

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΜΕΓΑΛΑ ΕΛΑΦΡΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΥ

Πολιτικός Μηχανικός, Μεταπτυχιακός Φοιτητής Ε.Μ.Π.

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία θα ασχοληθούμε με την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφισταμένου κτιρίου του οποίου ο φέροντας οργανισμός αποτελείται κυρίως από μεγάλα τοιχώματα εφαρμόζοντας την Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράλληλα με την αποτίμηση, θα ελέγξουμε την εφαρμοσιμότητα της μεθόδου σε φορείς με μεγάλα τοιχώματα και την επιρροή των ακανονικοτήτων στη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

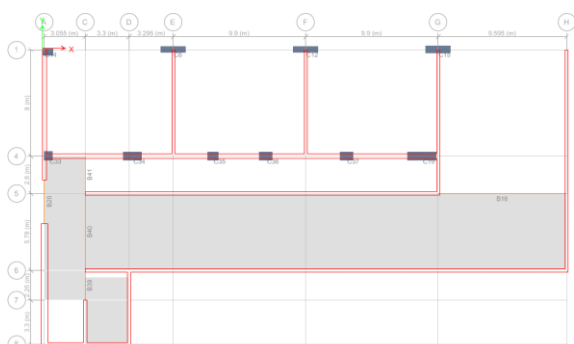
Στην Ελλάδα ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός τίθεται σε εφαρμογή το 1959 και αφού δεχτεί διαδοχικές βελτιώσεις το 1984 και το 1995 αποκτά τη σημερινή του μορφή (ΕΑΚ-2000) μόλις το 2001, με αποτέλεσμα το μεγαλύτερο ποσοστό των κτιρίων της χώρας να έχει κατασκευασθεί με μεθοδολογίες σχεδιασμού που απέχουν σημαντικά από τις σύγχρονες. Σε πρόσφατους σεισμούς, όμως, παρατηρήθηκε ότι η συμπεριφορά των νεότερων κατασκευών ήταν καλύτερη σε σχέση με τις παλαιότερες. Συνεπώς, προκύπτει η ανάγκη της ποσοτικής εκτίμησης και ο έλεγχος επάρκειας μιας κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Την ανάγκη αυτή καλύπτει πλέον ο ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ο οποίος αποτελεί μια σαφή μεθοδολογία τόσο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών όσο και για τον ανασχεδιασμό τους. Επιπλέον, κατοχυρώνει την Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover) ως μία εκ των βασικών μεθόδων ανάλυσης εφοδιάζοντας τους μηχανικούς με ένα ιδιαίτερα εύχρηστο εργαλείο.

2. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

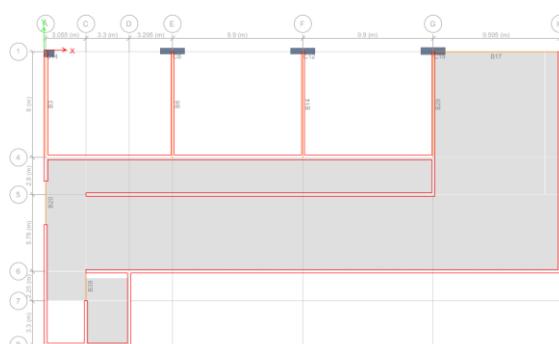
Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στον καθορισμό ενός επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας, ο οποίος είναι το αποδεκτό επίπεδο ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) για σεισμική δόνηση με συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης. Ο έλεγχος ικανοποίησης αυτού του στόχου γίνεται μέσω της προσομοίωσης της συμπεριφοράς της κατασκευής τόσο στην ελαστική περιοχή όσο και μετά την εμφάνιση ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση.[1] Στην περίπτωση της ανάλυσης Pushover, εφαρμόζεται υπό σταθερά φορτία βαρύτητας μια κατανομή μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων, με σκοπό την περιγραφή της σταδιακής ανάπτυξης του πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης μέσω της καμπύλης συνάρτησης της τέμνουσας βάσης και της οριζόντιας μετακίνησης ενός καθορισμένου κόμβου ελέγχου. Η καμπύλη αυτή ονομάζεται Καμπύλη Ικανότητας και η κατασκευή της προϋποθέτει τον καθορισμό των νόμων που διέπουν τη συμπεριφορά των δομικών μελών του φορέα, διαδικασία που αποτελεί το πρώτο βήμα της ανάλυσης. Πάνω στην καμπύλη ικανότητας καταγράφονται και τα σημεία τα οποία αντιπροσωπεύουν την υπέρβαση κάποιας στάθμης επιτελεστικότητας στο φορέα συνολικά. Τέλος, χρησιμοποιώντας την καμπύλη ικανότητας προσδιορίζεται η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου για τη συγκεκριμένη σεισμική δράση και συγκρίνεται με την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, την οποία δεν πρέπει να υπερβαίνει. Η μέθοδος υπολογισμού αυτής της στοχευόμενης μετακίνησης διαφέρει σε κάθε κανονισμό, χωρίς να υπάρχει σημαντική διαφοροποίηση στις βασικές αρχές.[1]

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

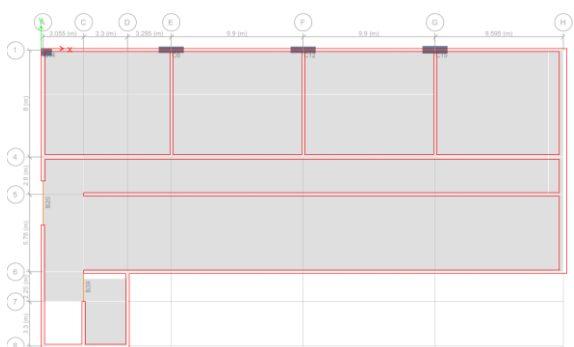
Ο υπό μελέτη φορέας είναι ένα υφιστάμενο κτίριο κατασκευασμένο πριν από το 1984 και λειτουργικό μέχρι και σήμερα. Συγκεκριμένα, το κτίριο αποτελείται από δέκα ορόφους ύψους περίπου 3m και δύο υπόγεια, με μεγάλη διάσταση κάτοψης ορόφου 40m και μικρές 22m και 17m αντίστοιχα. Το δομικό στοιχείο που κυριαρχεί στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής είναι τα μεγάλα ($l_w > 4m$, $2/3 h_w$) τοιχώματα, τα οποία στην πλειονότητα τους εκτείνονται σε όλη έκταση της κάτοψης, για αυτό θα αναφερόμαστε σε αυτά με βάση την αντίστοιχη γραμμή του καννάβου (π.χ. τοίχαιο 1). Το κτίριο παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες καθύψους, καθώς πολλά τοιχώματα δεν συνεχίζουν μέχρι και τον τελευταίο όροφο, ενώ άλλα μειώνουν το μήκος τους ή αλλάζουν πλάτος διατομής. Κατά τη διεύθυνση Χ, το τοίχαιο 1 ξεκινά από τον 2^ο όροφο στηριζόμενο σε τέσσερα ισχυρά υποστυλώματα και από τον 7^ο και πάνω χωρίζεται σε μικρότερα τοιχεία. Τα τοιχεία 4 και 5 συνεχίζουν μέχρι και τον 6^ο και 5^ο όροφο αντίστοιχα. Κατά τη διεύθυνση Υ, το άνω τμήμα του τοιχείου Α συνεχίζει μέχρι και τον 5^ο όροφο, τα τοιχεία Ε, F μέχρι και τον 3^ο και το τοίχαιο G μέχρι και τον 4^ο.



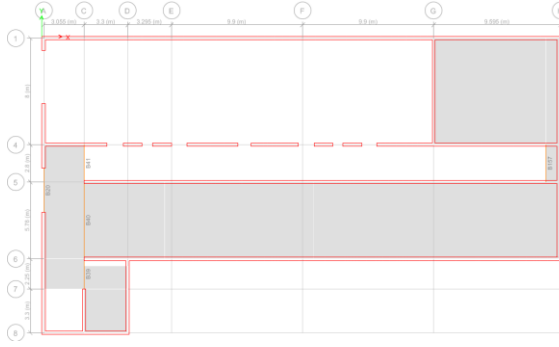
Εικόνα 1: Ξυλότυπος 1^{ης} στάθμης



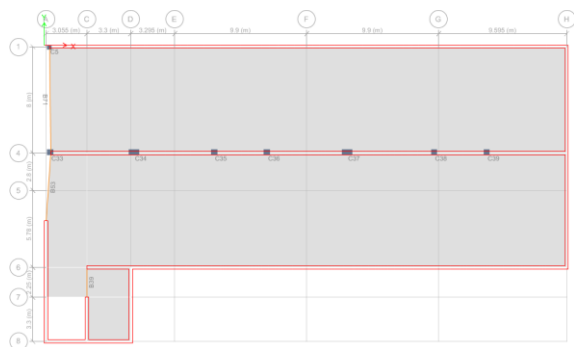
Εικόνα 2: Ξυλότυπος 2^{ης} στάθμης



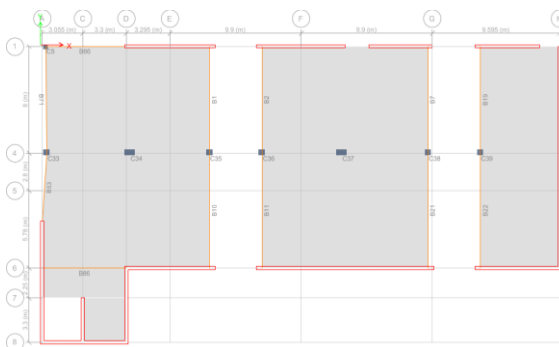
Εικόνα 3: Ξυλότυπος 4^{ης} στάθμης



Εικόνα 4: Ξυλότυπος 5^{ης} στάθμης

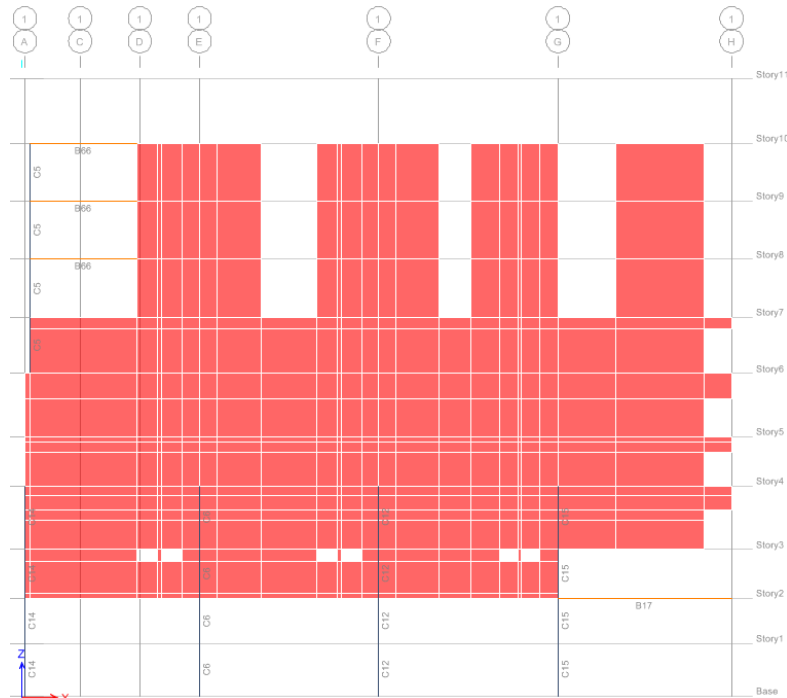


Εικόνα 5: Ξυλότυπος 7^{ης} στάθμης

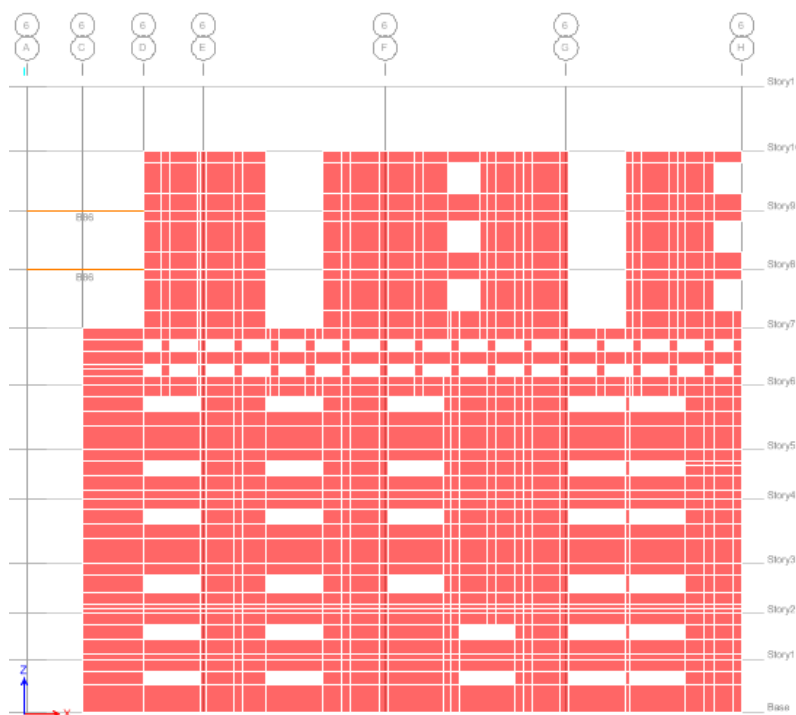


Εικόνα 6: Ξυλότυπος 8^{ης}, 9^{ης}, 10^{ης} στάθμης

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το ότι στις τρεις τελευταίες στάθμες συνεχίζουν μόνο τα περιμετρικά τοιχώματα, προστίθονται νέα υποστυλώματα και υπάρχουν τρία ξεχωριστά διαφράγματα. Ουσιαστικά, στους τρεις τελευταίους ορόφους το κτήριο χωρίζεται σε τρία ανεξάρτητα τμήματα. Αυτό φαίνεται και στην όψη των δύο περιμετρικών κατά Χ τοιχείων.



Εικόνα 7: Όψη τοιχώματος γραμμής 1



Εικόνα 8: Όψη τοιχώματος γραμμής 6

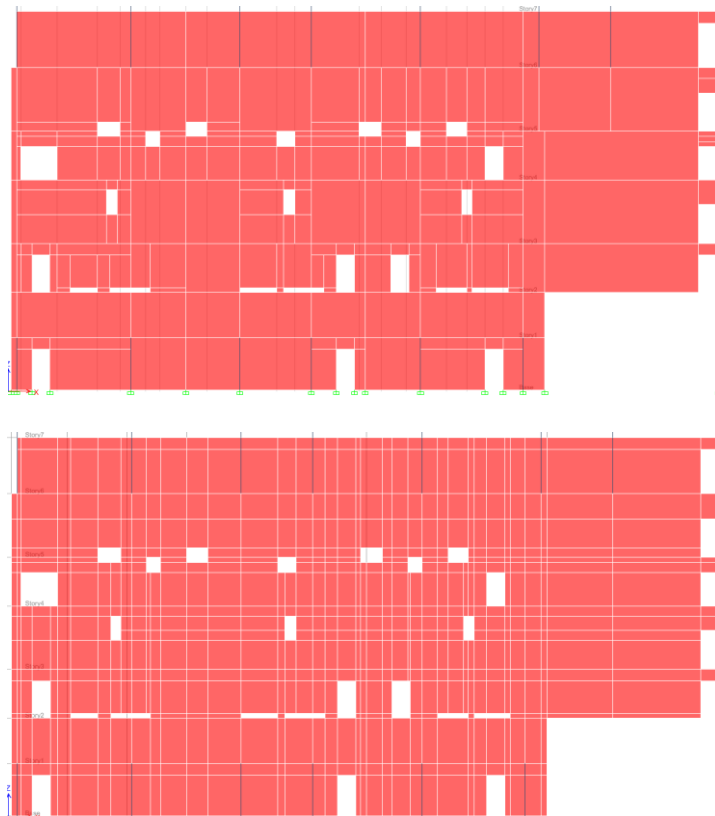
4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Η προσομοίωση και η ανάλυση του φορέα έγινε με το λογισμικό ETABS 2015 V15.0.0. Τα δύο υπόγεια της κατασκευής δεν προσομοιώθηκαν, καθώς δεν θεωρούμε ότι επηρεάζονται από το σεισμό και όλες οι στηρίξεις στη στάθμη 0 (δάπεδο ισογείου) θεωρήθηκαν ως πακτώσεις.

4.1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

Τα υποστυλώματα (λόγος πλευρών ≤ 4) και οι δοκοί προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου (frame element) έξι βαθμών ελευθερίας, ενώ τα τοιχεία (wall object) και οι πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell element) τεσσάρων κόμβων.

Ένα στοιχείο το οποίο συνέβαλε σημαντικά στην δυσκολία προσομοίωσης του υπο μελέτη φορέα είναι το ότι σε αντίθεση με συμβατικά κτίρια όλα τα ανοίγματα γίνεται στο φέροντα οργανισμό, δηλαδή στα τοιχεία με αποτέλεσμα να καθίσταται αναγκαία η προσομοίωση τους. Για τη διαδικασία αυτή το ETABS διαθέτει δύο μεθόδους: είτε μέσω της εντολής draw opening, είτε μέσω διαίρεσης (divide) των τοιχείων με τρόπο ώστε να σχηματιστεί το άνοιγμα, το οποίο στη συνέχεια αφαιρείται. Έπειτα από δομικές κρίθηκε πιο ακριβής ο δεύτερος τρόπος, επομένως και επιλέχθηκε. Επειδή, όμως, η διαίρεση των τοιχείων οδηγεί σε πεπερασμένα στοιχεία που δεν συντρέχουν σε κοινούς κόμβους πρέπει όλο το τοίχωμα να διαιρεθεί με βάση τις διαστάσεις του κάθε ανοίγματος του προκειμένου αυτό να συμπεριφέρεται ως εννιαίο σώμα. Με τον ίδιο τρόπο πρέπει να διαιρεθούν και τυχόν εγκάρσια τοιχώματα με αποτέλεσμα η διακριτοποίηση να γίνεται ιδιαίτερα περίπλοκη δεδομένης της παρουσίας ανοιγμάτων στα περισσότερα τοιχώματα. Το πρόβλημα αυτό επιλύθηκε θεωρώντας ένα εννιαίο σύστημα οριζόντιων επιπέδων κάθε ένα από τα οποία αντιστοιχεί στην πάνω είτε στην κάτω πλευρά του ανοίγματος.



Εικόνα 9 : Λανθασμένη (πάνω) και ορθή (κάτω) προσομοίωση ανοιγμάτων

4.2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΩΝ

Η κατηγορία του σκυροδέματος είναι B300, η οποία μπορεί να θεωρηθεί ότι αντιστοιχεί σε κατηγορία σκυροδέματος κατά EC-2 C20/25, δηλαδή σε χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$. [3] Στις αναλύσεις, όμως, χρησιμοποιείται η μέση τιμή θεωρώντας προσεγγιστικά ότι αντιστοιχεί σε $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$, διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας γ_c από Σ.Α.Δ. Όσο αφορά στον χάλυβα οπλισμού είναι κατηγορίας St III με όριο διαρροής: $f_y = 420$ και 400 MPa για διάμετρο οπλισμού $d \leq 18 \text{ mm}$ και $d > 18 \text{ mm}$ αντίστοιχα, τιμές που διαρύνονται με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας γ_s . Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε Υψηλή, επομένως οι συντελεστές ασφαλείας για το σκυρόδεμα και το χάλυβα είναι $\gamma_c = 1.35$ και $\gamma_s = 1.05$.

4.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στις περισσότερες στάθμες υπάρχει σημαντικό φορτίο εξοπλισμού, το οποίο λαμβάνεται ως μόνιμο τόσο λόγω της μόνιμης παρουσίας του όσο και λόγω της άκαμπτης σύνδεσης σύνδεσης του με την πλάκα. Επομένως, τα φορτία είναι:

- Ίδια βάρη κατασκευής με ειδικό βάρος σκυροδέματος 25 kN/m^3
- Φορτίο επικάλυψης 1 kN/m^2 και βαθμίδων κλιμάκων
- Φορτία εξοπλισμών από 5 έως 15 kN/m^2 στον 1ο έως 7ο και στο δώμα (μόνιμο)
- Κινητό φορτίο δαπέδων 5 kN/m^2 στον 8ο και 9ο
- Κινητό φορτίο δαπέδων 2 kN/m^2 στους υπόλοιπους ορόφους
- Κινητό φορτίο κλιμακοστασίων 3.5 kN/m^2

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΣΤΙΣ ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ

5.1. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Η προσομοίωση της συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών γίνεται μέσω του πολυγραμμικού διαγράμματος F-δ που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 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. [1] Χωρίς να λάβουμε υπόψη την διατμητική αντοχή, το διάγραμμα αποτελείται από ένα ευθύγραμμο κλάδο που διέρχεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη θεωρητική «διαρροή» της διατομής, ένα οριζόντιο κλάδο μέχρι την αστοχία και ένα επίσης οριζόντιο κλάδο, ο οποίος εκφράζει την παραμένουσα αντοχή.



Σχήμα 1 : Διάγραμμα ικανότητας διατομής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2]

Η ροπή διαρροής M_y υπολογίζεται από τις σχέσεις του παραρτήματος 7.Α. του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_y}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Για την καμπυλότητα διαρροής $(1/r)_y$, υπολογίζουμε από τις σχέσεις του ίδιου παραρτήματος την καμπυλότητα λόγω διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού και λόγω μή-γραμμικότητας των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος και λαμβάνουμε τη μικρότερη από τις δύο τιμές. Η γωνία στροφής χορδής διαρροής θ_y υπολογίζεται από τη σχέση Σ.2. :

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Για τη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία θ_u ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπει την εμπειρική εκτίμηση είτε της συνολικής γωνίας στροφής χορδής (θ_{um}) είτε του πλαστικού τμήματος αυτής ($\theta_{um,pl}$) και προτείνει τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις Σ.8α και Σ.8β αντίστοιχα :

$$\theta_u = \theta_{um} = 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (a_s)^{0,35} 25^{(a_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c})} 1,25^{(100\rho_d)}$$

$$\theta_{um,pl} = \theta_u - \theta_y =$$

$$0,0145(0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (a_s)^{0,35} 25^{(a_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c})} 1,275^{(100\rho_d)}$$

Για κατασκευές ,όπως και το υπό μελέτη κτίριο, που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις προ του 1985 αντισεισμικές διατάξεις με χρήση νευροχαλύβων, οι ανωτέρω τιμές διαιρούνται με 1.2 . Η επιλογή ανάμεσα στις παραπάνω δύο σχέσεις έγινε μέσω υπολογισμού για κάθε διατομή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία (θ_u) και με τους δύο τρόπους. Συγκεκριμένα, προέκυψε ότι στα τα υποστυλώματα οι τιμές της θ_u από την πρώτη σχέση (Σ.8α) ήταν μικρότερες κατά περίπου 10%, με τη διαφορά αυτή να μειώνεται στους χαμηλότερους ορόφους, ενώ στις δοκούς δεν υπήρχαν ουσιαστικές διαφορές. Επομένως, επιλέχθηκε η πρώτη σχέση, καθώς έδινε δυσμενέστερες τιμές.

Ωστόσο, το διάγραμμα ικανότητας όπως ορίστηκε παραπάνω δεν λαμβάνει υπόψη την αντοχή του μέλους έναντι τέμνουσας, η οποία παρουσιάζει σημαντική εξασθένηση με την ανακύκλιση και υπολογίζεται από τη σχέση του παραρτήματος 7.Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

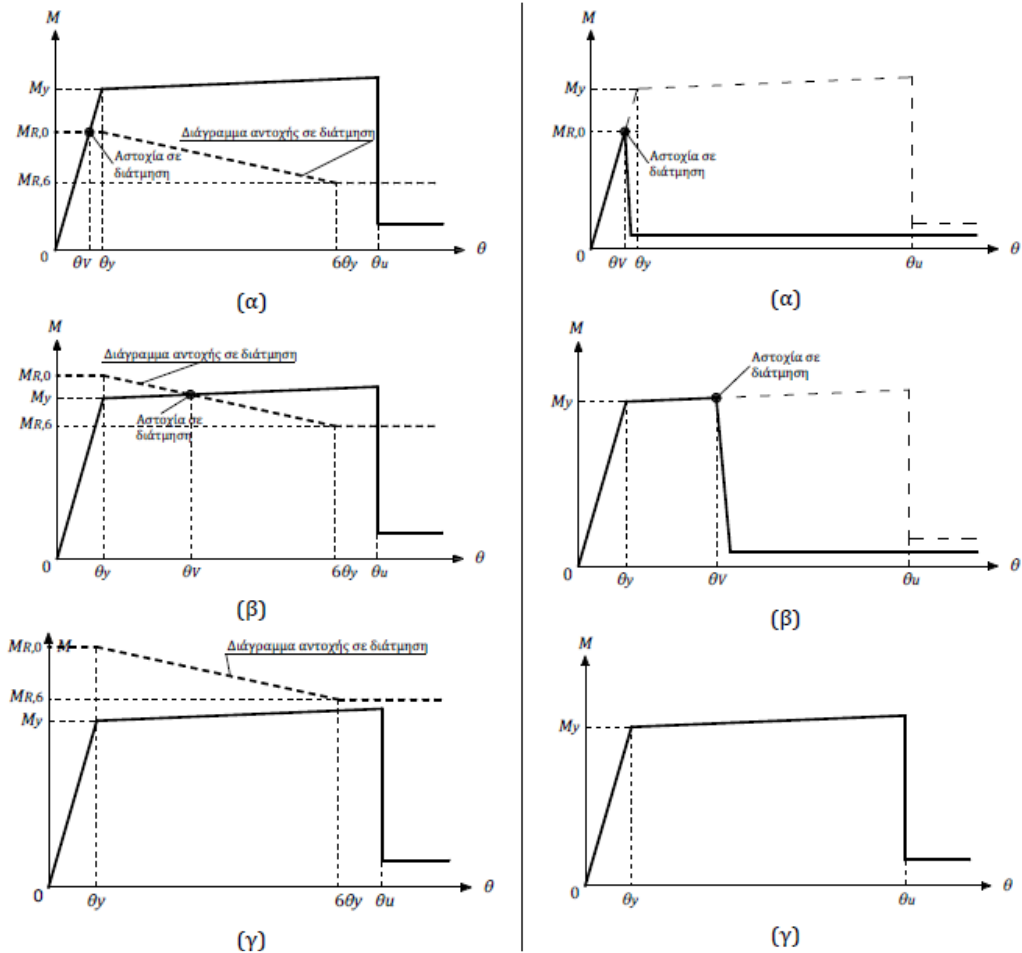
$$V_R =$$

$$\frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_B^p)) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_{W}]$$

Επομένως, μετατρέπουμε το διάγραμμα V_R - θ , που αντιστοιχεί στην παραπάνω σχέση, σε M_{VR} - θ , όπου $M_{VR} = V_R \cdot L_s$ και διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις:

- a) $M_{VR0} < M_y$: Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει πριν τη διαρροή της διατομής σε κάμψη για γωνία στροφής χορδής $\theta = (M_{R,0} \cdot \theta_y) / M_y$. Η αστοχία αυτή είναι ψαθυρή και αμέσως μετά η αντοχή της διατομής πέφτει απότομα.

- b) $M_{VR6} < M_y < M_{VR0}$: Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής $\theta_y < \theta_v < \theta_u$. Η γωνία αυτή υπολογίζεται εύκολα από εξίσωση ευθειών ως τομή των δύο διαγραμμάτων.
- c) $M_{VR6} > M_y$: Η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση πριν αστοχήσει σε κάμψη. Αυτή είναι και η επιθυμητή καμπύλη ικανότητας. [1]



Σχήμα 2: Διάγραμμα Ικανότητας με συνεκτίμηση της τέμνουσας, περιπτώσεις a,b,c [1]

Σε όλες τις παραπάνω σχέσεις το διατμητικό μήκος L_s και η ανηγμένη αξονική δύναμη n , θα πρέπει να υπολογίζονται αντίστοιχα από τα διαγράμματα καμπτικών ρομών και αξονικών δυνάμεων κάθε μέλους, για κάθε βήμα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, που σημαίνει ότι τα διαγράμματα ικανότητας κάθε διατομής πρέπει συνεχώς να επαναπροσδιορίζεται. Επειδή, αυτό δεν είναι εφικτό στο ETABS, όπου δεν είναι ενσωματωμένες οι σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα μεγέθη αυτά λαμβάνονται σταθερά και σύμφωνα με τις παραδοχές του κανονισμού στις παραγράφους 7.1.2.2δ (v) και 7.2.3 (L_s) αντίστοιχα. Συγκεκριμένα, η ανηγμένη αξονική λαμβάνεται μόνο από τα κατακόρυφα φορτία υπό το σεισμικό συνδυασμό. Το διατμητικό μήκος για τα υποστυλώματα θεωρείται ίσο με το μισό του καθαρού τους μήκους στο υπόψη επίπεδο κάμψης, ενώ στις δοκούς λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού μήκους αν συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία και ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα αν συνδέονται μόνο στο ένα άκρο με κατακόρυφο στοιχείο. Σύμφωνα με ερευνητικές εργασίες, οι παραδοχές αυτές είναι επαρκείς για τα υποστυλώματα, που είναι και κρισιμότερα για την ανάλυση.[4]

Τέλος, το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις δύο τιμές: ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό. (σχόλια 7.2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

5.2. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

Για πρωτεύοντα μέλη ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ποσοτικά τις στάθμες επιτελεστικότητας διατομής ως εξής:

- «Περιορισμένες βλάβες»: Αντιστοιχεί πρακτικά στη διαρροή με $\theta_A = \theta_y$
- «Σημαντικές Βλάβες»: Αντιστοιχεί σε $\theta_B = 0.5 (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$, όπου $\gamma_{Rd} = 1.5$ όταν $\theta_u = \theta_{um}$. Η τιμή αυτή είναι μεγαλύτερη από τη θ_y μόνο όταν $m_\theta > 2$, δηλαδή για την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας που ορίζει, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ένα μέλος ως πλάστιμο.
- «Οιωνεί Κατάρρευση»: Αντιστοιχεί σε $\theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd}$, όπου $\gamma_{Rd} = 1.5$ όταν $\theta_u = \theta_{um}$.

Τό διάγραμμα ικανότητας και οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίζονται για κάθε κρίσιμη διατομή στο Excel και στη συνέχεια εισάγεται μόνο το πλαστικό τμήμα αυτών στο λογισμικό ανάλυσης. Το ETABS θεωρεί ότι η πλαστική συμπεριφορά στο μέλος είναι συγκεντρωμένη σε μια σημειακή άρθρωση.

6. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται κυρίως από μεγάλα τοιχώματα, μήκους $l_w \geq \min\{4m, 2h_w/3\}$, τα οποία για σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση τους αναμένουμε να συμπεριφερθούν σαν επιφανειακοί φορείες καταπονούμενοι στο επίπεδο τους. Επιπλέον, κανένα από τα τοιχώματα με μήκος $l_w < 2h_w/3$ δεν διαθέτει διαμόρφωση κρυφών υποστυλωμάτων στα άκρα του, ώστε να αναπτύξει πλαστική καμπτική συμπεριφορά. Επομένως, ο τρόπος αστοχίας των τοιχείων αναμένεται να είναι ψαθυρός είτε οφείλεται σε διάτμηση (διαγώνιος εφελκυσμός-θλίψη) είτε οφείλεται σε κάμψη. Για το λόγο αυτό, ο έλεγχος των τοιχείων γίνεται θεωρώντας ελαστική συμπεριφορά. Επίσης, ο υπολογισμός των εσωτερικών εντατικών μεγεθών M, Q, N και η σύγκριση τους με την αντίστοιχη αντοχή του τοιχείου, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 2 για γραμμικά μέλη ή για τοιχώματα, δεν είναι ούτε απόλυτα σωστή ούτε εύκολη διαδικασία, λόγω του μεγάλου μήκους τους. Συνεπώς, επιλέγουμε ο έλεγχος να γίνεται σε επίπεδο κυρίων τάσεων αποκτώντας, παράλληλα, μεγαλύτερη εποπτεία της καταπόνησης του φορέα. Συγκεκριμένα, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, οι κύριες τάσεις αναλύονται σε οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες, οι οποίες παραλαμβάνονται από τον αντίστοιχο οπλισμό, συνυπολογίζοντας την θλιπτική ή την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, ανάλογα με το αν η ελεγχόμενη τάση είναι θλιπτική ή εφελκυστική.

Αναλυτικά για τις κύριες εφελκυστικές τάσεις:

- $S_{max} \cdot \sin(a) \leq \rho_v \cdot f_y + f_{ct}$
- $S_{max} \cdot \cos(a) \leq \rho_h \cdot f_y + f_{ct}$

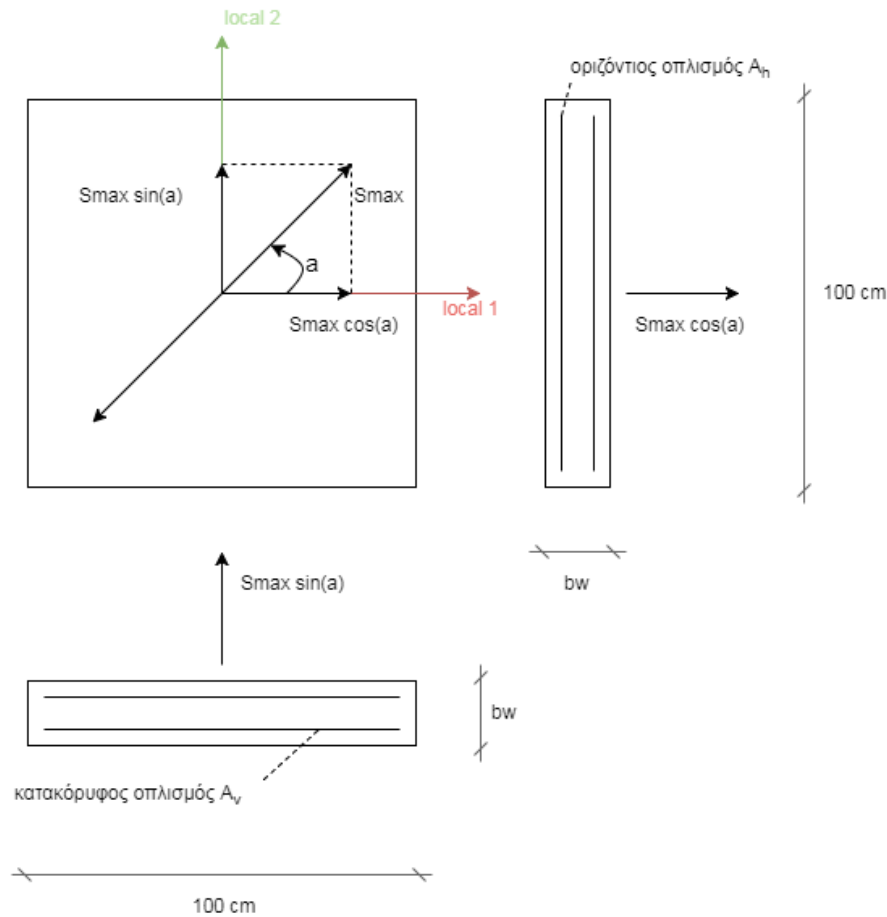
Αναλυτικά για τις κύριες θλιπτικές τάσεις:

- $S_{min} \cdot \sin(a) \leq f_c + \rho_v \cdot f_y$
- $S_{min} \cdot \cos(a) \leq f_c + \rho_h \cdot f_y$

Στις παραπάνω σχέσεις ρ_v και ρ_h είναι το ποσοστό του κατακόρυφου και του οριζόντιου οπλισμού αντίστοιχα και a η γωνία που σχηματίζει η κύρια τάση με τον οριζόντιο άξονα. Σε ότι αφορά στην εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, θεωρούμε ότι τα τοιχώματα του κτιρίου λόγω των μεγάλων διαστάσεων τους αναπτύσσουν περιορισμένη ρηγμάτωση, οπότε το σκυρόδεμα μπορεί να αναπτύξει εφελκυσμό. Σε περίπτωση μη ικανοποίησης του

κριτηρίου σε στην περιοχή ενός τοιχώματος, όπου οι κύριες τάσεις είναι διαγώνιες (45° ~ 60°) θεωρούμε ότι το τοίχωμα αστοχεί διαμητικά. Για τις κατακόρυφες θλιπτικές κύριες τάσεις στα άκρα των τοιχωμάτων, η μη ικανοποίηση του κριτηρίου συνεπάγεται καμπτική αστοχία. Τέλος, στο εφελκόμενο άκρο του τοιχώματος, η υπέρβαση των παραπάνω οριακών τάσεων δεν συνεπάγεται αστοχία, αν οι κατακόρυφες θλιπτικές κύριες τάσεις στο θλιβόμενο άκρο είναι μικρότερες από τις οριακές σε βαθμό όπου μπορούμε να θεωρήσουμε ότι υπάρχει περιθώριο ανακατανομής.

Λόγω των μεγάλων διαστάσεων τους τα τοιχεία αναμένουμε να αναλάβουν πολύ μεγάλο τμήμα των οριζόντιων φορτίων σε σχέση με τα υπόλοιπα μέλη, με αποτέλεσμα η αστοχία τους να συνεπάγεται μεγάλη και απότομη μείωση της συνολικής οριζόντιας αντίστασης του φορέα. Για το λόγο αυτό, θεωρούμε ότι η αστοχία ενός τοιχείου αντιστοιχεί στην σημείο της οριακής φέρουσας ικανότητας της καμπύλης ικανότητας και «τερματίζει» την μη-γραμμική στατική ανάλυση. Η παραδοχή αυτή επιβάλεται και από το ότι δεν μπορεί να προσομοιωθεί από το χρησιμοποιούμενο λογισμικό, η συμπεριφορά της κατασκευής αμέσως μετά την αστοχία ενός τοιχείου κατά τη διάρκεια της ανελαστικής ανάλυσης.



Σχήμα 3: Ανάλυση της κύριας εφελκυστικής τάσης S_{max} σε τμήμα 100×100 cm ενός τοιχείου

7. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

7.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

Αρχικά, επιβάλλονται μη-γραμμικά τα κατακόρυφα φορτία υπό το σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q$, με τη μέθοδο της σταδιακής εφαρμογής ολόκληρου του φορτίου (full load). Χρησιμοποιώντας ως αρχική συνθήκη το τελευταίο βήμα της προηγούμενης διαδικασίας, εφαρμόζονται τα οριζόντια φορτία με τη μέθοδο της ελεγχόμενης μετακίνησης (displacement

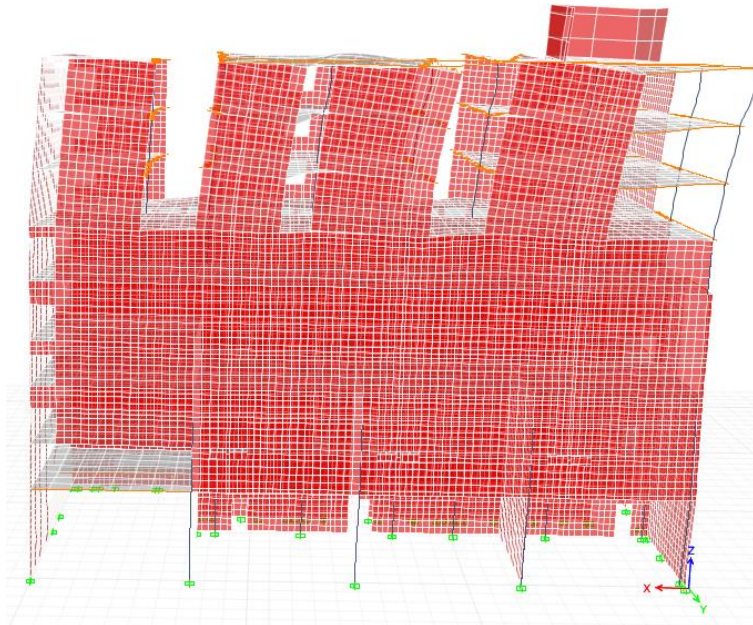
control), δηλαδή της σταδιακής εφαρμογής μετακινήσεων στον φορέα μέχρι να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης ή να αστοχήσει κάποιο τοίχιο (βλ. Ενότητα 6) ή η μετακινήσει ενός κόμβου ελέγχου να λάβει μία συγκεκριμένη τιμή. Συνολικά, πραγματοποιούνται οκτώ αναλύσεις για δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων (ιδιομορφική και ομοιόμορφη), για κάθε διεύθυνση (X,Y), για θετική και αρνητική φορά. Ως κόμβος ελέγχου σε κάθε ανάλυση επιλέγεται το κέντρο μάζας του μεσσαίου διαφράγματος στη 10^η στάθμη, καθώς εκεί εμφανίζονται οι μεγαλύτερες μετακινήσεις.

Μετά την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας, τοποθετούνται πάνω σε αυτή τα σημεία που χαρακτηρίζουν την υπέρβαση κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας συνολικά στο φορέα, όταν το πρώτο πρωτεύον μέλος περάσει την αντίστοιχη στάθμη. Στη συνέχεια, με βάση την καμπύλη ικανότητας υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση για το σεισμό σχεδιασμού, με τη μέθοδο των συντελεστών (KAN.ΕΠΕ.) ή τη μέθοδο του FEMA-440, που παρέχονται από το ETABS. Ο σεισμικός στόχος καθορίζεται από την καθορίζεται από το Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπου για κατηγορία σπουδαιότητας IV, ο στόχος είναι B1 (πιθανότητα υπέρβασης 10%- «Σημαντικές Βλάβες») και ταυτόχρονα A2 (πιθανότητα υπέρβασης 50%- «Περιορισμένες Βλάβες»).

Παρακάτω παρουσιάζονται για κάθε κατανομή οριζόντιων φορτίων, για κάθε διεύθυνση φόρτισης, οι αναλύσεις για θετική φορά, που δεν διαφέρουν από αυτές για αρνητική φορά.

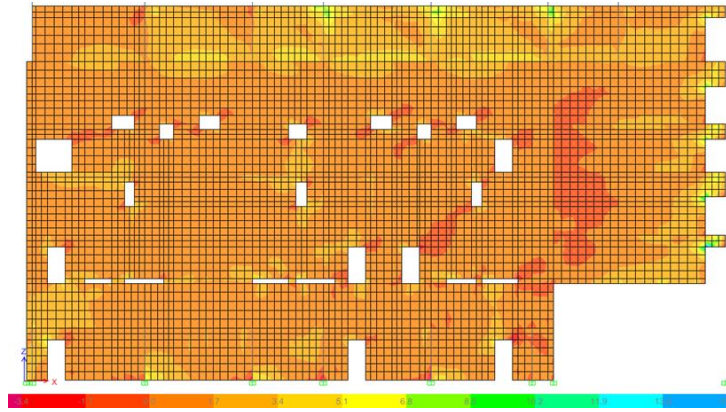
7.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΑΤΑ +X

Η ανάλυση για ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων φορτίων πραγματοποιείται επιβάλλοντας σταδιακά τη δεσπόζουσα ιδιομορφή του κτηρίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Επειδή, οι δεσπόζουσες ιδιομορφές που προκύπτουν δεν είναι πλήρως μεταφορικές, η φόρτιση είναι τρισδιάστατη, δηλαδή σε κάθε όροφο θα υπάρχουν φορτίσεις σε διευθύνσεις διάφορες από αυτήν που εξετάζεται.

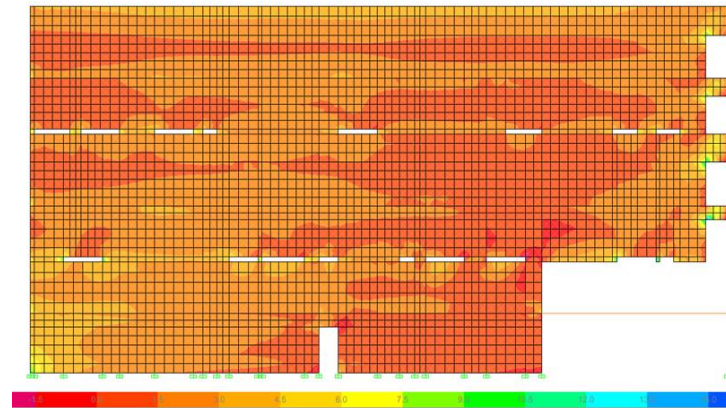


Εικόνα 10 : Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά X

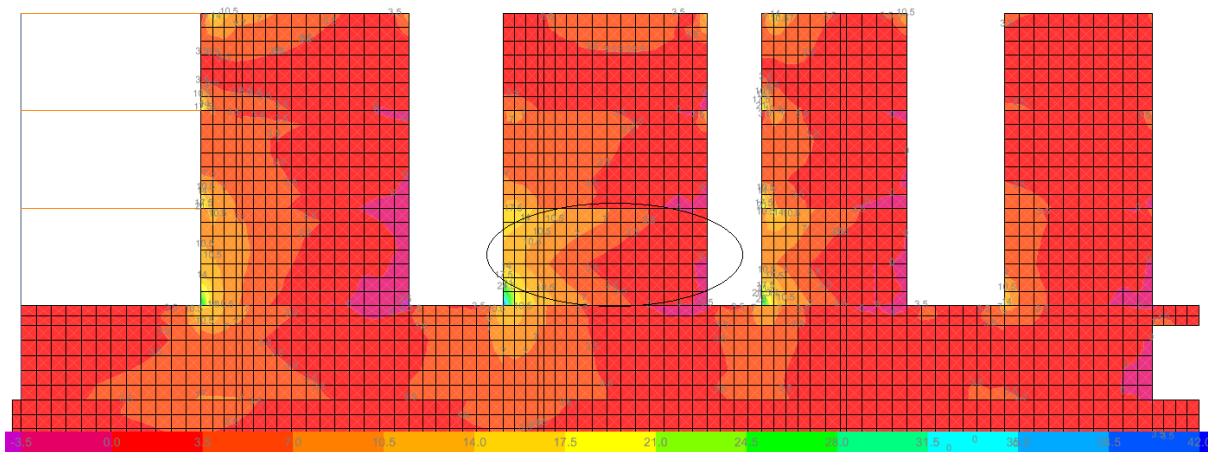
Μέχρι την 7^η στάθμη το κτίριο αποτελείται από ένα πανίσχυρο σύστημα τοιχωμάτων, με αποτέλεσμα από το ύψος αυτό και κάτω να είναι πρακτικώς απαραμόρφωτο και οι κύριες εφελκυστικές τάσεις στα τοιχώματα αυτά να είναι μικρότερες και από την αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό. Αμέσως μετά την 7^η στάθμη, διατηρούνται μόνο τα περιμετρικά τοιχώματα χωρισμένα πλέον σε ανεξάρτητα τμήματα.



Εικόνα 11: Ισοτασικές γραμμές μέγιστων κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{max} τοιχείου 4



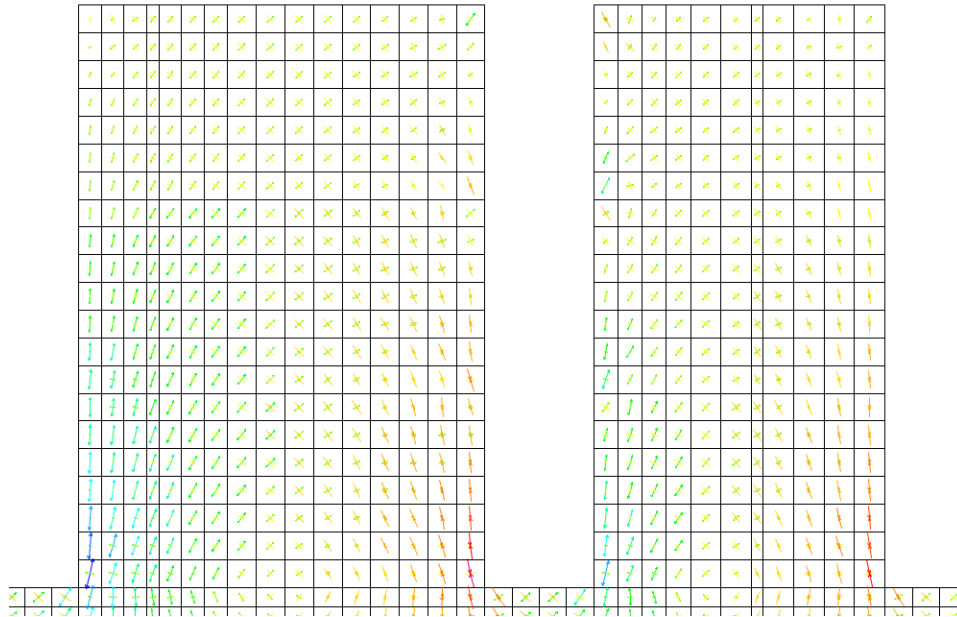
Εικόνα 12: Ισοτασικές γραμμές μέγιστων κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{max} τοιχείου 5



Εικόνα 13: Ισοτασικές γραμμές μέγιστων κύριων εφελκυστικών τάσεων S_{max} τοιχείου 1

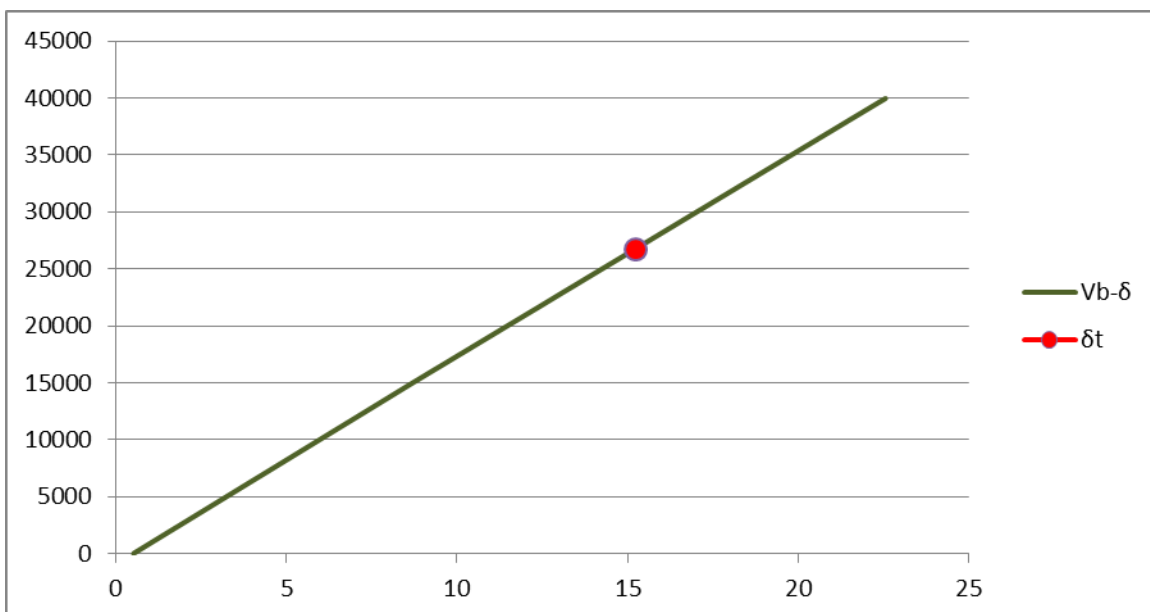
Συνεπώς, έχουμε μία απότομη και σημαντική μείωση της δυσκαμψίας, που οδηγεί σε μεγάλη συγκέντρωση τάσεων στη βάση των τοιχωμάτων των τελευταίων ορόφων. Επιπλέον, στις τρεις τελευταίες στάθμες υπάρχουν τρία ανεξάρτητα διαφράγματα, με αποτέλεσμα το φορτίο κάθε ορόφου να μην κατανέμεται σε όλα τα τοιχεία και ορισμένα να επιβαρύνονται περισσότερο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα στην περιοχή που σημειώνεται στην εικόνα, οι διαγώνιες (κύριες) εφελκυστικές τάσεις να είναι υψηλές οδηγώντας σε μη ικανοποίηση του κριτηρίου αστοχίας, δηλαδή σε διατμητική αστοχία του τοιχώματος. Στο βήμα αυτό η ανελαστική ανάλυση ολοκληρώνεται και θεωρείται ότι η κατασκευή έχει φτάσει την οριακή φέρουσα ικανότητα της.

Στην παρακάτω εικόνα εμφανίζονται οι τροχιές των κύριων τάσεων του συγκεκριμένου τοιχείου, ώστε να γίνει πιο κατανοητή η εντατική κατάσταση του και η χρήση του κριτηρίου.

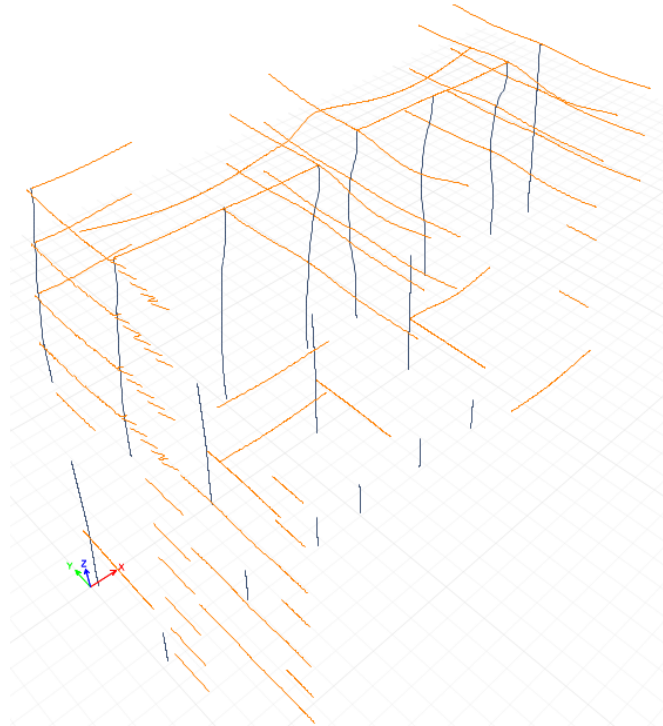


Εικόνα 14: Τροχιές κύριων τάσεων S_{max} και S_{min} τοιχείου 1

Όπως αναμέναμε λόγω των μεγάλων τοιχωμάτων, η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής είναι πρακτικώς ευθεία υποδηλώνοντας ελαστική συμπεριφορά. Επομένως, δεν έχει νόημα η διαγραμματικοποίηση της καμπύλης και η στοχευμένη μετακίνηση μπορεί να προσδιοριστεί από τη μέθοδο συντελεστών του ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρώντας ως ισοδύναμη ιδιοπερίοδο T_e την ιδιοπερίοδο $T_3=0.286s$ της δεσπόζουσας ιδιομορφής, αφού η τελευταία πρακτικώς δεν αυξάνεται. Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει $\delta_t=15.2 \text{ mm}$, ενώ μέχρι το τέλος της ανάλυσης καμία κρίσιμη διατομή δεν έχει διαρρεύσει. Είναι προφανές ότι ο φορέας επαρκεί έναντι του καθορισμένου σεισμικού στόχου.



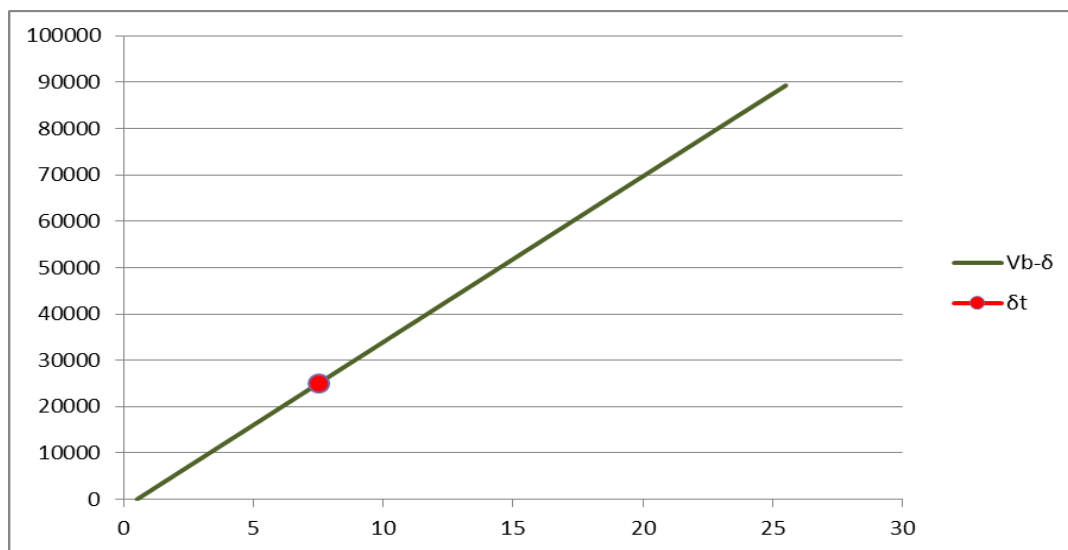
Σχήμα 4: Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση κατά +X



Εικόνα 15: Κατάσταση κρίσιμων διατομών στο τέλος της ιδιομορφικής φόρτισης

7.3 ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΑΤΑ +X

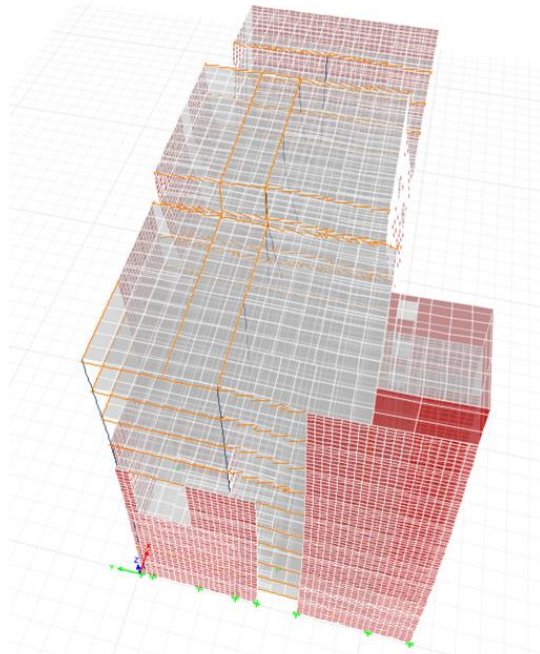
Η κατανομή βασίζεται σε οριζόντια φορτία ανάλογα με τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του, δηλαδή σε ομοιόμορφη επιτάχυνση μίας διεύθυνσης. Επομένως, το φορτίο του ορόφου i αντιστοιχεί σε $F_i = a \cdot m_i$, όπου a η ομοιόμορφη επιτάχυνση. Η κατανομή αυτή κατανοπώνει λιγότερο σε σχέση με την ιδιομορφική τους ανώτερους και πιο ευάλωτους ορόφους, με αποτέλεσμα να οδηγούμαστε στην «αστοχία» της προηγούμενης φόρτισης για μεγαλύτερη τέμνουσα βάση. Ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία για αυτή τη φόρτιση με ισοδύναμη ιδιοπερίοδο $T=0.205$ που οφείλεται στην «ενεργοποίηση» των πολύ ισχυρών τοιχωμάτων κάτω από την 7^η στάθμη. Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει $\delta t=7.5$ mm, ενώ μέχρι το τέλος της ανάλυσης καμία κρίσιμη διατομή δεν έχει διαρρεύσει. Η φόρτιση αυτή είναι σαφώς πιο ευμενής από την προηγούμενη.



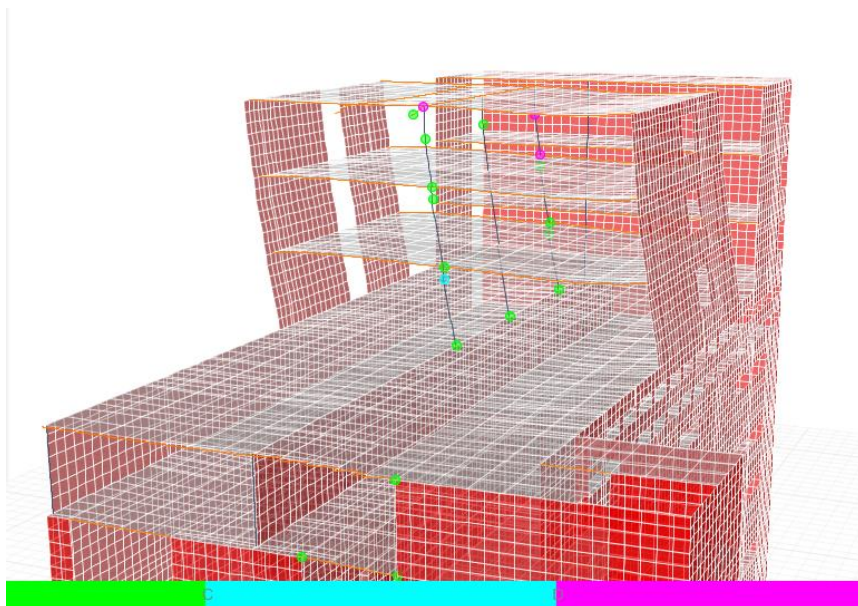
Σχήμα 5: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά +X

7.4 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΑΤΑ +Y

Όπως αναφέραμε και παραπάνω, το κτίριο από την 7^η στάθμη και πάνω χωρίζεται σε τρία ανεξάρτητα τμήματα. Σε αντίθεση με τη διεύθυνση X, όπου σε κάθε ένα από αυτά τα τμήματα είχαν τοποθετηθεί μεγάλα τοιχεία, στη διεύθυνση Y αυτό ισχύει μόνο για τα δύο ακριανά τμήματα. Στο μεσαίο τμήμα αντίσταση σε οριζόντια φόρτιση προσφέρουν μόνο τα τρία υποστυλώματα και τα περιμετρικά τοιχεία κατά τον ασθενή άξονα, καθιστώντας το τμήμα αυτό εύκαμπτο και ευάλωτο κατά τη διεύθυνση Y. Αυτό φαίνεται και από την 1η ιδιομορφή ($T_1=0.669\text{sec}$) με την οποία γίνεται η φόρτιση, όπου οι μετακινήσεις των διαφραγμάτων που αντιστοιχούν στο τμήμα αυτό είναι πολύ μεγαλύτερες από οποιοδήποτε άλλο σημείο στο κτήριο.

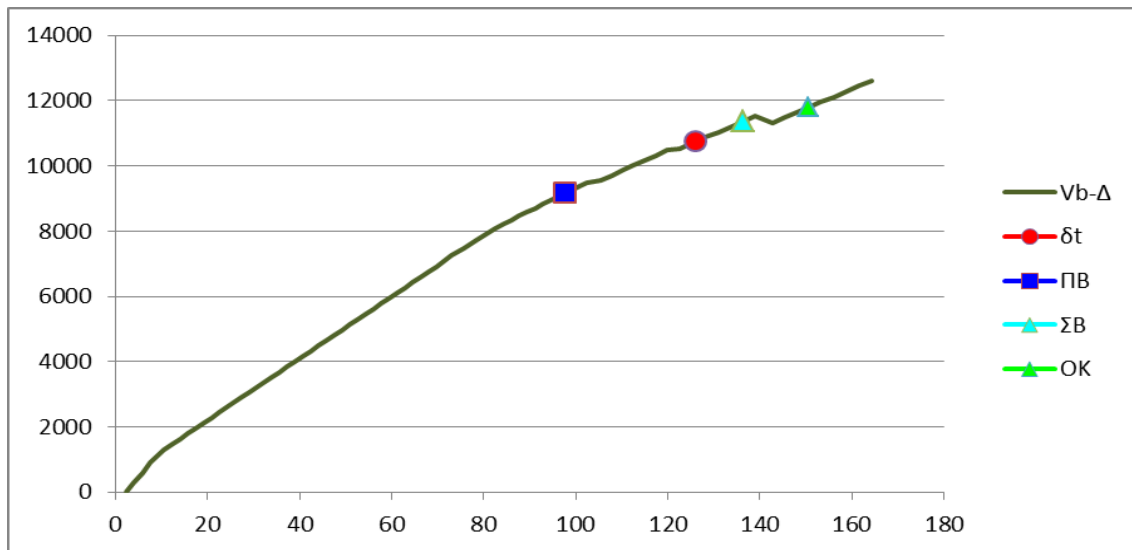


Εικόνα 16: Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά Y



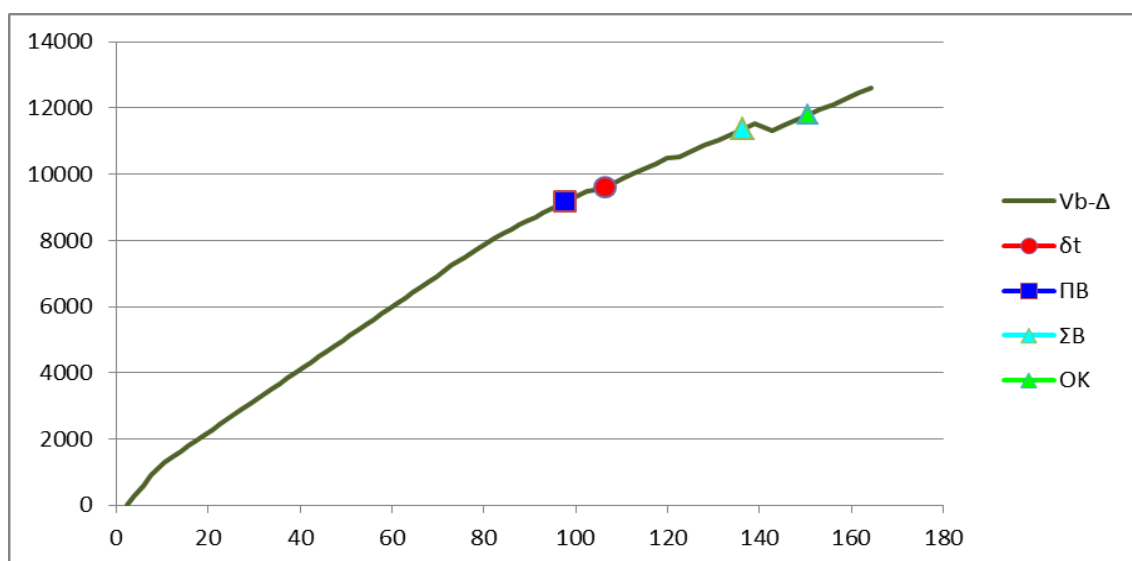
Εικόνα 17: Μηχανισμός κατάρρευσης για ιδιομορφική κατανομή κατά +Y

Όπως φαίνεται στην εικόνα 17 (όπου έχει γίνει σκόπιμα απόκριση του αριστερού τμήματος του κτιρίου), η ανελαστική ανάλυση ολοκληρώνεται όταν σχηματιστεί ικανός αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του μεσσαίου τμήματος, ώστε να σχηματιστεί μηχανισμός κατάρρευσης σε αυτό.



Σχήμα 6: Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση κατά +Y (δι για ρ=10%)

Μέσω της μεθόδου του κανονισμού FEMA 440 μετατρέπουμε την καμπύλη ικανότητας σε φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και προσδιορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση ως το σημείο τομής αυτού με το απομειωμένο, λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς, φάσμα απαίτησης. Η μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου στο σημείο αυτό ανάγεται σε μετακίνηση κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση), η οποία προκύπτει $\delta_i=126.1\text{mm}$. [5] Η στοχευόμενη μετακίνηση δεν υπερβαίνει τη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες», που απαιτείται από το στόχο B1. Πρέπει να ελεγχθεί αν ικανοποιείται ταυτόχρονα και ο στόχος A2. Σύμφωνα με σχετική ερευνητική εργασία προκύπτει, ότι για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 έτη (περίοδος επαναφοράς $T_R=72$ έτη), η εδαφική επιτάχυνση προκύπτει: $a_{gR}=10^{(0.277 \cdot \log(T_R)+1.579)}=0.124\text{g}$, για ζώνη Z1. [6]

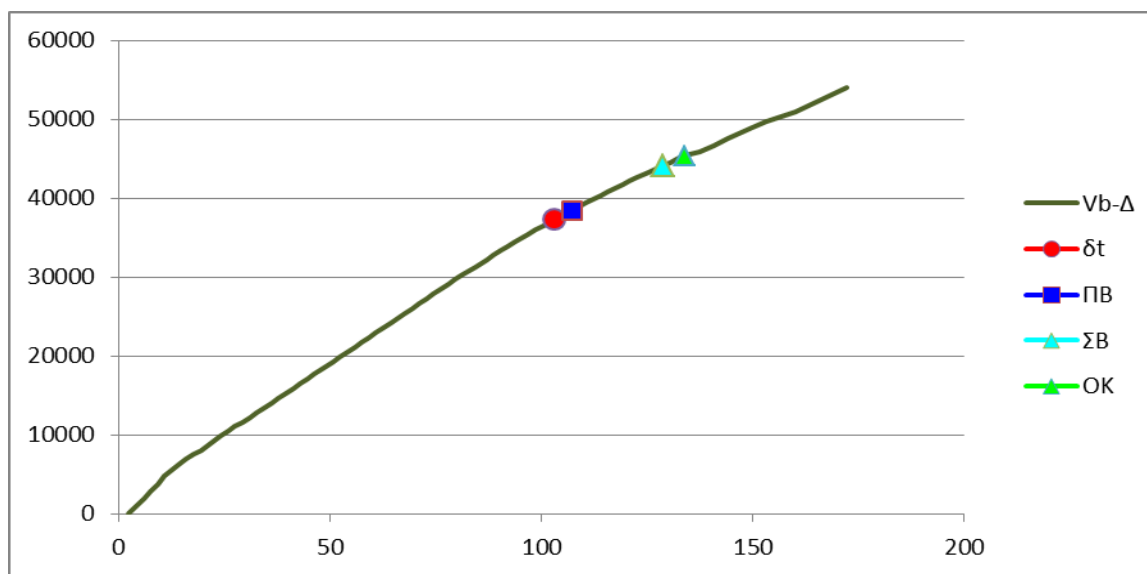


Σχήμα 7: Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση κατά +Y (δι για ρ=50%)

Παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση υπερβαίνει τη στάθμη «Περιορισμένες Βλάβες», με αποτέλεσμα να μην ικανοποιείται ο σεισμικός στόχος A2, άρα απαιτείται ενίσχυση προκειμένου να περιοριστεί ο βαθμός βλάβης.

7.5 ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΑΤΑ +Y

Σε αντίθεση με την ιδιομορφική, στην ομοιόμορφη φόρτιση το μεσσαίο τμήμα των ανώτερων ορόφων δεν φορτίζεται δυσανάλογα σε σχέση με τον υπόλοιπο φορέα. Η αστοχία έχει ακριβώς την ίδια μορφή με την προηγούμενη φόρτιση, αλλά συμβαίνει για μεγαλύτερη τέμνουσα βάση.



Σχήμα 8: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά +Y (δι για p=10%)

Η στοχευόμενη μετακίνηση δεν υπερβαίνει τη στάθμη «Περιορισμένες Βλάβες» ικανοποιώντας ακόμα και το στόχο A1. Άρα ικανοποιεί και τους B1 και A2 που είναι οι απαιτούμενοι σεισμικοί στόχοι.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το υπό μελέτη κτίριο είναι μία αντισυμβατική κατασκευή, που μαρτυρά την διαφορετική λογική αντισεισμικού σχεδιασμού της εποχή που κατασκευάστηκε σε σχέση με σήμερα. Τα ανοίγματα, οι καθύψος ασυνέχειες, τα φυτευτά υποστυλώματα, τα «φυτευτά» τοιχώματα διαμορφώνουν μία λύση την οποία ένας σύγχρονος μηχανικός θα απέφευγε. Ωστόσο, παρά τα πολύ μεγάλα μόνιμα φορτία βαρύτητας που φέρει (βλ. 4.3.), το κτίριο ανταπεξέρχεται σε πολύ υψηλές απαιτήσεις αντισεισμικότητας, χάρις στα μεγάλα τοιχώματα.

Κατά τη διεύθυνση X, το κτίριο με δυσμενέστερη την ιδιομορφική φόρτιση όχι μόνο ικανοποιεί τους απαιτούμενους στόχους, αλλά δεν συμβαίνει καμία βλάβη στα υποστυλώματα και τις δοκούς μέχρι το θεωρούμενο ως σημείο μέγιστης φέρουσας ικανότητας, το οποίο συμβαίνει για πολύ μεγάλη τέμνουσα βάση. Παρόλο που ο φορέας φαίνεται εκ πρώτης όψεως άτρωτος για φόρτιση κατά τη διεύθυνση αυτή, οι αναλύσεις αποκάλυψαν ένα ευάλωτο σημείο. Συγκρίνοντας, τις καμπύλες ικανότητας της ιδιομορφικής και της ομοιόμορφης φόρτισης διαπιστώνουμε ότι η τελευταία «αστοχεί» για πολύ μεγαλύτερη τέμνουσα βάση. Η μεγάλη διαφορά οφείλεται στο ότι οι ασυνέχειες στην 7^η στάθμη οδηγούν ταχύτερα το φορέα σε αστοχία, στην ιδιομορφική φόρτιση, όπου οι ανώτεροι όροφοι φορτίζονται περισσότερο. Αν οι ασυνέχειες αυτές είχαν αποφευχθεί, ο φορέας θα είχε πολύ μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα, από αυτή που προέκυψε.

Κατά τη διεύθυνση Υ, η απουσία τοιχωμάτων στο μεσσαίο τμήμα των ανώτερων ορόφων σε συνδυασμό με την ανυπαρξία εννιαίου διαφράγματος οδηγεί στην μεγάλη καταπόνηση των τριών υποστυλωμάτων και δοκών του τμήματος αυτού. Επιπλέον, λόγω του μή ικανοτικού σχεδιασμού, τα υποστύλωματα διαρρέουν πριν τις δοκούς οδηγώντας ταχύτερα σε μηχανισμό κατάρρευσης. Ωστόσο, ο φορέας δεν επαρκεί μόνο έναντι του στόχου Α2, ο οποίος απαιτεί περιορισμένες βλάβες για συχνότερους σεισμούς, με αποτέλεσμα να είναι χρειάζεται ενίσχυση.

Όσον αφορά στη μέθοδο ανάλυσης, διαπιστώθηκε ότι για οριζόντια φόρτιση κατά τη διεύθυνση Χ, όπου υπάρχουν σε όλους τους ορόφους ισχυρά τοιχώματα, ο φορέας συμπεριφέρθηκε ελαστικά, καθώς η αστοχία των τοιχωμάτων προηγήθηκε της διαρροής των υποστυλωμάτων. Αποδεικνύεται ότι αν εφαρμόσουμε ανελαστική στατική ανάλυση για μεγάλη μετακίνηση κόμβου ελέγχου ώστε να διαρρεύσουν σχεδόν όλες οι κρίσιμες διατομές των υποστυλωμάτων, η δυσκαμψία του φορέα πρακτικώς δεν θα μειωθεί, ενώ η πλαστική στροφή στις διατομές αυτές είναι πολύ μικρή. Αυτό οφείλεται στο ότι η σε κτίρια με μεγάλα τοιχώματα, συμμετέχουν ελάχιστα στην αντίσταση του φορέα έναντι οριζόντιας σεισμικής δράσης. Επομένως, τίθεται το ερώτημα του αν είναι χρήσιμη η εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης σε φορείς με μεγάλα τοιχώματα.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ψυχάρης Ι.Ν. (2015). Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2
- [2] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) (2013). Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- [3] Καραβεζύρογλου-Βέμπερ Μ. (2011). Στοιχεία υπολογισμού και διαμόρφωσης ολόσωμων κατασκευών
- [4] Μπάρος Δ. Κ., Δρίτσος Σ. Η. (2006). Αξιολόγηση παραδοχών προσομοίωσης συμπεριφοράς στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σε μη-γραμμικές αναλύσεις
- [5] Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2005). IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES, FEMA 440
- [6] Τεχνικός Οίκος Λογισμικού. Στατική Υπερωθητική Ανάλυση με βάση τους ΕΚ 8.1 , ΕΚ 8.3 ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Paulay T., Priestley M.J.N. (1991). Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία
- Fardis M., Carvalho E., Elnashai A., Faccioli E., Pinto P., Plumier A. (2011). Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών

