



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Δ Ι Π Λ Ω Μ Α Τ Ι Κ Η Ε Ρ Γ Α Σ Ι Α

*«ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ
ΜΕ ΣΥΝΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΞΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ
ΣΤΗ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ»*



ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΚΟΝΤΟΜΗΤΡΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2016



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Δ Ι Π Λ Ω Μ Α Τ Ι Κ Η Ε Ρ Γ Α Σ Ι Α

*«ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ
ΜΕ ΣΥΝΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΞΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ
ΣΤΗ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ»*

ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΚΟΝΤΟΜΗΤΡΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2016

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη	- 1 -
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	- 2 -
1.1 Γενικά	- 2 -
1.2 Αντικείμενο της εργασίας	- 2 -
1.3 Ορισμοί βασικών εννοιών	- 3 -
Κεφάλαιο 2: Θεμελιώδεις έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού	- 4 -
2.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας	- 4 -
2.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας	- 4 -
2.3 Αντισεισμικότητα — Πλαστιμότητα	- 5 -
2.4 Πλαστικές αρθρώσεις	- 7 -
2.5 Καμπύλη ικανότητας.....	- 9 -
2.6. Καμπύλη F - δ δομικού στοιχείου ή διατομής	- 9 -
2.7. Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής.....	- 14 -
2.8 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	- 15 -
2.9 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	- 17 -
2.10 Βασικές έννοιες όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	- 18 -
2.10.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού	- 18 -
2.10.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού	- 19 -
2.10.3 Κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία.....	- 20 -
2.11 Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση	- 20 -
2.11.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου	- 20 -
2.11.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής	- 21 -
2.11.3 Προσομοίωση και ανάλυση.....	- 22 -
2.11.4 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου.....	- 22 -
2.11.5 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος.....	- 23 -
2.11.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης.....	- 23 -
Κεφάλαιο 3: Περιγραφή και προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής	- 25 -
3.1 Γνωριμία με τον υπο μελέτη φορέα	- 25 -
3.2 Προσομοίωση φορέα.....	- 28 -
3.2.1 Γενικά	- 28 -

3.2.2 Υλικά προσομοιώματος	- 30 -
3.2.2.1 Γενικά	- 30 -
3.2.2.2 Ανελαστική συμπεριφορά σκυροδέματος	- 30 -
3.2.2.3 Ανελαστική συμπεριφορά χάλυβα ράβδων οπλισμού	- 33 -
3.2.3 Περιγραφή διατομών	- 36 -
3.2.3.1 Δοκοί και υποστυλώματα	- 36 -
3.2.3.2 Τοιχεία	- 37 -
3.2.3.3 Πλάκες-διαφράγματα	- 38 -
3.2.4 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων.....	- 40 -
3.2.5 Καθορισμός φορτίσεων	- 42 -
3.2.5.1 Κατακόρυφα φορτία.....	- 42 -
3.2.5.2 Οριζόντια φόρτιση	- 43 -
3.2.6 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων	- 44 -
3.2.6.1 Γενικά	- 44 -
3.2.6.2 Υποστυλώματα	- 47 -
3.2.6.3 Δοκοί	- 49 -
Κεφάλαιο 4 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου	- 51 -
4.1 Ιδιομορφική ανάλυση.....	- 51 -
4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis).....	- 54 -
4.2.1 Γενικά	- 54 -
4.2.2 Εφαρμογή ανελαστικής ανάλυσης	- 55 -
4.2.3 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης	- 62 -
4.2.4 Συμπεράσματα ανάλυσης	- 68 -
Κεφάλαιο 5: Συγκριτική μελέτη αποτελεσμάτων ανελαστικών αναλύσεων μεταξύ ΚΑΝ. ΕΠΕ. και Ε.Σ.8 – μέρος 3.....	- 69 -
5.1 Στοιχεία πλαισίου	- 69 -
5.2 Φορτία	- 71 -
5.3 Προσδιορισμός ανελαστικών χαρακτηριστικών στοιχείων πλαισίου	- 72 -
5.3.1 Ανάλυση κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ.	- 72 -
5.3.2 Ανάλυση κατά Ε.Σ. 8 – μέρος 3.....	- 75 -
5.4 Ανελαστική στατική ανάλυση πλαισίου	- 79 -
5.4.1 Ανάλυση κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ.	- 79 -
5.4.2 Ανάλυση κατά Ε.Σ.8	- 81 -

5.5 Συμπεράσματα σύγκρισης.....	- 81 -
Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα	- 83 -
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ:.....	- 85 -

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον κ. Ε. Βουγιούκα, επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, για την πολύτιμη βοήθεια και στήριξή του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης αυτής.

Θερμές ευχαριστίες οφείλονται και στον υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π. κ. Ιωάννη Καπογιάννη για την ουσιαστική του συμβολή σε όλα τα στάδια υλοποίησης της εργασίας αυτής.

Τέλος ευχαριστώ την οικογένειά μου για τη συνεχή στήριξη και συμπαράσταση και σ' αυτό το βήμα της ζωής μου.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένο το 1969, έναντι σεισμικών δράσεων με την μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover). Αναλυτικότερα:

Το κεφάλαιο 1 περιγράφει το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας ενώ παράλληλα δίνονται οι ορισμοί των βασικότερων εννοιών που διέπουν τη φιλοσοφία της αποτίμησης.

Το κεφάλαιο 2 αναφέρει τις θεμελιώδεις έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών, τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. στις οποίες βασιστήκαμε τόσο για την προσομοίωση όσο και για την αποτίμηση.

Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτιρίου και ο τρόπος εισαγωγής του στο λογισμικό. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των διατομών, οι φορτίσεις κ.α.

Στο κεφάλαιο 4 περιγράφεται η διαδικασία της αποτίμησης του φορέα μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) στο πρόγραμμα SAP2000, επίσης εξετάζονται τα αποτελέσματά της.

Στο κεφάλαιο 5 αναλύεται ένα επίπεδο πλαίσιο σχεδιασμένο με τη λογική του δύσκαμπτου ζυγώματος έναντι πιο εύκαμπτων κατακόρυφων μελών (πρό 1985) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ε.Σ.8 και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των δύο κανονισμών, τόσο σε επίπεδο μέλους όσο και σε επίπεδο φορέα.

Στο κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της ανάλυσης σχετικά με την αντιμετώπιση-προσέγγιση του θέματος και σχολιάζονται τα αποτελέσματα της συμπεριφοράς του κτιρίου.

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ο μηχανικός έχει ως σκοπό να μελετήσει και να φτιάξει κατασκευές από συγκεκριμένα υλικά, οι οποίες θα παραμένουν ασφαλείς και λειτουργικές στη διάρκεια της ζωής τους. Μία από τις κυριότερες φορτίσεις των κατασκευών είναι οι σεισμικές καταπονήσεις, ιδιαίτερα στη χώρα μας η οποία βρίσκεται σε μια κατεξοχήν σεισμογενή περιοχή, που έχουν ως αποτέλεσμα μια σειρά βλαβών στα δομικά στοιχεία της κατασκευής και αναλόγως την έκταση που αυτές μπορούν να πάρουν ενδέχεται να οδηγήσουν ακόμη και σε απώλεια ανθρώπινων ζωών. Τα σημαντικότερα προβλήματα εμφανίζονται σε περιπτώσεις υφιστάμενων κατασκευών, οι οποίες δεν είναι σε θέση να φέρουν τα φορτία που αναμένονται από έναν ενδεχόμενο σεισμό. Αυτό συμβαίνει διότι το μεγαλύτερο ποσοστό του δομικού πλούτου της Ελλάδας αλλά και του πλανήτη είναι κατασκευασμένο με προγενέστερους κανονισμούς οι οποίοι υστερούν έναντι των ισχυόντων, δηλαδή παρουσιάζουν ελλείψεις και ανεπάρκειες. Γεννήθηκε λοιπόν η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς αυτών των κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων έτσι ώστε να έχουμε μια εικόνα για τη διάσταση του προβλήματος και να βρεθεί μια οικονομικά εφικτή λύση των μέτρων επέμβασης και ενίσχυσης.

Στις μέρες μας το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης καλύπτεται από το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 (EC 8) και όσον αφορά τον ελληνικό χώρο, από τον Νέο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

1.2 Αντικείμενο της εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία στοχεύει στην ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, δηλαδή στον υπολογισμό των πιθανών ανεπαρκειών των δομικών στοιχείων της, με χρήση της κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ανελαστικής στατικής μεθόδου (μέθοδος push-over).

1.3 Ορισμοί βασικών εννοιών

Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι η ποσοτική εκτίμηση και ο έλεγχος επάρκειάς της έναντι μιας συγκεκριμένης σεισμικής δράσης. Το αποτέλεσμα της θα καταδείξει την ύπαρξη ή όχι, ανάγκης ενίσχυσης, της υπό μελέτη κατασκευής.

Ενίσχυση είναι η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού. Στη διαδικασία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα μέτρα αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα, κ.λπ.) ενός φορέα μέχρι ένα απαιτούμενο επίπεδο.

Επέμβαση είναι η ευρύτερη διαδικασία που αφορά είτε την επισκευή της κατασκευής είτε την ενίσχυση της είτε την κατεδάφισή της και την ανέγερση νέας.

Επισκευή είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

Κεφάλαιο 2: Θεμελιώδεις έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού

2.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας). Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

2.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε

στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής.

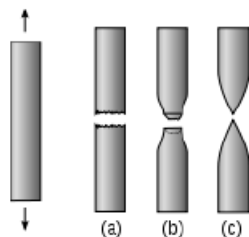
		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλιψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάλιψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάλιψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Σχ.2.1: Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά EC8 - 3

2.3 Αντισεισμικότητα — Πλαστιμότητα

Στις σεισμογενείς περιοχές επιβάλλεται οι κατασκευές να είναι αντισεισμικές. Στις αντισεισμικές κατασκευές πρέπει να εξασφαλίζεται πλαστιμότητα του συνόλου του δομήματος αλλά και των μελών της κατασκευής που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων.

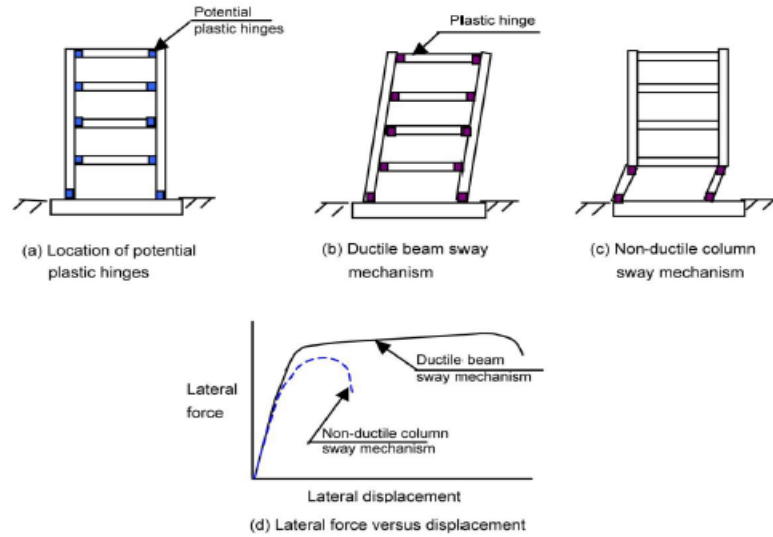
Με τον όρο πλαστιμότητα μπορούμε να χαρακτηρίσουμε ένα υλικό ή μια κατασκευή ή και μέλος της κατασκευής. Τα υλικά μπορεί να έχουν μικρή ή μεγάλη πλαστιμότητα, εκείνα με μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται και ως ψαθυρά υλικά, ένα τέτοιο υλικό είναι το άοπλο σκυρόδεμα, ενώ τα υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα όπως είναι ο χάλυβας. Μιλάμε για ψαθυρότητα, όταν το υλικό ή η κατασκευή θραύονται απότομα μόλις η φόρτιση φτάσει τη μέγιστη τιμή της, χωρίς αξιόλογη παραμόρφωση μετά την έναρξη της διαρροής.



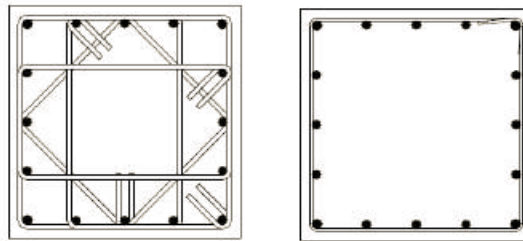
Σχ.2.2: α) ψαθυρή αστοχία, β) πλαστική αστοχία, γ) πλήρως πλαστική αστοχία

Η πλαστικότητα είναι η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, και η ύπαρξή της ή η έλλειψή της καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή θα απορροφήσει την ενέργεια του σεισμού μετατρέποντάς την (χωρίς να θραύεται) σε πλαστική παραμόρφωση δίχως μείωση της φέρουσας ικανότητας. Όσο μεγαλύτερες είναι οι παραμορφώσεις αυτές (μετά το όριο ελαστικότητας) τόσο μεγαλύτερη θεωρείται η πλαστικότητα. Κατά το δυναμικό φαινόμενο ενός σεισμού, οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή η πλαστική συμπεριφορά, έχουν ως συνέπεια την απορρόφηση σημαντικών ποσών ενέργειας, και κατ' ακολουθία την άσκηση μικρότερων σεισμικών δράσεων επί της κατασκευής.

Ο Ελληνικός Κανονισμός διακρίνει δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας (αντισεισμικότητας). Τα βασικά φέροντα στοιχεία μιας πλαίσιακής κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα) θεωρούνται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας. Αντίθετα, δομικά στοιχεία όπως : πλάκες, στοιχεία υπογείων ορόφων, δευτερεύουσες δοκοί θεωρούνται δομικά στοιχεία χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας, ασχέτως του αν ανήκουν σε φορείς με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας. Τα δομικά στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας πρέπει να ενισχύονται κατάλληλα στο σύνολο ή σε ορισμένες περιοχές, όπου είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης.



Σχ.2.3: Πλάστιμος και μη-πλάστιμος μηχανισμός ταλάντευσης

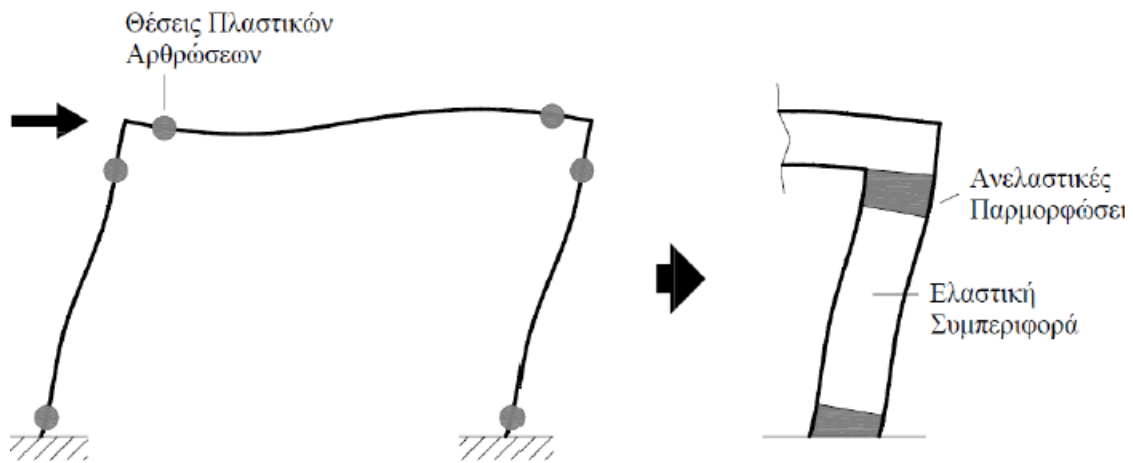


Σχ.2.4: διάταξη συνδετήρων α) με τις ισχύουσες διατάξεις (διασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας) β) όπως γινόταν παλαιότερα

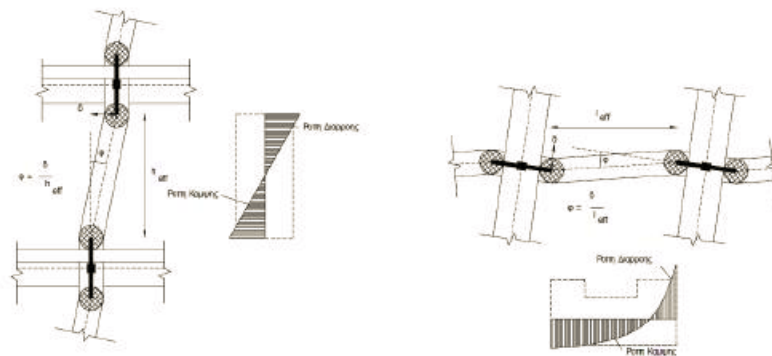
2.4 Πλαστικές αρθρώσεις

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό σκοπός είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην απορρόφηση της σεισμικής διέγερσης. Και για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την ενίσχυση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του κτιρίου να απορροφήσει ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση

προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Με την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών. Οι θέσεις όπου εντοπίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τα άκρα των δομικών στοιχείων, δηλαδή τα άκρα των δοκών και οι κορυφές και οι βάσεις των υποστυλωμάτων. Τα σημεία όπου αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι περιοχές πεπερασμένου μήκους και αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



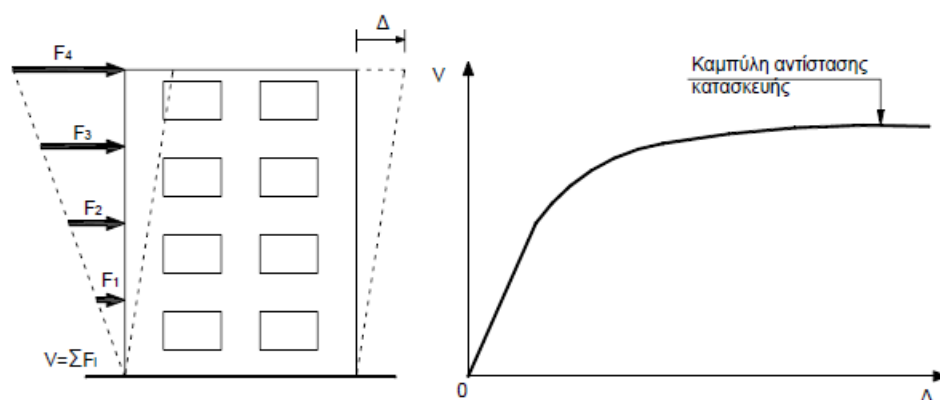
Σχ.2.5: Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σώμα της κατασκευής



Σχ.2.6: Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροτών

2.5 Καμπύλη ικανότητας

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ.2.7). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

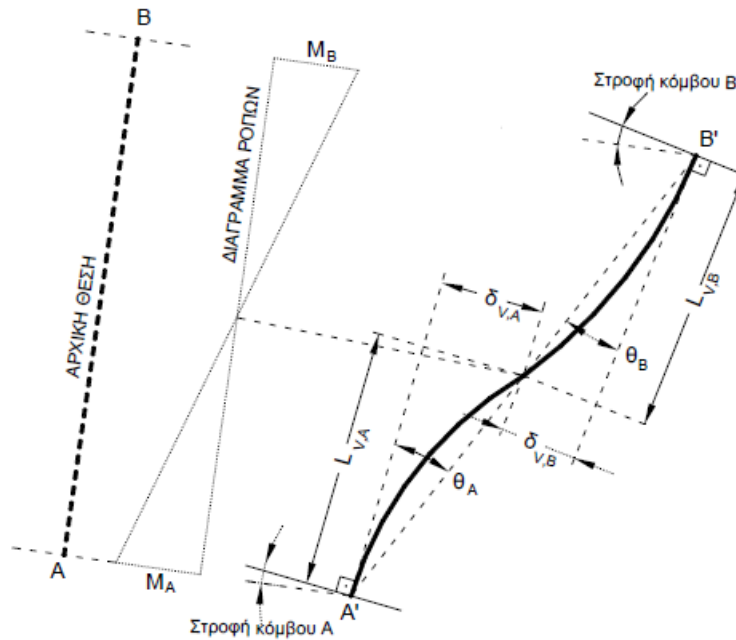


Σχ.2.7: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής

2.6. Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, «F», με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, «δ». Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές

μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα, C (ή $1/r$), αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη, V και η διατμητική παραμόρφωση, γ , αντίστοιχα.

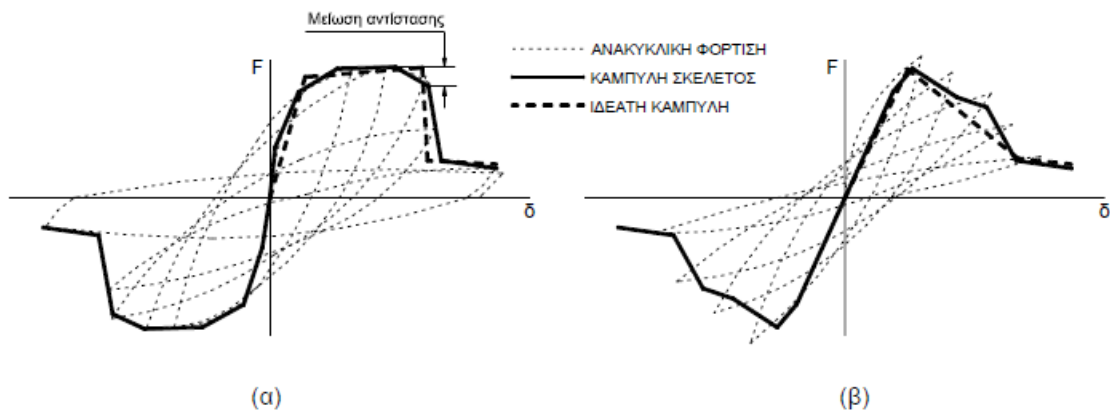


Σχ.2.8: Ορισμός γωνίας θ

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ , στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχήμα 2.8). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_v , δηλαδή, $\theta = \delta_v / L_v$, όπου: $L_v = M/V$

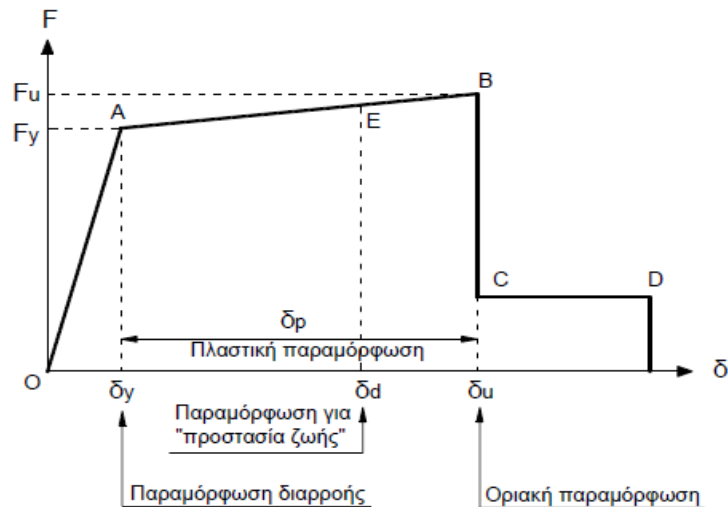
(M =ροπή στη βάση, V =τέμνουσα) και δ_v είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.

Η κατασκευή των διαγραμμάτων F - δ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.9. Στο Σχήμα 2.9(α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχήμα 2.9 (β) σε διατμητική καταπόνηση.



Σχ.2.9: Καμπύλες F - δ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F - δ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



Σχ.2.10: Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων.

Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta_y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης σπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής, θ_u , για συνήθεις διατομές από Ω.Σ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να

ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μεταλαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Τμήμα CD:

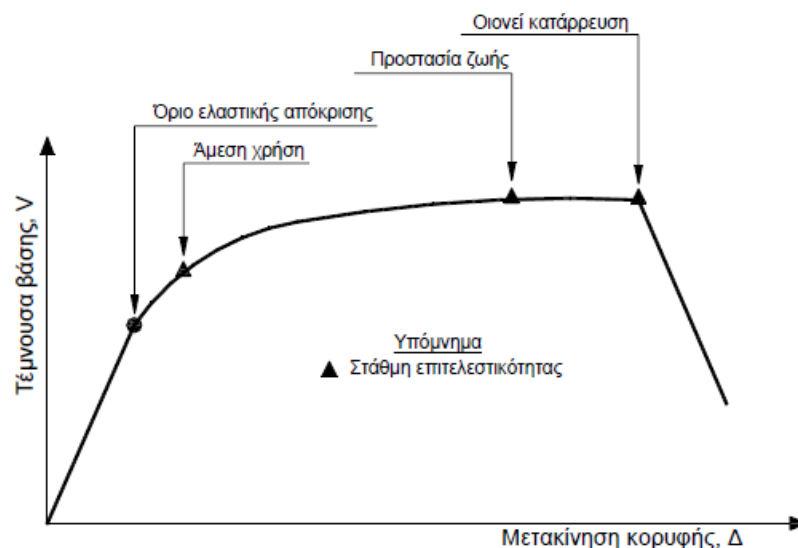
Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στάθμες επιτελεστικότητας, E:

Στην καμπύλη F- δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο Σχήμα 2.7, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάσιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα εξηγείται παρακάτω και γίνεται με κριτήριο το κατά πόσον η συμμετοχή του στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι περισσότερο ή λιγότερο σημαντική. Σε περιπτώσεις πλάσιμων στοιχείων (γενικώς, όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

2.7. Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F-δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.11. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.



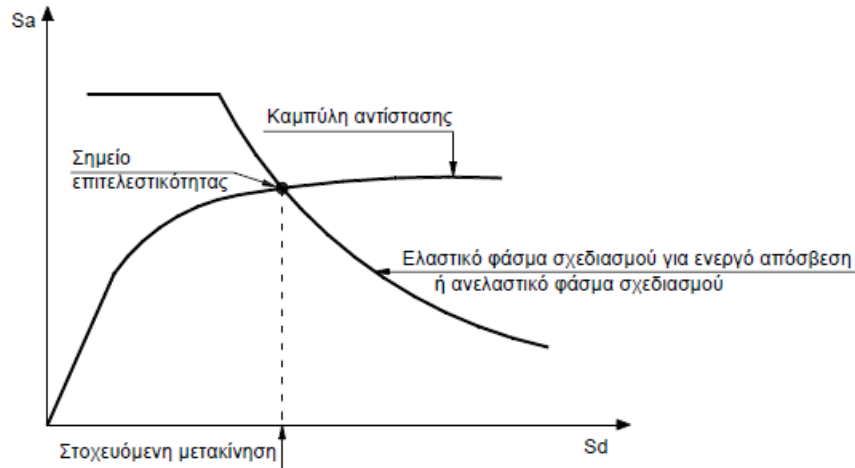
Σχ.2.11: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης αντοχής προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία.

2.8 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

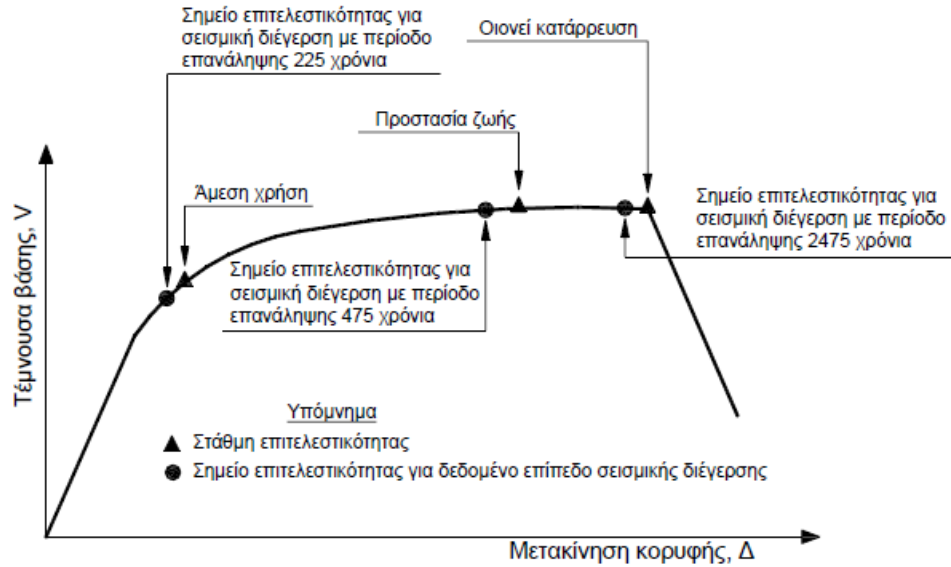
Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκην αξιόπιστα, επειδή εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό και απαιτούνται πολλές τέτοιες επιλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Ως μία απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη.

Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α.



Σχ.2.12: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη αντίστασης το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος (Σχήμα 2.13). Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.



Σχ.2.13: Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης-αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

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

2.9 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, όταν δεν γίνονται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, η στοχευόμενη μετακίνηση, που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, μπορεί να υπολογιστεί με εφαρμογή προσεγγιστικών μεθόδων, όπως η μέθοδος των συντελεστών και η στατική μη-γραμμική ανάλυση, γνωστή και ως μεθοδολογία pushover.

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις “στατικές” μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή

φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση).

2.10 Βασικές έννοιες όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.10.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

- Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.
- Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 2.1 παράγραφος 2.2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμό σχεδιασμού).
- Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Σχ.2.14: (Πίν. 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

2.10.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής, ειδικώς για τις ανάγκες του παρόντος Κανονισμού:

- «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (Α) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.
- «Προστασία ζωής» (Β) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.
- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

2.10.3 Κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε «κύρια» (ή «πρωτεύοντα») και «δευτερεύοντα». Ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία.

Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου (ή επιμέρους φορέα) ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεσματικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ό,τι τα πρωτεύοντα στοιχεία .

Στην περίπτωση κατά την οποία ως στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά τον σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται.

2.11 Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση

2.11.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη

αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

2.11.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.

- Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 ($q=1$).

- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

2.11.3 Προσομοίωση και ανάλυση

- Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και τη οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος.
- Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ 8-1. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.
- Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

2.11.4 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

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

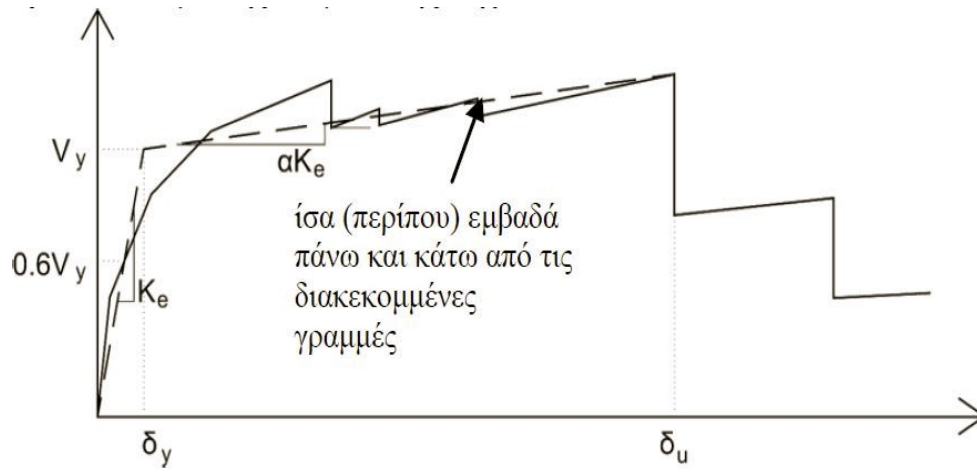
2.11.5 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον ΕΚ 8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- “Ομοιόμορφη”, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- “Ιδιομορφική”, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

2.11.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e .



Σχ.2.15: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας

Κεφάλαιο 3: Περιγραφή και προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής

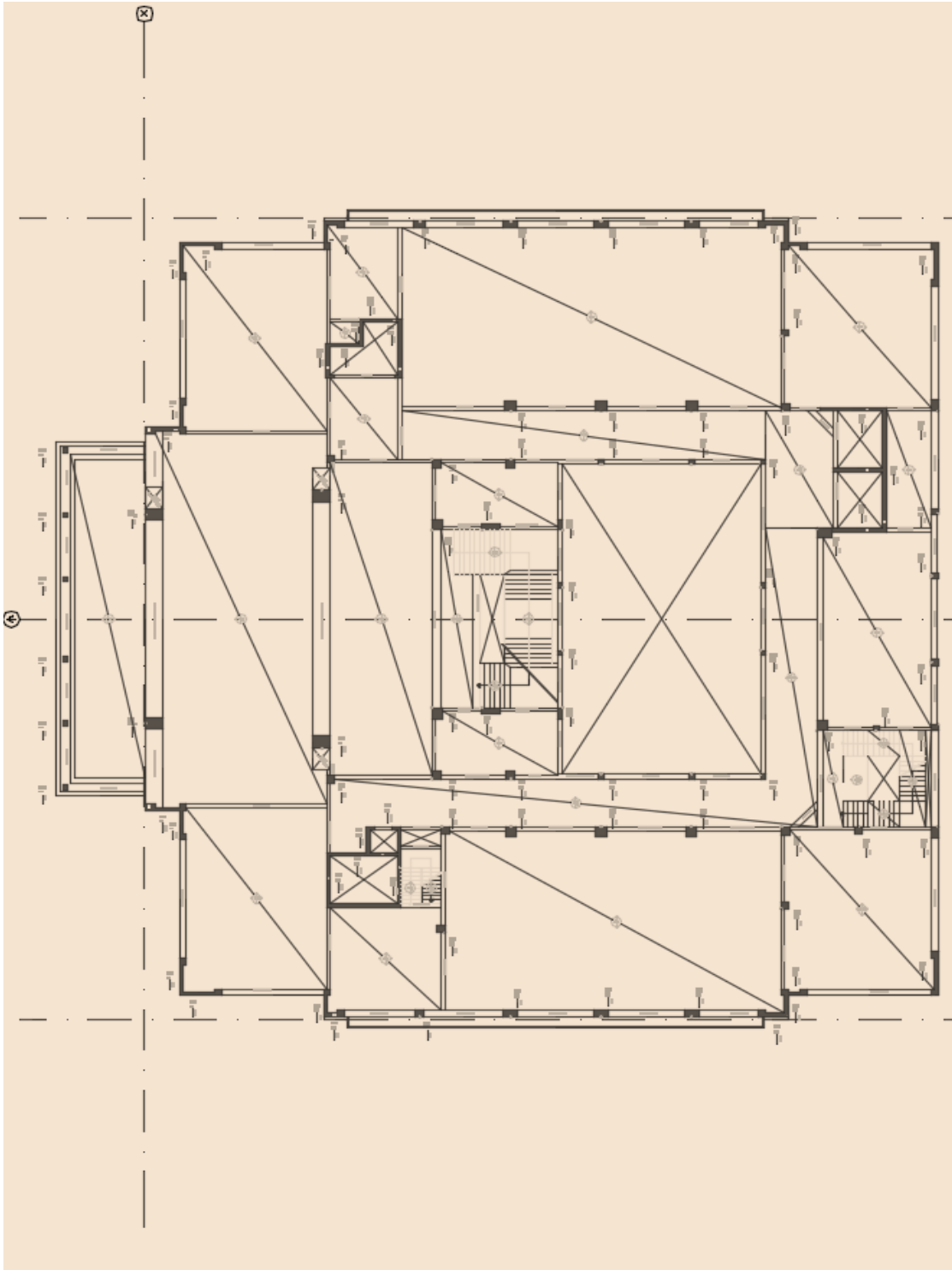
3.1 Γνωριμία με τον υπο μελέτη φορέα

Πρόκειται για ένα επιβλητικό κτίριο τριών υπογείων και πέντε ορόφων με εμβαδόν κάτοψης ανα όροφο περίπου στα 2000m². Βρίσκεται στο κέντρο του Πειραιά επί της λεωφόρου Ηρώων Πολυτεχνείου και παρά την κεντρική του αυτή θέση δεν έχει αξιοποιηθεί ποτέ μέχρι σήμερα από το δήμο. Κατασκευάστηκε το 1969 με φέροντα οργανισμό απο σπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του '54 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59. Το κατακόρυφο σύστημα στήριξης του κτιρίου αποτελείται απο υποστυλώματα και τοιχώματα ενώ στον πρώτο όροφο έχουμε φυτευτά υποστυλώματα τα οποία συνεχίζουν στους υπερκείμενους ορόφους. Το ύψος των ορόφων προσδιορίζεται στα 5m για το ισόγειο και τον πρώτο όροφο ενώ το ύψος των υπολοίπων ορόφων στα 4m. Το κτίριο παρουσιάζει μια (...) συμμετρία ως προς τον άξονα γ.

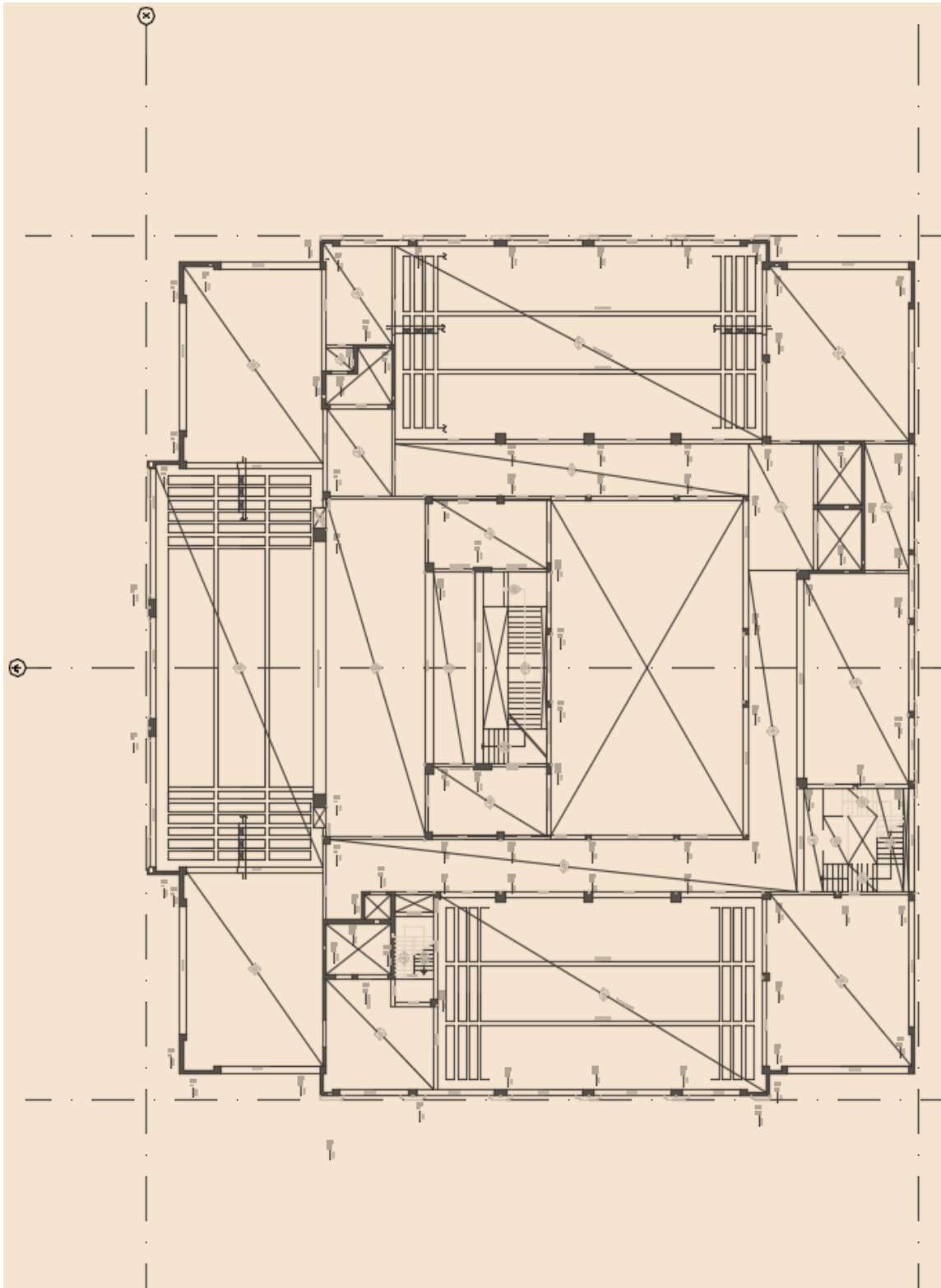


Σχ.3.1: Φωτογραφική λήψη από την ανέγερση του κτιρίου το 1969

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι κατόψεις των ορόφων της κατασκευής.



Σχ.3.2: Κάτοψη ισογείου



Σχ.3.3: Κάτοψη τυπικού ορόφου (Α', Β', Γ' και Δ')

3.2 Προσομοίωση φορέα

3.2.1 Γενικά

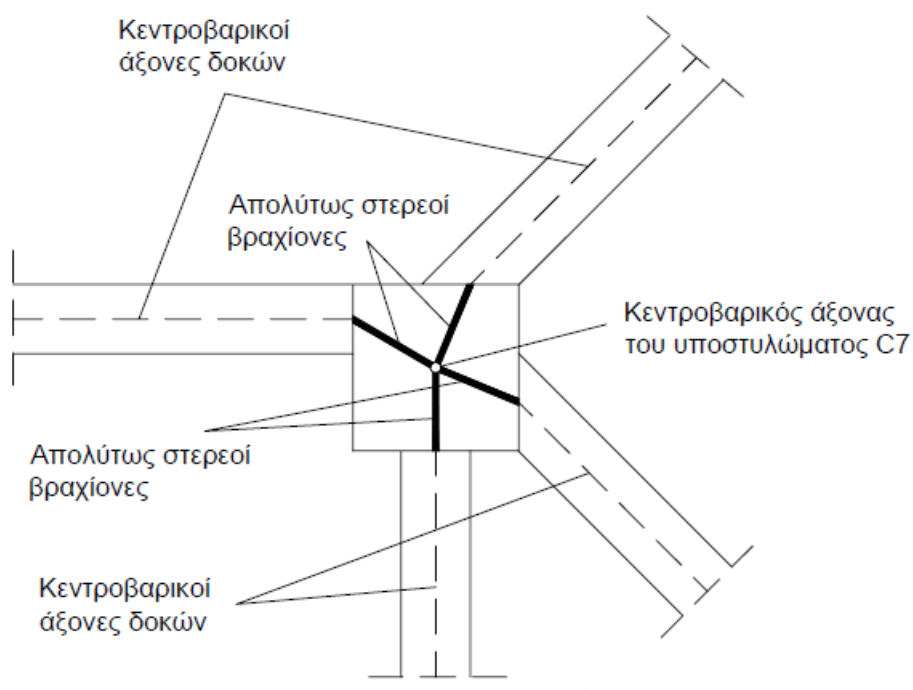
Για την αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασης του υπό μελέτη κτιρίου απαιτείται η προσομοίωσή του μέσω ενός μοντέλου που να ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα με τον πιστότερο τρόπο. Επιλέγεται λοιπόν η προσομοίωση του δομήματος στο περιβάλλον του προγράμματος SAP2000v18. Το κτίριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάλυση οριζόντιας δύναμης και θεωρώντας μόνο την συμβολή των υπολοίπων δομικών στοιχείων (δοκοί, τοιχεία, υποστυλώματα). Η προσομοίωση των οριζόντιων και κατακόρυφων γραμμικών μελών (δοκοί, υποστυλώματα) έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας ενώ οι πλάκες και τα τοιχεία προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Τέλος οι στηρίξεις της κατασκευής με το έδαφος θεωρήθηκαν πακτώσεις.

Για την προσομοίωση του υπό εξέταση κτιρίου καθορίστηκαν αρχικά οι συντεταγμένες κόμβου αρχής και πέρατος κάθε δομικού στοιχείου: (x_i, y_i) και (x_j, y_j) . Εισήχθησαν οι παραπάνω συντεταγμένες στο excel υπό κατάλληλη μορφή (Σχ.3.4) ώστε με ένα απλό «copy paste» αυτών στο AUTOCAD να δημιουργείται εύκολα η γραμμική απεικόνιση του φορέα στο χώρο. Τέλος στο πρόγραμμα SAP εισήχθησαν τα προαναφερθέντα σχέδια τρισδιάστατης γραμμικής απεικόνισης μέσω της εντολής «import».

Κατά τη μόρφωση του μοντέλου θεωρήθηκαν στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα και ελήφθησαν υπόψη εκκεντρότητες των αξόνων των κατακορύφων στοιχείων ως προς τους άξονες των δοκών (Σχ.3.5).

ΣΤΥΛΟΙ ΕΝΤΟΣ Α' ΟΡΟΦΟΥ				
ΟΝ/ΜΑ	ΔΙΑΣΤ/ΕΙΣ	Χ,Υ,Ζ (#ΑΡΧΗΣ/#ΤΕΛΟΥΣ)	ΟΠΛ/ΟΣ	ΣΧΟΛΙΑ
		LINE		
Κ1	100x40	-3.475,0.4,5.35	2x2ø8/20 & 10ø20	ΠΕΡ ΦΥΤΕΥΤΟ
		-3.475,0.4,11.03		
		LINE		
Κ2	100x40	3.475,0.4,5.35	2x2ø8/20 & 10ø20	ΠΕΡ ΦΥΤΕΥΤΟ
		3.475,0.4,11.03		
		LINE		
Κ3	45x40	-9.975,10.95,5.35	2ø8/20 & 4ø22	
		-9.975,10.95,11.03		
		LINE		
Κ4	75x75	-7.675,10.575,5.35	2x2ø8/25 & 12ø20	
		-7.675,10.575,11.03		

Σχ.3.4: Συντεταγμένες # αρχής και πέρατος στύλων Α' ορόφου



Σχ.3.5: Λεπτομέρεια προσομοίωσης της εκκεντρότητας των αξόνων των κατακορύφων στοιχείων

3.2.2 Υλικά προσομοιώματος

3.2.2.1 Γενικά

Ο φέρων οργανισμός του υπό εξέταση υφιστάμενου κτιρίου, σύμφωνα με τα εγκεκριμένα τεύχη στατικών υπολογισμών, έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα B300 που αντιστοιχεί σε σημερινή ποιότητα σκυροδέματος C25/30 και χάλυβα οπλισμών StIII/b για τον διαμήκη και St37/I για τον εγκάρσιο που αντιστοιχούν σε S400 και S235 αντίστοιχα. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίστηκε $E_{cm} = 31$ GPA ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ορίστηκε $E_s = 200$ GPA σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3 .

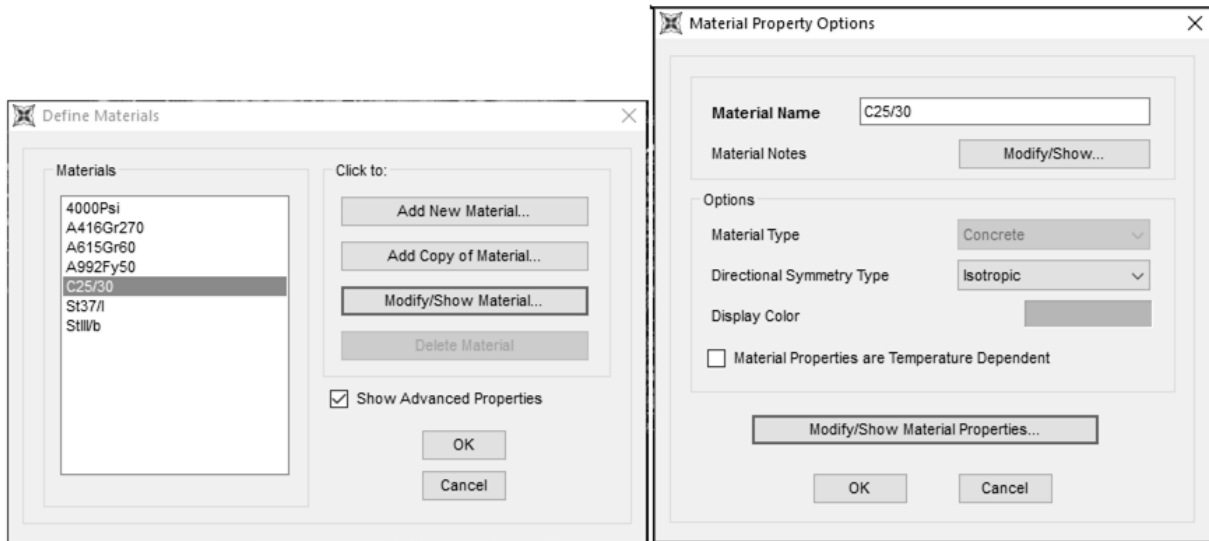
Σύμφωνα με το κεφάλαιο 4 (§4.5.3.1) του ΚΑΝ. ΕΠΕ. για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, όπως αυτή λήφθηκε υπόψη στην παρούσα εργασία, οι τιμές ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Επομένως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με $f_c = f_{ck}/(\gamma_c=1.5)$, ενώ για τον χάλυβα το όριο διαρροής ορίζεται ως $f_y = f_{yk}/(\gamma_s = 1.15)$.

Ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία για την εισαγωγή των υλικών στο SAP2000 :

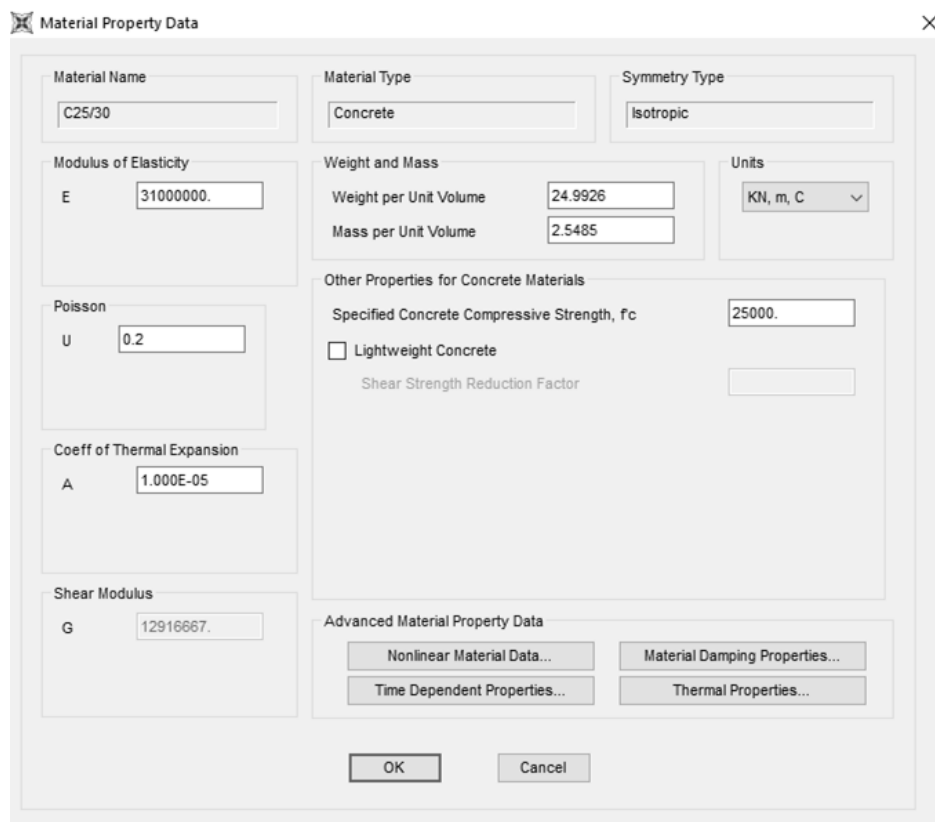
Define - Materials - Add New Material

3.2.2.2 Ανελαστική συμπεριφορά σκυροδέματος

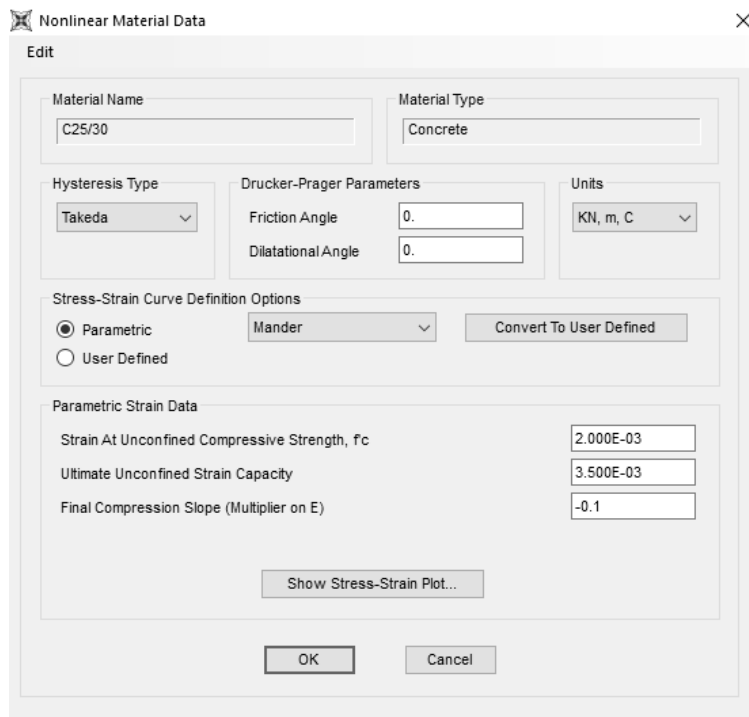
Για τον προσδιορισμό της καμπύλης ανελαστικής συμπεριφοράς σκυροδέματος είναι απαραίτητος ο καθορισμός του τύπου (ποιότητας) του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται. Αρχικά γίνεται τροποποίηση του υφιστάμενου υλικού από το **Define - Materials**, όπου επιλέγεται το **Show Advanced Properties**, ώστε να εμφανιστούν οι πλήρεις ιδιότητες του υλικού. Με **Modify/Show Material Properties**, τίθενται οι τιμές των ελαστικών αλλά και ανελαστικών χαρακτηριστικών του σκυροδέματος.



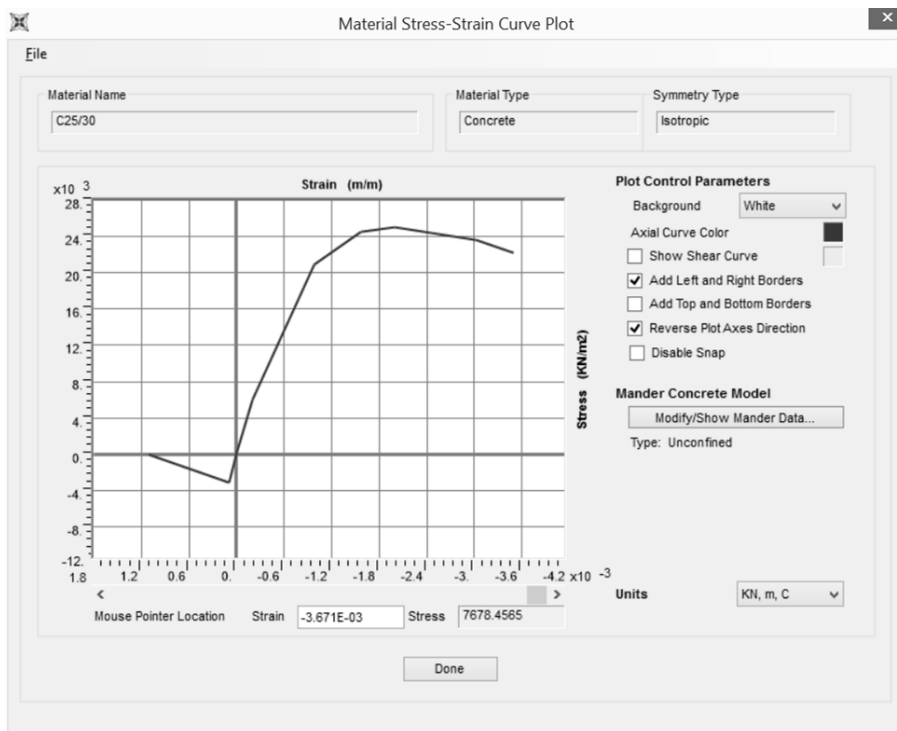
Σχ.3.6: Ορισμός υλικού σκυροδέματος



Σχ.3.7: Τιμές ελαστικών χαρακτηριστικών υλικού σκυροδέματος



Σχ.3.8: Ιδιότητες μη γραμμικής συμπεριφοράς σκυροδέματος



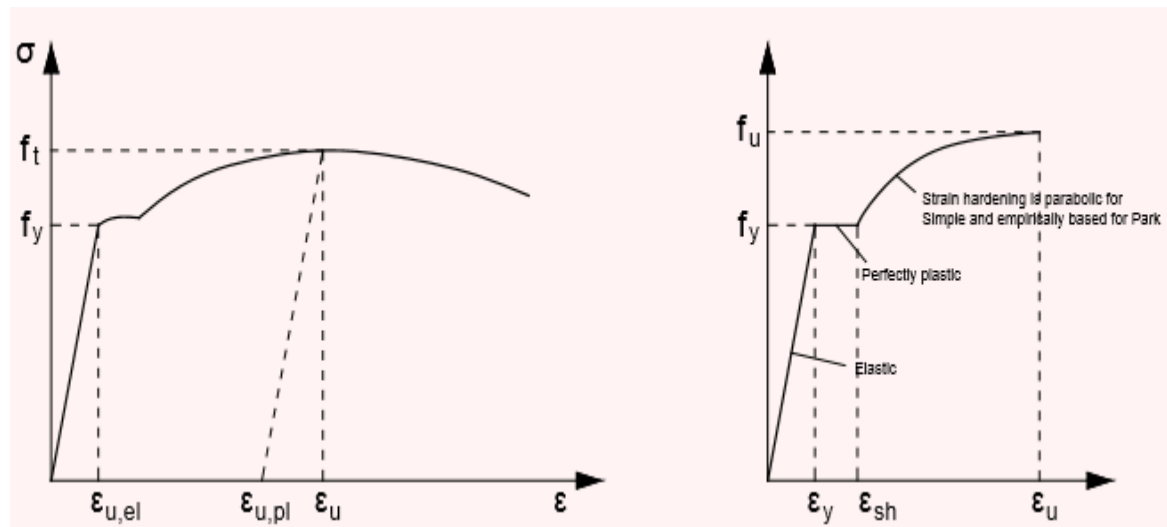
Σχ.3.9: Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα C25/30 (χαρακτηριστικές τιμές)

3.2.2.3 Ανελαστική συμπεριφορά χάλυβα ράβδων οπλισμού

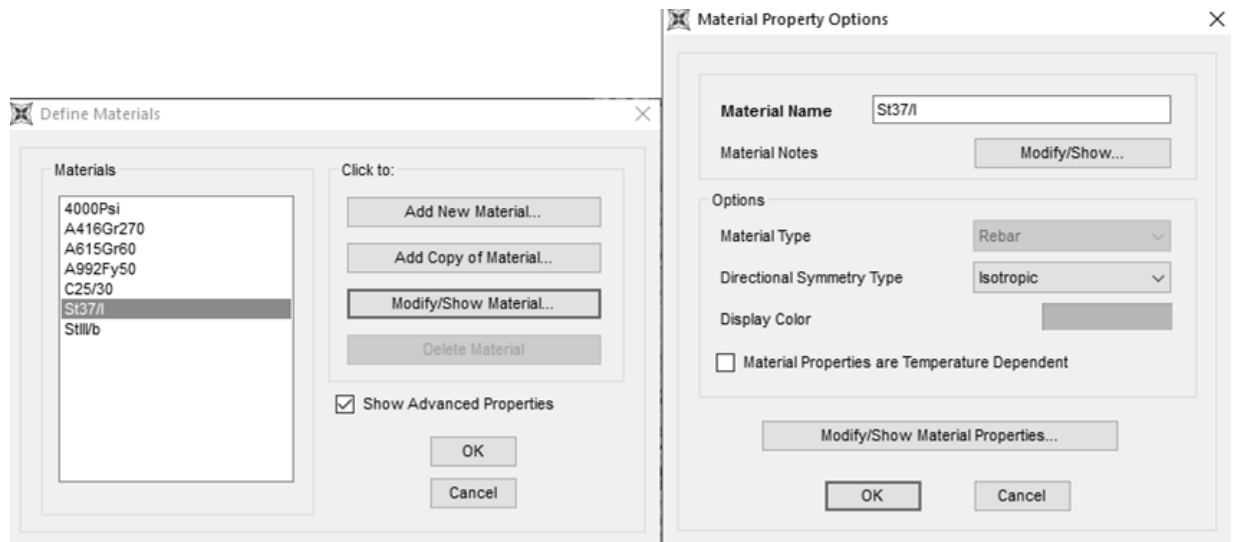
Για την προσομοίωση του υλικού του χάλυβα οπλισμού ορίζεται ένα νέο υλικό, από την εντολή **Define - Materials - Add New Material**, με επιλεγμένο το Show Advanced Properties και τύπο υλικού τον χάλυβα οπλισμού (**Material Type: Rebar**). Στη συνέχεια, με **Modify/Show Material Properties**, τίθενται οι τιμές των ελαστικών αλλά και ανελαστικών χαρακτηριστικών του χάλυβα.

Για τον προσδιορισμό της ανελαστικής συμπεριφοράς του χάλυβα των ράβδων οπλισμού, είναι απαραίτητος ο καθορισμός του τύπου (ποιότητας) του χάλυβα που χρησιμοποιείται. Συγκεκριμένα, απαιτούνται οι τιμές της τάσης διαρροής και της μέγιστης εφελκυστικής τάσης του χάλυβα.

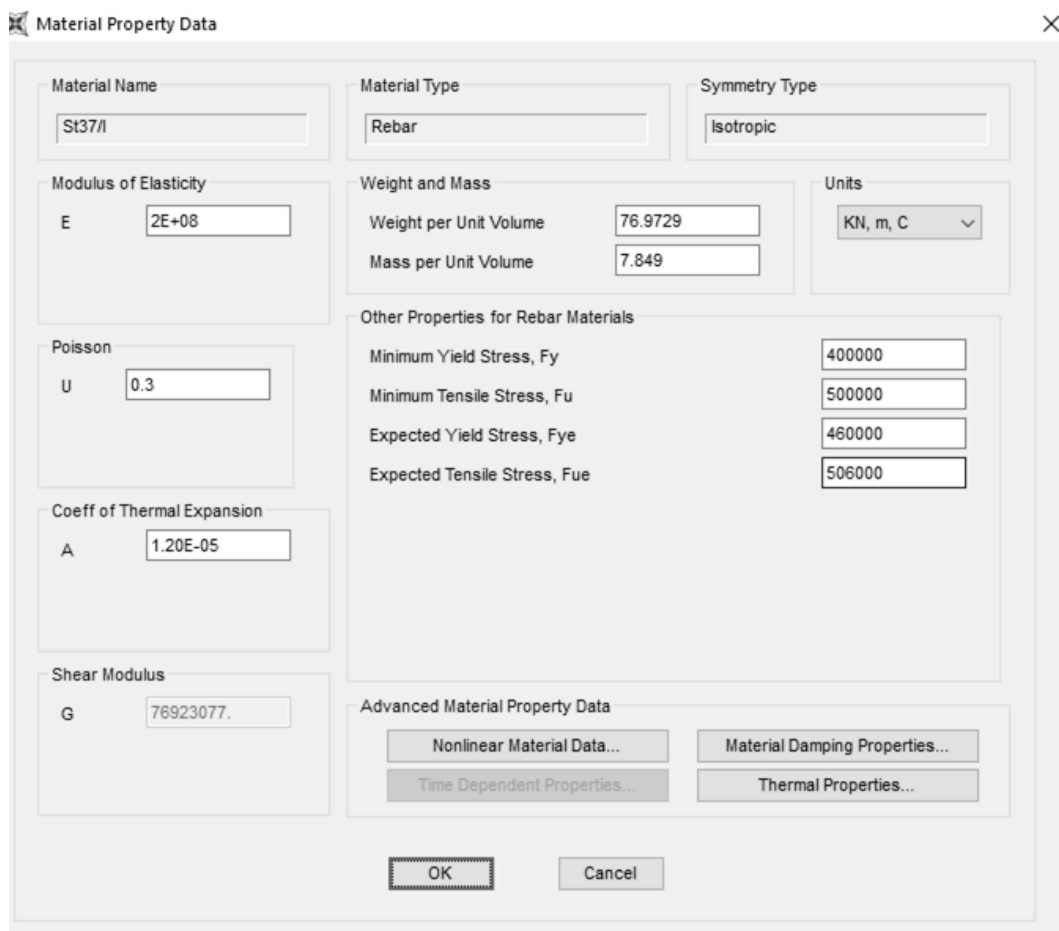
Στην αριστερή εικόνα του Σχήματος 3.10 παρουσιάζεται ένα τυπικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για το χάλυβα (Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων 2008, §3.2.1), όπου ο δείκτης t αντιστοιχεί σε εφελκυσμό. Στη δεξιά εικόνα φαίνεται η γενική μορφή του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων που χρησιμοποιεί το SAP 2000, σε δυο εναλλακτικές μορφές: Simple (παραβολική μορφή στον τελευταίο κλάδο) και κατά Park (εμπειρική μορφή του τελευταίου κλάδου).



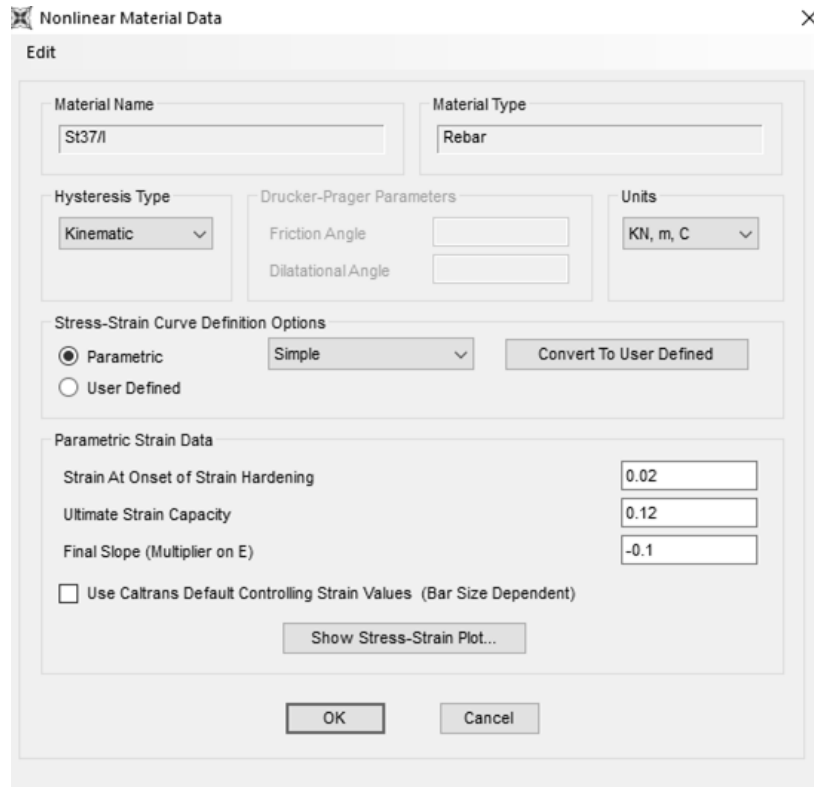
Σχ.3.10: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για το χάλυβα: (αριστερά) τυπικό διάγραμμα και (δεξιά) διάγραμμα που χρησιμοποιείται στο SAP 2000 (τύπου Simple και κατά Park).



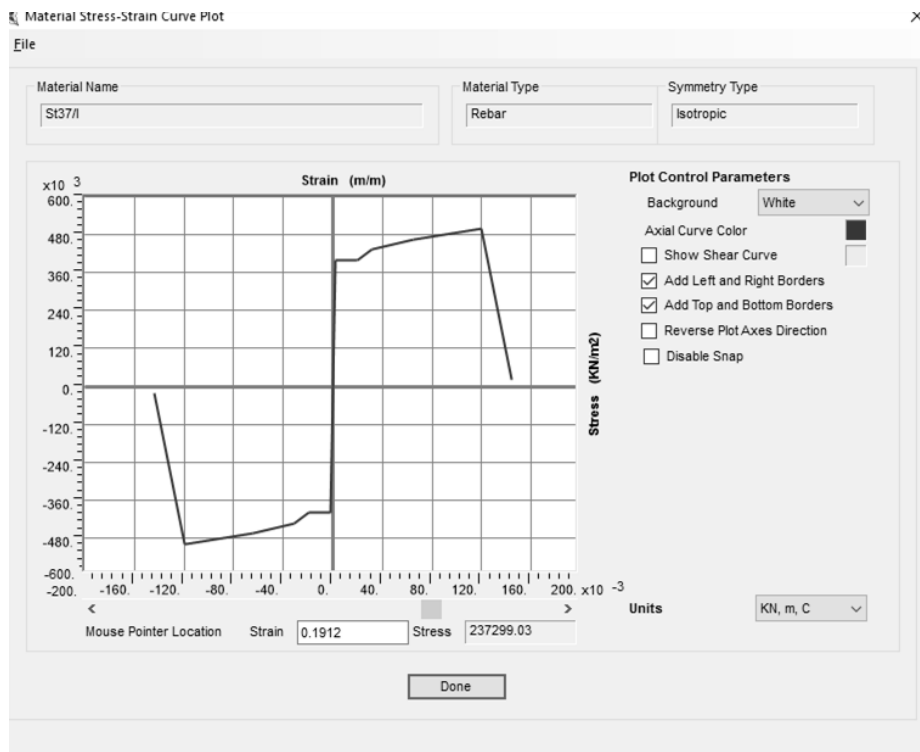
Σχ.3.11: Ορισμός υλικού χάλυβα σπλισμού



Σχ.3.12: Ορισμός ελαστικών χαρακτηριστικών χάλυβα σπλισμού



Σχ.3.13: Ιδιότητες μη-γραμμικής συμπεριφοράς χάλυβα σπλισμού.



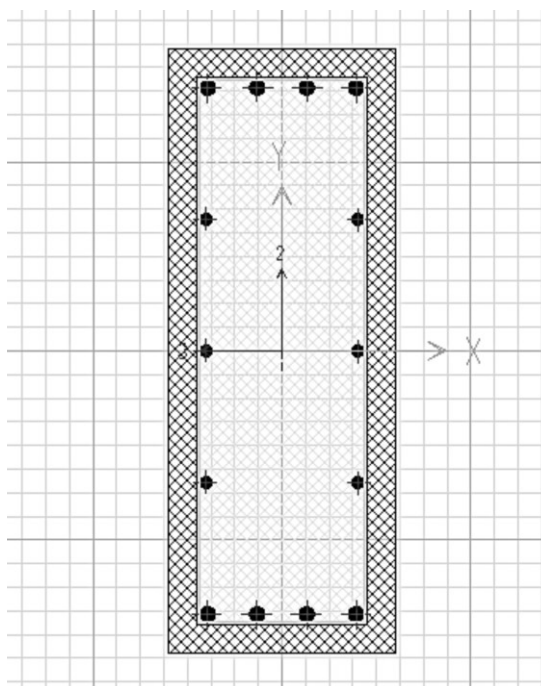
Σχ.3.14: Καμπύλη ανελαστικής συμπεριφοράς χάλυβα σπλισμού (Simple).

3.2.3 Περιγραφή διατομών

3.2.3.1 Δοκοί και υποστυλώματα

Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών είναι ορθογωνικής διατομής. Οι διατάξεις όπως και οι σπλισμοί τους ποικίλουν από θέση σε θέση καθώς και από όροφο σε όροφο. Όλες οι διατομές σχεδιάστηκαν στο section designer ώστε να είναι ευκολότερη η εισαγωγή των διαμήκων σπλισμών αλλά και των σπλισμών διάτμησης. Η εισαγωγή τους έγινε ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές:

Define - Section Properties - Frame Sections - Add New Property - Other - Section Designer



Σχ.3.15: Δημιουργία ορθογωνικού υποστυλώματος στο Section Designer του SAP2000

Οι δοκοί έχουν τοποθετηθεί στο προσομοίωμα με τέτοιο τρόπο ώστε η ανώτερη ίνα τους να συμπίπτει με το επίπεδο της πλάκας. Έτσι εξασφαλίζεται η πραγματική σύνδεσή τους με τα υπόλοιπα στοιχεία (υποστυλώματα, έμμεσες δοκούς κλπ). Η παραπάνω προσομοίωση επιτυγχάνεται με την επιλογή για τις δοκούς **Assign - Frame - Insertion point - Cardinal point - Top center**

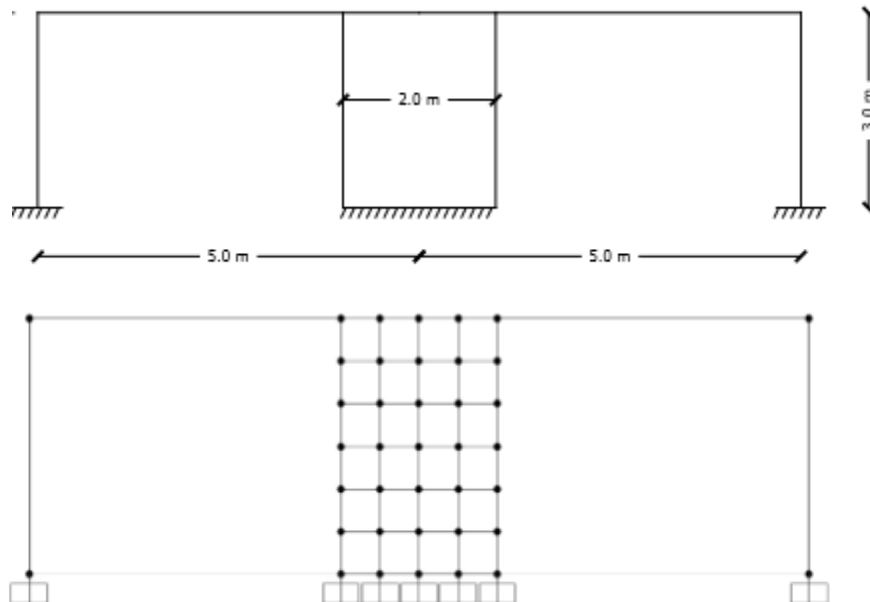


Σχ.3.16: Προσομοίωση θέσης εισαγωγής δοκών

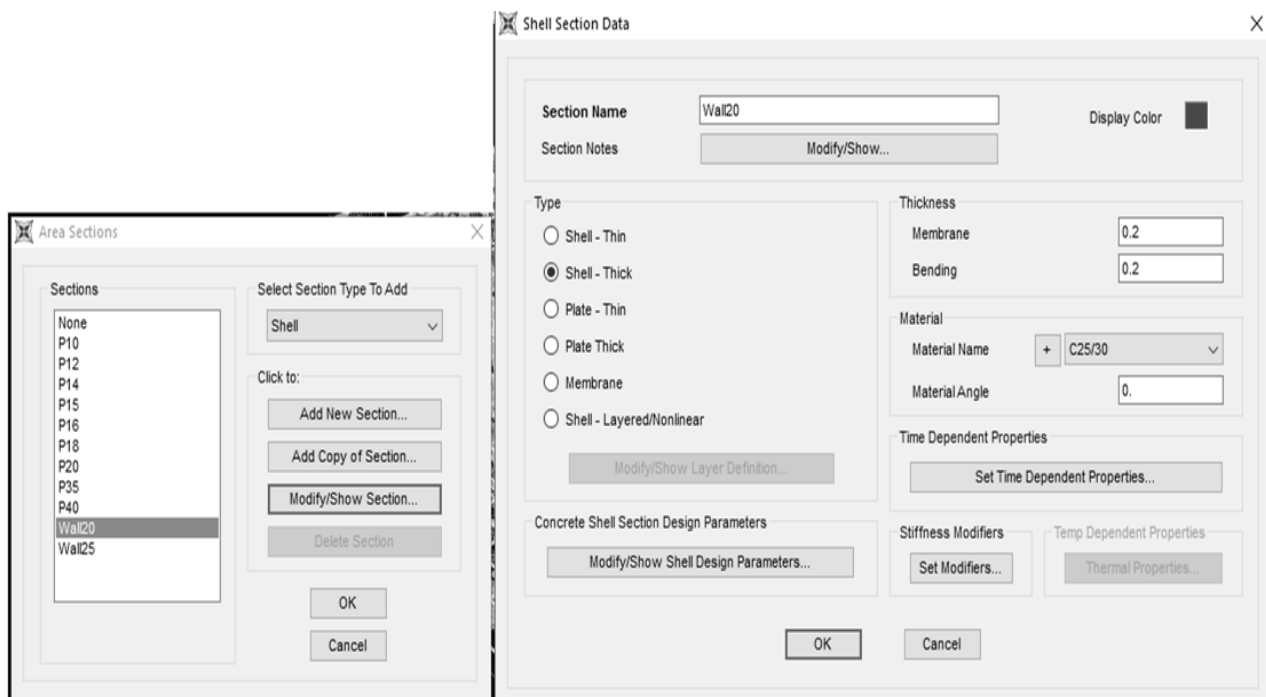
3.2.3.2 Τοιχεία

Όπως έχει ήδη αναφερθεί τα τοιχεία προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, όπου για την ορθότερη απόδοση της συμπεριφοράς τους γίνεται διακριτοποίησή τους σε μικρότερα.

Η διατομή των επιφανειακών στοιχείων του τοιχώματος γίνεται από την εντολή **Define - Section Properties - Area Sections**. Εκεί μπορεί να προστεθεί μια νέα διατομή τύπου Shell (κελύφους) με το **Add New Section**. Το πάχος του τοιχώματος τίθεται στο Thickness (και στα δυο πεδία Membrane και Bending).



Σχ.3.17: Ενδεικτική προσομοίωση τοιχείου με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και διακριτοποίηση αυτού σε μικρότερα διαστάσεων 0.5x0.5m

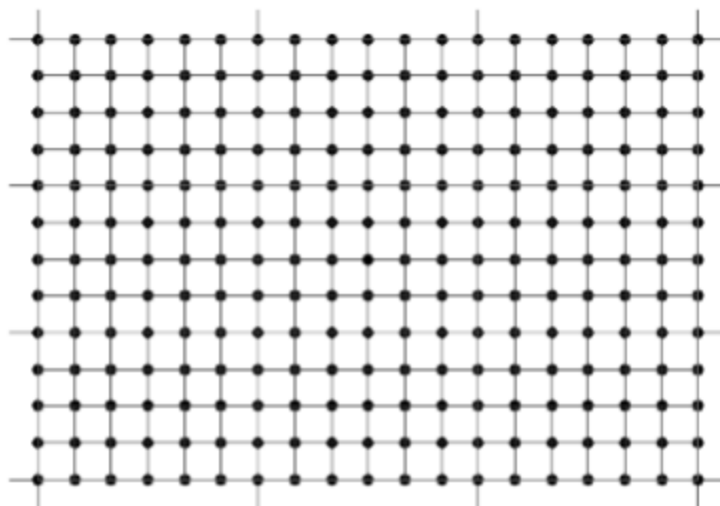


Σχ.3.18: Εισαγωγή και ιδιότητες διατομής επιφανειακών στοιχείων τοιχώματος

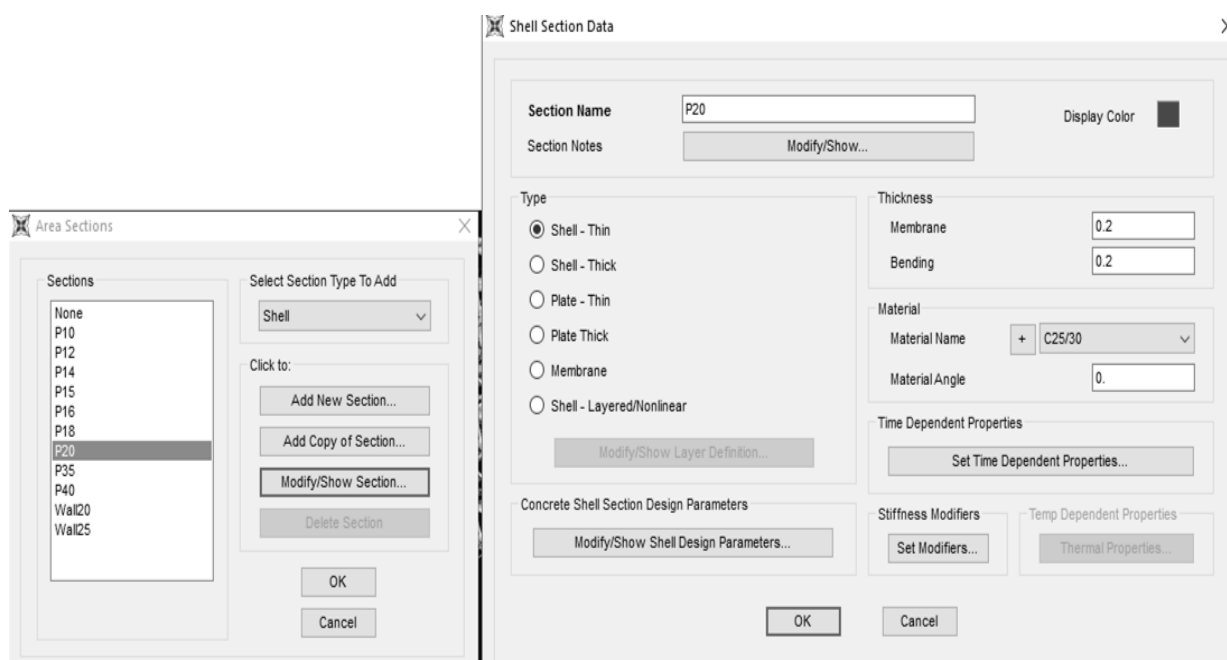
3.2.3.3 Πλάκες-διαφράγματα

Η προσομοίωση των πλακών γίνεται με τρόπο πανομοιότυπο αυτού των τοιχείων. Για να δοθεί ορθότερη προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας, καθώς και της κατανομής φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς θα πρέπει το επιφανειακό στοιχείο να διαιρεθεί σε επιμέρους στοιχεία που θα συνδέονται με τις δοκούς του ορόφου.

Η λειτουργία του επιφανειακού πεπερασμένου στοιχείου της πλάκας σε φορέα οπλισμένου σκυροδέματος αφορά τη δυστένεια και τη δυσκαμψία της. Η δυστένεια της πλάκας αφορά την εντός επιπέδου αντίσταση σε παραμόρφωση, και σχετίζεται άμεσα με τη διαφραγματική της λειτουργία. Η δυσκαμψία της πλάκας συμμετέχει εμμέσως στο υπολογιστικό προσομοίωμα, λαμβάνοντας υπόψη το συνεργαζόμενο μήκος πλάκας κατά την κάμψη των δοκών.



Σχ.3.19: Εικόνα τμήματος ορόφου μετά τη διακριτοποίηση του επιφανειακού στοιχείου



Σχ.3.20: Εισαγωγή και ιδιότητες διατομής επιφανειακών στοιχείων πλάκας

3.2.4 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Είναι γνωστό ότι όταν μια διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται.

Το λογισμικό SAP δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση αυτή, επομένως πρέπει να εισαχθεί η πληροφορία αυτή στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής του προσομοιώματος. Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη των τάσεων πραγματοποιείται με το λόγο K_{eff}/K_{el} , όπου K_{eff} είναι η ενεργός δυσκαμψία της διατομής κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ. και K_{el} η γεωμετρική δυσκαμψία της. Έπειτα, ο λόγος αυτός τίθεται στα **modifiers** κάθε διατομής, στη θέση του **moment of inertia around 3** για τις δοκούς και **...around 3 and around 2** για τα υποστυλώματα, αφού οι στύλοι υπόκεινται σε διαξονική κάμψη (υπό αξονική δύναμη).

Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας του μήκους L_s στοιχείου δίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης: $K_{eff} = M_y L_s / 3 \theta_y$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου και L_s το μήκος μεταξύ της ακραίας διατομής του στοιχείου και του σημείου μηδενισμού των ροπών κάμψης. Η ενεργός δυσκαμψία του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την παραπάνω σχέση στις δύο ακραίες διατομές. Αν οι διατομές έχουν μη συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό, λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών K της παραπάνω σχέσης για τις δύο φορές της κάμψης (θετική και αρνητική).

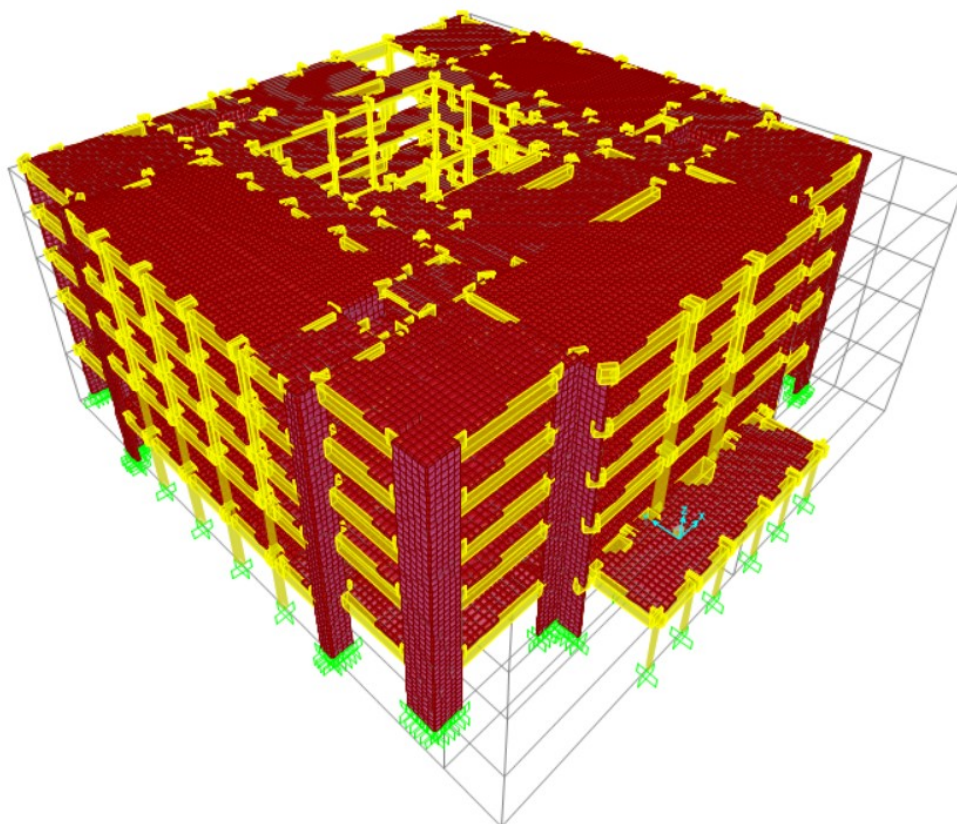
Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον πίνακα που ακολουθεί, στην περίπτωση χρήσεως ενιαίου α .

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_p)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_p)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_p)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_p)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_p)$

- (1) Ή επισκευασμένο, με απλές μεθόδους.
- (2) Για τις πλακοδοκούς, μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g = (1,5 \text{ ή } 2,0)I_w$, αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.

Σχ.3.21: Πίνακας τιμών δυσκαμψίας κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ.

Μετά την ολοκλήρωση του καθορισμού των ιδιοτήτων των διατομών έχουμε προσομοιώσει εξ' ολοκλήρου το μοντέλο του κτιρίου.



Σχ.3.22: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο πρόγραμμα SAP2000

3.2.5 Καθορισμός φορτίσεων

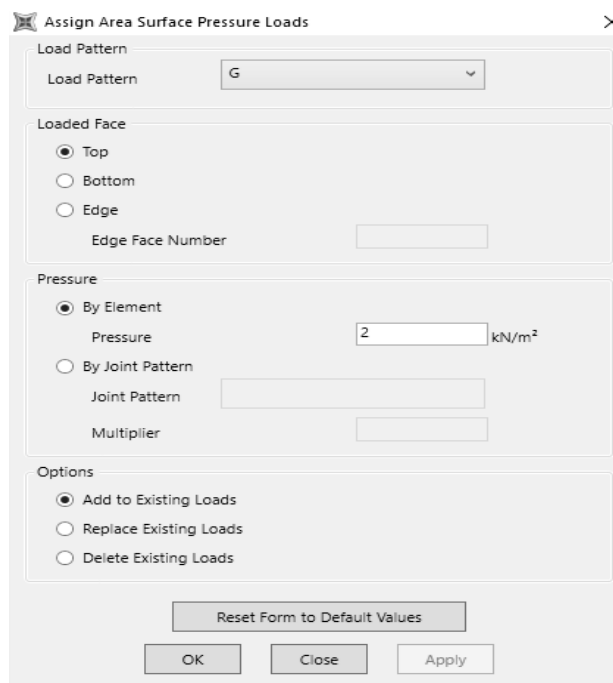
3.2.5.1 Κατακόρυφα φορτία

Μόνιμα:

Σ' αυτά ανήκουν το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα φορτία από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (επικαλύψεις, μόνωση, οπτοπλινθοδομές).

- Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25.00 kN/m^3
- Επικαλύψεις δαπέδων 2.00 kN/m^2
- Μπατική οπτοπλινθοδομή (εξωτερικά) 3.50 kN/m^2

Από τις παραπάνω φορτίσεις το ι.β. υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τις διατομές και τα ειδικά βάρη που έχουμε εισάγει (**Load Pattern Name: G, Type: DEAD, Self Weight Multiplier: 1**). Σε αυτή τη φορτική κατάσταση προστιθενται οι επικαλύψεις δαπέδων ως **Assign – Area Loads – Surface Pressure**



Σχ.3.23: Εισαγωγή φορτίου επικάλυψης δαπέδων και ενσωμάτωσή του στην υπάρχουσα φορτική κατάσταση των ι.β.

Το φορτίο από τη μπατική οπτοπλινθοδομή εισάγεται ως γραμμικό κατανεμημένο φορτίο στις περιμετρικές δοκούς των ορόφων.

Κινητά:

Οι τιμές που χρησιμοποιούνται για να προσομοιώσουν τα κινητά φορτία της κατασκευής είναι συνάρτηση της χρήσης των εκάστοτε χώρων. Έτσι οι τιμές που υιοθετούνται είναι, κατά το εθνικό προσάρτημα και εφόσον η μελλοντική χρήση του κτιρίου είναι αυτή του δικαστικού μεγάρου, οι παρακάτω.

- | | |
|------------------------------|------------------------|
| ▪ Χώροι γραφείων | 2.00 kN/m ² |
| ▪ Χώροι με σταθερά καθίσματα | 5.00 kN/m ² |
| ▪ Διάδρομοι | 5.00 kN/m ² |

Εισάγουμε τα φορτία αυτά στις πλάκες (**Assign-Area Loads**). Τα φορτία αυτά μοιράζονται αυτόματα στις δοκούς μέσω των δυσκαμψιών των στοιχείων. Οι παραπάνω φορτίσεις ενσωματώνονται στην φορτική κατάσταση Q (**Load Pattern Name: Q, Type: LIVE, Self Weight Multiplier: 0**).

3.2.5.2 Οριζόντια φόρτιση

Όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 [8], §4.4.4.1 για όλες τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, που αφορούν την υπό εξέταση κατασκευή, για τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται δύο καθ' ύψος κατανομές, μία ομοιόμορφη και μία ιδιομορφική.

Για κάθε τύπο κατανομής (ομοιόμορφη και ιδιομορφική) εφαρμόζονται τέσσερις περιπτώσεις φορτίσεων καθώς αυτές ορίζονται για κάθε κύρια διεύθυνση (X και Y) και για κάθε φορά «σεισμού» (θετική και αρνητική).

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδιασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή

θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις x και y σε ποσοστά 100% και 30%.

- $G + 0.6Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $G + 0.6Q \pm 0.3E_x \pm E_y$

Αναλυτικότερη παρουσίαση της οριζόντιας φόρτισης γίνεται στο κεφάλαιο 4.(§4.2.2)

3.2.6 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

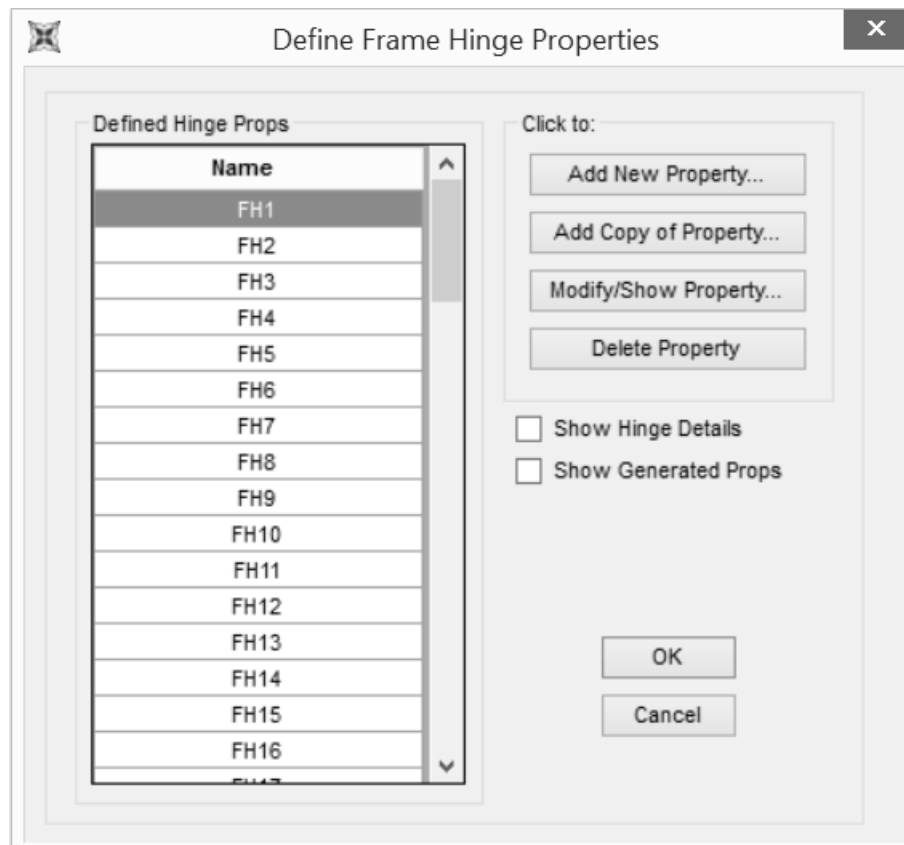
3.2.6.1 Γενικά

Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται οι διατομές στην αρχή και στο τέλος των δομικών στοιχείων, καθώς πρόκειται για τα σημεία του φορέα όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά τη σεισμική φόρτιση. Ο τύπος πλαστικών αρθρώσεων που κατά κανόνα χρησιμοποιείται, αναφέρεται σε καθαρή κάμψη (M3 στο SAP 2000) για τις δοκούς και σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης με αξονικό φορτίο (PM2M3 στο SAP 2000) για τα υποστυλώματα.

Η πλαστική άρθρωση σε μια διατομή ενεργοποιείται μόνο όταν η ροπή από την ανάλυση ξεπεράσει την αντίστοιχη ροπή διαρροής. Σε κάθε άλλη περίπτωση, το συγκεκριμένο δομικό στοιχείο συμπεριφέρεται ελαστικά και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν τοποθετηθεί δε λαμβάνονται καθόλου υπόψη.

Ορίζουμε τις πλαστικές αρθρώσεις στο πρόγραμμα ως εξής :

Define — Section Properties —Hinge Properties—Add New Property



Σχ.3.24: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000

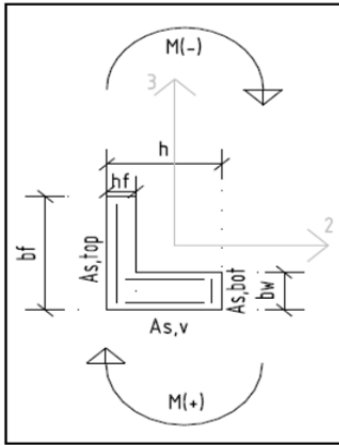
Το λογισμικό μας δίνει τη δυνατότητα να ορίσουμε την ανάλυση ως Force controlled ή ως Deformation controlled. Ο δεύτερος τρόπος πραγματοποιείται με τον ορισμό της μέγιστης μετατόπισης ενός σημείου (συνήθως κορυφής) της κατασκευής και σταδιακή πλευρική ώθηση έως την τιμή αυτή. Εφόσον δεν γνωρίζουμε τις πλευρικές δυνάμεις (Force controlled) επιλέγουμε να ορίσουμε τη μέγιστη μετατόπιση ενός κόμβου κορυφής. Επιλέγουμε δηλαδή τη Deformation controlled (ductile) που σημαίνει έλεγχος μετακινήσεων και πλάστιμος τρόπος αστοχίας.

Η ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης M-θ, δηλαδή τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών, συμπληρώνονται σύμφωνα με το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. , βάση του οποίου κατασκευάστηκε η παρακάτω φόρμα υπολογισμού (Σχ.3.25).

Στην συνέχεια ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας των μελών:

- **ΑΧ** (Άμεση Χρήση) ορίζεται να είναι στο σημείο διαρροής της διατομής (θ_y, M_y) όπου $\theta_{pl} = 0$.
- **ΠΖ** (Προστασία Ζωής) ορίζεται στο σημείο $(1/2(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{rd}, M_y)$ με $\theta_{pl} = 1/2(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{rd} - \theta_y$.
- **ΟΚ** (Οιονεί κατάρρευση) στο σημείο $(\theta_u/\gamma_{rd}, M_y)$ με $\theta_{pl} = \theta_u/\gamma_{rd} - \theta_y$.

Χάλυβας			Σκυρόδεμα			Γεωμετρικά στοιχεία διατομής		
Αντοχή διαμήκου χάλυβα	f_y (Mpa)	400	Αντοχή	f_c (Mpa)	25	Πλάτος	b_f (mm)	300
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (Mpa)		Συντελεστής ασφαλείας	γ_s	1.5	ύψος διατομής	h (mm)	400
Συντελεστής ασφαλείας	γ_s	1.15	Μέτρο ελαστικότητας	E_c (Mpa)	30000	Πλάτος κορμού	b_w (mm)	300
Μέτρο ελαστικότητας	E_s (Mpa)	200000	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	6.66667	Στατικό ύψος	d (mm)	360
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	12				απόσταση θλ. οπλ. Ακραία ίνα	d' (mm)	40
						λόγος d'/d	δ'	0.111
						μήκος διάτμησης	L_s (mm)	2000
						Μήκος διάτμησης κάτω	L_{s2} (mm)	
						Λόγος διάτμησης (L_s/h)	a_s	5.00
						Μήκος Στύλου	H (m)	4
Εντατικά μεγέθη διατομής								
Αξονική δύναμη κεφαλής	N (kN)	0						
Αξονική δύναμη βάσης	N (kN)	0						
Οπλισμός κεφαλής						Οπλισμός βάσης		
Άνω διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	226.0				Άνω διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	
Κάτω διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	452.0				Κάτω διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	
Διαμήκης οπλισμός κορμού	$A_{s,v}$ (mm ²)					Διαμήκης οπλισμός κορμού	$A_{s,v}$ (mm ²)	
Εγκάρσιος οπλισμός						Εγκάρσιος οπλισμός		
Συντελεστής περίσφυξης	α					Συντελεστής περίσφυξης	α	
Εγκάρσιος οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)					Εγκάρσιος οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	
Απόσταση συνδετήρων	s_h (mm)					Απόσταση συνδετήρων	s_h (mm)	
Γεωμ. Ποσοστό οπλισμού	ρ_s	0				Γεωμ. Ποσοστό οπλισμού	ρ_s	0
Δισδιαγώνιος οπλισμός						Δισδιαγώνιος οπλισμός		
Εμβαδόν διαδ.	A_d (mm)					Εμβαδόν διαδ.	A_d (mm)	
Γεωμ. Ποσοστό διαδ. οπλισμού	ρ_d					Γεωμ. Ποσοστό διαδ. οπλισμού	ρ_d	



Άνω Άκρο					
Ροπή M(-)			Ροπή M(+)		
ρ		0.0020926	ρ		0.0041852
ρ'		0.0041852	ρ'		0.0020926
ρ_v		0	ρ_v		0
ω		0.0436715	ω		0.087343
ω'		0.087343	ω'		0.0436715
Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα	
A	0.00627778	0.0062778	A	0.00627778	0.0062778
B	0.00255761	0.0025576	B	0.0044177	0.0044177
ξ_y	0.14749726	0.1474973	ξ_y	0.20442885	0.2044288
$(1/r)\gamma$	0.00566675	0.0188327	$(1/r)\gamma$	0.00607226	0.013588
Κρίσιμο υλ.	Χάλυβας		Κρίσιμο υλ.	Χάλυβας	
ξ_y	0.1474973		ξ_y	0.2044288	
$(1/r)\gamma$	0.0056667		$(1/r)\gamma$	0.0060723	
M_y (kNm)	26.758141		M_y (kNm)	52.59886	
V_{mu}	13.37907		V_{mu}	26.29943	
$VRd1$	39.267259		$VRd1$	49.473646	
av	0		av	0	
θ_y	0.006322		θ_y	0.0066442	
K_y	2821.6783		K_y	5277.6655	
K_{eff}	61681.611		K_{eff}	61681.611	
K_y/K_{eff}	0.0457459		K_y/K_{eff}	0.085563	
θ_{um}	0.051550 (/1.2)		θ_{um}	0.045284	
θ_{umpl}	0.030261 (/1.2)		θ_{umpl}	0.055041	
$\theta_{umpl}/\gamma_{Rd}$	0.016812 (/1.2)		$\theta_{umpl}/\gamma_{Rd}$	0.030578	
θ_u	0.036583 (/1.2)		θ_u	0.061685	
$\mu\theta$	8.1539638 (/1.2)		$\mu\theta$	6.8155434	
V_{rmax}	62.691938		V_{rmax}	62.691938	
V_w (kN)	0		V_w (kN)	0	
VR (kN)	6.6430162		VR (kN)	6.6430162	
Αστοχία	Ψαθυρή		Αστοχία	Ψαθυρή	

Σχ.3.25: Φόρμα υπολογισμού χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης διατομής, κατα ΚΑΝ. ΕΠΕ.

3.2.6.2 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα κρίσιμη είναι η αστοχία από αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπών κατά τους δύο άξονες 2 και 3 (τοπικοί, όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα) οπότε επιλέγονται αρθρώσεις τύπου P-M₂-M₃.

Ορίζεται λοιπόν για την κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων μια πλαστική άρθρωση μέσω των εντολών (Σχ.3.26, 3.27):

Define - Section Properties - Hinge Properties - Add New Property - User Defined - Deformation Controlled (Ductile) - Interaction P-M2-M3

Λόγω της φύσεως της όπλισης επιλέγονται συνθήκες συμμετρίας για κάμψη κατά τον άξονα X-X (M₂) και κάμψη κατά τον άξονα Y-Y (M₃) μέσω της επιλογής:

Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

Η επιφάνεια αλληλεπίδρασης ορίζεται μέσω της επιλογής:

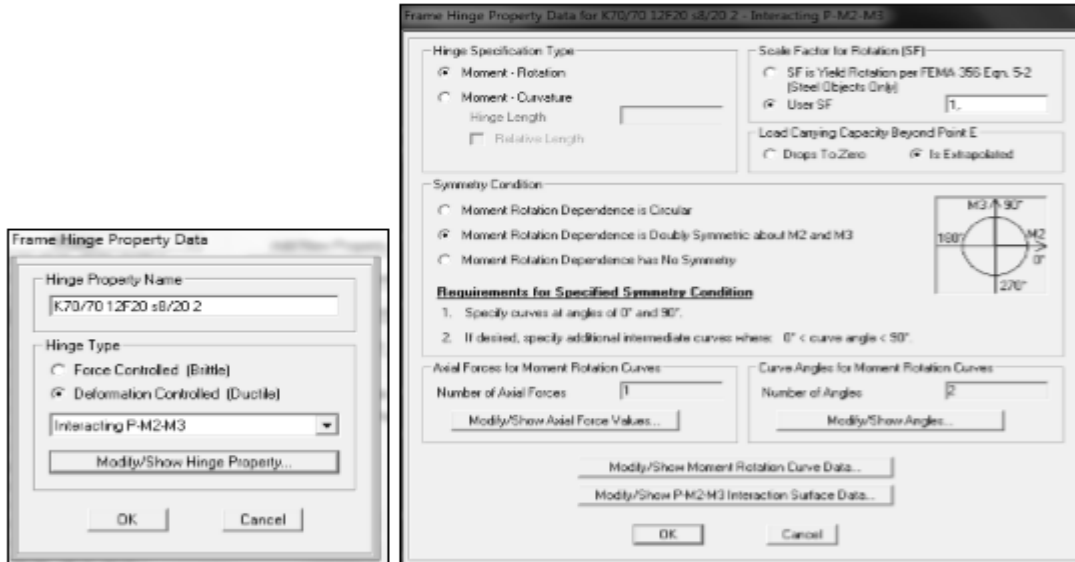
Modify Intersection Surface Data - Default from Material Property of Associated Line Object

καθώς έχει γίνει ακριβής προσομοίωση των διατομών των υποστυλωμάτων.

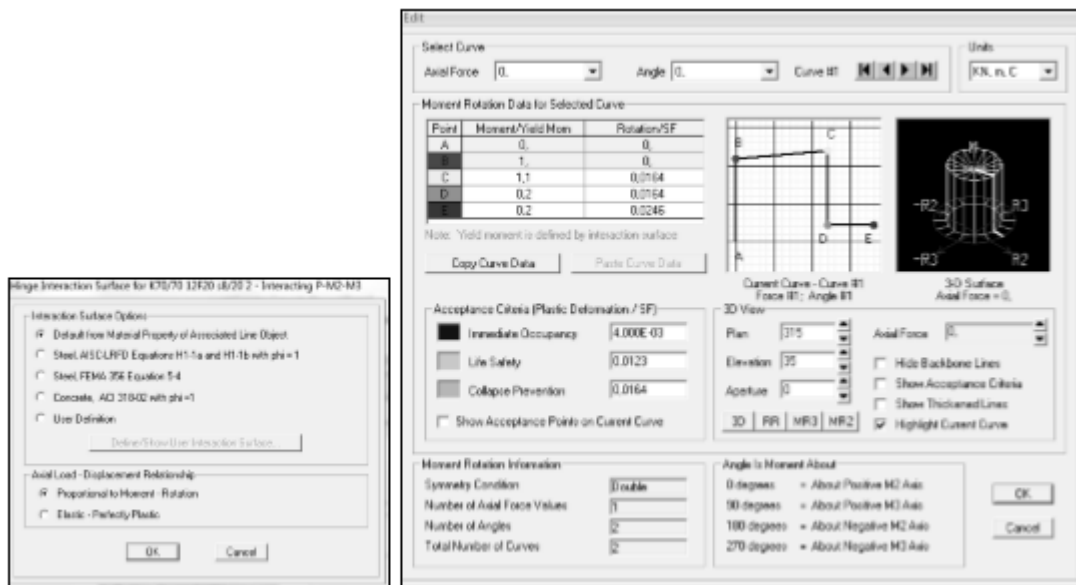
Ακολούθως εισάγονται οι γωνίες πλαστικής στροφής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας για κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις κάμψης (X και Y).

Ο ορισμός των άνω ανελαστικών ιδιοτήτων κάθε διατομής γίνεται μέσω της εντολής **Assign - Frame - Hinges** αφού έχει επιλεγεί πρώτα το αντίστοιχο υποστυλώμα.

Επισημαίνεται ότι για ίδια υποστυλώματα, με διαφορετικές αξονικές δυνάμεις (διαφορετικών ορόφων), ορίζονται διαφορετικές πλαστικές αρθρώσεις καθώς οι πλαστικές στρόφες εξαρτώνται από τις δυνάμεις αυτές.



Σχ.3.26: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων



Σχ.3.27: Καθορισμός επιφάνειας αλληλεπίδρασης και σταθμών επιτελεστικότητας

3.2.6.3 Δοκοί

Για τις δοκούς κρίσιμη είναι η αστοχία από κάμψη κατά τον άξονα 3 (τοπικός άξονας), οπότε επιλέγονται αρθρώσεις τύπου M3.

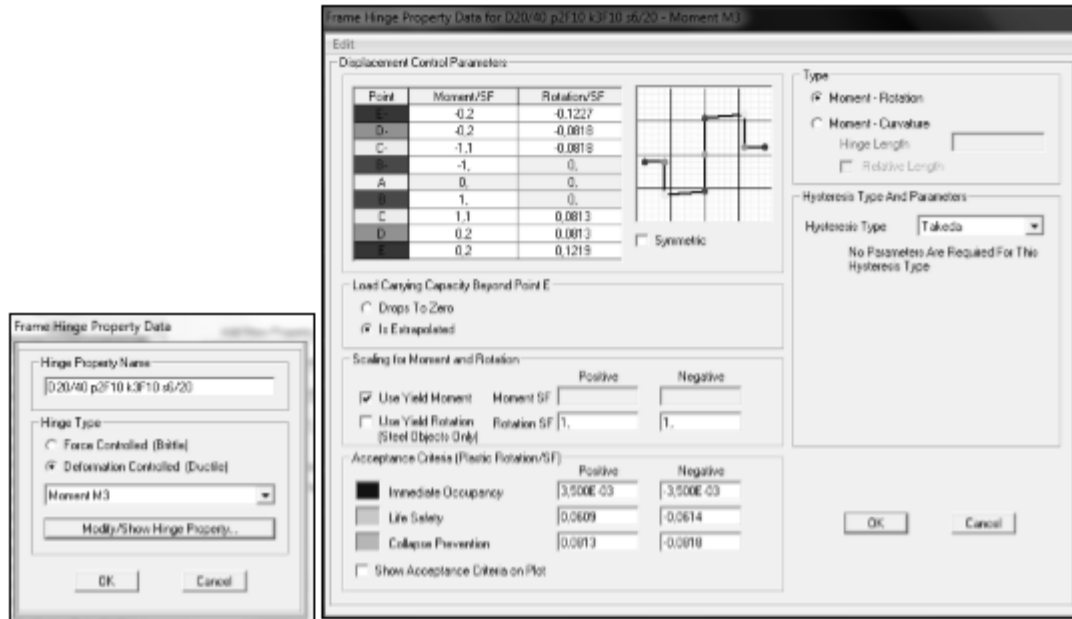
Ορίζεται λοιπόν για κάθε παρειά της δοκού μια πλαστική άρθρωση μέσω των εντολών (Σχ.3.28):

Define - Section Properties - Hinge Properties - Add New Property - User Defined - Deformation Controlled (Ductile) - Moment M3

Ακολούθως εισάγονται οι γωνίες πλαστικής στροφής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας για το άνω και κάτω πέλμα της εκάστοτε διατομής.

Οι τιμές της M_y , για κάθε φορά κάμψης (εφελκυσμός άνω και κάτω ινών), λαμβάνονται σύμφωνα με την κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ φόρμα υπολογισμού που παρουσιάστηκε προηγουμένως.

Ο ορισμός των άνω μη γραμμικών ιδιοτήτων κάθε διατομής γίνεται μέσω της εντολής **Assign - Frame - Hinges** αφού έχει επιλεγεί πρώτα η αντίστοιχη δοκός.



Σχ.3.28: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων δοκών

A/A	b _{xh}	άνω διαμ. (mm ²)	κάτω διαμ. (mm ²)	M _y	θ _y	θ _u	θ _{pl}	I.O	L.S	C.P	
ISD1	20x40	452	452	51.91	0.006298	0.03855	0.032252	0	0.00616	0.015119	-
				51.91	0.006298	0.03855	0.032252	0	0.00616	0.015119	+
ISD2	20x40	226	452	26.45	0.005356	0.03156	0.026204	0	0.004898	0.012177	-
				51.9	0.006346	0.054	0.047654	0	0.010417	0.023654	+
ISD3	20x40	339	452	39.26	0.005572	0.03555	0.029978	0	0.005851	0.014178	-
				51.91	0.00572	0.04847	0.04275	0	0.009333	0.021208	+
ISD4	20x40	270	314	31.49	0.00584	0.03835	0.03251	0	0.006435	0.015466	-
				36.47	0.005853	0.04864	0.042787	0	0.009284	0.021169	+
ISD5	40x105	462	924	156.4	0.004574	0.031092	0.026518	0	0.005333	0.012699	-
				308.11	0.004718	0.05295	0.048232	0	0.011301	0.024699	+
ISD6	40x105	339	565	115.21303	0.004291	0.030645	0.026354	0	0.005413	0.012734	-
				190.29945	0.004362	0.047329	0.042967	0	0.009996	0.021931	+
ISD7	35x105	942	1885	315.30286	0.004712	0.025615	0.020903	0	0.003712	0.009518	-
				616.01865	0.004906	0.042937	0.038031	0	0.008384	0.018948	+
ISD8	35x105	4232	8083	1397.8898	0.005157	0.028822	0.023665	0	0.004282	0.010856	-
				2478.8862	0.005646	0.047517	0.041871	0	0.009121	0.020752	+
ISD9	35x105	157	314	53.779513	0.004065	0.027943	0.023878	0	0.004826	0.011459	-
				106.55996	0.004124	0.045621	0.041497	0	0.009694	0.021221	+
ISD10	40x105	339	565	115.21303	0.004291	0.030645	0.026354	0	0.005413	0.012734	-
				190.29945	0.004362	0.047329	0.042967	0	0.009996	0.021931	+

Σχ.3.29: Χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης διατομής δοκού και στάθμες επιτελεστικότητας

Κεφάλαιο 4 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

4.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Κατά την ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε αρχικά μια ιδιομορφική ανάλυση (modal) από την οποία προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου.

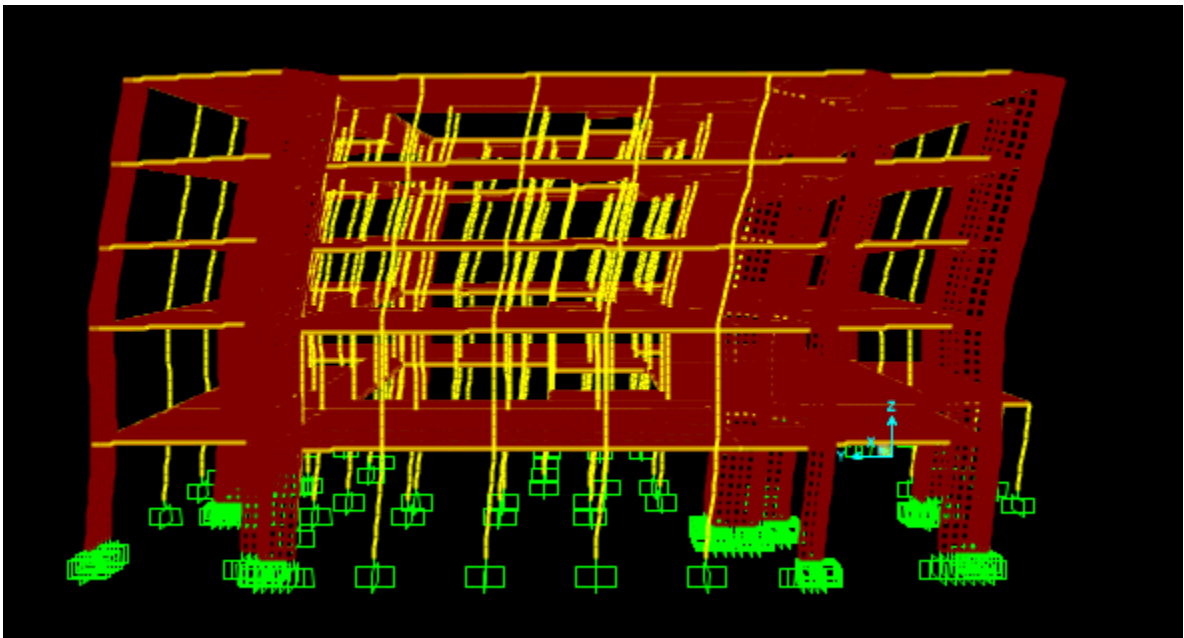
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	0.4389
MODAL	Mode	2	0.3945
MODAL	Mode	3	0.3249
MODAL	Mode	4	0.2123
MODAL	Mode	5	0.1950
MODAL	Mode	6	0.1884
MODAL	Mode	7	0.1840
MODAL	Mode	8	0.1775
MODAL	Mode	9	0.1772
MODAL	Mode	10	0.1771
MODAL	Mode	11	0.1682
MODAL	Mode	12	0.1656

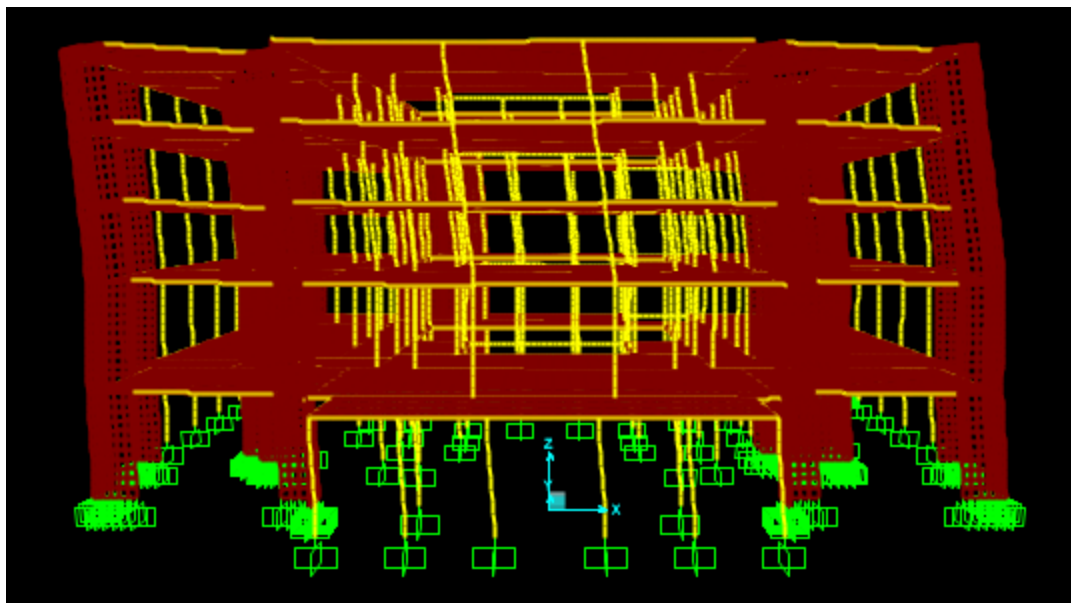
TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.4389	7.7750%	58.3990%	0.3940%
MODAL	Mode	2	0.3945	50.2320%	8.8440%	6.0670%
MODAL	Mode	3	0.3249	8.0400%	0.0920%	60.1580%
MODAL	Mode	4	0.2123	0.0003%	0.0016%	0.0001%
MODAL	Mode	5	0.1950	0.0000%	0.0005%	0.0000%
MODAL	Mode	6	0.1884	0.0001%	0.0011%	0.0000%
MODAL	Mode	7	0.1840	0.0000%	0.0000%	0.0000%
MODAL	Mode	8	0.1775	0.1030%	0.0087%	0.0160%
MODAL	Mode	9	0.1772	0.0210%	0.0022%	0.0000%
MODAL	Mode	10	0.1771	0.0220%	0.0012%	0.0150%
MODAL	Mode	11	0.1682	4.6860%	22.2930%	0.8470%
MODAL	Mode	12	0.1656	0.7930%	2.5100%	0.1550%

Στους παραπάνω πίνακες φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του υπό μελέτη δομήματος. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι η πρώτη, με ιδιοπερίοδο $T_1 = 0.44s$, η οποία είναι κυρίως μεταφορική κατά τη διεύθυνση y , με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 60%. Η δεύτερη με ιδιοπερίοδο $T_2 = 0.40s$, η οποία είναι κυρίως μεταφορική κατά τη διεύθυνση x , με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 50%. Τέλος η τρίτη, με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0.32s$, ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 60%, η οποία είναι στροφική.

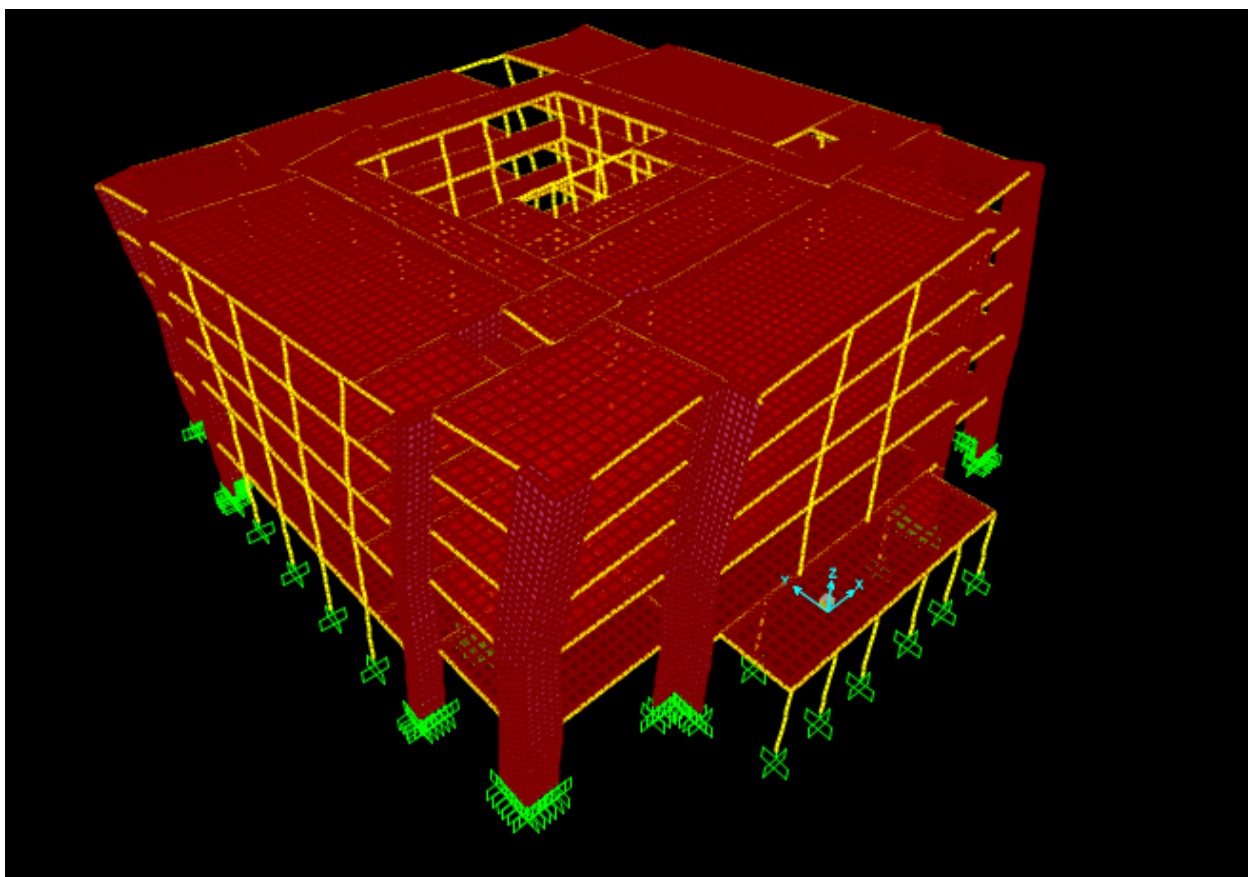
Παρατηρούμε ότι στη διεύθυνση y το κτίριο έχει τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο, γεγονός που μας υποδεικνύει ότι το δόμημα είναι πιο εύκαμπτο στην αυτή διεύθυνση, άρα θα παρουσιάσει μεγαλύτερες μετακινήσεις και ίσως να είναι η «κρίσιμη» διεύθυνση για την ανελαστική ανάλυση που ακολουθεί.



Σχ.4.1: 1^η ιδιομορφή κτιρίου: δεσπόζουσα κατά y



Σχ.4.2: 2^η ιδιομορφή κτιρίου: δεσπόζουσα κατά x



Σχ.4.3: 3^η ιδιομορφή κτιρίου: δεσπόζουσα ιδιομορφή στροφής

4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis)

4.2.1 Γενικά

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή ως pushover analysis (αλλά και nonlinear static analysis, στατική υπερωθητική ανάλυση ή μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων), αποτελεί την κυριότερη μη-γραμμική στατική μέθοδο για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Πρόκειται για μια διαδικασία απλούστερη σε απαιτήσεις προσομοίωσης και επίλυσης σε σχέση με την πλήρη δυναμική ανελαστική ανάλυση, η οποία όμως έχει ικανοποιητικά αποτελέσματα μόνο στην περίπτωση φορέων που συνήθως χαρακτηρίζονται «κανονικοί», με χαμηλή συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών απόκρισης.

Η αναγνώριση της μεθόδου στη διαδικασία τόσο του σχεδιασμού, ως κύρια ή συμπληρωματική μέθοδος, όσο και της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών, είναι δεδομένη, καθώς συμπεριλαμβάνεται σε πολλούς σύγχρονους Κανονισμούς (EC8 §4.3.3.1(4) και §4.3.3.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.3 και §5.7). Οι πρόσφατες τάσεις στους αμερικανικούς κανονισμούς περιορίζουν την επιλεξιμότητα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε κτίρια ύψους έως 12m (FEMA 750 – resource paper 2) και δεν τη συμπεριλαμβάνουν στις γενικότερα προτεινόμενες μεθόδους σχεδιασμού, σε αντίθεση με την πιο σύνθετη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας (ASCE 7-10 §C12.6). Αναλυτικές διατάξεις για τη χρήση της μεθόδου εξακολουθούν όμως να υπάρχουν σε μορφή συμπληρωματικών κειμένων κανονιστικού χαρακτήρα (FEMA 440, FEMA 450 §5 Appendix A), ενώ η μέθοδος εξακολουθεί να χρησιμοποιείται κανονικά στην περίπτωση της σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης υφισταμένων κτιρίων.

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων (EC8 §4.3.3.4.2.1(1)). Βασικό αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η καμπύλη ικανότητας (ή καμπύλη αντίστασης) της κατασκευής, όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η θέση του οποίου συνήθως αφορά το

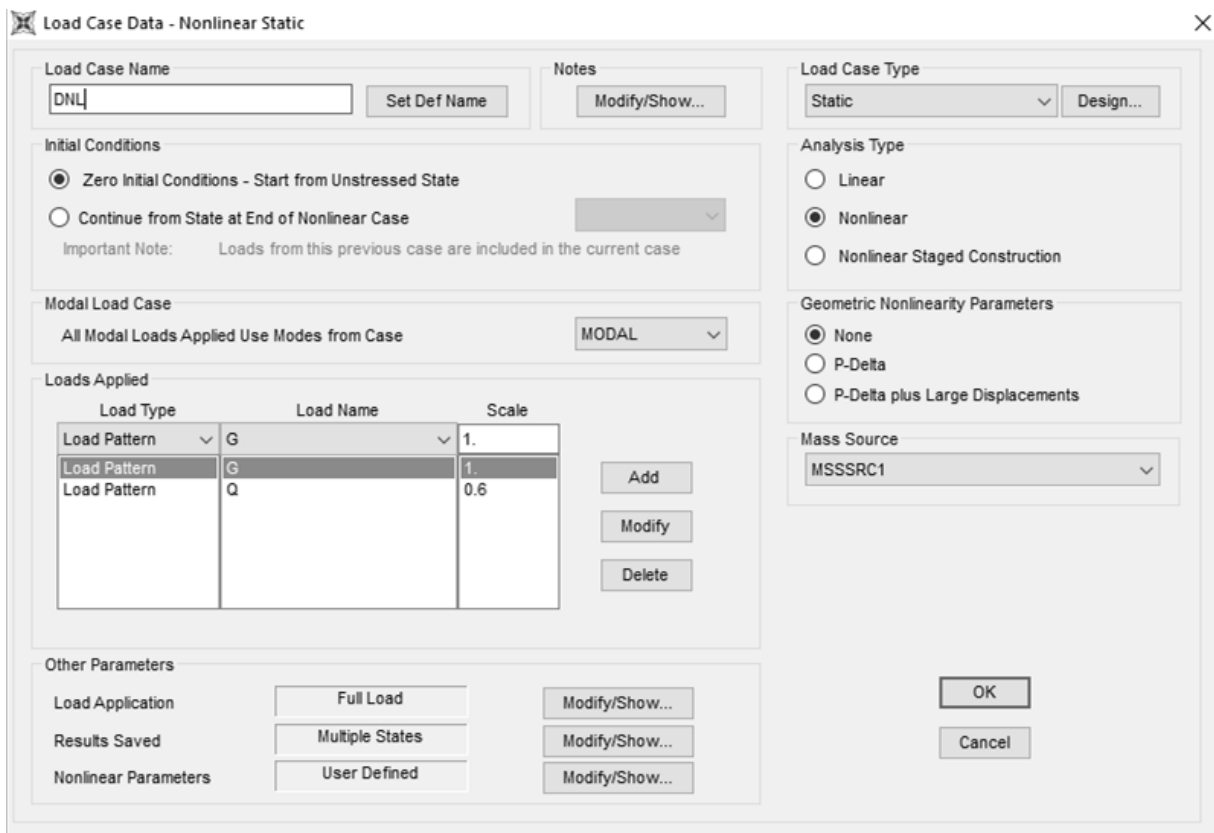
κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα (EC8 §4.3.3.4.2.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2). Εξετάζεται, για την κατάσταση του φορέα που αφορά τη μετακίνηση-στόχο, εφόσον η παραμόρφωση των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από τον ανεκτό.

4.2.2 Εφαρμογή ανελαστικής ανάλυσης

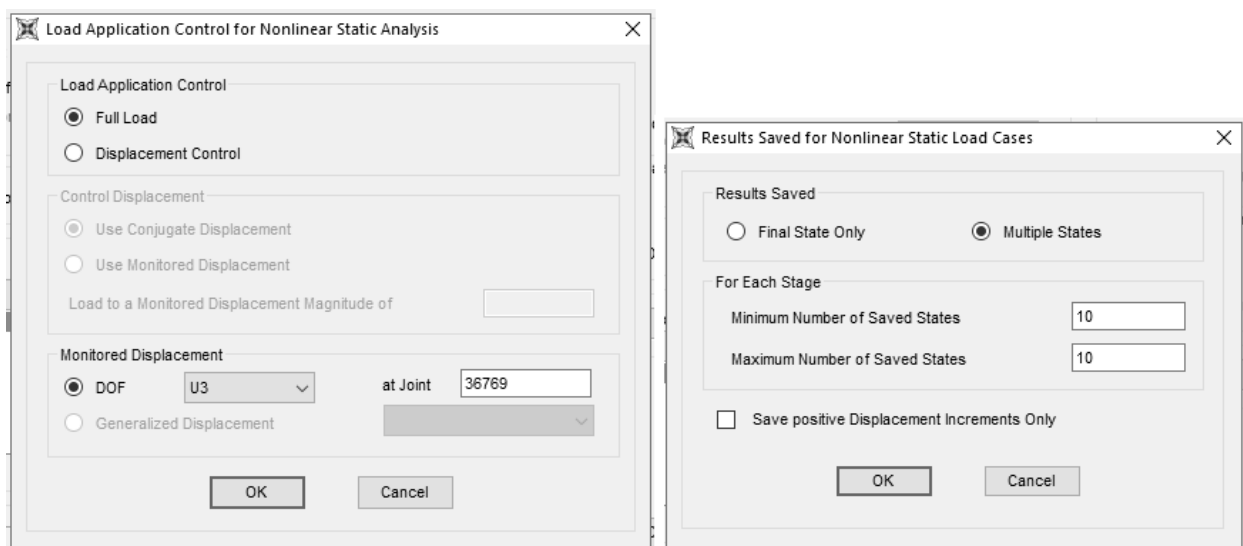
Απαιτείται ο ορισμός δύο τύπων ανελαστικής στατικής ανάλυσης:

- Στατική ανελαστική ανάλυση για την επιβολή των κατακόρυφων δράσεων
- Στατική ανελαστική ανάλυση για την επιβολή του οριζόντιου σεισμικού φορτίου

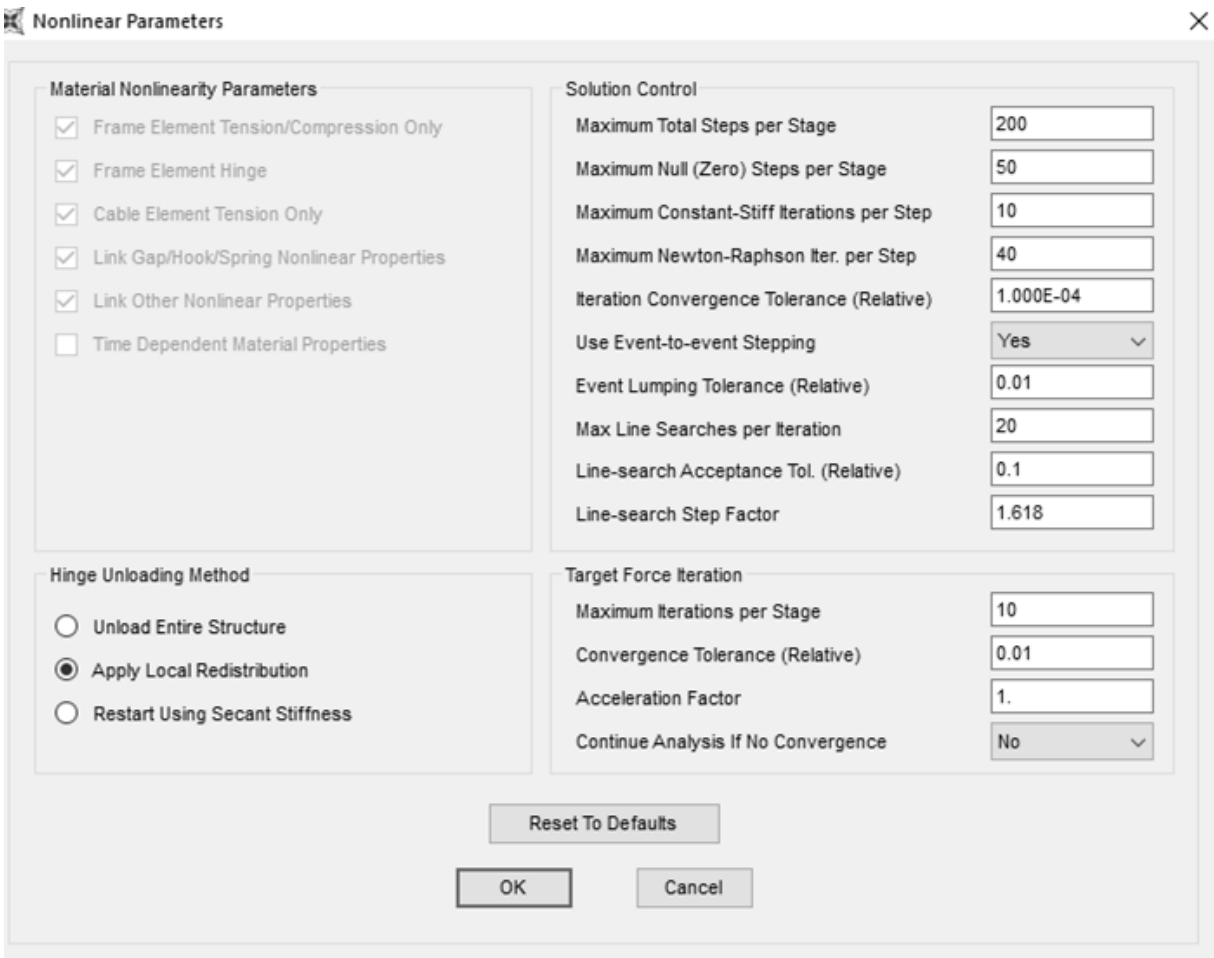
Όπως είναι γνωστό, η σεισμική δράση δεν εφαρμόζεται σε έναν αφόρτιστο φορέα, αλλά σε έναν φορέα στον οποίο ενεργούν ήδη κάποια κατακόρυφα φορτία. Θα πρέπει συνεπώς, κατά την επιβολή της σεισμικής δράσης και την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, να δρουν στον φορέα τα υφιστάμενα κατακόρυφα φορτία. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τον ορισμό μιας πρώτης ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Σχ.4.4), η οποία θα αφορά αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού (με βάση τον Κανονισμό G+0.6Q). Στη συνέχεια, η ανελαστική ανάλυση με τα οριζόντια φορτία θα ξεκινήσει από το πέρας της προηγούμενης που αφορά τα κατακόρυφα φορτία, ώστε να συνυπολογιστούν και αυτά στην τελική απόκριση.



Σχ.4.4: Ορισμός ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία

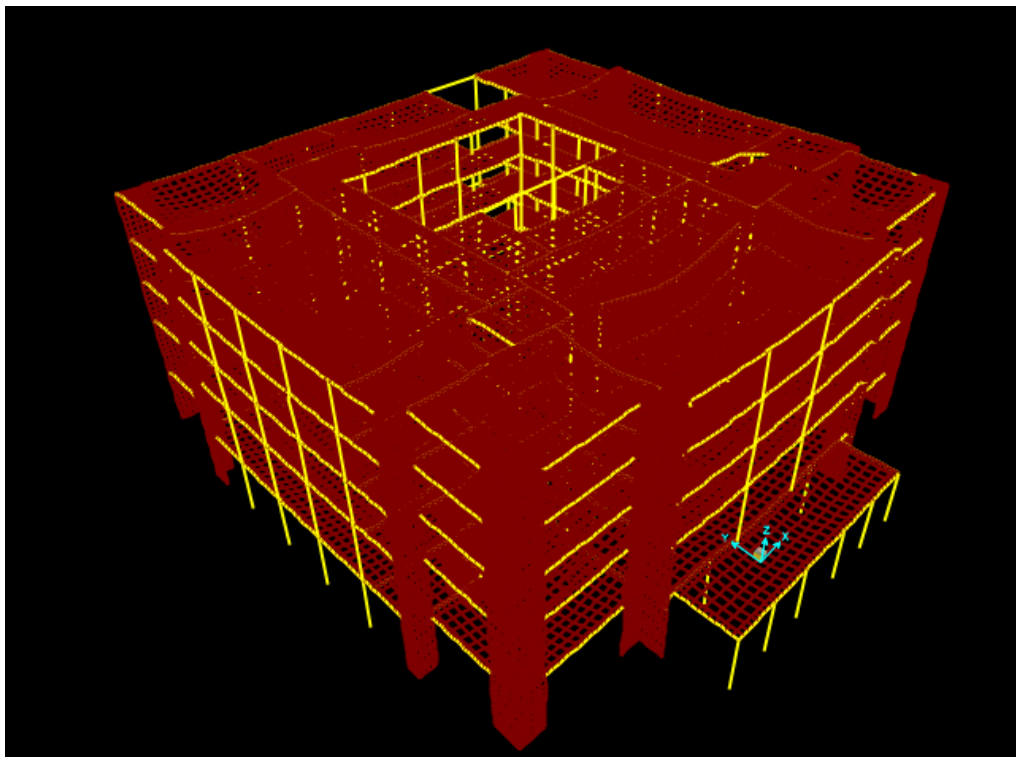


Σχ.4.5: Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία

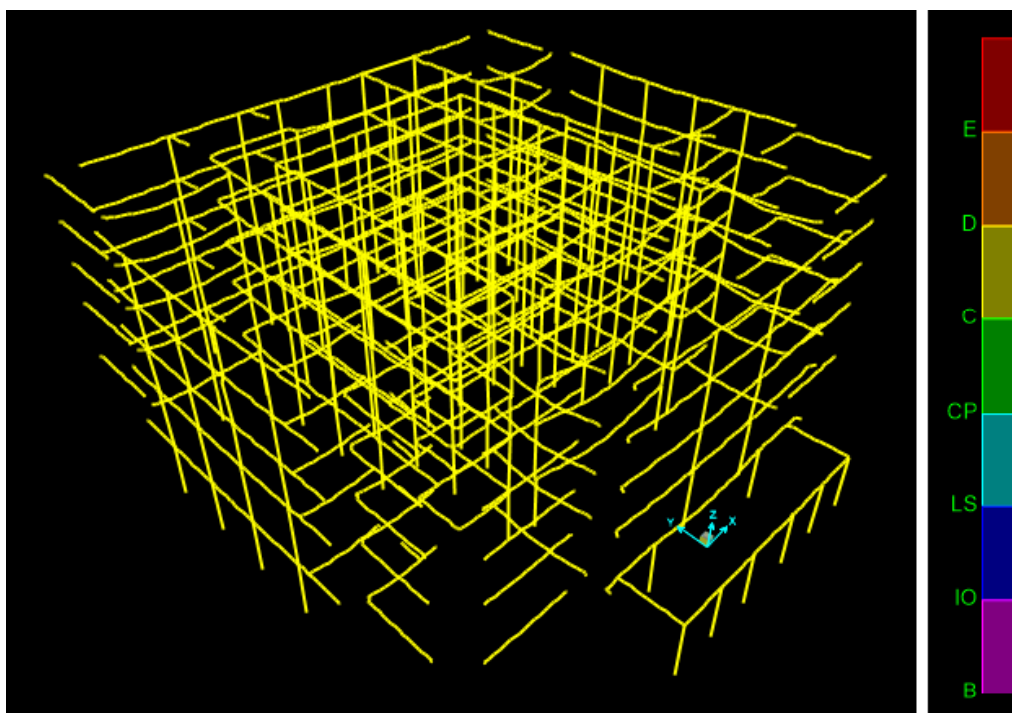


Σχ.4.6: Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία

Ξεκινώντας λοιπόν με την εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων, πρέπει ο φορέας να είναι σε θέση να φέρει αυτά τα φορτία χωρίς πρόβλημα και τα δομικά του στοιχεία να μην έχουν παραμορφωθεί ανελαστικά (τουλάχιστον σε μεγάλη έκταση).



Σχ.4.7: Παραμορφωμένος φορέας υπό τα κατακόρυφα φορτία (step 10)



Σχ.4.8: Παραμορφωμένος φορέας υπό τα κατακόρυφα φορτία (step 10)

Υπό την αυτή φόρτιση δεν παρατηρείται κανένας σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης σε κάποιο από τα δομικά στοιχεία του κτιρίου (προσδοκώμενο αποτέλεσμα).

Ομοιόμορφη κατανομή

Για την ομοιόμορφη κατανομή, αρχικά υπολογίζεται ο αριθμός των κόμβων της κάθε στάθμης που πρόκειται να ασκηθεί η αυτή φόρτιση και στη συνέχεια διαιρείται η μονάδα με το πλήθος των παραπάνω κόμβων, έτσι ώστε το άθροισμα των συντελεστών αυτών ανα στάθμη, να είναι ίσο με τη μονάδα. Οι συντελεστές αυτοί τοποθετούνται ως επικόμβια φορτία στη στάθμη του κάθε ορόφου και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις τις κατασκευής ως δύο ξεχωριστές κατανομές (κατά Χ και κατά Υ). Στη συνέχεια ανάλογα με το προς ποια διεύθυνση γίνεται η ανάλυση, επιλέγεται ως οριζόντια φόρτιση η αντίστοιχη κατανομή, κατά Χ ή κατά Υ.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: EX UNI [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case [DNL]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	EX	1
Load Pattern	EX	1

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

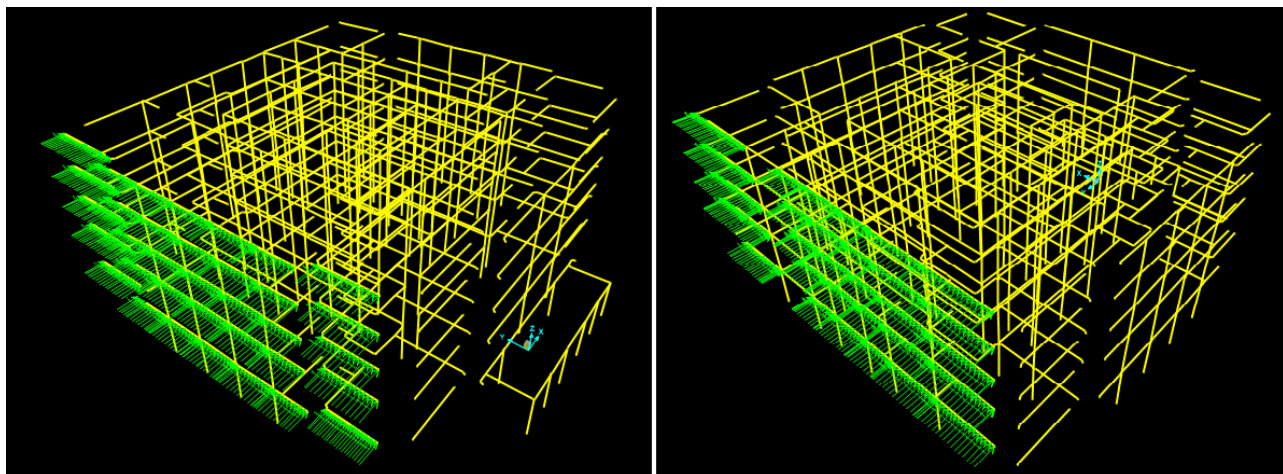
Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MSSSRC1

Other Parameters:
Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

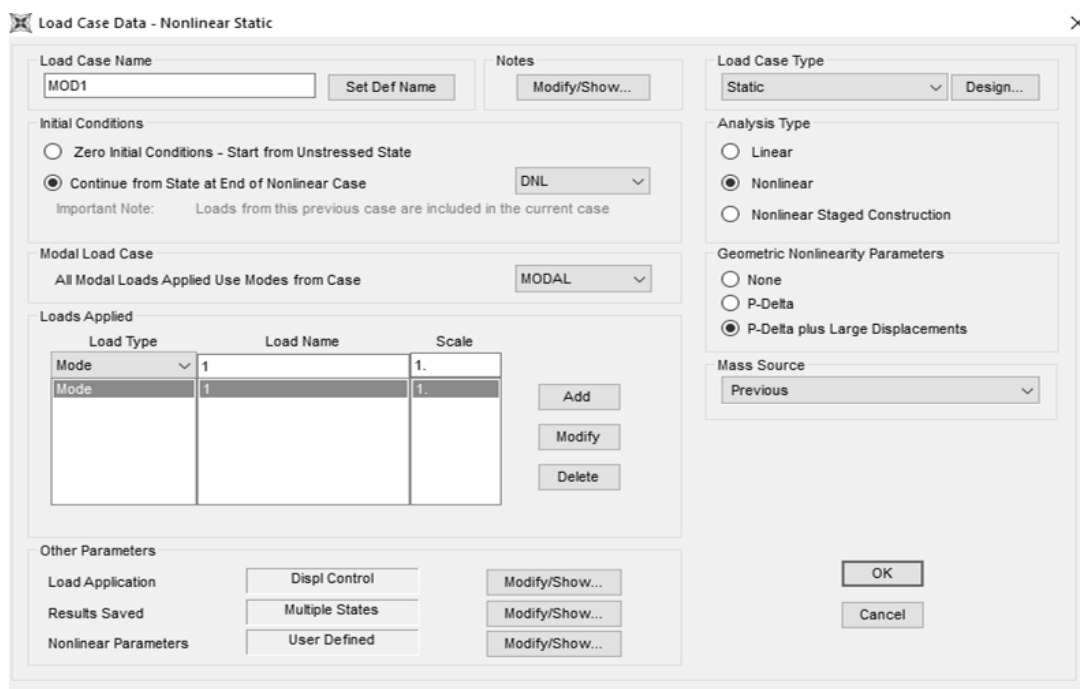
Σχ.4.9: Ορισμός μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για ομοιόμορφη πλευρική φόρτιση κατά Χ



Σχ.4.10: Επιβολή ομοιόμορφης κατανομής κατά X (αριστερά) και κατά Y (δεξιά)

Ιδιομορφική κατανομή

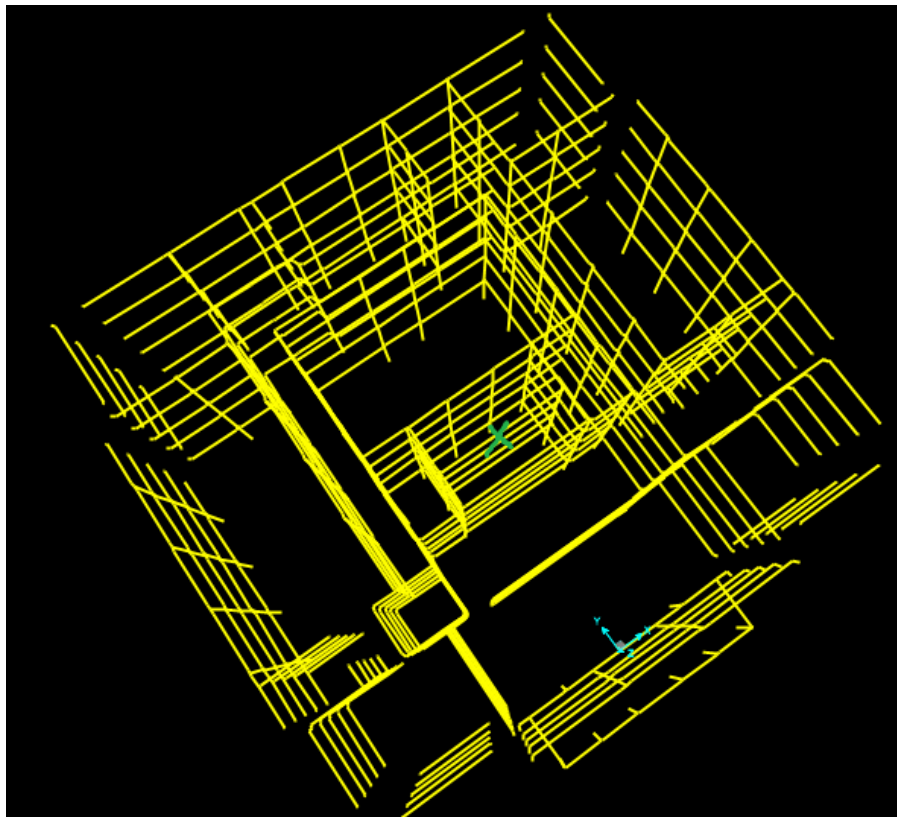
Για την ιδιομορφική κατανομή υπολογίζονται οι κύριες ιδιομορφές της κατασκευής κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Στη συνέχεια ανάλογα με το προς ποια διεύθυνση γίνεται η ανάλυση επιλέγεται η αντίστοιχη ιδιομορφή ως «οριζόντιο φορτίο», κατά X ή κατά Y.



Σχ.4.11: Ορισμός μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για ιδιομορφική πλευρική φόρτιση (1^η ιδιομορφή)

Κόμβος ελέγχου

Η παρακολούθηση της μετακίνησης γίνεται στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος ορίζεται ως το κέντρο μάζας του τελευταίου ορόφου του κτιρίου (EC8 §4.3.3.4.2.3(2)· ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2). Ως κόμβος ελέγχου επιλέγεται ο κόμβος 36769, καθώς είναι ο πλησιέστερος κόμβος στο κέντρο βάρους του τελευταίου ορόφου.

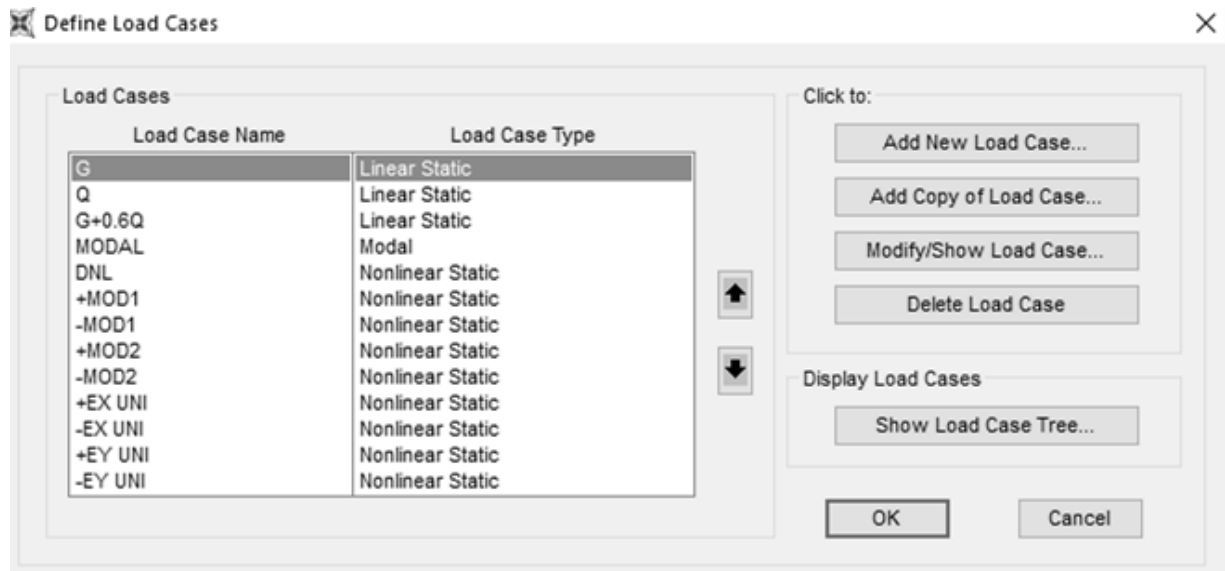


Σχ.4.12: Κόμβος ελέγχου

Μετακίνηση στόχος

Ο καθορισμός της μετακίνησης στόχου κατά την ανελαστική ανάλυση είναι πολύ σημαντικός, καθώς θα πρέπει να αρκεί για να ληφθεί μια πλήρης εικόνα της απόκρισης με την ολοκλήρωση της ανάλυσης, δίχως όμως να έχει υπερβολικά μεγάλη τιμή που ενδέχεται να προκαλέσει προβλήματα σύγκλισης. Κανονιστικές οδηγίες για τον υπολογισμό της μετακίνησης-στόχου δίνονται στον EC8 (§4.3.3.4.2.6(1)P και Annex B) και

στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.4.2). Κατά τον ορισμό της ανάλυσης, η ζητούμενη μετακίνηση θα πρέπει να φτάνει το 150% της μετακίνησης στόχου, ώστε να προκύψει πλήρης εικόνα της ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα (EC8 §4.3.3.4.2.3(1)· ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.1(α)). Πέραν της παραπάνω τιμής, προτείνεται η συνέχιση της ανάλυσης έως ότου παρατηρηθεί ουσιαστική πτώση της αντοχής, για την εξαγωγή πρόσθετων δεδομένων αναφορικά με την ικανότητα παραλαβής οριζόντιων φορτίων που εμφανίζει η κατασκευή.



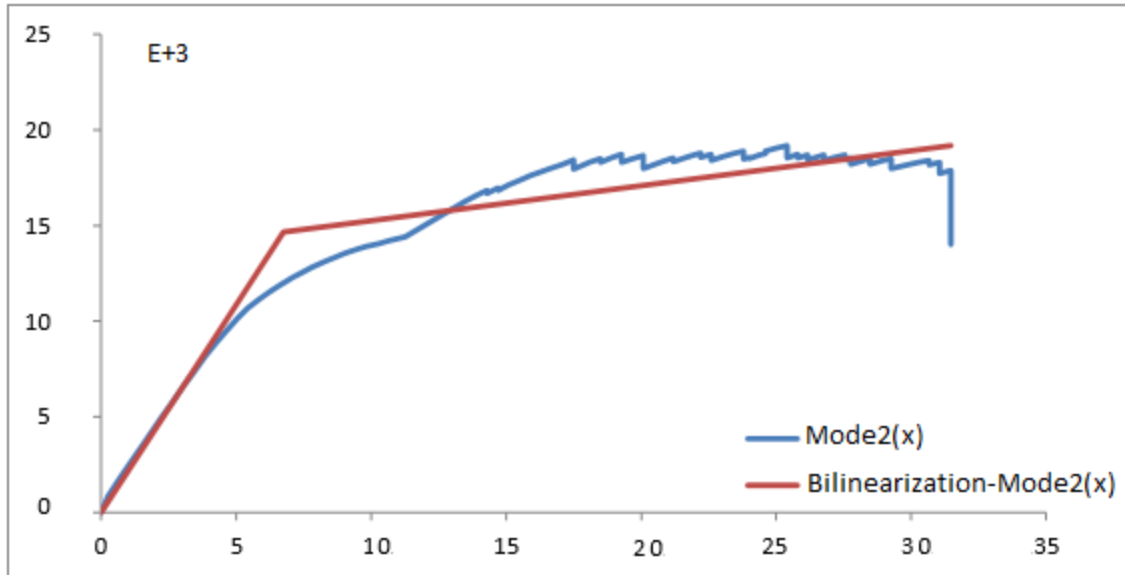
Σχ.4.13: Ορισμός συνδιασμών φορτίσεων

4.2.3 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης

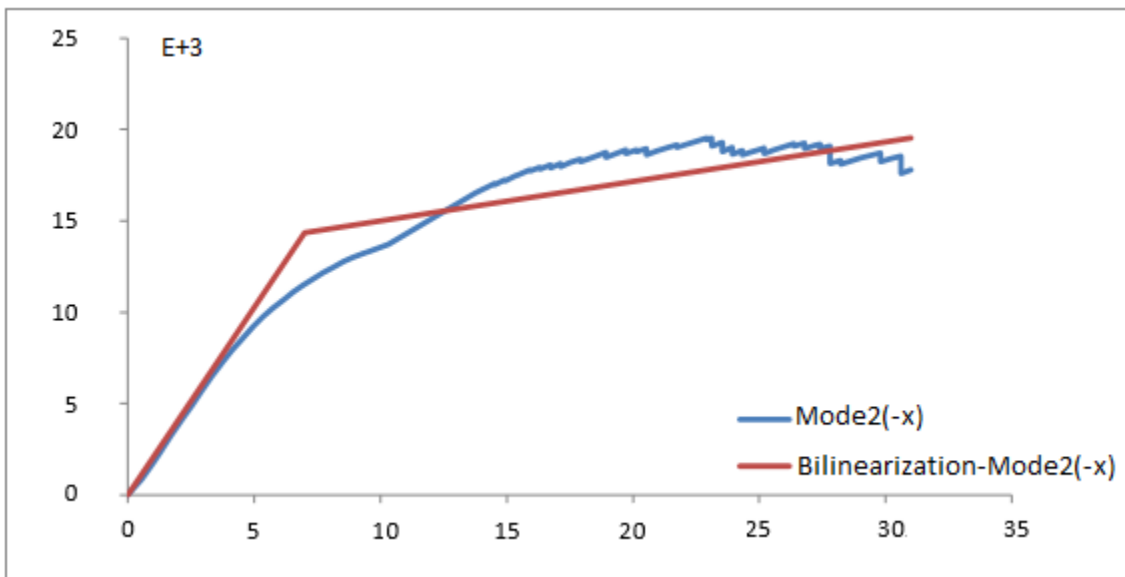
Παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής όπως εξάγονται από την ανάλυση, για κάθε μία από τις οχτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις, για τυχαία, πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση της συνολικής αντοχής της κατασκευής.

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

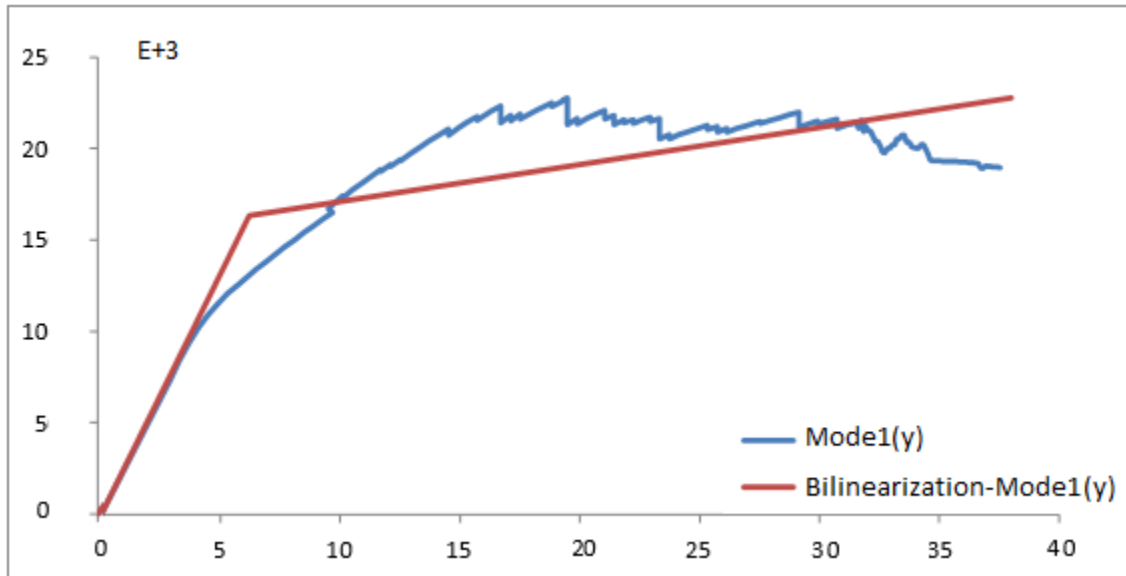
Ανάλυση κατά +X



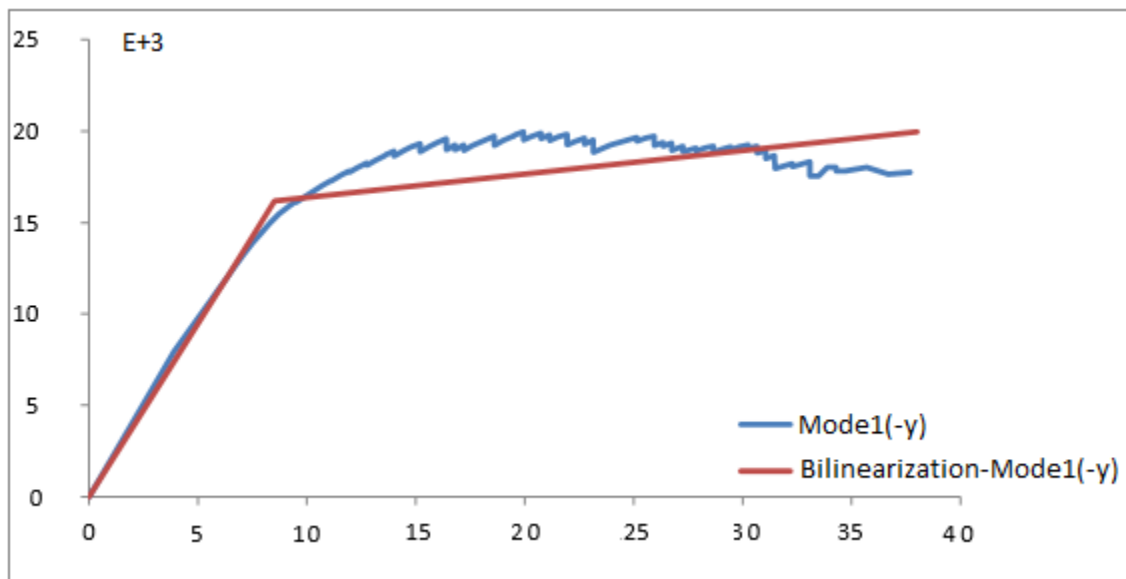
Ανάλυση κατά -X



Ανάλυση κατά +Y

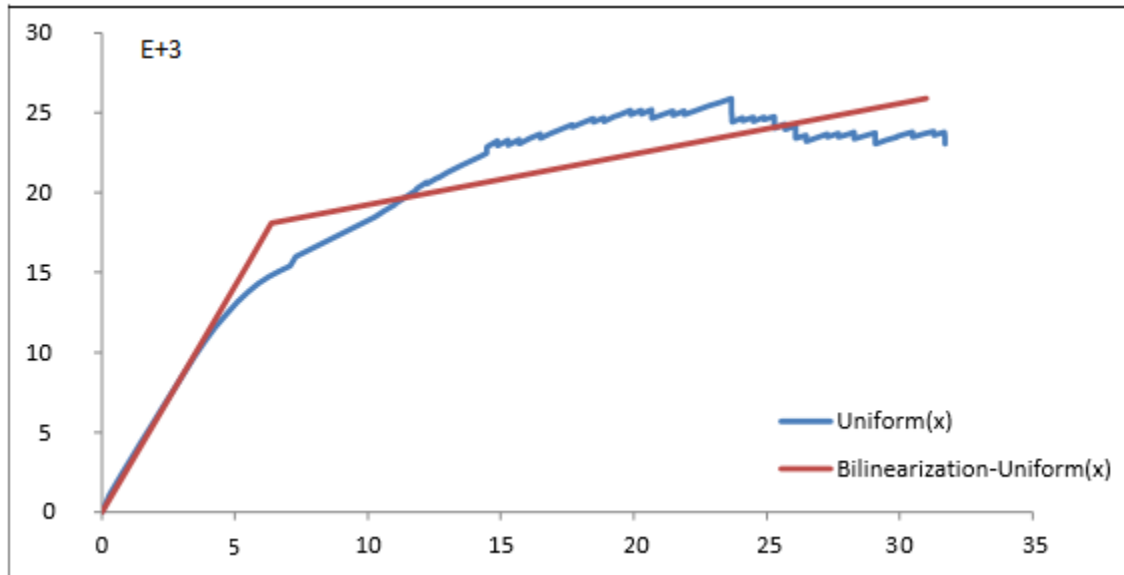


Ανάλυση κατά -Y

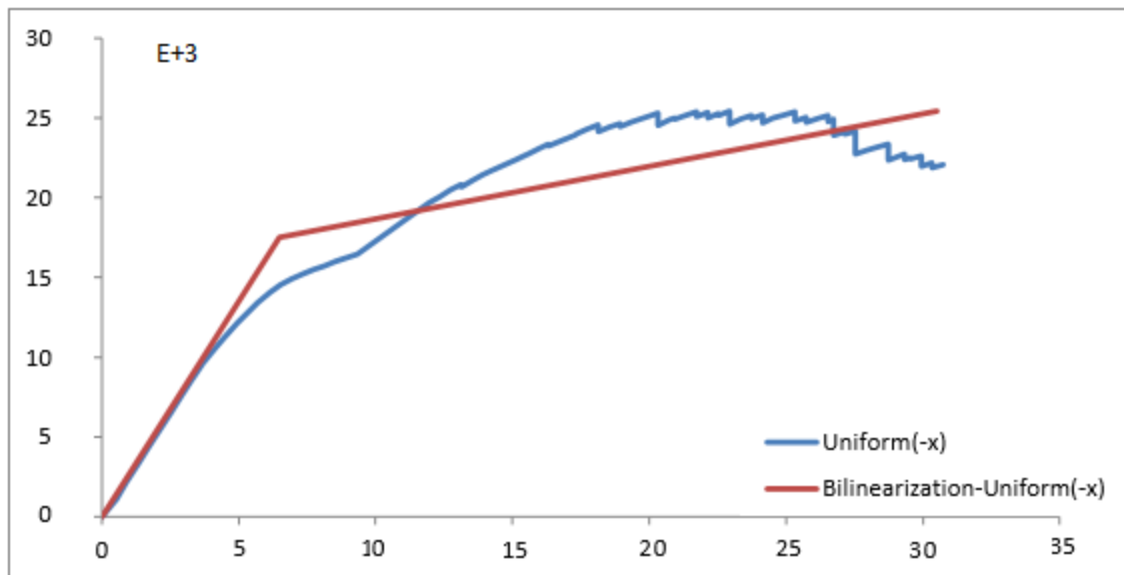


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

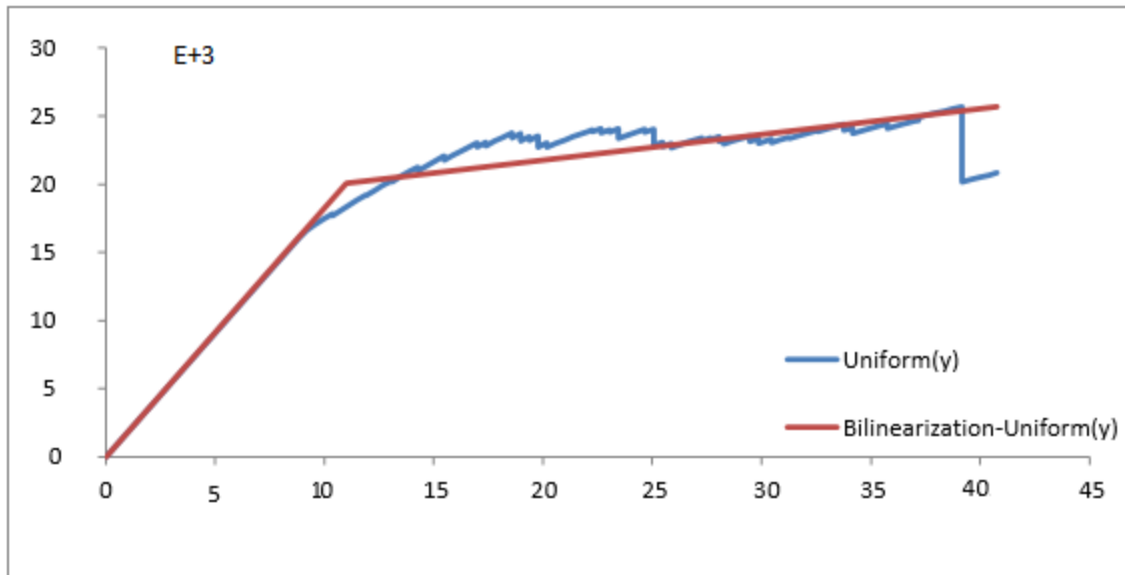
Ανάλυση κατά +X



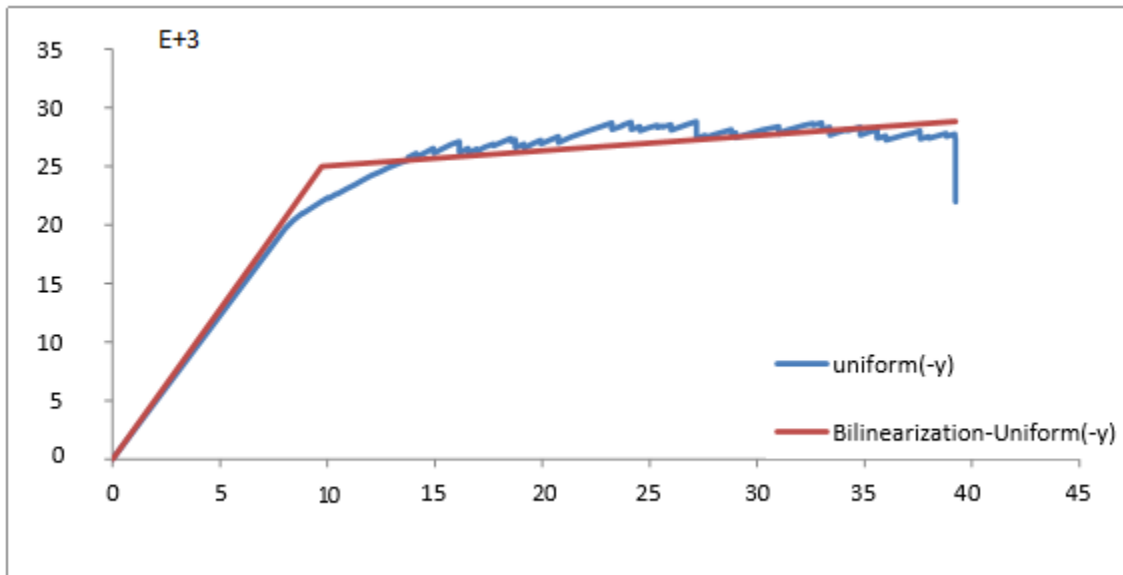
Ανάλυση κατά -X

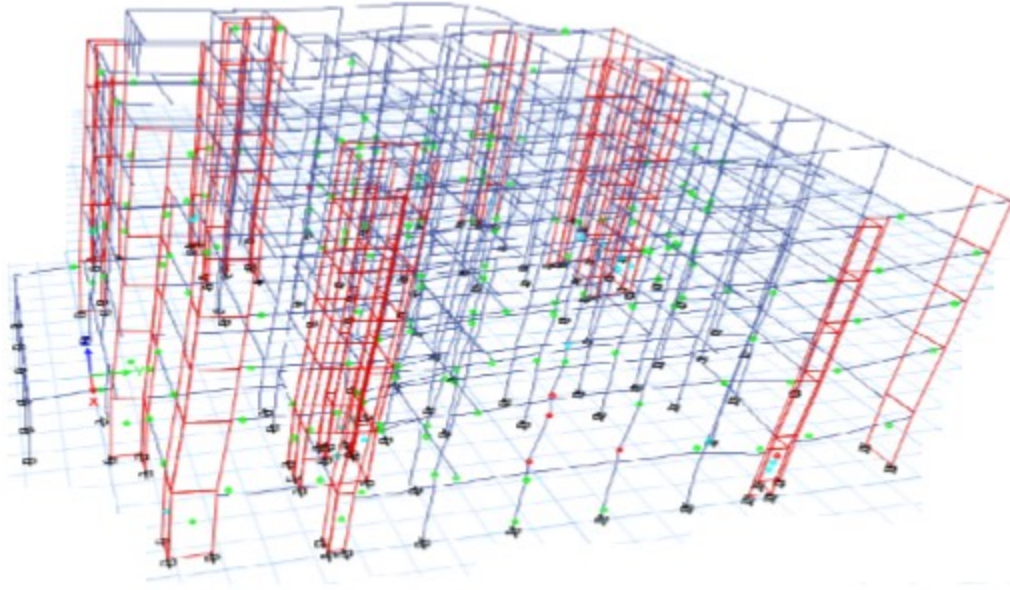


Ανάλυση κατά +Y

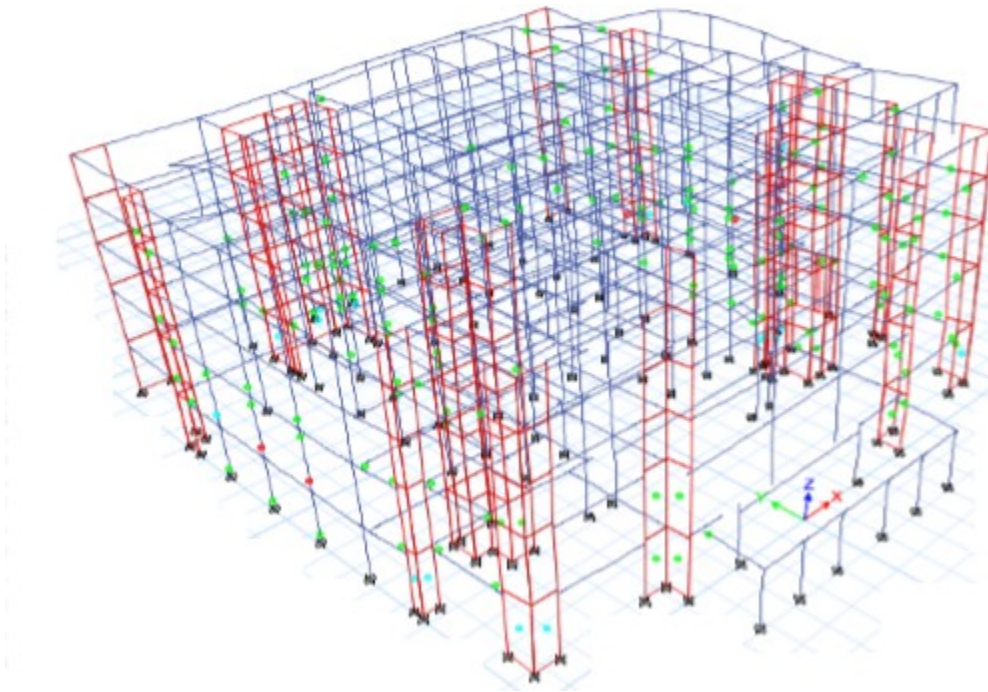


Ανάλυση κατά -Y





Σχ.4.14: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα τη στιγμή της κατάρρευσης
(ανάλυση: ομοιόμορφη κατά +Y)



Σχ.4.15: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα τη στιγμή της κατάρρευσης
(ανάλυση: ομοιόμορφη κατά +Y)

4.2.4 Συμπεράσματα ανάλυσης

Από τις παραπάνω καμπύλες ικανότητας, προκύπτει, ότι το κτίριο καταρρέει για σχετικά μικρή τέμνουσα βάση και μικρή μετατόπιση κόμβου ελέγχου, ενώ παράλληλα αναπτύσει κάποια πλαστιμότητα.

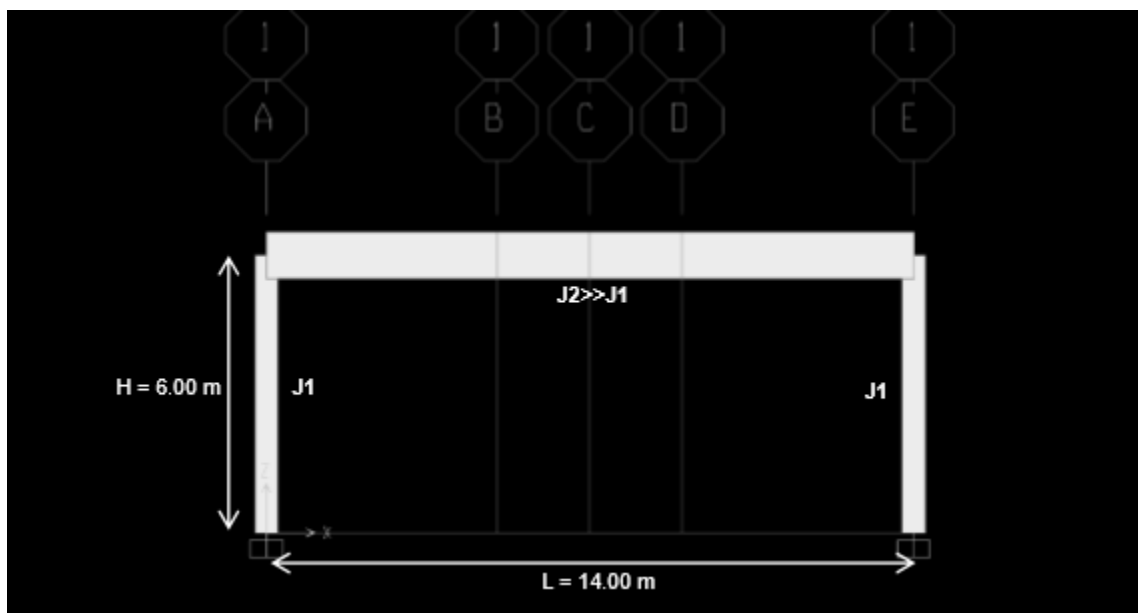
Τα δοκάρια του κτιρίου, γενικώς, διαρρέουν, χωρίς όμως να υπερβαίνουν την οριακή αντοχή και παραμόρφωσή τους. Αναμενόμενη συμπεριφορά, αν ληφθεί υπόψη ότι σε παλαιότερες κατασκευές οι δοκοί σχεδιάζονταν και διαστασιολογούνταν με τέτοιο τρόπο, ώστε να αναπτύσουν πολύ μεγάλες αντοχές, κυρίως λόγω των μεγάλων διαστάσεων της διατομής τους. Έτσι, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων που έχουν σχηματιστεί π.α. στα άκρα των δοκών, η τιμή της πλαστικής στροφής είναι σε αποδεκτά επίπεδα (κάτω της στάθμης «Π.Ζ.») γεγονός που δεν ισχύει στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, όπου οι βλάβες είναι μεγαλύτερες (τόσο σε έκταση όσο και σε βαθμό). Τα τελευταία διαστασιολογούνταν με βασικό κριτήριο την αντοχή τους έναντι αξονικών (κατακόρυφων) φορτίων, γεγονός που οδηγούσε σε υποδιαστασιολόγηση αυτών και σε μειωμένες αντοχές σε σχέση με τα δοκάρια. Πράγματι στα υποστυλώματα της κατασκευής παρατηρείται ο σχηματισμός μεγαλύτερης έκτασης π.α. (τόσο ποσοτικά, όσο και σε βαθμό πλαστικότητας), ενώ παράλληλα έχουμε και αστοχίες αυτών στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου όπου και παρατηρείται και ο μηχανισμός κατάρρευσης του δομήματος.

Κατά την ανάλυση στη διεύθυνση Υ, χαρακτηριστικές είναι οι μεγάλες τιμές των αναπτυχθεισών στροφών που αντιστοιχούν σε μη αποδεκτά επίπεδα, ακόμα και στην κατάρρευση, ενώ κατά την ανάλυση στη διεύθυνση Χ, η σημαντικότερη δυσκαμψία του κτιρίου ευθύνεται για τις μικρότερες βλάβες.

Κεφάλαιο 5: Συγκριτική μελέτη αποτελεσμάτων ανελεστικών αναλύσεων μεταξύ ΚΑΝ. ΕΠΕ. και Ε.Σ.8 – μέρος 3

5.1 Στοιχεία πλαισίου

Θεωρείται το το αμφίπακτο πλαίσιο που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχ.5.1). Πρόκειται για ένα θεωρητικό τμήμα κτιρίου, το οποίο έχει κατασκευαστεί προ του 1985 και έχει μελετηθεί με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 (Κ.Ω.Σ. 54') και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (Α.Κ. 59'). Προκειμένου να εξεταστεί ένα τυπικό πλαίσιο όπως σχεδιαζόταν την εποχή εκείνη και να διμορφωθούν οι διατομές των στοιχείων του με τις τότε διατάξεις και «συνήθειες», προαπαιτείται έρευνα και μελέτη των παραπάνω κανονισμών.



Σχ.5.1: Απεικόνιση πλαισίου στο SAP

Το υλικό κατασκευής είναι οπλισμένο σκυρόδεμα, με σκυρόδεμα ποιότητας C16/20 και χαλύβδινες ράβδους οπλισμού λείες, ποιότητας S220. Το πάχος επικάλυψης τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα οριζόντια στοιχεία λαμβάνεται ως το ελάχιστο σύμφωνα με

τον κανονισμό, δηλαδή $c = 2.0 \text{ cm}$. Το ελάχιστο απαιτούμενο ποσοστό διαμήκους οπλισμού επί της επιφάνειας της διατομής είναι $\rho_{\min} = 0.8\%$.

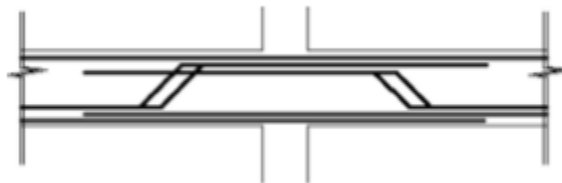
Έτσι, για μια διατομή κατακόρυφου στοιχείου με $h = 0.50 \text{ m}$ και $b = 0.35 \text{ m}$ είναι: $A_c = 0.35 \times 0.50 = 0.175 \text{ m}^2$

$0.175 \times 0.008 = 0.0014 \text{ m}^2$, εμβαδόν ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού.

Έστω τώρα ότι τοποθετείται μια διαμήκης ράβδος σε κάθε γωνία της διατομής, τότε το ελάχιστο απαιτούμενο εμβαδόν για την κάθε μία είναι $0.0014 / 4 = 0.00035 \text{ m}^2$. Οπότε η

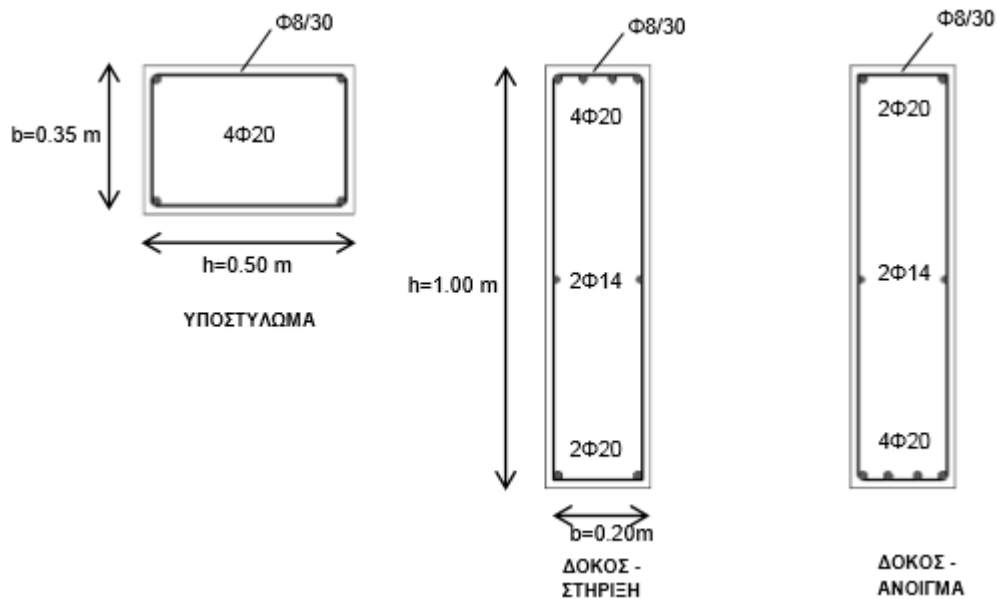
ελάχιστη διάμετρος διαμήκους οπλισμού προκύπτει $\varnothing_{l,\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.00035}{\pi}} = 0.021 \text{ m}$ και τελικά τοποθετούνται οπλισμοί $\varnothing 20$ (επί το δυσμενέστερο).

Είναι γνωστό ότι ελλείψει των σύγχρονων γνώσεων πάνω στην αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και στην αναγκαιότητα των ικανοτικών κανονισμών, ο σχεδιασμός εκείνης της εποχής περιελάμβανε ιδιαίτερα δύσκαμπτες δοκούς – ζυγώματα και λιγότερο δύσκαμπτα υποστυλώματα. Ο τρόπος όπλισης των δοκών θυμίζει εν μέρει τον κλασικό τρόπο όπλισης των πλακών στην κύρια διεύθυνση της κάμψης τους. 4 ράβδοι κάτω, στο άνοιγμα της δοκού, όπου κάμπτονται στις στηρίξεις, ανεβαίνοντας, συμπληρώνοντας τις 2 ράβδους που προϋπήρχαν άνω τόσο στις στηρίξεις όσο και στο άνοιγμα ως ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός (αλλά και για κατασκευαστικούς λόγους τοποθέτησης συνδετήρων).



Σχ.5.2: Τρόπος οπλίσεως των δοκών, της τότε εποχής

Οι επιλεγθείσες διατομές των στοιχείων του πλαισίου φαίνονται στο παρακάτω σχήμα (Σχ.5.3).



Σχ.5.3: Διατομές στοιχείων πλαισίου

5.2 Φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται στη δοκό του πλαισίου αποτελούνται από το ίδιο βάρος των υλικών (25 kN/m^3) και τα φορτία που μεταβιβάζονται από την αντίστοιχη πλάκα και την υπερκείμενη τοιχοποιία πλήρωσης του φέροντα οργανισμού στον οποίο ανήκει υποθετικά το πλαίσιο. Συγκεκριμένα αν θεωρηθεί το πάχος και το εμβαδόν της πλάκας που μεταβιβάζει τα φορτία της στη δοκό του πλαισίου ως $h = 0.20$ και $E = 40 \text{ m}^2$ και επιπλέον το πλαίσιο θεωρηθεί ακραίο (δοκός περιμετρική) τότε:

- $g + g' = 0.20 \times 25 + 2 = 7 \text{ kN/m}^2$ $\longrightarrow 7 \times 40 / 14 = 20 \text{ kN/m}$
- $q = 2 \text{ kN/m}^2$ $\longrightarrow 2 \times 40 / 14 = 6 \text{ -//-}$
- $g_{\text{τοιχ}} =$ $3.6 \times 5 = 18 \text{ -//-}$

5.3 Προσδιορισμός ανελαστικών χαρακτηριστικών στοιχείων πλαισίου

5.3.1 Ανάλυση κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

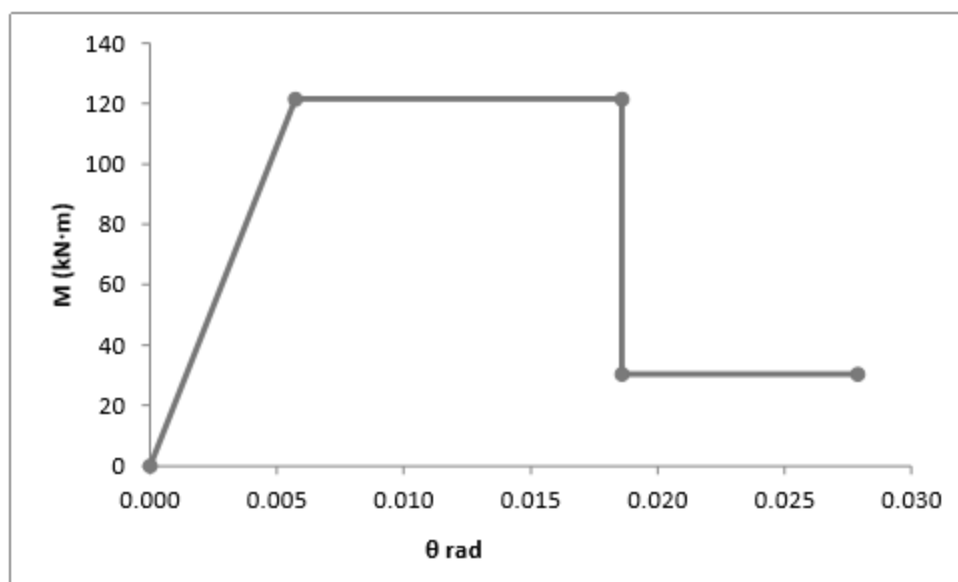
Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$

Σημείο Β: $M = M_y = 121.5 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005723 \text{ rad}$

Σημείο Γ: -//- , $\theta = \theta_{um} = 0.01859 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 M_y = 30.5 \text{ kNm}$, -//-

Σημείο Ε: -//- , $\theta = \theta_{max} = 1.5 \theta_{um} = 0.02788 \text{ rad}$



Σχ.5.4: Σκελετικό διάγραμμα διατομής στυλού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Δοκός

Εφελκυσμός άνω

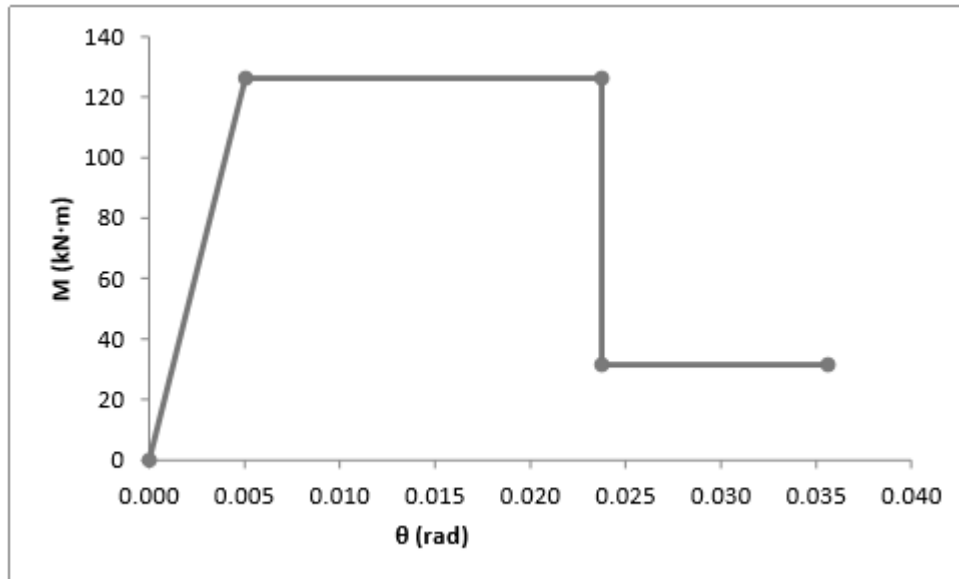
Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$

Σημείο Β: $M = M_y = 126.5 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005053 \text{ rad}$

Σημείο Γ: -//- , $\theta = \theta_{um} = 0.02374 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 M_y = 31.5 \text{ kNm}$, -//-

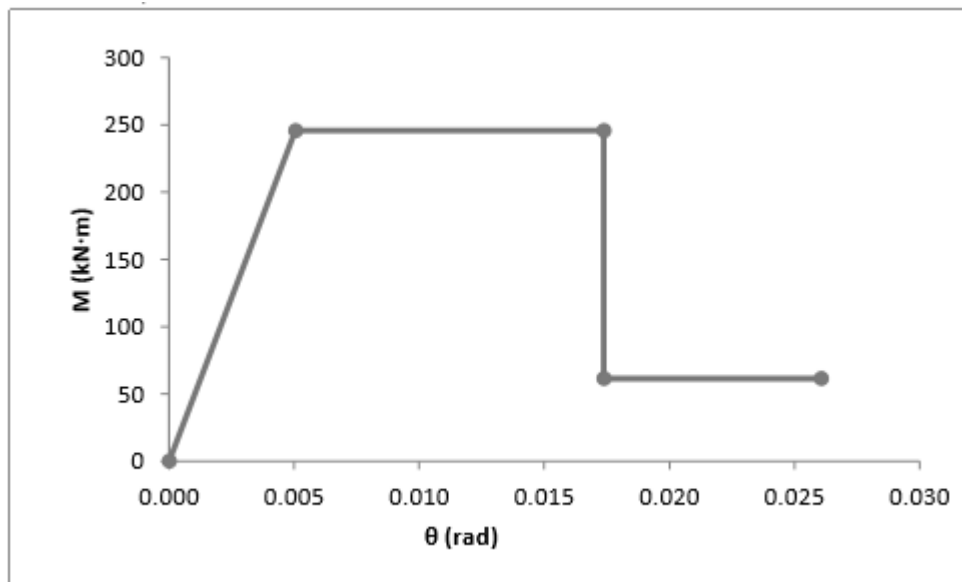
Σημείο Ε: -//- , $\theta = \theta_{max} = 1.5 \theta_{um} = 0.03561 \text{ rad}$



Σχ.5.5: Σκελετικό διάγραμμα διατομής δοκού (εφ/ός άνω) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εφελκυσμός κάτω

Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$
Σημείο Β: $M = M_y = 245.5 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005053 \text{ rad}$
Σημείο Γ: -//- , $\theta = \theta_{um} = 0.01738 \text{ rad}$
Σημείο Δ: $M = 0.25 M_y = 61.5 \text{ kNm}$, -//-
Σημείο Ε: -//- , $\theta = \theta_{max} = 1.5 \theta_{um} = 0.02607 \text{ rad}$



Σχ.5.6: Σκελετικό διάγραμμα διατομής δοκού (εφ/ός κάτω) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.3.2 Ανάλυση κατά Ε.Σ. 8 – μέρος 3

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

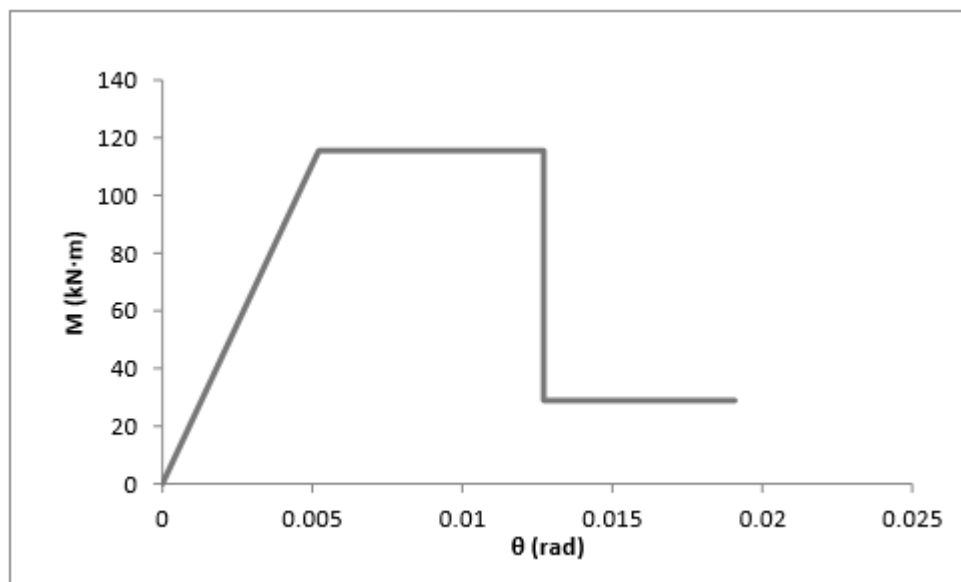
Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$

Σημείο Β: $M = M_y = 115.5 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005216 \text{ rad}$

Σημείο Γ: -//- , $\theta = \theta_{um} = 0.01272 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 M_y = 30.5 \text{ kNm}$, -//-

Σημείο Ε: -//- , $\theta = \theta_{max} = 1.5 \theta_{um} = 0.01909 \text{ rad}$

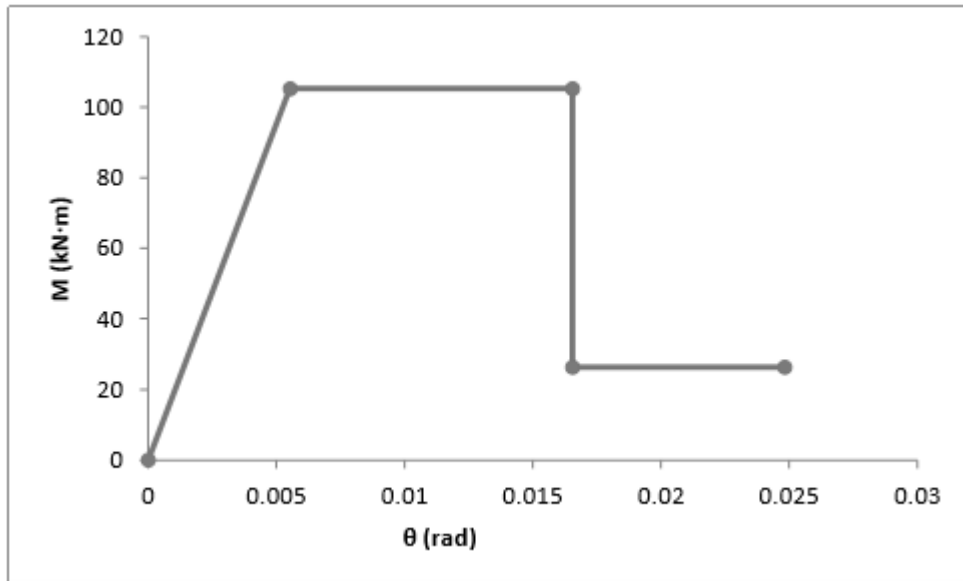


Σχ.5.7: Σκελετικό διάγραμμα διατομής σύλου κατά Ε.Σ.8

Δοκός (διατομή μέσου)

Εφελκυσμός άνω

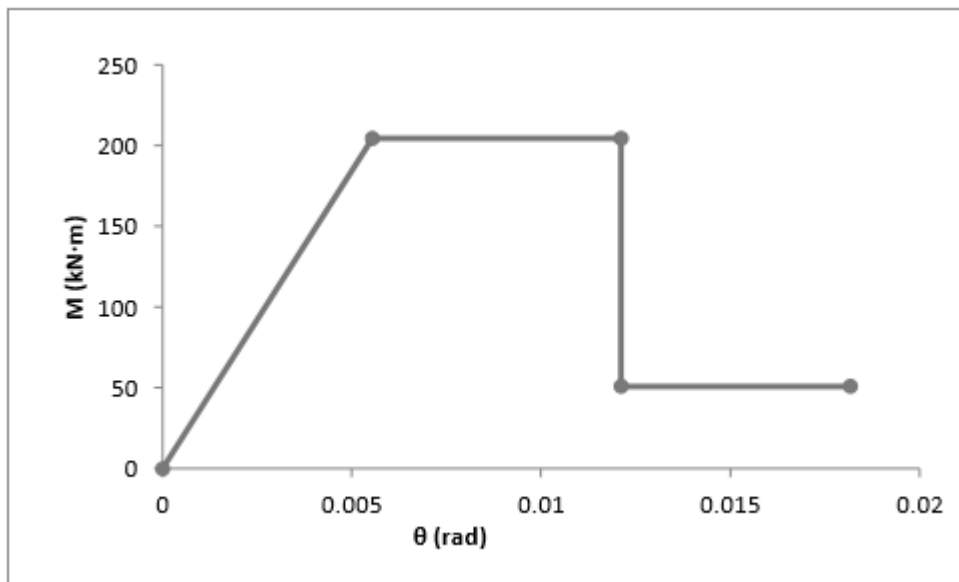
Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$
Σημείο Β: $M = M_y = 105.0 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005537 \text{ rad}$
Σημείο Γ: -//- , $\theta = \theta_{um} = 0.01655 \text{ rad}$
Σημείο Δ: $M = 0.25 M_y = 26.5 \text{ kNm}$, -//-
Σημείο Ε: -//- , $\theta = \theta_{max} = 1.5 \theta_{um} = 0.02483 \text{ rad}$



Σχ.5.8: Σκελετικό διάγραμμα διατομής δοκού (εφ/ός άνω) κατά Ε.Σ.8

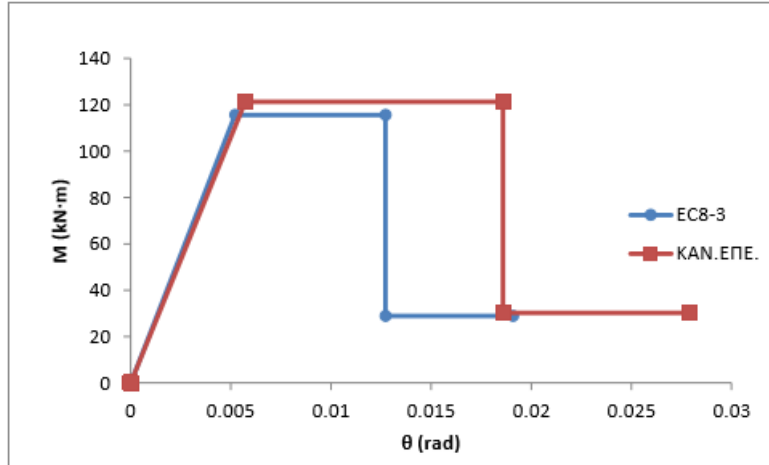
Εφελκυσμός κάτω

Σημείο Α:	$M = 0$, $\theta = 0$
Σημείο Β:	$M = M_y = 204.5 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005537 \text{ rad}$
Σημείο Γ:	-//-	, $\theta = \theta_{um} = 0.01211 \text{ rad}$
Σημείο Δ:	$M = 0.25 M_y = 51.0 \text{ kNm}$, -//-
Σημείο Ε:	-//-	, $\theta = \theta_{max} = 1.5 \theta_{um} = 0.01817 \text{ rad}$

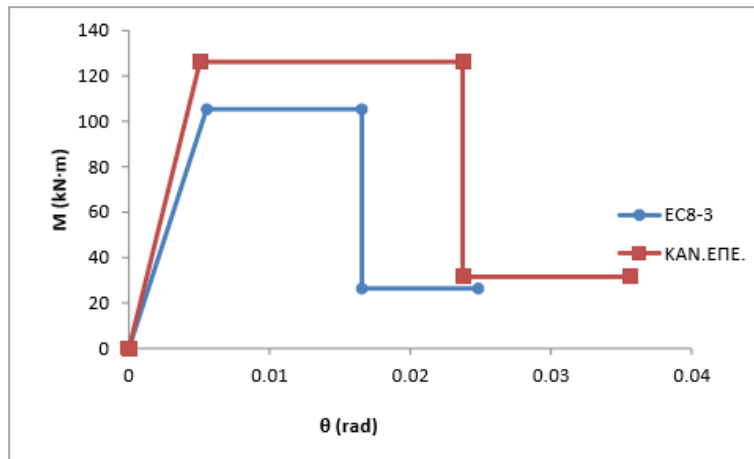


Σχ.5.9: Σκελετικό διάγραμμα διατομής δοκού (εφ/ός κάτω) κατά Ε.Σ.8

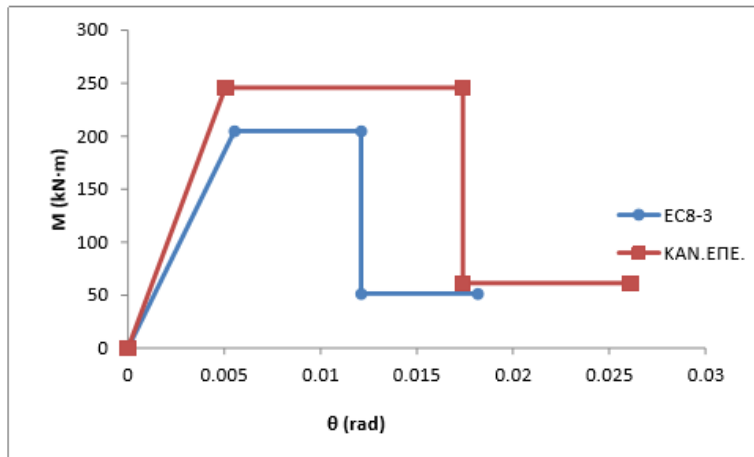
Στη συνέχεια παρατίθενται τα παραπάνω διαγράμματα σε κοινούς άξονες, ώστε να είναι ευκολότερη η σύγκριση των ανελαστικών χαρακτηριστικών των 2 κανονισμών.



Σχ.5.10: Διατομή σύλου



Σχ.5.11: Διατομή δοκού (εφ/ός άνω)



Σχ.5.12: Διατομή δοκού (εφ/ός κάτω)

5.4 Ανελαστική στατική ανάλυση πλαισίου

Για τις ενεργές δυσκαμψίες ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3 (§3.2.4). Στον κάτωθι πίνακα φαίνονται οι υπολογισθείσες τιμές των ενεργών δυσκαμψιών των στοιχείων του υπό εξέταση πλαισίου, με τους υπολογισμούς του εκάστοτε κανονισμού. Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας των διατομών γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης τόσο κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και κατά τον Ε.Σ.8 .

$$K_{\text{eff}} = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y}$$

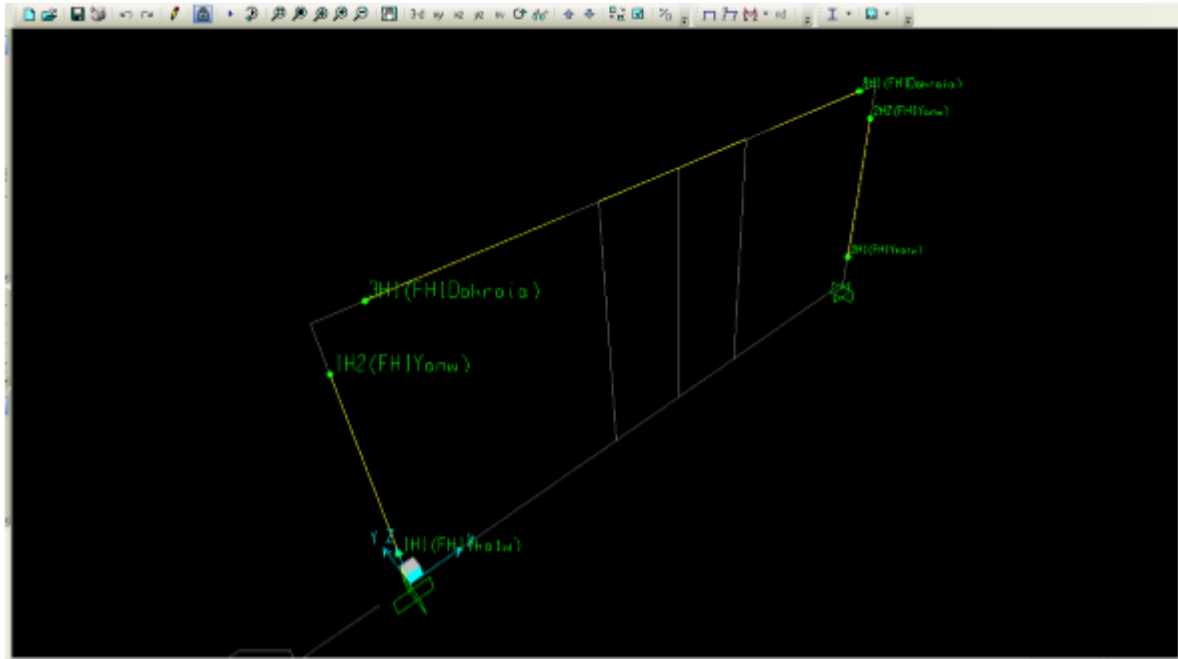
<i>K_{eff}</i>		
	ΚΑΝ.ΕΠΕ	ΕΣ8-3
Υ/Σ	21216.32011	22173.95
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΑΝΩ	58302.16311	44334.96
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	113393.5628	86227.96

<i>K_{eff}/K_{el}</i>		
	ΚΑΝ.ΕΠΕ	ΕΣ8-3
Υ/Σ	0.207833347	0.217214
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΑΝΩ	0.124933206	0.113564
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	0.242986204	0.184774

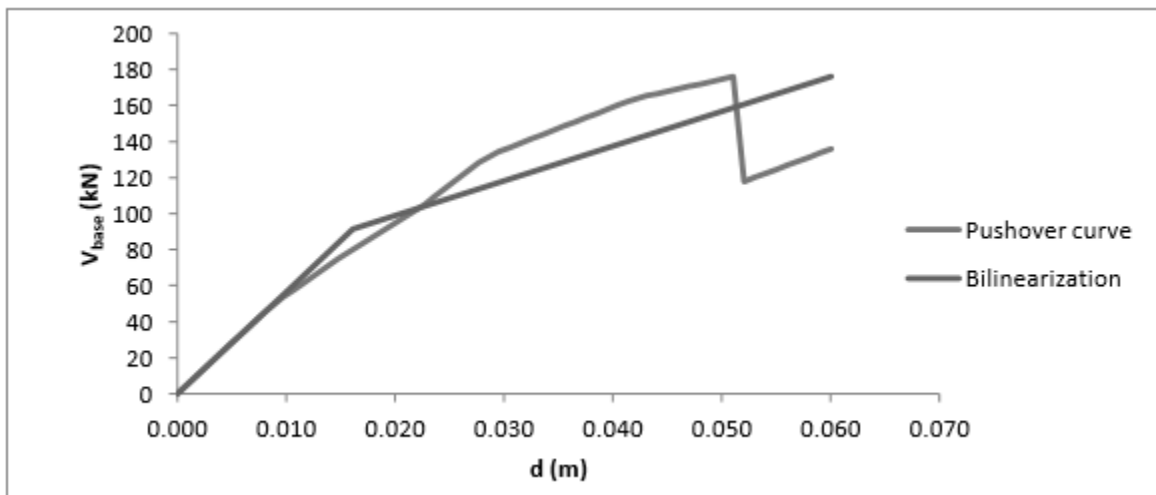
Σχ.5.13: Απομοίωση δυσκαμψίας στοιχείων πλαισίου

5.4.1 Ανάλυση κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ.

Στο προσομοίωμα τοποθετούνται οι θέσεις των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα των υποστυλωμάτων (P – M₃) και στα δύο άκρα της δοκού (M₃), σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται στο κεφάλαιο 3 (§3.2.6).

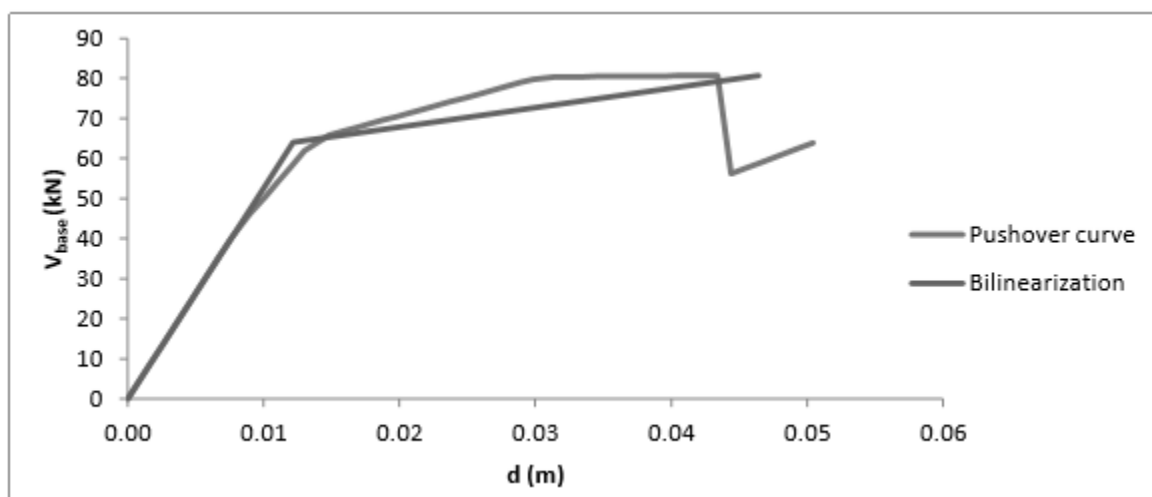


Σχ.5.14: Ορισμός π.α. στα στοιχεία του πλαισίου



Σχ.5.15: Καμπύλη αντίστασης πλαισίου και διγραμμικοποίησή της κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.4.2 Ανάλυση κατά Ε.С.8



Σχ.5.16: Καμπύλη αντίστασης πλαισίου και διγραμμικοποίησή της κατά Ε.С.8

5.5 Συμπεράσματα σύγκρισης

Αρχικά, ως προς τον υπολογισμό των γωνιών στροφής, πρέπει να πούμε πως οι σχέσεις υπολογισμού των θ_y και θ_{um} είναι πρακτικά οι ίδιες, όπως επίσης και η σχέση υπολογισμού της απομειωμένης αντοχής σε διάτμηση V_R . Οι διαφοροποιήσεις που εμφανίζονται είναι κατ' αρχήν στους συντελεστές ασφαλείας των υλικών (γ_m), όπου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστά τιμή 1.0 ή 1.1 για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ ο Ε.С.8 τιμή 1.2. Αποτέλεσμα αυτού είναι οι αντιστάσεις των μελών του πλαισίου που προκύπτουν να είναι διαφορετικές και να εμφανίζεται για μικρότερα μεγέθη μετελαστική συμπεριφορά στην κατασκευή.

Επίσης, μετά τον υπολογισμό της θ_{um} τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο Ε.С.8 δίνουν κάποιους μειωτικούς συντελεστές με τους οποίους πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι τιμές που έχουν υπολογιστεί. Οι συντελεστές αυτοί είναι διαφορετικοί για τους δύο κανονισμούς. Πρώτον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρει ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να διαιρείται με 1.2 για κατασκευές στην

Ελλάδα προ του 1985 , ενώ ο Ε.С.8 αντίστοιχα, αναφέρει ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιάζεται επί 0.85 σε μέλη χωρίς διαμορφώσεις λεπτομερειών που προβλέπονται για αντοχή σε σεισμό. Δεύτερον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την περίπτωση χρήσης λείων χαλύβων αναφέρει ότι οι παραπάνω τιμές πρέπει να πολλαπλασιάζονται επιπλέον με συντελεστή 0.95, οπότε συνολικά προκύπτει συντελεστής $0.95/1.2 = 0.792$, ενώ ο Ε.С.8 αναφέρει ότι για τον ίδιο λόγο οι παραπάνω τιμές πρέπει να πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0.7, συμπεριλαμβανομένου όμως του 0.85 που αναφέρθηκε προηγουμένως. Οπότε η τιμή της θ_{um} με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πολλαπλασιάζεται επί 0.792, ενώ με βάση τον Ε.С.8 επί 0.595, το οποίο δημιουργεί σημαντική διαφορά στις τελικές τιμές των συνολικών γωνιών στροφής.

Ακόμα, υπάρχουν διαφορές στις στάθμες επιτελεστικότητας μεταξύ των δύο κανονισμών. Οι στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι: «Άμεση Χρήση», με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Προστασία Ζωής», με ελάχιστη στροφή ίση με το ημιάθροισμα των γωνιών στροφής διαρροής και αστοχίας διαιρεμένο με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1.5 και «Αποφυγή Κατάρρευσης», με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή στην αστοχία διαιρεμένη με συντελεστή ασφαλείας 1.5 . Οι στάθμες επιτελεστικότητας του Ε.С.8 είναι: «Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών», με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών», με ελάχιστη στροφή ίση με τα 3/4 της στροφής στην αστοχία διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1.5, και «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης», με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1.5 .

Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω διαφορών μεταξύ των δύο κανονισμών είναι για ίδιες φορτίσεις να διαφοροποιείται η συμπεριφορά μια κατασκευής όταν μελετηθεί με τον κάθε επιμέρους κανονισμό. Στο πλαίσιο που μελετήθηκε, όπως φαίνεται και από τις δύο παραπάνω αναλύσεις, τόσο η συνολική του αντίσταση όσο και αυτή των επιμέρους μελών είναι μικρότερη κατά Ε.С.8 από ότι είναι κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε η συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και η απόκρισή του στη σεισμική διέγερση. Η αποτίμηση της κατασκευής έγινε με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (PUSHOVER) ή αλλιώς ανελαστική μη-γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης, η οποία συμπεριλαμβάνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η μέθοδος αυτή, ως προς την εφαρμογή της με χρήση υπολογιστή, είναι απαιτητική σε θεωρητικό υπόβαθρο και χρειάζεται καλή κρίση μηχανικού και προσοχή στην προσομοίωση καθώς είναι ευαίσθητη και μπορεί, εάν κάποια παραδοχή δεν είναι σωστή, να οδηγήσει σε αποτελέσματα αριθμητικά και ποιοτικά λανθασμένα. Για το λόγο αυτό, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση τόσο στη μόρφωση των διατομών, λαμβάνοντας υπόψη τον εγκάρσιο οπλισμό (για λόγους αξιοπιστίας της ανάλυσης), όσο και στον ακριβή καθορισμό των ανελαστικών ιδιοτήτων των υλικών των στοιχείων του δομήματος.

- Η αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου, μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), έδειξε πως αρκετά στοιχεία της κατασκευής ξεπερνούν το όριο της στάθμης «Προστασίας ζωής» που έχει τεθεί ως επιδιωκόμενος στόχος. Συνεπώς το υφιστάμενο κτίριο χρειάζεται ενίσχυση έναντι σεισμικής καταπόνησης.
- Ο μηχανισμός αστοχίας που έχει αναπτυχθεί ή τείνει κατά περιπτώσεις να αναπτυχθεί είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Κατά την ανάλυση σχηματίστηκαν π.α. κατά κύριο λόγο στα υποστυλώματα και δευτερευόντως στις δοκούς του κτιρίου, αποτέλεσμα από τη μία αναμενόμενο, αν σκεφτεί κανείς τον τρόπο διαστασιολόγησης της τότε εποχής (δύσκαμπτα ζυγώματα – λιγότερο δύσκαμπτα κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία με αρκετές αντισεισμικές ανεπάρκειες) και από την άλλη μη προσδοκώμενο, αφού με αυτόν τον τρόπο κατάρρευσης το κτίριο αδυνατεί να χρησιμοποιήσει όλα τα αποθέματα αντοχής του, να κατανέμει δηλαδή τις βλαβες του σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό δομικών στοιχείων και να εξασφαλίσει σε αυτό μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας κατά τη σεισμική διέγερση.

- Η διαφοροποίηση της συμπεριφοράς του πλαισίου όταν μελετηθεί με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με βάση τον Ε.Σ.8 είναι αισθητή, με τον δεύτερο να χαρακτηρίζεται ως συντηρητικότερος. Τόσο η συνολική αντίσταση του πλαισίου ως φορέας, όσο και αυτή των επιμέρους μελών του είναι μικρότερη κατά Ε.Σ.8 .

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ:

1. «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο», Ο.Α.Σ.Π. (2012), Αθήνα
2. «Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος» ΕΚΩΣ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
3. «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός» ΕΑΚ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
4. «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών.», Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo E. Pinto, Andre Plumier, Κλειδάριθμος 2011
5. «Αντισεισμικός σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Pushover-πλαστιμότητα και θραύση-εφαρμογές, Κανελλόπουλος Α., cubus hellas, 2007
6. ATC 40 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, California 1996
7. FEMA 273 “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” Washington, D.C. 1997
8. FEMA 356 “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” Washington, D.C. 2001
9. FEMA 440-ATC 55 “Improvement of nonlinear static analysis procedures” Washington, D.C. 2005
10. “Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings” , Y.M.Fahjan & J.Kubin & M.T.Tan, ECEE 2014