορούν να αναλάβουν (balanced point). Ενδιαφέρον θα είχε η αλληλεπίδραση της αξονικής και για άλλες τιμές. Όπως επίσης θα μπορούσαν να αλλάξουν και οι τιμές για τα υλικά.

Τέλος θα μπορούσαν τα υποστυλώματα της πιλοτής είχαν διαφορετικό ύψος , με την υπόθεση ότι υπάρχει κατάσταση με ημιώροφο ή πατάρι , ή ακόμη και η πιλοτή να είναι εν μέρει τοιχοπληρωμένη.

Αυτά είναι κάποια από τα ερωτήματα που θα μπορούσαν να ληφθούν υπόψη σε μελλοντικές αναλύσεις καθώς υπάρχει πάντοτε η αναζήτηση για νέες έρευνες λαμβάνοντας υπόψη περισσότερες παραμέτρους.

Πηγές

- (1) <https://en.wikipedia.org/wiki/Piloti>
- (2) <https://el.wikipedia.org/wiki/Πολυκατοικία>
- (3) <https://www.tanea.gr/2023/05/12/greece/pigi-kindynon-oi-pilotes-sta-palia-ktiria/>
- (4) <https://www.archdaily.com/948273/the-5-points-of-modern-architecture-in-contemporary-projects>
- (5) [Preliminary Reconnaissance Report on February 6, 2023 Kahramanmaraş-Pazarçık \(M_w=7.7\) and Elbistan \(M_w=7.6\) Earthquakes](#)
- (6) [Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings.](#)M. Jara*, E.J. Hernández, B.A. Olmos, G. Martínez
- (7) [Seismic Performance of Rocking Oscillators on a Soft Story : Elastic Response ,Zeris 2014](#)
- (8) [Seismic Performance of Rocking Oscillators on a Soft Story : Inelastic Response ,Zeris & Scoddegio 2019](#)
- (9) [ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMNS UNDER UNIAXIAL EXCITATION \(Christos A. Zeris – Stephen A. Mahin, 1988\)](#)
- (10) [BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES SUBJECTED TO UNIAXIAL EXCITATION \(Christos A. Zeris – Stephen A. Mahin, 1991\)](#)
- (11) [A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures \(Fabio F.Taucer - Enrico Spacone - Filip C. Filippou 1991\)](#)
- (12) https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page
- (13) [OpenSees Command Language Manual 2007](#)
- (14) <https://wiki.tcl-lang.org/>
- (15) <https://www.mathworks.com/>