

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΠΡΙΝ ΤΟ 1985 ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER) ΜΕ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

**ΒΑΡΣΟΣ ΓΕΡΑΣΙΜΟΣ
ΚΑΒΒΑΓΙΑΣ ΔΗΜΟΣΘΕΝΗΣ**

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την αποτίμηση διωρόφου κτηρίου που κατασκευάστηκε το 1967 με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Βασικός στόχος μας ήταν η δημιουργία δυο μοντέλων ένα με τοιχοπληρώσεις και ένα άνευ τοιχοπληρώσεων έτσι ώστε να συγκρίνουμε τις πιθανές διαφορές που θα εμφανιστούν κατά την αποτίμηση. Η αποτίμηση έγινε με την βοήθεια του προγράμματος scadapro15 και στηρίχτηκε πάνω στις χρήσιμες πληροφορίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Καταλήγοντας η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων λειτούργησε ευνοϊκά στις διευθύνσεις που τοποθετήθηκαν.

1.ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.2012) αποτελεί ένα σύνολο κανονιστικών διατάξεων για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών. Ανήκει στην κατηγορία των κανονισμών όπου ο σχεδιασμός ενός δομικού φορέα βασίζεται σε κριτήρια επιτελεσματικότητας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. α) επιτρέπει στον μελετητή μηχανικό να επιλέξει τόσο το κατάλληλο επίπεδο της σεισμικής επικινδυνότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής όσο και το αντίστοιχο επίπεδο συμπεριφοράς της. β) η κατασκευή μπορεί να ανασχεδιαστεί με σκοπό να πληρούνται μια σειρά συνδυασμών των επιπέδων σεισμικής επικινδυνότητας με τα αντίστοιχα επίπεδα συμπεριφοράς.

Η φιλοσοφία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ότι οι κατασκευές πρέπει να ικανοποιούν τα απαιτούμενα επίπεδα επιτελεσματικότητας για ένα σύνολο επιπέδων σεισμικής επικινδυνότητας χαμηλής έντασης και χαμηλής περιόδου επαναφοράς έως και καταστροφικές σεισμικές διεγέρσεις με μεγάλες περιόδους επαναφοράς.

Τα κριτήρια επιτελεσματικότητας καθορίζουν το στόχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Οι στάθμες επιτελεσματικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.[παρ.2.2.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.][1] ορίζονται:

- Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Α), το κτίριο συνεχίζει κανονικά τις λειτουργίες του κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού εκτός από δευτερεύουσας σημασίας. Περιμένουμε τριχοειδής ρωγμές στο φέροντα οργανισμό.
- Προστασία ζωής (Β), το κτίριο πλησιάζει το σεισμό σχεδιασμού και αναμένονται βλάβες στο φέροντα οργανισμό μικρής ή μεγαλύτερης επικινδυνότητας με δυνατότητα επισκευής. Αποφεύγεται ο θάνατος ή ο σοβαρός τραυματισμός των ενοίκων.
- Οιονεί κατάρρευση (Γ), μια κατάσταση στην οποία το κτίριο κατά το σεισμό σχεδιασμού παρουσιάζει ανεπανόρθωτες και σοβαρές βλάβες σε όλο το εύρος του φέροντος σχεδιασμού. Το κτίριο πλέον δε διαθέτει κανένα περιθώριο ασφάλειας έναντι κατάρρευσης.

Τα κριτήρια σεισμικής επικινδυνότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.[παρ.2.2.1][1] είναι:

- Συχνή σεισμική διέγερση, με πιθανότητα εμφάνισης 50% στα 50 χρόνια με μέση περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια
- Σπάνια σεισμική διέγερση: με πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια με μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.
- Ειδικότερα έχει γίνει χρήση και των 2 φασμάτων απλά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μόνο του φάσματος συχνής χρήσης και αυτό διότι η επιτάχυνση που χρησιμοποιείται στο φάσμα σπανίας χρήσης υπερβαίνει κατά πολύ της επιτάχυνση

που τούτο το κτήριο έχει σχεδιαστεί 0,08g [3] και τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν δεν δίνουν περιθώρια κατηγοριοποίησης του κτηρίου. Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού του φέροντος σχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται στο παρακάτω πίνακα:

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1.[Πιν2.1 από ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ.2.2.1][1]

Στόχος για την παρούσα εργασία είναι, ένα υπάρχον κτίριο που κατασκευάστηκε το 1967, να αποτιμηθεί η συμπεριφορά του σε σεισμικές διεγέρσεις που προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ..Μέσα από η διαδικασία των αναλύσεων και ειδικότερα της μη γραμμικής στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover) υποβάλουμε το κτίριο σε μια διαδικασία με απώτερο σκοπό την εύρεση της στάθμης επιτελεστικότητας που εντάσσεται ο φορέας μας. Πιθανόν ο φορέας να μην εντάσσεται στις ανωτέρω στάθμες, δεν παύει όμως να αποτελεί ένα πραγματικό πρόβλημα, με πραγματικές διαστάσεις, οπλισμούς, γεωμετρία και απαιτεί αποτίμηση. Δηλαδή καλούμαστε να εντοπίσουμε πόσο πάνω ή κάτω από τη πιθανή στάθμη επιτελεστικότητας βρισκόμαστε.

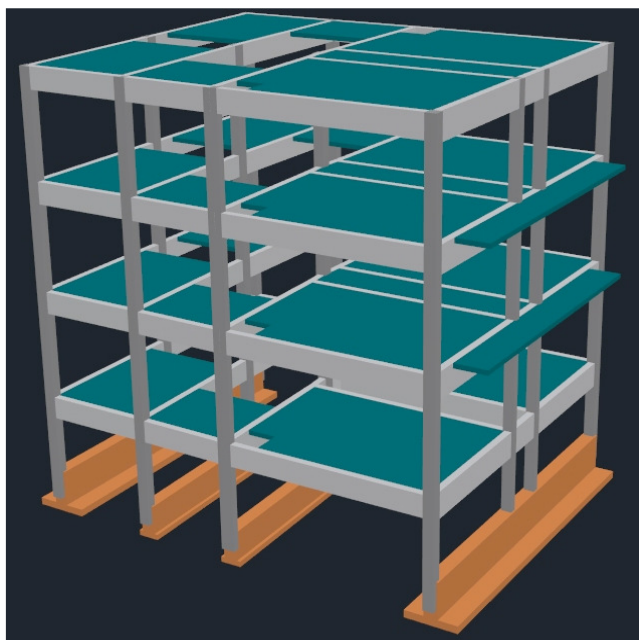
2.ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΦΟΡΕΑ-ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Πρόκειται για τριώροφη οικοδομή η οποία εντοπίζεται στην Δυτική Στερεά Ελλάδα και συγκεκριμένα στην πόλη του Αγρίνιου η οποία έχει κατασκευαστεί το 1967 με τα υλικά : σκυροδέματα Β160 και χάλυβα ST1. Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ) σύμφωνα με την παράγραφο 3.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορεί να χαρακτηριστεί ως υψηλή και αυτό διότι από πίνακα 3.2 παράγραφος 3.7.4 έχουμε τα εξής δεδομένα τα οποία επισυνάπτονται και στην βιβλιογραφία: Δεδομένα που προέρχονται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία αποδεδειγμένα έχει εφαρμοστεί, με λίγες τροποποιήσεις για το είδος και την γεωμετρία του φορέα θεμελίωσης και ανοδομής ,τα πάχη, βάρη κ.λπ. τοιχοπληρώσεων επιστρώσεων επενδύσεων κ.λπ. , την διάταξη των οπλισμών καθώς και τις λεπτομέρειες αυτών μπορούν να χαρακτηρίσουν την δίκη μας Σ.Α.Δ ως υψηλή και αργότερα θα τονίσουμε που αυτό επεμβαίνει σε συγκεκριμένους συντελεστές [πχ. Υψηλή Σ.Α.Δ $\gamma_g = 1.20$ παράγραφος 4.5.2 β κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ] .

Ειδικότερα στο κτίριο έχουμε:

- Φορτία μόνιμα $3,5 \text{ KN/m}^2$
- Φορτία κινητά 2 KN/m^2
- Φορτίο εξώστη 5 KN/m^2
- Κοινό πάχος συμπαγών πλακών $d=13\text{cm}$
- Συνδυασμοί σεισμού όπως αναφέρονται παράγραφο (5.8.3) προσομοίωση και ανάλυση της ανελαστικής και δυναμικής ανάλυσης έχουμε το εξής: στην ανελαστική δυναμική ανάλυση η σεισμική δράση θα εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές, είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Στη δική μας περίπτωση όπως ορίζει το manual του scadapro15 χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8.
- Επικαλύψεις οπλισμών υποστυλωμάτων και δοκών 30mm, επικαλύψεις οπλισμών θεμελίωσης 40mm.

- Η επίλυση με την οποία ο φορέας έχει διαστασιολογηθεί από τον μελετητή μηχανικό αναφέρεται στο προεδρικό διάταγμα του 1958 και πιο εκτενώς αναλύεται στην ίδια μελέτη που συμπεριλαμβάνεται.[3]



Σχημα1:Γενική άποψη φορέα σε τρισδιάστατη απεικόνιση [2].

3.ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η ανάλυση Pushover φορέων δίδει εξαιρετικά χρήσιμες πληροφορίες για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κατασκευών. Έτσι, με την ανάλυση αυτή μπορεί να προσδιοριστεί ο φορτικός συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα επιβαλλόμενα σεισμικά φορτία, προκειμένου τα στοιχεία του φορέα να φτάσουν διαδοχικά στην κατάσταση διαρροής. Επίσης, η ανάλυση Pushover παρέχει τη δυνατότητα παρακολούθησης της διαδικασίας μετάβασης του φορέα από την ελαστική στην ανελαστική κατάσταση. Η πληροφορία αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη, καθώς έτσι εντοπίζονται οι ομάδες δομικών στοιχείων που περνούν πρόωρα στην διαρροή και επομένως οι ομάδες αυτές έχουν προτεραιότητα σε ενδεχόμενη ενίσχυση. Ωστόσο, ο κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων (τοπικά και καθολικά) που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία ανάλογα με την ικανότητά τους, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή ανασχεδιασμός. Οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις πρέπει να είναι μικρότερες από τις απαιτούμενες, σύμφωνα με τους στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί. Δεδομένου ότι ο έλεγχος στην ανελαστική στατική ανάλυση γίνεται κυρίως σε όρους παραμορφώσεων, η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετατοπίσεων.

Βασικές παραδοχές της μεθόδου (ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.7.1.2)[1]

- 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 (παρ.5.7.3.2, 5.7.4.2)[1]. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

- γ. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- δ. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου(στοχευόμενη μετακίνηση δ_i) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
(ΚΑΝ.ΕΠΕ Σ5.6) $\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) (1)$
- ε. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων.

Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος (ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.7.3.3)[1]

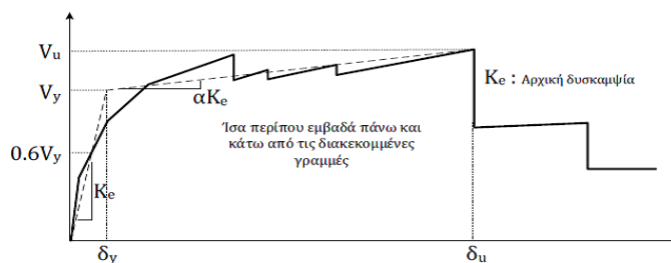
Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή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

Καθορισμός του κόμβου ελέγχου(ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.7.3.2)[1]

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.

Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης –μετακίνησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.7.3.4)[1]

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δευτέρου κλάδου αK_e . Οι δυο ευθείες που συνθέτουν την διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις διακεκομμένες γραμμές. (ΚΑΝ.ΕΠΕ Σχ.Σ5.2)[1]



Εξιδανίκευση καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (ΚΑΝ.ΕΠΕ Σχ.Σ5.2)[1]

Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ 7.2.3)[1]. Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με: $K=My \cdot L_s / 3\theta_y$ (2) όπου My και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την Εξ. (1) στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την Εξ. (2) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας κατά την Εξ. (2) μέσω των My , θ_y μπορεί να βασίζεται σε σταθερή τιμή του L_s , ως εξής:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.
- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.
- Σε υποστυλώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.
- Στα τοιχώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα (Σχ. Σ5.2). Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_t , όπως ο συντελεστής $C1$, βλ. § 5.5.5.2β και § 5.7.4.2α). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y , για τον υπολογισμό του δείκτη R της σχέσης (Σ5.7), ως το 80% της V_{max} .

Στοχευόμενη μετακίνηση (ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.7.4.2). Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση (Σ5.8) και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) με βάση την §5.7.4.1 ως εξής:

$$\delta_t = C0 C1 C2 C3 (Te/4\pi^2) Se(T) \quad (1)$$

όπου $Se(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής Te (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και $C0$, $C1$, $C2$ και $C3$ διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

$C0$: Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού

φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d = [Te/4\pi^2] \cdot \Phi_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής

του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. (παρ. 5.7.3.4)[1]. Οι τιμές του μπορεί να

λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα. Ο λόγος $C1 = d_{inel}/d_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$C1 = 1.0 \text{ για } T \geq T_c(3), \quad C1 = [1.0 + (R-1)T_c/T]/R \text{ για } T < T_c(4),$$

όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης (βλ. ΕΚ 8-1) και $R = V_{el}/V_y(5)$ ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα.

Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση $R = ((\Phi_e/g)/(V_v/W)) \cdot C_m(6)$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ Σ5.7)[1]

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του m διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y/W στη σχέση (Σ5.7) μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

$C2$: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1. Για τιμές T μεταξύ 0.1s και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Περιορισμένες βλάβες	1.0	1.0	1.0	1.0
Σημαντικές βλάβες	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονεί κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 2. [ΠινΣ5.1 από ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ.5.7.4.2][1]

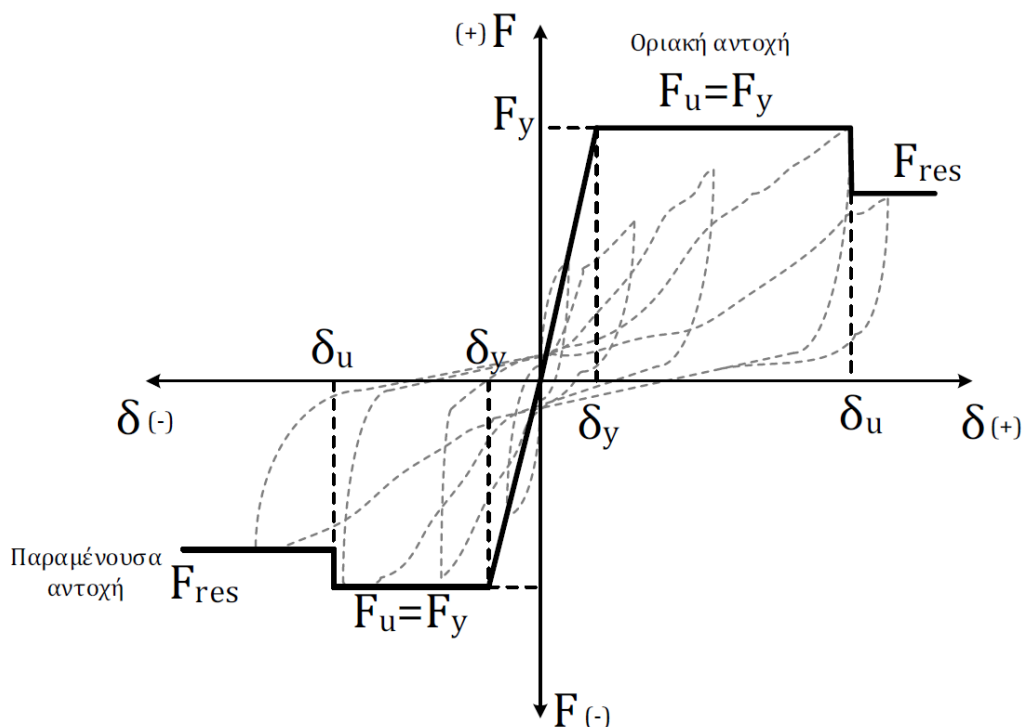
Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστικότητας (πχ κτήρια πριν 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένετε να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, πχ κτήρια από το 1985 και έπειτα ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον πίνακα Σ5.1 διαφοροποίηση του C_2 με την στάθμη επιτελεστικότητας.

C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $C_3 = 1 + 5(\theta - 0.1)T(7)$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθέτοτητας. Στη συνήθη (για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται το $C_3 = 1.0$.

4. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων κατά την εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης υλοποιείται θεωρώντας συγκεντρωμένη πλαστικότητα στα άκρα των μελών. Η συγκεντρωμένη πλαστικότητα περιγράφεται με ένα καταστατικό νόμος εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης με τη μορφή σκελετικού διαγράμματος $F-\delta$ των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Η μορφή του διαγράμματος $F-\delta$ πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν καλύτερα την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης

κατά την εφαρμογή ανακυκλιζόμενης έντασης στο εξεταζόμενο μέλος. Για λόγους προσομοίωσης, συνήθως υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα (Σχήμα 2), όπου ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια, έναν οριζόντιο ευθύγραμμο κλάδο (ή περίπου οριζόντιο με μικρή εν γένει κλίση, δηλαδή κράτυνση) που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους, η οποία αντιστοιχεί σε απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητάς του (π.χ. της τάξεως του 20% της αρχικής).



Σχήμα2: Σκελετικό διάγραμμα F-δ[2]

Περιγραφή διαγράμματος M - θ

- Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή

Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη “διαρροή” της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου. Μετά το σημείο αυτό η καμπύλη μπορεί, υπό προϋποθέσεις, να λαμβάνεται περίπου οριζόντια. Κατά συνέπεια η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας, θεωρώντας μηδενική κράτυνση. Ειδικότερα, διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις: Σε ένα μέλος που αστοχεί από κάμψη με ροπή στο άκρο ίση με M_u , θα λαμβάνεται $F_y = M_y$ (εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών). Σε ένα μέλος που αστοχεί από τέμνουσα, όταν δηλαδή $V_u < V_{Mu}$, θα λαμβάνεται $F_y = M_{Vu}$, όπου M_{Vu} η ροπή τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας (εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών).

- Μετελαστικός κλάδος

Όπως ήδη αναφέρθηκε, στις περιπτώσεις όπου αναμένεται σημαντική διαθέσιμη πλαστικότητα των κρίσιμων περιοχών, είναι αποδεκτό να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης F-δ οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου, δ_u . Στην περίπτωση που αναμένεται έντονη εξασθένηση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης, ή φαινόμενα 2ας τάξης, ο μετελαστικός κλάδος οφείλει θεωρητικά να

λαμβάνεται με αρνητική κλίση. Ωστόσο, η χρήση αρνητικής κλίσης μπορεί να οδηγήσει σε αριθμητικά προβλήματα κατά την ανελαστική ανάλυση και συνεπώς λανθασμένα αποτελέσματα. Για το λόγο αυτό στις περιπτώσεις αυτές συνιστάται μια κατάλληλη μείωση της F , ώστε ένας χαμηλότερος οριζόντιος μεταελαστικός κλάδος να λαμβάνει προσεγγιστικώς υπόψη και την εξασθένηση της απόκρισης υπό μεγαλύτερες παραμορφώσεις.

- Παραμόρφωση αστοχίας και πλαστιμότητα

Ως αστοχία ορίζεται η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση, ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Υπό την έννοια αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως αστοχία μια μείωση της αντίστασης ίση περίπου με το 25% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας δυ επομένως ορίζεται εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης. Η τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας δυ ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, μέσω του πλαστικού τμήματος της παραμόρφωσης αστοχίας, δηλαδή του $\delta_{u,pl} = \delta_{u,pl} - \delta_y$ ενός στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής ή μιας σύνδεσης στοιχείων. Η τιμή $\mu_\delta = \delta_u / \delta_y$ ορίζεται ως διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων. Αν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής, όπως ισχύει στην προκειμένη περίπτωση, τότε το $\mu_\delta = \mu_\theta$ αφορά γωνίες στροφής χορδής, δηλαδή σχετική μετάθεση άκρων του στοιχείου.

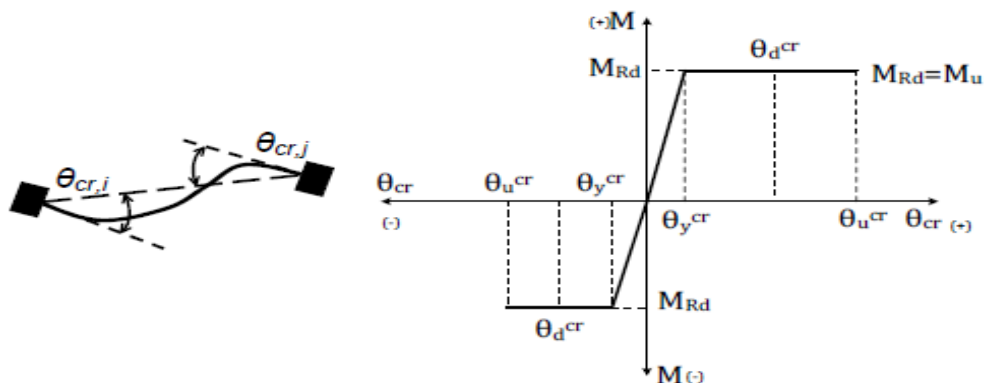
- Απομένουσα αντοχή

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα ή παραμένουσα αντίσταση F_{res} .

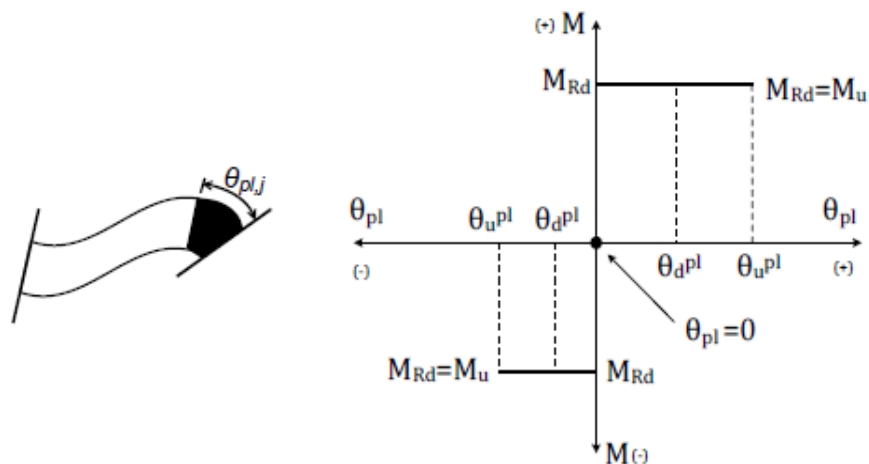
- Τελική παραμόρφωση

Ως τελική παραμόρφωση ορίζεται η παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας.

Σημειώνεται ότι στα κριτήρια επιτελεστικότητας για τα μέλη, όταν ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων οι κρίσιμες τιμές παραμόρφωσης προσδιορίζονται βάσει των τιμών διαρροής και αστοχίας του διαγράμματος $F-\delta$. Έτσι, εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, ως κατάλληλο μέγεθος F είναι η καμπτική ροπή αστοχίας, δηλαδή η ροπή αντοχής M_{Rd} ή αλλιώς και M_u (συνήθως) ή η ροπή διαρροής M_y , ενώ το αντίστοιχο κατάλληλο μέγεθος δ είναι, είτε η γωνία στροφής χορδής θ_{cr} (chord rotation), είτε η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_{pl} στα άκρα του στοιχείου (Σχήμα 3). Επισημαίνεται ότι, στην περίπτωση της κάμψης ως κατάλληλο μέγεθος δ δεν προσφέρεται η καμπυλότητα, διότι σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος δεν λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου.



Σχήμα3: Γωνία στροφής χορδής στα άκρα ραβδωτού στοιχείου[2]



Σχημα4: Γωνιά στροφής πλαστικής άρθρωσης στα άκρα ραβδωτού στοιχείου[2]

Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία που σχηματίζει η εφαπτόμενη στον άξονα του μέλους στο άκρο με τη χορδή που συνδέει τα δύο άκρα στην παραμορφωμένη του κατάσταση. Έτσι, η γωνία στροφής χορδής σε άκρο μέλους μπορεί να προσδιοριστεί ως, η γωνιακή παραμόρφωση του μέλους (δηλαδή το drift που ορίζεται ως ο λόγος του σχετικού βέλους δια το μήκος του μέλους) συν ή πλην τη στροφή του κόμβου του άκρου, ανάλογα με το εάν η στροφή και η γωνιακή παραμόρφωση έχουν αντίθετη ή ίδια φορά, αντίστοιχα.

Ως γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης ορίζεται η διαφορά των καμπυλοτήτων της ακραίας διατομής στην αστοχία και στη διαρροή, αντίστοιχα, πολλαπλασιασμένη με το μήκος της πλαστικής άρθρωσης (δηλαδή ολοκλήρωμα καμπυλοτήτων). Σημειώνεται ότι, το μήκος της πλαστικής άρθρωσης είναι πλασματικό και σκοπό έχει να συνδέσει τις καμπυλότητες που υπολογίζονται σε επίπεδο διατομής με τις ανελαστικές παραμορφώσεις οι οποίες αναπτύσσονται σε περιοχή του μέλους (στα άκρα) και όχι σημειακά.

Υπολογισμός γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή θ_y . Το πρώτο βήμα για τον προσδιορισμό της στροφής διαρροής θ_y είναι ο υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$. Στην περίπτωση που η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου σπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \quad (8) \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ7Α Α.1)}$$

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$(1/r)_y = \frac{\xi_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (9) \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ7Α Α.2)}$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y ανηγμένο στο στατικό ύψος d , είναι:

$$\xi_y = (a^2 \cdot A^2 + 2aB)^{1/2} - a \cdot A \quad (10) \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ7Α Α.3)}$$

Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad (11) \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ7Α Α.4)}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (12) \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ7Α Α.4)[1]}$$

Διαρροή λόγω σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{\epsilon_c E_c b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 a b d f_c} \quad (13) \text{ (KAN.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Α.5)}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') \quad (14) \text{ (KAN.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Α.5)}$$

Η σχέση για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής ενός στοιχείου συναρτήσει της καμπυλότητας διαρροής της διατομής $(1/r)_y$, η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

$$\frac{M_y}{b d^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_c}{2} \right\} \quad (15) \text{ (KAN.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Α.6)}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Α.6)

Η τιμή της γωνίας στροφής στη διαρροή όταν προέχει η αστοχία σε κάμψη δίνεται από την παρακάτω σχέση για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_y + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_y} \right) + \frac{d_b f_y (1/r)_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (16) \text{ (Σ.2 παρ. 7.2.2)[1]}$$

4. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ (ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ-ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ)

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ οι τοιχοποιίες πλήρωσης λαμβάνονται υπόψη μόνο για τις σεισμικές δράσεις και όχι στην παραλαβή φορτίων σχεδιασμού του κτηρίου. Η συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης εν γένει συμβάλει στην ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του δομήματος υπό σεισμικές δράσεις ιδίως κατά την φάση της αποτίμησης. Η εκτίμηση της δυσμενούς ή ευμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων γίνεται από τον μελετητή μηχανικό, επισημαίνεται όμως η δυσκολία της εκτίμησης, ιδίως όταν δεν διατίθενται στοιχειά αναλύσεων και υπολογισμών, πράγμα που στην δίκη μας περίπτωση αποφεύγεται διότι υπάρχουν επαρκή στοιχειά για τις τοιχοπληρώσεις του κτηρίου. Επιπρόσθετα για την αποφυγή σύγχυσης επί της δυσμενείας ή ευμενείας των τοιχοπληρώσεων κατασκευάστηκαν 2 μοντέλα ένα με τοιχοπληρώσεις και ένα χωρίς και συγκριθήκαν τα αποτελέσματα. (παρ.2.1.4.2)[1]

Σε ότι αφορά τους τοίχους πλήρωσης, και στις περιπτώσεις που αυτοί συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, προβλέπονται τα εξής:

Οι εργασίες αποτύπωσης περιλαμβάνουν κατ' ελάχιστο αποκαλύψεις της τοιχοποιίας σε δύο θέσεις σε κάθε όροφο, διαστάσεων περίπου 0,7x0,7m. Κατά την αποτύπωση λαμβάνονται πληροφορίες που αφορούν:

- Το σύστημα δόμησης
- Την ποιότητα της δόμησης
- Το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης (τούβλα και κονίαμα)
- Το πάχος των αρμών και τον βαθμό πλήρωσης με κονίαμα, τόσο για τους οριζόντιους όσο και για τους κατακόρυφους αρμούς
- Τη σφήνωση της τοιχοποιίας στην περίμετρο
- Τα διαζώματα.

Για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών ενδιαφέρουν κυρίως η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχειά, τα ως άνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά όπως την αντοχή των λιθοσωμάτων, την αντοχή του κονιάματος, το πάχος των αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ(στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων) για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται <<ικανοποιητική>>, ενώ το <<ανεκτό>> δεν επιτρέπεται. (παρ. 3.7.3)[1]

Κριτήρια δυσμενούς επιρροής(παρ.5.9.2). Οι τοιχοποιίες πλήρωσης, δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό εφόσον δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτηρίου. Η προσομοίωση μιας τοιχοπληρώσεως μπορεί να γίνει, είτε μέσω διατμητικού φατνώματος είτε (απλούστερα) μέσω ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου. Η αντιστοίχιση της δυστένειας ($E A_p$) της διαγωνίου με τη δυστημσία ($G A_\phi$) του φατνώματος γίνεται με βάση τη σχέση:

$$EA_p = GA / \cos^2 \alpha \quad (17)$$

Όπου “ α ” η γωνία κλίσεως της ισοδύναμης διαγωνίου (ίδια και για τις δύο διαγώνιους κάθε φατνώματος). Στην ελαστική ανάλυση χωρικών προσομοιωμάτων και εφόσον χρησιμοποιούνται ισοδύναμες διαγώνιοι, επιτρέπεται να θεωρούνται αυτές σε χιαστί διάταξη (άρα η μια διαγώνιος θλίβεται και η άλλη εφελκύεται, ενώ δεν προκύπτει ανάγκη διαδοχικών προσεγγίσεων σε κάθε επίλυση ώστε να κρατιούνται στο προσομοίωμα μόνο οι θλιβόμενες διαγώνιοι), δίνοντας σε κάθε διαγώνιο το ήμισυ της προαναφερθείσας δυστένειας ($EA_p/2$). Η προσομοίωση αυτή είναι και η μόνη εφικτή στην περίπτωση της ελαστικής δυναμικής (ιδιομορφικής) ανάλυσης. Στην ανελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται (εφόσον διατίθεται το αντίστοιχο λογισμικό) ζεύγος χιαστί διαγωνίων με δυστένεια EA_p η καθεμιά, αλλά μονοπλευρο καταστατικό νόμο (λειτουργία μόνο σε θλίψη). Στην περίπτωση που οι τοιχοποιίες πλήρωσης έχουν ανοίγματα, οι αντίστοιχοι καταστατικοί νόμοι τροποποιούνται κατάλληλα, ώστε να προσεγγίσουν την δυσμενή ενγένει επιρροή των ανοιγμάτων.

Πιο συγκεκριμένα κατά την αποτίμηση στο κτήριο οι τοιχοπληρώσεις έχουν τα εξής στοιχεία :

- Άοπλη Μπατική (κοίλη) οπτοπλινθοδομή 25 εκατοστών
- Οπτόπλινθος διαστάσεων 6X9X19 εκατοστών
- Λάβαμε υπόψη μόνο τις τοιχοπληρώσεις που επιβάλει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ(Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μόνο όταν περιβάλλεται από στοιχειά οπλισμένου σκυροδέματος τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου)(παρ.7.4)
- Κονίαμα $M2$ $f_m=2$ N/mm²(θλιπτική αντοχή κονιάματος)
- Συντελεστής ασφάλειας τοιχοπλήρωσης $\gamma_m=1.50$
- Αντοχή σε κατακόρυφη θλίψη $f_k=1,05$ N/mm²
- $E=0,4217 A_p=0,17$ (δυστένεια)
- Περιμετρική επαφή
- Λήφθησαν υπόψη και τα ανοίγματα όπου υπήρχαν

Η προσομοίωση υλοποιείται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ(παρ 7.4.1). Αν η διαγώνια ράβδος αρχίζει και τελειώνει σε κόμβους του πλαισίου, η χρήση προσομοιώματος θλιπτήρα-ελκυστήρα κατά τις δύο διαγώνιες με ράβδους μισής δυστένειας σε σχέση με αυτές του προσομοιώματος της απλής θλιβόμενης διαγωνίας, έχει πρακτικώς ως αποτέλεσμα ίση ένταση στον φορέα πλην των αξονικών δυνάμεων κάποιων στοιχείων. Σχετικώς, υπάρχουν διαφορές στις αξονικές δυνάμεις εξωτερικών υποστυλωμάτων, οι οποίες όμως είναι μικρές σε σχέση με τις αξονικές που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία έτσι, η διαφορά μπορεί να αμεληθεί. Στις δοκούς, οι αξονικές δυνάμεις ενγένει μπορούν να αμεληθούν και οι διαφορές είναι ούτος ή άλλως μικρές. Οι διαφορές δεν μπορούν να αμεληθούν όταν οι ελκυστήρες/θλιπτήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή δοκού. Η επιρροή του μεγέθους και της θέσεως των ανοιγμάτων στην δυστημσία ή δυστένεια και στην φέρουσα ικανότητα των τοιχοπληρώσεων δεν προσομοιώνεται με απλά μέσα. Ελλείπει λεπτομερέστερης διερευνήσεως για άοπλες τοιχοπληρώσεις, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη τα ακόλουθα στοιχεία:

- Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σ' αμφοτέρωτα τα άκρα του φανώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.
- Όταν υπάρχει άνοιγμα διαστάσεων οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμελείται.
- Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.
- Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος, τότε είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψη δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν απ' τα δύο άκρα της κυρίας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσον της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντιστοίχως. Σ' αυτήν την περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των θλιπτήρων στην έναντι τέμνουσας ασφάλεια των δοκών.
- Δύο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάνωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο, περιγεγραμμένο σ' αυτά.[1]

5. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στοχευόμενες μετακινήσεις για τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας						
Συνδυασμός φόρτισης	A(m)	A'(m)	B(m)	B'(m)	Γ(m)	Γ'(m)
Fx+0,3Fz Ορθογωνική	0,074	0,064	0,081	0,071	0,089	0,077
Fx+0,3Fz Τριγωνική	0,076	0,065	0,084	0,072	0,092	0,079
-Fx+0,3Fz Ορθογωνική	0,073	0,077	0,080	0,084	0,088	0,092
-Fx+0,3Fz Τριγωνική	0,075	0,077	0,082	0,084	0,090	0,092
Fz+0,3Fx Ορθογωνική	0,072	0,058	0,079	0,063	0,087	0,069
Fz+0,3Fx Τριγωνική	0,073	0,058	0,081	0,063	0,088	0,069
-Fz+0,3Fx Ορθογωνική	0,064	0,066	0,071	0,072	0,077	0,079
-Fz+0,3Fx Τριγωνική	0,067	0,067	0,074	0,073	0,081	0,080

Πίνακας 3. Στοχευόμενες μετακινήσεις για τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας (A,B,Γ αφορούν το μοντέλο χωρίς τοιχοπλήρώσεις και A',B',Γ' το μοντέλο με τοιχοπλήρώσεις)

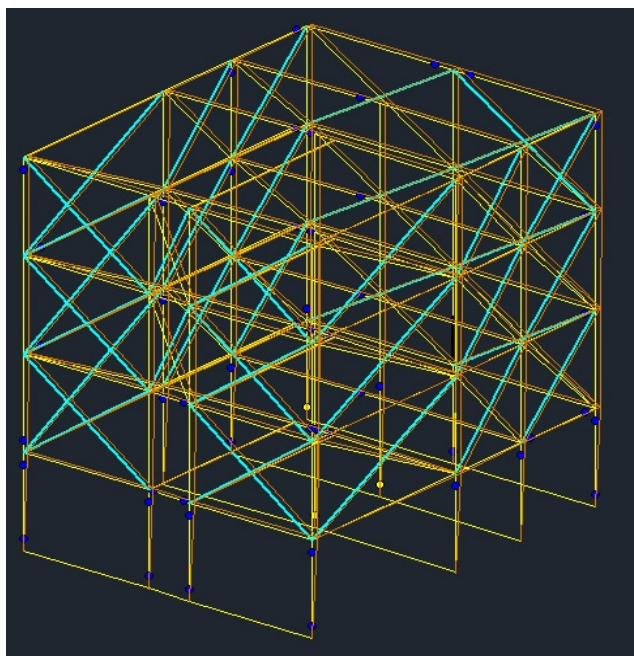
Ακολουθεί πίνακας που δηλώνει που εντοπίζονται η πρώτη αστοχία ή οι πρώτες αστοχίες και σημειώνεται η τέμνουσα $V_b(kn)$ σε άμεση σύγκριση μοντέλου με και χωρίς τοιχοπλήρώσεις

(V_b αφορούν μοντέλο άνευ τοιχοπληρώσεων και V_b' μοντέλο με τοιχοπληρώσεις).

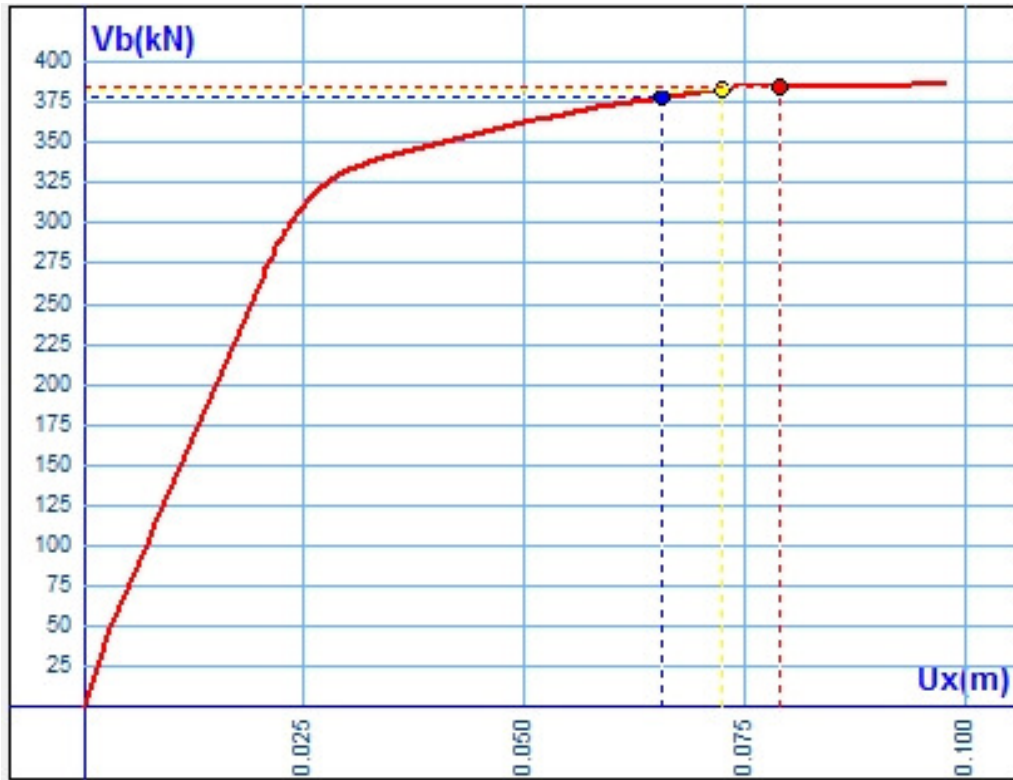
Συνδυασμός φόρτισης	V_b (kn)	V_b' (kn)	Θέση αστοχίας
$F_x+0,3F_z$ Ορθογωνική	298	279	Υποστύλωμα βάσης
$F_x+0,3F_z$ Τριγωνική	283	268	Υποστύλωμα βάσης
$-F_x+0,3F_z$ Ορθογωνική	315	283	Υποστύλωμα βάσης
$-F_x+0,3F_z$ Τριγωνική	294	263	Δοκός ισογείου
$F_z+0,3F_x$ Ορθογωνική	260	323	Υποστύλωμα βάσης
$F_z+0,3F_x$ Τριγωνική	257	315	Υποστύλωμα Ισογείου
$-F_z+0,3F_x$ Ορθογωνική	301	386	Υποστύλωμα βάσης
$-F_z+0,3F_x$ Τριγωνική	288	364	Υποστύλωμα βάσης

Πίνακας 4. Σύγκριση τεμνουσών

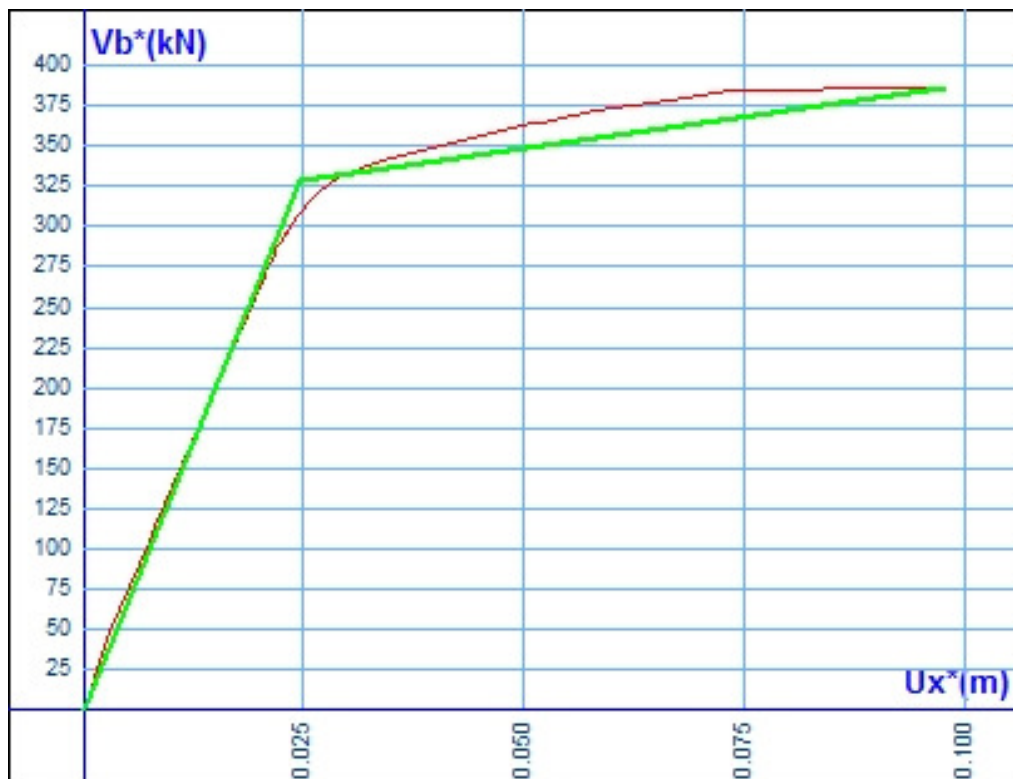
Εν συνεχεία θα παραθέσουμε διαγράμματα στοχευόμενης μετακίνησης και διγραμμικής καμπύλης ικανότητας καθώς και άποψη του φορέα στις δυο αυτές περιπτώσεις. Δυο περιπτώσεις φορτίσεων που παρουσιάζουν τα καλύτερα και τα χειρότερα αποτελέσματα αντίστοιχα.



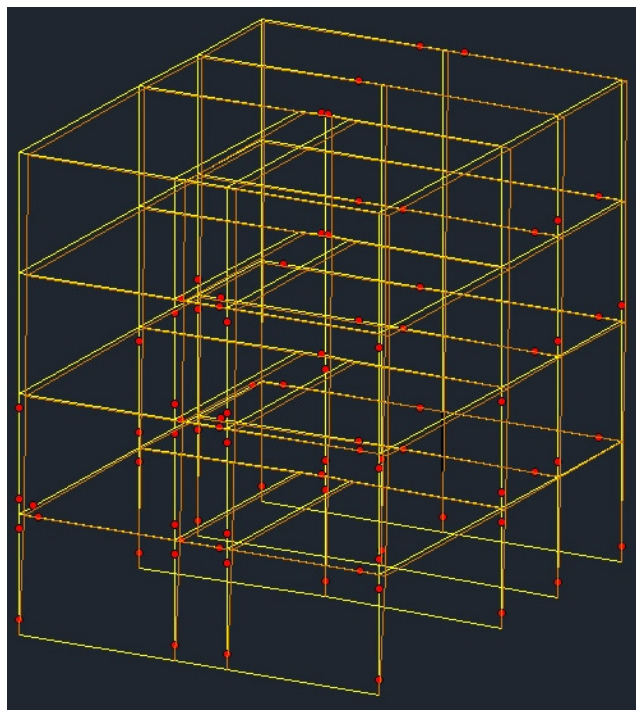
Σχήμα 5: Φορέας υπό φόρτιση στάθμη (A2) $-F_z+0,3F_x$ Ορθογωνική με παρουσίαση των πλαστικών αρθρώσεων όπως αυτές εμφανίζονται



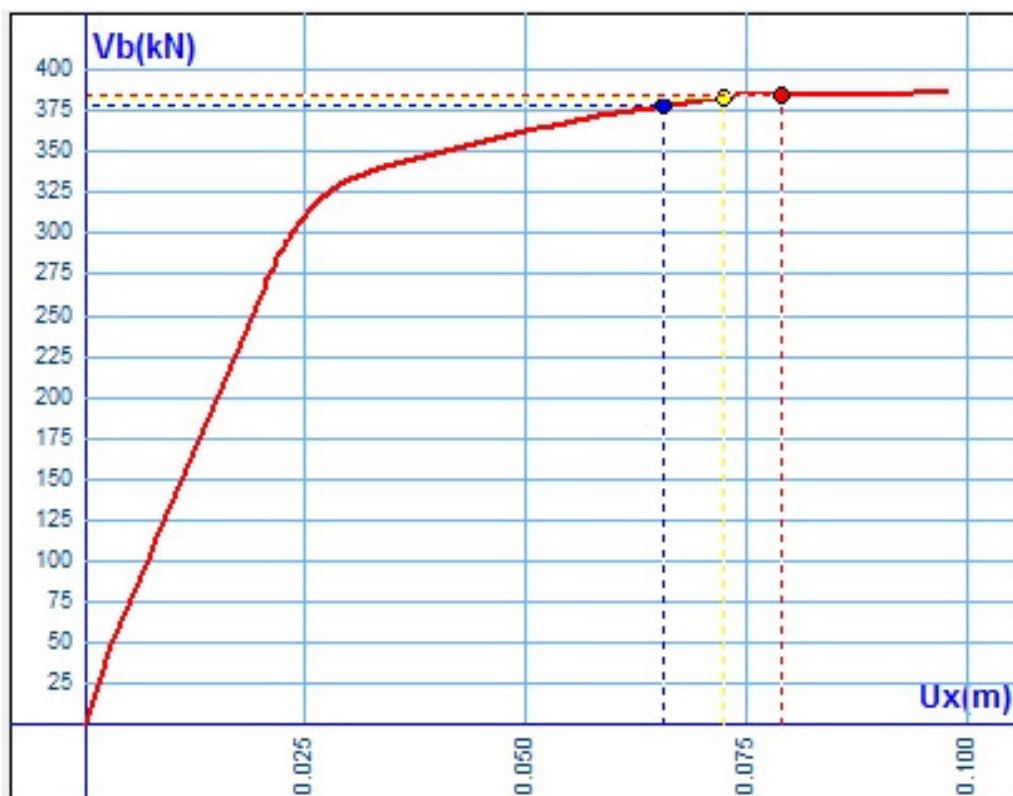
Σχήμα 6: Στοχευόμενη μετακίνηση για φόρτιση $-F_z+0,3F_x$ Ορθογωνική



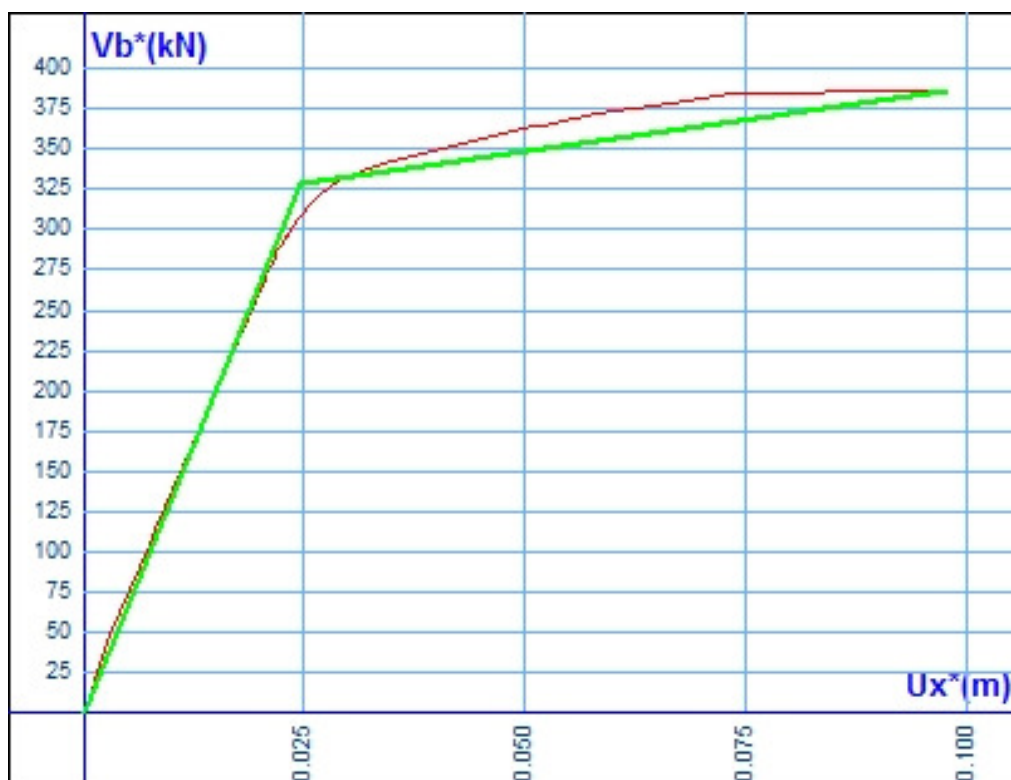
Σχήμα 7: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας για φόρτιση $-F_z+0,3F_x$ Ορθογωνική



Σχήμα 7: Φορέας υπό φόρτιση στάθμη (Α) $F_x+0,3F_z$ Ορθογωνική με παρουσίαση των πλαστικών αρθρώσεων όπως αυτές εμφανίζονται



Σχήμα 8: Στοχευόμενη μετακίνηση για φόρτιση $F_x+0,3F_z$ Ορθογωνική



Σχήμα 9: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας για φόρτιση $F_x+0,3F_z$ Ορθογωνική

6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Έπειτα από την σύγκριση που έγινε στον Πίνακα 3, παρατηρούμε μόνο σε 2 φορτίσεις μεγάλες διαφορές στις στοχευόμενες μετακινήσεις με και χωρίς τοιχοπληρώσεις και αυτό συμβαίνει στις διευθύνσεις σεισμού α) $F_x+0,3F_z$ όπου έχουμε μια μείωση των μετακινήσεων της τάξης του 13% η οποία είναι αναμενόμενη λόγω της προσθήκης όχι ισχυρών τοιχοπληρώσεων (ύπαρξη ανοιγμάτων) κατά εκείνη την διεύθυνση β) $F_z+0,3F_x$ όπου έχουμε μείωση της τάξης του 20% που οδηγεί την μετακίνηση πολύ κοντά στην μετακίνηση που στόχευε η αρχική μελέτη και προσδίδει την ικανότητα στο κτήριο να συμπεριφερθεί σε αυτή την διεύθυνση στην στάθμη επιτελεστικότητας A2 (βασικός σχεδιασμός)
- Συμφώνα με τον Πίνακα 4 έχουμε στην διεύθυνση Z όπου έχουν τοποθετηθεί οι ισχυρές τοιχοπληρώσεις (χωρίς ανοίγματα) αύξηση της τέμνουσας που παρουσιάζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση κατάρρευσης ειδικότερα στην διεύθυνση $-F_z+0,3F_x$ έχουμε αύξηση 28%
- Συνεχίζοντας στον πίνακα 4 βλέπουμε ότι υπάρχει μια πτώση της τέμνουσας βάσης στην διεύθυνση χ αυτό οφείλεται στο ότι ουσιαστικά προσθέσαμε μόνο φόρτια (τοιχοπληρώσεων) καθώς οι τοιχοπληρώσεις έχουν πολλά ανοίγματα σε αυτή την διεύθυνση και δεν προσέφεραν την αναμενόμενη δυσκαμψία.
- Έπειτα πρέπει να σημειωθεί ότι το κτήριο δεν μπορεί να ενταχθεί στην A2 (βασικός σχεδιασμός) στάθμη επιτελεστικότητας όπου στοχεύαμε καθώς σχεδόν και στις 4 διευθύνσεις υπάρχει καθολική διαρροή πριν ακόμα πλησιάσουμε τις μετακινήσεις της στάθμης A2. Παραθέτονται σχήμα 5, 6, 7 διαγράμματα στοχευόμενης μετακίνησης, και διγραμμικής καμπύλης ικανότητας της καλύτερης απόδοσης του κτηρίου που πιάνει την A2 σε αυτή την διεύθυνση και όπως ήταν αναμενόμενο πρόκειται για την διεύθυνση z στο μοντέλο με τις τοιχοπληρώσεις.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013
- [2]Manual scadapro15
- [3]Στατική μελέτη διωρόφου οικοδομής (μελετητής Κυλάφης Παναγιώτης 1966)

