

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΠΑΠΑΜΙΧΕΛΑΚΗΣ ΜΕΝΕΛΑΟΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., civ7654@upnet.gr

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής με τον βέλτιστο δυνατό τρόπο χρησιμοποιώντας το λογισμικό SAP2000. Αυτό επιτεύχθηκε πραγματοποιώντας κατά σειρά ανελαστικές αναλύσεις οι οποίες δίνουν ακριβέστερα αποτελέσματα λόγω της εισαγωγής της μη γραμμικής συμπεριφοράς των μελών που προσεγγίζουν την πραγματική απόκριση του φορέα. Οι αναλύσεις αυτές ήταν τόσο στατικού τύπου (Pushover) όσο και δυναμικού (Time History Response) με φυσικά επιταχυνσιογραφήματα και συγκρίνοντας τα αποτελέσματα οδηγήθηκε στον ακριβέστερο απαιτούμενο βαθμό ενίσχυσης των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα αυτά κατορθώθηκε να επιλεγθούν, με την μεθοδολογία ενίσχυσης με συνεχή επικολλητά υφάσματα ΙΟΠ άνθρακα, το απαιτούμενο πλήθος στρώσεων με το αντίστοιχο πάχος τους για κάθε στοιχείο ώστε να μπορεί πλέον η κατασκευή να θεωρηθεί ασφαλής .

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Είναι γεγονός ότι με την πάροδο του χρόνου η τεχνολογία διαρκώς εξελίσσεται σε όλους τους τομείς και όπως φαίνεται η εξέλιξη αυτή δεν έχει όρια. Οι δυνατότητες των σημερινών υπολογιστών έχουν ξεπεράσει κάθε προσδοκία κάνοντας την κάθε εργασία πιο εύκολα, πιο γρήγορα και υπό προϋποθέσεις πιο αποτελεσματικά. Αναμφισβήτητα, η ανάπτυξη των μηχανών φέρνει ταυτόχρονα στον άνθρωπο περαιτέρω ευθύνη στο να μην επαναπαυτεί. Η γνώση που προϋπάρχει πρέπει να φέρει διάθεση για βελτίωση του γνωστικού του επιπέδου ώστε να ξέρει να διαχειρίζεται τις υπολογιστικές αυτές δυνατότητες και να συνεχιστεί το αντικείμενο της έρευνας και της προσφοράς στην εξέλιξη σε κάθε τομέα. Στην ιδέα αυτή στηρίζεται και η παρούσα εργασία. Η αποτίμηση με στόχο τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων προβληματικών κτηρίων είναι μείζον ζήτημα σε μια σεισμογενείς χώρα όπως η Ελλάδα. Οι σεισμοί των τελευταίων χρόνων, με ίσως πολύ χαρακτηριστικό αυτόν της Αθήνας το 1999, έδειξαν με τον χειρότερο τρόπο την ανάγκη της επέμβασης σε κάθε κατασκευή που ολοκληρώθηκε με απαρχαιωμένους κανονισμούς όπου ο αντισεισμικός σχεδιασμός αναφερόταν αναποτελεσματικά ή δεν υπήρχε καθόλου. Πλέον, με την γνώση που έχει αναπτυχθεί πάνω στο αντικείμενο των αναλύσεων και τις δυνατότητες των υπολογιστών, δεν υπάρχει καμία δικαιολογία αλλά μόνο η ευθύνη που είναι στα χέρια του ανθρώπου. Οι ελαστικές αναλύσεις ήταν και είναι ακόμα οι πιο συνήθεις όταν γίνεται μία αποτίμηση κατασκευής λόγω της ευκολίας στην εφαρμογή και την ταχύτητας της υλοποίησής τους. Με το να μην εισάγεται, όμως, η μη γραμμική συμπεριφορά των μελών δεν είναι εφικτή η προσέγγιση της πραγματικής απόκρισης της κατασκευής. Αυτό επιτυγχάνεται με τις ανελαστικές αναλύσεις. Η ανάλυση Pushover χρησιμοποιείται τα τελευταία χρόνια όλο και περισσότερο ακόμα και στην χώρα μας. Παρ' όλα αυτά οι περισσότεροι καθηγητές και μηχανικοί θα συμφωνήσουν με αυτό που αναφέρουν και όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί, ότι η αποτελεσματικότερη μέθοδος για να προσεγγίσει κανείς ακριβέστερα την απόκριση του φορέα είναι η Δυναμική ανελαστική ανάλυση, χωρίς να υποτιμάται η ανάλυση Pushover που πολλές φορές δίνει σχεδόν όμοια αποτελέσματα. Χρησιμοποιώντας πραγματικές καταγραφές σεισμών από σύγχρονα επιταχυνσιόμετρα μπορεί κανείς να αξιοποιήσει την ακριβέστερη μέθοδο στην ανάλυση του, δίνοντας όμως μεγάλη προσοχή στο θεωρητικό υπόβαθρο των παραμέτρων που προσομοιώνονται και υπομονή για τον υπολογιστικό χρόνο που απαιτείται. Η παρούσα εργασία με εφαρμογή των όσων αναγράφονται στην αναθεωρημένη έκδοση του

ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων) θα αναδείξει τον λόγο που θα πρέπει να πραγματοποιούνται και οι δύο ανελαστικές αναλύσεις και τις συγκρίσεις μεταξύ τους. Τελικά, με τα αποτελέσματα της αποτίμησης θα προτείνει συγκεκριμένη και ακριβής στρατηγική ενίσχυσης του φορέα με την σύγχρονη μέθοδο των υφασμάτων ΙΟΠ άνθρακα αλλά και την κοστολόγηση της επέμβασης. Βλέποντας το κόστος επισκευής μίας τυπικής διώροφης κατασκευής με μεγάλο κιόλας πρόβλημα ανάπτυξης παραμορφώσεων προστά στα καταστροφικά αποτελέσματα π.χ. του σεισμού της Αθήνας φαντάζει μηδαμινό.

2. ΠΕΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Πρόκειται για διώροφη κατασκευή, κτισμένη το 1975 σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη.

Υποστυλώματα:

(α) Γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20

(β) Περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά): 350/350 με οπλισμό 4Φ18

(γ) Κεντρικό: 450/450 με οπλισμό 8Φ16.

Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα

Δοκοί:

(α) Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός.

(β) Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18.

Οι συνδετήρες είναι Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση

Πλάκες: Έχουν πάχος $h_f = 150\text{mm}$ και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m^2 . Τα ωφέλιμα φορτία με βάση τους ισχύοντες Κανονισμούς Φορτίσεων ίσα με 2 kN/m^2 για και 5 kN/m^2 για τα μπαλκόνια και για τα 2 πατώματα καθώς είναι αναπόφευκτο ότι και το δώμα θα αποτελεί χώρο συγκέντρωσης και πρέπει θεωρηθεί ως πλήρως λειτουργικός.

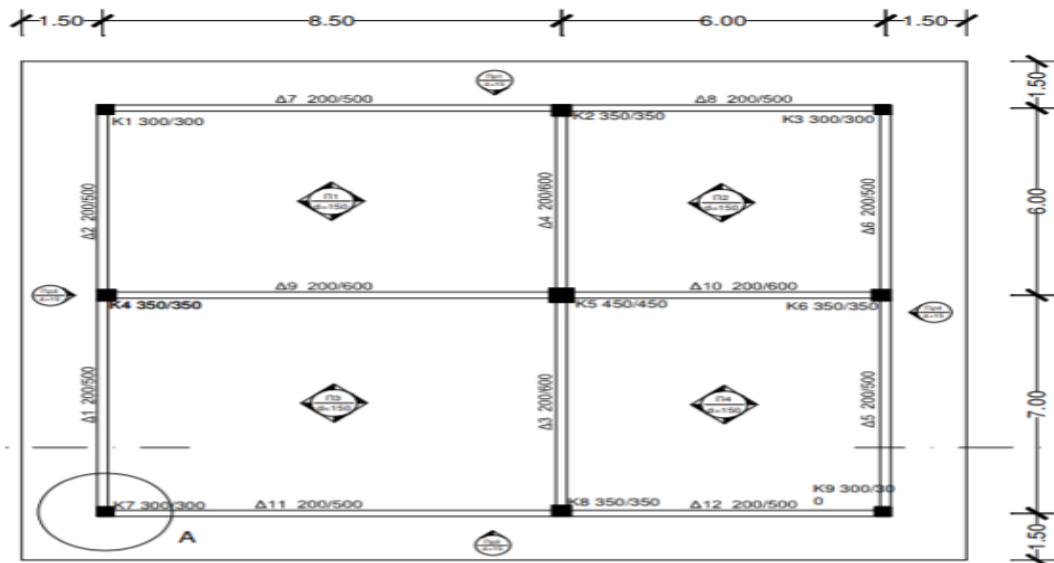
Τοιχοποιίες: Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m^2 . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m.

Υλικά:

Σκυρόδεμα $f_{cm}=19\text{MPa}$, $f_{cm-s}=14\text{MPa}$,

Χάλυβας $f_{ym}=460\text{MPa}$, $f_{ym-s}=410\text{MPa}$

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) => Ικανοποιητική.



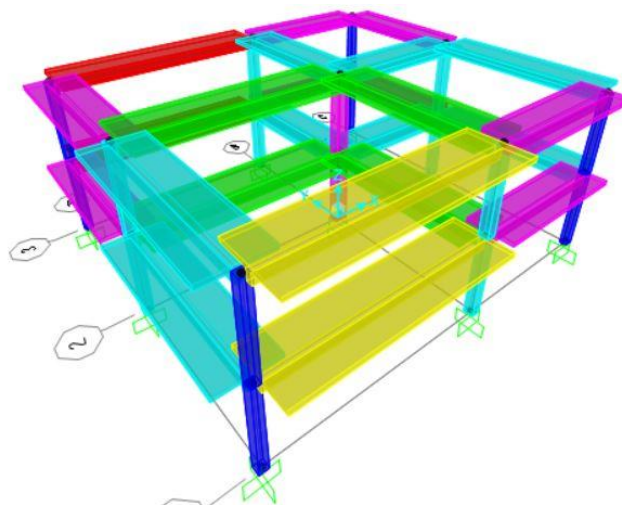
Σχήμα 1: Κάτοψη κτηρίου

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

Η προσομοίωση σε ένα λογισμικό με στόχο την ενίσχυση μίας υφιστάμενης κατασκευής δείχνει την σπουδαιότητα της και την μεγάλη προσοχή που απαιτείται στην ακρίβεια. Μόνον έτσι θα μπορέσει κανείς να θεωρήσει τα αποτελέσματα της αξιόπιστα.

Το κτήριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα με την ανάληψη των σεισμικών δράσεων από τις δοκούς και τα υποστυλώματα σε αντίθεση με τις τοιχοπληρώσεις που αγνοήθηκε η επιρροή τους αλλά λήφθηκαν υπόψιν τα φορτία τους μαζί με αυτά των πλακών όπως μεταβιβάζονται στις αντίστοιχες δοκούς της κατασκευής. Η επιρροή αυτή πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο των εμβαδών χρησιμοποιώντας το σχεδιαστικό πρόγραμμα AutoCAD για μεγαλύτερη ακρίβεια. Χρησιμοποιήθηκαν πλακοδοκοί με beff που ορίζει ο EN1992-part 1 [4].

Οι πλάκες προσομοιώθηκαν με διαφράγματα τα οποία παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδο τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής. Η θεμελίωση προσομοιώθηκε με πακτώσεις ενώ για τα τμήματα μέσα στους κόμβους που παραμένουν άκαμπτα (υπάρχει τμήμα σε κάθε στοιχείο το οποίο υπερκαλύπτεται από τη διατομή ενός άλλου) χρησιμοποιήθηκαν άκαμπτοι βραχίονες για την αποφυγή σφάλματος.



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη Απεικόνιση Κατασκευής

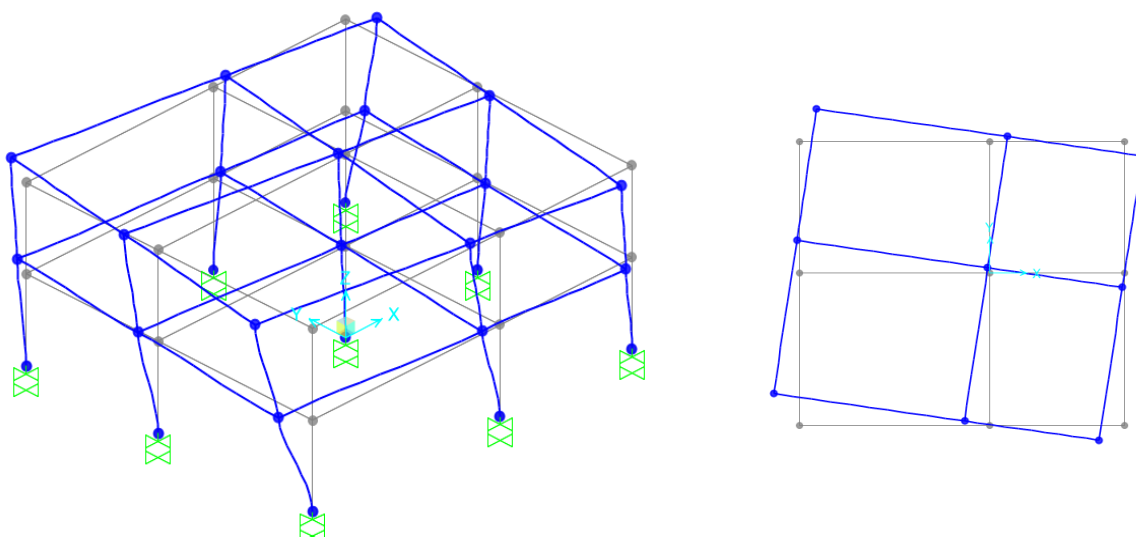
4. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι κύρια και γίνεται πάντα καθώς οι πληροφορίες που προκύπτουν είναι απαραίτητες ενώ και ενδεικτικές για το αν υπάρχουν λάθη στην μορφοποίηση του φορέα, όπως λάθος συνδεδεμένους κόμβους, λάθη στην ακαμψία των μελών ενώ είναι και απαραίτητη για την οποιαδήποτε επόμενη ανάλυση που τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από επαλληλία των ιδιομορφικών μεγεθών. Έτσι και στην περίπτωση αυτή υπολογίστηκαν και παρουσιάζονται οι ιδιοπεριόδοι και τα ποσοστά συνεισφοράς της μάζας σε κάθε ιδιομορφή.

StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.656763	0.02055	0.10045	0.02055	0.10045	0.81949	0.81949
2	0.580226	0.86143	0.07136	0.88198	0.17181	0.00296	0.82246
3	0.566388	0.05356	0.76506	0.93554	0.93687	0.11888	0.94133

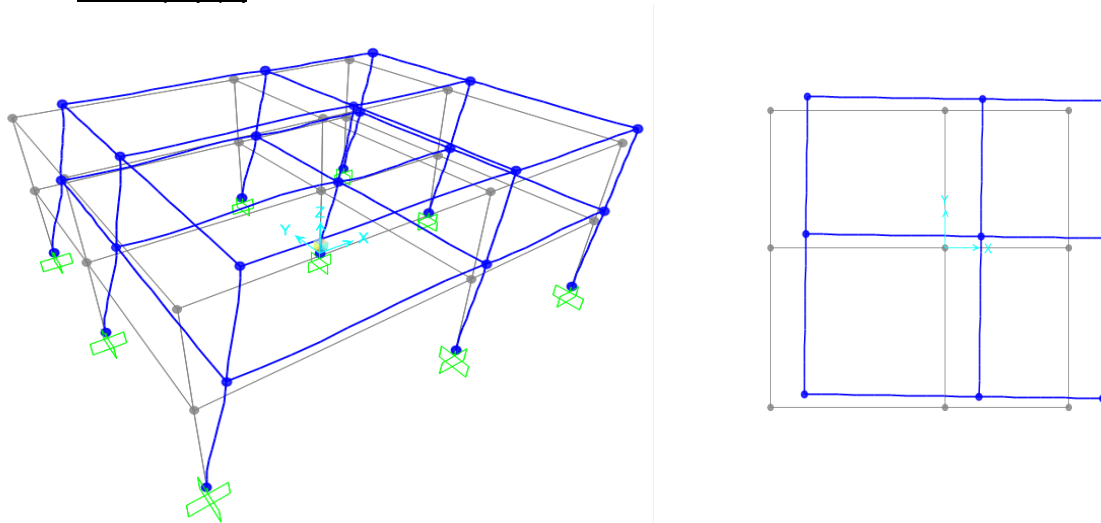
Πίνακας 1 : Συνεισφορά ανά ιδιομορφή

- 1^η Ιδιομορφή



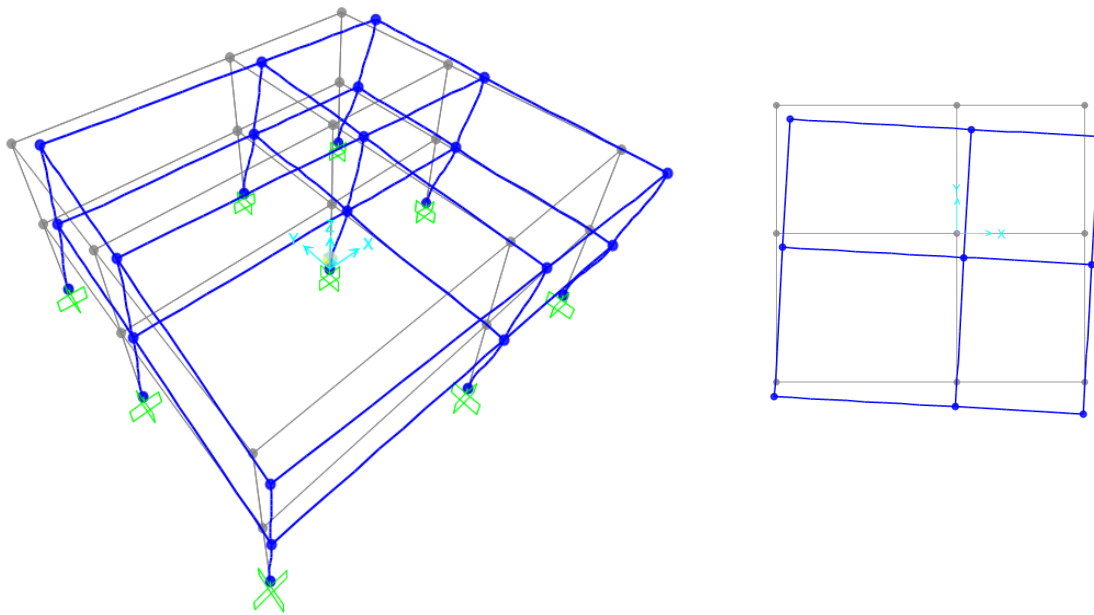
Σχήμα 3: Τρισδιάστατη Απεικόνιση και Κάτοψη 2^{ης} Στάθμης για 1^η Ιδιομορφή

- 2^η Ιδιομορφή



Σχήμα 4: Τρισδιάστατη Απεικόνιση και Κάτοψη 2^{ης} Στάθμης για 2^η Ιδιομορφή

- 3^η Ιδιομορφή



Σχήμα 5: Τρισδιάστατη Απεικόνιση και Κάτοψη 2^{ης} Στάθμης για 3^η Ιδιομορφή

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

4.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με (§. 5.7.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ) για τις προϋποθέσεις εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης πρέπει να πραγματοποιηθούν αρχικά κάποιες ελαστικές δυναμικές αναλύσεις οι οποίες έχουν με την σειρά τους σύμφωνα με (§. 5.6.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ) κάποιες προϋποθέσεις. Πρώτη από αυτές είναι ότι για όλα τα κύρια στοιχεία ισχύει $\lambda < 2.5$ όπου λ : δείκτης ή λόγος ανεπάρκειας και ισούται με $\lambda = S/R_m$ όπου S : το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού με $q=1$ (§. 4.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ) και R_m : η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες αντοχές των υλικών (§ 5.1.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Αναφέρεται ότι χρησιμοποιούνται οι τιμές των μέσων αντοχών μειωμένες από μία τυπική απόκλιση ενώ και οι δυσκαμψίες των στοιχείων θεωρούνται σταδίου I (μη ρηγματωμένα στοιχεία) αφού βρισκόμαστε στην περίπτωση ελαστικής μεθόδου με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q όπου οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων. Υπολογίζονται αρχικά τα αξονικά φορτία από στατική ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$ με τα οποία θα υπολιστεί η καμπτική και διατμητική αντοχή ώστε να βρεθεί ο λόγος ανεπάρκειας στην δυσμενέστερη εκ των 2 περιπτώσεων. Η καμπτική αντοχή υπολογίστηκε βάση των αξονικών αυτών και του υπάρχοντος οπλισμού που από τα νομογραφήματα για διαξονική κάμψη (βλ. **Μιχαήλ Ν. Φαρδής (2015), Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, Πάτρα**) προκύπτει η ροπή αντοχής. Η διατμητική αντοχή υπολογίστηκε επίσης για κάθε υποστύλωμα: $V_{RD} = (z / H_{CL}) * N_d + (A_{sw}/s) * z * f_{ywd} * \cot \theta$.

Στην συνέχεια υπολογίζεται το δυσμενέστερο εντατικό μέγεθος από έναν από τους 8 συνδυασμούς:

$$1.1G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$$

$$1.1G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$$

Για $a_g = 0.24g$ και ακόμα $\beta = 0.2$, $\theta = 1$, $\gamma_1 = 1$, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.5s$.

Προέκυψαν οι εξής λόγοι ανεπάρκειας (λ) για τις 2 στάθμες:

ΣΤΑΘΜΗ 1 ^η				ΣΤΑΘΜΗ 2 ^η			
K1	2.65	K6	3.77	K1	2.35	K6	3.64
K2	3.60	K7	2.34	K2	3.59	K7	1.95
K3	2.84	K8	3.07	K3	2.52	K8	3.01
K4	3.62	K9	2.52	K4	3.31	K9	2.25
K5	5.70			K5	4.29		

Πίνακας 2: Λόγοι Ανεπάρκειας

Παρατηρούμαι ότι προφανώς η προϋπόθεση δεν ικανοποιείται αφού για όλα τα υποστυλώματα προκύπτει $\lambda > 2.5$ στην 1^η τουλάχιστον στάθμη, με την χειρότερη περίπτωση αυτή του K5 που ως το δυσμενέστερο δίνει λόγο ανεπάρκειας $\lambda = 5.70$. Αξιοσημείωτο επίσης είναι το γεγονός ότι όλοι οι λόγοι ανεπάρκειας προέκυψαν λόγω καμπτικής αστοχίας που βρέθηκε δυσμενέστερη και στις 2 στάθμες σε όλα τα υποστυλώματα λόγω των μεγάλων σεισμικών ροπών που αναπτύσσονται.

Ακόμα και σε αυτήν την περίπτωση όμως θα μπορούσαμε να εφαρμόσουμε την δυναμική ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. εάν το κτήριο ήταν μορφολογικά κανονικό. Οι 2 πρώτες προϋποθέσεις για την μορφολογική ικανότητα σύμφωνα με (§ 5.5.1.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ) ικανοποιούνται όπως επίσης και η τρίτη αφού για κάθε διεύθυνση σύμφωνα με τις τέμνουσες από την ανάλυση προέκυψαν οι εξής μέσοι δείκτες ανεπάρκειας:

λ _{μέσο} (1ος)	λ _{μέσο} (1ος)	λ _{μέσο} (2ος)	λ _{μέσο} (2ος)
4.00	3.91	3.36	3.29

Πίνακας 3: Μέσοι Δείκτες Ανεπάρκειας

Και άρα:

$$\lambda_{\text{ΟΓΟΣ}}(x) = 1.190$$

$$\lambda_{\text{ΟΓΟΣ}}(y) = 1.188$$

Οι λόγοι προκύπτουν μικρότεροι του 1.5 που σημαίνει ότι δεν νοείται ύπαρξη καμπτοδιατμητικού ασθενή ορόφου.

Από την άλλη, η τέταρτη και τελευταία συνθήκη είναι αυτή που δεν ισχύει αφού ένα μόνο παράδειγμα είναι ο λόγος των δεικτών ανεπάρκειας στην y διεύθυνση της σεισμικής δράσης (αν και όχι δυσμενέστεροι) του K4 προς του K3 στον 2^ο όροφο είναι $1.747 > 1.5$, στοιχεία που ανήκουν σε διαφορετικές πλευρές και δείχνουν την κατάσταση ενός στρεπτικώς ασθενή ορόφου.

Παρ' όλα αυτά με την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες επιτρέπεται η εφαρμογή της ανάλυσης αρκεί να υπάρξει αύξηση κατά 0.15 στους συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} του προσομοιώματος όπως αυτοί προβλέπονται στο (§ 4.5.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Αφού λοιπόν έγινε δυνατή η εφαρμογή των ελαστικών δυναμικών αναλύσεων και αφού διασφαλίζεται σε εμάς «Ικανοποιητική» ΣΑΔ (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων) περνάμε στην προϋπόθεση που ορίζεται στο (§ 5.7.2.(α) ΚΑΝ.ΕΠΕ) για την εφαρμογή της ανάλυσης Pushover όπου όντως, κάνοντας τον αντίστοιχο έλεγχο, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική και προχωράμε κανονικά στην ανάλυση χωρίς επιπλέον αύξηση των παραμέτρων που εισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου.

4.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

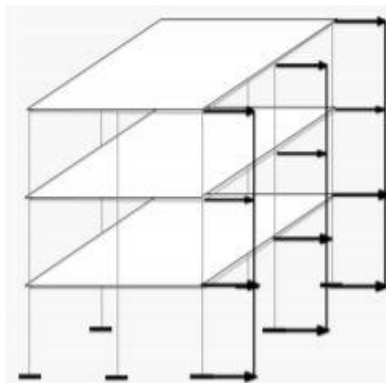
Η ραγδαία εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και των αλγορίθμων επίλυσης έχει καταστήσει πλέον δυνατή την εφαρμογή των ανελαστικών μεθόδων υπολογισμού από τους μηχανικούς της πράξης. Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί (ΚΑΝ.ΕΠΕ. , Ευρωκώδικας 8, Αμερικάνικος Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών – ASCE) προτείνουν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μιας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μιας στατικής, ανελαστικής ανάλυσης Pushover. Η ανάλυση αυτή βασίζεται 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 στοιχεία του. Έτσι προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης του κόμβου ελέγχου του κτηρίου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής.

Κύριος στόχος λοιπόν της ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Βασική παραδοχή της μεθόδου είναι το προσομοίωμα του κτηρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Αυτό επιτυγχάνεται με την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στην αρχή και το τέλος των στοιχείων καθώς πρόκειται για τα σημεία του φορέα όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά τη σεισμική φόρτιση. Αυτό πραγματοποιείται με την εύρεση των διαγραμμάτων ροπής – πλαστικής στρόφης, συγκεκριμένα στην παρούσα εργασία μέσω του προγράμματος BIAx που εξάγει τα αποτελέσματα με γνωστές τις ιδιότητες των υλικών και τον οπλισμό των στοιχείων, θεωρώντας διαξονική κάμψη συναρτήσει αξονικού φορτίου για τα υποστυλώματα (λαμβάνω υπόψιν και αλλαγή ουδετέρου άξονα) και για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα για τα δοκάρια. Τελικά, εισάγονται τα αποτελέσματα του προγράμματος στο SAP2000.

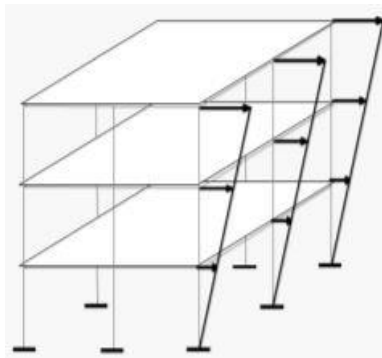
Σύμφωνα με (§ 5.7.3.3. ΚΑΝ.ΕΠΕ) για όλες τις αναλύσεις απαιτούνται τουλάχιστον δύο (2) διαφορετικές κατανομές φορτίων ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Για τον λόγο αυτόν στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται αποτελέσματα από τρεις (3) διαφορετικές κατανομές: Ομοιόμορφη, Τριγωνική, Ιδιομορφική , ώστε να προσεγγίσουμε ακριβέστερες λύσεις. Παρουσιάζονται οι κατανομές:

1. Ομοιόμορφη: Βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από τη στάθμη.



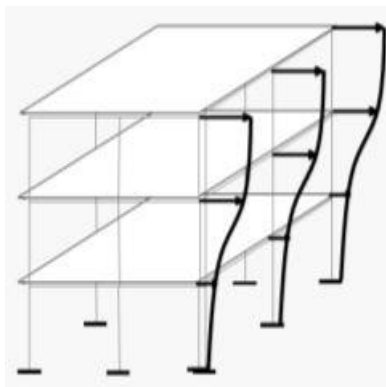
Σχήμα 6: Ομοιόμορφη Κατανομή

2. Τριγωνική: Σε αυτή την περίπτωση οι πλευρικές δυνάμεις είναι ανάλογες και με την στάθμη του κτηρίου.



Σχήμα 7: Τριγωνική Κατανομή

3. Ιδιομορφική: Βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Σχήμα 8: Ιδιομορφική Κατανομή

Όπως ορίζει και ο Κανονισμός Επεμβάσεων τα οριζόντια θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις (θετική – αρνητική) και οι έλεγχοι θα γίνονται για τα δυσμενέστερα εντατική μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο. Συνεπώς πρέπει να εξετάζονται και οι 4 διευθύνσεις ($+E_x$, $-E_x$, $+E_y$, $-E_y$). Επίσης δεδομένης της μη γραμμικότητας της ανάλυσης δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Συνεπώς, για να επιτευχθεί χωρική επαλληλία οι συνδυασμοί δράσεων που λαμβάνονται καλύπτουν όλες τις διευθύνσεις φόρτισης εισάγοντας π.χ. φορτία σε δύο κάθετες διευθύνσεις. Για να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη δράση των εντατικών μεγεθών, αυτά συνδυάζονται με τον κανόνα του 100/30, δηλαδή λαμβάνοντας το 100% των μεγεθών στην κύρια διεύθυνση φόρτισης και το 30% στη δευτερεύουσα. Τελικά, αυτό σημαίνει ότι πλέον υπάρχουν 8 συνδυασμοί φόρτισης για κάθε κατανομή: $E_x+0.3E_y$, $E_x-0.3E_y$, $-E_x+0.3E_y$, $-E_x-0.3E_y$, $E_y+0.3E_x$, $E_y-0.3E_x$, $-E_y+0.3E_x$, $-E_y-0.3E_x$.

Καταλήγουμε, λοιπόν, ότι για να παρουσιαστούν τρεις διαφορετικές κατανομές πρέπει να πραγματοποιηθούν 24 διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις (Pushover).

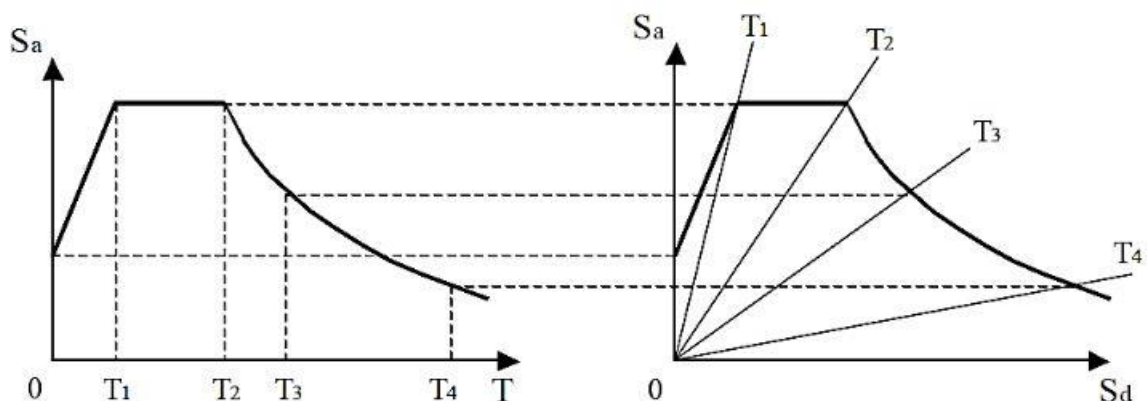
4.3 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ – ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ

Οι αναλύσεις πλέον πραγματοποιούνται με τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών καθώς οι έλεγχοι γίνονται πλέον με όρους παραμορφώσεων ενώ ακόμα εισάγονται οι μειωμένες δυσκαμψίες που προκύπτουν από το BIAΧ. Οι δυσκαμψίες είναι μειωμένες κατά μεγάλο βαθμό και αυτό είναι λογικό από την άποψη ότι οι αρχικές θεωρούσαν τα στοιχεία πολύ πιο δύσκαμπτα και σε μία ανελαστική ανάλυση αυτό θα υποτιμούσε τις μετακινήσεις που μπορούν να αναπτυχθούν στην πραγματικότητα. Γι' αυτόν τον λόγο θα πρέπει να επαναληφθεί και η ιδιομορφική ανάλυση στην οποία τόσο οι ιδιοπερίοδοι όσο και τα ποσοστά συνεισφοράς της μάζας σε κάθε ιδιομορφή προκύπτουν διαφορετικά.

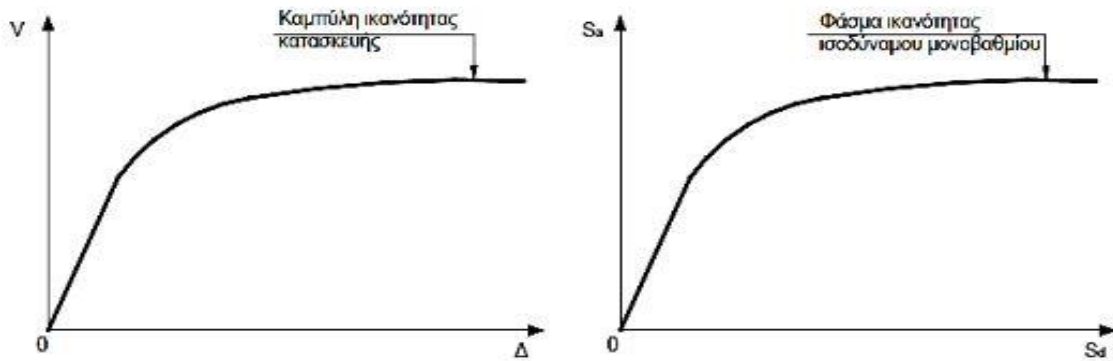
Όπως συμβαίνει πάντα, η σεισμική δράση εφαρμόζεται σε φορέα ήδη φορτισμένο με τα υφιστάμενα κατακόρυφα φορτία κάτι που στην περίπτωση μας επιτευχθεί με μία ανελαστική στατική ανάλυση με βάση τον συνδυασμό φόρτισης για κατακόρυφα στοιχεία, $G + 0.3 \cdot Q$, η οποία θα προηγείται πάντα πριν την κάθε ανάλυση Pushover που ακολουθεί με τα δικά της οριζόντια φορτία που θα συνυπολογιστούν και αυτά στην τελική απόκριση. Απαραίτητο επίσης να υπολογιστεί το κέντρο μάζας στην κορυφή του κτηρίου και να οριστεί ως κόμβος ελέγχου της ανάλυσης. Έπειτα εκτελέστηκε οι αναλύσεις για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου περίπου στο 3-4% του ύψους ορόφου με κατάλληλες μετατροπές ώστε να προκύψει επαρκώς η καμπύλη ικανότητας.

Όταν προέκυψαν και οι 24 διαφορετικές καμπύλες ικανότητας έπρεπε να βρεθεί ένας τρόπος παρουσίασης των αποτελεσμάτων τους που είναι οι Στάθμες Επιτελεστικότητας. Αυτές ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης που είναι αποδεκτός για την κάθε κατασκευή, ανάλογα την Σπουδαιότητα της. Η μεθοδολογία είναι:

- 1) Υπολογίζεται η στοχευμένη μετατόπιση μέσω της μεθόδου του Φάσματος Ικανότητας του ATC – 40 (Applied Technology Council, California) για σεισμική αποτίμηση που περιγράφεται στο § 5.7.4.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ (μπορεί εξίσου να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των συντελεστών που προτείνεται στην ίδια παράγραφο και είναι απλοποιημένη), ενώ μπορεί κανείς εύκολα να βρει και να ακολουθήσει το θεωρητικό της υπόβαθρο. Συνοπτικά, η καμπύλη ικανότητας του πολυβάθμιου ταλαντωτή που προκύπτει από την ανάλυση Pushover μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) ενώ στην ίδια μορφή μετατρέπεται και το Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού Ψευδοεπιταχύνσεων, ιξώδης απόσβεσης 5%, για σεισμική ζώνη II και έδαφος B που είναι στην περίπτωση μας.



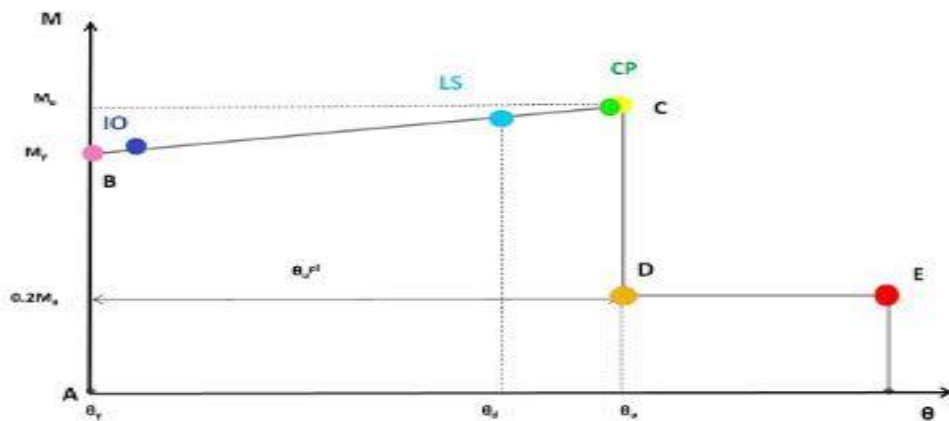
Σχήμα 9: Μετατροπή Ελαστικού Φάσματος Ψευδοεπιταχύνσεων σε μορφή ADRS-[18]



Σχήμα 10: Μετατροπή Καμπύλης Ικανότητας Κατασκευής σε μορφή ADRS-[18]

- 2) Ακολουθείται μια αναλυτική διαδικασία απομείωσης του ελαστικού φάσματος για να αποκτήσει ανελαστικά χαρακτηριστικά υπολογίζοντας νέα τιμή ιξώδους απόσβεσης ζ_{eff} και τελικά η τομή των 2 παραπάνω δείχνει το σημείο επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί στη στοχευμένη μετακίνηση υπό συγκεκριμένη σεισμική δράση. Το λογισμικό SAP2000 πραγματοποιεί αυτόματα τις μετατροπές αυτές αρκεί σταδιακά ,με κατάλληλες μετατροπές, να παράγεται επαρκώς η καμπύλη ικανότητας ώστε ο κόμβος ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη μετακίνηση.
- 3) Τέλος ελέγχεται για την μετακίνηση αυτή πηγαίνοντας στο αντίστοιχο βήμα στο λογισμικό η ένταση - παραμόρφωση σε όλα τα μέλη της κατασκευής συγκριτικά με αυτήν που ορίζεται από την καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας και βγαίνουν αντίστοιχα συμπεράσματα.

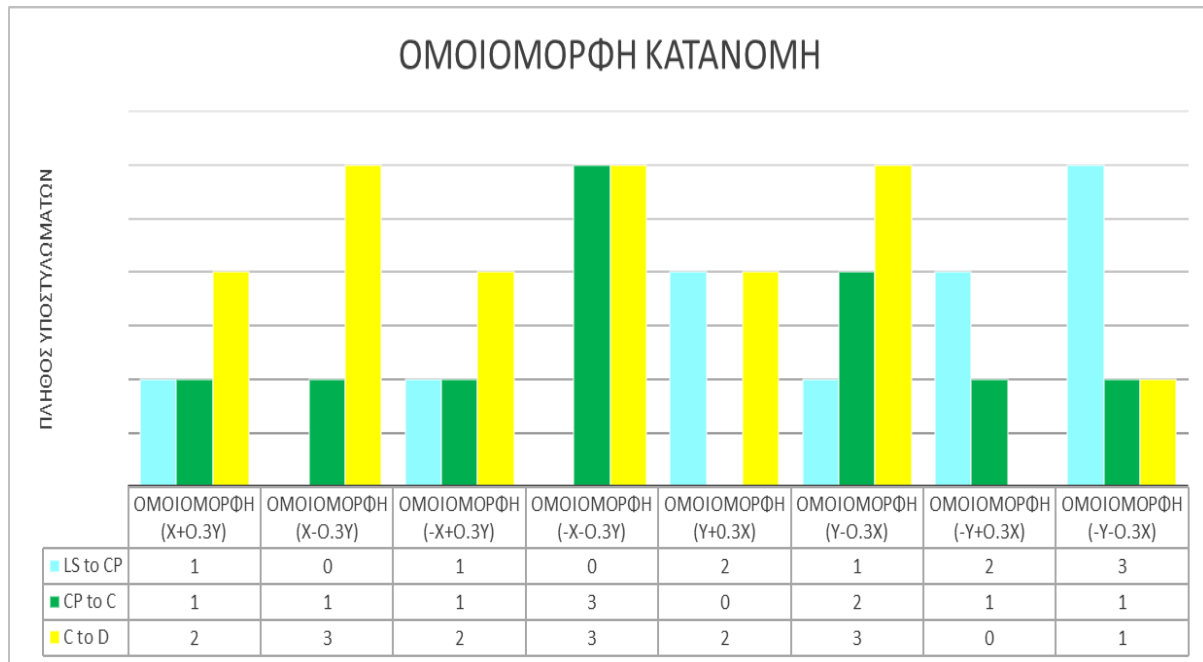
Για όλους τους συνδυασμούς ,για τις 3 κατανομές, η σύγκριση θα γίνει σύμφωνα με την καμπύλη εντατικού μεγέθους - παραμόρφωσης:



Σχήμα 11: Καμπύλη Δύναμης-Παραμόρφωσης με στάθμες μετά την διαρροή-[2]

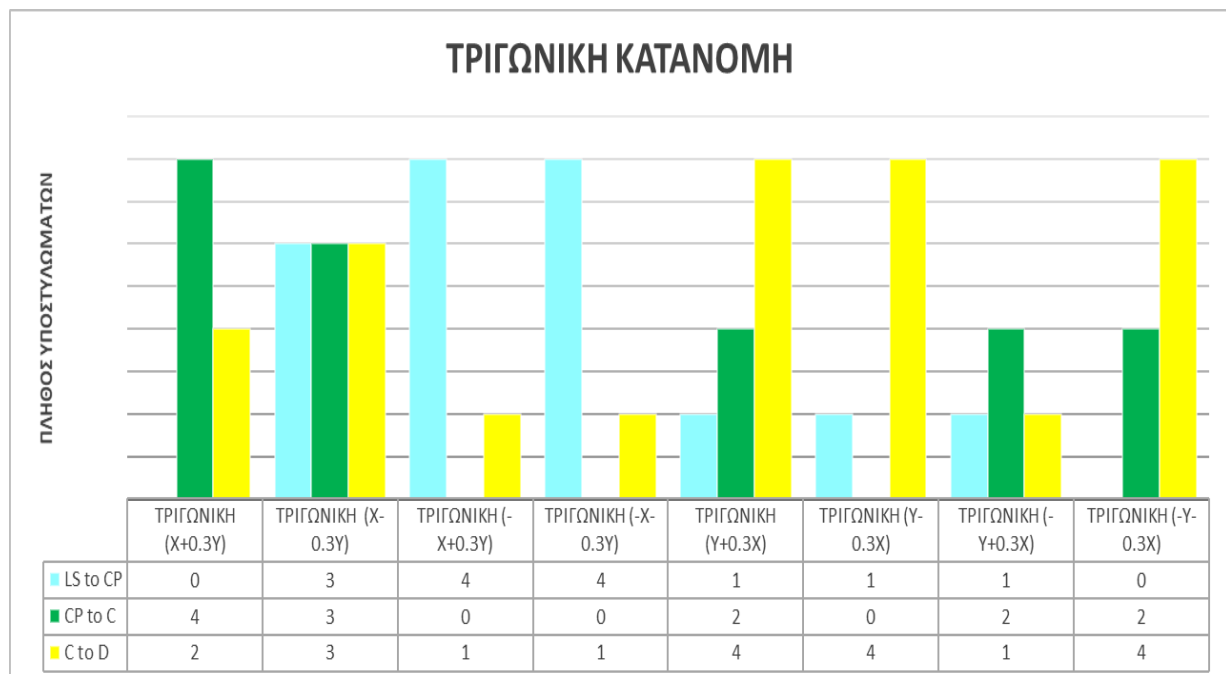
- **LS to CP:** Το μέλος έχει ξεπεράσει το όριο στάθμης “Προστασία Ζωής” άρα αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες .
- **CP to C:** Το μέλος έχει ξεπεράσει το όριο στάθμης “Οιονεί Κατάρρευση” με σοβαρές βλάβες ,έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά χωρίς όμως να έχει αστοχήσει.
- **C to D:** Το μέλος έχει αστοχήσει.

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει για την **Ομοιόμορφη Κατανομή** ότι:



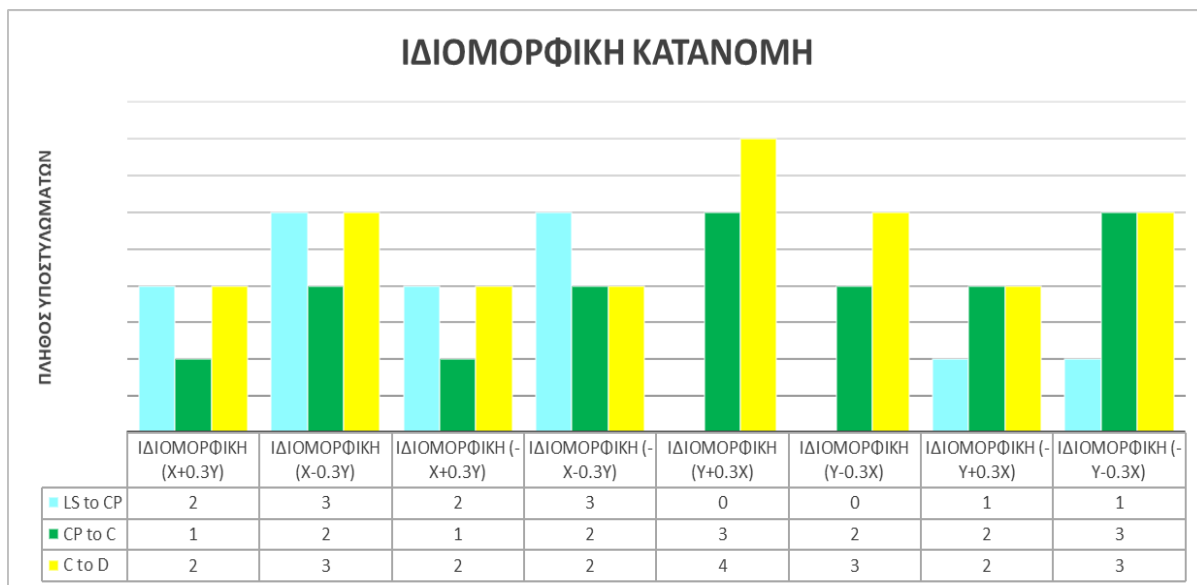
Σχήμα 12: Αποτελέσματα Pushover για Ομοιόμορφη Κατανομή

Για την **Τριγωνική Κατανομή**:



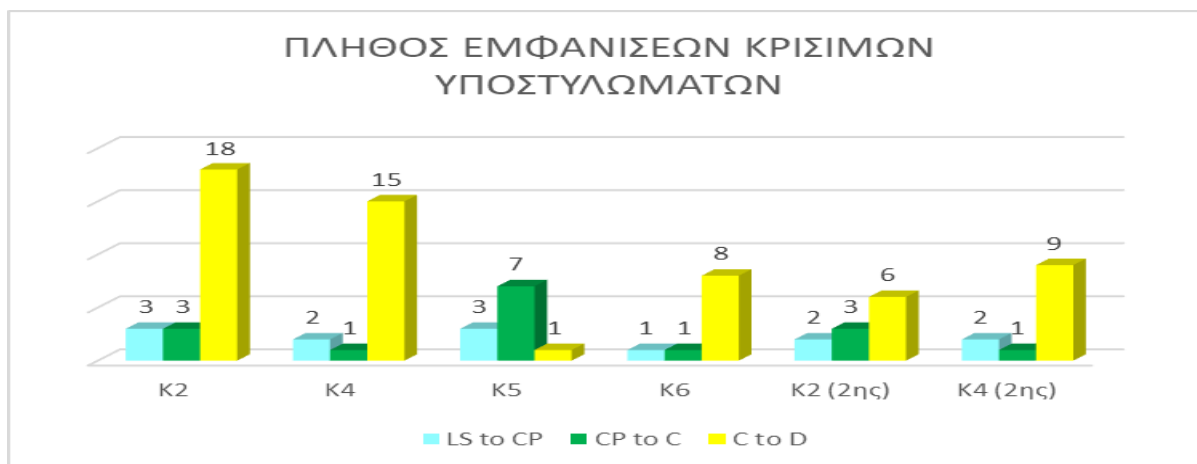
Σχήμα 13: Αποτελέσματα Pushover για Τριγωνική Κατανομή

Για την **Ιδιομορφική Κατανομή**:



Σχήμα 14: Αποτελέσματα Pushover για Ιδιομορφική Κατανομή

Από αυτά παρουσιάζεται το πλήθος των εμφανίσεων των κρίσιμων υποστυλωμάτων σε κάθε στάθμη, δηλαδή αυτών που έστω σε έναν συνδυασμό φόρτισης βρέθηκε ότι έχουν αστοχήσει.



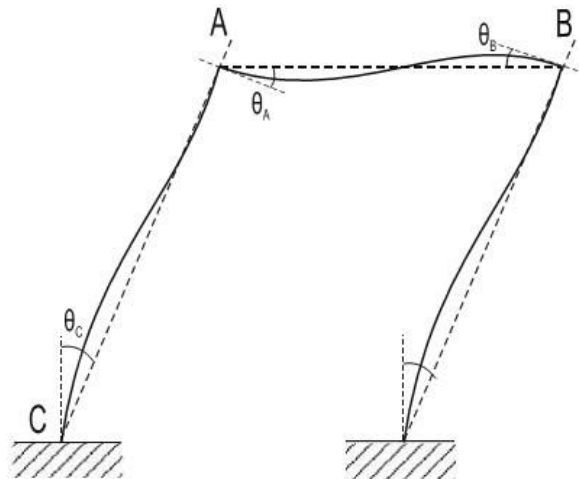
Σχήμα 15: Πλήθος Εμφανίσεων Κρίσιμων Υποστυλωμάτων

Τα παραπάνω διαγράμματα δίνουν μία πρώτη εικόνα για το πως συμπεριφέρεται ο φορέας για κάθε συνδυασμό φόρτισης και ποια υποστυλώματα θεωρούνται κρίσιμα αλλά πάνω από όλα δείχνει την σπουδαιότητα διερεύνησης τουλάχιστον 2 κατανομών και των 8 συνδυασμών φόρτισης τους επειδή προκύπτουν διαφορετικά αποτελέσματα που είναι πιθανόν να είναι δυσμενέστερα και σε αντίθετη περίπτωση να μην τα γνωρίζαμε καν. Η επιλογή μεγάλου πλήθους αναλύσεων σίγουρα είναι χρονοβόρα αλλά αποτελεί την πιο αξιόπιστη πηγή συμπερασμάτων για την αποτίμηση του φορέα.

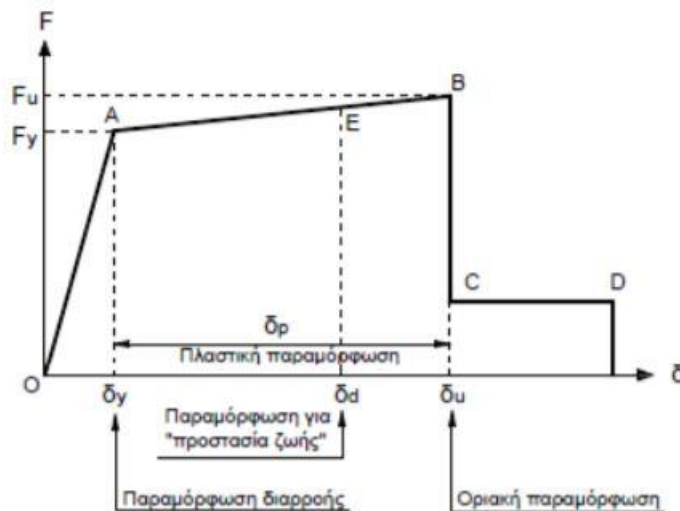
Μέχρι τώρα όμως δεν έχει προκύψει κάποιος τρόπος ώστε να επιλέξουμε την δυσμενέστερη κατάσταση στα υποστυλώματα ώστε να προχωρήσουμε στην ενίσχυση αφού οι όροι δυσμενέστερη καμπύλη ικανότητας ή δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης δεν είναι ρεαλιστικοί. Ο τρόπος με τον οποίο θα υποδείξουμε τον “βαθμό” αστοχίας του κάθε

στοιχείου σε κάθε φόρτιση είναι ο δείκτης ανεπάρκειας (λ) που είχε οριστεί παραπάνω με την διαφορά ότι πλέον θα υπολογιστεί σε όρους παραμορφώσεων και συγκεκριμένα με γωνίες στροφής χορδής.

Όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής (θ): Είναι η γωνία μεταξύ της εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής η οποία συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο του μηδενισμού των ροπών. Η οποία ακολουθεί την ιδεατή καμπύλη $F - \delta$, όπου για F (εντατικό μέγεθος) έχω M και για δ (παραμόρφωση) έχω θ .



Σχήμα 16: Γωνία στροφής χορδής σε πλαίσιο-[2]



Σχήμα 17: Ιδεατή καμπύλη $F-\delta$ για δομικό στοιχείο-[2]

Δείκτης ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων: $\lambda = S_d/R_d$

Όπου για πλάστιμους τρόπους αστοχίας (§ 9.4.1.(α). ΚΑΝ.ΕΠΕ ή Eurocode8 – 3:2014) που είναι οι κρίσιμοι στην κατασκευή μας έχω:

- $S_d = \theta_u^p + \theta_y$,

θ_u^{pl} : πλαστική γωνία στροφής χορδής η οποία υπολογίζεται υπό τον κάθε συνδυασμό σεισμικής δράσης και υπολογίζεται σύμφωνα με τις πλαστικές αρθρώσεις που εισήχθησαν στα δομικά μέλη, εκφρασμένες σε διαγράμματα ροπής – πλαστικών ροπών στροφής χορδής. Αυτό επειδή εξαρτάται από την τιμή του αξονικού φορτίου και του λόγου διάτμησης του μέλους σε κάθε βήμα των φορτίσεων που πραγματοποιούνται σταδιακά στο λογισμικό, ώστε να σχηματιστεί η καμπύλη ικανότητας του φορέα μέχρι και την κρίσιμη μετακίνηση της κατασκευής.

θ_y : γωνία στροφής χορδής στην διαρροή πριν το μέλος αποκτήσει μη-γραμμική συμπεριφορά η οποία υπολογίζεται στην παρούσα εργασία σύμφωνα με το πρόγραμμα BIAX και τους τύπους που αναγράφονται στην **σελίδα 7-11 του Κανονισμού Επεμβάσεων**.

- $R_d = 0.5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$, για στάθμη επιτελεστικότητας "Σημαντικές Βλάβες" και για πρωτεύοντα στοιχεία. Η τιμή $\gamma_{Rd} = 1.5$ σύμφωνα με το σχόλιο της παραγράφου.

θ_u : οριακή ικανότητα στροφής χορδής

Βρέθηκαν για όλα τα στοιχεία (1^{ης} και 2^{ης} στάθμης) στις εξεταζόμενες φορτίσεις οι λόγοι ανεπάρκειας (λ) και παρουσιάζονται παρακάτω μαζί με το ποια κατανομή και ποιος συνδυασμός σεισμικών δράσεων οδήγησαν το στοιχείο στην δυσμενέστερη κατάσταση του.



Σχήμα 18: Λόγοι ανεπάρκειας για 1^η Στάθμη



Σχήμα 19: Λόγοι ανεπάρκειας για 2^η στάθμη

Στάθμη 1 ^η			
K1	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (-X-0.3Y)	K6	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y+0.3X)
K2	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y-0.3X)	K7	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (-X+0.3Y)
K3	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y-0.3X)	K8	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (X+0.3Y)
K4	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (Y-0.3X)	K9	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (X+0.3Y)
K5	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y)		

Πίνακας 4: Δυσμενέστεροι Συνδυασμοί Κατανομών για Υποστυλώματα 1^{ης} στάθμης

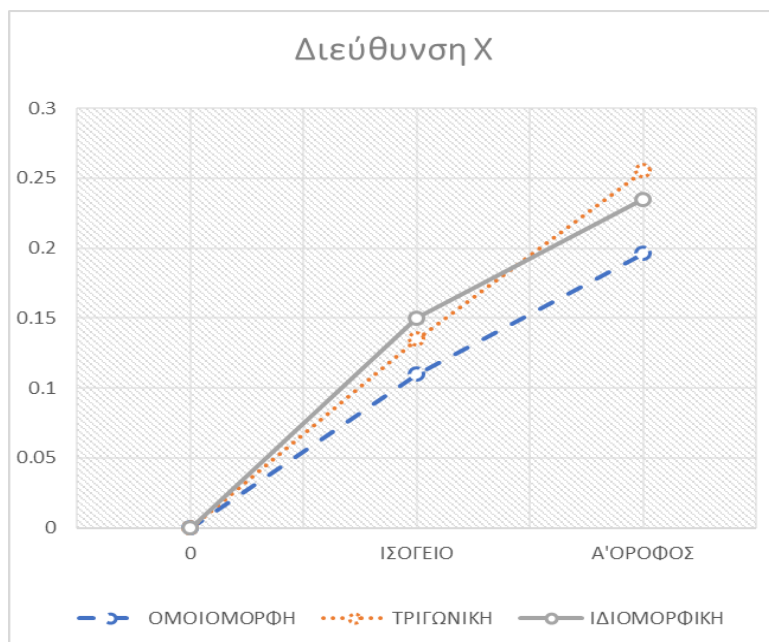
Στάθμη 2 ^η			
K1	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (X+0.3Y)	K6	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (X-0.3Y)
K2	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (X-0.3Y)	K7	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-X+0.3Y)
K3	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-X-0.3Y)	K8	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (X-0.3Y)
K4	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (Y+0.3X)	K9	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (X+0.3Y)
K5	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (+X+0.3Y)		

Πίνακας 5: Δυσμενέστεροι Συνδυασμοί Κατανομών για Υποστυλώματα 2^{ης} στάθμης

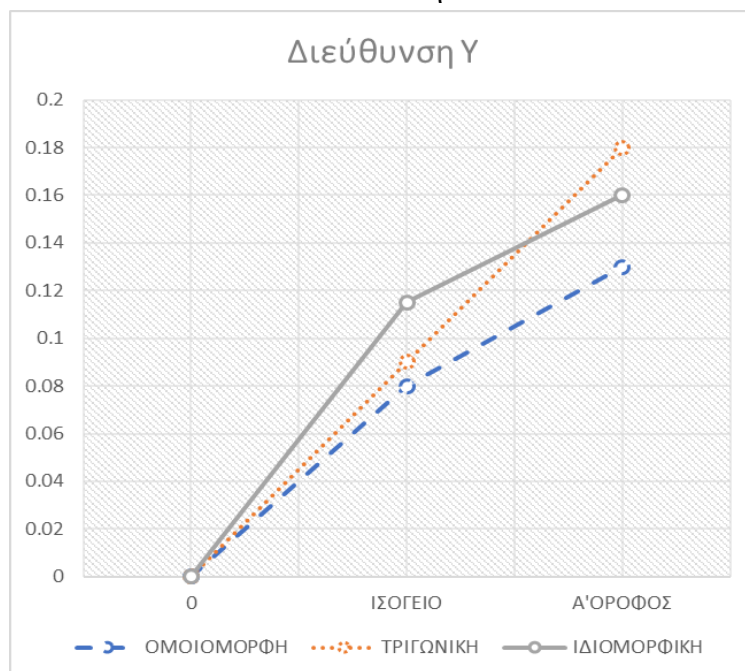
Συμπεράσματα:

- Η καμπτική αστοχία των κατακόρυφων στοιχείων είναι μία ένδειξη της απουσίας της ιδέας του «ικανοτικού σχεδιασμού» για κατασκευή του 1975 με αποτέλεσμα την ξεκάθαρη εμφάνιση του φαινομένου ισχυρών δοκών – ασθενών υποστυλωμάτων και συνεπώς την επικινδυνότητα των κτηρίων αυτών.
- Αρκετά μέλη βλέπουμε από τις αναλύσεις μας ότι ακόμα και αστοχούν τελείως αφού σε αυτά αναπτύσσονται παραμορφώσεις αρκετά μεγαλύτερες από ότι ορίζει η στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέχθηκε.
- Από τους τελικούς λόγους ανεπάρκειας που προέκυψαν από τις Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις για κάθε κατακόρυφο στοιχείο στην δυσμενέστερη κατάσταση που μπορεί να βρεθεί, προέκυψε η σπουδαιότητα του να χρησιμοποιηθούν διαφορετικές κατανομές με κάθε συνδυασμό φόρτισης αφού δεν μπορεί κανείς να γνωρίζει από πριν ποιες να χρησιμοποιήσει για τα αποτελέσματα αυτά. Μπορούμε να πούμε ότι η Τριγωνική και η Ιδιομορφική κατανομή έδωσαν τα περισσότερα δυσμενέστερα «λ» το οποίο είναι κάτι που συνηθίζεται στις συγκεκριμένες αναλύσεις μόνο και μόνο από τον τύπο της κατανομής της φόρτισης που χρησιμοποιούνται σε αυτές (βλ. Σχήμα 6-8).
- Μπορούμε επίσης να δούμε ότι ανεξάρτητα που K2 αστοχεί σε όλες τις φορτίσεις δεν είναι αυτό που δίνει τον μεγαλύτερο δείκτη ανεπάρκειας αφού K4,K6 το ξεπερνούν ενώ λίγο χαμηλότερα βρίσκεται το K5 που αστοχεί μία και μόνο φορά. Όπως αναμενόταν τα λ και της 2^{ης} στάθμης είναι επίσης υψηλά αφού το πάτωμα θεωρήθηκε βατό και εμφανίστηκαν αντίστοιχες παραμορφώσεις.

Επειδή η βλάβη που υφίσταται ένα κτήριο σχετίζεται κυρίως από τις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στα μέλη του, οι μέγιστες απόλυτες αλλά και σχετικές μετακινήσεις («interstory drifts» των ορόφων ορίζονται ως η διαφορά των μετακινήσεων 2 αντίστοιχων κόμβων γειτονικών ορόφων διαιρεμένη με την υψομετρική διαφορά των ορόφων) αποτελούν την βασική παράμετρο σύγκρισης των διαφόρων αναλύσεων και γι' αυτόν το λόγο είναι σύνηθες να υπολογίζονται για κάθε όροφο για κάθε κατεύθυνση ώστε να μπορεί στη συνέχεια να γίνει η σύγκριση με την ανελαστική δυναμική ανάλυση. Στην εργασία αυτή παρουσιάζονται μόνο οι απόλυτες μέγιστες μετακινήσεις αφού για τις σχετικές θεωρήθηκε ότι δεν θα παρείχαν επιπλέον πληροφορίες αφού δεν έχουμε πολλές στάθμες.



Σχήμα 20: Μέγιστες Απόλυτες Μετακινήσεις στην Διεύθυνση Χ για Ανελαστική Στατική Ανάλυση



Σχήμα 21: Μέγιστες Απόλυτες Μετακινήσεις στην Διεύθυνση Υ για Ανελαστική Στατική Ανάλυση

5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (NONLINEAR TIME-HISTORY ANALYSIS)

5.1 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Όπως αναφέρθηκε, η εξέλιξη σε διαφόρους τομείς της τεχνολογίας οδήγησαν σε βελτίωση των αλγορίθμων επίλυσης μη-γραμμικών προβλημάτων και στην ραγδαία ανάπτυξη της υπολογιστικής ισχύος των σύγχρονων υπολογιστών που μέσω διαφόρων λογισμικών θα μπορούν να πραγματοποιήσουν ακόμα και τέτοιες αναλύσεις.

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση αφορά μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, όπου η δράση των οριζόντιων φορτίων είναι δυναμικού τύπου και προκαλεί την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής σε αντίθεση με την ανελαστική στατική ανάλυση που η δράση των οριζόντιων φορτίων ήταν στατικού τύπου. Σύμφωνα με αυτό μπορούμε να πούμε ότι η ανάλυση αυτή προσεγγίζει σε καλύτερο βαθμό την πραγματική απόκριση του φορέα υπό σεισμική δράση ενώ μπορεί να εφαρμοστεί σε οποιοδήποτε φορέα και τύπο εδάφους θεμελίωσης. Η δράση αυτή εφαρμόζεται στο λογισμικό με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων όπου μέσα από μία επαναληπτική διαδικασία υπολογίζεται η απόκριση του φορέα. Για τα επιταχυνσιογραφήματα η επιλογή πρέπει να είναι σίγουρα πολύ προσεκτική γιατί εξαρτάται από την αναμενόμενη σεισμική κίνηση στο σημείο που εδράζεται η κατασκευή κάτι που υπολογίζεται μόνο πιθανοτικά και δεν είναι αντικείμενο της παρούσας εργασίας. Επίσης για το πλήθος που θα χρησιμοποιηθεί, ο Κανονισμός Επεμβάσεων περιγράφει ότι απαιτούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα (ή ζεύγη αυτών, για ανάλυση στο χώρο) όπου σε αυτήν την περίπτωση οι έλεγχοι θα γίνονται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους ή εάν χρησιμοποιηθούν τουλάχιστον επτά επιταχυνσιογραφήματα ο έλεγχος επιτρέπεται να γίνεται για τη μέση τιμή κάθε μεγέθους.

Να αναφερθεί ότι τα επιταχυνσιογραφήματα μπορεί να είναι φυσικά από πραγματικές καταγραφές, όπως θα γίνει στην παρούσα εργασία αλλά και συνθετικά, των οποίων η ανάγκη δημιουργίας κρίθηκε απαραίτητη λόγω ελλείψεων πραγματικών καταγραφών με επιθυμητά χαρακτηριστικά για αναλύσεις και έρευνα. Τέτοια λογισμικά δημιουργίας τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων είναι πλέον διαθέσιμα για τον καθένα.

Η προσομοίωση και σε αυτή την περίπτωση πρέπει να περιλαμβάνει τη μη-γραμμική συμπεριφορά της σχέσης έντασης – παραμόρφωσης των στοιχείων του κτηρίου.

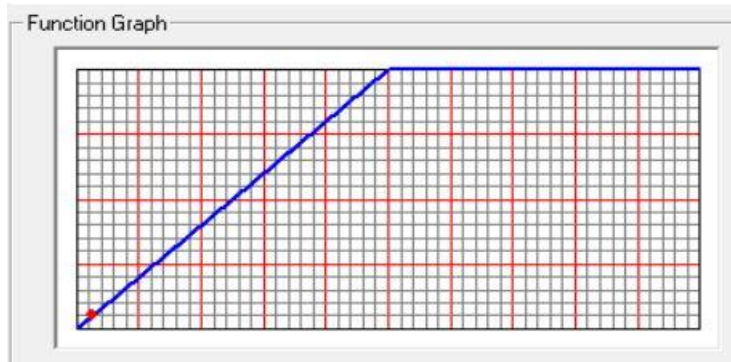
Παρόλο που η ανάλυση αυτή θεωρείται τόσο από όλους τους σύγχρονους κανονισμούς όσο και από έμπειρους μηχανικούς ως η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης για την προσέγγιση της πραγματικής απόκρισης του φορέα απαιτεί μεγάλη προσοχή. Πέρα από τον αρκετό υπολογιστικό χρόνο που χρειάζεται υπάρχει η πιθανότητα ότι τα αποτελέσματα ενδεχομένως να παρεκκλίνουν από την πραγματικότητα. Υπάρχει σημαντικός αριθμός παραμέτρων που πρέπει να επιλεγθούν βάσει το επίπεδο γνώσεων και εμπειρίας του μηχανικού. Αυτό φυσικά αναγράφεται και στους κανονισμούς, όπως για παράδειγμα **σελ. 5-39 ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.** ορίζει ως προυπόθεση εφαρμογής της ανάλυσης « η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού » ενώ παρόμοια αναγράφεται και στον Ευρωκώδικα.

5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων πρέπει να οριστούν οι μη γραμμικές ιδιότητες των διατομών των στοιχείων, κάτι που είναι έτοιμο από την προηγούμενη ανάλυση με την εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων.

Επόμενη διαδικασία είναι ο τρόπος που θα οριστούν τα κατακόρυφα φορτία που έχουν στατικό χαρακτήρα σε μία ανελαστική δυναμική ανάλυση. Λόγω της μη γραμμικότητας της ανάλυσης η αρχή της επαλληλίας δεν ισχύει για να εφαρμοστούν κατακόρυφα στατικά φορτία και οριζόντια δυναμικά φορτία ξεχωριστά οπότε είναι αναγκαίο να οριστεί ένας διαφορετικός τρόπος. Επιπλέον η ύπαρξη πλαστικών αρθρώσεων έχει αποτέλεσμα τη συνεχή

τροποποίηση του φορέα οπότε όλα τα φορτία πρέπει να εφαρμοστούν μαζί όπως συνέβη στην ανάλυση Pushover. Για αυτόν τον λόγο τα κατακόρυφα στατικά φορτία προσομοιώθηκαν με την μορφή ράμπας.



Σχήμα 22: Ράμπα

Όπως φαίνεται στο σχήμα 22 η επιβολή της φόρτισης στατικού χαρακτήρα πρέπει να ληφθεί με σταδιακή εφαρμογή της στον φορέα και μετά να ακολουθήσει ένα χρονικό διάστημα σταθεροποίησης τους με παράλληλο καθορισμό μεγάλης απόσβεσης ώστε να αποκλειστεί η πιθανότητα ανεπιθύμητων ταλαντώσεων από τα φορτία αυτά την στιγμή της ανάλυσης. Για τις τιμές του χρόνου τόσο της επιβολής των φορτίων αλλά και της σταθεροποίησης έχει προκύψει εμπειρικά να χρησιμοποιείται η δεκαπλάσια τιμή της ιδιοπεριόδου του φορέα. Η ιδιοπερίοδος φυσικά που χρησιμοποιείται τόσο στο σημείο αυτό όσο και παρακάτω θα είναι αυτή που προέκυψε από την νέα ιδιομορφική ανάλυση μετά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων αφού σε αντίθετη περίπτωση τα αποτελέσματα θα παρέκκλιναν σημαντικά. Η φόρτιση πλέον προσαρμόζεται σε ψευδοστατική.

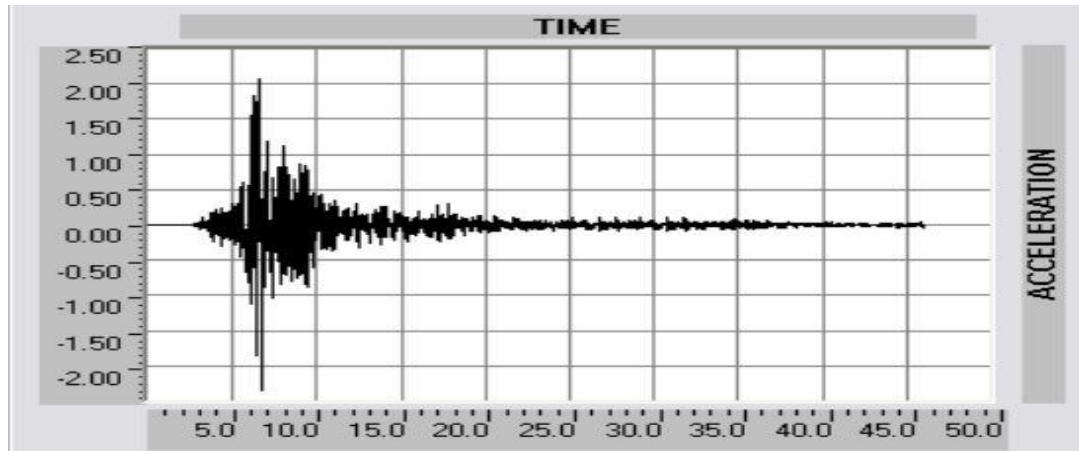
Όσον αναφορά τα οριζόντια δυναμικά φορτία εισάγεται η χρονοιστορία επιταχύνσεων για τις δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες των σεισμών όπως προβλέπεται και από § 5.8.3.3.(β). ΚΑΝ.ΕΠΕ (ενώ η κατακόρυφη διεύθυνση αγνοείται στην ανάλυση), οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω για του 3 σεισμούς που επιλέχθηκαν στην παρούσα εργασία και για την μία τους διεύθυνση. Τα δεδομένα για να παραχθούν τα επιταχυνσιογραφήματα αντλήθηκαν από το **Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ) – [8]**, όπου υπάρχει πρόσβαση σε τεράστιο πλήθος σεισμικών καταγραφών. Επίσης, βασική προϋπόθεση για να γίνει ανάλυση και γενικότερα για να γίνει η οποιαδήποτε σύγκριση των αποτελεσμάτων πρέπει να γίνει κανονικοποίηση κάθε καταγραφής ώστε η μέγιστη επιτάχυνση τους να ισούται με την τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης της σεισμικής ζώνης στην υπό εξέταση περιοχή, όπου εδώ $0.24 \cdot g = 2.354 \text{ m/sec}^2$. Παρουσιάζεται η κανονικοποίηση:

ΣΕΙΣΜΟΣ	Χρονική Διάρκεια Καταγραφής (sec)	Χρονικό Βήμα (sec)	PGA (m/sec ²)	Συντελεστής Κανονικοποίησης
Αθήνα 1999	46	0.005	3.532	0.667
Θεσσαλονίκη 1986	30	0.005	1.471	1.600
Αίγιο 1995	30	0.005	4.807	0.490

Πίνακας 6: Κανονικοποίηση

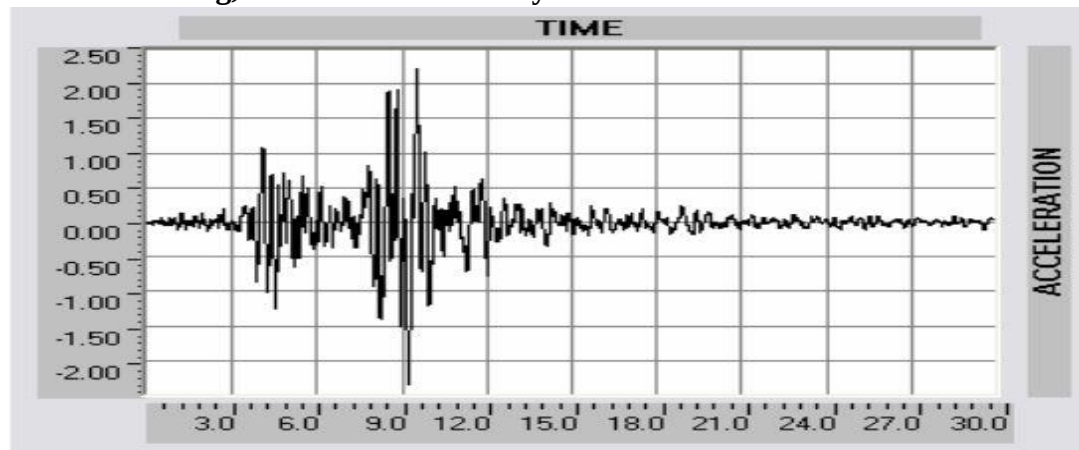
Παρουσιάζονται αναλυτικά τα **κανονικοποιημένα επιταχυνσιογραφήματα** για κάθε καταγραφή:

- **Αθήνα, 7/09/1999 : $M_w = 5.9$, Station: Sepolia , L - Component, $PGA = 0.36*g$, maxMercalli intensity: 9**



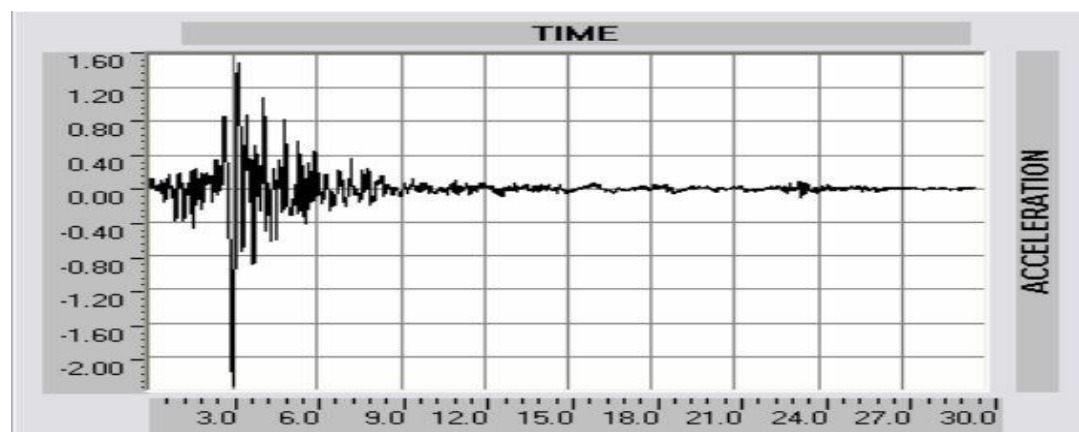
Σχήμα 23: Κανονικοποιημένο Επιταχυνσιογράφημα για σεισμό Αθήνας

- **Θεσσαλονίκη, 20/06/1986: $M_w = 6.5$, Station: Hotel-City , L - Component, $PGA = 0.15*g$, maxMercalli intensity: 8**



Σχήμα 24: Κανονικοποιημένο Επιταχυνσιογράφημα για σεισμό Θεσσαλονίκης

- **Αίγιο , 15/06/1995: $M_w = 6.4$, L – Component, $PGA = 0.49*g$**



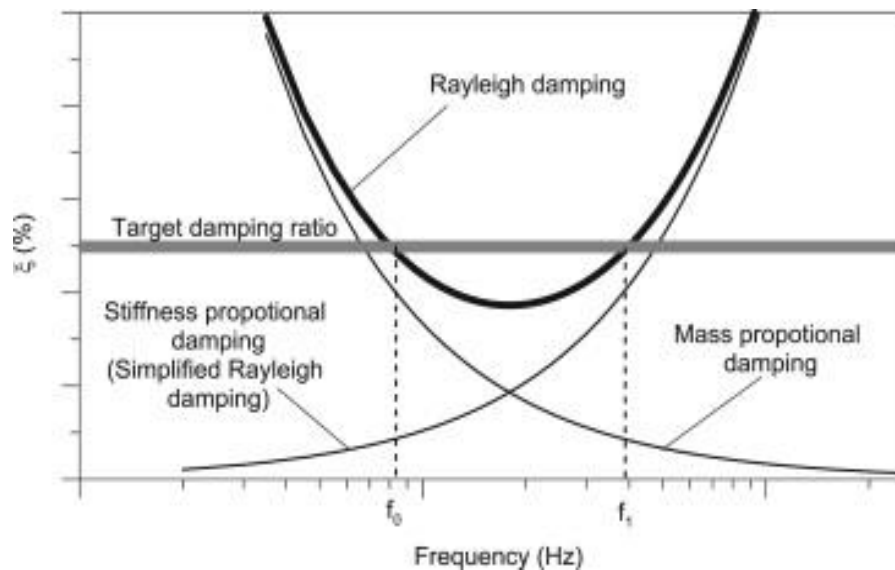
Σχήμα 25: Κανονικοποιημένο Επιταχυνσιογράφημα για σεισμό Αιγίου

Ορίζονται οι παράμετροι που αναγράφονται πάνω από τα γραφήματα:

M_w : Κλίμακα Σεισμικής ροπής (MMS : Moment Magnitude Scale) και αποτελεί μέθοδο σύγκρισης των σεισμών. Ανεπτυγμένη την δεκαετία του '70 θεωρείται αποτελεσματικότερη κυρίως για μεγάλους σεισμούς από την κλίμακα Ρίχτερ (M_L : Richter Magnitude Scale) που της δεκαετίας του '30 αφού χρησιμοποιεί περισσότερους παραμέτρους για να υπολογίσει την ενέργεια που ελευθερώνεται και είναι ανεξάρτητη από την περίοδο. $M_w = \mu * D * A$, όπου μ : μέτρο δυσκαμψίας του υλικού στην εστία του ρήγματος , D: μέση μετάθεση στην επιφάνεια του ρήγματος , A: Επιφάνεια του ρήγματος.

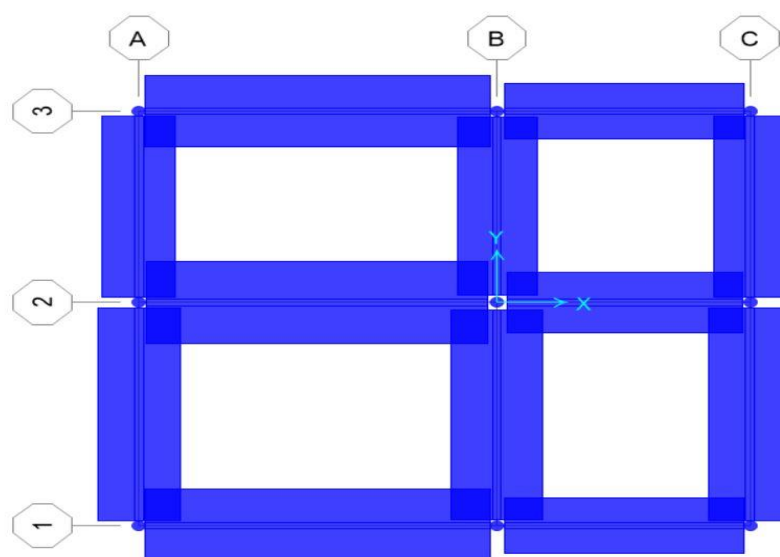
PGA και Mercalli intensity : Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration) η οποία μετρήθηκε από ένα συγκεκριμένο επιταχυνσιόμετρο σε κάποιο σημείο με συγκεκριμένη απόσταση από το επίκεντρο του σεισμού μία συγκεκριμένη χρονική στιγμή. Χωρίζεται στις 3 διευθύνσεις όπως ακριβώς γίνεται και με τον σεισμό. Αποτελεί παράμετρο που μπορεί να εκφράσει τις πιθανές βλάβες από έναν σεισμό ενώ διαφέρει από την κλίμακα Mercalli η οποία μετριέται ανάλογα το μέγεθος των καταστροφών σε κτήρια και υποδομές ταξινομώντας τους σεισμούς σε 12 επίπεδα. Για καταστροφικότερους σεισμούς χρησιμοποιείται καλύτερα η PGV, μέγιστη εδαφική ταχύτητα.

Άλλοι παράμετροι που πρέπει να προσδιοριστούν με ιδιαίτερη προσοχή στην ανάλυση αυτή είναι η απόσβεση και την μέθοδος επίλυσης. Η μέθοδος επίλυσης που επιλέχθηκε ήταν αυτή της απευθείας ολοκλήρωσης στον χρόνο (ενώ υπάρχει και η μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφών) στην οποία η απόκριση του φορέα υπολογίζεται σε κάθε χρονικό βήμα με ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης. Η ολοκλήρωση γίνεται με την μέθοδο Newmark ή μέθοδος μέσης επιτάχυνσης ή μέθοδος τραπεζίου με συντελεστές $\gamma=0.5$ και $\beta=0.25$ ενώ και τιμή $\alpha = 0$ στην οποία έχει αποδειχθεί ότι η μέθοδος δίνει τα ακριβέστερα αποτελέσματα. Για το χρονικό βήμα Δt της ολοκλήρωσης αυτής πρέπει να γίνει αντίστοιχη έρευνα λόγω της εξάρτησης από τις ιδιοπεριόδους - ιδιοσυχνότητες που βρέθηκαν (π.χ. η μεγαλύτερη ιδιοσυχνότητα για προβλήματα σεισμικής απόκρισης κατασκευών μπορεί να οριστεί μεταξύ 10 – 15 Hz, (Clough & Penzien,1993-[9]) ενώ πρέπει να είναι και υποπολλαπλάσιο του χρονικού βήματος του επιταχυνσιογραφήματος. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε αρχικά το 0.005sec που είναι κοινό στα επιταχυνσιογραφήματα των 3 σεισμών ενώ χρησιμοποιήθηκαν και μικρότερα για να ελεγχθεί η μικρή απόκλιση των αποτελεσμάτων και να θεωρηθούν αξιόπιστα και ακριβή. Η προσομοίωση της απόσβεσης στην συγκεκριμένη ανάλυση όπου σε κάθε βήμα οι τιμές των δυσκαμψιών και της μάζας του φορέα είναι διαφορετικές είναι πολύ δύσκολη αλλά απαραίτητη ώστε να προσεγγίσουμε την πραγματική απόκριση. Χρησιμοποιήθηκε η απόσβεση τύπου Rayleigh (Rayleigh & Lindsay 1945-[10]) όπου το μητρώο απόσβεσης είναι γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας (Chopra , 1995-[11]). Επειδή λοιπόν είναι συχνοτικά εξαρτώμενη η απόσβεση προσδιορίζεται βάση με την μικρότερη και την μεγαλύτερη συχνότητα ενδιαφέροντος με τρόπο τέτοιο ώστε να ισοδυναμεί με 5%.

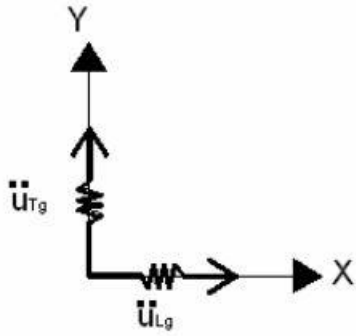


Σχήμα 26: Στοχευμένη απόσβεση τύπου Rayleigh-[11]

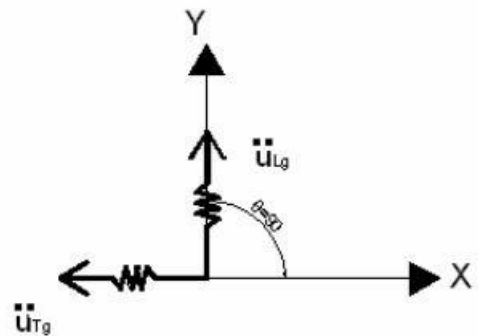
Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί σεισμικών φορτίσεων δημιουργήθηκαν κατά την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσας συνυπολογίζοντας το 30% της παράλληλης σε αυτό συνιστώσας. Στο σημείο αυτό θα θεωρηθεί και η επιλογή της διεύθυνσης εξίσου σημαντική παράμετρος, αφού όπως έχει αποδειχθεί ([Athanatopoulou, 2005-\[13\]](#)) μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την σεισμική απόκριση.



Σχήμα 27: Κάτοψη με καθολικό (global) σύστημα αξόνων



Σχήμα 28: Γωνία διεύθυνσης $\theta=0^\circ$, [13]



Σχήμα 29: Γωνία διεύθυνσης $\theta=90^\circ$, [13]

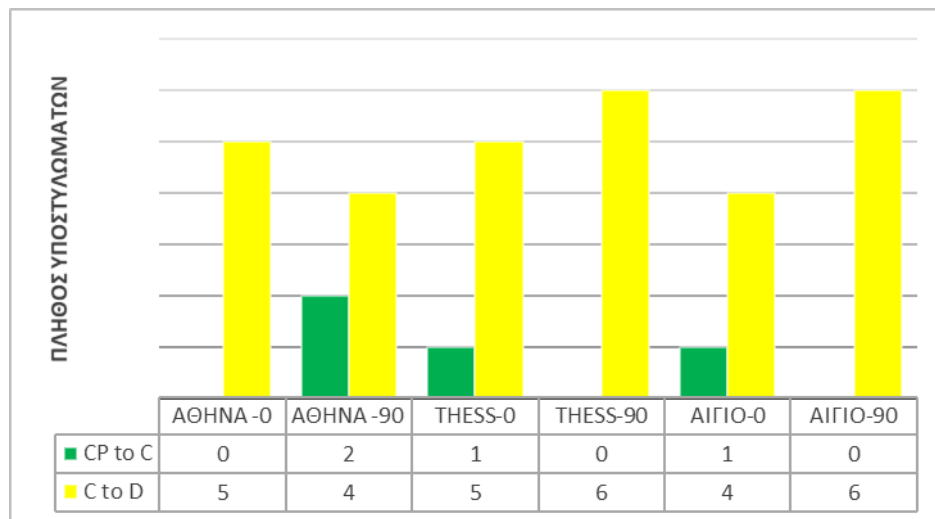
Στην πρώτη περίπτωση (Σχήμα 24) οι οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες σχηματίζουν γωνία $\theta=0^\circ$ με τους άξονες X και Y του καθολικού συστήματος συντεταγμένων του κτηρίου ενώ στην δεύτερη (Σχήμα 25) γωνία $\theta=90^\circ$. Η διαδικασία βασίζεται στο ότι η τιμή οποιαδήποτε μεγέθους απόκρισης είναι συναρτήσει της γωνίας διέγερσης και του χρόνου οπότε η μέγιστη τιμή του μεγέθους αυτού είναι για θ_{cr} και t_{cr} . Όπως αποδεικνύεται όμως (Athanatopoulou, 2005 . Critical orientation of three correlated seismic components), η μέγιστη τιμή συναρτήσει του χρόνου μπορεί να υπολογιστεί μόνο από τα μεγέθη που προκύπτουν από τις γωνίες των 0° και 90° με την μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of Squares) αφού δεν μπορούν να πραγματοποιηθούν ταυτοχρόνως, χωρίς να υπολογιστεί λεπτομερώς η θ_{cr} όπως περιγράφεται:

$$\max R(t) = \sqrt{R_{\theta=0}^2(t) + R_{\theta=90}^2(t)}$$

$R_{\theta=0}(t)$: Η τιμή του μεγέθους σε χρόνο t για σεισμική διέγερση με $\theta=0^\circ$

$R_{\theta=90}(t)$: Η τιμή του μεγέθους σε χρόνο t για σεισμική διέγερση με $\theta=90^\circ$

Εισάγονται τα επιταχυνσιογραφήματα σύμφωνα με όλα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω και προκύπτουν:



Σχήμα 30: Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων

Συνδυαστικά από τις 2 αναλύσεις μπορούμε πλέον να προσδιορίσουμε τις ακριβέστερες τιμές των λ για δυσμενέστερη ανεπάρκεια που βρέθηκε για κάθε κατακόρυφο στοιχείο στις 2 στάθμες του κτηρίου μας.



Σχήμα 31: Λόγοι Ανεπάρκειας για 1^η στάθμη



Σχήμα 32: Λόγοι Ανεπάρκειας για 2^η στάθμη

Επίσης, παρουσιάζεται η προέλευση του κάθε δείκτη λ :

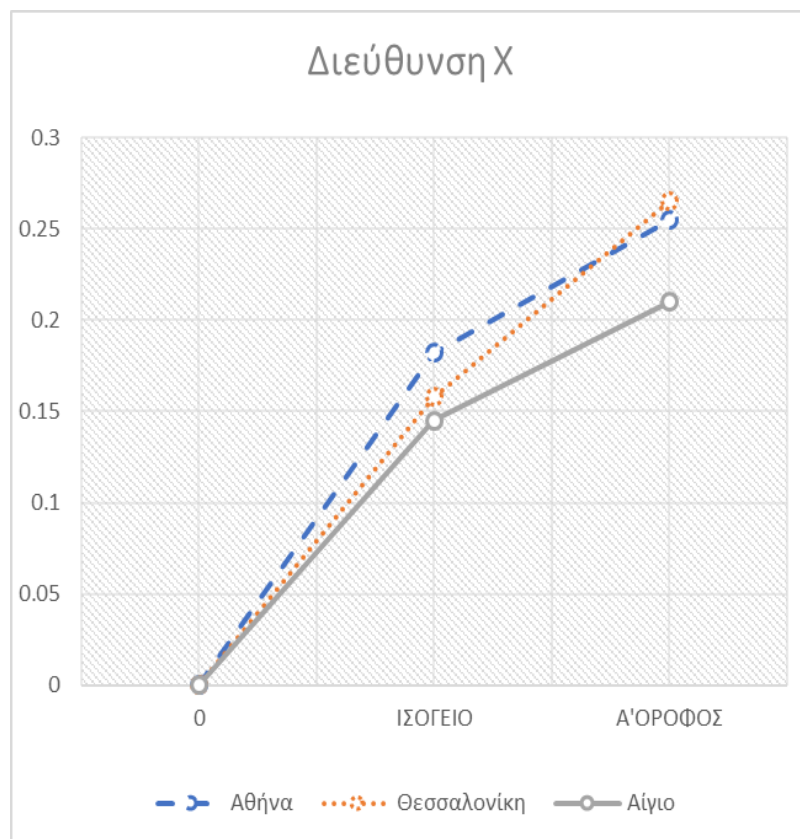
Στάθμη 1 ^η			
K1	ΑΘΗΝΑ - 1999	K6	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y+0.3X)
K2	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y-0.3X)	K7	ΑΙΓΙΟ - 1995
K3	ΑΘΗΝΑ - 1999	K8	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (X+0.3Y)
K4	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (Y-0.3X)	K9	ΑΘΗΝΑ - 1999
K5	ΑΘΗΝΑ - 1999		

Πίνακας 7: Τελικοί Δείκτες Ανεπάρκειας για 1^η στάθμη

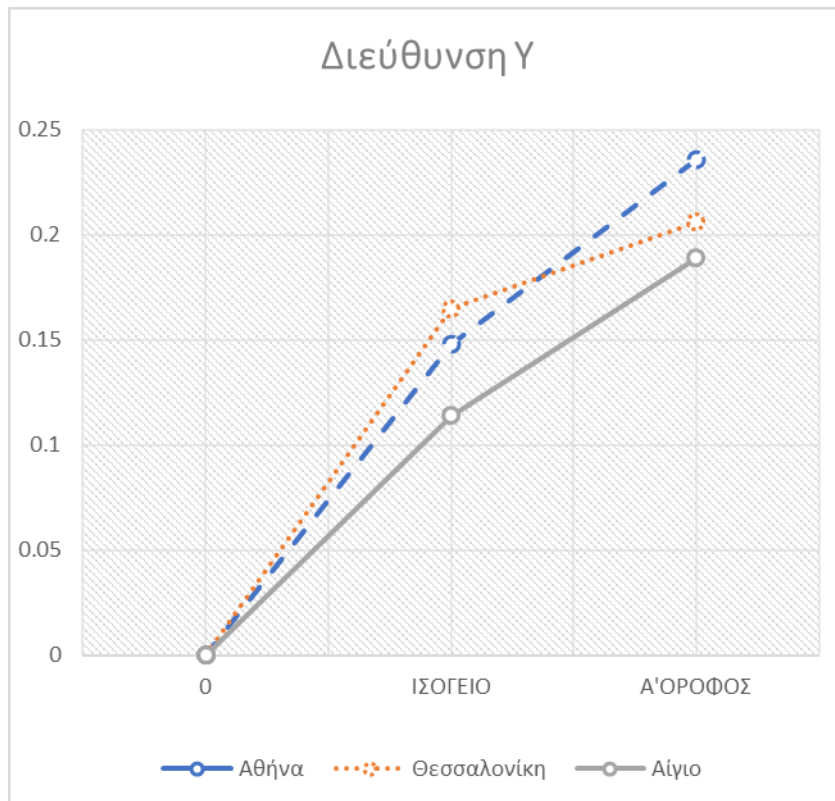
Στάθμη 2 ^η			
K1	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ - 1986	K6	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ - 1986
K2	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ - 1986	K7	ΑΘΗΝΑ - 1999
K3	ΑΘΗΝΑ - 1999	K8	ΑΘΗΝΑ - 1999
K4	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (Y+0.3X)	K9	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (X+0.3Y)
K5	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ (+X+0.3Y)		

Πίνακας 8: Τελικοί Δείκτες Ανεπάρκειας για 2^η στάθμη

Ακόμα, όπως και στις αναλύσεις Pushover, βρέθηκαν οι μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις για να γίνουν συγκρίσεις:



Σχήμα 33: Μέγιστες Απόλυτες Μετακινήσεις στην Διεύθυνση Χ για Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση



Σχήμα 34: Μέγιστες Απόλυτες Μετακινήσεις στην Διεύθυνση Υ για Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ολοκληρώνοντας συνολικά 24 διαφορές αναλύσεις Pushover στον φορέα (για τρεις διαφορετικές κατανομές και οκτώ συνδυασμούς φόρτισης στην κάθε μία) ενώ και συνολικά 6 ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις (με φυσικά επιταχυνσιογραφήματα από τις δύο συνιστώσες του σεισμού στο ρήγμα, για γωνίες 0° και 90° ως προς το καθολικό σύστημα αξόνων) μπορούμε να βγάλουμε τα εξής συμπεράσματα:

- Η 2^η ανάλυση (**Χρονοϊστορία**) επηρέασε σημαντικά τα αποτελέσματα αφού έδωσε στην πλειοψηφία των υποστυλωμάτων τον μεγαλύτερο τους λόγο ανεπάρκειας ενώ το λ_{max} παρέμεινε αυτό του K4 από την τριγωνική Y-0.3X με μικρή διαφορά από αυτόν που έδωσε ο σεισμός της Αθήνας για το ίδιο μέλος. Γενικότερα, οι τιμές που βρέθηκαν από την ανελαστική Δυναμική ανάλυση όταν δεν έδωσαν δυσμενέστερα αποτελέσματα προσέγγισαν με μικρή διαφορά αυτά της 1^{ης} ανάλυσης (**Pushover**) χωρίς απαραίτητα αυτό να σημαίνει ότι θα μπορούσε να αγνοηθεί η 1^η. Για μία ακόμα φορά αποδεικνύεται ότι λειτουργώντας σαν σύνολο τις αναλύσεις μπορούμε να καταλήξουμε σε αρκετά αξιόπιστα αποτελέσματα, με σιγουριά καλύτερα από αυτά που θα είχαμε πραγματοποιώντας την μία μόνο από αυτές.
- Ο καταστροφικός σεισμός της Αθήνας θα μπορούσε να θεωρηθεί δυσμενέστερος από τους 3 για τον φορέα μας αφού έδωσε για όλα τα υποστυλώματα μεγάλους λόγους ανεπάρκειας πιθανότατα λόγω της ισχυρής συχνότητας ενώ αυτός της Θεσσαλονίκης εμφανίζεται κυρίως στην 2^η στάθμη.
- Τα διαγράμματα όπως γίνεται σχεδόν πάντα έδωσαν μεγαλύτερες τιμές και κατά προσέγγιση ακριβέστερες για τις απόλυτες μετακινήσεις στις δύο διευθύνσεις.

7.ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

Η ενίσχυση που επιλέγεται στην παρούσα εργασία σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν στις αναλύσεις της κατασκευής όσον αφορά τον τρόπο και τον βαθμό αστοχίας επιλέγεται η εξωτερική περίσφιγξη με συνεχή επικολλητά υφάσματα από ΙΟΠ - FRPs (Ινοπλισμένα Πολυμερή – Fiber Reinforced Polymers) άνθρακα η οποία αποσκοπεί στην αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας. Η χρήση των ΙΟΠ αποτελεί την πλέον σύγχρονη τεχνική στον τομέα της ενίσχυσης των κατασκευών. Ουσιαστικά, είναι η εξέλιξη της τεχνικής των χαλύβδινων επικολλητών ελασμάτων αντιμετωπίζοντας επιτυχώς τις αδυναμίες αυτής της τεχνικής (Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος, Στέφανος Η. Δρίτσος –[2]). Έχουν πολύ μικρό βάρος και εξαιρετικά υψηλή αντοχή, διατίθενται σε μεγάλα μήκη και δεν είναι ευαίσθητα σε διάβρωση (Δέμης κ.α., 1999 – [14]). Η εφελκυστική αντοχή των ΙΟΠ μπορεί να είναι 3-4 φορές μεγαλύτερη από αυτή του κοινού χάλυβα S500 ενώ η εφαρμογή της τεχνικής είναι απλούστατη και ο χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση της εργασίας είναι ελάχιστος.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι στην πραγματικότητα σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες με “θερμοσκληρυνόμενη” ρητίνη, της οποίας τα χαρακτηριστικά δεν είναι ευαίσθητα κάτω των 80° C. Οι συνήθεις τύποι ινών είναι από γυαλί ή αραμίδιο ή από άνθρακα.

Βασικά τους μειονεκτήματα είναι το υψηλό κόστος του υλικού που όμως σταδιακά μειώνεται λόγω της αύξησης της ζήτησης και κατά συνέπεια της παραγωγής, η μείωση της αντοχής τους σε μακροχρόνια φόρτιση σε μεγάλο ποσοστό ενώ και η παντελής έλλειψη πλαστικής συμπεριφοράς. Αυτό συμβαίνει επειδή τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά μέχρι και την αστοχία τους με αποτέλεσμα την αδυναμία απορρόφησης ενέργειας. Τέλος η χαμηλή αντίσταση τους σε υψηλές θερμοκρασίες αφού ως γνωστόν η ρητίνη καίγεται σε θερμοκρασίες υψηλότερες από 250° C.

Η επιλογή του άνθρακα έγινε επειδή θεωρείται από πολλούς ως το πιο ανθεκτικό βάσει το σύνολο των χαρακτηριστικών τους όπως παρουσιάζεται και από την ποιοτική αξιολόγηση των ινοπλισμένων πολυμερών με άριστα το 10 από Τριανταφύλλου, 1998 – [15].

Χαρακτηριστικό	ΙΟΠ-Άνθρακας	ΙΟΠ-Αραμίδιου	ΙΟΠ-Γυαλιού
Εφελκυστική Αντοχή	9	9	9
Μέτρο Ελαστικότητας	9	6	3
Παραμόρφωση αστοχίας	6	9	9
Συμπεριφορά σε μακροχρόνιες δράσεις	9	6	3
Συμπεριφορά σε κόπωση	6	4	2
Ανθεκτικότητα σε διάρκεια	6	4	2
Πυκνότητα	4	6	2
Κόστος	6	6	9

Πίνακας 9: Ποιοτική αξιολόγηση ινοπλισμένων πολυμερών

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου πλήθους στρώσεων και του πάχους τους γίνεται ανάλογα με τους δείκτες ανεπάρκειας για κάθε κατακόρυφο στοιχείο. Η τιμή του παρανομαστή $Rd = 0.5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Ra}$ στους λόγους λ θα πρέπει να απαιτηθεί ως γωνία στροφή χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας $B (\theta_d^B)$ από κάθε μέλος ξεχωριστά να ισούται με την τιμή $Sd = \theta_u^{Pl} + \theta_y$ ώστε ο λόγος ανεπάρκειας να ισούται με $\lambda=1$. Η διαδικασία που ακολουθείται για κάθε μέλος με γνωστά την τιμή ν (ανοιγμένη αξονική δύναμη) και τις μέσες αντοχές των υλικών, αφού η απαίτηση γίνεται με παραμορφωσιακό μέγεθος, είναι η εξής:

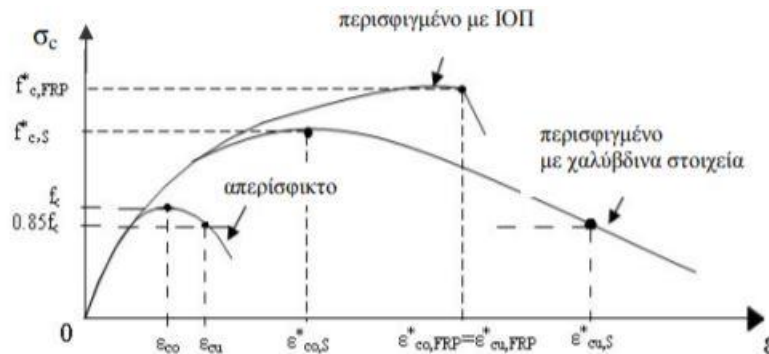
- Υπολογισμός τιμής απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας σε όρους στροφής χορδής (μ_θ):

$$\mu_\theta = (3 * \theta_d^B) / \theta_y - 1$$

- Υπολογισμός τιμής απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων (μ_ϕ) §8.2.3.(δ). ΚΑΝ.ΕΠΕ :

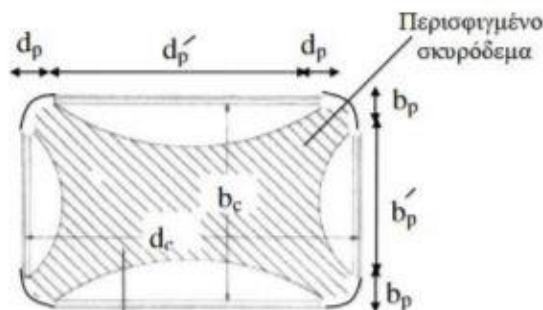
$$(\mu_\phi - 1) / (\mu_\theta - 1) = 3$$

- Από ΚΑΝ.ΕΠΕ.(2017) εξισώσεις Σ.8.11β, 8.18 , 8.19^α υπολογίζεται η $\epsilon_{cu,c}$, βράχυνση αστοχίας της ακραία ίνας σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα. Στην περίπτωση κατά την οποία η περίσφιγξη επιτυγχάνεται μέσω ινοπλισμένου πολυμερούς όπως τώρα ,ο μηχανισμός αστοχεί όταν αστοχεί το περισφιγμένο σύνθετο υλικό, όμως επειδή κατά την διατύπωση του καταστατικού νόμου διακρίνεται φθιτός κλάδος πολύ μεγάλης κλίσεως ,ο οποίος δεν μπορεί να ληφθεί υπ' όψη, ως παραμόρφωση αστοχίας θεωρείται η ϵ_{cc} , δηλαδή η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος f_{cc} , ΚΑΝ.ΕΠΕ εξ.(6.21) .



Σχήμα 35: Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος -[2]

- Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης $\alpha = \alpha_n * \alpha_s$, προσδιορίζεται συνεκτιμώντας την ευεργετική επίδραση της εξομάλυνσης (στρογγύλευσης) των ακμών του στοιχείου η οποία επιτρέπει μεγαλύτερες ενεργές τάσεις στο υλικό περίσφιγξης (Τα σύνθετα υλικά στις κατασκευές, Σ.Η.Δρίτσος,2006 – [16]). Το $\alpha_s = 1$ επειδή πρόκειται για περίσφιγξη με συνεχή φύλλα.



Σχήμα 36: Διατομή με ενίσχυση με επικολλητά υφάσματα ΙΟΠ-[2]

$$\alpha_n = 1 - (1/3 A_c) * [b_c^2 (1 - \beta)^2 + d_c^2 (1 - \gamma)^2]$$

$$A_c = b_c * d_c$$

$$\beta = 2b_p / b_c$$

$$\gamma = 2d_p / d_c,$$

για τα d_p, b_p επιλέγεται η τιμή 50mm

- Με γνωστά τα παραπάνω και με επιλογή ινών άνθρακα με μέτρο ελαστικότητας $E_j = 231 \text{ GPa}$ και εφελκυστική αντοχή $f_{ju} = 3800 \text{ MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τους συντελεστές ασφαλείας για τα προστιθέμενα υλικά για συνήθη διατομή και προσπελασιμότητα, μπορεί να βρεθεί το πλήθος των στρώσεων k και το πάχος τους t_j , με προσοχή στην τιμή της ενεργής τάσης περίσφιγξης στην οποία για πλήθος στρώσεων μεγαλύτερο του 3 χρησιμοποιείται ένας μειωτικός συντελεστής $\psi = k^{-1/4} \geq 3/k$.

Αυτό που προτείνεται από **KAN.EΠΕ.** είναι αφού βρεθεί το $\lambda_{\max} = \max \lambda_i$ (δείκτης ανεπάρκειας από πρωτεύων δομικό μέλος του δομήματος όπως είναι τα υποστυλώματα) και υπολογιστεί η τιμή του μ_θ , αυτό θα είναι το $\mu_{\theta, \max}$ και για τα υπόλοιπα μέλη θα ισχύει:

$$\mu_{\theta, i} = (\lambda_i / \lambda_{\max}) * \mu_{\theta, \max}$$

Από το K4 του 1^{ου} ορόφου, λοιπόν, και για φόρτιση Τριγωνική (Y-0.3X) έχουμε $\lambda_{\max} = 2.98$ και θα υπολογιστούν όλα τα $\mu_{\theta, i}$ των υποστυλωμάτων. Παρουσιάζεται η απόκλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας των υπολοίπων στοιχείων από την $\mu_{\theta, \max} = 14.85$:



Σχήμα 37: Απαιτούμενη $\mu_{\theta, i}$ σε σχέση με την $\mu_{\theta, \max}$

Υπολογίζονται οι στρώσεις και το πάχος της κάθε μίας για κάθε υποστύλωμα 1^{ης} και 2^{ης} στάθμης και παρουσιάζονται αναλυτικά:

<u>ΣΤΑΘΜΗ 1^η</u>					
Υποστύλωμα	Πλήθος Στρώσεων	Πάχος Στρώσης(mm)	Υποστύλωμα	Πλήθος Στρώσεων	Πάχος Στρώσης(mm)
K1	3	0.158	K6	4	0.159
K2	3	0.172	K7	3	0.138
K3	3	0.147	K8	3	0.136
K4	4	0.175	K9	3	0.164
K5	3	0.195			

Πίνακας 7: Πλήθος στρώσεων και πάχος κάθε στρώσης για τα υποστυλώματα 1^{ης} στάθμης

<u>ΣΤΑΘΜΗ 2^η</u>					
Υποστύλωμα	Πλήθος Στρώσεων	Πάχος Στρώσης(mm)	Υποστύλωμα	Πλήθος Στρώσεων	Πάχος Στρώσης(mm)
K1	3	0.165	K6	3	0.179
K2	3	0.178	K7	3	0.127
K3	3	0.119	K8	3	0.148
K4	3	0.181	K9	3	0.101
K5	3	0.163			

Πίνακας 10: Πλήθος στρώσεων και πάχος κάθε στρώσης για τα υποστυλώματα 1^{ης} στάθμης

Αποδεικνύεται πως η μεθοδολογία αποτίμησης που ακολουθήθηκε για ακριβέστερα αποτελέσματα στους λόγους ανεπάρκειας έδωσε επίσης αναλυτικές τιμές για την απαίτηση της ενίσχυσης.

8. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Κάθε ενίσχυση αφού υπολογιστούν οι απαιτήσεις ώστε να θεωρηθεί η κατασκευή ασφαλής ακολουθείται με την κοστολόγηση της επέμβασης. Συγκεκριμένα, στην επιλογή των σύνθετων υλικών που το κόστος είναι ευαίσθητο κομμάτι υπάρχουν διάφορες τιμές στην αγορά και εξαρτάται από την κρίση του ιδιοκτήτη τι επιλογές θα κάνει.

Με σκοπό την έρευνα της εργασίας, ψάχνοντας τόσο στο διαδίκτυο όσο και ρωτώντας τιμές της αγοράς από εταιρείες και μηχανικούς ακολουθεί κοστολόγηση συνυπολογίζοντας τα έξοδα για ανθρακονήματα με πάχος 0.165mm η κάθε στρώση, τα εργατικά και τα υπόλοιπα υλικά (π.χ. ρητίνη).

Τελικό πάχος μετά την επιλογή του 0.165mm για κάθε υποστύλωμα τα οποία θα δώσουν και συντηρητικότερα μεγέθη από αυτά που υπολογίστηκαν:

1^η Στάθμη

K1: 0.495mm
K2: 0.660mm
K3: 0.495mm
K4: 0.825mm
K5: 0.660mm

K6: 0.660mm
K7: 0.495mm
K8: 0.495mm
K9: 0.330mm

2^η Στάθμη

K1: 0.495mm
K2: 0.66mm
K3: 0.495mm
K4: 0.66mm
K5: 0.495mm

K6: 0.66mm
K7: 0.495mm
K8: 0.495mm
K9: 0.495mm

Τελικά για τα 18 υποστυλώματα:

Σύνθετα υλικά: 5310€
Υπόλοιπα υλικά: 2520€
Εργατικά: 4950€

Συνολικό Κόστος Επέμβασης: 12780€

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. , 2^η Αναθεώρηση 2017 , (ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017).
- [2] Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος, Στέφανος Η. Δρίτσος.
- [3] Eurocode 8 – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings ,2005 - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.
- [4] Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, Μιχαήλ Ν. Φαρδής (2015), Πάτρα.
- [5] Μανώλης Γ.Σφακιανάκης (ΒΙΑΧ), Πρόγραμμα ΒΙΑΧ, Οδηγίες Χρήσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [6] Αναλύσεις τύπου Pushover με τα προγράμματα CSi SAP2000, ETABS & ΒΙΑΧ, Μανώλης Γ.Σφακιανάκης (2013), Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [7] Κίρτας Εμμανουήλ, Παναγόπουλος Γεώργιος ,Κεφάλαια 11 – 13, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής Τ.Ε., ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας, (2015).
- [8] Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ) , Ερευνητικό και Τεχνολογικό Ινστιτούτο, (www.itsak.gr) .
- [9] Clough, R., & Penzien, J. ,Dynamics of structures (Second ed.). New York: McGraw-Hill Inc., (1993).
- [10] Rayleigh, J. W., & Lindsay, R. B., The theory of sound. New York: Dover Publications, (1945).
- [11] Chopra, A. K., Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. NJ: Prentice Hall Inc, (1995).
- [12] ATC – 40, Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, funded by Seismic Safety Commission, California, November 1996.
- [13] Athanatopoulou A.M., Critical orientation of three correlated seismic components, 2005, Journal of the Engineering Structures, Vol 27 (2), pp 301-312.
- [14] Demis, S., Sheard, P., Byars, E., Pilakoutas, K. (1999). EYROCRETE durability FRP testing programme.
- [15] Triantafyllou, T. C. (1998) “Strengthening of Structures with Advanced FRPs”, Progress in Structural Engineering and Materials, 1(2), 126-134.
- [16] Τα σύνθετα υλικά στις κατασκευές, Σ.Η. Δρίτσος, 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 2006.
- [17] Eurocode 2 : Part 1-1 General rules and rules for Buildings, 2004
- [18] Γιάννης Ψυχάρης, Καθηγητής ΕΜΠ, Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, “Αντισεισμική Τεχνολογία 2’’, Αθήνα, (2015).