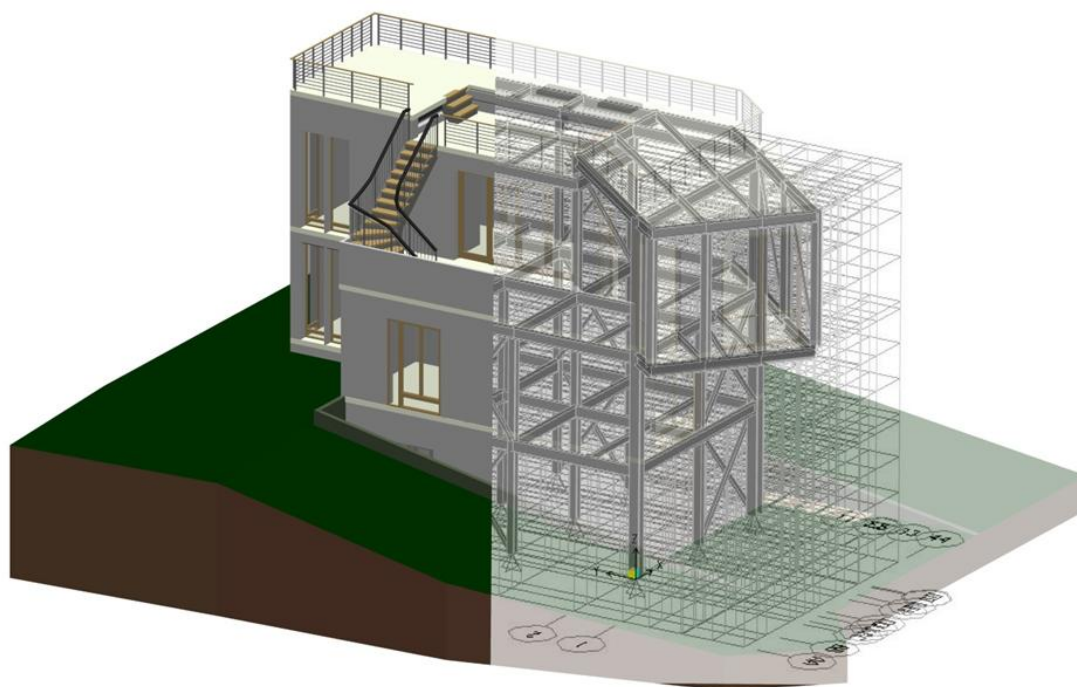




Διπλωματική Εργασία
ΚΟΥΝΗ ΑΘ. ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΓΧΡΟΝΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΙ ΑΠΟ
ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**



Επιβλέπων Καθηγητής:
Ι. Βάγιας

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2012
ΕΜΚ ΔΕ 2012 34



Διπλωματική Εργασία
ΚΟΥΝΗ ΑΘ. ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ

ΕΜΚ ΔΕ 2012 34

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΓΧΡΟΝΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΙ ΑΠΟ
ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Επιβλέπων Καθηγητής:

Ι. Βάγιας

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2012

Diploma Thesis by
KOUNIS ATH. PANAGIOTIS

ΕΜΚ ΔΕ 2012 34

**DESIGN OF CONTEMPORARY TWO STORY RESIDENCE
COMPARISON BETWEEN STEEL AND REINFORCED
CONCRETE CONSTRUCTION**

Supervised by Professor:

I. Vagias

ATHENS, NOVEMBER 2012

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέπων καθηγητή κ. Ι. Βάγια για την επιστημονική καθοδήγηση, την υποστήριξη και τη συνεχή βοήθεια που μου προσέφερε κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Επίσης οφείλω να ευχαριστήσω όλα τα μέλη του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών που ήταν πάντα πρόθυμα να λύσουν κάθε απορία.

Περιεχόμενα

Εισαγωγή	5
Αντικείμενο της εργασίας.....	6
Κεφάλαιο 1 – Υπό μελέτη κτίριο	7
Κεφάλαιο 2 – Αρχιτεκτονική Μελέτη	9
2.1 Μόρφωση φέροντα οργανισμού από Χάλυβα	14
2.2 Μόρφωση φέροντα οργανισμού από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα.....	19
Κεφάλαιο 3 – Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση	24
3.1 Δράσεις σε συνήθη κτίρια σύμφωνα με τον EC-1.....	25
3.1.1 Κατακόρυφες δράσεις σχεδιασμού	25
3.1.2 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού	26
3.2 Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα από Χάλυβα	32
3.3 Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα από Ω.Σ.	49
Κεφάλαιο 4 – Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση (Pushover)	64
4.1 Γενικές απαιτήσεις	65
4.2 Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση φορέα από Χάλυβα.....	67
4.3 Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση φορέα από Ω.Σ.	72
4.4. Σύγκριση φορέων - Παρατηρήσεις	82
Κεφάλαιο 5 – Αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.....	84
5.1 Χρήση επιταχυνσιογραφημάτων στην ανάλυση κατασκευών	84
5.2 Ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.....	86
5.2.1. Αθήνα 1999 (“Μοναστηράκι”)	87
5.2.2. Αίγιο 1995 (Συνιστώσα T).....	89
5.2.3. Λευκάδα 2003	91
5.2.4. Kobe 1995 (“Takatori”).....	95
5.3. Σύγκριση φορέων – Παρατηρήσεις.....	97
6. Συμπεράσματα	98

Εισαγωγή

Οι σύγχρονες απαιτήσεις του σχεδιασμού κτιρίων επιβάλλουν την αρμονική συνεργασία του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού και της στατικής αντοχής και αντισεισμικής ασφάλειας. Η αρχιτεκτονική μελέτη δίνει "σχήμα" στην κατασκευή και έπειτα η στατική μελέτη εξασφαλίζει την στατική επάρκεια και ασφάλεια του κτιρίου.

Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός στη σύγχρονη εποχή δημιουργεί πρόσθετες απαιτήσεις στην στατικότητα και ασφάλεια του κτιρίου, καθώς η μόρφωση του φορέα ξεφεύγει πια από τα απλά γεωμετρικά και συμμετρικά σχήματα, τόσο σε κάτοψη όσο και σε όψη. Η διαμόρφωση του στατικού καννάβου πρέπει να γίνεται με τρόπο ώστε να μην παρεμποδίζεται η χρήση και ο σκοπός των χώρων του κτιρίου, αλλά παράλληλα να είναι ικανός να μεταφέρει επιτυχώς τα κατακόρυφα φορτία στη θεμελίωση και να αντιστέκεται στα οριζόντια (άνεμος, σεισμός).

Οι δύο βασικές τεχνοτροπίες κατασκευής κτιρίων στην Ελλάδα και στον υπόλοιπο κόσμο είναι η κατασκευή από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και ο Δομικός Χάλυβας. Η οικοδομική ανάπτυξη της Ελλάδας στηρίχτηκε κυρίως στο ΩΣ, ωστόσο, η κατασκευή βιομηχανικών χώρων ή πολυόροφων κτιρίων γίνεται κυρίως με χρήση Δομικού Χάλυβα, καθώς προσφέρει τη δυνατότητα δημιουργίας μεγαλύτερων ανοιγμάτων και ψηλότερων κτιρίων με σημαντικά μειωμένο ίδιο βάρος, οπότε και φορτίων που μεταφέρονται στη θεμελίωση. Πλέον έχουμε και τη κατασκευή μικρότερων κτιρίων από χάλυβα, όπως κατοικίες έως δύο ορόφους, λόγω του μικρότερου κόστους και χρόνου κατασκευής έναντι του ΩΣ.

Η Ελλάδα αποτελεί έντονα σεισμογενή χώρα, οπότε βασικό κριτήριο στο σχεδιασμό κτιρίων αποτελεί η αντισεισμική αντοχή και ικανότητα. Οι κατασκευές πρέπει, εκτός από το να εξασφαλίζουν τη μη κατάρρευση στο σεισμό, να παρουσιάζουν ανεκτό βαθμό ζημιών και παραμορφώσεων σε σεισμούς που είναι πιθανό να συμβούν.

Αντικείμενο της εργασίας

Σκοπός της εργασίας είναι η αποτίμηση και η σύγκριση των δύο βασικών υλικών και τεχνικών κατασκευής κτιρίων στην Ελλάδα και στον υπόλοιπο κόσμο, τα οποία είναι το Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και ο Δομικός Χάλυβας. Η επιλογή του κτιρίου προς μελέτη έγινε με κριτήριο τον σύγχρονο σχεδιασμό και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Τα βήματα που έγιναν είναι τα εξής:

- Αρχιτεκτονική διαμόρφωση σύγχρονης διώροφης κατοικίας
- Μόρφωση του Φέροντος Οργανισμού από:

(α) Δομικό Χάλυβα

(β) Ωπλισμένο Σκυρόδεμα

- Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίου σύμφωνα με τους EC-1, EC-2, EC-3
- Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των δύο κατασκευών σύμφωνα με τον EC-8

Δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στην σεισμική απόκριση και συμπεριφορά των δύο κατασκευών με πραγματοποίηση ελαστικών στατικών αναλύσεων, με ανελαστικές στατικές αναλύσεις ("Pushover") και με ανελαστικές δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις.

Κεφάλαιο 1 – Υπό μελέτη κτίριο

Η κατασκευή που μελετάται είναι μία διώροφη κατοικία με έντονες ασυμμετρίες και με χαρακτηριστικό τον πρόβολο στον δεύτερο όροφο, ο οποίος έχει χρήση καθιστικού χώρου. Η κατοικία έχει κατασκευαστεί στο Seattle, WA των ΗΠΑ.



Σχήμα 3.1. Εμπρόσθια όψη



Σχήμα 3.2. Πλευρική όψη



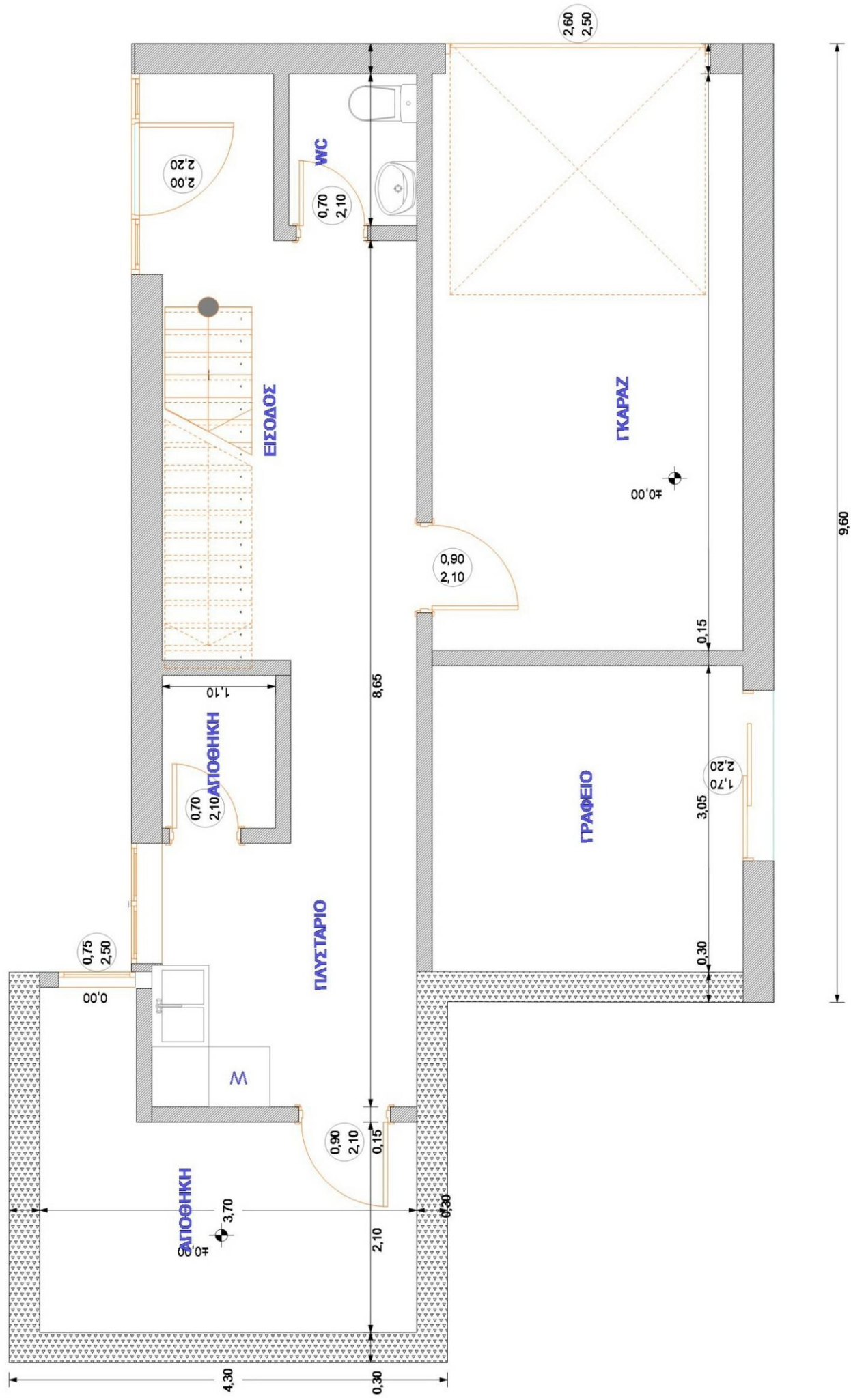
Σχήμα 3.3. Εσωτερική όψη προβόλου

Κεφάλαιο 2 – Αρχιτεκτονική Μελέτη

Η αρχιτεκτονική μελέτη έγινε τρισδιάστατα με χρήση αρχιτεκτονικού λογισμικού Archicad 3D.

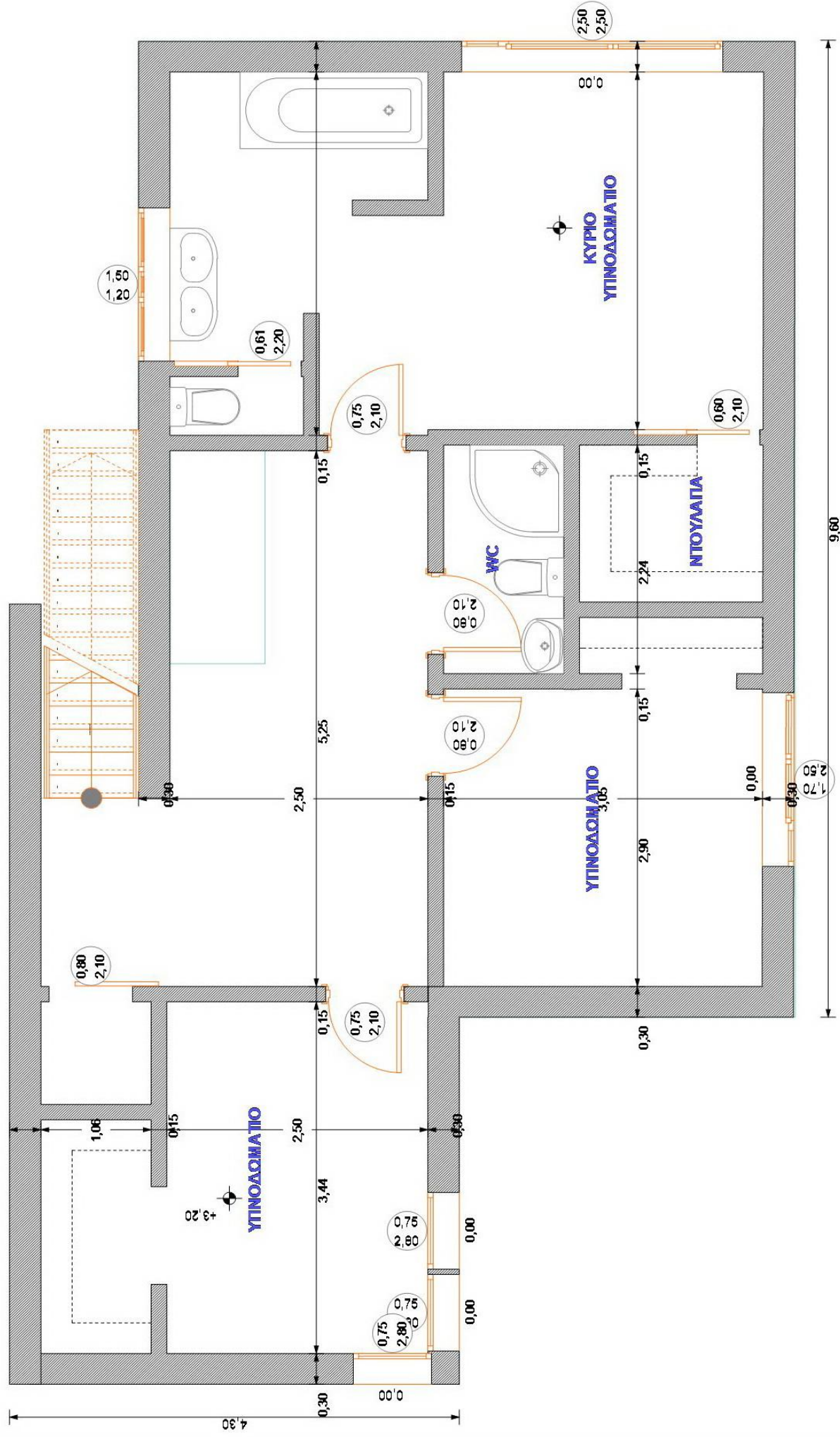


Σχήμα 4.1. Γενική όψη



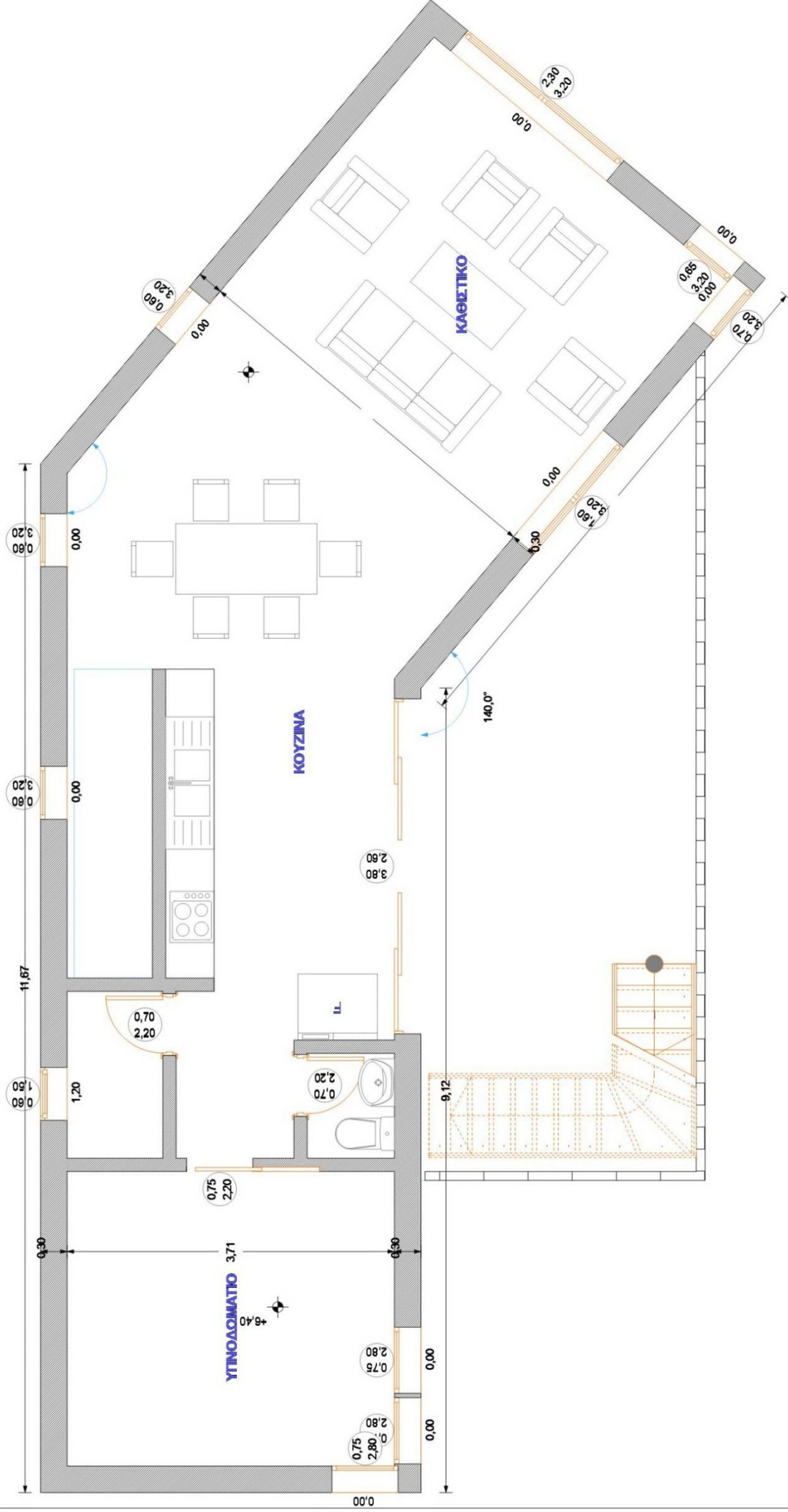
Σχήμα 4.2

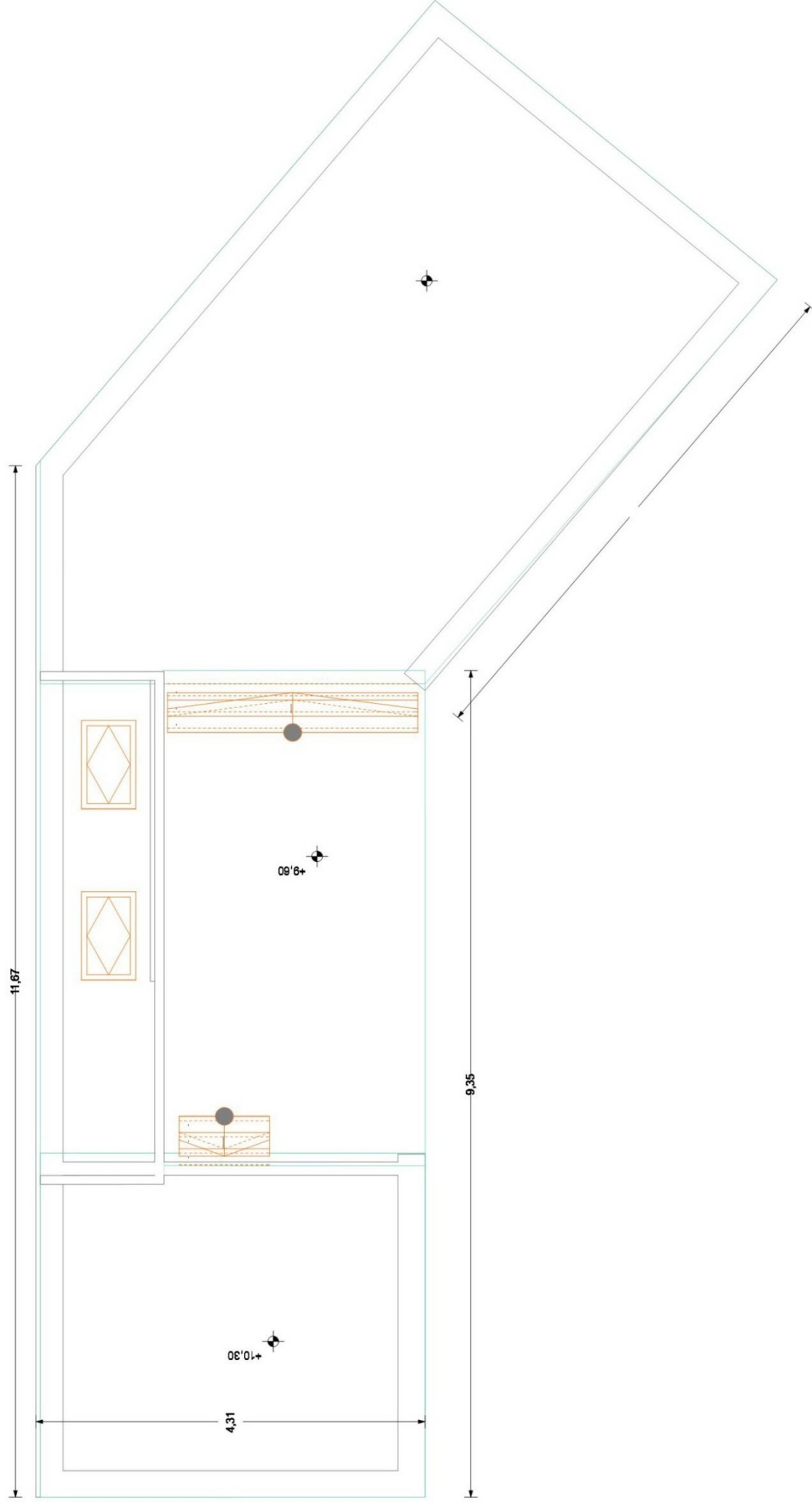
ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ
κλίμακα 1:50



ΚΑΤΟΨΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ
κλίμακα 1:50

Σχήμα 4.3





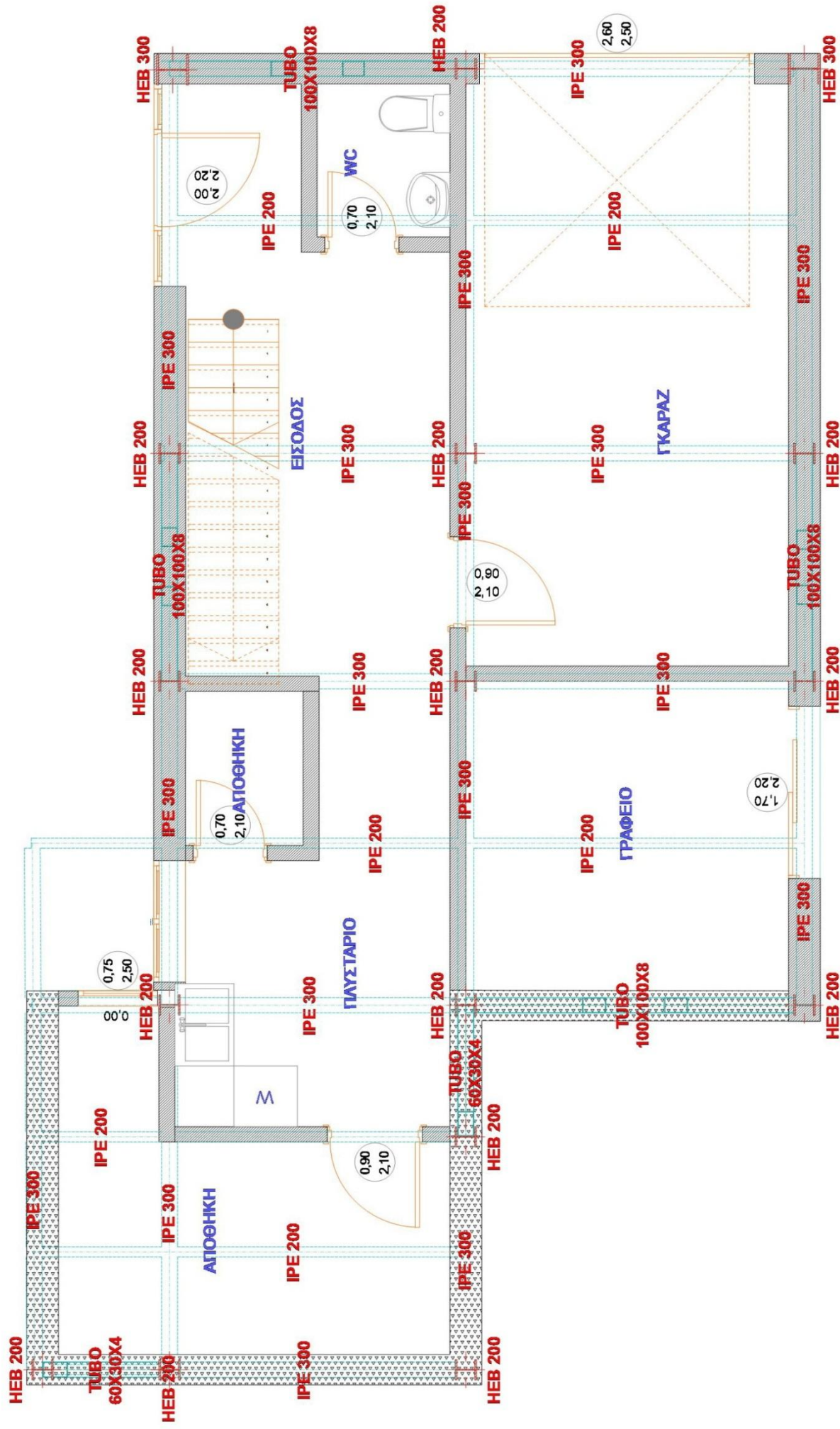
ΚΑΤΟΨΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ
κλίμακα 1:50

2.1 Μόρφωση φέροντα οργανισμού από Χάλυβα

Η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων γίνεται από τις σύμμικτες πλάκες, μεταβιβάζονται στις διαδοκίδες, από αυτές στις κύριες δοκούς, για να καταλήξουν τελικά στα υποστυλώματα. Οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από χιαστί συνδέσμους. Η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων, των διαδοκίδων, των κύριων δοκών και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (χιαστί), έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να χρειαστούν μόνο μικρές αλλαγές στο αρχικό αρχιτεκτονικό σχέδιο.

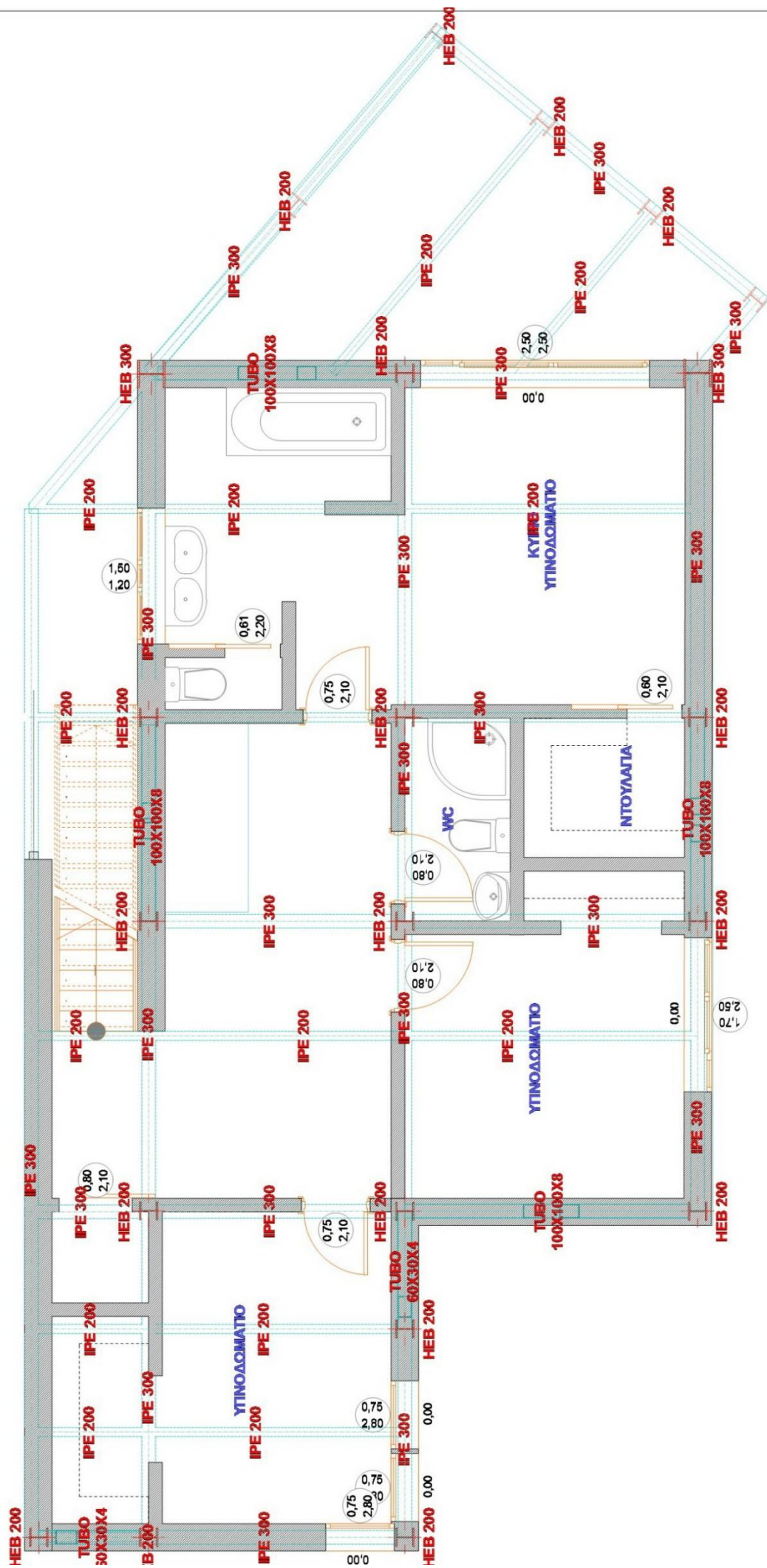
Τα δομικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

- Σύμμικτες πλάκες με σκυρόδεμα πάχους 10cm
- Υποστυλώματα: HEB200, HEB300
- Κύριες δοκοί: IPE300, HEB300
- Διαδοκίδες: IPE200
- Κατακόρυφοι χιαστί συνδέσμοι: RHS140X70X8, RHS60X30X4
- Οριζόντιοι χιαστί συνδέσμοι: RHS60X30X4
- Ελκυστήρες: RHS80X80X5



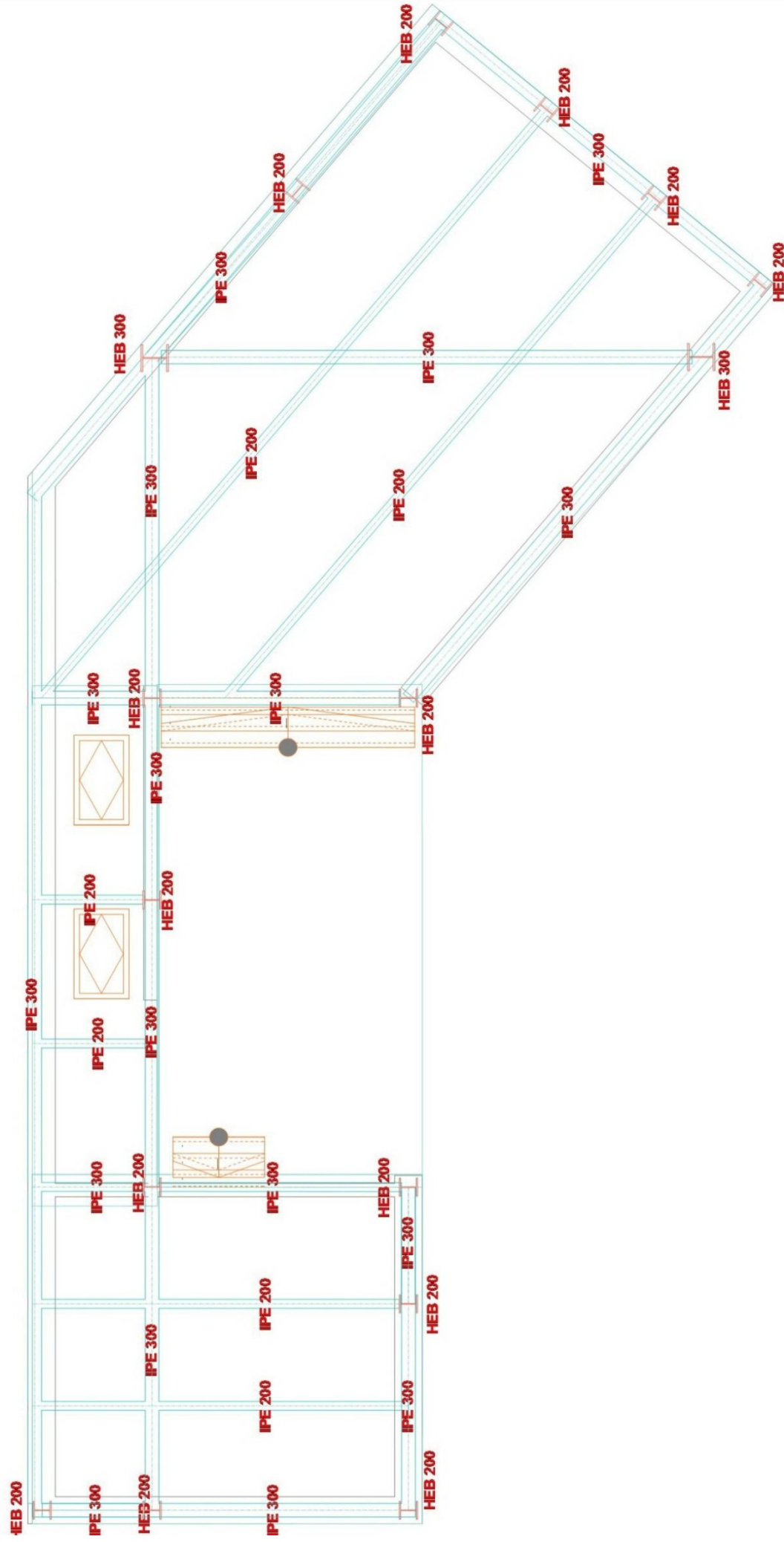
Σχήμα 4.6

Υποστυλώματα - Δοκοί Ισογείου
Κλίμακα 1:50



Σχήμα 4.7

Υποστυλώματα - Δοκοί Α' Ορόφου
Κλίμακα 1:50



2.2 Μόρφωση φέροντα οργανισμού από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα

Το στατικό σύστημα που χρησιμοποιήθηκε για την παρλαβή των φορτίων, κατακόρυφων και οριζόντιων, είναι μικτό, οπότε έχουμε πλαίσια και τοιχώματα. Η τοποθέτηση του στατικού συστήματος (υποστυλμάτων, δοκών, τοιχωμάτων) έγινε με τις ελάχιστες τροποποιήσεις στο αρχικό αρχιτεκτονικό σχέδιο.

Οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων είναι:

- Πλάκες πάχους 15cm και 25cm
- Υποστυλώματα: 30X30cm
- Δοκοί: 25X50cm, 30X70cm
- Τοιχώματα πάχους 25cm και μεταβλητού πλάτους

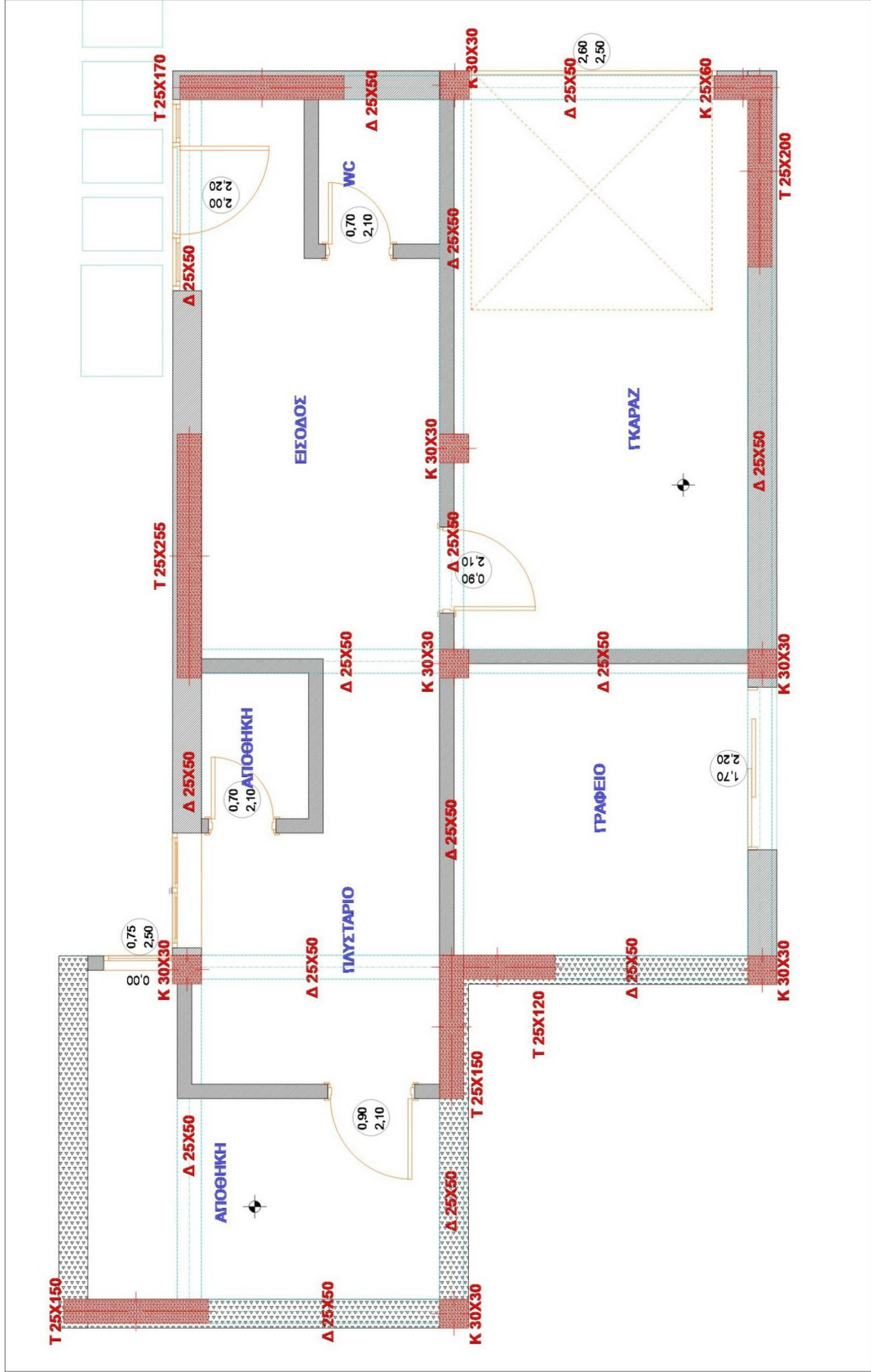
Το στατικό ύψος των δοκών και των πλακών επιλέχθηκε με βάση το κριτήριο απαλλαγής από τον έλεγχο βελών κάμψης

$l/d \leq 26$ για ακραία ανοίγματα.....(EC2 §7.4.2)

$l/d \leq 30$ για μεσαία ανοίγματα.....(EC2 §7.4.2)

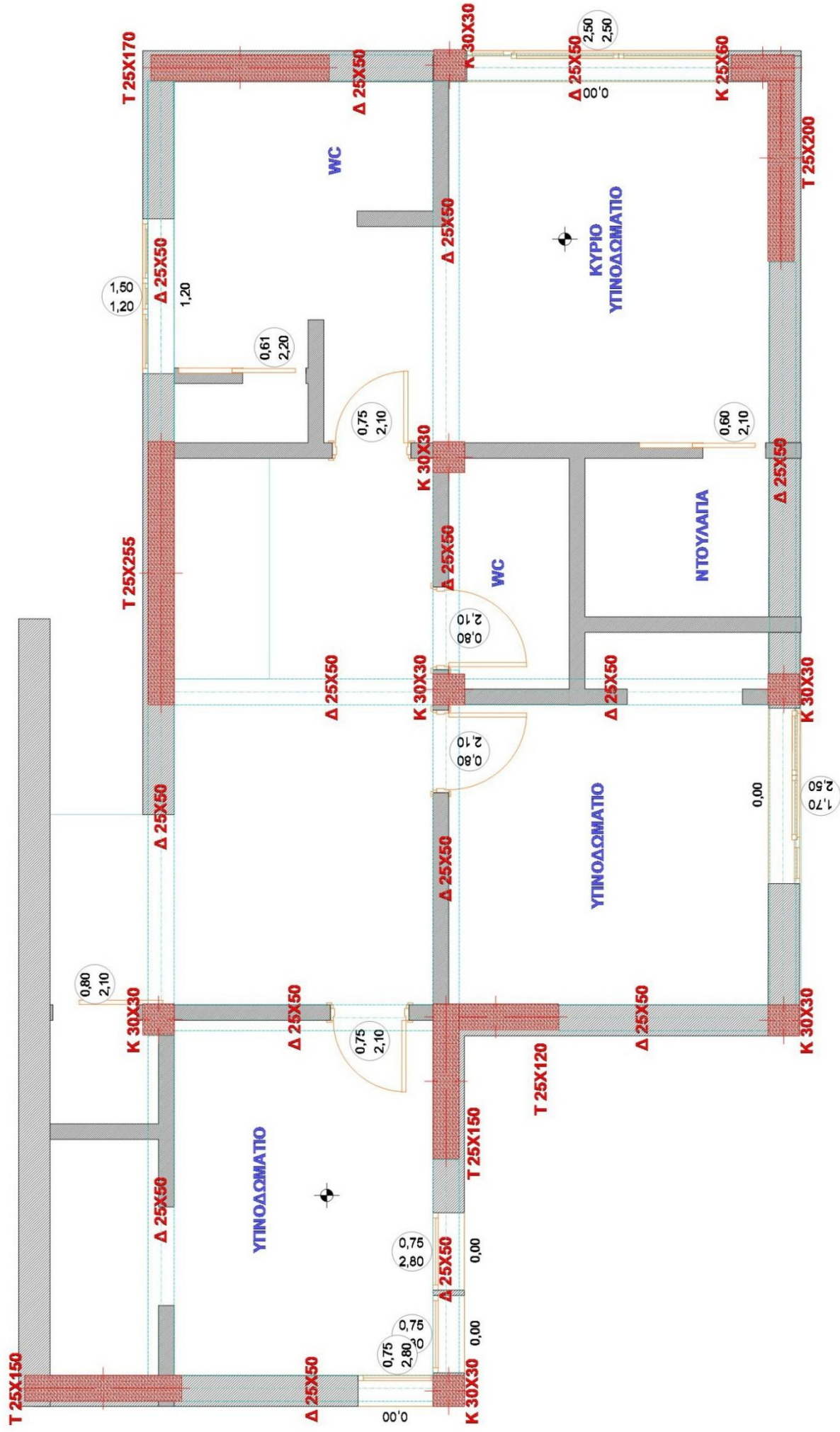
Η επιλογή των διαστάσεων των τοιχωμάτων έγινε σύμφωνα με την απαίτηση επάρκειας σε κάθε διεύθυνση ώστε το μικτό σύστημα να είναι ισοδύναμο τοιχωματικό, σύμφωνα με την οποία σε κάθε διεύθυνση ο λόγος η_v = τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση, ικανοποιεί τη συνθήκη

$\eta_v > 0.50$(EC8 §5.1.2)



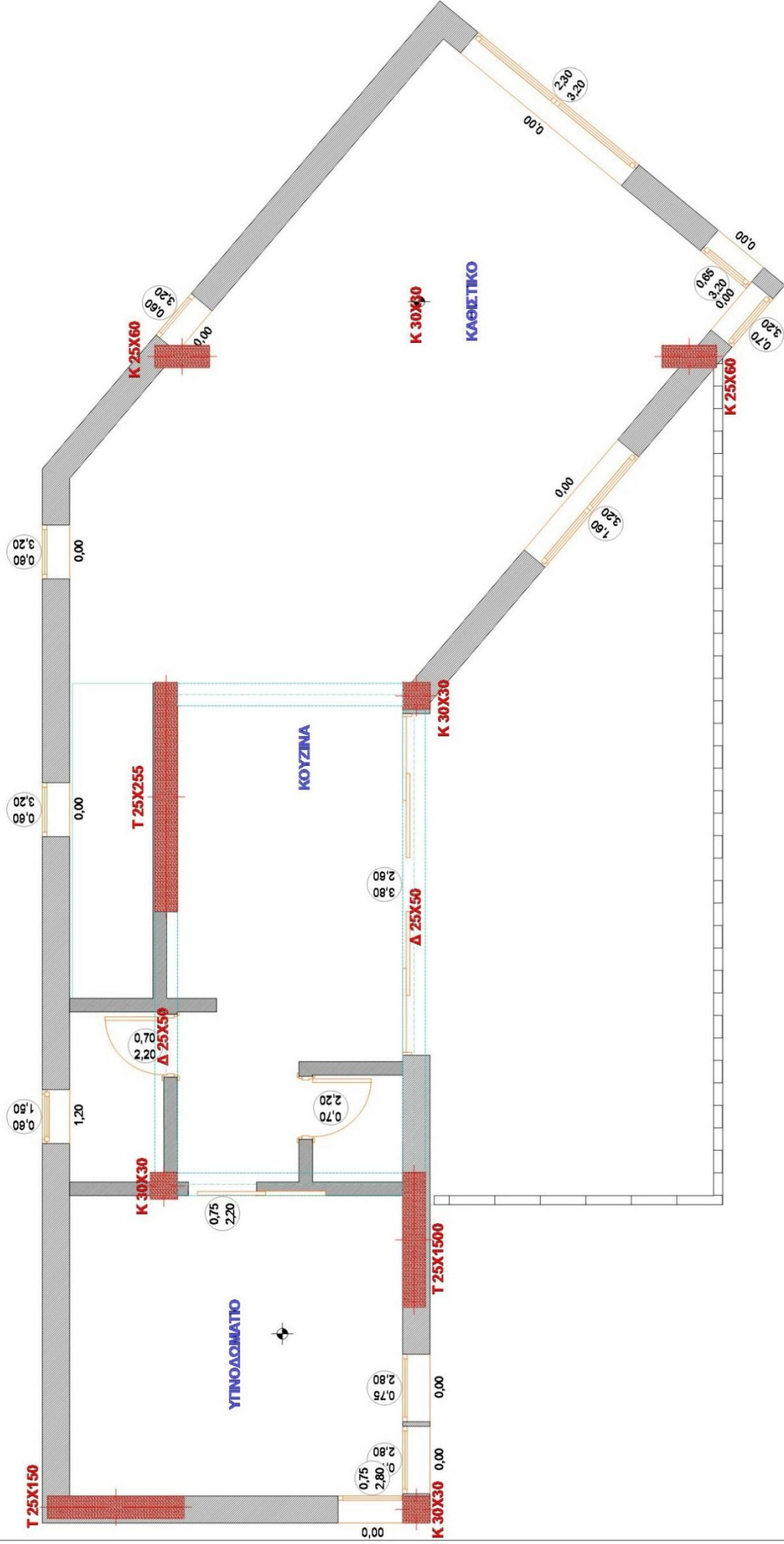
Σχήμα 4.10

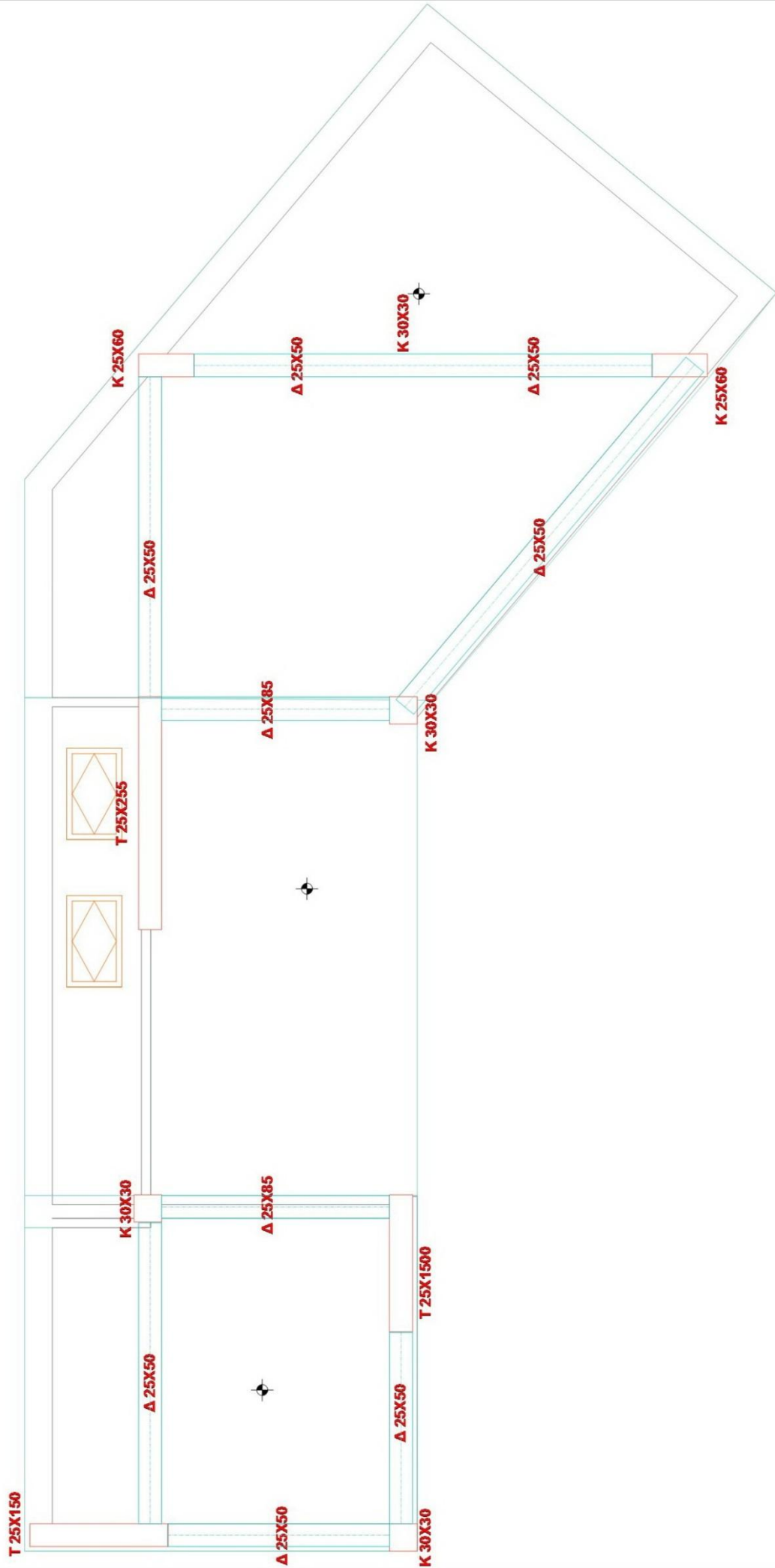
Ξυλότυπος Ισογείου
Κλίμακα 1:50



Σχήμα 4.11

Ξυλότυπος Α' Ορόφου
Κλίμακα 1:50



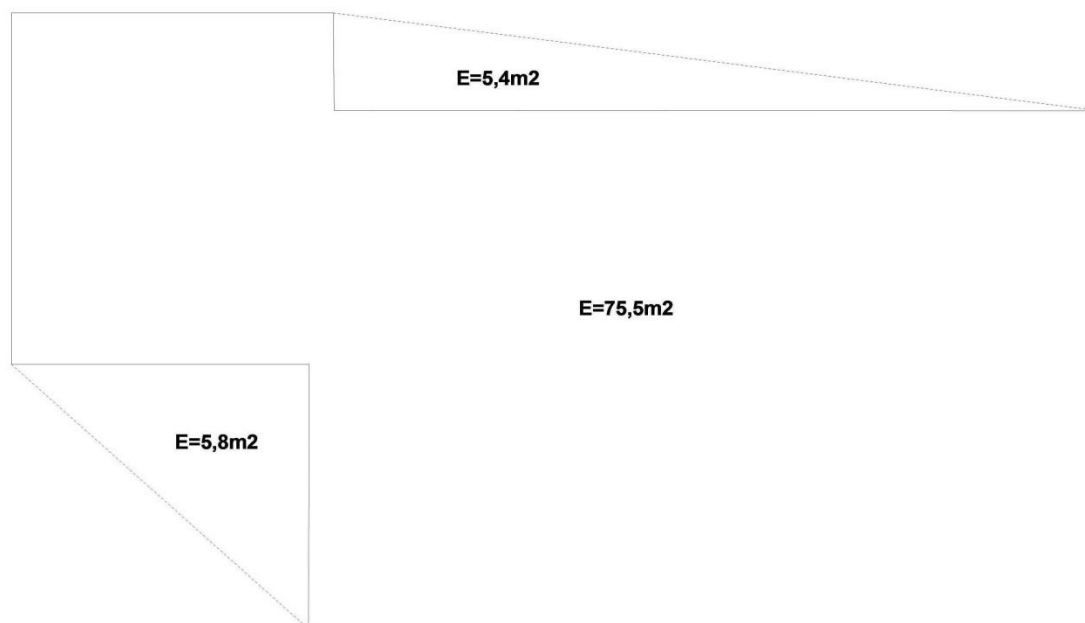


Σχήμα 4.13

Κεφάλαιο 3 – Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση

Η ελαστική ανάλυση των δύο φορέων και η αρχική διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες EC1, EC2, EC3 και EC8.

ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ



Για να θεωρηθεί το κτίριο κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου. (EC8 §4.2.3.2.)

Έχουμε: $(5,8+5,4)/75,5 \cdot 100\% = 15\%$

Άρα το υπό μελέτη κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.

ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΟΨΗ

Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου. (EC8 §4.2.3.3.)

Τόσο η πλευρική δυσκαμψία όσο και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερά ή μειώνονται σταδιακά, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή του συγκεκριμένου κτιρίου. (EC8 §4.2.3.3.)

Τα δύο αυτά κριτήρια δεν ικανοποιούνται, οπότε στους υπολογισμούς θα ληφθεί μειωμένος συντελεστής συμπεριφοράς κατά 20%

3.1 Δράσεις σε συνήθη κτίρια σύμφωνα με τον EC-1

3.1.1 Κατακόρυφες δράσεις σχεδιασμού

Το ίδιο βάρος των κατασκευών περιλαμβάνει τα φέροντα και μη-φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων των μόνιμων εγκαταστάσεων εξυπηρέτησης καθώς και του βάρους των γαιών και του έρματος, και θα πρέπει στις περισσότερες περιπτώσεις να εκφράζεται από μία μόνο χαρακτηριστική τιμή και να υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων.

Οι υπό μελέτη φορείς ανήκουν, όσων αφορά την χρήση, στην κατηγορία Α (χώροι διαμονής). Οι τιμές των επιβαλλόμενων δράσεων για κάθε κατηγορία επιφάνειας-χρήσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίνακας 3.1.1. Κατακόρυφες δράσεις σχεδιασμού κατά EC-1

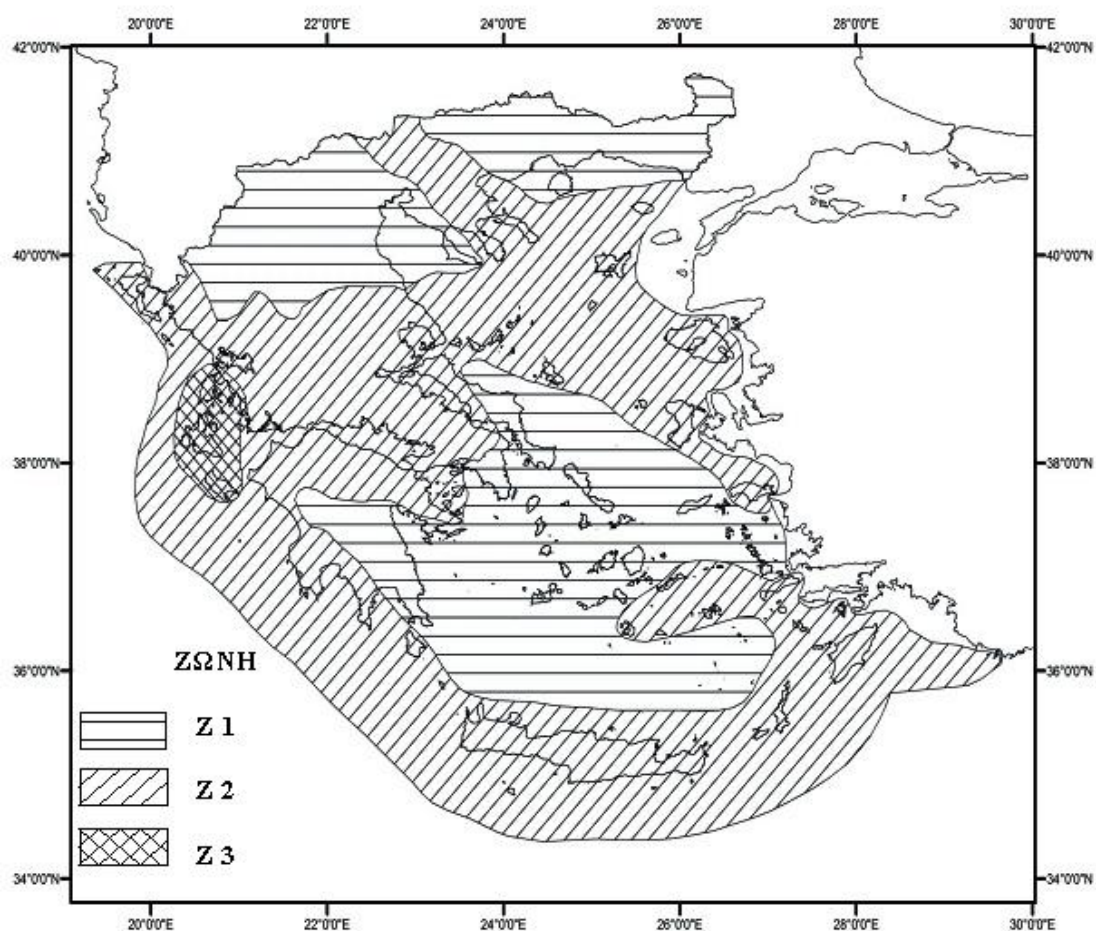
Για τους τοπικούς ελέγχους θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ένα συγκεντρωμένο φορτίο Q_k το οποίο να δρα μόνο του και μπορεί να δρα σε οποιοδήποτε σημείο στο δάπεδο, το μπαλκόνι ή τις σκάλες μέσω μιας επιφάνειας της οποίας το σχήμα εξαρτάται από τη χρήση και τη μορφή του δαπέδου. Όπου τα δάπεδα εκτίθενται σε πολλαπλή χρήση, θα πρέπει να σχεδιάζονται για την πιο δυσμενή κατηγορία φόρτισης, η οποία παράγει τα υψηλότερα αποτελέσματα δράσεων.

3.1.2 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων, επί των κατασκευών. Το EN 1998-1 περιέχει του γενικούς κανόνες αντισεισμικού σχεδιασμού και εφαρμόζεται στην μελέτη και κατασκευή κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής,
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες, και
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία.

Στο πλαίσιο του EN 1998-1, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή.



Σχήμα 3.1.1. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Η επικινδυνότητα κάθε ζώνης περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} η οποία αναφέρεται σε έδαφος κατηγορίας A και αντιστοιχεί σε περίοδο επανάληψης της σεισμικής δράσης $T_{NCR}=475$ χρόνια ή ισοδύναμα σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$). Η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης P_R , σε T_L έτη ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς, T_R αυτού του επιπέδου σεισμικής δράσης με την έκφραση $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ που πολλαπλασιάζει τη σεισμική δράση αναφοράς για να επιτευχθεί η ίδια πιθανότητα υπέρβασης σε T_L έτη όπως στα T_{LR} έτη για τα οποία καθορίζεται η σεισμική δράση αναφοράς, μπορεί να υπολογιστεί ως $\gamma = (T_{LR}/T_L)^{-1/3}$

Τα κτίρια κατά τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1 ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια, την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας για κάθε κατηγορία δίνεται στους πίνακες παρακάτω.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 3.1.2. Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 3.1.3. Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Πίνακας 3.1.4. Κατηγορίες Εδάφους

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 3.1.5. Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Στο πλαίσιο του EN 1998-1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται για την οριζόντια κίνηση με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

$$\alpha_g = \gamma_1 \cdot \alpha_{gr}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

Όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκπεφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$$

T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Έτσι ο κανονισμός επιτρέπει να χρησιμοποιείται ως φάσμα σχεδιασμού

σε ελαστική ανάλυση, ένα ανελαστικό φάσμα το οποίο είναι μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

Κατηγορία Εδάφους	S	T_{B_B} $_B(s)$	T_{B_C} $_B(s)$	T_{B_D} $_B(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 3.1.6. Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου 1)

Όσον αφορά την κατακόρυφη συνιστώσα τις σεισμικής δράσης ισχύουν τα ανάλογα με τις οριζόντιες συνιστώσες. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_{vd}(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{vd}(T) \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_{vd}(T) \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_{vg} \end{cases}$$

a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0,90	0,05	0,15	1,0

Πίνακας 3.1.7. Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

3.2 Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα από Χάλυβα

Ο φορέας του υπό μελέτη κτιρίου είναι μεταλλικός με πλάκες από σκυρόδεμα. Τα σεισμικά φορτία αναλαμβάνονται και στις δυο διευθύνσεις κυρίως από διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου Χ.

Στον Β' όροφο έχουν χρησιμοποιηθεί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου Λ, λόγω αδυναμίας τοποθέτησης συνδέσμων Χ σύμφωνα με το αρχιτεκτονικό σχέδιο, ο οποίος όμως δεν έχουν ληφθεί υπόψη στον καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής.

Οι πρόβολοι του Β' Ορόφου και της οροφής μορφώθηκαν με δικτύωμα Vierendeel, το οποίο αποτελείται από κατακόρυφα υποστυλώματα και οριζόντιες δοκούς συνδεδεμένα μεταξύ τους με κόμβους ροπής και ελκυστήρες για παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων.

Η σύμμικτες πλάκες στα επίπεδα Z=3,2 και Z=6,4 προσφέρουν διαφραγματική λειτουργία, ενώ στα επίπεδα Z=9,6 και Z=10,3 στη διαφραγματική λειτουργία συμβάλλουν επίσης οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Η προσομοίωση του φορέα καθώς και η ανάλυση του προσομοιώματος έγινε με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v14.0.0. Η προσομοίωση των δοκών, διαδοκίδων, υποστυλωμάτων, και συνδέσμων δυσκαμψίας έγινε με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Οι πλάκες σκυροδέματος προσομοιάστηκαν με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων.

Διάσταση πλάκας σκυροδέματος: 0.10 m

Χαλύβδινες πρότυπες διατομές δοκών: IPE 200, IPE 300

Χαλύβδινες πρότυπες διατομές υποστυλωμάτων: HEB 200, HEB 300

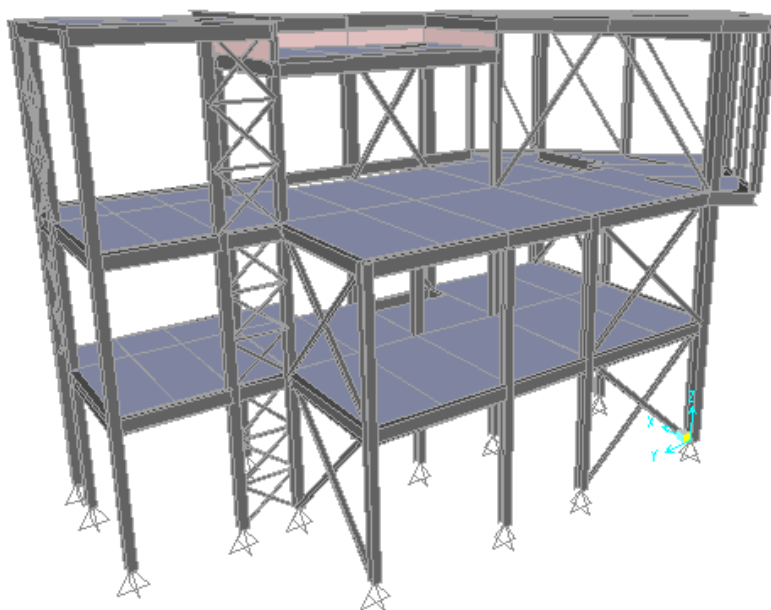
Χαλύβδινες διατομές κατακόρυφων συνδέσμων: RHS140X70X8, RHS60X30X4

Χαλύβδινες διατομές οριζοντίων συνδέσμων: RHS60X30X4

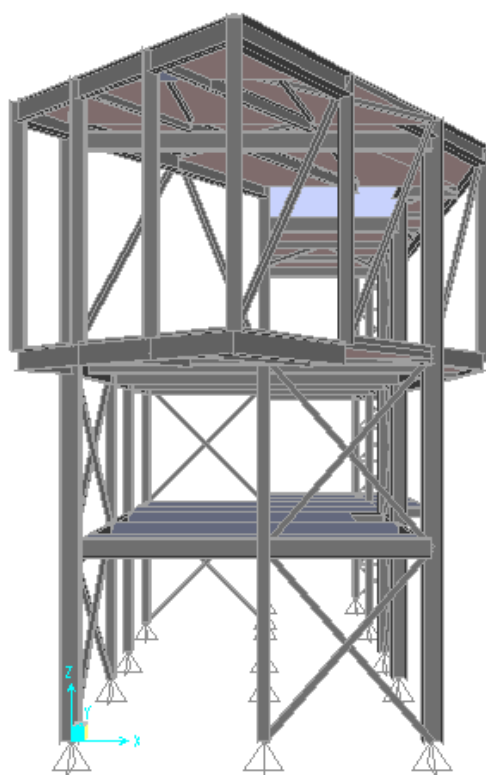
Ποιότητα του δομικού χάλυβα: S275

Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30

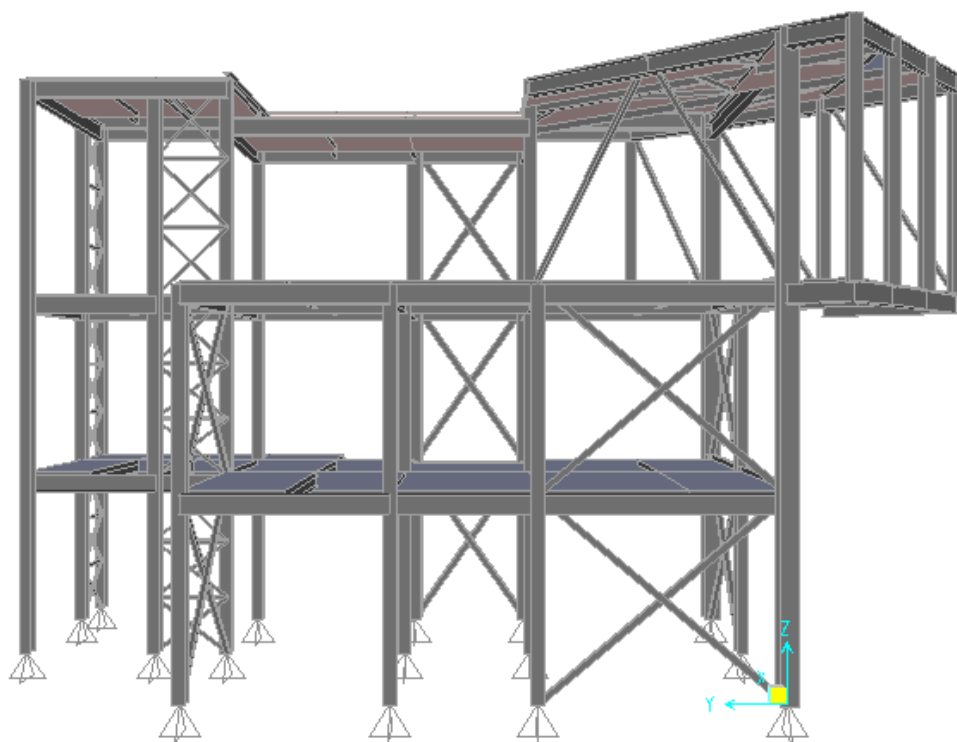
Ποιότητα χάλυβα σκυροδέματος: B500C



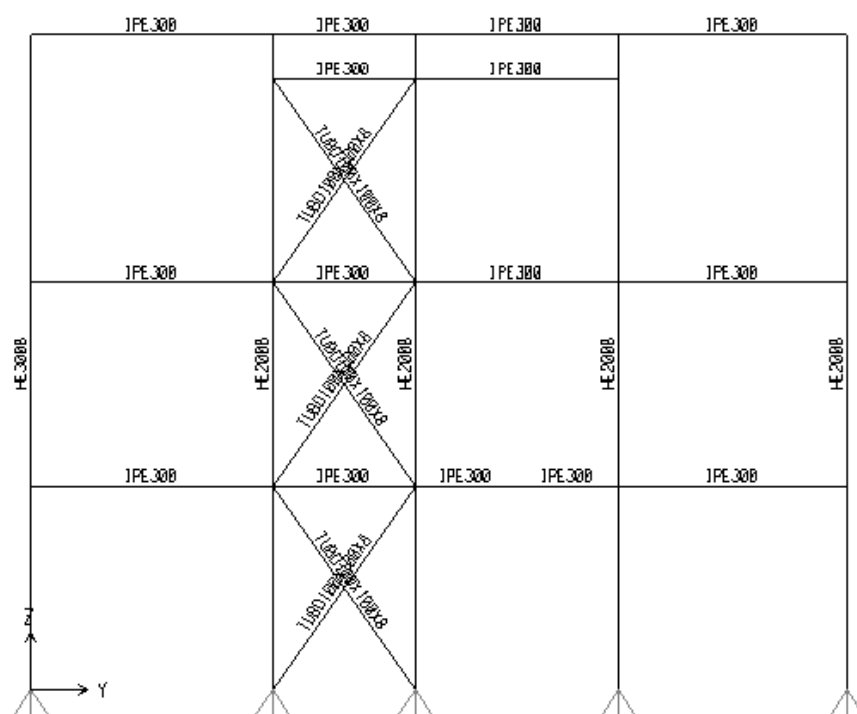
Σχήμα 3.2.1 Γενική όψη φορέα



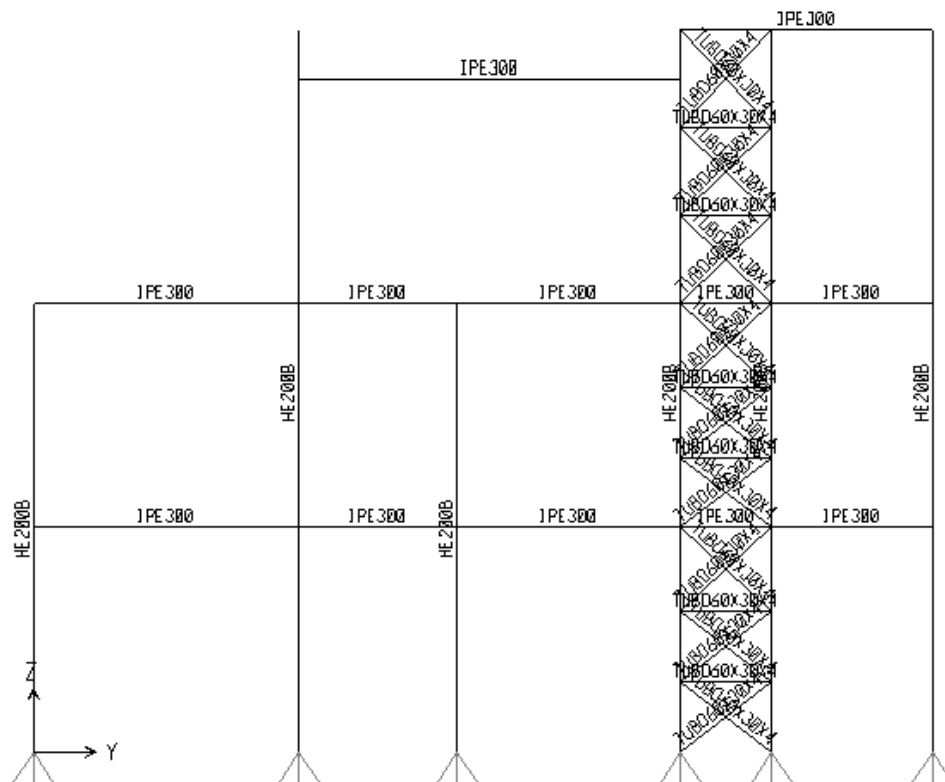
Σχήμα 3.2.2. Εμπρόσθια όψη φορέα



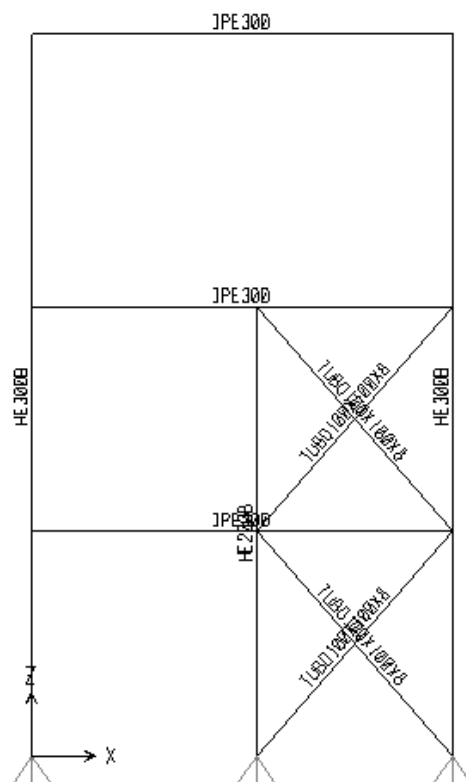
Σχήμα 3.2.3. Πλευρική όψη φορέα



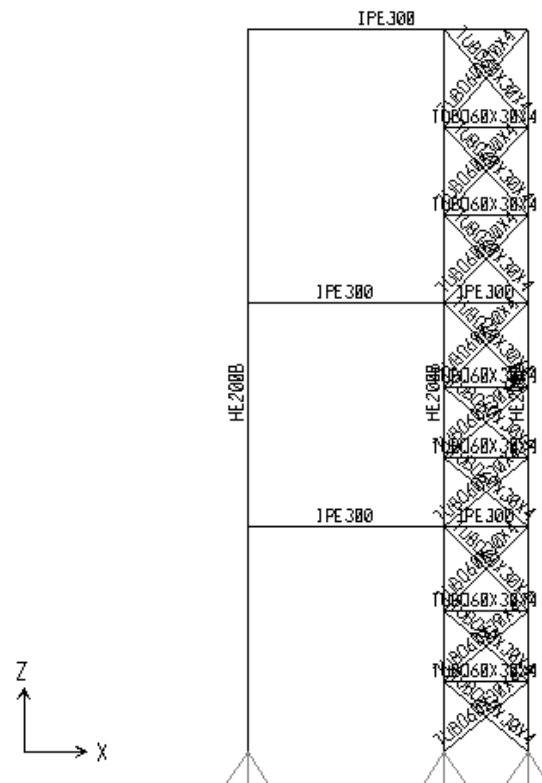
Σχήμα 3.2.4. Τυπική τομή φορέα στο επίπεδο y-z



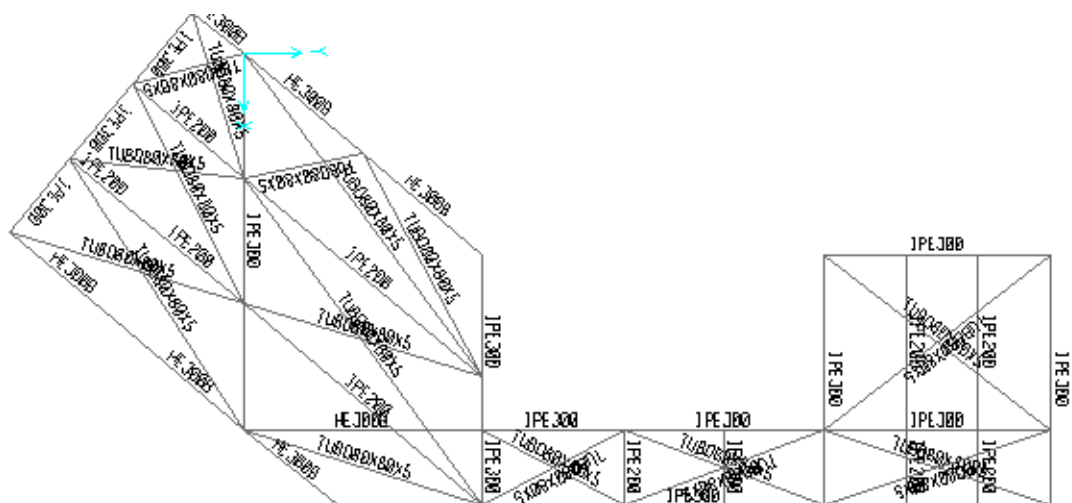
Σχήμα 3.2.5. Τυπική τομή φορέα στο επίπεδο y-z



Σχήμα 3.2.6. Τυπική τομή φορέα στο επίπεδο x-z



Σχήμα 3.2.7. Τυπική τομή φορέα στο επίπεδο x-z



Σχήμα 3.2.8. Κάτοψη φορέα στο επίπεδο Z=10,3m

ΦΟΡΤΙΑ

ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Πάχος πλάκας σκυροδέματος: 0.10m

$$q = 0.10 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Επικαλύψεις: } 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Επιπλέον } q \text{ για μόνιμες δράσεις επιλέγεται } 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι κατοικία. Βάσει του Ευρωκώδικα 1-Μέρος 1

μπορεί να διαστασιολογηθεί για επιβαλλόμενο κινητό φορτίο $q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ και

$q = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ στους εξώστες

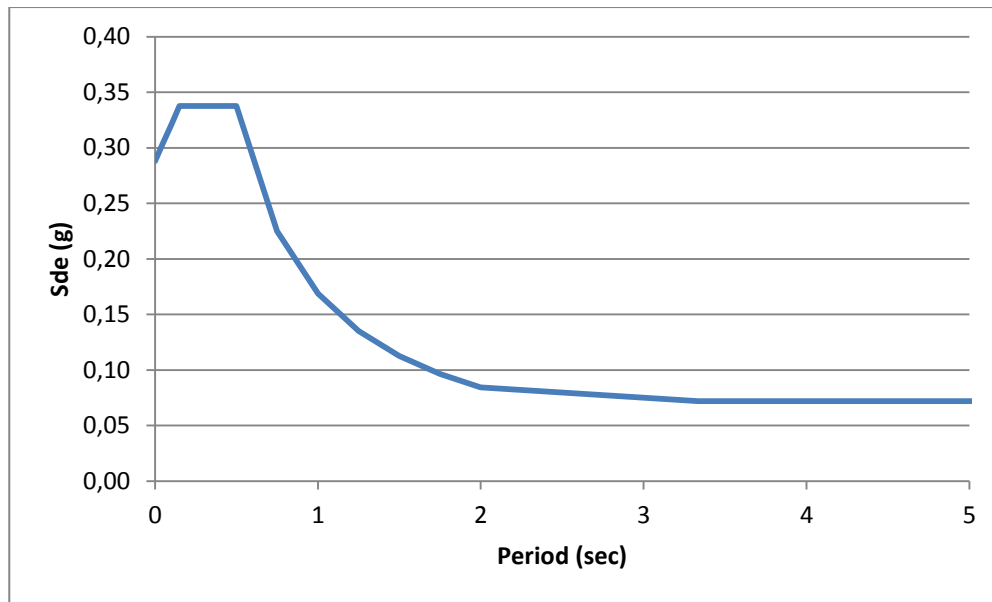
ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται σε περιοχή σεισμικής ζώνης 3 και θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β. Πρόκειται για ένα κτίριο συνήθους σπουδαιότητας.

Τα οριζόντια φορτία και στις δυο διευθύνσεις αναλαμβάνονται από διαγώνιους χωρίς εκκεντρότητα και υπολογίζεται για κατηγορία πλαστιμότητας μεσαία. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης επιτρέπεται να αγνοηθεί.

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III: $A = 0.36g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma = 1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q = 4 \cdot 0.8 = 3.2$
- Συντελεστής εδάφους: $S = 1.2$

Το φάσμα της επιτάχυνσης σχεδιασμού που χρησιμοποιείται:



Σχήμα 3.2.9. Φάσμα απόκρισης EC8 για $q=3,2$

Η δρώσα μάζα που θεωρούμε ότι ταλαντώνεται μαζί με την κατασκευή είναι:
 $\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = \Sigma G_{k,j} + 0.3Q_{k,i}$

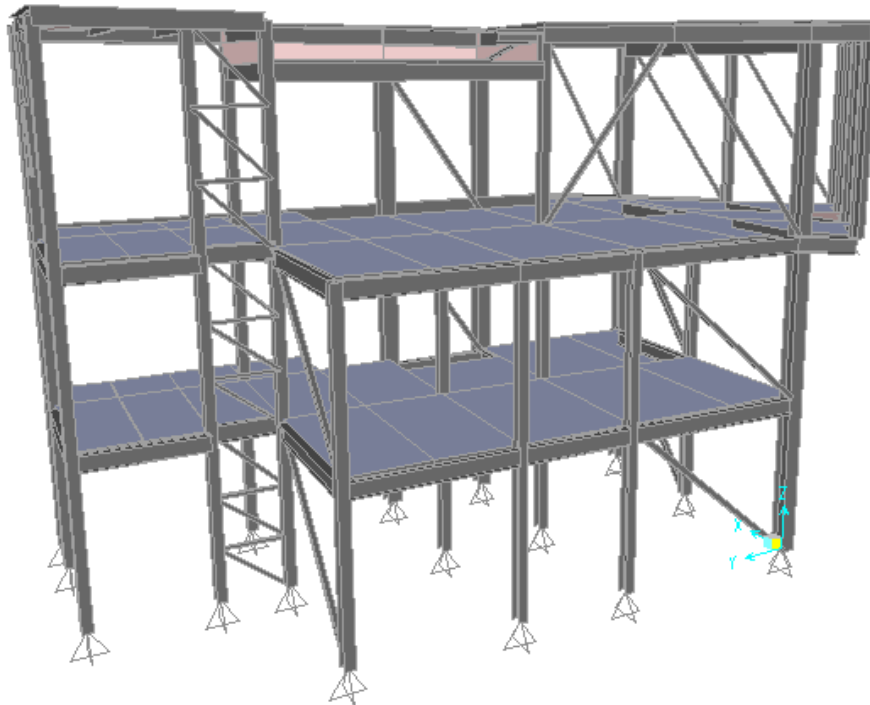
Η μέθοδος με την οποία επιλέχτηκε να υπολογιστούν οι σεισμικές δράσεις και μετακινήσεις είναι η “ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης”. Η επιλογή έγινε λόγω της ακρίβειας που παρουσιάζει αυτή η μέθοδος σε σχέση με την “μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης”, η οποία στο συγκεκριμένο κτίριο επιτρέπεται να εφαρμοστεί.

ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

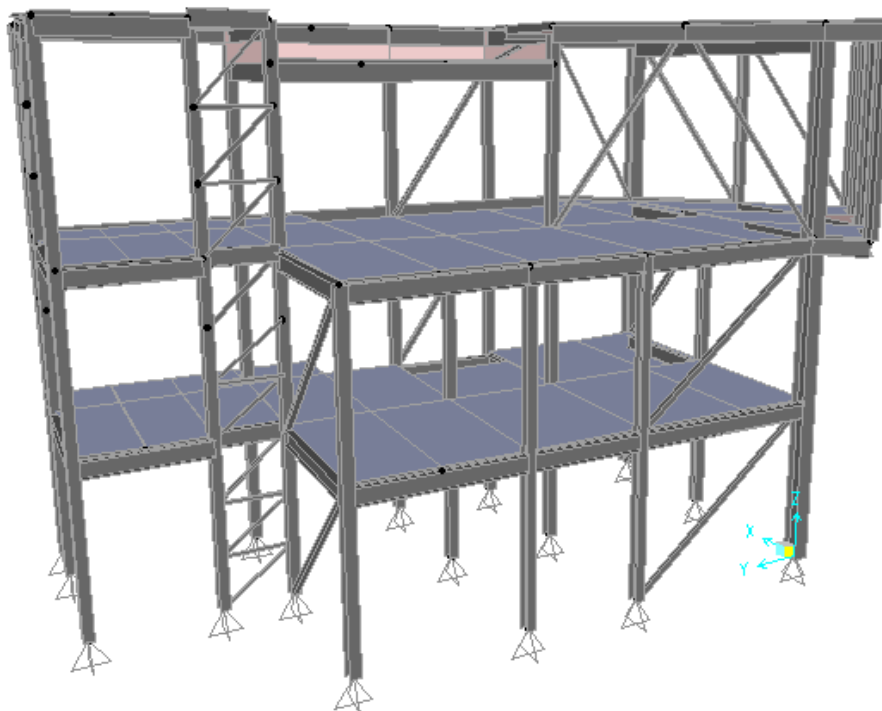
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Άθροισμα δρώσας ιδιομορφικής μάζας		
		U_X	U_Y	R_z	SumU_X	SumU_Y	SumR_z
1	0,349	0,590	0,091	0,236	0,590	0,091	0,236
2	0,326	0,023	0,568	0,335	0,613	0,659	0,572
3	0,264	0,170	0,157	0,212	0,783	0,816	0,783
4	0,155	0,102	0,026	0,020	0,885	0,842	0,803
5	0,130	0,015	0,065	0,050	0,900	0,908	0,853
6	0,115	0,052	0,023	0,084	0,953	0,931	0,937
7	0,103	0,000	0,019	0,012	0,953	0,950	0,950
8	0,085	0,000	0,020	0,010	0,953	0,969	0,959
9	0,082	0,001	0,004	0,001	0,955	0,973	0,961
10	0,074	0,000	0,000	0,000	0,955	0,974	0,961
11	0,066	0,010	0,017	0,015	0,964	0,990	0,975
12	0,066	0,008	0,000	0,001	0,972	0,991	0,976

Πίνακας 3.2.1. Ιδιομορφικά στοιχεία φορέα με θλιβόμενους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

Η ελαστική ανάλυση έγινε αγνοώντας τις θλιβόμενες διαγωνίους, οπότε σχεδιάστηκαν οι παρακάτω φορείς:



Σχήμα 3.2.10. Φορέας (1)



Σχήμα 3.2.11. Φορέας (2)

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Άθροισμα δρώσας ιδιομορφικής μάζας		
		U _x	U _y	R _z	SumU _x	SumU _y	SumR _z
1	0,450	0,135	0,697	0,567	0,135	0,697	0,567
2	0,432	0,608	0,081	0,009	0,743	0,778	0,575
3	0,350	0,118	0,109	0,278	0,861	0,887	0,853
4	0,184	0,076	0,041	0,047	0,937	0,928	0,900
5	0,153	0,027	0,007	0,062	0,964	0,935	0,962
6	0,150	0,005	0,032	0,006	0,969	0,968	0,968
7	0,108	0,001	0,021	0,008	0,971	0,989	0,976
8	0,093	0,006	0,008	0,004	0,976	0,997	0,980
9	0,088	0,021	0,000	0,010	0,997	0,997	0,991
10	0,080	0,001	0,000	0,002	0,998	0,997	0,992
11	0,076	0,000	0,001	0,002	0,998	0,998	0,994
12	0,072	0,000	0,000	0,003	0,999	0,999	0,997

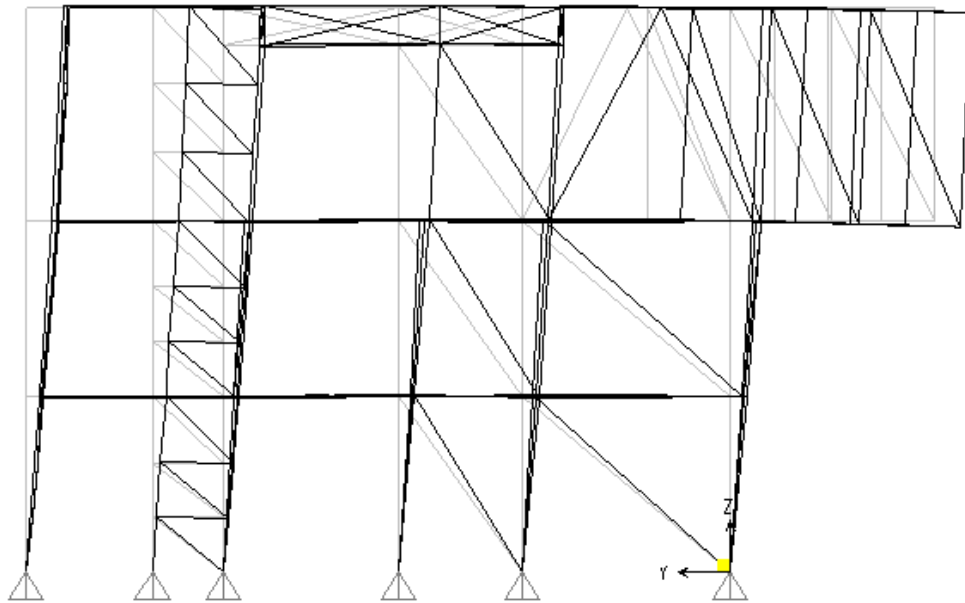
Πίνακας 3.2.2. Ιδιομορφικά στοιχεία φορέα (1)

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Άθροισμα δρώσας ιδιομορφικής μάζας		
		U _x	U _y	R _z	SumU _x	SumU _y	SumR _z
1	0,473	0,022	0,730	0,510	0,022	0,730	0,510
2	0,448	0,765	0,006	0,113	0,786	0,736	0,624
3	0,351	0,067	0,137	0,217	0,853	0,872	0,841
4	0,196	0,085	0,050	0,067	0,939	0,923	0,908
5	0,153	0,001	0,005	0,047	0,940	0,928	0,955
6	0,152	0,029	0,043	0,014	0,969	0,971	0,968
7	0,107	0,000	0,022	0,009	0,969	0,993	0,978
8	0,095	0,013	0,004	0,006	0,982	0,997	0,984
9	0,090	0,016	0,001	0,007	0,998	0,997	0,991
10	0,083	0,001	0,001	0,000	0,998	0,998	0,992
11	0,074	0,000	0,001	0,005	0,998	0,999	0,997
12	0,072	0,000	0,000	0,000	0,998	0,999	0,997

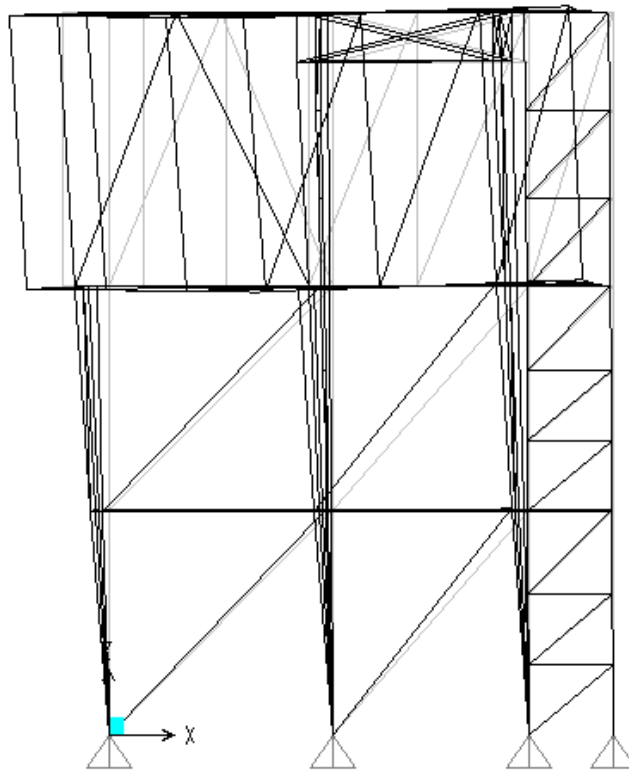
Πίνακας 3.2.3. Ιδιομορφικά στοιχεία φορέα (2)

Η ανάλυση, διαστασιολόγηση κι ο έλεγχος έγιναν με δυσμενείς φορτίσεις και επιλέχθηκε κατά περίπτωση το μοντέλο με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

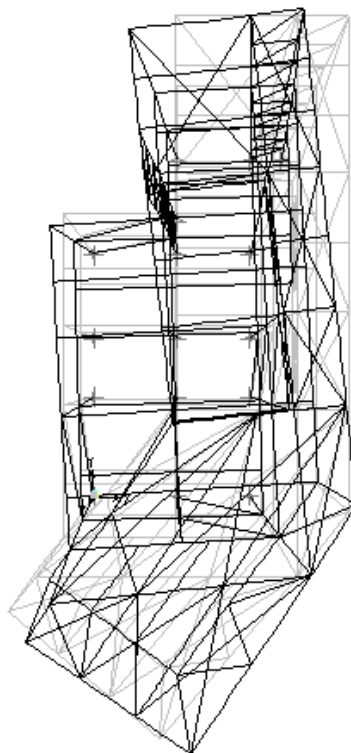
Το συνολικό ποσοστό του αθροίσματος των ιδιομορφικών μαζών για τις δυο διευθύνσεις σεισμού στις 12 πρώτες ιδιομορφές είναι $99.9\% > 90\%$ που απαιτείται. Παρατηρούμε όμως στις πρώτες ιδιομορφές ότι έχουμε μεγάλα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας για στροφή γύρω από τον άξονα Z, το οποίο συμβαίνει λόγω της μη-κανονικότητας και ασυμμετρίας του κτιρίου. Ως αποτέλεσμα, αναμένουμε το κτίριο να είναι στροφικά ευαίσθητο σε σεισμική καταπόνηση.



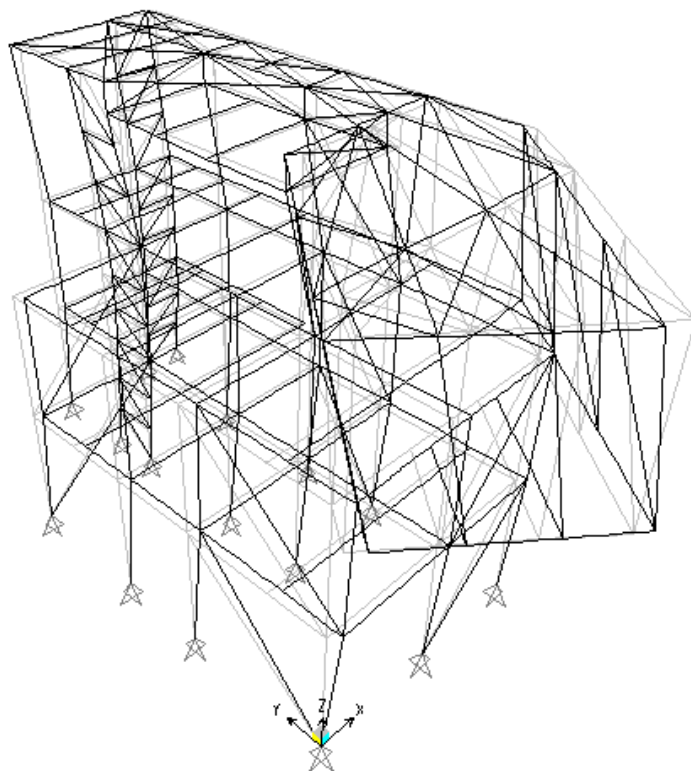
Σχήμα 3.2.12. 1^η ιδιομορφή ($T_1=0,450\text{sec}$) φορέα (1) κυρίως μεταφορική κατά Y



Σχήμα 3.2.13. 2η ιδιομορφή ($T_2=0,432\text{sec}$) φορέα (1) κυρίως μεταφορική κατά X



Σχήμα 3.2.14. 3^η ιδιομορφή ($T_3=0,350\text{sec}$) φορέα (1) κυρίως στροφική γύρω από τον Z



Σχήμα 3.2.15. 4^η ιδιομορφή ($T_4=0,184\text{sec}$) κυρίως μεταφορική κατά τους Χ και Υ

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Συνδυασμός για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$$

Συνδυασμός για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού:

$$1.00 \cdot G \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot Q$$

$$1.00 \cdot G \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot Q$$

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

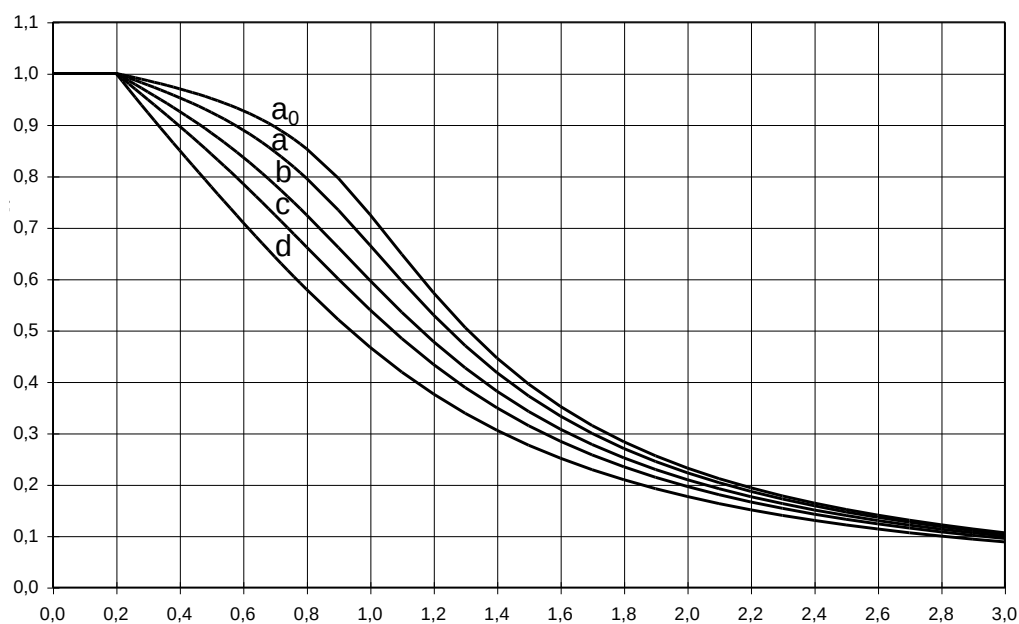
$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$$

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ

Σε κτίρια άνω των δυο ορόφων, η αδιάστατη λυγηρότητα των διαγώνιων συνδέσμων πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$. Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκυσμένοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκυσμένη διαγώνιος.

Καμπύλη λυγισμού κοίλων διατομών RHS: c



Σχήμα 3.2.16. Καμπύλες λυγισμού

Διατομές	Ακτίνα αδράνειας (cm)	Μήκος λυγισμού (m)	Αδιάστατη λυγηρότητα
RHS140X70X8	2,77	4,20	1,75
RHS60X30X4	1,16	1,70	1,69
RHS 80X80X5	3,07	4,60	1,73

Πίνακας 3.2.4. Λυγηρότητα θλιβόμενων μελών

$$\bar{\lambda} = \frac{\ell}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Για τον υπολογισμό της λυγηρότητας των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας λαμβάνονται υπόψη η ακτίνα αδράνειας και το μήκος λυγισμού για λυγισμό εκτός του κατακόρυφου επιπέδου.

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΜΟΓΕΝΟΥΣ ΠΛΑΣΤΙΜΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%.

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i ,

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

*Οι τιμές του λόγου $\Omega_i/\Omega_{\min}$ ξεπερνούν το ποσοστό 25% οπότε η παραπάνω απαίτηση δεν ικανοποιείται εξαιτίας των μεταβολών της κατασκευής καθ' ύψος και γενικότερα εξαιτίας της μη κανονικότητας σε κάτοψη και όψη.

- ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

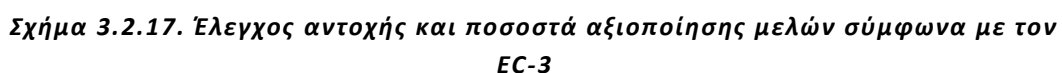
$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, =1.25

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων

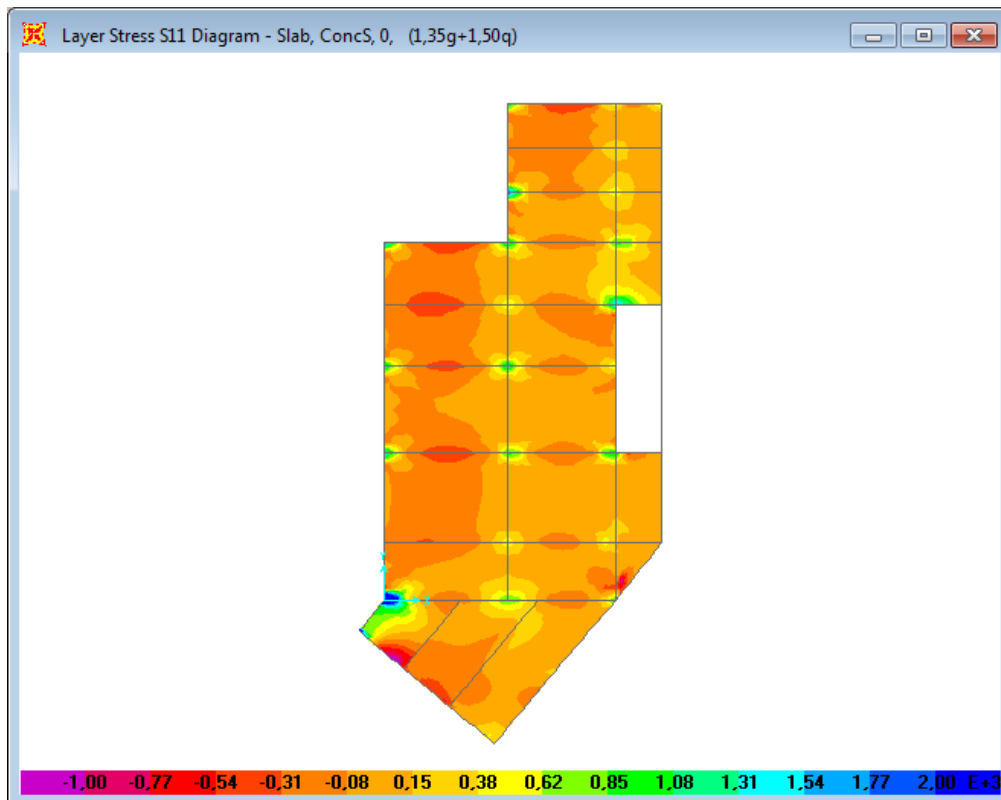
$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i ,

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

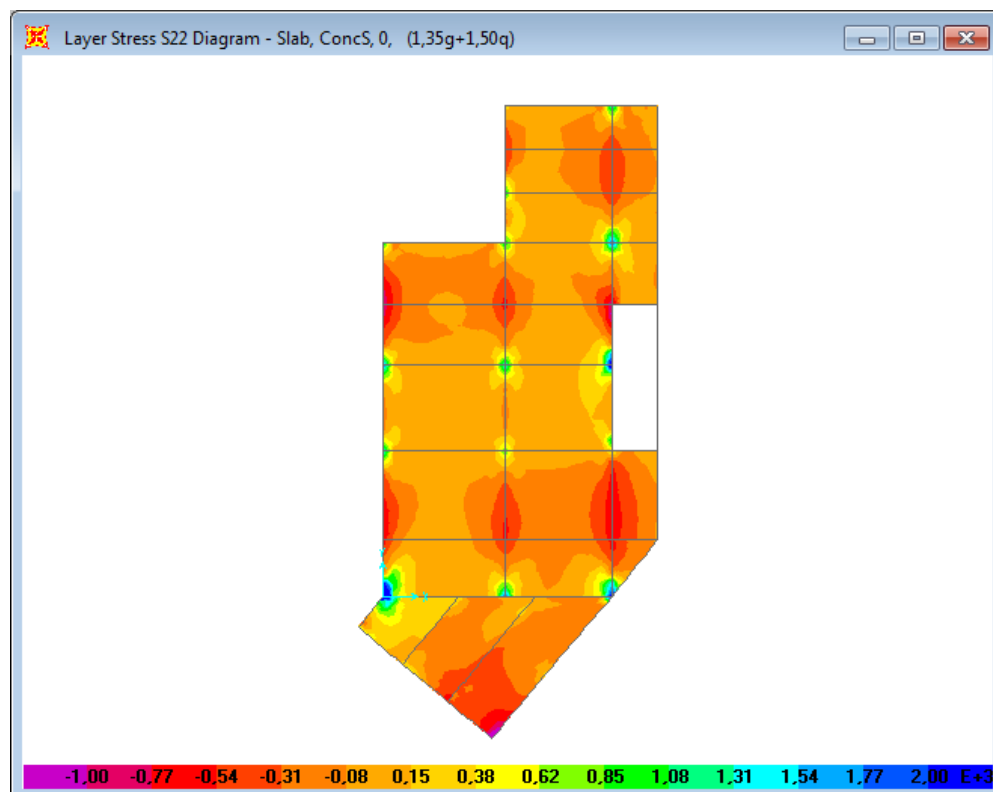


Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο των μελών είναι ο φορέας (1), με χρήση μόνο των εφελκόμενων διαγωνίων. Παρατηρούμε πώς όλα τα μέλη πέρασαν τον έλεγχο αντοχής.

ΤΑΣΕΙΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ



Σχήμα 3.2.18. Τάσεις σ_{11} (παράλληλα στον άξονα X) σκυροδέματος στη μέση στάθμη της σύμμικτης πλάκας του 2^{ου} ορόφου(MPa)



Σχήμα 3.2.19. Τάσεις σ_{22} (παράλληλα στον άξονα Y) σκυροδέματος στη μέση στάθμη της σύμμικτης πλάκας του 2^{ου} ορόφου(MPa)

Παρατηρούμε ότι οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τη μέγιστη επιτρεπόμενη θλιπτική τάση του σκυροδέματος $\sigma_{c,επ}=25\text{MPa}/1,50=16,67\text{MPa}$ (Σχήμα 3.2.18), ενώ οι εφελκυστικές τάσεις υπερβαίνουν την αντοχή σε εφελκυσμό $\sigma_{c,t}=2,5\text{MPa}$ (Σχήμα 3.2.18), οπότε θα ήταν ακριβέστερη η χρήση ρηγματωμένης διατομής.

3.3 Ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα από Ω.Σ.

Ο φορέας του υπό μελέτη κτιρίου είναι από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, μικτού συστήματος. Τα σεισμικά φορτία αναλαμβάνονται και στις δύο διευθύνσεις κυρίως από τα τοιχώματα.

Οι πρόβολοι του Β' Ορόφου εδράζονται σε ενισχυμένο πλαίσιο ΩΣ, καθώς δεν υπάρχει δυνατότητα συνέχισης του τοιχώματος #5 καθ' ύψος του 2ου ορόφου.

Η προσομοίωση του φορέα καθώς και η ανάλυση του προσομοιώματος έγινε με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v14.0.0. Η προσομοίωση των δοκών και υποστυλωμάτων έγινε με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων, ενώ τα τοιχώματα και οι πλάκες σκυροδέματος προσομοιάστηκαν με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων.

Διάσταση πλάκων σκυροδέματος: 0.15 m, 0,25m

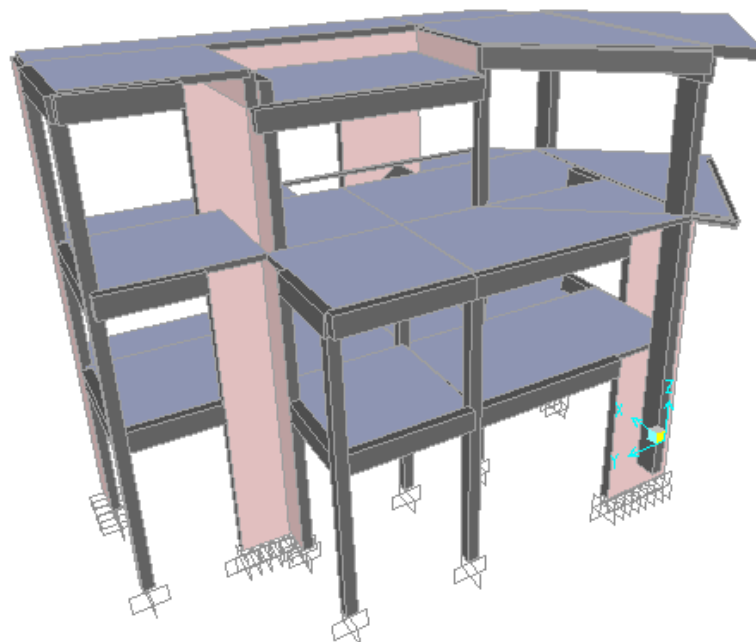
Διάσταση υποστυλωμάτων: 30X30cm, 25X30cm

Διάσταση δοκών: 25X50cm, 30X70cm

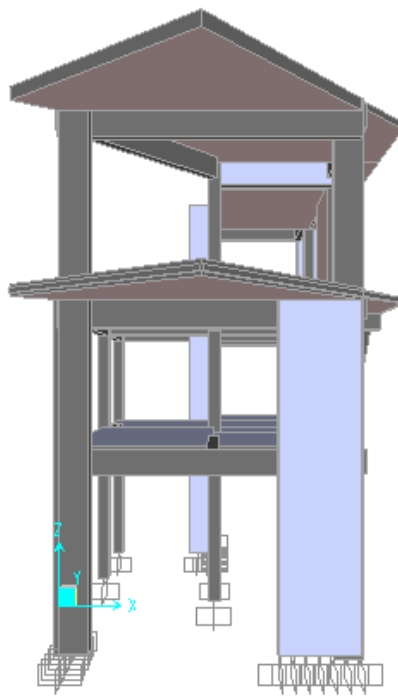
Τοιχώματα πάχους 25cm και μεταβλητού πλάτους

Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30

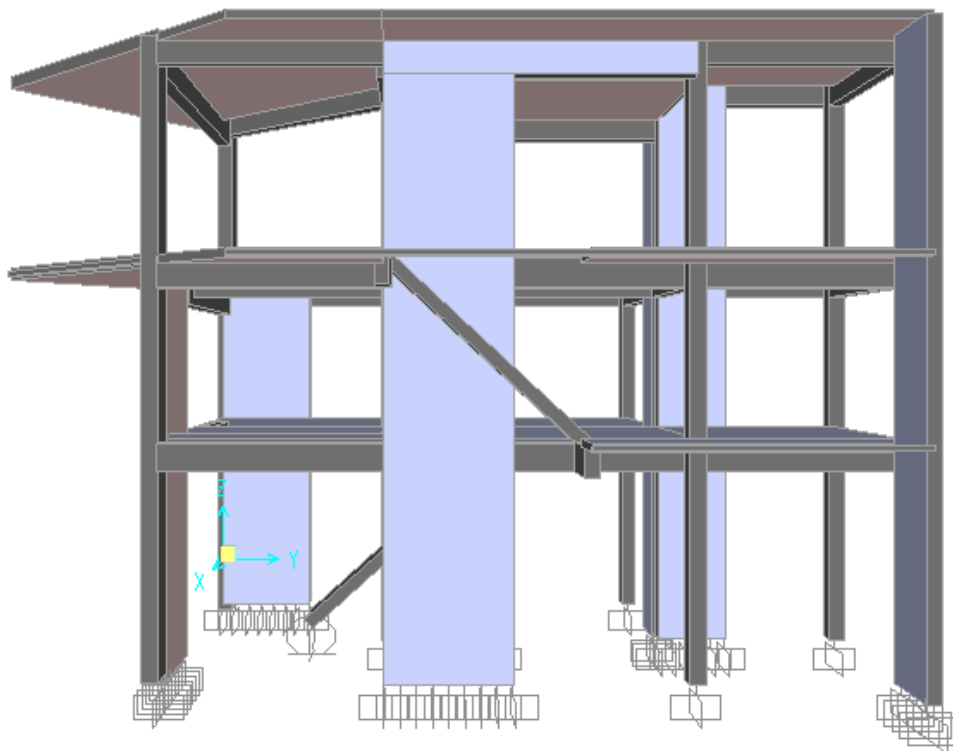
Ποιότητα χάλυβα ωπλισμού: B500C



Σχήμα 3.3.1. Γενική όψη φορέα

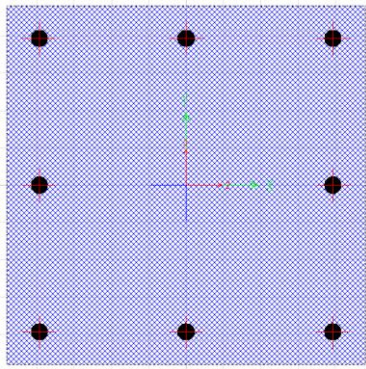


Σχήμα 3.3.2. Εμπρόσθια όψη φορέα



Σχήμα 3.3.3. Πλευρική όψη φορέα

ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ



Σχήμα 3.3.4. Διατομή υποστυλώματος

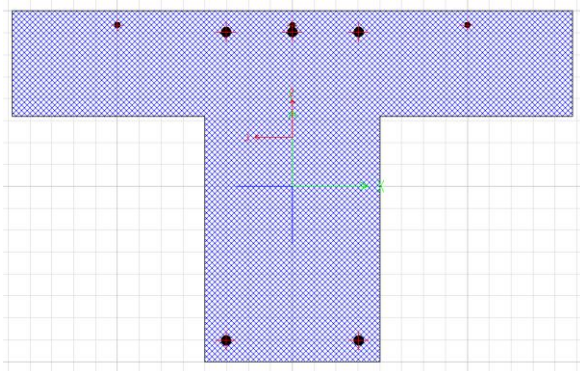
Διαστάσεις: 30X30cm

Ποιότητα σκυροδέματος: C25

Ποιότητα χάλυβα: B500C

Διαμήκεις οπλισμοί: 8Φ14

Εγκάρσιοι οπλισμοί: Φ8



Σχήμα 3.3.5. Διατομή πλακοδοκού

Διαστάσεις: δοκός 25X50cm –
συνεργαζόμενη πλάκα 0,15X80cm

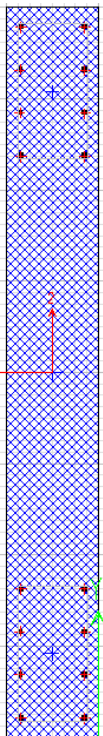
Ποιότητα σκυροδέματος: C25

Ποιότητα χάλυβα: B500C

Διαμήκεις οπλισμοί: 2Φ14 ΚΑΤΩ 3Φ14
ΑΝΩ

Εγκάρσιοι οπλισμοί: Φ8

Ολισμοί πλάκας: Φ8/25



Σχήμα 3.3.6. Διατομή τοιχώματος (1)

Διαστάσεις: 25X200cm

Ποιότητα σκυροδέματος: C25

Ποιότητα χάλυβα: B500C

Διαμήκεις οπλισμοί: 2X8Φ14

Εγκάρσιοι οπλισμοί: 2XΦ8

ΦΟΡΤΙΑ

ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Πάχος πλάκας σκυροδέματος: 0.15m

$$q = 0.15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Επικαλύψεις: } 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Επιπλέον } q \text{ για μόνιμες δράσεις επιλέγεται } 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι κατοικία. Βάσει του Ευρωκώδικα 1-Μέρος 1

μπορεί να διαστασιολογηθεί για επιβαλλόμενο κινητό φορτίο $q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ και $q = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ στους εξώστες

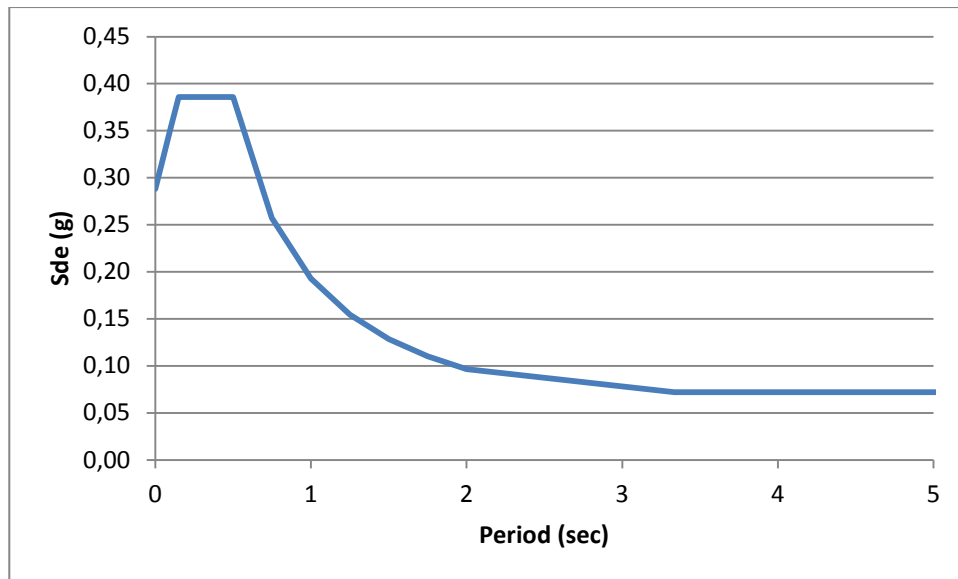
ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται σε περιοχή σεισμικής ζώνης 3 και θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β. Πρόκειται για ένα κτίριο συνήθους σπουδαιότητας.

Τα οριζόντια φορτία και στις δυο διευθύνσεις αναλαμβάνονται από διαγώνιους χωρίς εκκεντρότητα και υπολογίζεται για κατηγορία πλαστιμότητας μεσαία. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης επιτρέπεται να αγνοηθεί.

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III: $A = 0.36g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma = 1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q = 3,5 \cdot 0,8 = 2,8$
- Συντελεστής εδάφους: $S = 1,2$

Το φάσμα της επιτάχυνσης σχεδιασμού που χρησιμοποιείται:



Σχήμα 3.3.7. Φάσμα απόκρισης EC8 για $q=2,8$

Η δρώσα μάζα που θεωρούμε ότι ταλαντώνεται μαζί με την κατασκευή είναι:

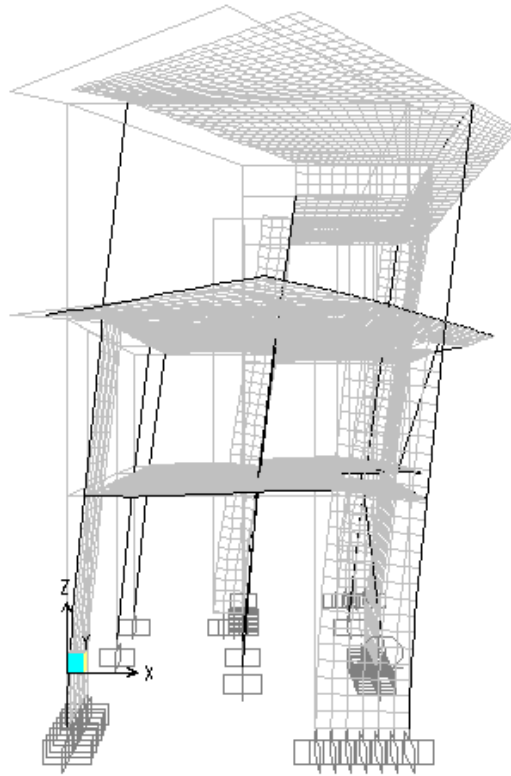
$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = \Sigma G_{k,j} + 0.3Q_{k,i}$$

Η μέθοδος με την οποία επιλέχτηκε να υπολογιστούν οι σεισμικές δράσεις και μετακινήσεις είναι η “ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης”. Η επιλογή έγινε λόγω της ακρίβειας που παρουσιάζει αυτή η μέθοδος σε σχέση με την “μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης”, η οποία στο συγκεκριμένο κτίριο επιτρέπεται να εφαρμοστεί.

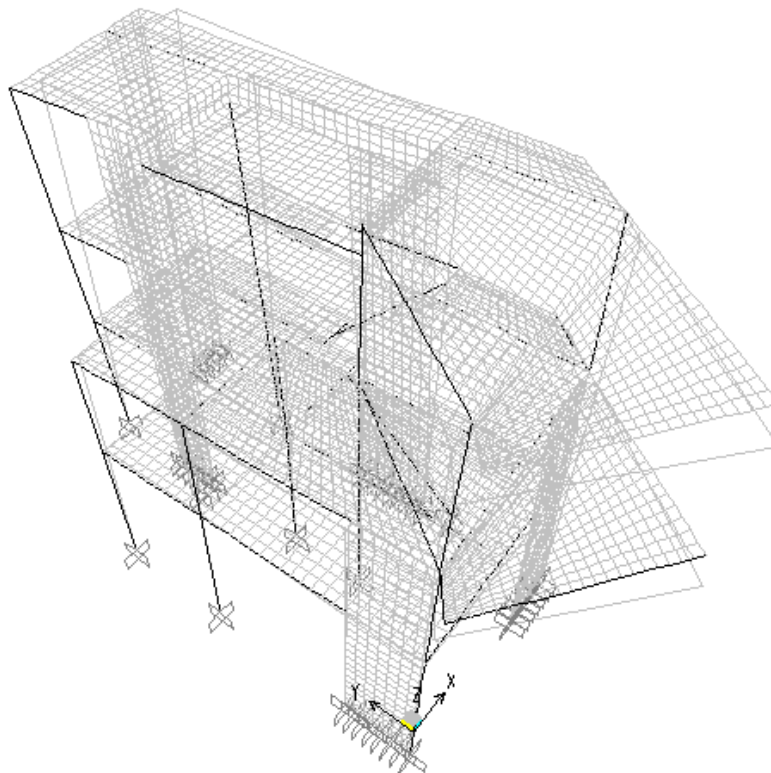
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Άθροισμα δρώσας ιδιομορφικής μάζας		
		U_x	U_y	R_z	SumU_x	SumU_y	SumR_z
1	0,372	0,779	0,012	0,478	0,032	0,776	0,478
2	0,308	0,018	0,351	0,344	0,669	0,803	0,822
3	0,282	0,000	0,400	0,003	0,708	0,816	0,825
4	0,178	0,000	0,007	0,000	0,922	0,816	0,826
5	0,151	0,037	0,004	0,002	0,922	0,940	0,828
6	0,149	0,053	0,001	0,005	0,951	0,942	0,833
7	0,136	0,003	0,002	0,000	0,951	0,962	0,833
8	0,110	0,030	0,024	0,040	0,952	0,962	0,872
9	0,105	0,002	0,002	0,009	0,952	0,986	0,882
10	0,094	0,002	0,088	0,063	0,952	0,998	0,944
11	0,073	0,004	0,026	0,000	0,995	0,998	0,945
12	0,068	0,001	0,000	0,000	0,998	0,998	0,945

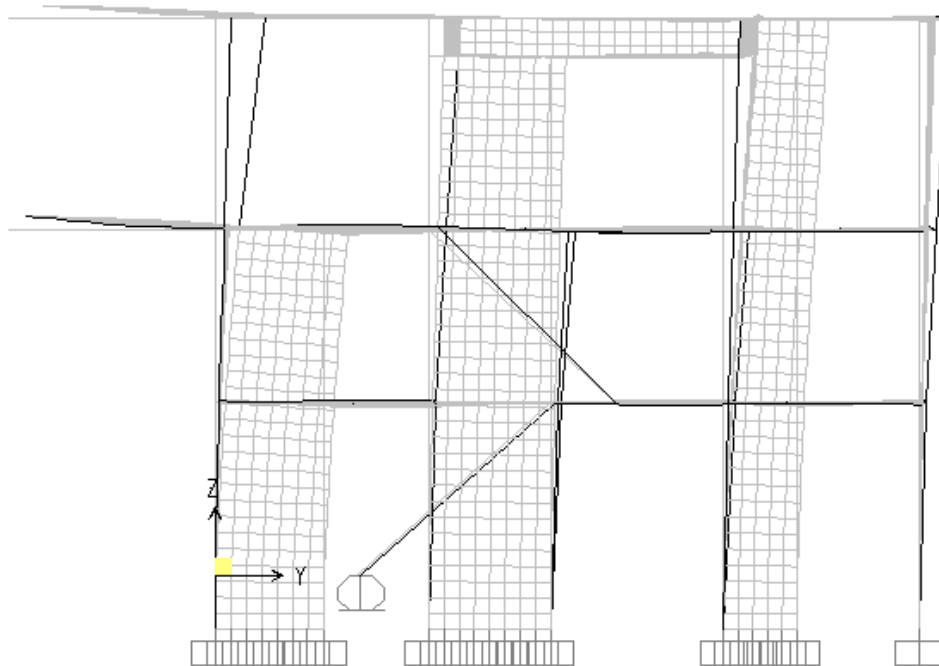
Πίνακας 3.3.1. Ιδιομορφικά στοιχεία φορέα



Σχήμα 3.2.8. 1η ιδιομορφή ($T_1=0,372\text{sec}$) κυρίως μεταφορική κατά X



Σχήμα 3.3.9. 2η ιδιομορφή ($T_2=0,308\text{sec}$) κυρίως μεταφορική κατά Y και στρωφική γύρω από τον Z



Σχήμα 3.3.10. 3η ιδιομορφή ($T_3=0,282sec$) κυρίως μεταφορική κατά Y

Από τη μορφή των ιδιομορφών αλλά και από τα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας συμπεραίνουμε ότι το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο, καθώς έχουμε υψηλά ποσοστά δρώσας στροφικής ιδιομορφικής μάζας γύρω από τον Z. Αυτό οφείλεται στην μη κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και όψη, και ενδεχομένως στην δυνατότητα καλύτερου σχεδιασμού των στοιχείων δυσκαμψίας (τοιχωμάτων) τόσο σε τοποθέτηση στην κάτοψη όσο και στα γεωμετρικά τους στοιχεία, ώστε να υπάρχει μικρότερη στατική εκκεντρότητα.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Συνδυασμός για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$$

Συνδυασμός για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού:

$$1.00 \cdot G \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot Q$$

$$1.00 \cdot G \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot Q$$

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$$

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

- ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η διαστασιολόγηση δοκών γίνεται για την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} που υπολογίζεται από την ισορροπία των ροπών στα άκρα της δοκού $M_{1,d}$ και $M_{2,d}$ που αντιστοιχούν στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων.

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l} \quad (\text{EC8 σχέση 5.8})$$

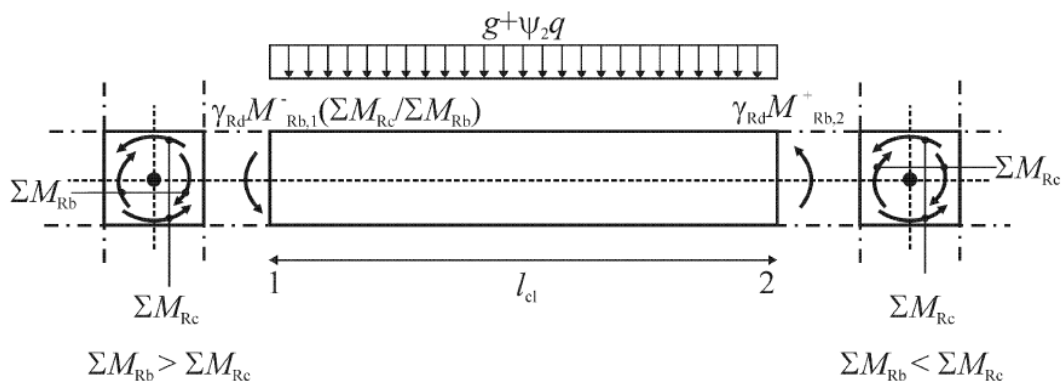
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

όπου:

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής πιθανής υπεραντοχής που οφείλεται στην κράτυνση του χάλυβα, ο οποίος στην περίπτωση ΚΠΜ δοκών μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.0

$M_{Rb,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής της δοκού στο άκρο i

$\sum M_{Rc}$ και $\sum M_{Rb}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που πλαισιώνουν τον κόμβο, αντίστοιχα. Η τιμή του $\sum M_{Rc}$ πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη του υποστυλώματος στον σεισμικό συνδυασμό για την υπόψη σεισμική δράση



- ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων γίνεται για την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} που υπολογίζεται από την ισορροπία των ροπών στα άκρα του υποστυλώματος $M_{1,d}$ και $M_{2,d}$ που αντιστοιχούν στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων.

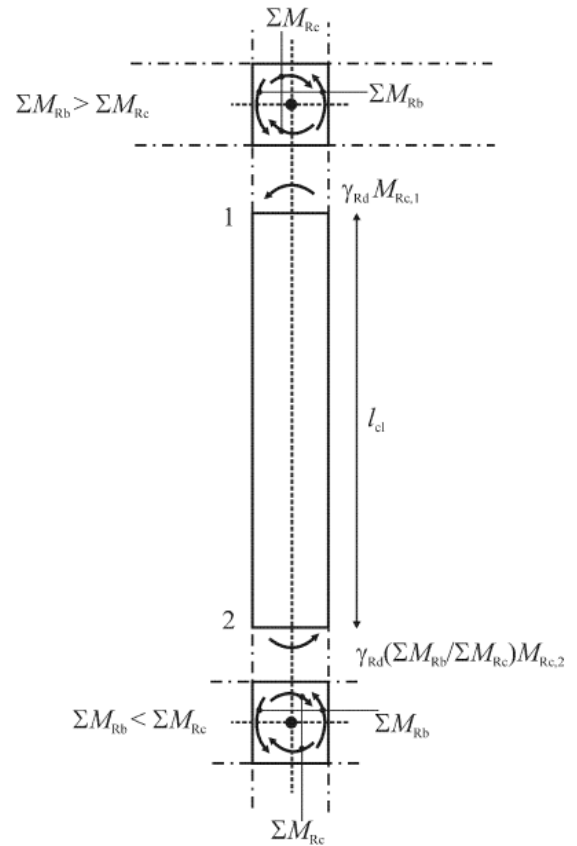
$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l} \quad (\text{EC8 σχέση 5.9})$$

όπου:

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής πιθανής υπεραντοχής που οφείλεται στην κράτυνση του χάλυβα και στην περίσφιγξη του σκυροδέματος στη θλιβόμενη περιοχή, ο οποίος μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.1

$M_{Rc,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο i

ΣM_{Rc} και ΣM_{Rb} όπως ορίζονται παραπάνω



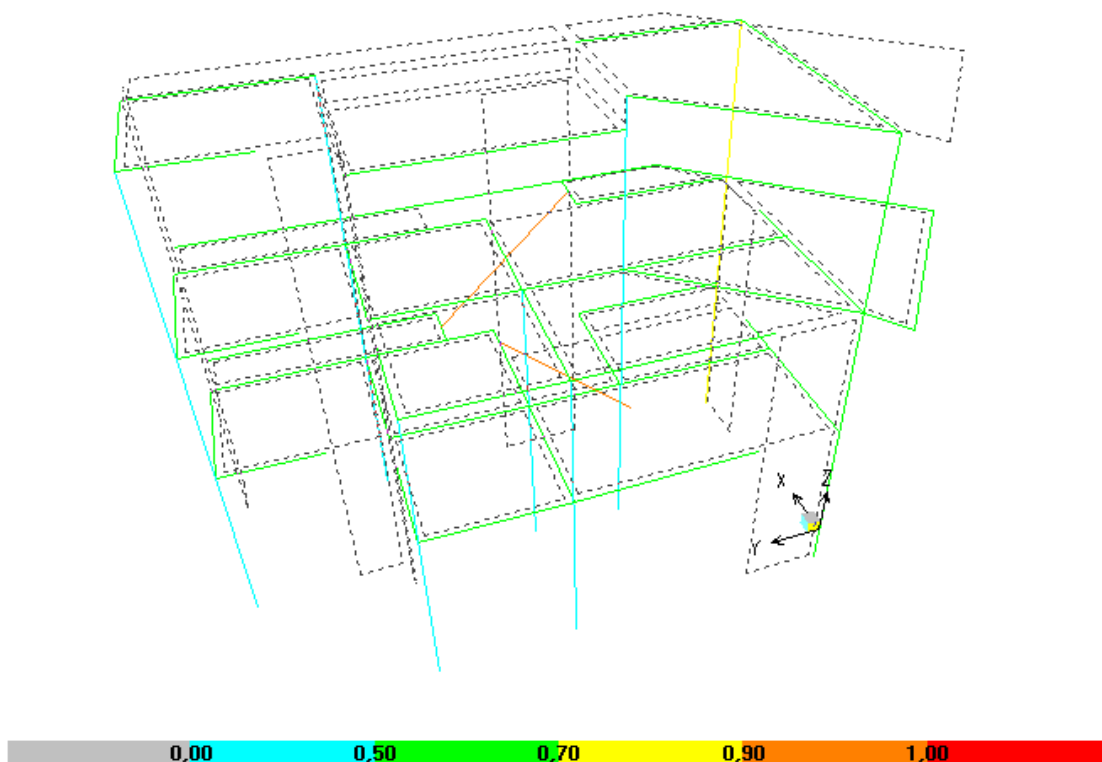
- ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} \quad (\text{EC8 σχ. 4.29})$$

όπου:

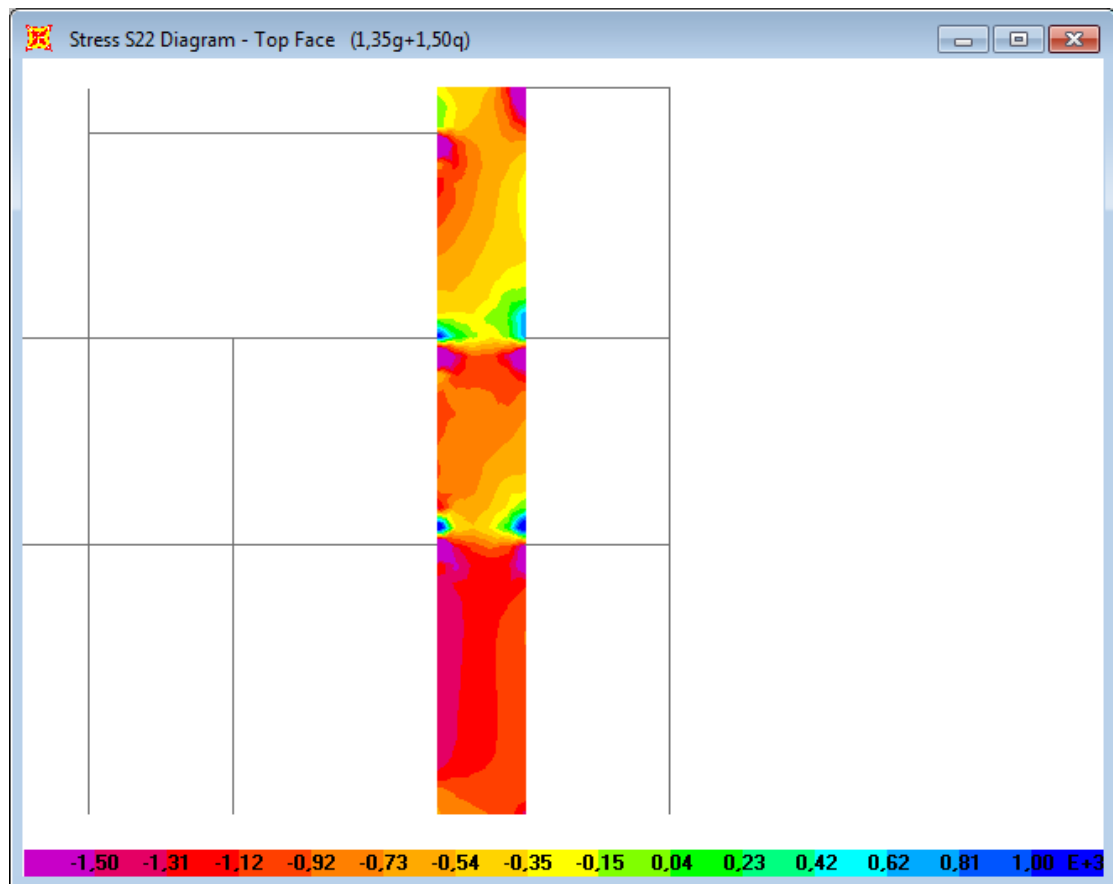
ΣM_{Rc} και ΣM_{Rb} όπως ορίζονται παραπάνω.



Σχήμα 3.3.11. . Έλεγχος αντοχής και ποσοστά αξιοποίησης μελών σύμφωνα με τον EC-2

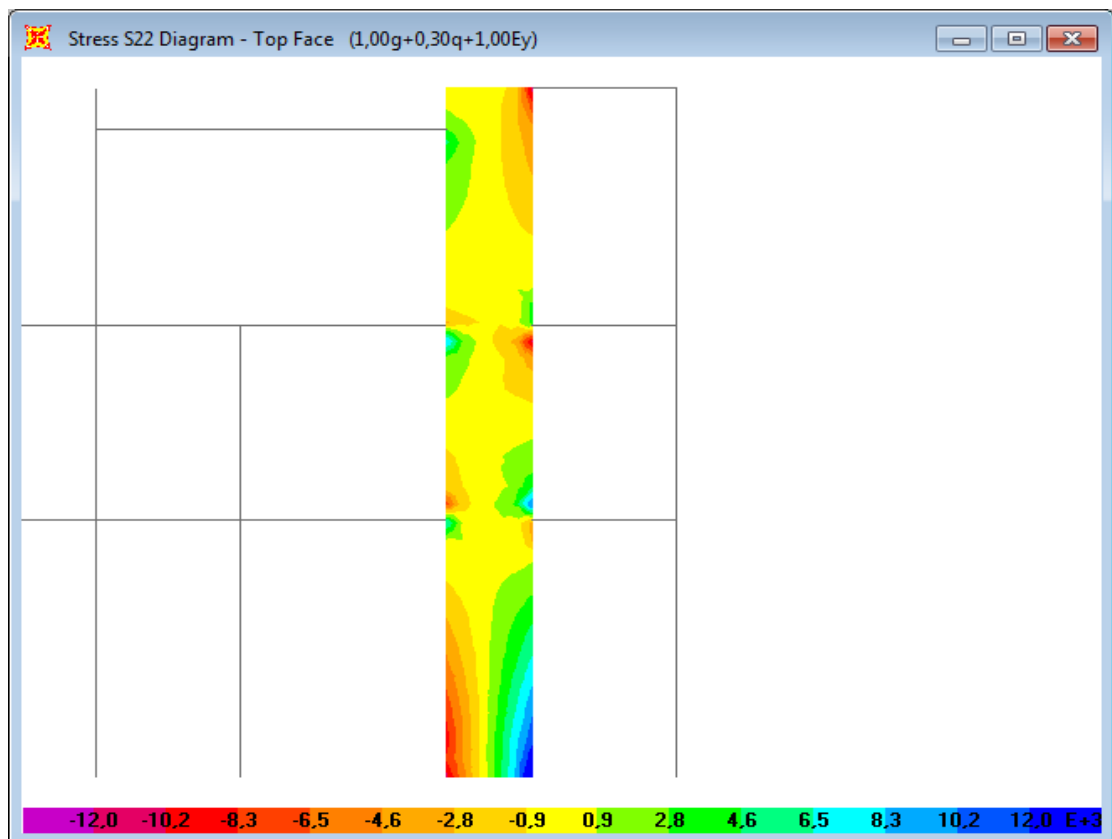
Ο έλεγχος των μελών έγινε με την αυτοματοποιημένη διαδικασία ελέγχου του λογισμικού SAP2000.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

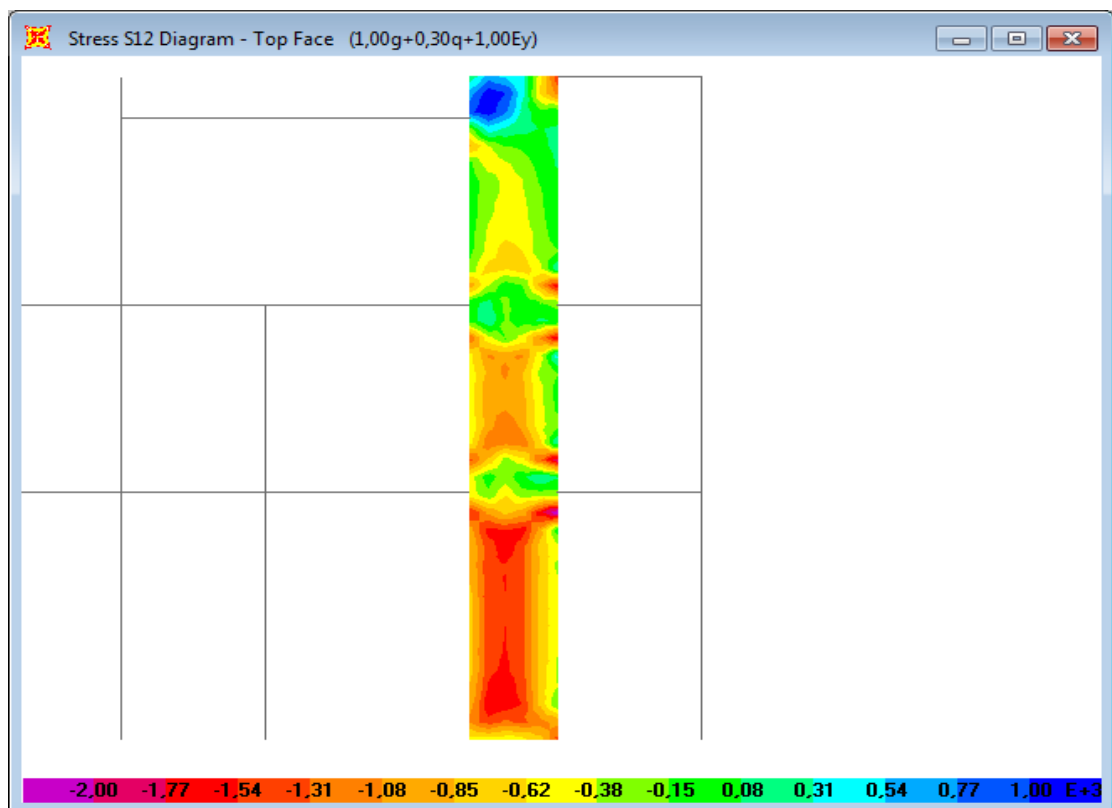


Σχήμα 3.3.12. Αξονική καταπόνηση τοιχώματος (3) στο μη-σεισμικό συνδυασμό 1,35G+1,50Q (MPa)

Συμπεραίνουμε από τα σχήματα 3.3.12-14 πόσο σημαντική είναι η σωστή ώπλιση των τοιχωμάτων, ιδίως στις κρίσιμες περιοχές (EC2 §9.6), για την αποφυγή τοπικών αστοχιών και κυρίως ψαθυρής αστοχίας σε διάτμηση (Σχήμα 3.3.14).

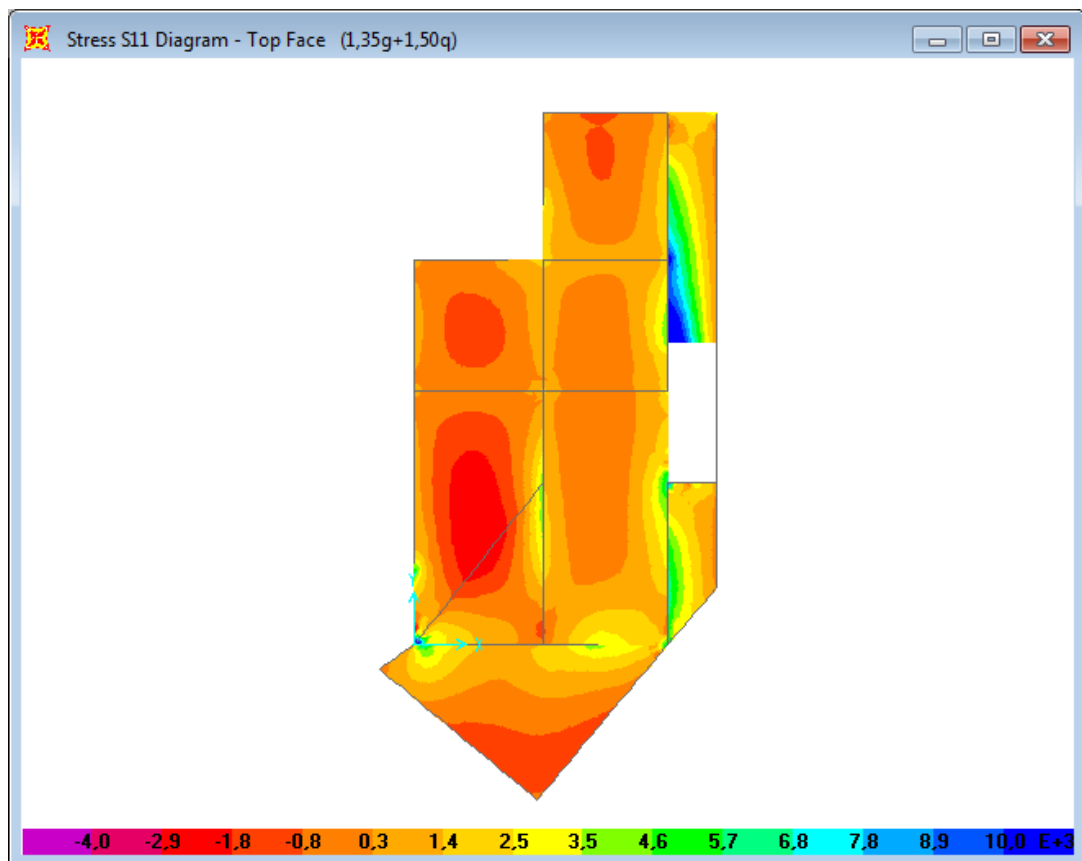


Σχήμα 3.3.13. Αξονική καταπόνηση τοιχώματος (3) στο σεισμικό συνδυασμό $1,00G+0,30Q+1,00E_y$ (MPa)

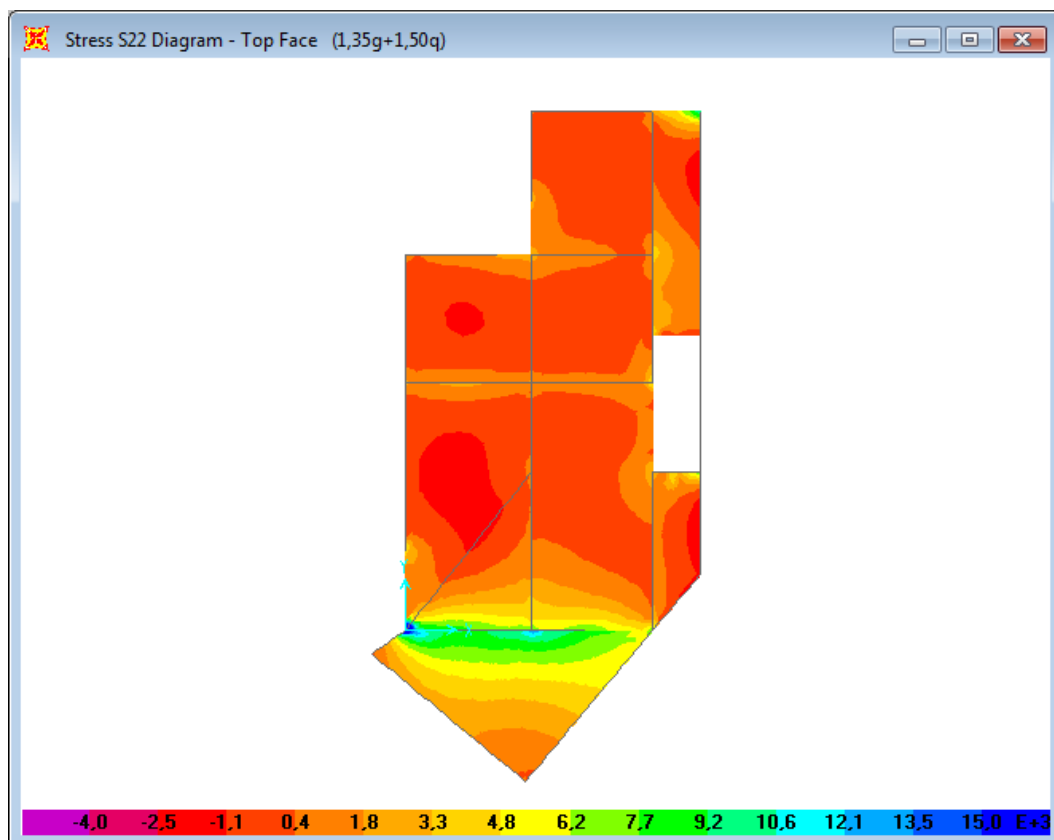


Σχήμα 3.3.14. Διατμητική καταπόνηση τοιχώματος (3) στο σεισμικό συνδυασμό $1,00G+0,30Q+1,00E_y$ (MPa)

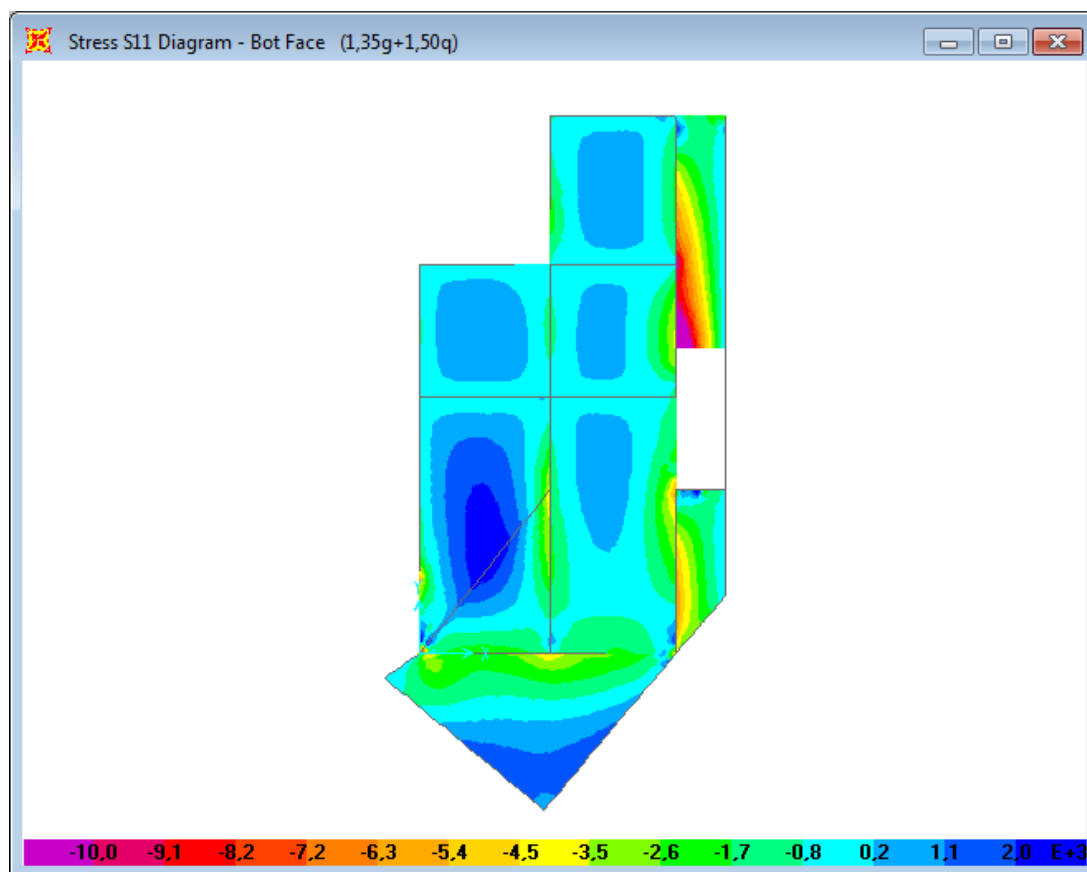
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΛΑΚΩΝ



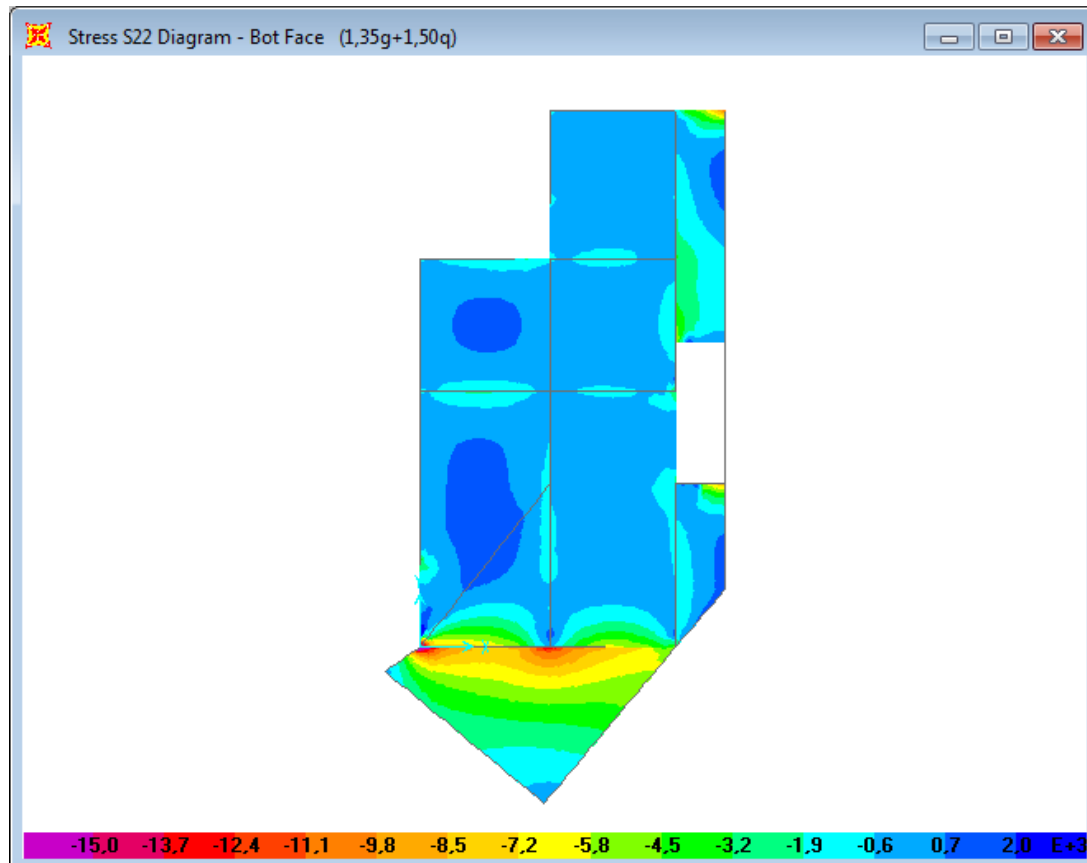
Σχήμα 3.3.15. Τάσεις σ_{11} σκυροδέματος άνω επιφάνειας πλάκας 2^{ου} ορόφου (MPa)



Σχήμα 3.3.16. Τάσεις σ_{22} σκυροδέματος άνω επιφάνειας πλάκας 2^{ου} ορόφου (MPa)



Σχήμα 3.3.17. Τάσεις σ_{11} σκυροδέματος κάτω επιφάνειας πλάκας 2^{ου} ορόφου (MPa)

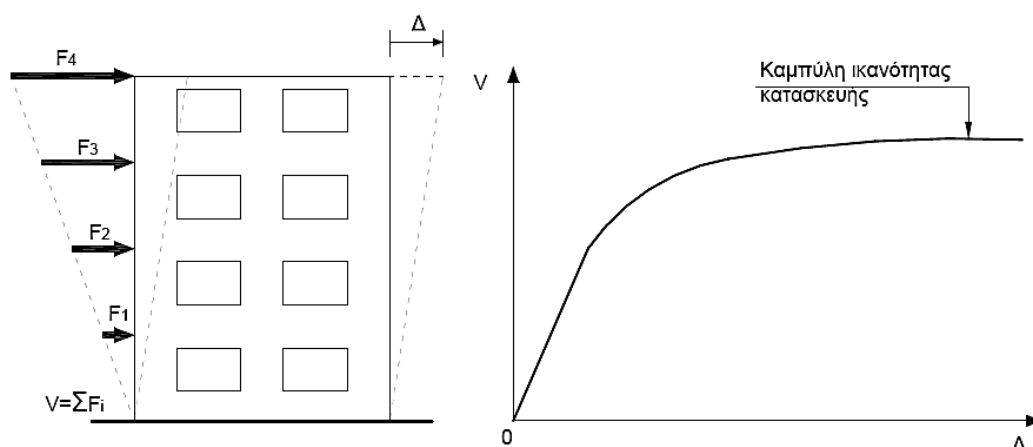


Σχήμα 3.3.18. Τάσεις σ_{22} σκυροδέματος κάτω επιφάνειας πλάκας 2^{ου} ορόφου (MPa)

Παρατηρούμε ότι οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις δεν υπερβαίνουν τη μέγιστη επιτρεπόμενη θλιπτική τάση του σκυροδέματος $\sigma_{c,επ}=25\text{MPa}/1,50=16,67\text{MPa}$ (Σχήμα 3.2.22.), ενώ οι εφελκυστικές τάσεις υπερβαίνουν την αντοχή σε εφελκυσμό $\sigma_{c,t}=2,5\text{MPa}$ (Σχήμα 3.2.22.), οπότε θα ήταν ακριβέστερη η χρήση ρηγματωμένης διατομής.

Κεφάλαιο 4 – Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση (Pushover)

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, ευρύτερα γνωστή ως “*Pushover Analysis*”, είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία κατά τη σεισμική φόρτιση. Τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή επιβάλλονται ως στατικά φορτία βήμα προς βήμα μέχρι το πλήρες μέγεθός τους. Αποτέλεσμα της εφαρμογής της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η καμπύλη αντίστασης (βλ. **Σχήμα 4.1**) ή αλλιώς “καμπύλη Pushover”, η οποία συσχετίζει την τέμνουσα βάσης με τις μετατοπίσεις συγκεκριμένου κόμβου ελέγχου της κατασκευής (συνήθως στην κορυφή της κατασκευής). Από την καμπύλη αντίστασης είναι εμφανής η ανελαστική σχέση δύναμης – μετακίνησης, καθώς οι σταδιακές πλαστικοποιήσεις κρίσιμων περιοχών του φορέα συνεπάγονται μείωση της δυσκαμψίας του. Η στατική ανελαστική ανάλυση αποτελεί προσεγγιστική μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης, καθώς δεν λαμβάνει υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης, αλλά αντιθέτως επιβάλλει τα φορτία μονότονα.



Σχήμα 4.1. Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής

Η στατική ανελαστική ανάλυση για οριζόντια σεισμικά φορτία διακρίνεται ανάλογα με την κατανομή των επιβαλλόμενων φορτίων. Σε κάθε περίπτωση τα φορτία επιβάλλονται στις στάθμες των διαφραγμάτων. Η κατανομή των δυνάμεων καθ' ύψος βασίζεται πολύ συχνά στην υπόθεση ότι η ταλάντωση του κτιρίου ακολουθεί το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής, κάτι που είναι αρκετά ακριβές για κατασκευές ιδιοπεριόδου μέχρι 1 sec. Σε πιο εύκαμπτες κατασκευές ίσως θα πρέπει να εξετάζεται και η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

4.1 Γενικές απαιτήσεις

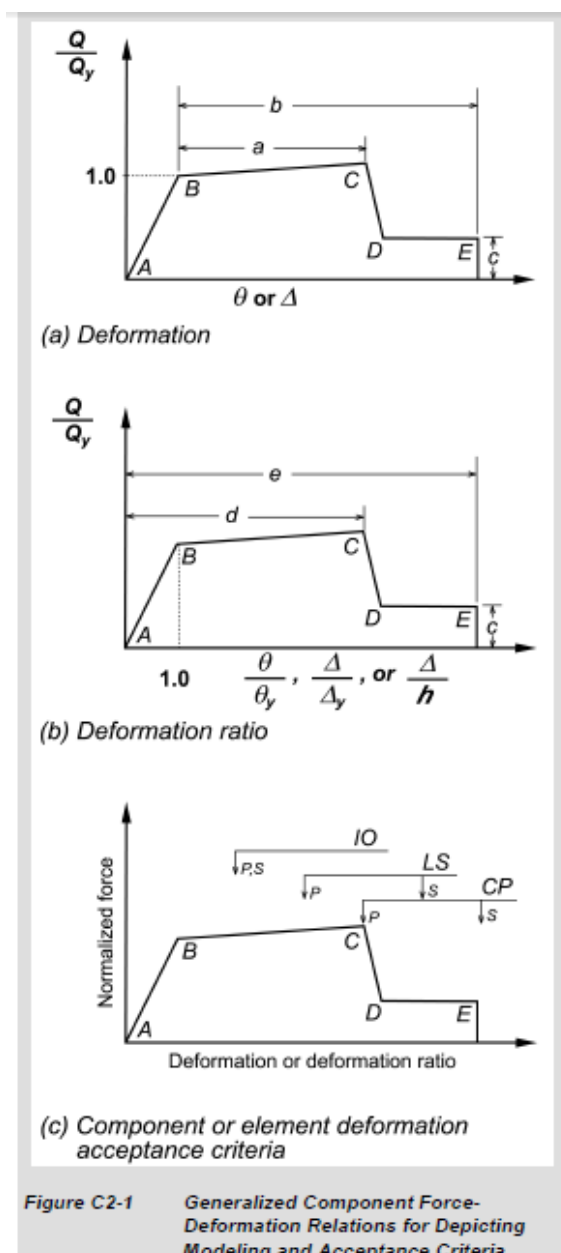
Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο *επιθυμητός* στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Στον Πίνακα 2.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάλληψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς για συνήθη κατηγορία σπουδαιότητας, αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2 ενώ ο στόχος A1 ικανοποιείται μέσω λοιπών κανονιστικών διατάξεων που περιλαμβάνονται.

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

Πίνακας 4.1.1. Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.



Σχήμα 4.1.1. Μοντέλο μη-γραμμικής συμπεριφοράς στοιχείων και στάθμες επιτελεστικότητας κατά FEMA 356

Σε πρώτο βήμα όλων των αναλύσεων φορτίζονται οι φορείς με τα φορτία βαρύτητας στον συνδυασμό “G+0,3Q” για να προσεγγίσει το προσομοίωμα καλύτερα τις συνθήκες που υπάρχουν στον σεισμό. Τέλος λαμβάνονται υπόψη η μη γραμμικότητα της γεωμετρίας σε όλες τις αναλύσεις.

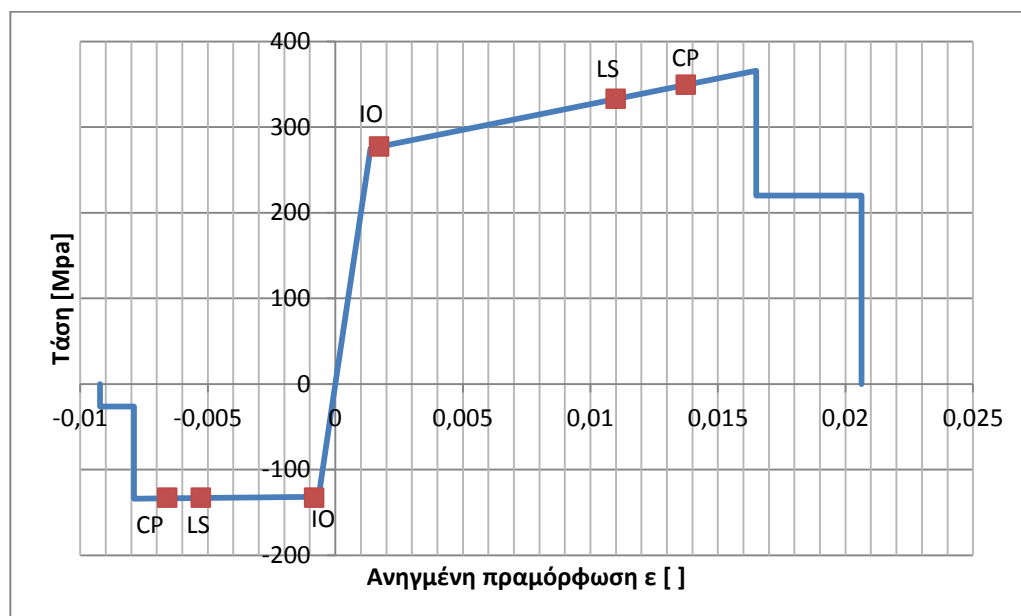
4.2 Μη γραμμική προσανζητική ανάλυση φορέα από Χάλυβα

Για το κτίριο με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας που διαστασιολογήθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο με βάσει τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, ελέγχεται η σεισμική του ικανότητα και η μεταπλαστική του συμπεριφορά με τη μη-γραμμική στατική προσανζητική μέθοδο στη διεύθυνση Υ. Οι αναλύσεις γίνονται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v14.0.0.

Table 5-7 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

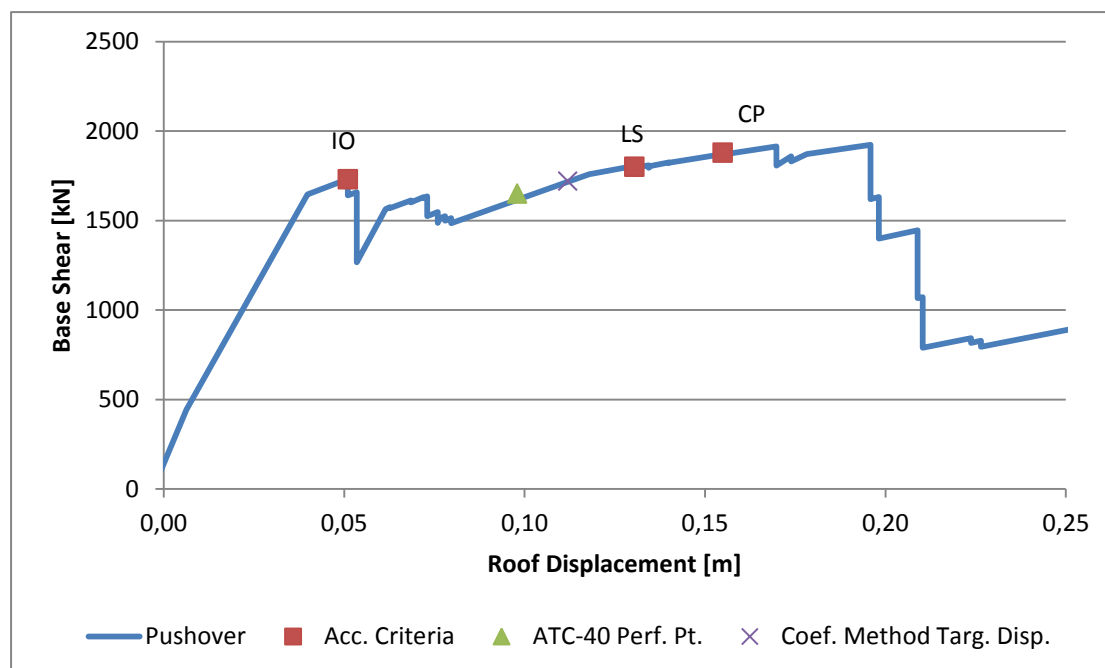
Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation				
				IO	Primary		Secondary	
	a	b	c		LS	CP	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces) ^f								
g. Rectangular cold-formed tubes								
1. $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$	0.5Δ _c	7Δ _c	0.4	0.25Δ _c	4Δ _c	6Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
2. $\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	0.5Δ _c	3Δ _c	0.2	0.25Δ _c	1Δ _c	2Δ _c	2Δ _c	3Δ _c
3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	Linear interpolation shall be used.							
Braces in Tension (except EBF braces) ²								
	11Δ _T	14Δ _T	0.8	0.25Δ _T	7Δ _T	9Δ _T	11Δ _T	13Δ _T

Πίνακας 4.2.1. Μη-γραμμικά στοιχεία και στάθμες επιτελεστικότητας κοίλων διατομών από χάλυβα κατά FEMA 356



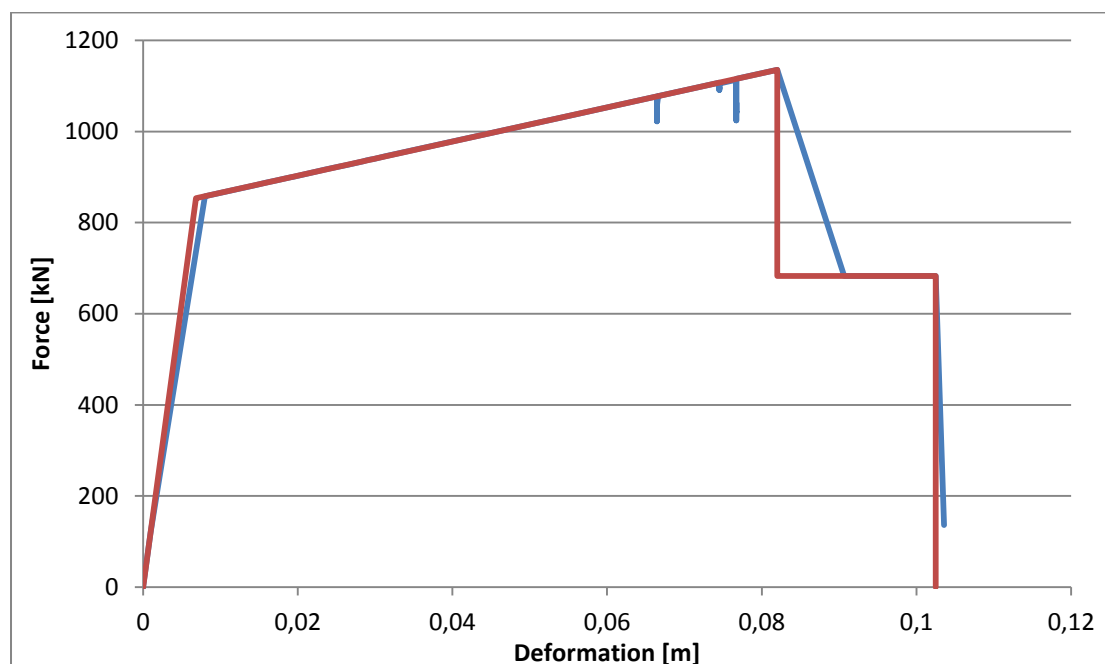
Σχήμα 4.2.1. Διάγραμμα σ-ε και στάθμες επιτελεστικότητας διαγωνίων RHS140X70X8 S275 κατά FEMA 356

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΜΕ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

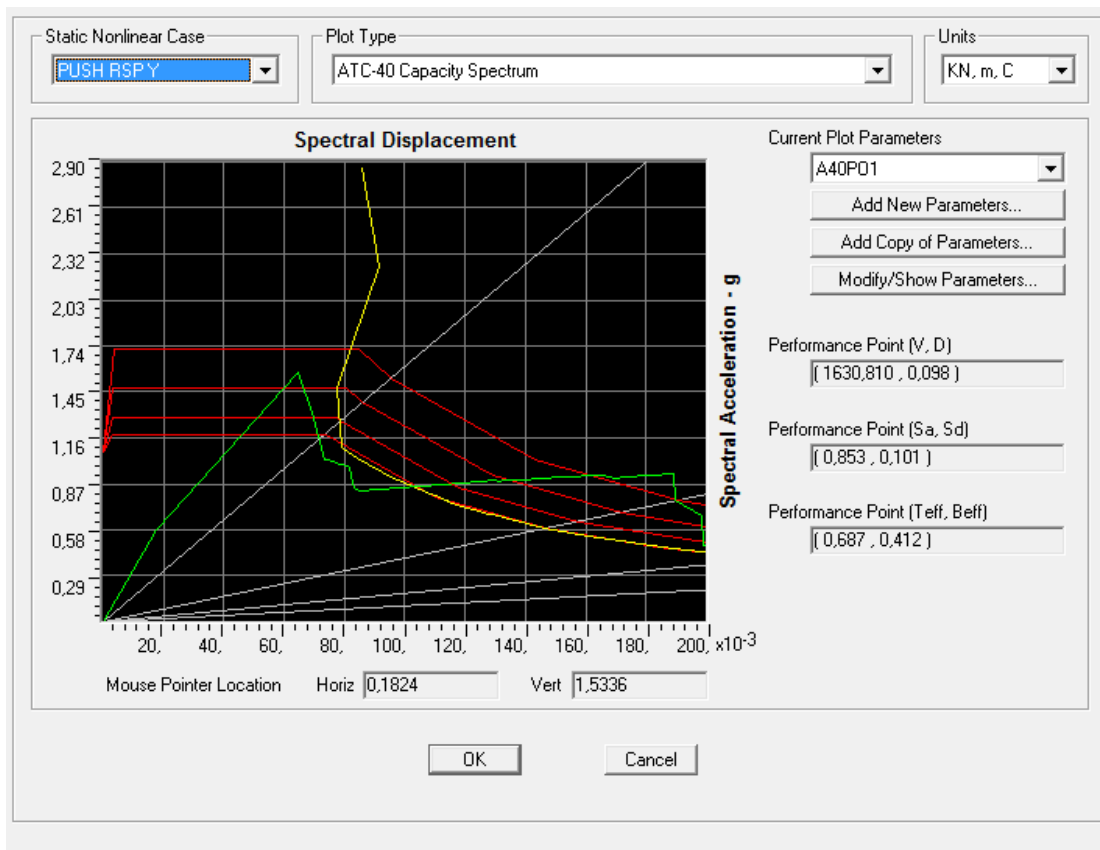


Σχήμα 4.2.2. Καμπύλη ικανότητας κατασκευής και στάθμες επιτελεστικότητας

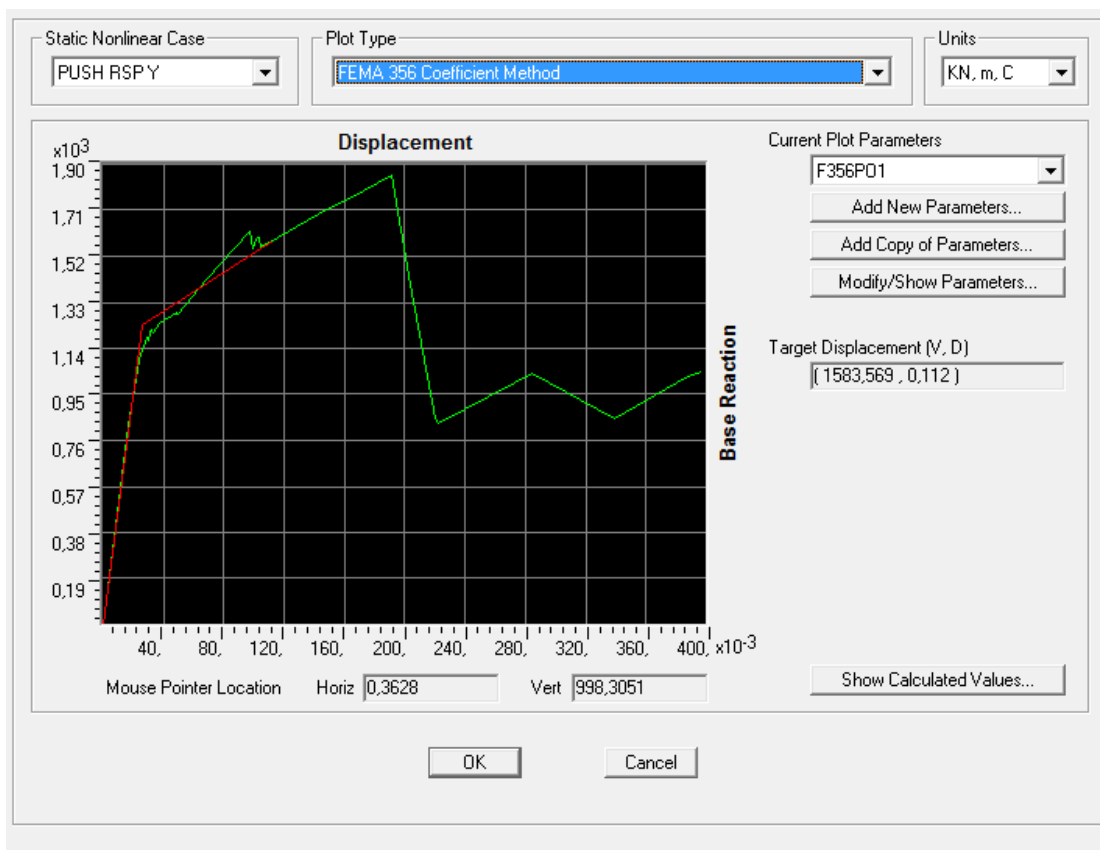
Οι στάθμες επιτελεστικότητας επιλέχθηκαν με βάση τα κύρια στοιχεία δυσκαμψίας σε εφελκυσμό (χιαστί σύνδεσμοι RHS140X70X8). Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής υπολογίστηκε με τη μέθοδο του ATC-40 και η στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο των συντελεστών.



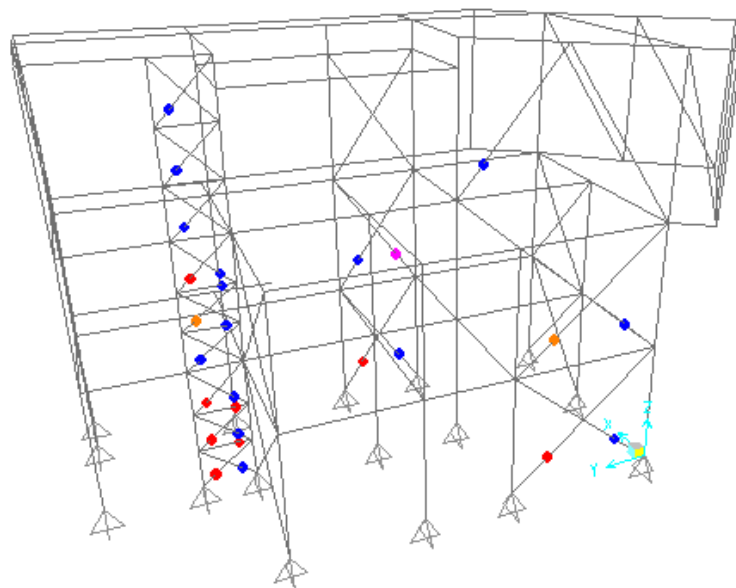
Σχήμα 4.2.3. Θεωρητικό μοντέλο και τελική συμπεριφορά εφελκυσμένου διαγωνίου συνδέσμου RHS140X70X8



Σχήμα 4.2.4. Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

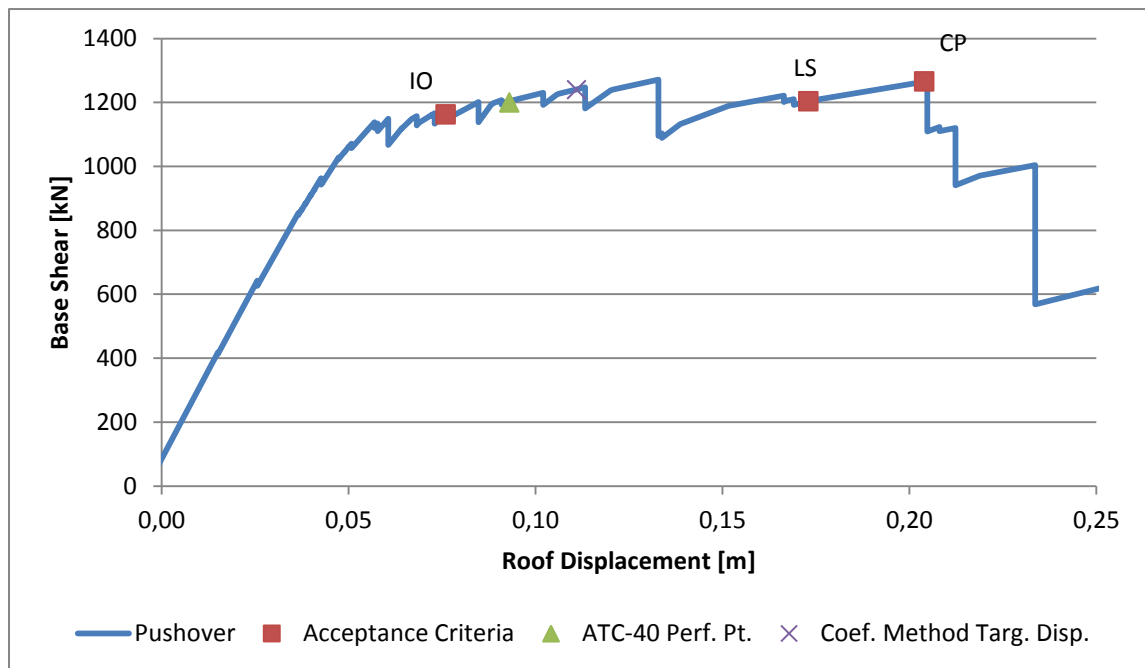


Σχήμα 4.2.5. Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο των συντελεστών

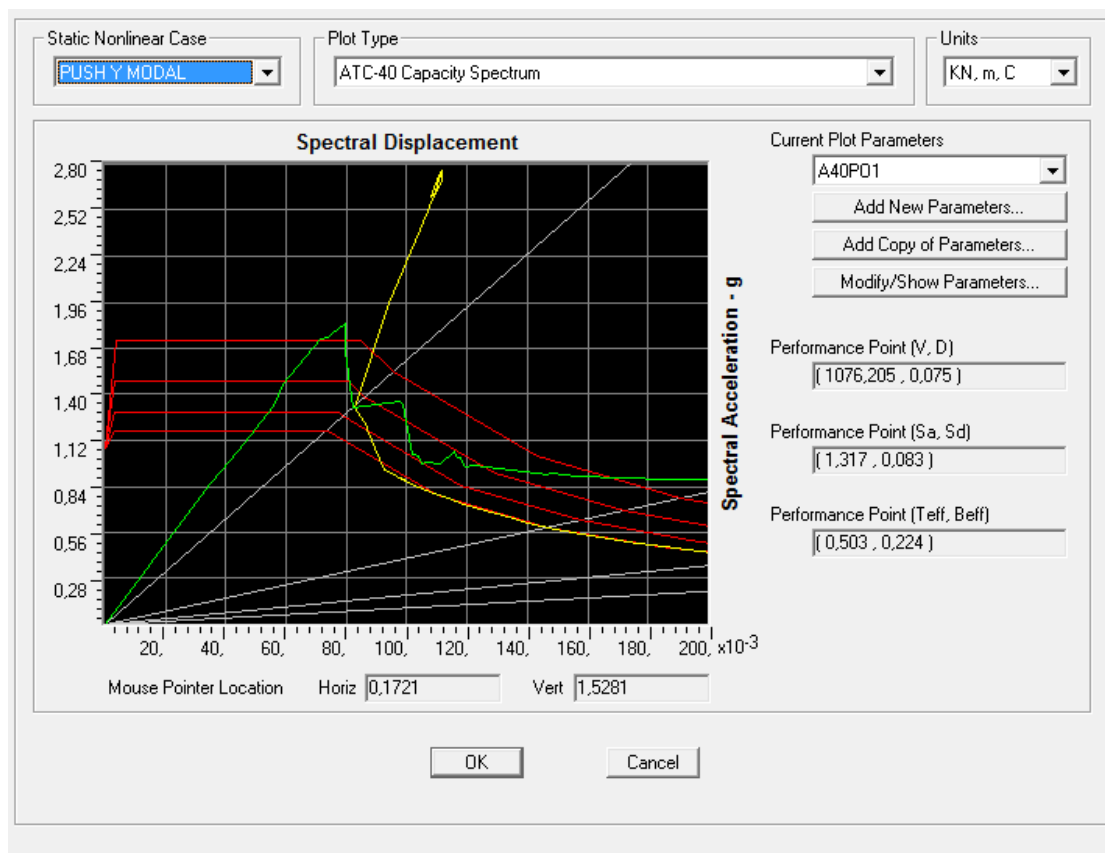


Σχήμα 4.2.6. Κατάσταση κατασκευής στη στοχευόμενη μετακίνηση

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΜΕ ΙΔΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ (2^H)



Σχήμα 4.2.7. Καμπύλη ικανότητας κατασκευής και στάθμες επιτελεστικότητας



Σχήμα 4.2.8. Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατασκευής κατά ATC-40

4.3 Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση φορέα από Ω.Σ.

Για το κτίριο με μικτό σύστημα από Ω.Σ. που διαστασιολογήθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο με βάσει τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, ελέγχεται η σεισμική του ικανότητα και η μεταπλαστική του συμπεριφορά με τη μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο στη διεύθυνση Υ. Οι αναλύσεις γίνονται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v14.0.0.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Πίνακας 4.3.1. Μη-γραμμικά στοιχεία και στάθμες επιτελεστικότητας δοκών από Ω.Σ. για καμπτική αστοχία κατά FEMA 356

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
	a	b	c		LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Πίνακας 4.3.2. Μη-γραμμικά στοιχεία και στάθμες επιτελεστικότητας υποστυλωμάτων από Ω.Σ. για καμπτική αστοχία κατά FEMA 356

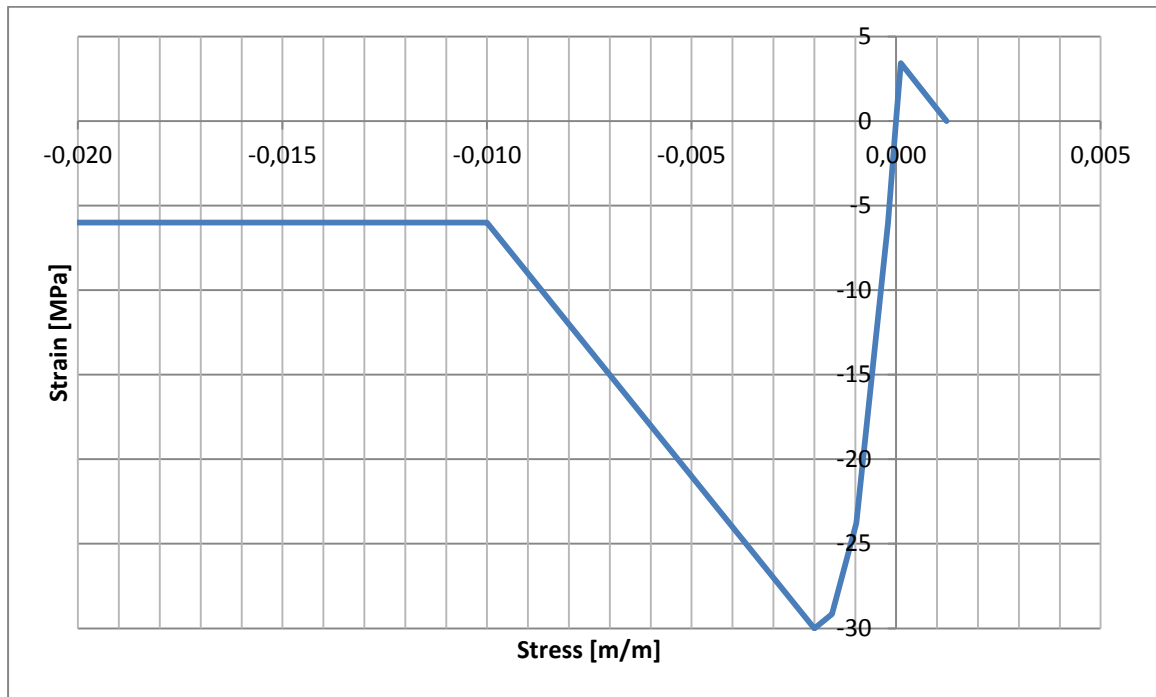
Table 11-7. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced Concrete Walls and Wall Segments Controlled by Flexure, in radians

Component Type	Performance Level ^a						
	Primary			Secondary			
	IO	LS	SS	LS	SS		
1. Walls and wall segments controlled by flexure							
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w f_c}$ 1	$\frac{V}{t_w d \sqrt{f_c}}$ 2	Boundary Element ³					
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

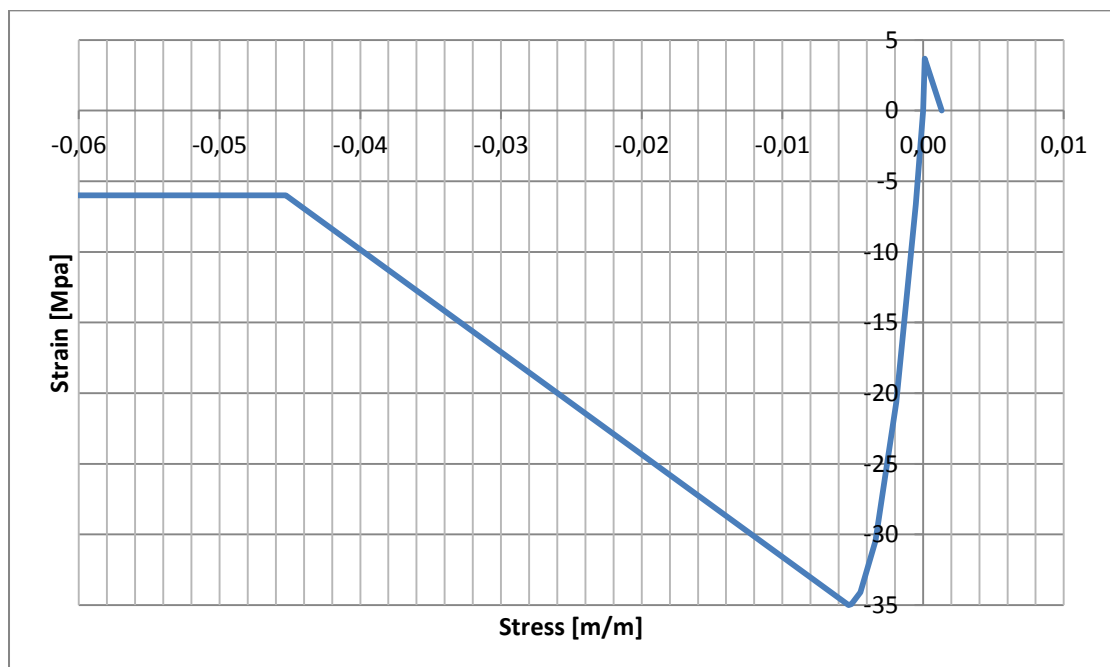
- A_s = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in tension, A_s' = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in compression, f_y = yield stress of longitudinal reinforcement, P = axial force acting on the wall considering design load combinations, t_w = wall web thickness, d = wall length, and f_c = concrete compressive strength.
- V = the design shear force acting on the wall, and other variables are as defined above.
- The term "C" indicates the boundary reinforcement effectively satisfies requirements of ACI 318. The term "NC" indicates the boundary requirements do not satisfy requirements of ACI 318.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
IO = Immediate Occupancy
LS = Life Safety
SS = Structural Stability
- For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

Πίνακας 4.3.3. Μη-γραμμικά στοιχεία και στάθμες επιτελεστικότητας τοιχωμάτων από Ω.Σ. για καμπτική αστοχία κατά FEMA 356

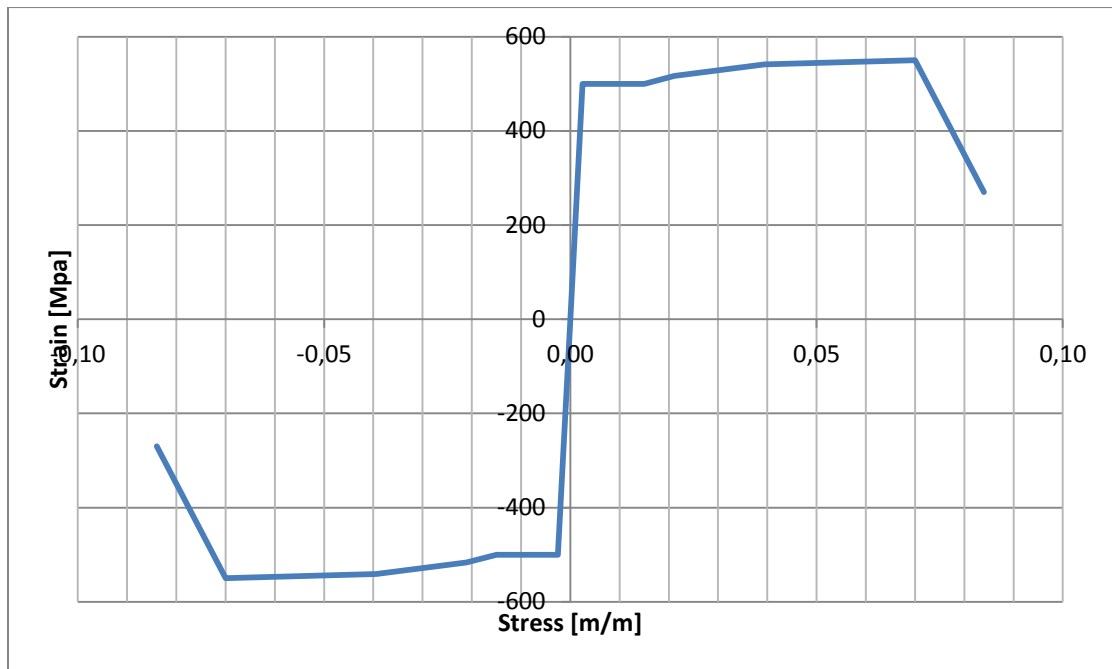
Η μη-γραμμική συμπεριφορά σε κάμψη των φερόντων στοιχείων από Ω.Σ. μπορεί να καθορισθεί από τους παραπάνω πίνακες κατά FEMA 356. Εντούτοις, ακριβέστερη εκτίμηση της συμπεριφοράς αυτής μπορεί να γίνει με χρήση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του χάλυβα και του σκυροδέματος (Σχήματα 4.3.4.(α),(β) & 4.3.5.) και των γεωμετρικών στοιχείων των διατομών.



Σχήμα 4.3.1.(α) Μη-γραμμική συμπεριφορά σκυροδέματος C25 κατά Mander

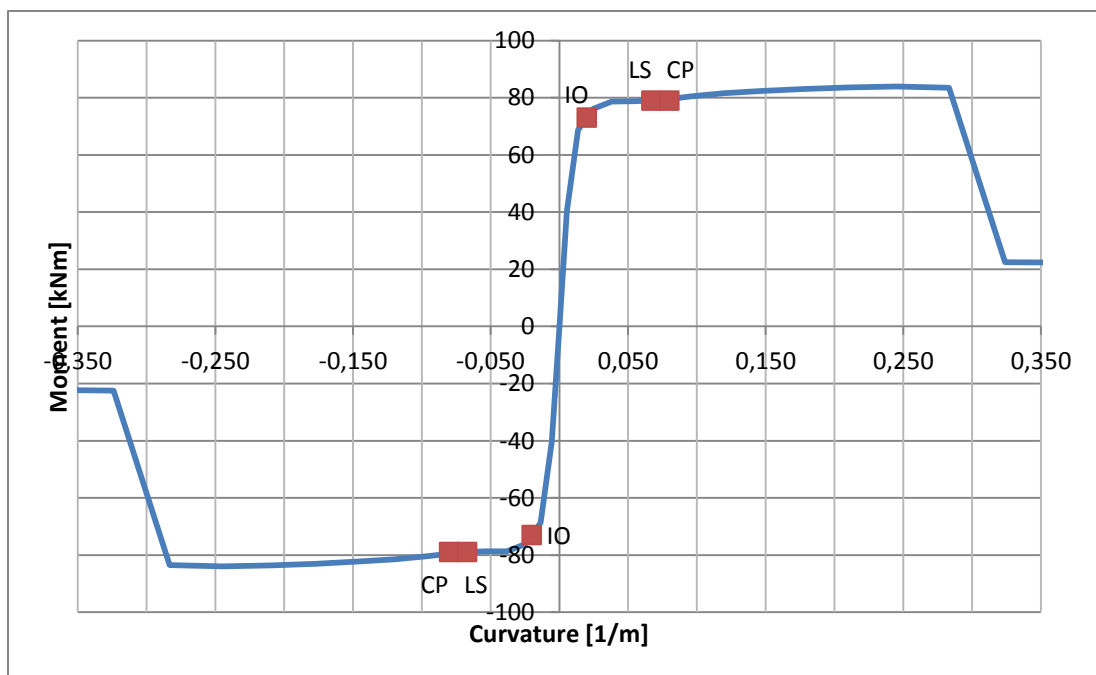


Σχήμα 4.3.1.(β) Μη-γραμμική συμπεριφορά περισιγμένου σκυροδέματος C25 κατά Mander

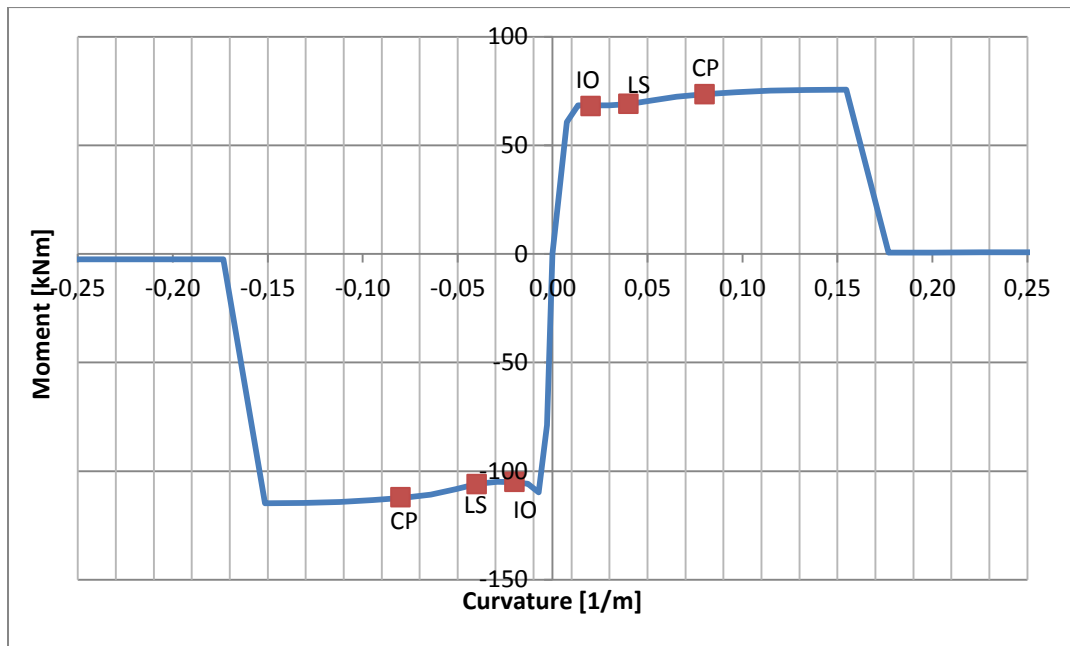


Σχήμα 4.3.2. Μη-γραμμική συμπεριφορά χάλυβα οπλισμού B500C κατά Park

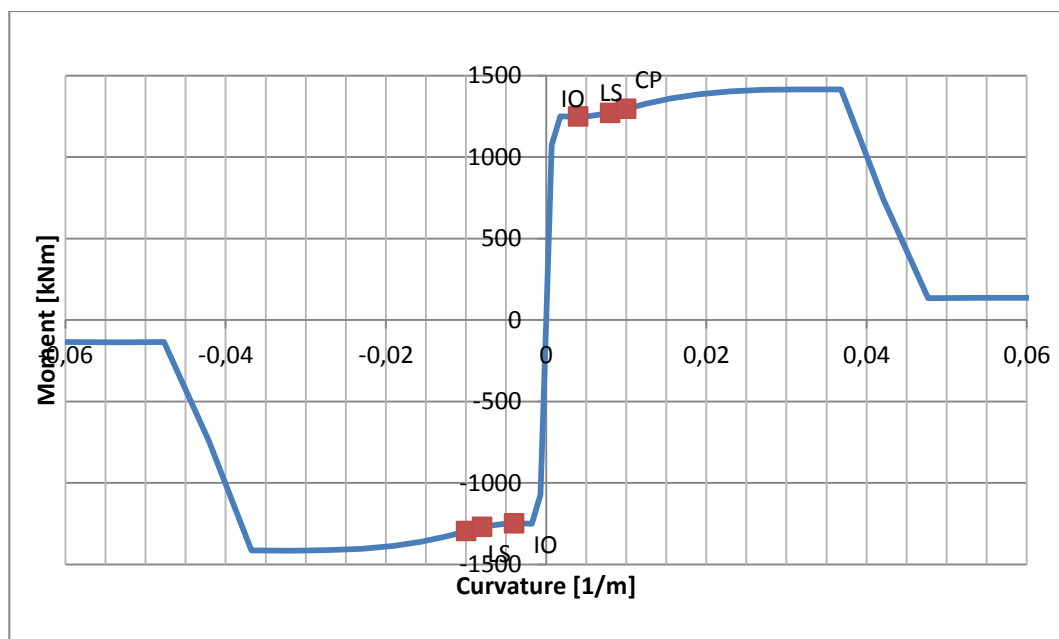
Με χρήση του εργαλείου σχεδιασμού των διατομών (Section Designer) του SAP2000 έχουμε τα ακόλουθα διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας των διατομών.



Σχήμα 4.3.3. Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας υποστυλώματος και στάθμες επιτελεστικότητας κατά FEMA 356



Σχήμα 4.3.4. Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας πλακοδοκού και στάθμες επιτελεστικότητας κατά FEMA 356



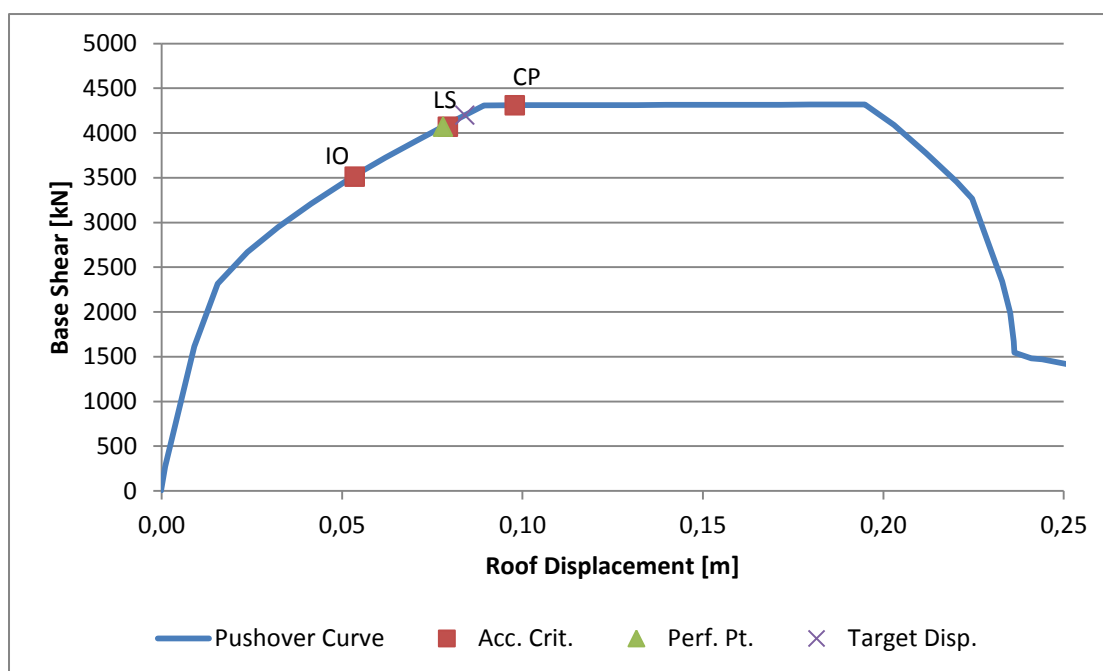
Σχήμα 4.3.5. Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας τοιχώματος (1) και στάθμες επιτελεστικότητας κατά FEMA 356

*Σημείωση: Η σχέσεις που συνδέουν γωνία στροφής-καμπυλότητα για τις πλαστικές αρθρώσεις είναι:

$$\kappa = \frac{\sin \theta}{L_{Hinge}} \Leftrightarrow \theta = \sin^{-1}(\kappa \cdot L_{Hinge})$$

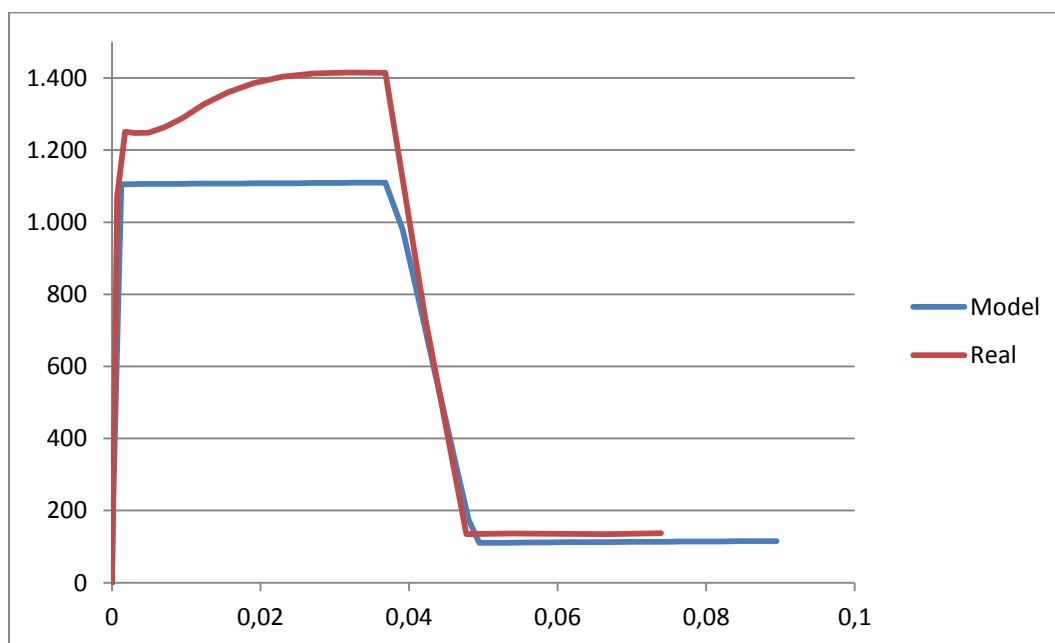
Όπου L_{Hinge} το μήκος της πλαστικής άρθρωσης το οποίο λαμβάνεται το μισό του στατικού ύψους της διατομής (η απλοποιητικά το μισό του γεωμετρικού ύψους της διατομής) και $\sin \theta \approx \theta$.

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΜΕ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

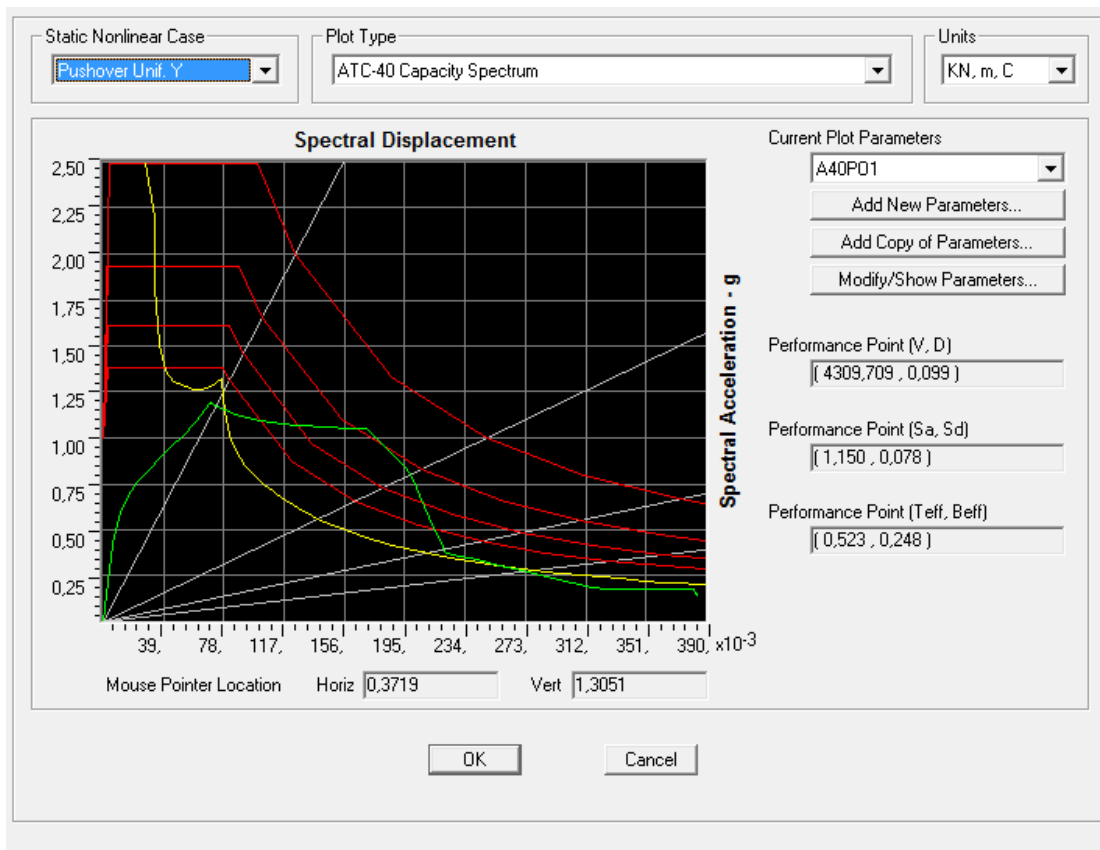


Σχήμα 4.3.6. Καμπύλη ικανότητας κατασκευής και στάθμες επιτελεστικότητας

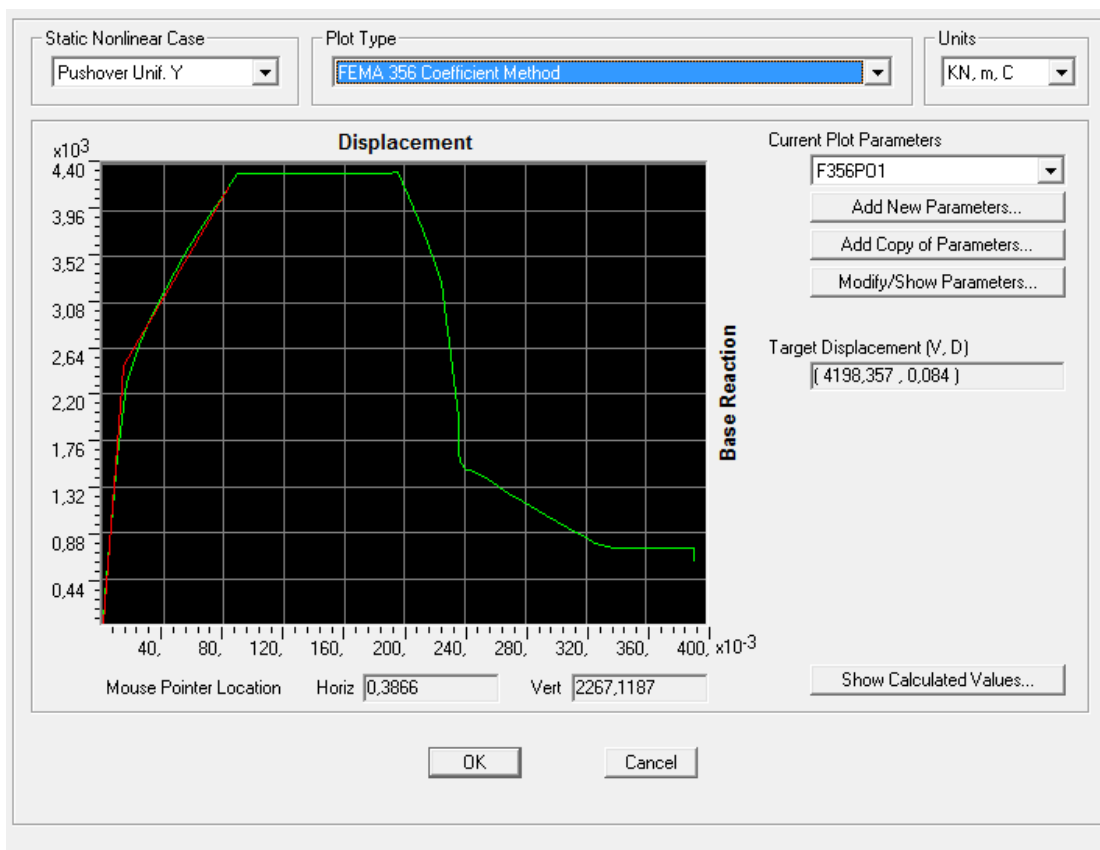
Οι στάθμες επιτελεστικότητας επιλέχθηκαν με βάση τα τοιχώματα στη διεύθυνση Υ τα οποία αποτελούν τα κύρια στοιχεία δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση αυτή. Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής υπολογίστηκε με τη μέθοδο του ATC-40 και η στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο των συντελεστών. Παρατηρούμε πως ο φορέας αντεπεξέρχεται οριακά στη στοχευόμενη μετατόπιση με το επιθυμητό επίπεδο βλαβών που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».



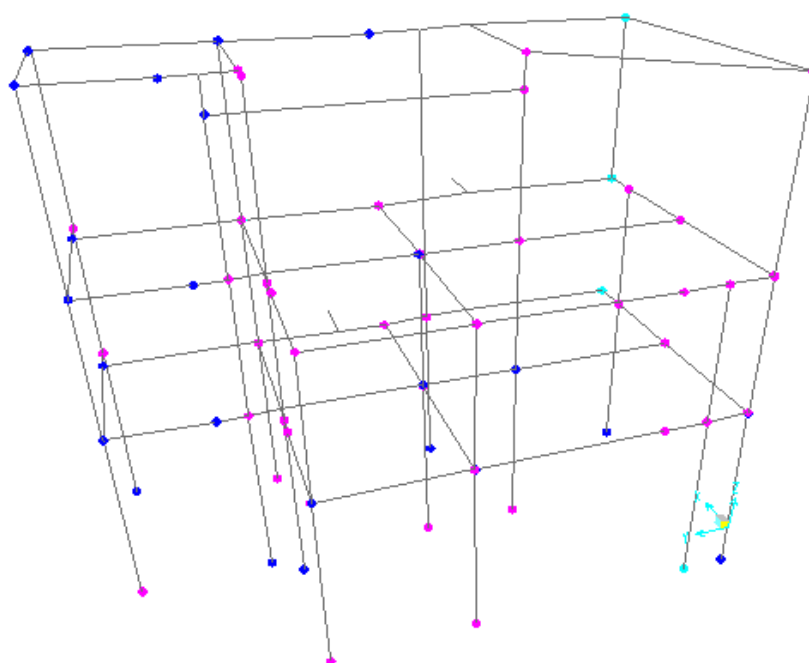
Σχήμα 4.3.7. Πραγματική συμπεριφορά και χρησιμοποιούμενο μοντέλο καμπτικής συμπεριφοράς τοιχώματος (1)



Σχήμα 4.3.8. Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατασκευής κατά ATC-40

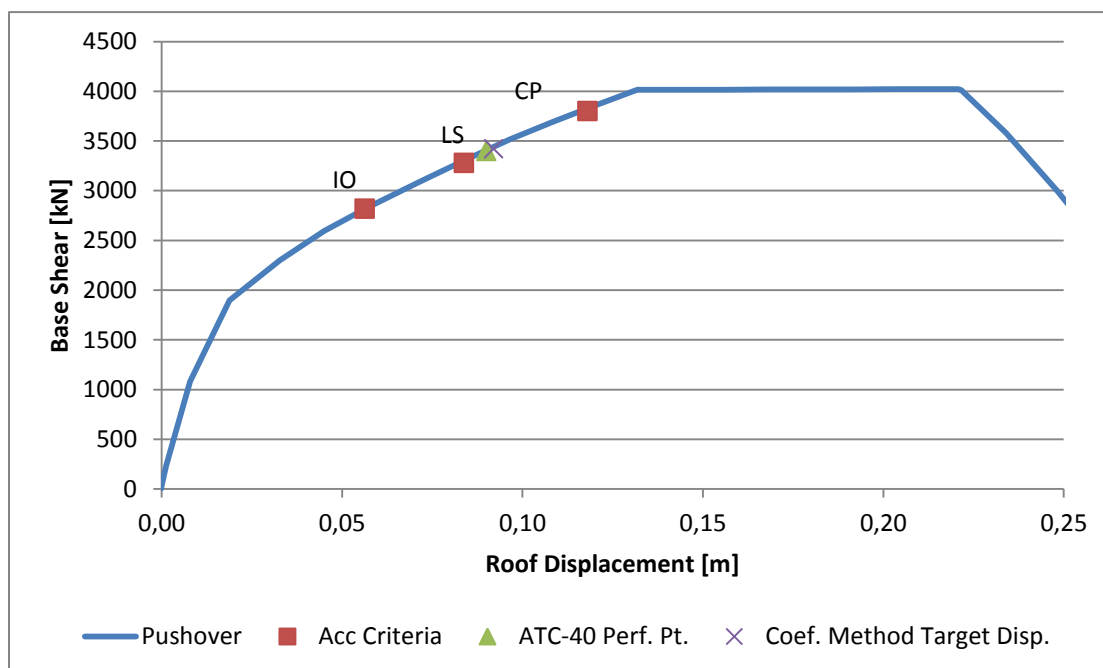


Σχήμα 4.3.9. Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο των συντελεστών



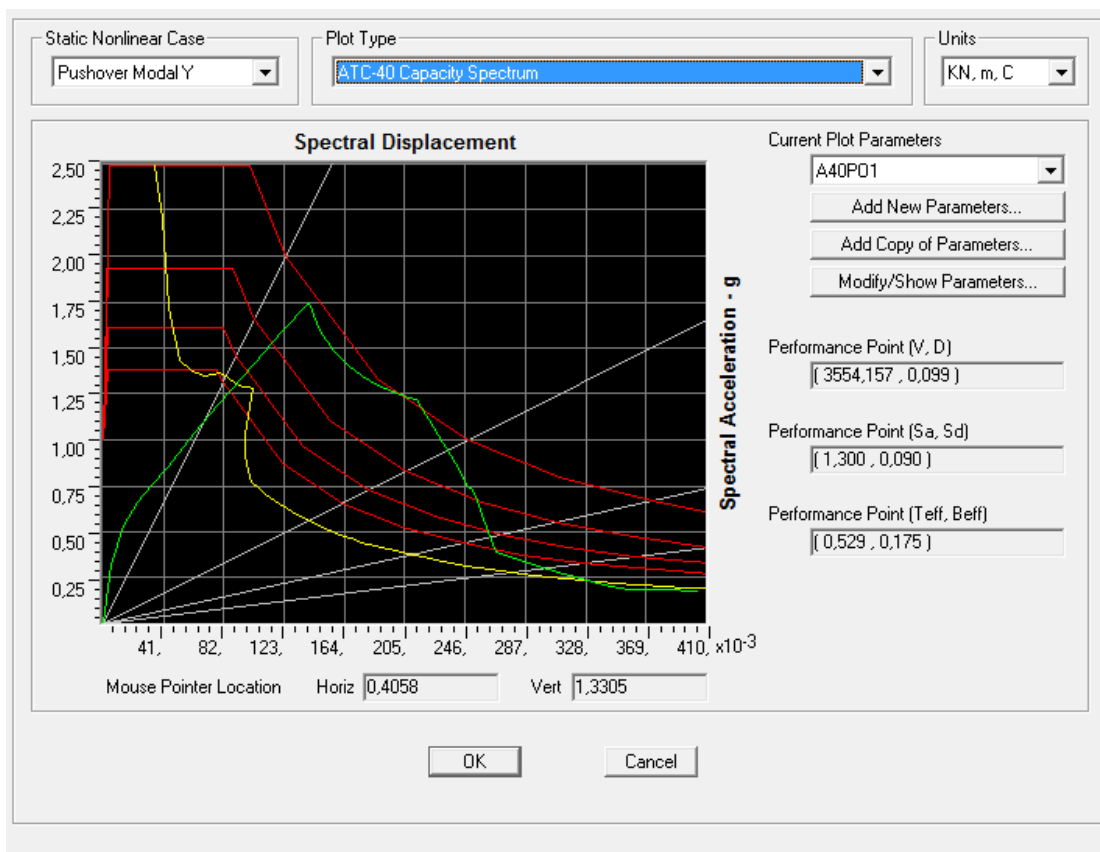
Σχήμα 4.3.10. Κατάσταση κατασκευής στη στοχευόμενη μετακίνηση

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΜΕ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ (3^Η)

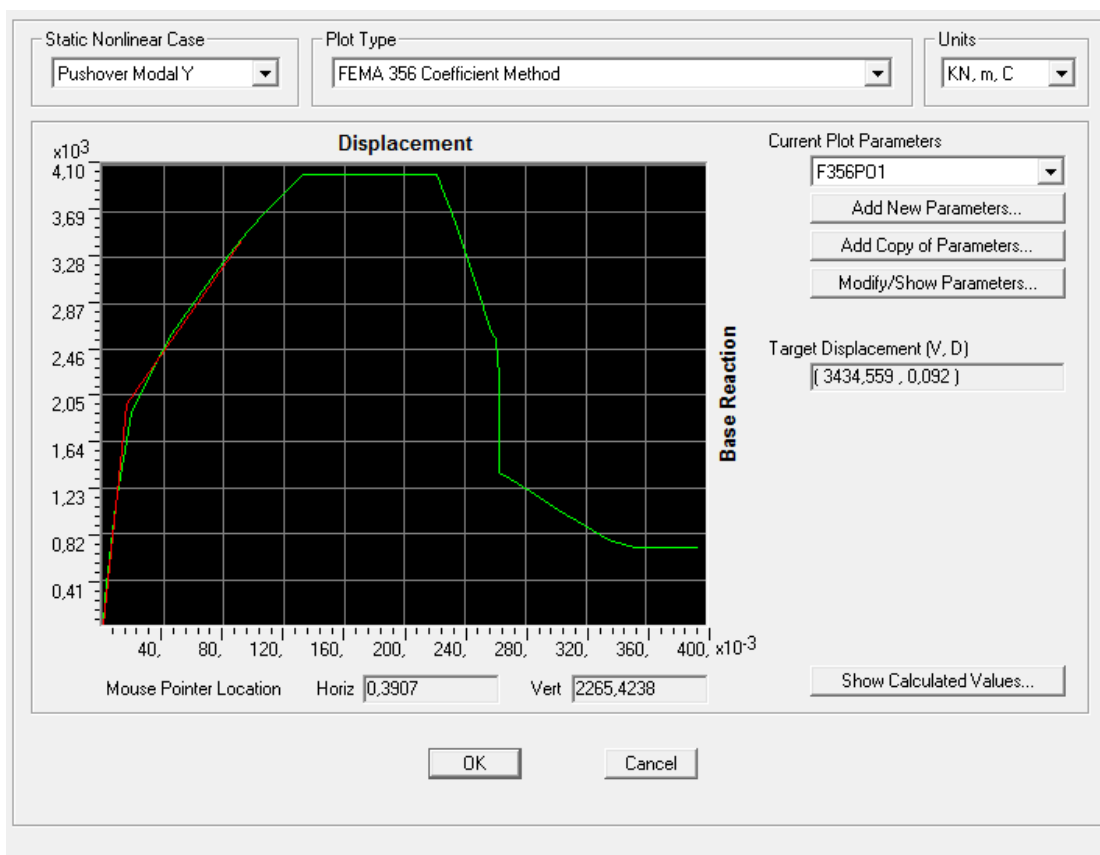


Σχήμα 4.3.11. Καμπύλη ικανότητας κατασκευής και στάθμες επιτελεστικότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας επιλέχθηκαν με βάση τα τοιχώματα στη διεύθυνση Υ τα οποία αποτελούν τα κύρια στοιχεία δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση αυτή. Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής υπολογίστηκε με τη μέθοδο των συντελεστών. Παρατηρούμε πως ο φορέας δεν είναι ικανός να αντεπεξέλθει στη στοχευόμενη μετατόπιση με το επιθυμητό επίπεδο βλαβών που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».



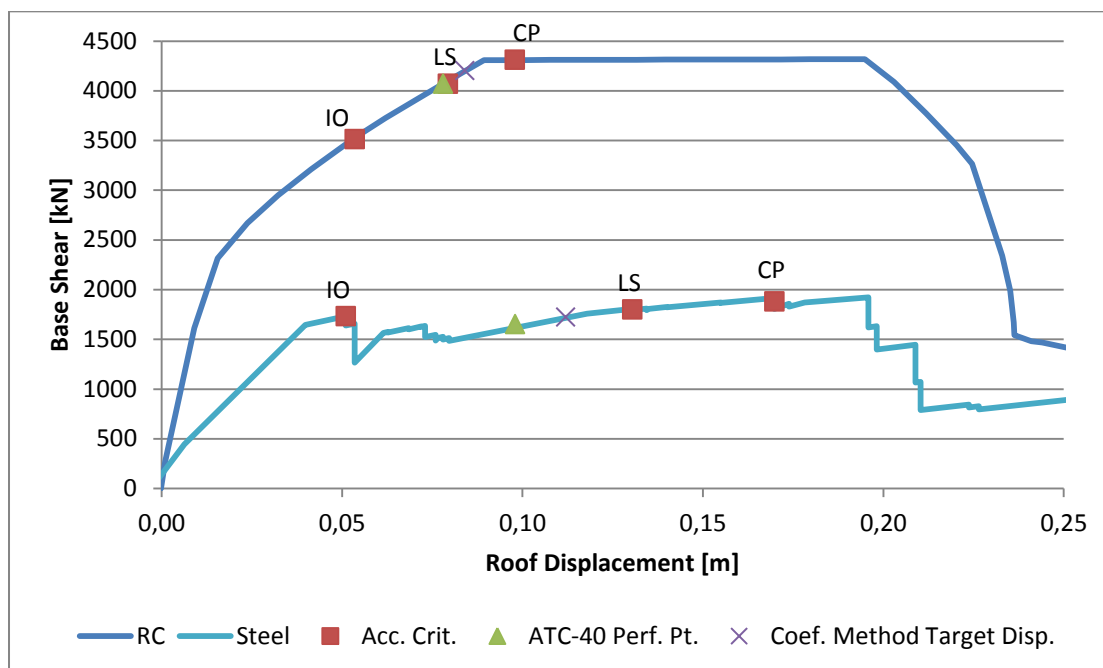
Σχήμα 4.3.12. Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατασκευής κατά ATC-40



Σχήμα 4.3.13. Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο των συντελεστών

4.4. Σύγκριση φορέων - Παρατηρήσεις

Παρακάτω παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των μη γραμμικών προσαυξητικών αναλύσεων (Pushover) για τους δυο φορείς στη διεύθυνση Y με ομοιόμορφη κατανομή φορτίου.



Σχήμα 4.4.1. Καμπύλες ικανότητας κατασκευών και στάθμες επιτελεστικότητας

Παρατηρήσεις:

Παρατηρούμε πως η κατασκευή από χάλυβα αντεπεξήλθε καλύτερα σε σχέση με τη κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα όσον αφορά την στοχευόμενη μετατόπιση με το επιθυμητό επίπεδο βλαβών που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», καθώς η πρώτη ικανοποιεί με σχετικό περιθώριο την παραπάνω απαίτηση ενώ η δεύτερη την ικανοποιεί οριακά.

Ο οριζόντιος κλάδος της καμπύλης του φορέα από ΩΣ οφείλεται στο μοντέλο συμπεριφοράς με μηδενική κράτυνση που έχει υιοθετηθεί για τα στοιχεία δυσκαμψίας (τοιχώματα, υποστυλώματα και δοκούς). Αντίθετα, η καμπύλη του φορέα από χάλυβα παρουσιάζει σημαντική κράτυνση, εξαιτίας του μοντέλου με αρκετή κράτυνση (33%) στον εφελκυσμό που έχει χρησιμοποιηθεί για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας καθώς και της θεώρησης ελαστικής συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων.

Η φορέας από ΩΣ διαρρέει σε μικρότερη μετατόπιση κορυφής από ότι το κτίριο από χάλυβα.

Για ακριβέστερα αποτελέσματα στη μέθοδο Pushover του φορέα από χάλυβα θα χρειαζόταν να λάβουμε υπόψη τη μη-γραμμική συμπεριφορά των υποστρωμάτων με χρήση καμπτικών πλαστικοποιήσεων. Θα αναμέναμε μειωμένη κράτυνση και πλαστιμότητα στον φορέα.

		Φορέας από ΩΣ	Φορέας από Χάλυβα	
Μέγιστη μετακίνηση	d_u	0,084	0,209	m
Μετακίνηση διαρροής	d_y	0,016	0,039	m
Δείκτης πλαστιμότητας	$\mu=d_u/d_y$	5,250	5,359	
Σεισμικό φορτίο διαρροής	F_y	2314	1645	kN
Σεισμικό φορτίο σχεδιασμού	F_d	1437	691	kN
Υπεραντοχή	$\gamma_{Rd}=F_y/F_d$	1,610	2,381	
Παραδοχή ίσων ενεργειών (συντελεστής συμπεριφοράς χωρίς την υπεραντοχή)	$q_y=v(2\mu-1)$	3,082	3,117	
Συντελεστής συμπεριφοράς	$q=\gamma_{Rd}*q_y$	4,963	7,421	

Πίνακας 4.4.1. Συγκριτικά αποτελέσματα ανελαστικής συμπεριφοράς

Συμπεράσματα:

- Ο φορέας από χάλυβα ανέπτυξε ελαφρώς μεγαλύτερη πλαστιμότητα σε σχέση με τον φορέα από ΩΣ, το οποίο οφείλεται στην ολκιμότητα του δομικού χάλυβα έναντι της ψαθυρότητας του σκυροδέματος.
- Ο φορέας από χάλυβα ανέπτυξε μεγαλύτερη τιμή υπεραντοχής, η οποία οφείλεται στη διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης κυρίως των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (συντελεστές ασφαλείας υλικών, ικανοτικός σχεδιασμός, υπερδιαστασιολόγηση)
- Τελικώς, και οι δύο φορείς έχουν μεγαλύτερο συντελεστή συμπεριφοράς από ότι είχε αρχικά εκτιμηθεί: 2,8 (0,8*3,5) για τον φορέα από ΩΣ και 3,2 (0,8*4) για τον φορέα από χάλυβα.

Κεφάλαιο 5 – Αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

5.1 Χρήση επιταχυνσιογραφημάτων στην ανάλυση κατασκευών

Υπάρχουν περιπτώσεις για τις οποίες η ανάλυση των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία με την μέθοδο του φάσματος απόκρισης δεν είναι επαρκής. Ο πιο ακριβής τρόπος υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται σε μια κατασκευή στο σεισμό είναι η χρήση καταγραφών ισχυρής εδαφικής κίνησης και η εν χρόνω αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας. Αυτός είναι και ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς και μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Για παράδειγμα δυο κλασσικές περιπτώσεις για τις οποίες επιβάλλεται η χρήση αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης είναι :

Η ανάλυση σημαντικών έργων (γέφυρες, φράγματα, μνημεία, κλπ.), για τα οποία η αυξημένη απαίτηση για ακρίβεια αποτελεσμάτων επιβάλλει την εκτέλεση μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων.

Η ανάλυση των κατασκευών που βρίσκονται κοντά σε ενεργά ρήγματα. Όταν συμβαίνει αυτό απαιτείται συνεργασία με τεχνικούς σεισμολόγους και γεωτεχνικούς για την επιλογή και χρήση των κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων, καθώς τα συνήθη φάσματα δεν είναι αντιπροσωπευτικά στην περίπτωση αυτή.

Ο Ευρωκώδικας 8-μέρος 1 θέτει ορισμένες απαιτήσεις ως προς την επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μη-γραμμικές αναλύσεις. Τα επιταχυνσιογραφήματα διαχωρίζονται σε καταγραφές σεισμικών γεγονότων και σε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Σε όποια από τις δυο περιπτώσεις επιλεγεί, ισχύουν οι κανόνες συνδυασμού της σεισμικής δράσης στις τρεις διευθύνσεις όπως ορίστηκαν στο κεφάλαιο 1, και άρα θα πρέπει να χρησιμοποιούνται τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα στις τρεις διευθύνσεις.

Όσον αφορά τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, η διάρκεια τους πρέπει να είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά των σεισμικών γεγονότων που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή, ενώ εάν δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία πρέπει να λαμβάνεται ως ελάχιστος χρόνος τα 10 sec. Επίσης θα πρέπει να γίνονται αναλύσεις με τουλάχιστον τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα σε κάθε διεύθυνση για τα οποία η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g \cdot S$ για την θέση που εξετάζεται και επιπλέον στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του

φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5%.

Όταν χρησιμοποιούνται χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών, τα δείγματα που λαμβάνονται πρέπει να είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σεισμογεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου και οι τιμές τους να έχουν υποστεί κλιμακώσεις για να ισχύουν οι προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της χώρας μας, για την διαστασιολόγηση νέων κτιρίων, η χρησιμοποίηση μη-γραμμικών μεθόδων σεισμικής ανάλυσης επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας. Τα αποτελέσματα αυτά δεν επιτρέπεται όμως να μειωθούν με χρήση ευνοϊκότερων αποτελεσμάτων μη-γραμμικής μεθόδου σεισμικής ανάλυσης, με εξαίρεση τις περιπτώσεις κτιρίων με σεισμική μόνωση, ή για αποτίμηση της συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ενισχυόμενων κτιρίων.

5.2 Ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας

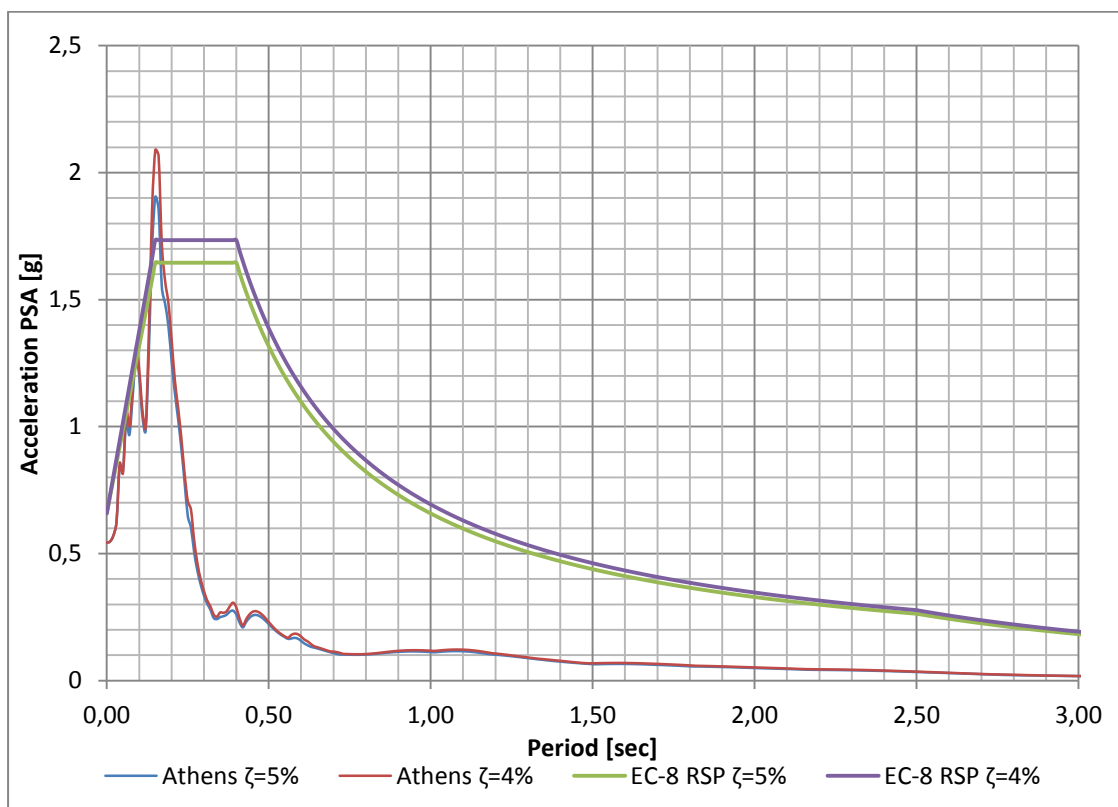
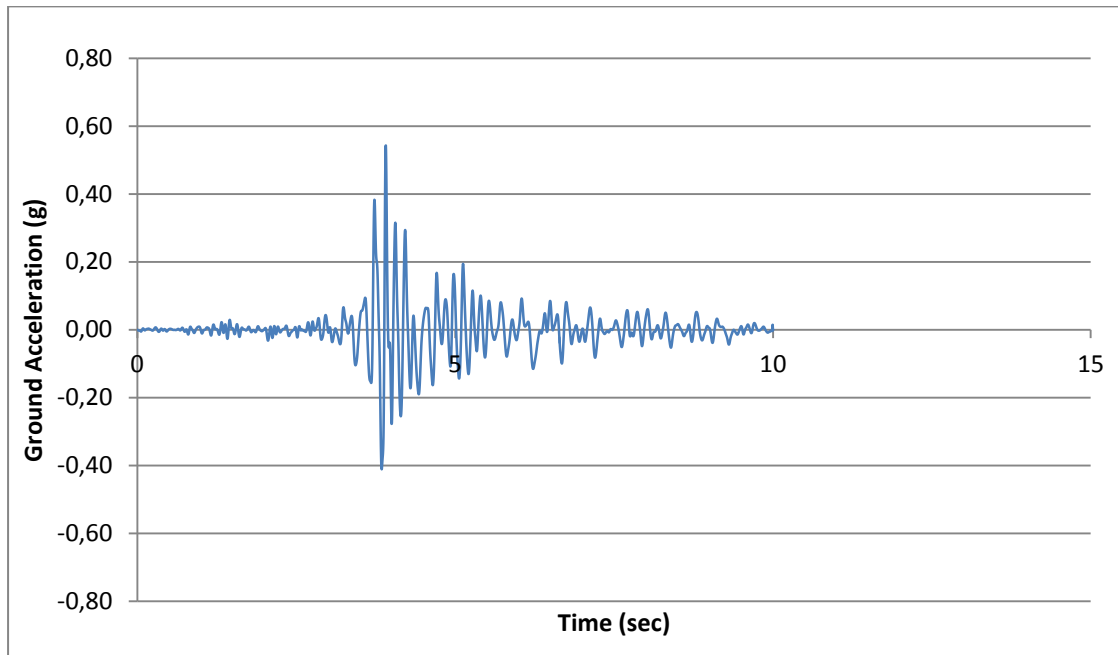
Το κτίριο από χάλυβα με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας που επιλύθηκε στις προηγούμενες εφαρμογές, υποβάλλεται σε μια σειρά από σεισμικές διεγέρσεις, με σκοπό να αποτιμηθεί η πραγματική του συμπεριφορά και να υπολογιστούν οι ακριβείς μετακινήσεις υπό διάφορους σεισμούς. Για το σκοπό αυτό θα χρησιμοποιηθούν οι εξής χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών:

1. Αθήνα 1999 (Καταγραφή “Μοναστηράκι”)
2. Αίγιο 1995 (Συνιστώσα T)
3. Λευκάδα 2003
4. Kobe 1995 (Καταγραφή “Takatori000”)

Για την επίλυση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας με τη μέθοδο της άμεσης χρονικής ολοκλήρωσης λαμβάνεται απόσβεση 4% για όλες τις ιδιομορφές για τον φορέα από χάλυβα και 5% για το ΩΣ. Όλες οι αναλύσεις στην κατασκευή από χάλυβα πραγματοποιούνται στον φορέα (1) στον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι θλιβόμενοι διαγώνιοι με απομειωμένη αντοχή λόγω λυγισμού.

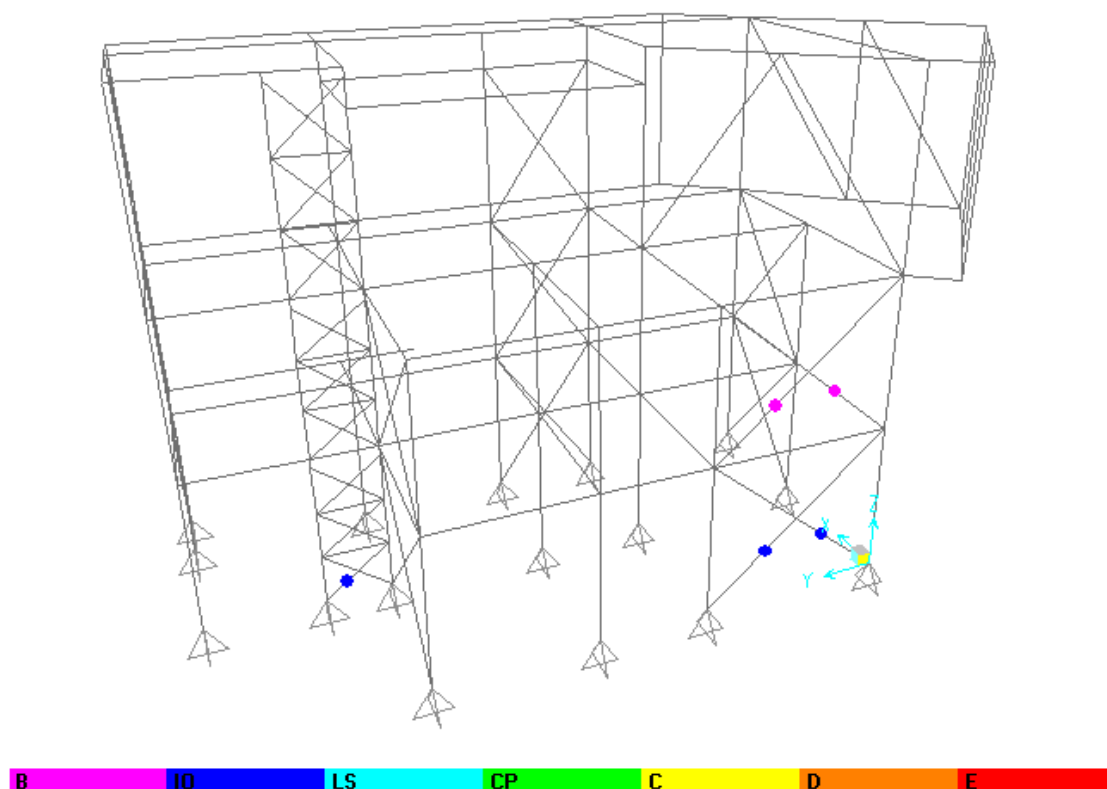
Κάθε μια από αυτές τις καταγραφές θα επιβληθεί στη διεύθυνση κατά Y με ταυτόχρονη δράση φορτιών βαρύτητας, αυτά του σεισμικού συνδυασμού “G+0.3Q”. Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v14.0.0.

5.2.1. Αθήνα 1999 (“Μοναστηράκι”)

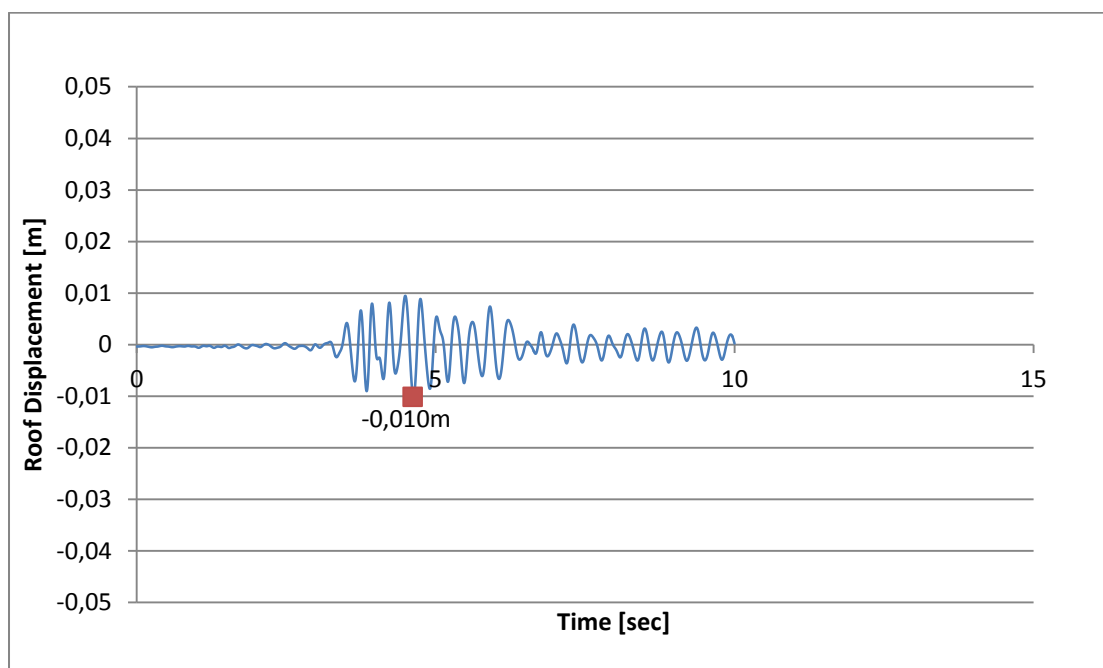


Σχήματα 5.2.1.1. (α) & (β) Σεισμική καταγραφή και φάσμα επιτάχυνσης Αθήνα 1999 (“Μοναστηράκι”)

ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

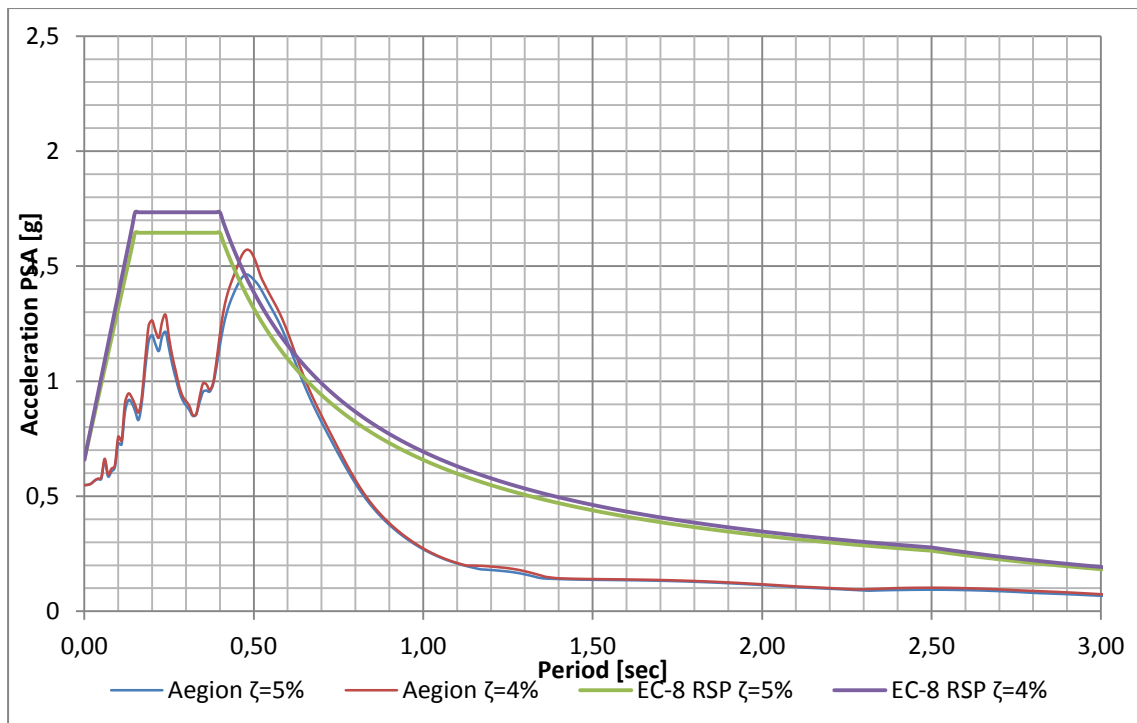
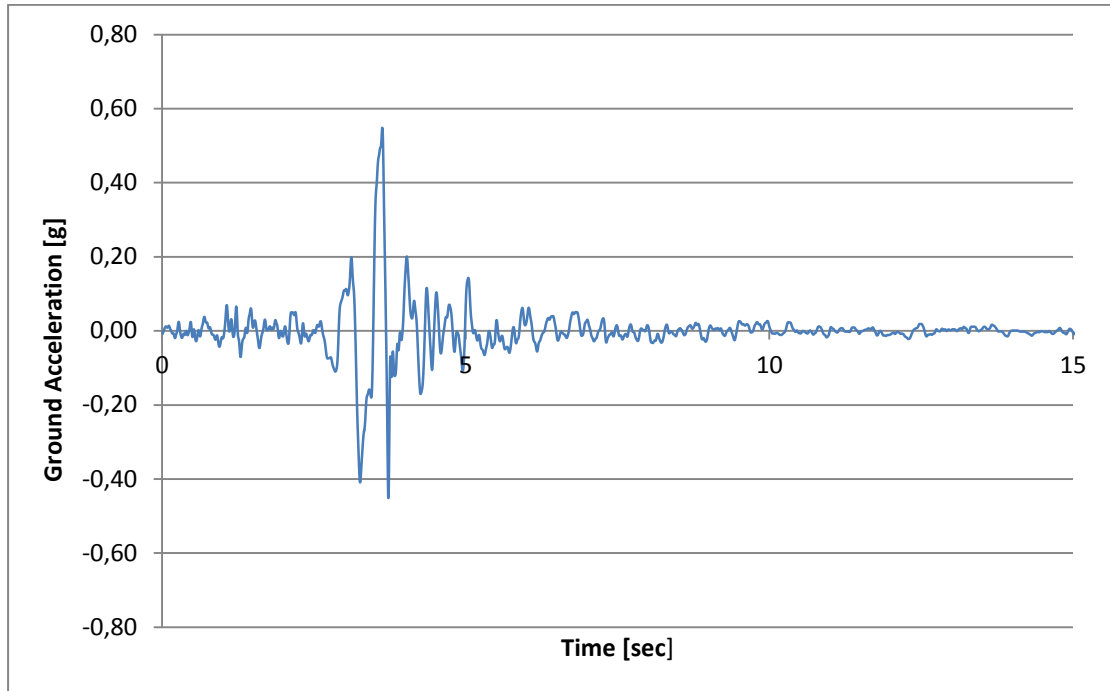


Σχήμα 5.2.1.2. Απόκριση φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση “Αθήνα 1999”



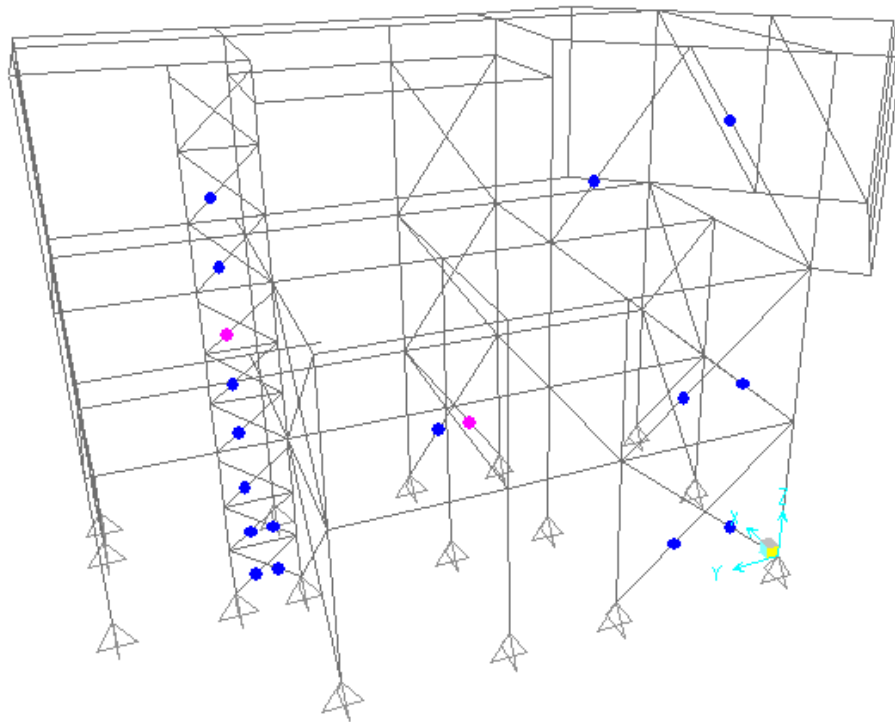
Σχήμα 5.2.1.3. Μετακίνηση κορυφής φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση “Αθήνα 1999”

5.2.2. Αίγιο 1995 (Συνιστώσα T)

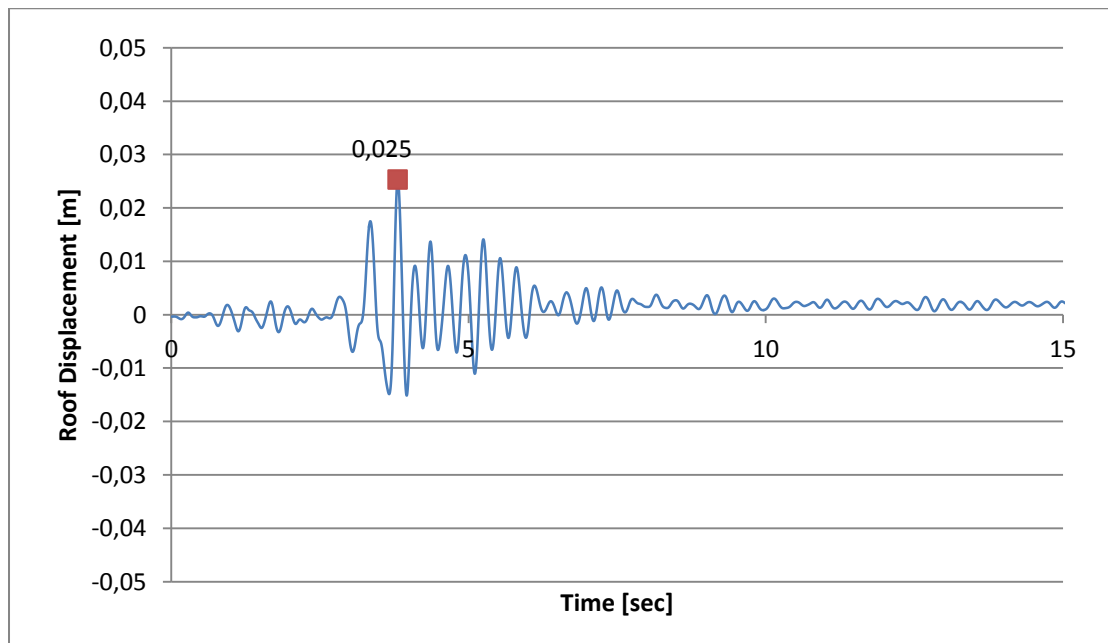


Σχήματα 5.2.2.1. (α) & (β) Σεισμική καταγραφή και φάσμα επιτάχυνσης Αίγιο 1995 (Συνιστώσα T)

ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

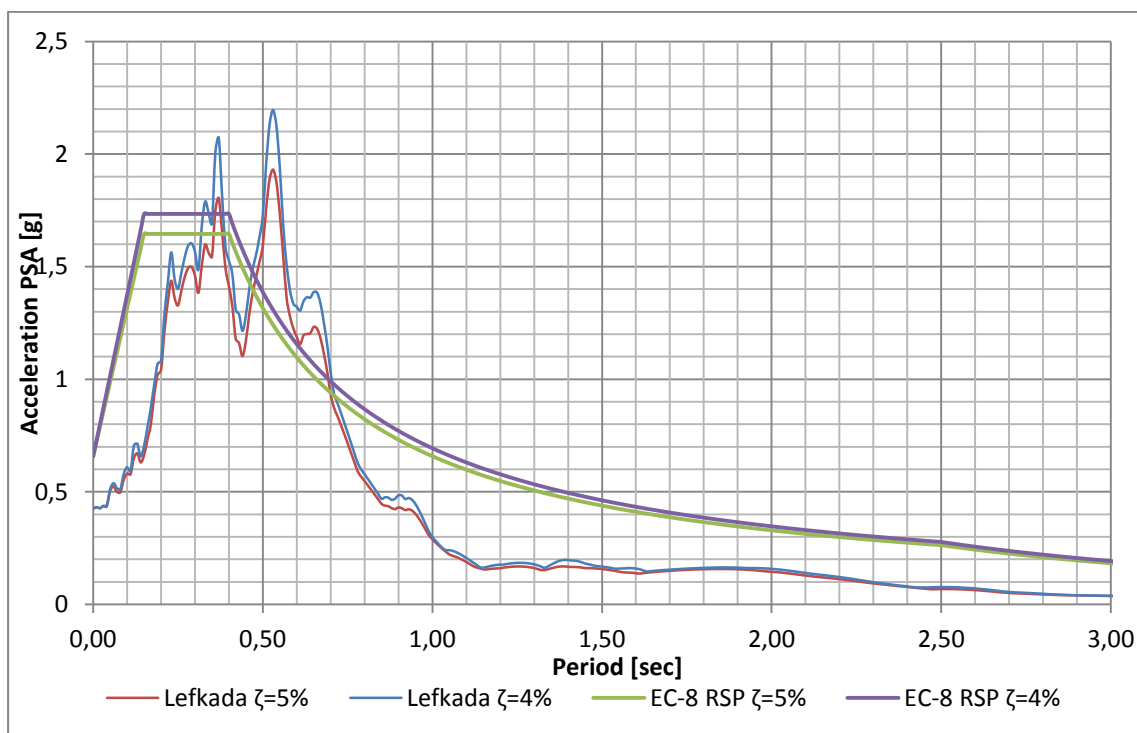
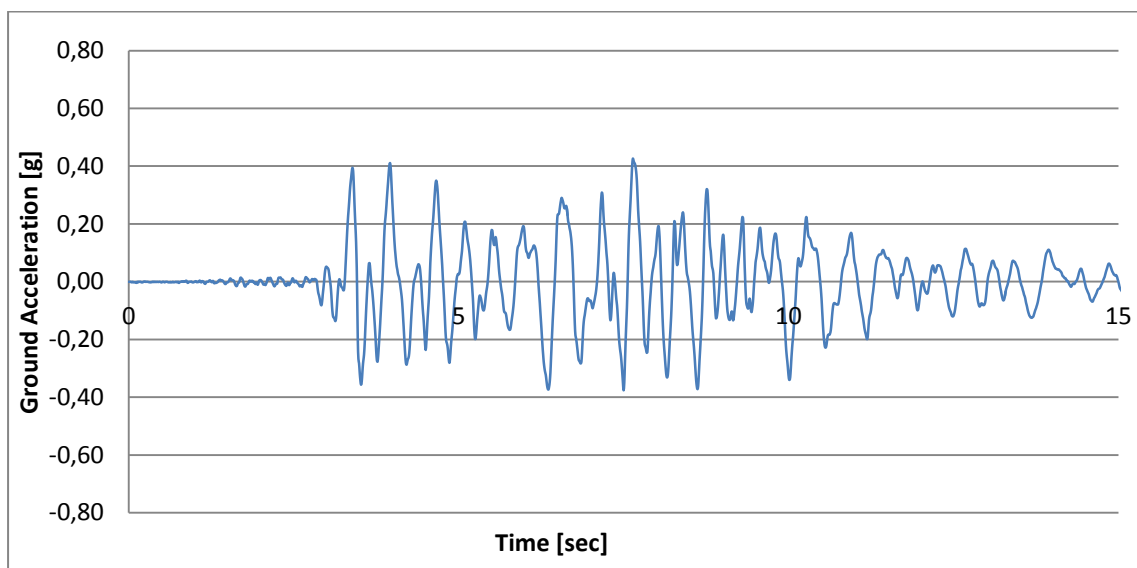


B **10** **LS** **CP** **C** **D** **E**
 Σχήμα 5.2.2.2. Απόκριση φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση "Αίγιο 1995"



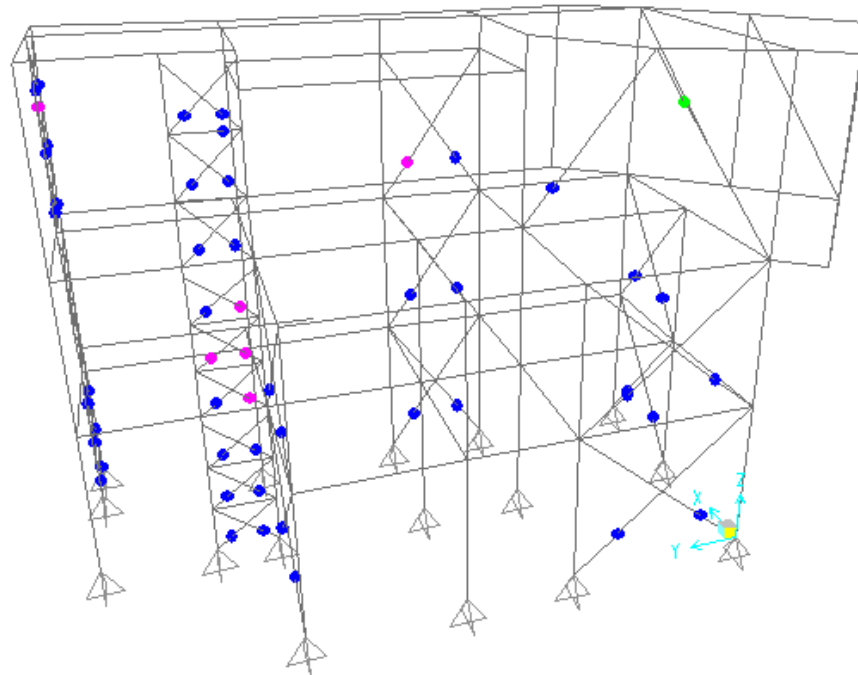
Σχήμα 5.2.2.3. Μετακίνηση κορυφής φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση "Αίγιο 1995"

5.2.3. Λευκάδα 2003

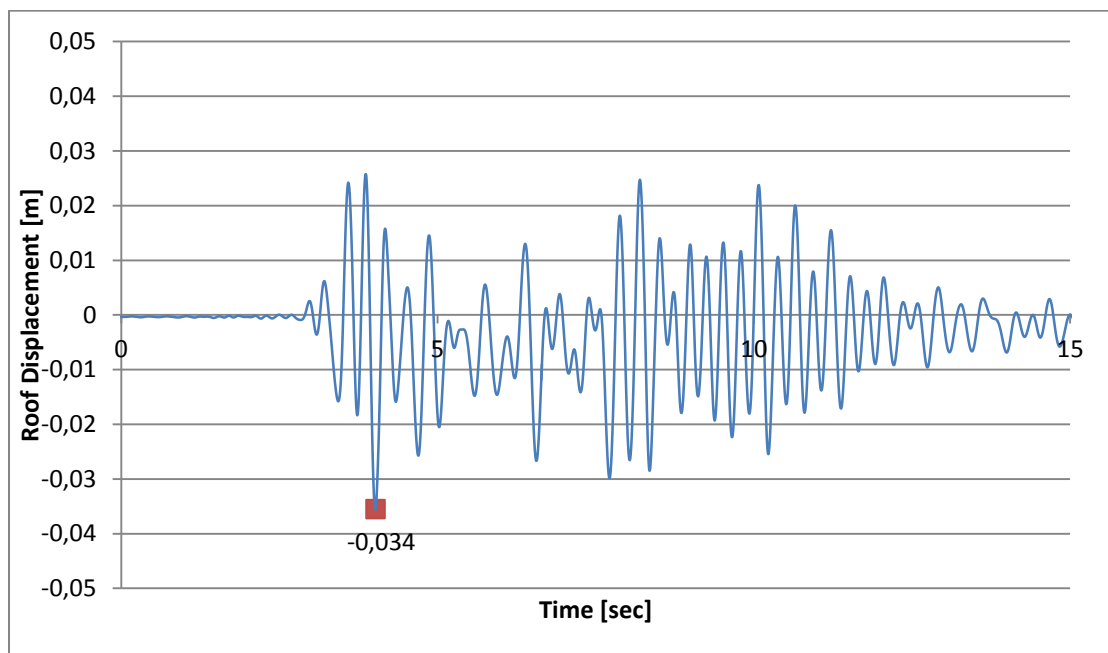


Σχήματα 5.2.3.1. (α) & (β) Σεισμική καταγραφή και φάσμα επιτάχυνσης Λευκάδα 2003

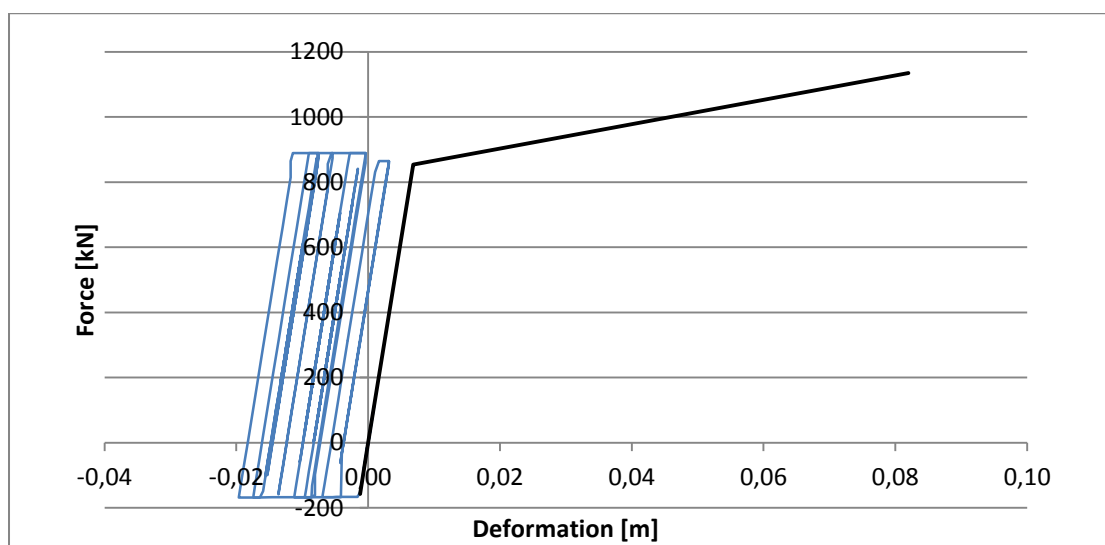
ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ



Σχήμα 5.2.3.1 Απόκριση φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση “Λευκάδα 2003”

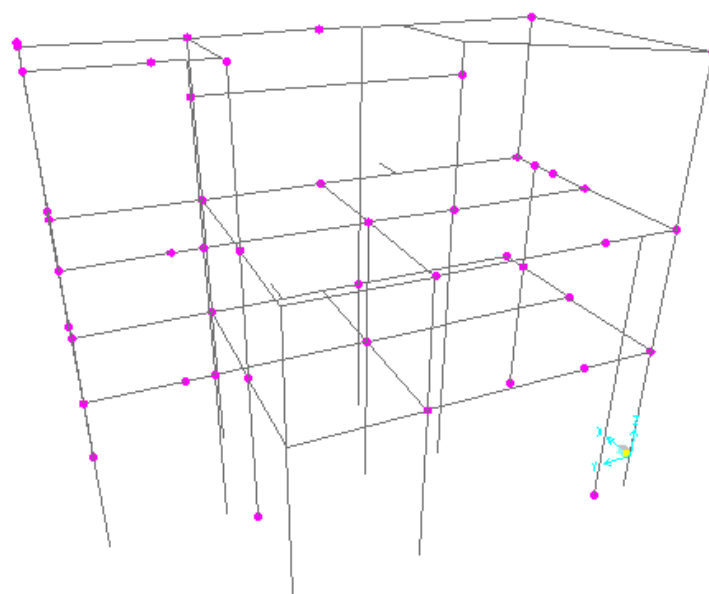


Σχήμα 5.2.3.3. Μετακίνηση κορυφής φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση “Λευκάδα 2003”

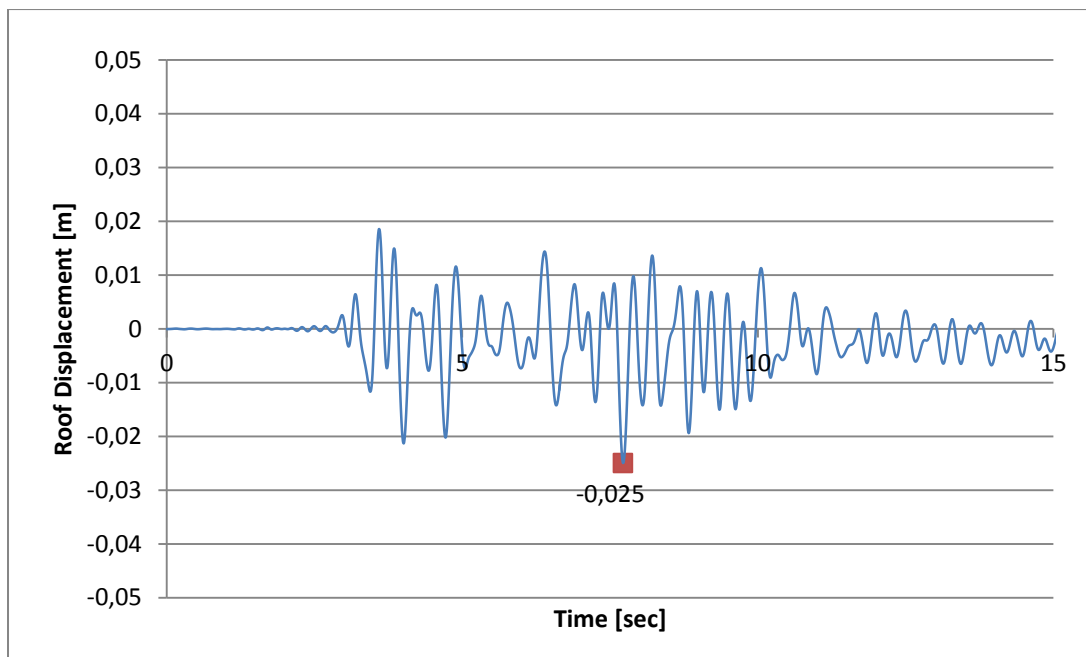


Σχήμα 5.2.3.4. Ανελαστική συμπεριφορά κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας (16) RHS140X70X8 για τη σεισμική διέγερση “Λευκάδα 2003”

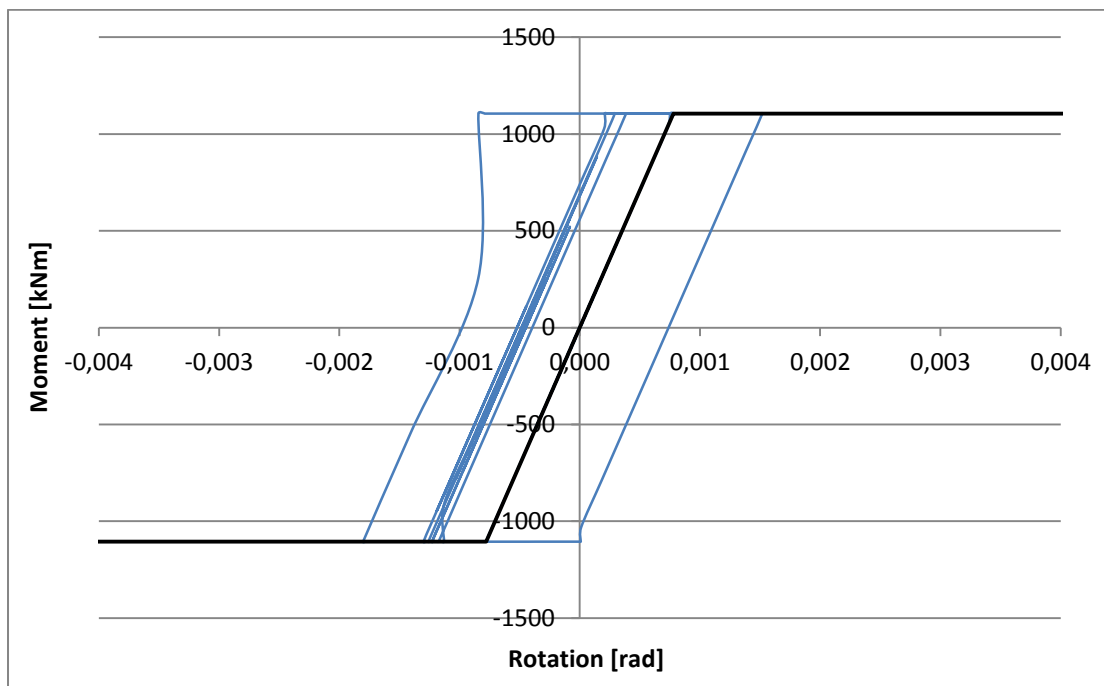
ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ Ω.Σ.



Σχήμα 5.2.3.5 Απόκριση φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση “Λευκάδα 2003”

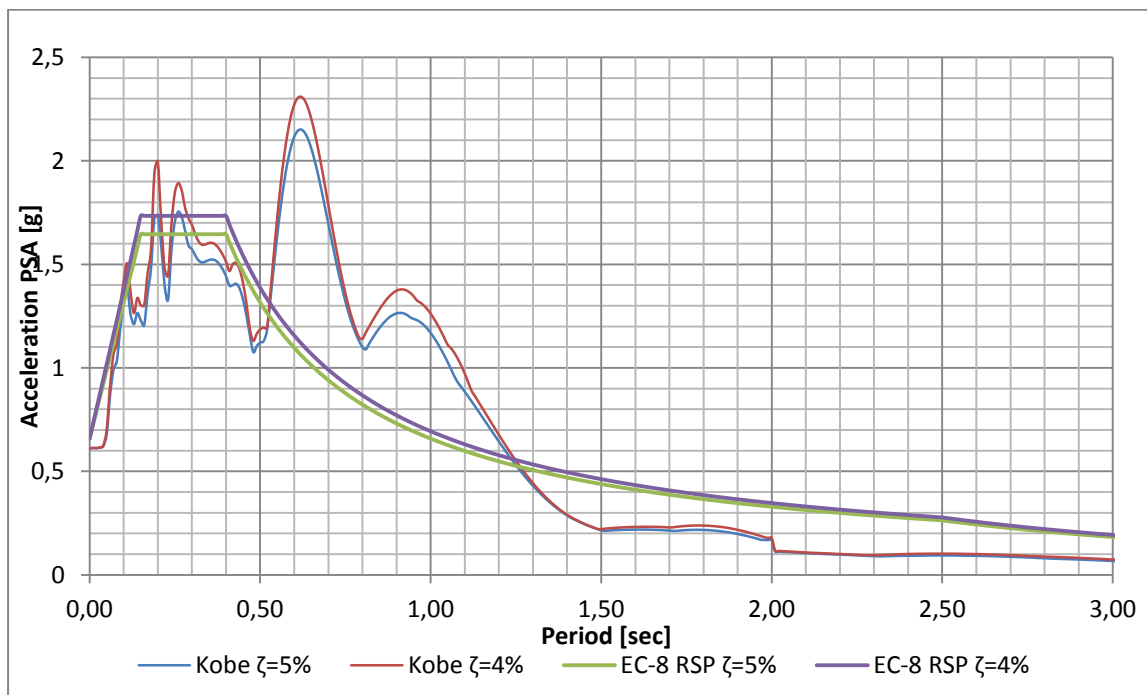
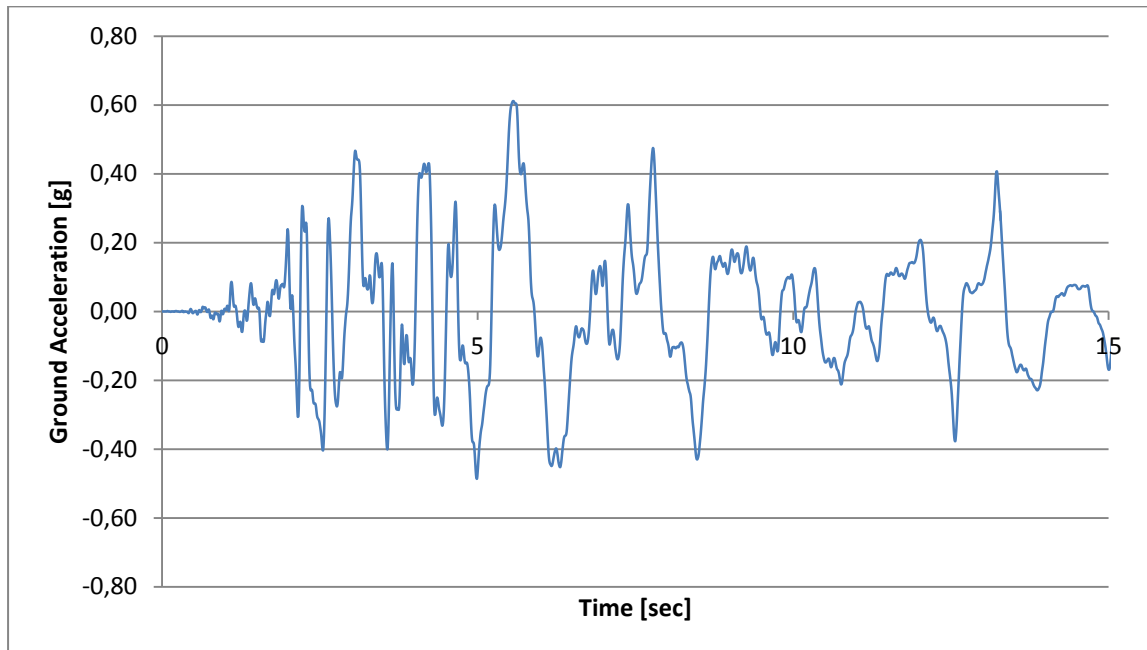


Σχήμα 5.2.3.3. Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση “Λευκάδα 2003”



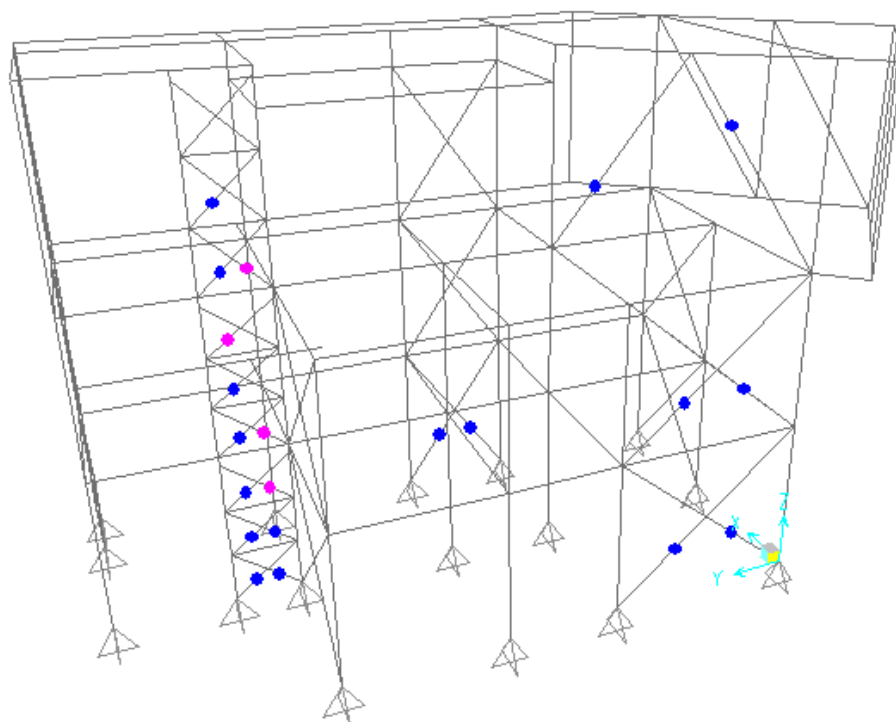
Σχήμα 5.2.3.4. Ανελαστική συμπεριφορά τοιχώματος (1) για τη σεισμική διέγερση “Λευκάδα 2003”

5.2.4. Kobe 1995 (“Takatori”)

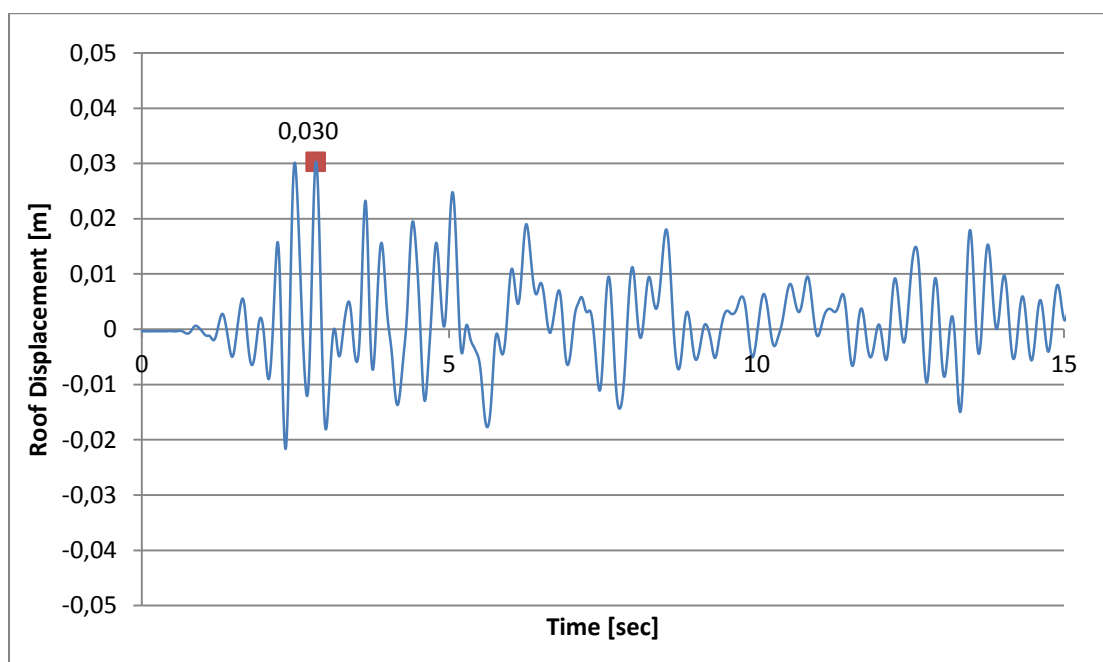


Σχήματα 5.2.4. (α) & (β) Σεισμική καταγραφή και φάσμα επιτάχυνσης Kobe 1995 (“Takatori”)

ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ



Σχήμα 5.2.4.1 Απόκριση φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση "Kobe 1995"



Σχήμα 5.2.3.3. Μετακίνηση κορυφής φορέα από χάλυβα για τη σεισμική διέγερση "Kobe 1995"

5.3. Σύγκριση φορέων – Παρατηρήσεις

Παρακάτω παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας για τις διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν στους δύο φορείς στη διεύθυνση Υ.

Διέγερση	Μέγιστη μετατόπιση κορυφής (cm)		Βλάβες φορέα	
Φορέας	ΩΣ	Χάλυβας	ΩΣ	Χάλυβας
Αθήνα 1999 (Μοναστηράκι)	1,11	1,02	B	ΙΟ
Αίγιο 1995 (Συνιστώσα Τ)	2,09	2,53	B	ΙΟ
Λευκάδα 2003	2,50	3,42	B	ΙΟ (CP)
Kobe 1995 (Takatori)	2,27	3,03	B	ΙΟ

Παρατηρούμε πως και οι δύο φορείς ανταποκρίθηκαν ικανοποιητικά στις σεισμικές διεγέρσεις που υποβλήθηκαν.

Ο φορέας από χάλυβα δεν ξεπέρασε τη στάθμη “Προστασία Ζωής”, εκτός από τη διέγερση “Λευκάδα 2003” όπου είχαμε μία τοπική αστοχία σε σύνδεσμο δυσκαμψίας τύπου Λ στον 2^ο όροφο. Αυτό συμβαίνει διότι το κτίριο έχει υπολογιστεί με συντελεστή συμπεριφοράς 3,2 ενώ κτίρια με συνδέσμους Λ έχουν γενικά συντελεστή συμπεριφοράς 2,5 (και στο υπό μελέτη κτίριο $2,5 \cdot 0,8 = 2$). Συμπερασματικά, χρειάζεται επανασχεδιασμός του συγκεκριμένου μέλους της κατασκευής με αλλαγή της διατομής ή ακόμα και αλλαγή του συστήματος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο σημείο αυτό. Στη συγκεκριμένη διέγερση είχαμε το μέγιστο επίπεδο βλαβών καθώς η μέγιστη φασματική ενίσχυση (για ιδιοπεριόδους μικρότερες του 0.50sec) στο φάσμα της διέγερσης παρατηρείται κοντά στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά Υ ($T_1=0,349\text{sec}$) του ελαστικού φορέα με θλιβόμενους διαγωνίους.

Γενικά, οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας είναι ευαίσθητοι σε ανακυκλικές φορτίσεις εξαιτίας της απομειωμένης αντοχής σε θλίψη των μελών λόγω λυγισμού και ως αποτέλεσμα ο φορέας έχει παραμένουσες παραμορφώσεις μετά την πλαστικοποίηση. Για το λόγο αυτό πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή:

- Στην επιλογή του συστήματος και των χαρακτηριστικών της διατομής των συνδέσμων δυσκαμψίας στη φάση του σχεδιασμού
- Στην επιλογή του μοντέλου ανελαστικής συμπεριφοράς που θα χρησιμοποιηθεί σε ανακυκλικές φορτίσεις.

Στον φορέα από σκυρόδεμα δεν ξεπεράστηκε σε καμιά διέγερση η στάθμη “Άμεση Χρήση” και είχαμε γενικά πολύ μικρές πλαστικές παραμορφώσεις. Αυτό οφείλεται στη διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού των υποστυλωμάτων και των δοκών και στην όπλιση των τοιχωμάτων με απαιτήσεις πλαστιμότητας. Έτσι τα μέλη του φορέα έχουν επαρκή πλαστιμότητα και γενικά ικανοποιητική συμπεριφορά σε ανακυκλικές φορτίσεις.

6. Συμπεράσματα

Ο φορέας από Χάλυβα ανταποκρίθηκε καλύτερα σε σχέση με τον φορέα από ΩΣ στις αναλύσεις “Pushover”, όπου η επιβολή του σεισμικού φορτίου είναι προς μία κατεύθυνση.

Στις αναλύσεις χρονοϊστορίας, όμως, όπου η σεισμική φόρτιση είναι ανακυκλική, ο φορέας από ΩΣ είχε καλύτερη απόκριση σε σχέση με τον φορέα από Χάλυβα.

Γενικά, οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας είναι ευαίσθητοι σε ανακυκλικές φορτίσεις εξαιτίας της απομειωμένης αντοχής σε θλίψη των μελών λόγω λυγισμού και ως αποτέλεσμα ο φορέας έχει παραμένουσες παραμορφώσεις μετά την πλαστικοποίηση. Για το λόγο αυτό πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή:

- Στην επιλογή του συστήματος και των χαρακτηριστικών της διατομής των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στη φάση του σχεδιασμού
- Στην επιλογή του μοντέλου ανελαστικής συμπεριφοράς που θα χρησιμοποιηθεί σε ανακυκλικές φορτίσεις.

Αντίθετα, τα τοιχώματα από ΩΣ, τα οποία είναι και τα κύρια στοιχεία δυσκαμψίας σε σεισμικά φορτία, έχουν “συμμετρική” συμπεριφορά σε ανακυκλικές φορτίσεις.

Τελικώς, είναι απαραίτητο σε κάθε φάση του σχεδιασμού κατασκευής είτε από Χάλυβα είτε από ΩΣ να τηρούνται οι απαιτήσεις των κανονισμών ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή και πλαστιμότητα των μελών και γενικά ικανοποιητική συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμικά φορτία.

7. Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι, 2^η πλήρως αναθεωρημένη έκδοση σύμφωνα με τα τελικά κείμενα του Ευρωκώδικα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2008). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ερμόπουλος Ι. (2008) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2^η πλήρως αναθεωρημένη έκδοση σύμφωνα με τα τελικά κείμενα του Ευρωκώδικα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2009), «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ., (2005). «Ωπλισμένο σκυρόδεμα, Με βάση τον νέο ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος». Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα
7. Τάσιος Θ.Π., (1999). «Κατασκευές και θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
8. Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος Ι». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
9. Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
10. Chopra A., (2007). «Δυναμική των κατασκευών, Τρίτη έκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
11. Eurocode 0: Basis of structural design
12. Eurocode 1: Actions on structures
13. Eurocode 2: Design of concrete structures
14. Eurocode 3: Design of steel structures
15. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance
16. ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.
17. FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000,