



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σχεδιασμός πολυώροφου κτιρίου
με φέροντα οργανισμό από χάλυβα

Γιάννης Γκίκας

Επιβλέπων Καθηγητής: Γιώργος Ιωαννίδης

Αθήνα, Ιούνιος 2011

Πρόλογος

Αντικείμενο της παρούσας Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός πολυώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Το θέμα της Εργασίας ζητήθηκε από τον Επιβλέποντα Καθηγητή εκ μέρους του υπογράφοντος με κίνητρο την κατά το δυνατόν πληρέστερη ενημέρωσή του στα ζητήματα υπολογισμού και αντισεισμικού σχεδιασμού πολυώροφων χαλύβδινων κατασκευών, των οποίων η μελέτη και εφαρμογή δεν είναι ακόμη διαδεδομένη στην Ελλάδα. Κατεβλήθη κάθε δυνατή προσπάθεια ούτως ώστε το αποτέλεσμα που προέκυψε να είναι όσο το δυνατόν πληρέστερο.

Η ανάλυση του φορέα στα πλαίσια της Εργασίας πραγματοποιήθηκε για το σύνολο των περιπτώσεων με χρήση του προγράμματος SAP 2000. Οι περαιτέρω υπολογισμοί που απαιτήθηκαν κατά το σχεδιασμό έγιναν «με το χέρι» βάσει των προδιαγραφών των Ευρωκωδίκων και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού.

Πιο συγκεκριμένα διαστασιολογήθηκε σύμμικτη πλάκα, αμφιέριστη διαδοκίδα με ανοίγματα στον κορμό, καθώς και μέλη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με εκκεντρότητα όπως η δοκός σύζευξης, η διαγώνιος και το υποστύλωμα για τα οποία η επιρροή του σεισμικού συνδυασμού είναι η δυσμενέστερη. Ελέγχθηκε η κατασκευασιμότητα εναλλακτικής λύσης με απλούστερες συνδέσεις, αλλά με τις ίδιες διατομές και έγινε ικανοτική αποτίμηση του στατικού μορφώματος με μη γραμμική ανάλυση.

Πριν ξεκινήσει η περιγραφή της Εργασίας, είναι πρόπον να γίνει αναφορά στους ανθρώπους που κατέστησαν δυνατή αυτή την προσπάθεια. Πρωτίστως ευχαριστώ θερμά τον Καθηγητή κ. Γιώργο Ιωαννίδη που με εμπιστεύθηκε και μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με τα ιδιάζοντα αλλά και ενδιαφέροντα ζητήματα του χώρου των χαλύβδινων κατασκευών που διαπραγματεύεται η Εργασία. Νιώθω ακόμη την υποχρέωση να ευχαριστήσω τον Υποψήφιο Διδάκτορα Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τη σημαντική συνδρομή του σε θέματα που με απασχόλησαν για τη διεκπεραίωση της Εργασίας αυτής.

Γιάννης Γκίκας

Πίνακας περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	1
Εισαγωγή	1
1.1 Περιγραφή του κτιρίου	1
1.2 Σκοπός της μεταπτυχιακής εργασίας	8
1.3 Προδιαγραφές – παραδοχές υπολογισμού	9
Κεφάλαιο 2	10
Σύμμικτη πλάκα	10
2.1 Περιγραφή	10
2.1.1 Χαλυβδόφυλλο	12
2.1.2 Διαστάσεις, ελάχιστη πάχη, σκυρόδεμα, οπλισμός	13
2.2 Διαστασιολόγηση σε φάση κατασκευής	13
2.2.1 Φορτία	13
2.2.2 Διαστασιολόγηση κατά την ΟΚΑ	13
2.2.3 Διαστασιολόγηση κατά την ΟΚΛ	15
2.3 Διαστασιολόγηση σε φάση λειτουργίας	16
2.3.1 Φορτία	16
2.3.2 Ανάλυση	16
2.3.3 Έλεγχος σε κάμψη	19
2.3.4 Έλεγχος σε διάτμηση	20
2.4 Σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς	21

Κεφάλαιο 3	22
Κυψελωτή δοκός	22
3.1 Διαμόρφωση κυψελωτής δοκού	22
3.1.1 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά	22
3.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί	23
3.2 Στατική ανάλυση	24
3.2.1 Φορτία	24
3.2.2 Ένταση	25
3.2.3 Συγκριτική εκτίμηση ροπής αδράνειας	26
3.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας	26
3.3.1 Έλεγχος στο μέσον	26
3.3.2 Έλεγχος στο άκρο	28
3.4 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	30
3.5 Αντοχές σχεδιασμού με βάση τις κανονιστικές σχέσεις του EC3 Part 1.1.N	31
3.5.1 Αντοχή των απλών ταυ που διαμορφώνονται στη θέση του πολυγωνικού ανοίγματος	31
3.5.2 Αντοχή συμπαγών τμημάτων του κορμού	31
3.5.3 Αντοχή κορμού στις στηρίξεις	32
Κεφάλαιο 4	33
Αντισεισμικός σχεδιασμός του φορέα	33
4.1 Διαμόρφωση του μοντέλου	33
4.1.1 Φορτία	33
4.1.2 Ατέλειες	35
4.1.3 Παράμετροι δυναμικής ανάλυσης του κτιρίου	35
4.2 Ιδιομορφική ανάλυση	36
4.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	39
4.4 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης	39
4.5 Έλεγχος στοιχείων του φορέα για το σεισμικό συνδυασμό	40

4.5.1 Έλεγχος δοκού σύζευξης ισογείου πλαισίου L	42
4.5.2 Έλεγχος διαγωνίου ισογείου πλαισίου L	43
4.5.3 Έλεγχος υποστυλώματος ισογείου στη συμβολή των πλαισίων L - 10	47
4.6 Παράλειψη κατακόρυφης συνιστώσας	51
4.7 Θεώρηση διαγωνίων ως αρθρωτά συνδεδεμένων στα άκρα	52
4.7.1 Έλεγχος δοκού σύζευξης ισογείου πλαισίου L	53
4.7.2 Έλεγχος διαγωνίου ισογείου πλαισίου L	54
Κεφάλαιο 5	55
Στατική μη γραμμική ανάλυση πλαισίου “L”	55
5.1 Διαμόρφωση του μοντέλου	55
5.2 Μη γραμμική ανάλυση	59
5.3 Βαθμιαία απομείωση δυσκαμψίας καθύψος – ορθολογικότερος σχεδιασμός	60
Βιβλιογραφία	62

Κεφάλαιο 1

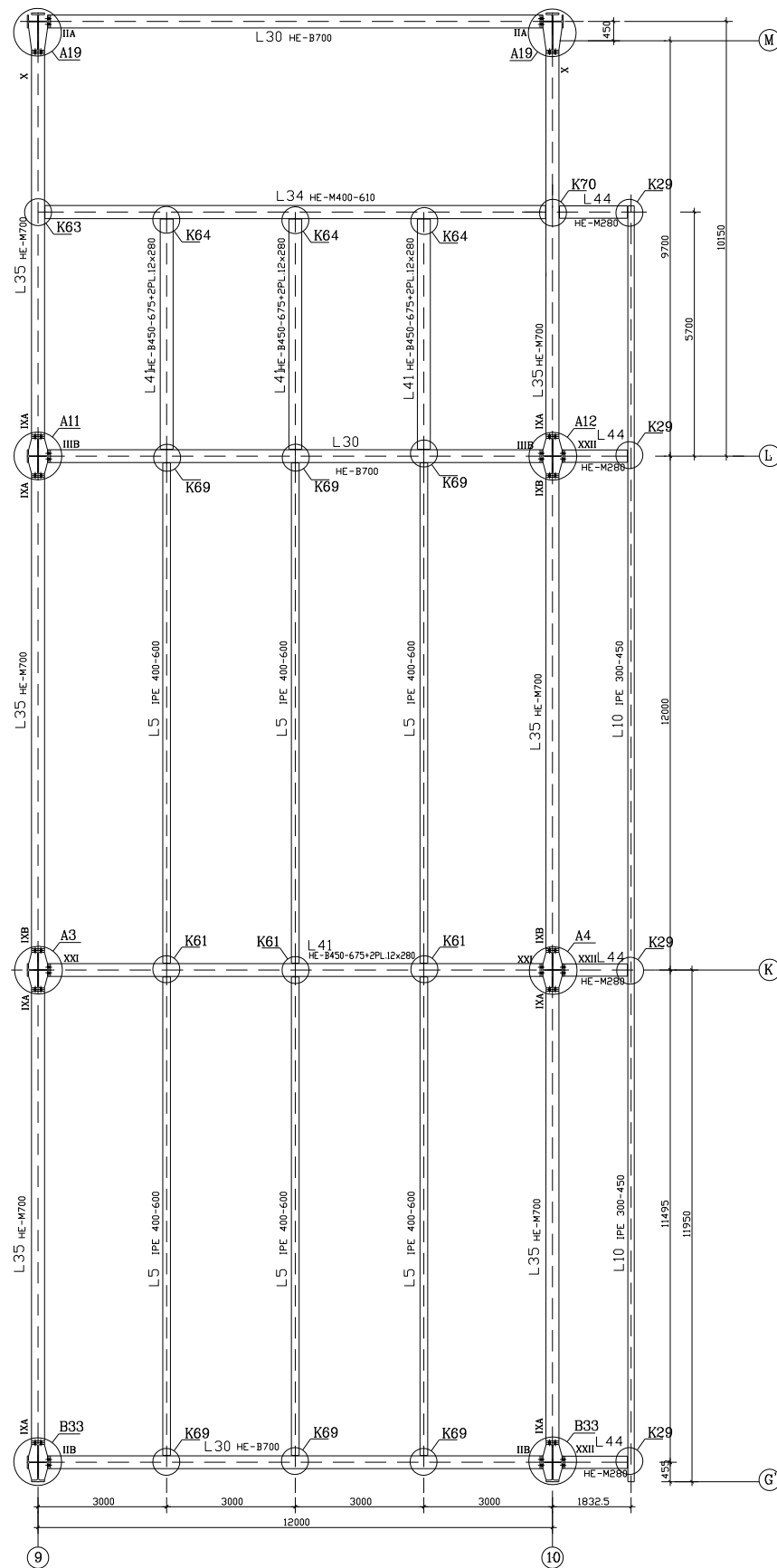
Εισαγωγή

1.1 Περιγραφή του κτιρίου

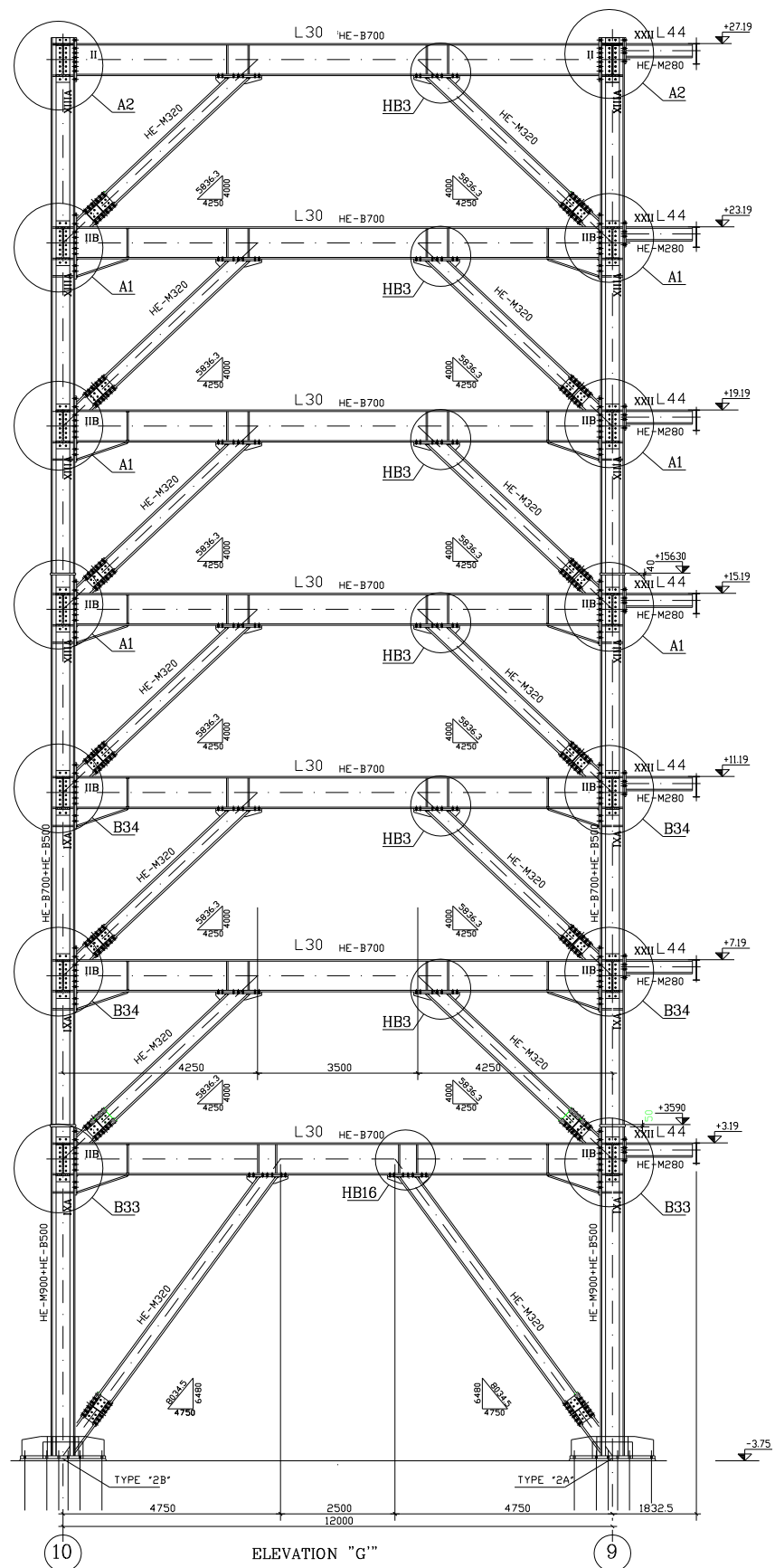
Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην λεωφόρο Κηφισίας στην περιοχή του Αμαρουσίου Αττικής. Αποτελεί στατικώς ανεξάρτητο φορέα ως τμήμα συμπλέγματος κτιρίων όπου σήμερα στεγάζεται το Υπουργείο Υγείας. Είναι 7όροφο, επιφάνειας κάτοψης 464 m² (σχήμα 1,1) με μέγιστες διαστάσεις κάτοψης 33,65x12,00 m και έχει συνολικό ύψος 30,59 m. Το ύψος ισογείου ορίζεται στα 6,59 m ενώ οι ανώτεροι όροφοι έχουν ύψος 4,0 m.

Οι πλάκες διαμορφώνονται από σύμμικτη διατομή αποτελούμενη από στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία είναι αμιγώς χαλύβδινα από πρότυπες ευρωπαϊκές ή σύνθετες διατομές. Υπάρχουν διαδοκίδες στηριζόμενες στις κύριες δοκούς με συνδέσεις τέμνουσας υποδιαιρώντας το συνολικό άνοιγμα της πλάκας σε μικρότερα ίσα ανοίγματα 3,0 m το καθένα. Η διατομή τους διαμορφώνεται με εξαγωνικά ανοίγματα στον κορμό μετά από κατάλληλη κοπή δοκού πρότυπης διατομής. Οι κύριες δοκοί είναι προδιαγεγραμμένων διατομών και συνδέονται με άκαμπτες ή ημιάκαμπτες συνδέσεις ροπής στα υποστυλώματα. Το κτίριο διαθέτει 8 υποστυλώματα σύνθετης σταυροειδούς διατομής διατεταγμένα στην περίμετρο του σε ορθογωνικό κάναβο 2x4. Για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων το κτίριο φέρει δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα σε 2 φατνώματα των πλαϊσίων που είναι παράλληλα στη μεγάλη διάστασή του και σε 3 πλαίσια παράλληλα στη μικρή (σχήματα 1.2 έως 1.6). Οι διαγώνιοι των εν λόγω συνδέσμων φέρουν επίσης συνδέσεις ροπής στα άκρα τους.

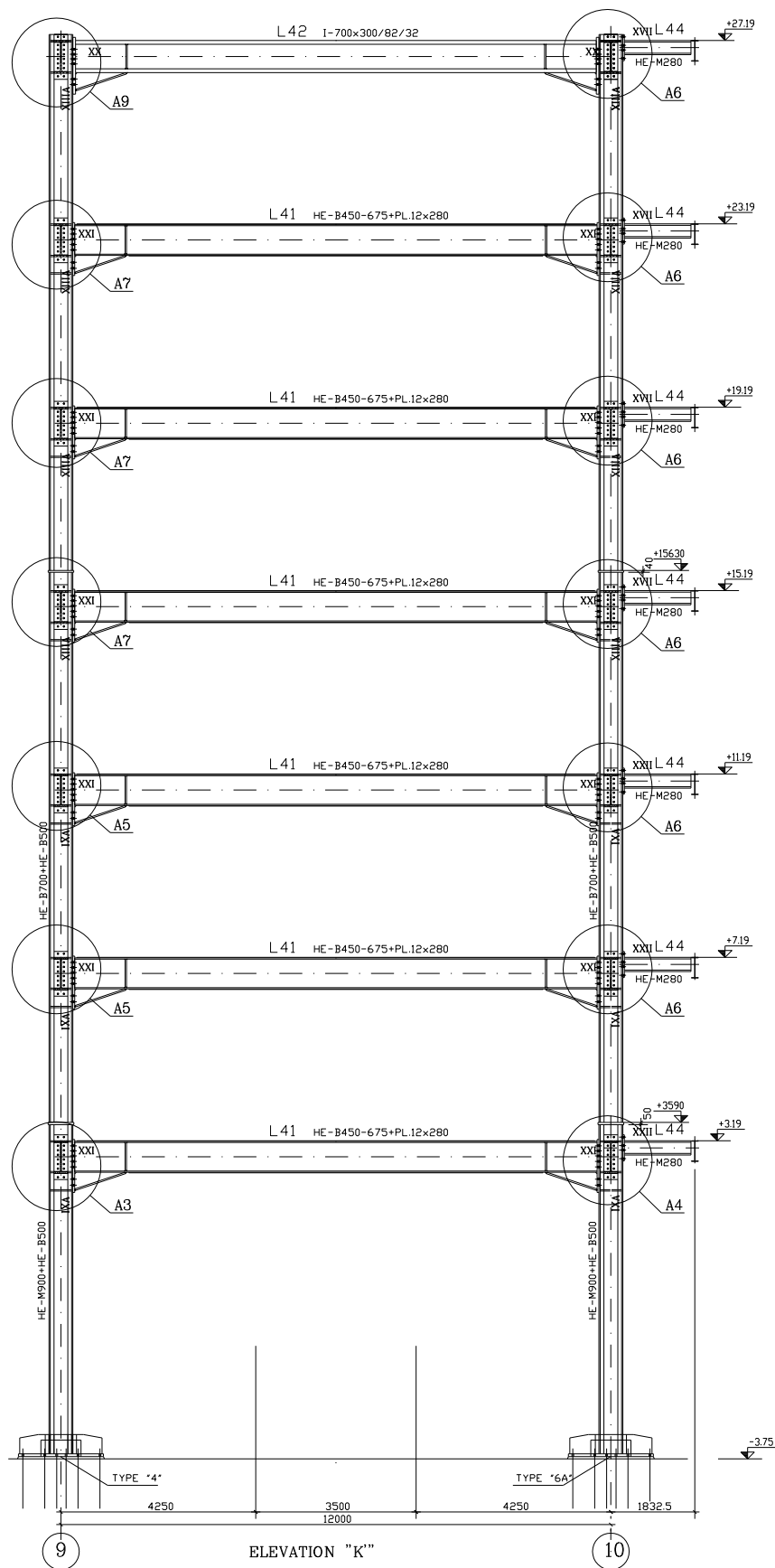
Βασικό χαρακτηριστικό των συνδέσμων με εκκεντρότητα είναι ότι η σύνδεση του άνω άκρου της διαγωνίου με το ζύγωμα γίνεται έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο σύνδεσης ετέρας διαγωνίου – ζυγώματος. Το τμήμα του ζυγώματος μεταξύ των δύο αυτών κόμβων αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη και ονομάζεται «δοκός σύζευξης». Η δοκός σύζευξης υπόκειται σε έντονη καμπτοδιατμητική καταπόνηση από οριζόντια σεισμικά φορτία αποτελώντας λόγω αυτού την εν δυνάμει πλαστική άρθρωση και το τμήμα, συνεπώς, του φορέα όπου θα πρέπει να συγκεντρώνονται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας.



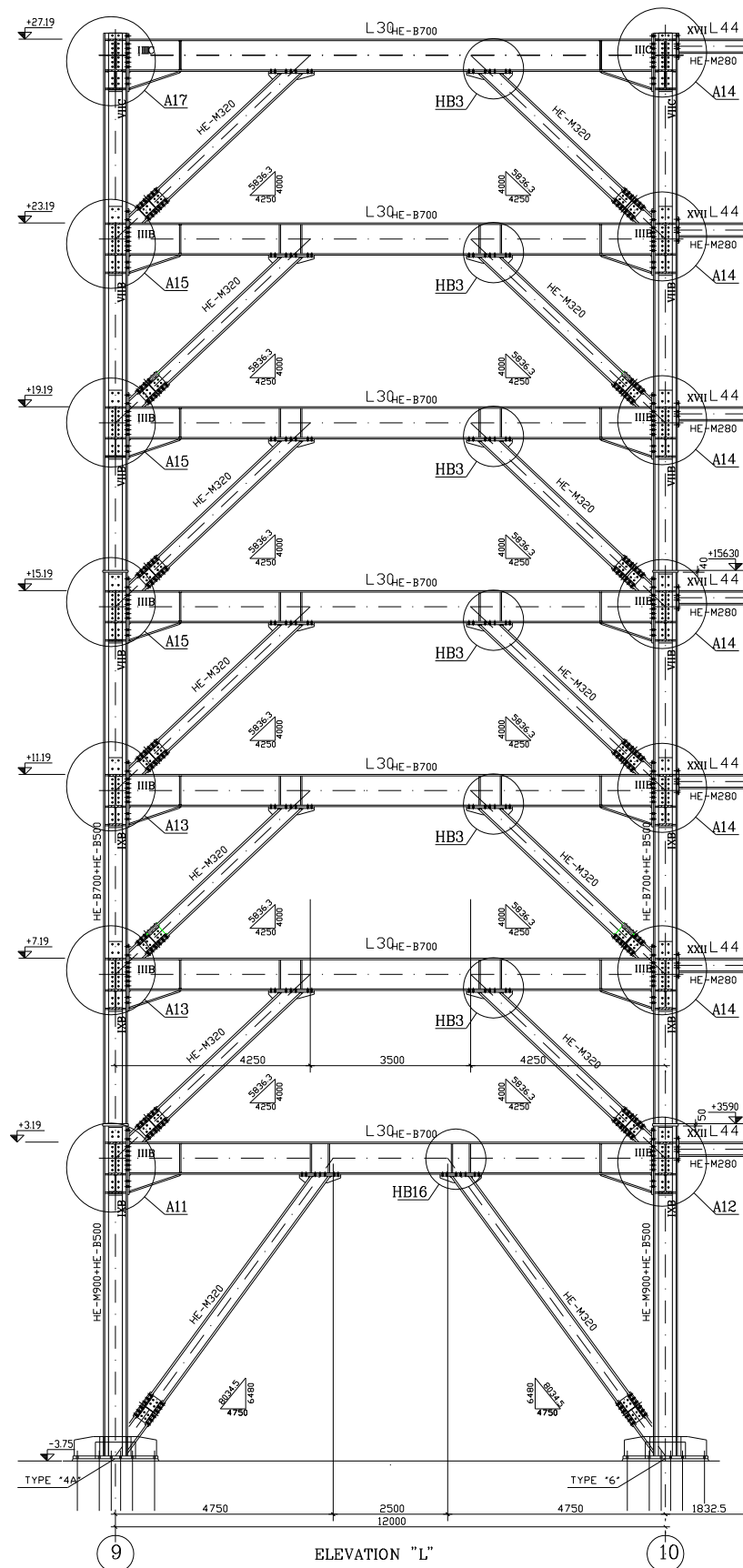
Σχήμα 1. 1 Τυπική κάτοψη ορόφου



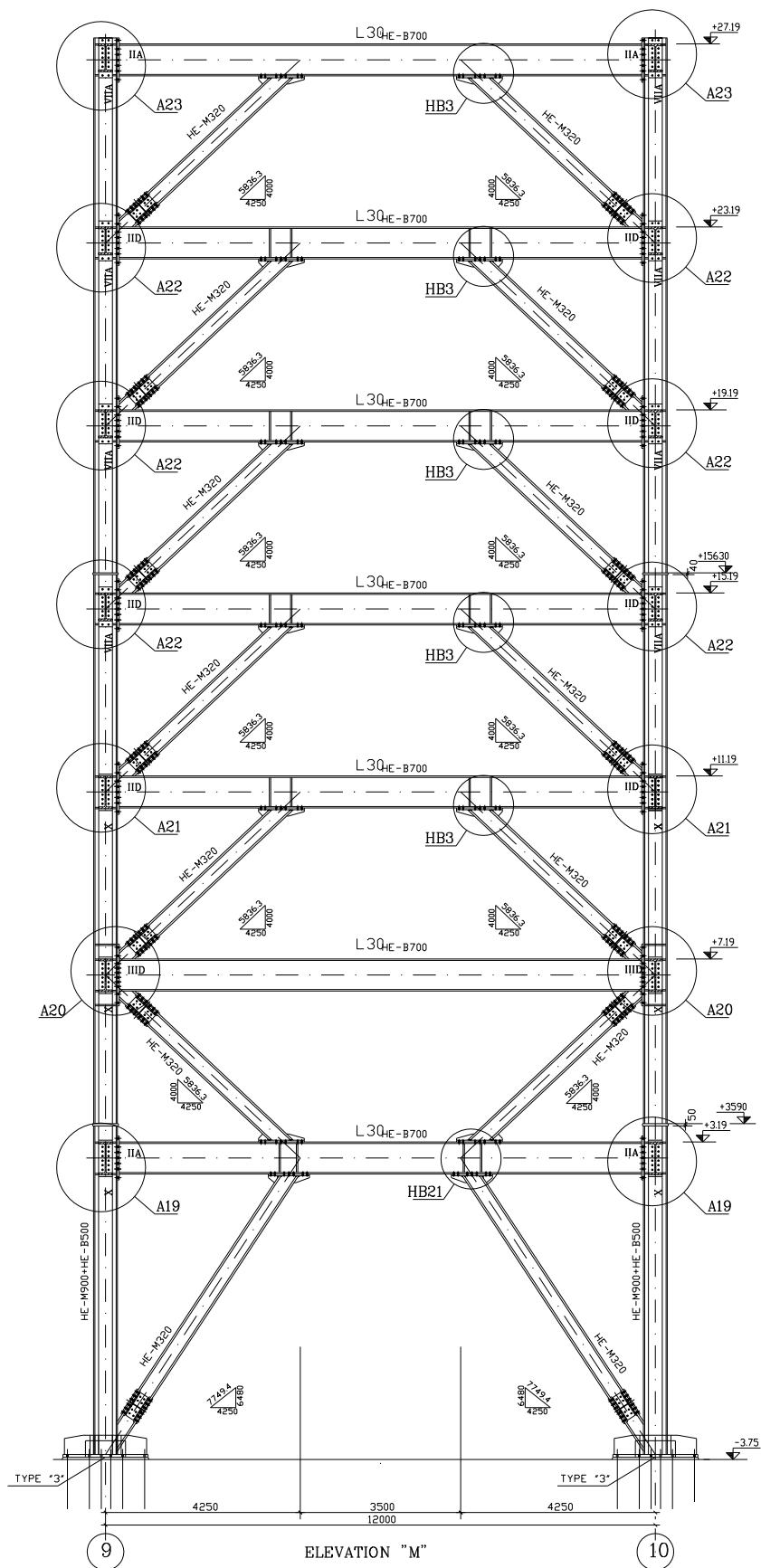
Σχήμα 1. 2 Πλαίσιο G



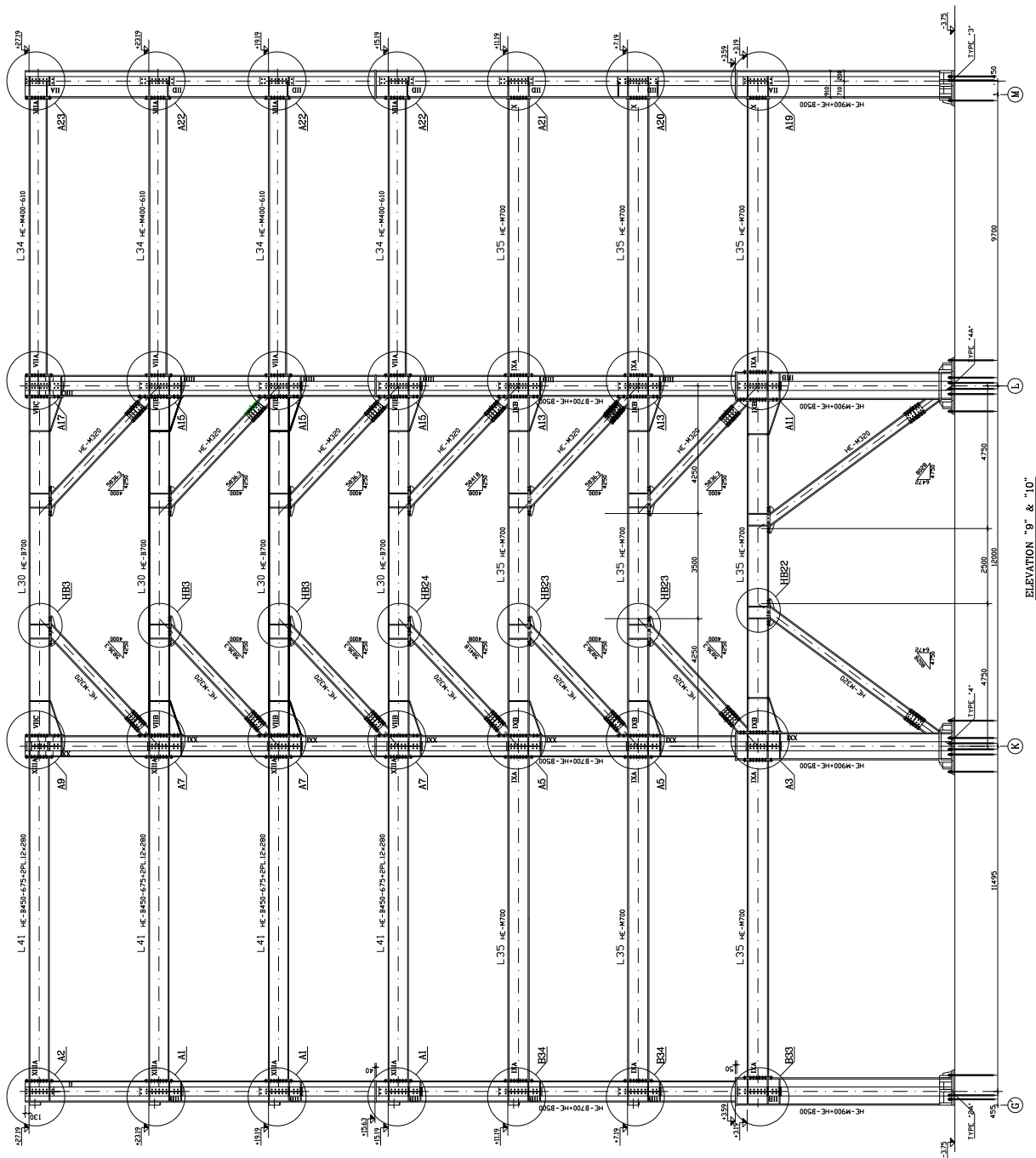
Σχήμα 1. 3 Πλαίσιο K



Σχήμα 1. 4 Πλαίσιο L



Σχήμα 1. 5 Πλαίσιο M



Σχήμα 1. 6 Πλαίσια 9 και 10

1.2 Σκοπός της μεταπτυχιακής εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο τον αντισεισμικό σχεδιασμό του φορέα που περιγράφεται παραπάνω καθώς και το σχεδιασμό ορισμένων μελών του όπως η σύμμικτη πλάκα και η διαδοκίδα με εξαγωνικά ανοίγματα στον κορμό που παρουσιάζουν επιστημονικό ενδιαφέρον. Ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις σύγχρονες προδιαγραφές των Ευρωκωδίκων και τον Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού.

Τα μέλη που επιλέγονται προς διαστασιολόγηση, αναλύονται με διαφορετικές αλλά κατά τα άλλα δόκιμες προσεγγίσεις κατά περίπτωση οι οποίες και αξιολογούνται συγκριτικά. Η ανάλυση που αποδίδει την οιονεί πραγματική εντατική κατάσταση κάθε φέροντος στοιχείου είναι αυτή που επιλέγεται στον περαιτέρω σχεδιασμό.

Στην πρώτη ενότητα διαστασιολογείται σύμμικτη πλάκα σε φάση κατασκευής προς έλεγχο του χαλυβδόφυλλου ως φέροντος μόνιμου μεταλλότυπου, σε φάση λειτουργίας της σύμμικτης πλέον διατομής καθώς και έναντι πυρκαγιάς.

Στη δεύτερη ενότητα ελέγχεται αμφιέριστη διαδοκίδα με εξαγωνικά ανοίγματα στον κορμό (castellated beam) και εξετάζεται η επιρροή που έχει στη ροπή αδράνειάς της η επαναλαμβανόμενη με το μήκος εναλλαγή της πλήρους διατομής και της διατομής με την οπή.

Στην επόμενη ενότητα ακολουθεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός. Μορφώνεται τρισδιάστατο χωρικό μοντέλο ολόκληρου του φορέα και αναλύεται με δυναμική φασματική μέθοδο και το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ 2000. Διερευνάται η επιρροή της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας στην ένταση του φορέα ενώ εξετάζεται και η κατασκευασσιμότητα δύο εναλλακτικών λύσεων με διαγωνίους που είτε φέρουν συνδέσεις ροπής στα άκρα τους είτε είναι αρθρωτά συνδεδεμένες σε αυτά.

Κλείνοντας, γίνεται στατική μη γραμμική ανάλυση (pushover) ενός επίπεδου πλαισίου του φορέα με συνδέσμους δυσκαμψίας στο οποίο εντοπίζεται και η μεγαλύτερη ένταση από τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων και εξετάζεται αν και κατά πόσο ικανοποιούνται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας που προβλέπονται από τις προδιαγραφές του σχεδιασμού. Προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας και υπολογίζεται ο αξιοποιούμενος και ο διατιθέμενος συντελεστής συμπεριφοράς του πλαισίου καθώς και η επιρροή που έχει σε αυτούς εναλλακτική λύση με βαθμιαία μείωση της δυσκαμψίας του πλαισίου καθύψος που επιτυγχάνεται με ελάττωση της διατομής του ζυγώματος.

1.3 Προδιαγραφές – παραδοχές υπολογισμού

Ευρωκώδικας 1	Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
Ευρωκώδικας 3	Σχεδιασμός χαλύβδινων κατασκευών
Ευρωκώδικας 4	Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
ΕΑΚ2000	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

Υλικά

Σκυρόδεμα πλακών	C25/30
Ράβδοι οπλισμού πλακών	B500 C
Χάλυβας χαλυβδόφυλλων	S355
Δομικός χάλυβας	S355

Φορτία

Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25 KN/m ³
Ειδικό βάρος δομικού χάλυβα	77 KN/m ³
Πρόσθετο μόνιμο φορτίο δαπέδων	0,50 KN/m ²
Ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις	0,20 KN/m ²
Πάνελ επικάλυψης προσόψεων	0,75 KN/m ²
Μόνωση δώματος	1,50 KN/m ²
Κινητό φορτίο δαπέδων	3,0 KN/m ²
Κινητό φορτίο βατού δώματος	2,0 KN/m ²

Κεφάλαιο 2

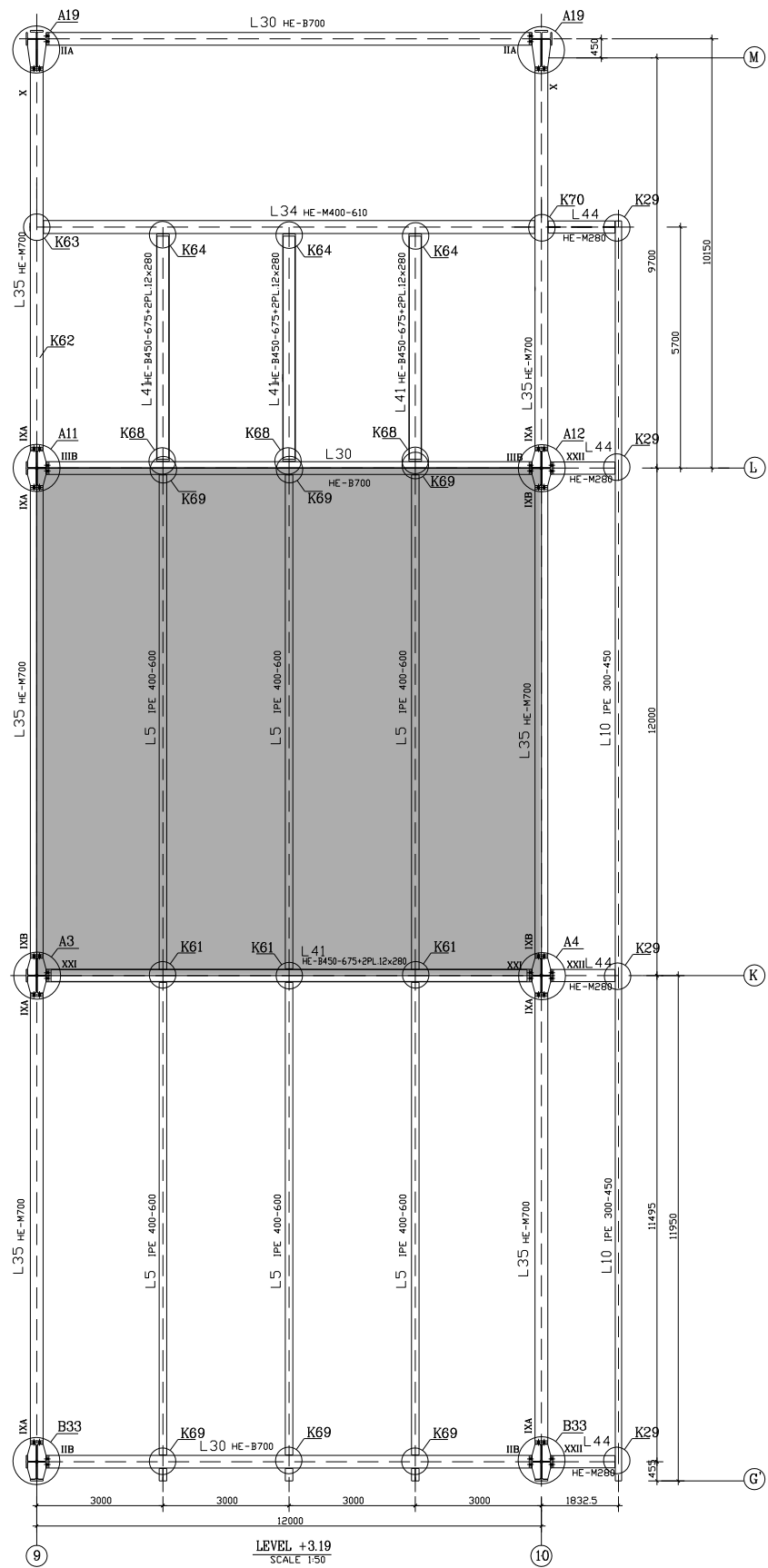
Σύμμικτη πλάκα

2.1 Περιγραφή

Το δάπεδο του κτιρίου διαμορφώνεται από σύμμικτη διατομή (fast track) με χρήση στραντζαριστού τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Το υπό μελέτη τμήμα του συνόλου της κάτοψης είναι τετράγωνο πλευράς $L = 12,0 \text{ m}$ με κύριες δοκούς πακτωμένες επί σύλων περιμετρικά και 3 παράλληλες δευτερεύουσες διαδοκίδες στηριζόμενες επί των κυρίων χωρίζοντας την υπερκείμενη πλάκα σε 4 ίσα ανοίγματα $3,0 \text{ m}$ το καθένα (σχήμα 2.1).

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας γίνεται τόσο σε φάση κατασκευής προς έλεγχο βελών και αντοχής του χαλυβδόφυλλου ως φέροντος μεταλλότυπου όσο και σε φάση λειτουργίας της σύμμικτης πλέον διατομής για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Ακολουθεί έλεγχος έναντι πυρκαγιάς.

Από το επιφανειακό στατικό προσομοίωμα που μορφώνεται για τη διαστασιολόγηση σε φάση λειτουργίας εξαιρούνται τα τμήματα της κάτοψης που βρίσκονται εκατέρωθεν του εξεταζόμενου στους άξονες έδρασης της πλάκας επί κυρίων δοκών. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι, κατά μήκος της στήριξης της πλάκας επί των κυρίων δοκών, οι οποίες θεωρούνται ελάχιστα ενδοτικές ως πλέον δύσκαμπτες και μάλιστα πακτωμένες στα υποστυλώματα, αναμένεται να αναπτυχθούν αρνητικές ροπές που έχουν ως αποτέλεσμα τη ρηγμάτωση του εφελκυσμένου σκυροδέματος στην άνω παρειά της πλάκας. Συνέπεια των προηγουμένων είναι ότι στην περιοχή της εν λόγω στήριξης θα πρέπει να ληφθεί υπόψη δυσκαμψία σταδίου II του σκυροδέματος ($E_{II} \approx 0,3E_I$) η οποία και κρίνεται αμελητέα. Ούτως ή άλλως τα παραλειπόμενα τμήματα μόνο ανακουφιστική δράση μπορούν να προσφέρουν ως προς τη ροπή ανοίγματος (παράλληλα στη διαδοκίδωση) του υπό μελέτη τμήματος και η παράλειψή τους είναι προς την πλευρά της ασφάλειας.

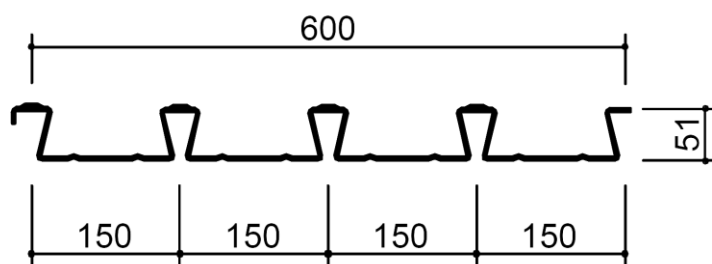


Σχήμα 2. 1 Διαστασιολογούμενο τμήμα της κάτοψης

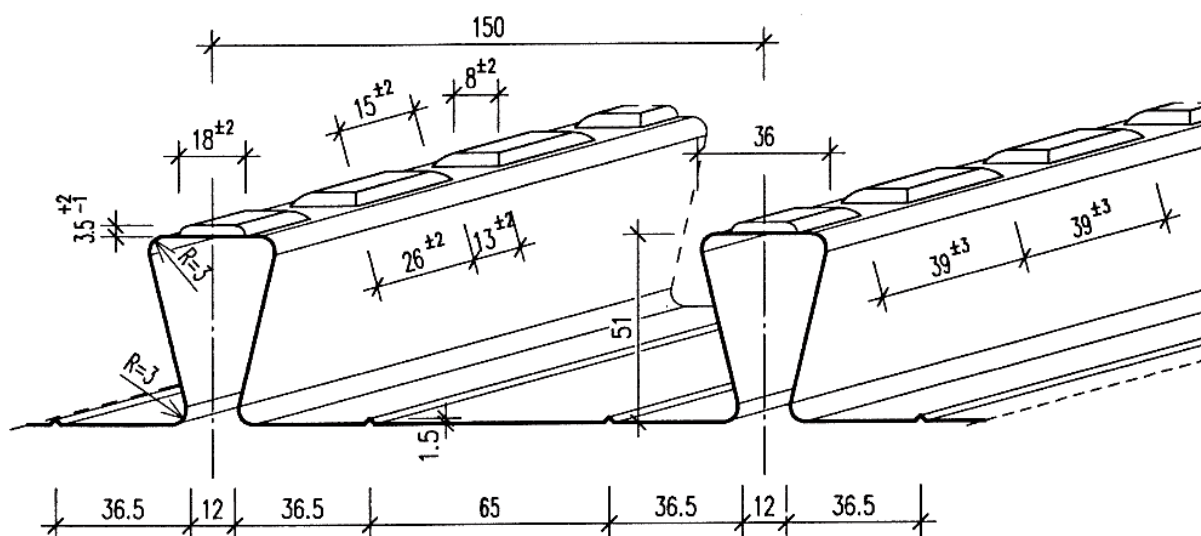
2.1.1 Χαλυβδόφυλλο

Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο τύπου Super Holorib (SHR 51/600/1,0) με τα εξής χαρακτηριστικά (σχήμα 2.2): ύψος 51 mm, πλάτος τεμαχίου 600 mm, πάχος 1,0 mm, χάλυβας S355. Η επιλογή χαλυβδόφυλλου γίνεται βάσει σχετικών πινάκων κατασκευαστή με κύρια κριτήρια το στατικό σύστημα και άνοιγμα, το επιτρεπόμενο βέλος, το φορτίο και, στην προκειμένη περίπτωση, την αποφυγή προσωρινής ενδιάμεσης υποστήριξης στη φάση κατασκευής. Το SHR διαμορφώνεται με συγκλίνοντες κορμούς (dovetail), εξασφαλίζοντας στη φάση λειτουργίας τη μεταφορά της διαμήκου διάτμησης στη διεπιφάνεια φύλλου - σκυροδέματος μέσω τριβής λόγω εγκλωβισμού σκυροδέματος στο ανάστροφο τραπέζιο του φύλλου (σχήμα 2.3).

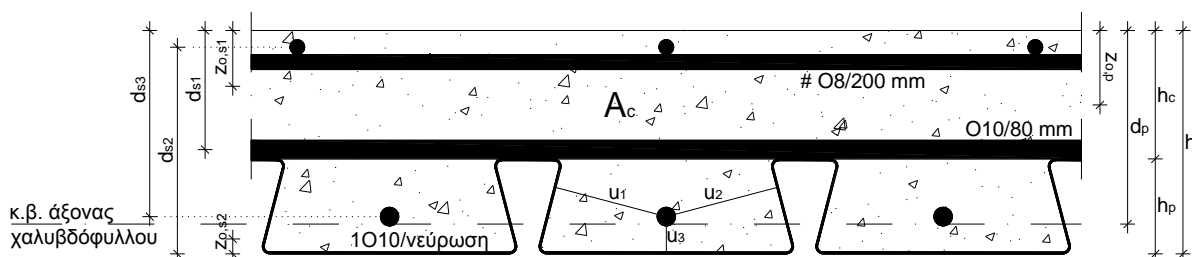
Τα χαλυβδόφυλλα εδράζονται συνεχώς στο άνω πέλμα των σιδηροδοκών και κάθετα σε αυτές λειτουργώντας ως μεταλλότυπος (permanent shuttering) στη φάση σκυροδέτησης αλλά και ως συνεχείς δοκοί φέρουσες το νωπό σκυρόδεμα. Συνδέονται δε με τις δοκούς με συγκόλληση διατμητικών ήλων εξασφαλίζοντας τις σε πλευρικό λυγισμό του άνω πέλματος.



Σχήμα 2. 2 Διατομή τεμαχίου χαλυβδόφυλλου Super Holorib SHR 51/600/1,0



Σχήμα 2. 3 Αξονομετρικό σχέδιο χαλυβδόφυλλου SHR 51/600 σε λεπτομέρεια μεταξύ δύο νευρώσεων



Σχήμα 2. 4 Ορισμός επιμέρους παχών, στατικού ύψους και βάθους ουδέτερης ζώνης

2.1.2 Διαστάσεις, ελάχιστη πάχη, σκυροδέμα, οπλισμός

Ο Ευρωκώδικας 4 προδιαγράφει ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικού και παχών σύμμικτων πλακών προς εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας (σχήμα 2.4):

- Συνολικό πάχος: $h = 120 \text{ mm} > h_{\min} = 90 \text{ mm}$
- Πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $h_c = 69 \text{ mm} > h_{c,\min} = 50 \text{ mm}$
- Εμβαδό διατομής σκυροδέματος: $A_c = 1106,7 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Ποιότητα σκυροδέματος (κατώτερη επιτρεπόμενη C20/25): C25/30
- Ποιότητα πλέγματος ράβδων οπλισμού: B500 C

2.2 Διαστασιολόγηση σε φάση κατασκευής

2.2.1 Φορτία

a. Μόνιμα

Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου (πίνακας κατασκευαστή): $G_p = 0,147 \text{ KN/m}^2$

» » νωπού σκυροδέματος $A_c \cdot \gamma_c = 0,11067 \cdot 26,0$: $G_c = 2,877 \text{ KN/m}^2$

b. Φορτία διάστρωσης

Ομοιόμορφα κατανεμημένο σε ολόκληρη την κάτοψη: $Q = 0,75 \text{ KN/m}^2$

» » που δρα σε επιφάνεια $3,0 \times 3,0 \text{ m}$: $Q' = 0,75 \text{ KN/m}^2$

c. Φορτία προσωρινής αποθήκευσης δε λαμβάνονται υπόψη

d. Φορτία λόγω παραμόρφωσης χαλυβδόφυλλων θεωρείται πως δεν απαιτούνται

Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων: ΟΚΑ: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$, ΟΚΛ: $\gamma_G = 1,0$, $\gamma_Q = 0$

2.2.2 Διαστασιολόγηση κατά την ΟΚΑ

Κατάταξη διατομής χαλυβδόφυλλου (σχήμα 2.5)

$$\text{Λόγος τάσεων: } \psi = \frac{16}{35} = 0,457 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{\psi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{1}{0,457}} = 1,48, \quad \frac{b}{t} = \frac{130}{1,0} = 130 > 42 \cdot \varepsilon = 62$$

Το κάτω πέλμα και συνεπώς ολόκληρη η διατομή είναι κατηγορίας 4. Στο άνοιγμα, το κάτω πέλμα εφελκύεται άρα είναι ολόκληρο ενεργό και ο έλεγχος γίνεται για την πλήρη διατομή. Στη στήριξη ισχύει το αντίστροφο και ο έλεγχος αντοχής γίνεται για την ενεργό διατομή σύμφωνα με τον EC3.

Λυγηρότητα θλιβόμενου κάτω πέλματος: $\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{130}{28,4 \cdot 1,48 \cdot \sqrt{4}} = 1,5464$

Μειωτικός συντελεστής: $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,5464 - 0,22}{1,5464^2} = 0,555$

Ενεργό πλάτος κάτω πέλματος: $b_{\text{eff}} = \rho \cdot b = 0,555 \cdot 130 = 72 \text{ mm}$

Ροπή αδράνειας ενεργού διατομής: $I_{p,\text{eff}} = 9,0 \text{ cm}^4$

Ροπή αντίστασης » » : $W_{p,\text{eff}} = I_{p,\text{eff}}/z_{\text{max}} = 9,0/3,1 = 2,9 \text{ cm}^3$

Αρνητική ροπή αντοχής: $M_{p,\text{eff,Rd}} = W_{p,\text{eff}} \cdot f_{pd} = \frac{2,9 \cdot 35,5}{100 \cdot 1,1} = 0,937 \text{ KNm}$

Ροπή αδράνειας πλήρους διατομής: $I_p = 10,86 \text{ cm}^4$

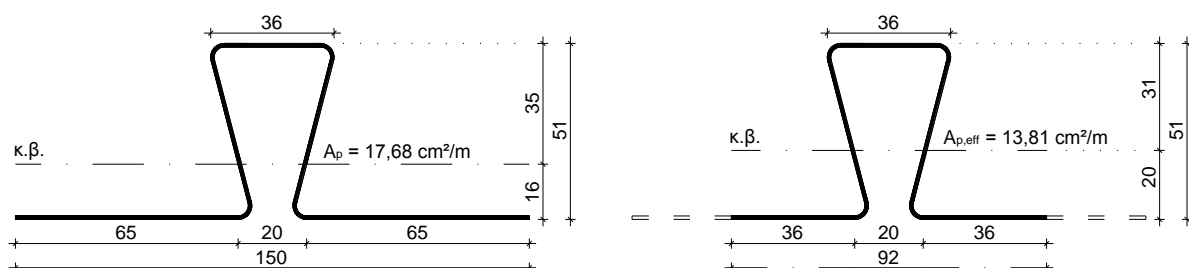
Ροπή αντίστασης » » : $W_p = I_p/z_{\text{max}} = 10,86/3,5 = 3,1 \text{ cm}^3$

Θετική ροπή αντοχής: $M_{p,Rd} = W_p \cdot f_{pd} = \frac{3,1 \cdot 35,5}{100 \cdot 1,1} = 1,0 \text{ KNm}$

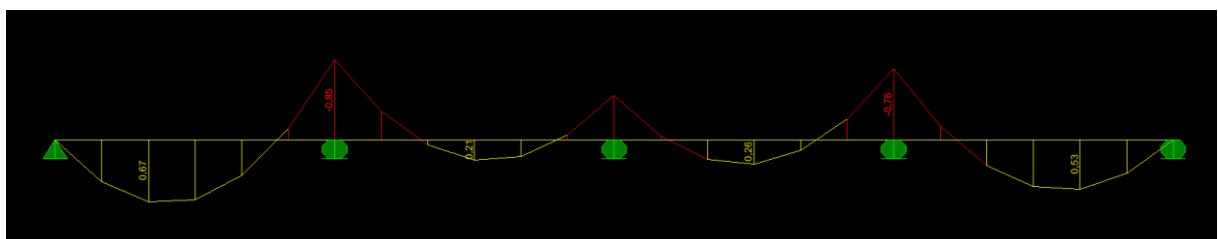
Πίνακας 2. 1 Αδρανειακά μεγέθη, έλεγχος αντοχής

	A (cm ²)	I (cm ⁴)	W (cm ³)	M _{Rd} (KNm)	M _{Ed} (KNm)
Ενεργός διατομή (στήριξη)	2,072	9,00	2,9	0,937	0,85
Πλήρης διατομή (άνοιγμα)	2,652	10,86	3,1	1,00	0,67

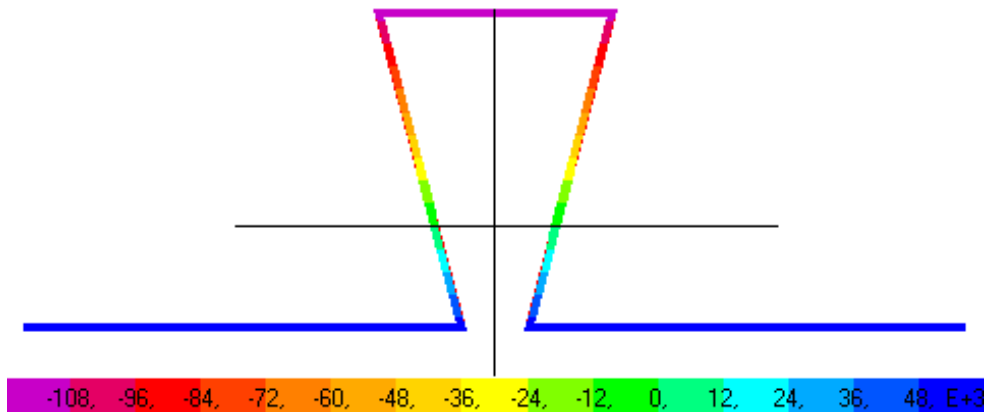
Δεν απαιτείται προσωρινή υποστήριξη στο μέσον των ανοιγμάτων



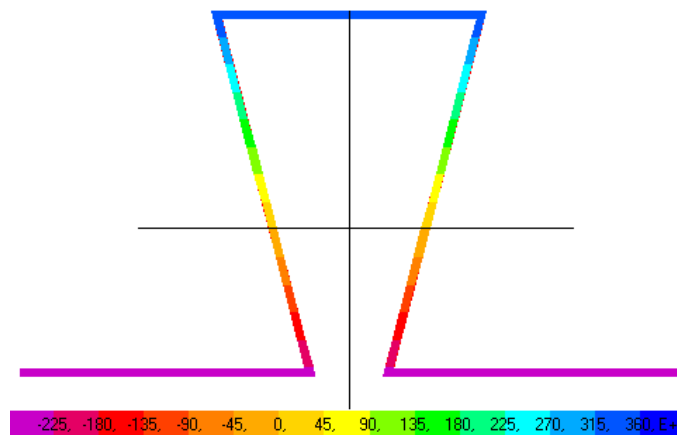
Σχήμα 2. 5 Πλήρης (αριστερά) και ενεργός (δεξιά) διατομή χαλυβδόφυλλου (διαστάσεις σε mm)



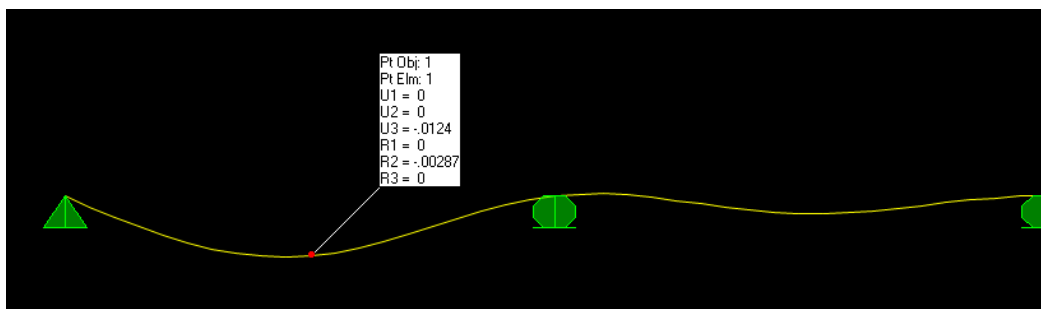
Σχήμα 2. 6 Διάγραμμα ροπών κάμψης (KNm) χαλυβδόφυλλου για φορτία στην ΟΚΑ. Το κινητό φορτίο Q' τοποθετείται στο ακραίο άνοιγμα στα αριστερά ώστε να προκύψει η μέγιστη δυνατή ροπή ανοίγματος και στήριξης



Σχήμα 2. 7 Τάσεις (MPa) καθύψος της πλήρους διατομής εφαρμοζόμενης της ροπής αντοχής 1,0 kNm



Σχήμα 2. 8 Τάσεις (MPa) καθύψος της ενεργού διατομής εφαρμοζόμενης της ροπής αντοχής ~ 1,0 kNm



Σχήμα 2. 9 Ελαστική γραμμή για φορτία στην ΟΚΛ: $G_p + G_c$

2.2.3 Διαστασιολόγηση κατά την ΟΚΛ

Μέγιστη βύθιση στο μέσον του ακραίου ανοίγματος $\delta_{max} = 12,4$ mm (σχήμα 2.9):

$$\frac{\delta_{max}}{L} = \frac{12,4}{3000} = \frac{1}{242} < \frac{1}{130}$$

Δεν απαιτείται προσωρινή υποστήριξη στο μέσον των ανοιγμάτων. Η μη θεώρηση πρόσθετων φορτίων λόγω παραμόρφωσης των χαλυβδόφυλλων (ronding effect, παρ. 2.2.1.d) κρίνεται σωστή εφόσον η υπολογιζόμενη βύθιση οριακά υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή $h/10 = 12$ mm.

2.3 Διαστασιολόγηση σε φάση λειτουργίας

2.3.1 Φορτία

a. Μόνιμα

Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου (πίνακας κατασκευαστή): $G_p = 0,147 \text{ KN/m}^2$

Ίδιο βάρος σκυροδέματος $A_c \cdot \gamma_c = 0,11067 \cdot 25,0$: $G_c = 2,767 \text{ KN/m}^2$

Πρόσθετο μόνιμο φορτίο: $G_1 = 0,50 \text{ KN/m}^2$

Ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις: $G_2 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

b. Ωφέλιμο κινητό: $Q = 3,00 \text{ KN/m}^2$

Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων: ΟΚΑ: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$, ΟΚΛ: $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$

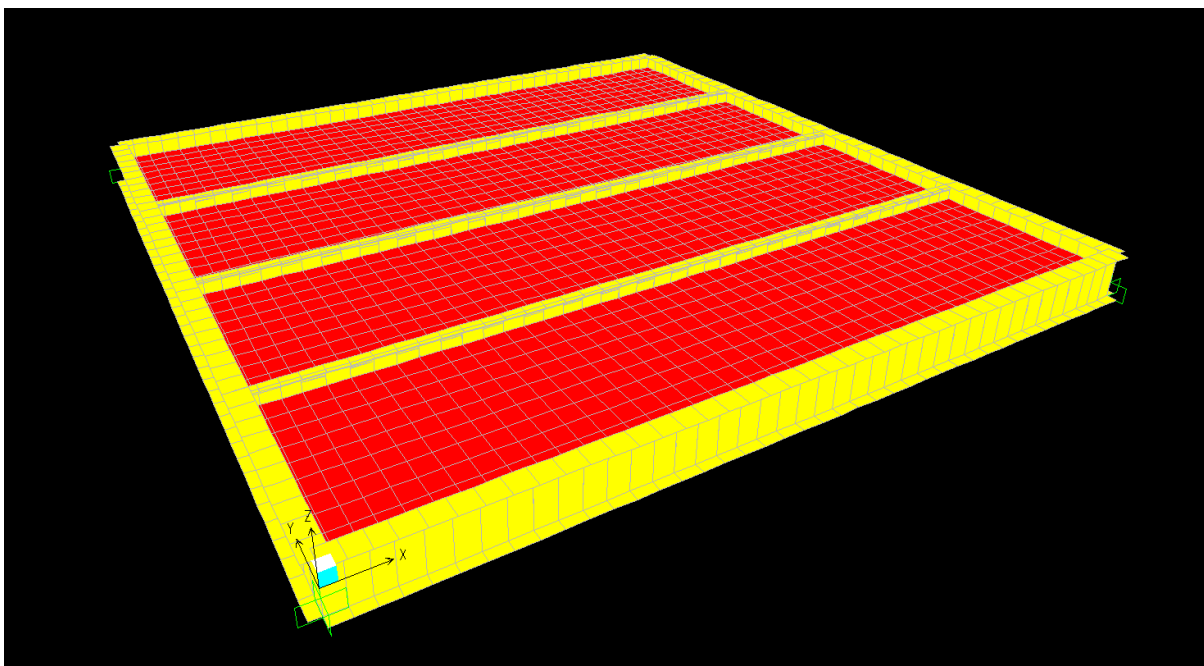
2.3.2 Ανάλυση

Η πλάκα αντιμετωπίζεται αφενός ως διέρειστη λόγω του μεγάλου λόγου πλευρών της και αναλύεται ως πλακολωρίδα πλάτους 1,0 m με ακλόνητες στηρίξεις στις θέσεις των κύριων και δευτερευουσών δοκών (σχήμα 2.11). Αφετέρου μοντελοποιείται ολόκληρη η τετραγωνική επιφάνεια του υπό μελέτη τμήματος της κάτοψης με επιφανειακά στοιχεία πλάκας ενώ οι δοκοί αποδίδονται ως γραμμικά στοιχεία με τις πραγματικές τους διατομές. Οι κύριες δοκοί θεωρούνται πακτωμένες στα άκρα τους (σχήμα 2.10).

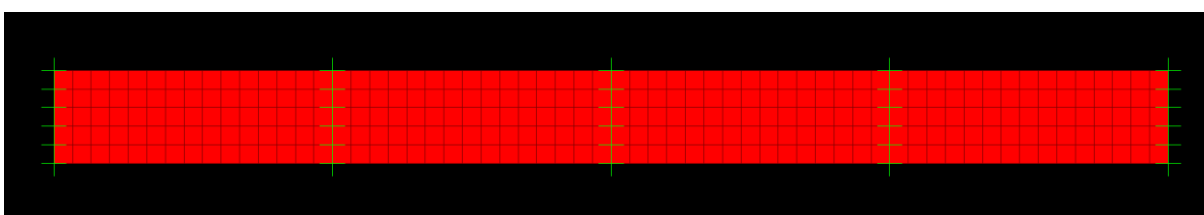
Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μοντέλων παρατηρείται μεγάλη διαφοροποίηση στην ένταση της πλάκας καθώς και στις θέσεις όπου αυτή εμφανίζει τις ακραίες τιμές της (σχήμα 2.12 έως 2.14). Έτσι για παράδειγμα, κατά μήκος των διαδοκίδων που αποτελούν τις ενδιάμεσες στηρίξεις δεν εμφανίζεται πουθενά αρνητική ροπή στην πλάκα στο επιφανειακό μοντέλο εν αντιθέσει με το μοντέλο πλακολωρίδας όπου η αρνητική ροπή στήριξης προκύπτει μάλιστα μεγαλύτερη αριθμητικά από τη ροπή ανοίγματος. Αρνητική ροπή στο επιφανειακό μοντέλο εμφανίζεται με μικρή τιμή στις περιοχές στήριξης επί των κυρίων δοκών μόνο κοντά στα άκρα τους. Οι μέγιστες ροπές ανοιγμάτων εμφανίζονται στα ακραία ανοίγματα στο μοντέλο της πλακολωρίδας, ενώ στο επιφανειακό μοντέλο στα δύο ενδιάμεσα ανοίγματα εκατέρωθεν της μεσαίας διαδοκίδας και κοντά στο κέντρο της κάτοψης. Οι τιμές τους μάλιστα διαφέρουν αριθμητικά κατά μία τάξη μεγέθους. Στο επιφανειακό μοντέλο εμφανίζεται ροπή ανοίγματος στη διεύθυνση X σχεδόν ισόποση της αντίστοιχης στην εγκάρσια διεύθυνση Y πράγμα που θέτει υπό αμφισβήτηση τη θεώρηση διέρειστης πλάκας που κάμπτεται κατά τη μία μόνο διεύθυνση στο μοντέλο πλακολωρίδας. Αριθμητικά αποτελέσματα συγκριτικά για τα δύο μοντέλα παρατίθενται στον πίνακα 2.2. Η διαστασιολόγηση της πλάκας θα γίνει βάσει της έντασης που προκύπτει από το επιφανειακό μοντέλο καθώς θεωρείται πιο αξιόπιστο και ακριβέστερο.

Πίνακας 2. 2 Συγκριτικά αποτελέσματα έντασης για τα δύο μοντέλα

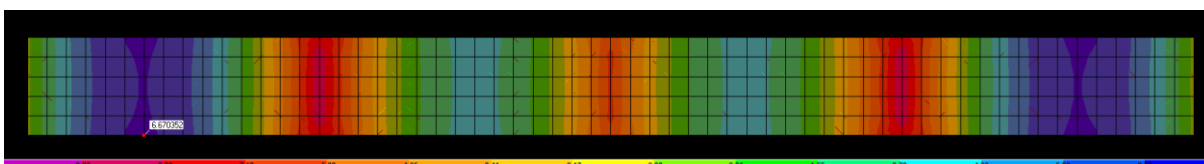
	$M_{Y,max}$ ανοίγμ.	$M_{X,max}$ ανοίγμ.	M_{min} στηρ.
Μοντέλο πλακολωρίδας	6,67	--	-9,66
Επιφανειακό μοντέλο	22,61	20,89	-4,45



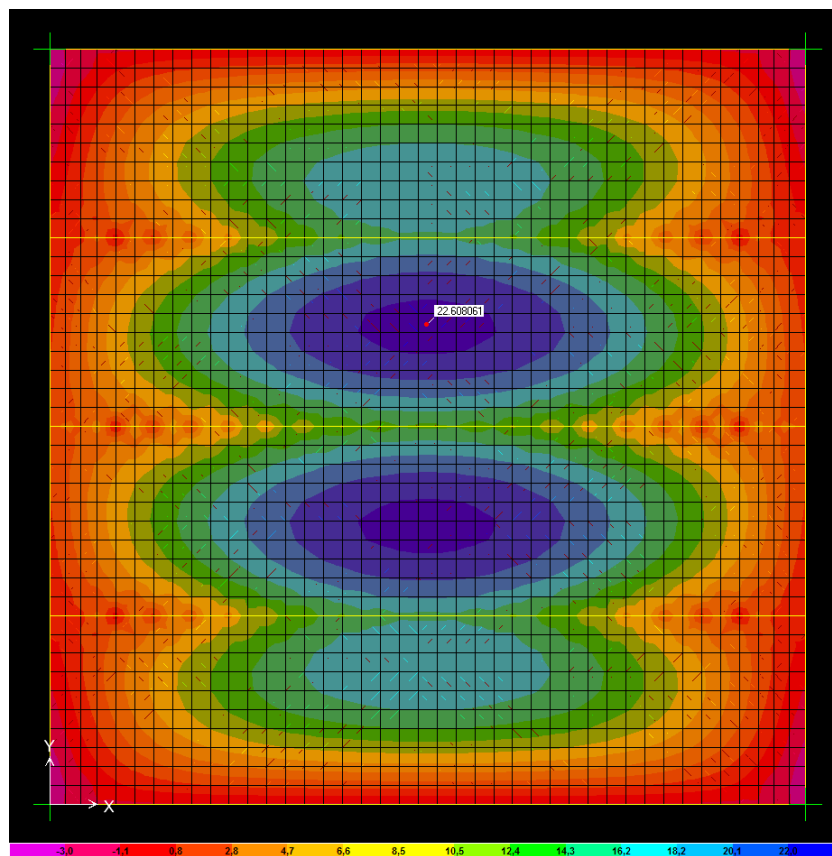
Σχήμα 2. 10 Τρισδιάστατη άποψη του επιφανειακού μοντέλου ανάλυσης. Η πλάκα αποδίδεται με επιφανειακά στοιχεία και οι δοκοί με γραμμικά. Πακτωμένοι οι κόμβοι στις γωνίες της περιμέτρου



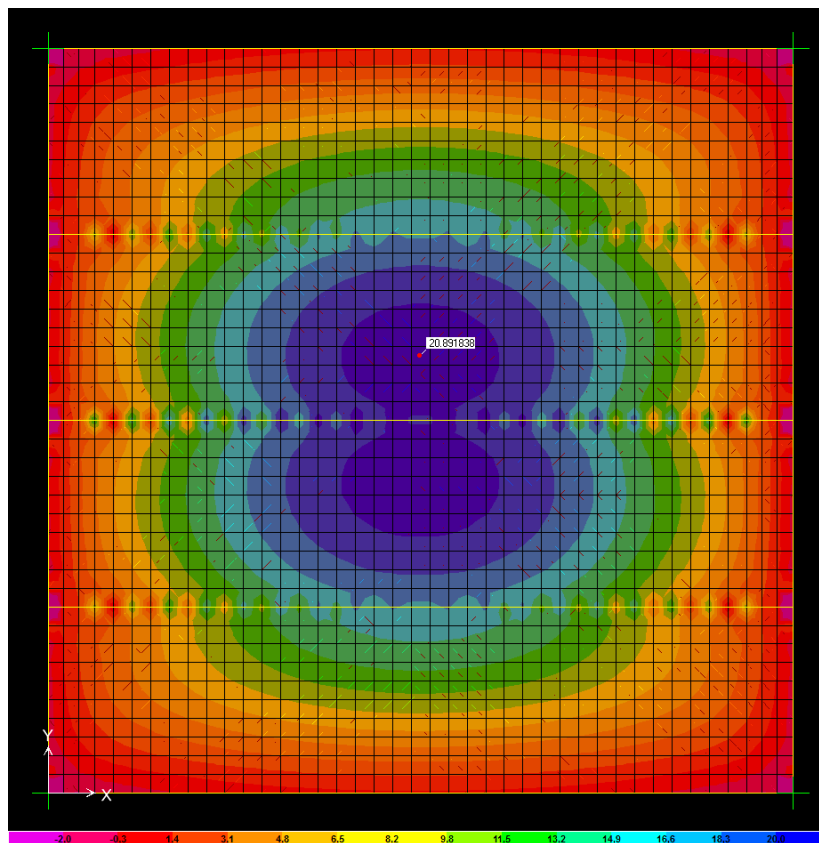
Σχήμα 2. 11 Μοντέλο πλακολωρίδας με ακλόνητες στηρίξεις στις θέσεις των δοκών



Σχήμα 2. 12 Διάγραμμα ροπών κάμψης μοντέλου πλακολωρίδας, συνδυασμός δράσεων ΟΚΑ



Σχήμα 2. 13 Επιφανειακό μοντέλο, διάγραμμα ροπών κάμψης στη διεύθυνση y, συνδυασμός δράσεων ΟΚΑ



Σχήμα 2. 14 Επιφανειακό μοντέλο, διάγραμμα ροπών κάμψης στη διεύθυνση x, συνδυασμός δράσεων ΟΚΑ

2.3.3 Έλεγχος σε κάμψη

Αντοχές σχεδιασμού επιμέρους υλικών

$$\text{Σκυρόδεμα: } f_{cd} = 0,85 \cdot 2,5/1,5 = 1,417 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Χαλυβδόφυλλο: } f_{pd} = 35,5/1,1 = 32,27 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Ράβδοι οπλισμών: } f_{yd} = 50/1,15 = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

a. Θετική ροπή αντοχής στη διεύθυνση y

Η θέση του ουδέτερου άξονα προκύπτει από τη συνθήκη $F_p = F_c = F$:

$$F_p = A_p \cdot f_{pd} = 17,68 \cdot 32,27 = 570,53 \text{ KN/m}$$

$$F_c = z_{o,p} \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$z_{o,p} = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{570,53}{100 \cdot 1,417} = 4,0 \text{ cm} < h_c = 6,9 \text{ cm}$$

$$\text{μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων: } z = d_p - \frac{z_{o,p}}{2} = 120 - 16 - \frac{40}{2} = 84 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = F \cdot z = 570,53 \cdot 0,084 = 47,93 \text{ KNm/m} \geq M_{Ed} = 22,61 \text{ KNm/m} \text{ (σχήμα 2.13)}$$

b. Θετική ροπή αντοχής στη διεύθυνση x

Ράβδοι οπλισμού $\emptyset 10/80 \text{ mm}$, $A_{s1} = 9,81 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 9,81 \cdot 43,48 = 426,54 \text{ KN/m}$$

Ο ουδέτερος άξονας προκύπτει όπως παραπάνω:

$$z_{o,s1} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{426,54}{100 \cdot 1,417} = 3,0 \text{ cm} < d_{s1} = 6,4 \text{ cm}$$

$$\text{μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων: } z = d_{s1} - \frac{z_{o,s1}}{2} = 120 - 56 - \frac{30}{2} = 49 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = F \cdot z = 426,54 \cdot 0,049 = 20,9 \text{ KNm/m} \geq M_{Ed} = 20,89 \text{ KNm/m} \text{ (σχήμα 2.14)}$$

c. Αρνητική ροπή αντοχής στη διεύθυνση y

Το εμβάδόν της υπό θλίψη διατομής σκυροδέματος αυξάνει με την αύξηση του βάθους του ουδέτερου άξονα με ελαττούμενο ρυθμό λόγω των συγκλινόντων κορμών του χαλυβδόφυλλου και περιγράφεται από τη δευτεροβάθμια εξίσωση (βλ. και σχήμα 2.4):

$$A_{c,comp} = 93,6 \cdot z_{o,s2} - \frac{262}{150} \cdot z_{o,s2}^2, \quad A_{c,comp} \rightarrow \text{cm}^2/\text{m}, z_o \rightarrow \text{cm}$$

$$F_c = A_{c,comp} \cdot f_{cd}$$

Ράβδοι οπλισμού $\emptyset 8/200 \text{ mm}$, $A_{s2} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 2,51 \cdot 43,48 = 109,135 \text{ KN/m}$$

Από τη συνθήκη $F_{s2} = F_c = F$ προκύπτει η θέση του ουδέτερου άξονα: $z_{o,s2} = 8 \text{ mm} < h_p = 51 \text{ mm}$

$$\text{μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων: } z = d_{s2} - \frac{z_{o,s2}}{2} = 120 - 9 - \frac{8}{2} = 107 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = F \cdot z = 109,135 \cdot 0,107 = 11,68 \text{ KNm/m} \geq M_{Ed} = 4,45 \text{ KNm/m}$$

2.3.4 Έλεγχος σε διάτμηση

Διατμητική αντοχή σκυροδέματος:

$$T_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c = 0,25 \cdot 0,18 / 1,5 = 0,03 \text{ KN/cm}^2$$

ποσοστό διαμήκουσ οπλισμού στο ρόλο του οποίου είναι το χαλυβδόφυλλο:

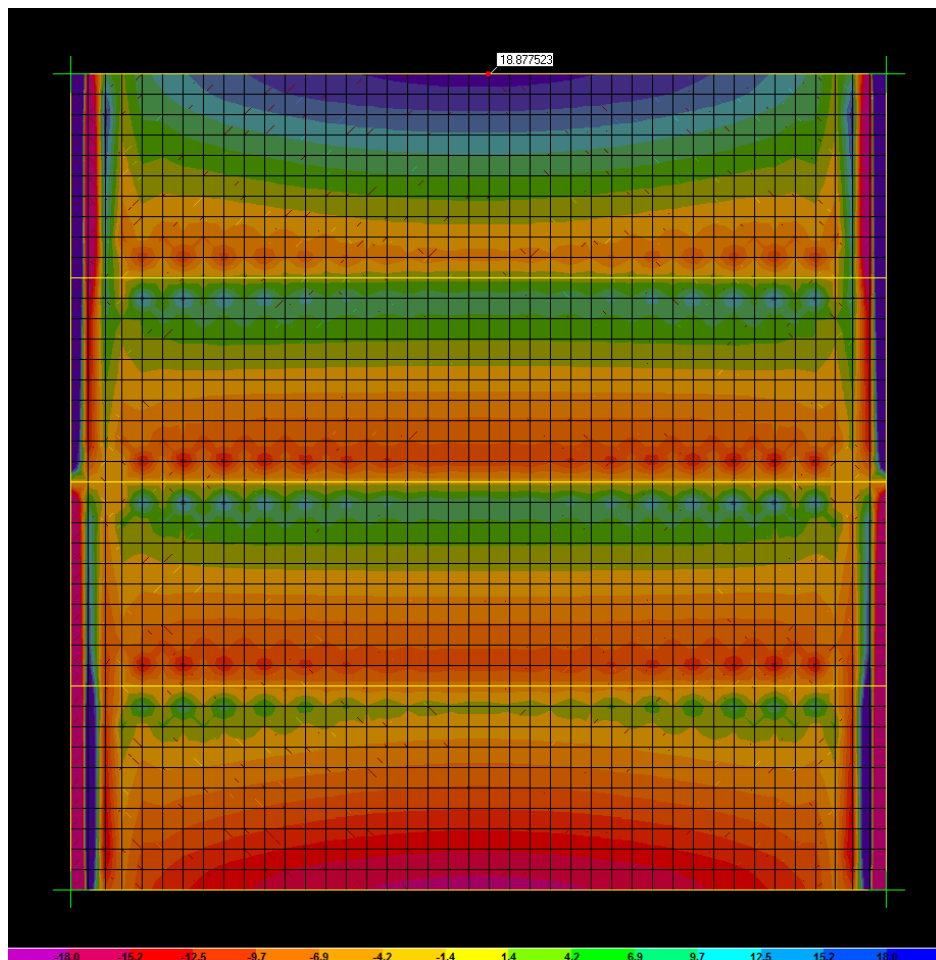
$$\rho = \frac{A_p}{b_o \cdot d_p} = \frac{0,15 \cdot 17,68}{\left(15 - \frac{3,6 + 1,2}{2}\right) \cdot 10,4} = 0,0202$$

$$k_v = 1,6 - d_p = 1,6 - 0,104 = 1,496 \geq 1,0$$

$$V_{Rd} = b_o \cdot d_p \cdot T_{Rd} \cdot k_v \cdot (1,2 + 40\rho) = 12,6 \cdot 10,4 \cdot 0,03 \cdot 1,496 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,02) = 11,81 \text{ KN}$$

Διατμητική αντοχή σε πλάτος 1,0 m:

$$V_{Rd} = \frac{20}{3} \cdot V_{Rd} = \frac{20}{3} \cdot 11,76 = 78,73 \text{ KN/m} > V_{Ed} \approx 19,0 \text{ KN/m (σχήμα 2.15)}$$



Σχήμα 2. 15 Επιφανειακό μοντέλο, διάγραμμα διατμητικών δυνάμεων, συνδυασμός δράσεων ΟΚΑ

2.4 Σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς

Ο σχεδιασμός γίνεται βάσει του EC4 Part 1.2, Annex B. Το χαλυβδόφυλλο, ως μη προστατευμένο μέλος, θεωρείται ότι σε συνθήκες πυρκαγιάς χάνει την αντοχή του και καθίσταται ανενεργό. Ως εκ τούτου τοποθετείται παράλληλα στις νευρώσεις και μεταξύ αυτών οπλισμός 1Ø10/νεύρωση σε βάθος $u_3 = 20$ mm από το κάτω πέλμα του χαλυβδόφυλλου (σχήμα 2.4). Ο τυχηματικός συνδυασμός σε συνθήκες φωτιάς ορίζεται ως εξής:

$$\gamma_{GA} \cdot \Sigma G_{k,i} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$$

όπου $\gamma_{GA} = 1,0$ και $\psi_{1,1} = 0,6$ για χώρους γραφείων

Η θερμοκρασία των ράβδων για απαίτηση πυραντίστασης 60 min, προκύπτει:

$$\begin{aligned} \theta_s &= c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3} = \\ &= 1191 - 250 \cdot \frac{20}{51} - 240 \cdot 2,1 - 5,01 \cdot \frac{5900}{230} + 1,04 \cdot 105 - 925 \cdot \frac{1}{130} = 562,5 \text{ } ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

$$\text{όπου } \frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = 2 \cdot \frac{1}{\sqrt{63}} + \frac{1}{\sqrt{20}} = 0,475 \rightarrow z = 2,10 \text{ mm}^{-\frac{1}{2}}$$

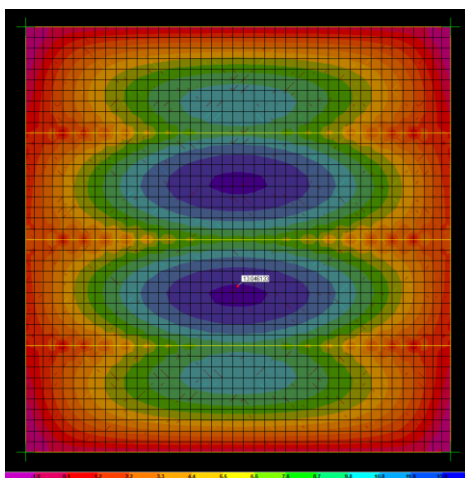
από όπου προκύπτει μειωτικός συντελεστής της αντοχής χάλυβα: $k_{y,\theta} = 0,58$

και αντίστοιχα για το σκυρόδεμα, θεωρώντας συντηρητικά ίδια θερμοκρασία: $k_{c,\theta} = 0,51$

Πλαστικός ουδέτερος άξονας:

$$z_{o,s3} = \frac{k_{y,\theta}}{k_{c,\theta}} \cdot \frac{1}{\alpha_{slab}} \cdot \frac{A_{s3} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{0,58}{0,51} \cdot \frac{1}{0,85} \cdot \frac{0,785 \cdot 50}{15 \cdot 1,417} = 2,47 \text{ cm} < d_{s3} = 10 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{fi,t,Rd} &= A_{s3} \cdot z_{s3} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{yk} + \alpha_{slab} \cdot A_c \cdot z_c \cdot k_{c,\theta} \cdot f_{cd} = \\ &= 5,23 \cdot (10 - 2,47) \cdot 0,58 \cdot 50 + 0,85 \cdot 100 \cdot 2,47 \cdot \frac{2,47}{2} \cdot 0,51 \cdot 1,417 \\ &= 1330 \text{ KNcm/m} = 13,3 \text{ KNm/m} > M_{fi,Ed} = 13,0 \text{ KNm/m} \text{ (σχήμα 2.16)} \end{aligned}$$



Σχήμα 2. 16 Διάγραμμα ροπών κάμψης στη διεύθυνση y για τον τυχηματικό συνδυασμό δράσεων σε συνθήκες φωτιάς

Κεφάλαιο 3

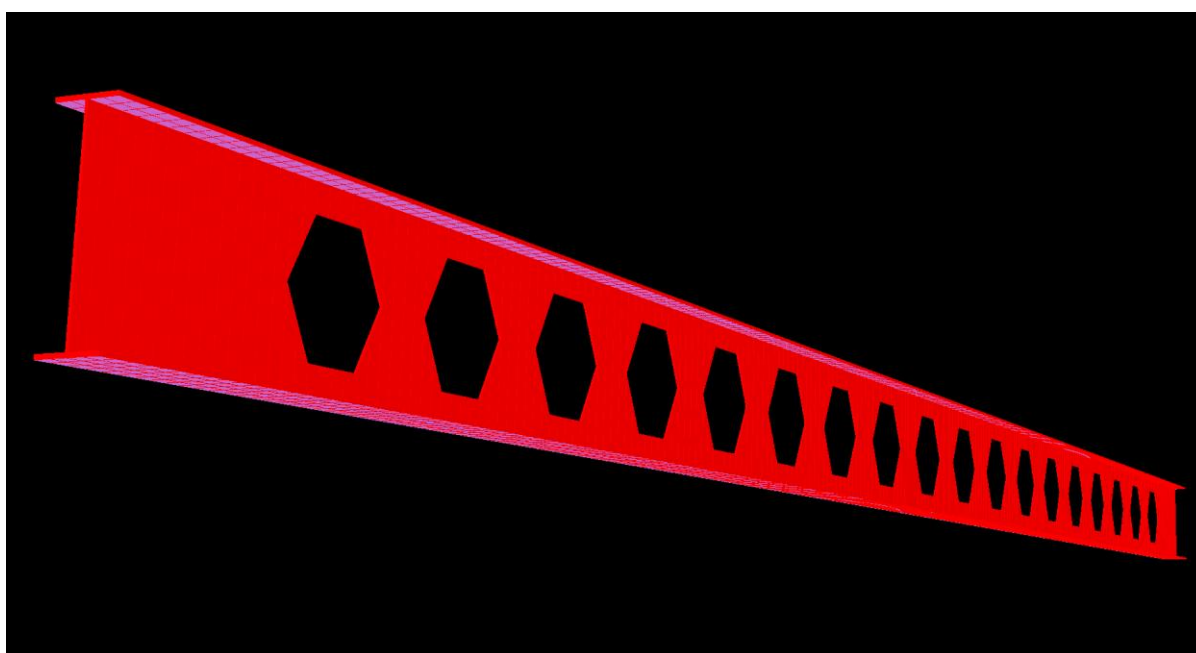
Κυψελωτή δοκός

3.1 Διαμόρφωση κυψελωτής δοκού

Από το σύνολο του φορέα επιλέγεται προς ανάλυση και διαστασιολόγηση αμφιέριστη διαδοκίδα από χάλυβα S355, διατομής IPE 400-600 (σχήμα 3.1) και θεωρητικού ανοίγματος 12,0 m. Η υπό μελέτη δοκός προκύπτει από προδιαγεγραμμένη διατομή IPE 400 ($h = 400$ mm) έπειτα από κοπή οδοντωτής μορφής του κορμού. Το αποτέλεσμα είναι η κυψελωτή δοκός (castellated beam) ύψους $h_n = 1,5h$ με ισαπέχοντα κατά $1,5h$ εξαγωνικά ανοίγματα ύψους $h_o = h$ κατά μήκος του κορμού (σχήμα 3.2). Επιτυγχάνεται, έτσι, ο υπερδιπλασιασμός της ροπής αδράνειας – ως προς τον ισχυρό άξονα – της τελικής διατομής ως προς την αρχική με ταυτόχρονη μείωση του νεκρού φορτίου.

3.1.1 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά

Ύψος αρχικής διατομής	$h = 400$ mm,	ύψος κυψελωτής διατομής	$h_n = 600$ mm
Πλάτος πέλματος	$b = 180$ mm,	ακτίνα συναρμογής κ/π	$r = 21$ mm
Πάχος πέλματος	$t_f = 13,5$ mm,	πάχος κορμού	$t_w = 8,6$ mm



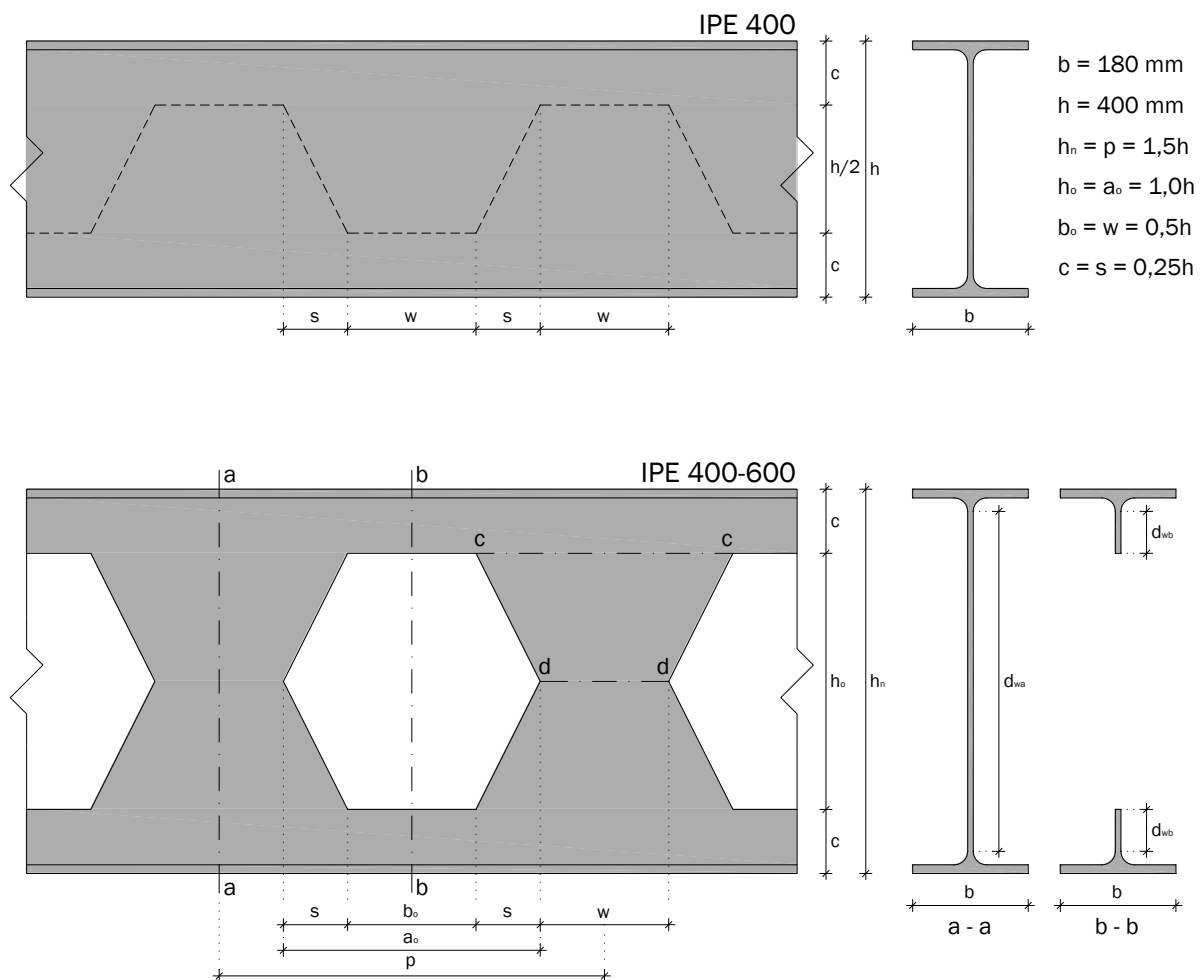
Σχήμα 3. 1 Τρισδιάστατη απεικόνιση δοκού

Πίνακας 3. 1 Αδρανειακά χαρακτηριστικά

		Τομή a-a	Τομή b-b
Εμβαδόν διατομής	F (cm ²)	101,66	67,26
Ροπή αδράνειας	I (cm ⁴)	55280	50700
Ελαστική ροπή αντίστασης	W (cm ³)	1843	1690
Στατική ροπή, ήμισυ διατομής	S (cm ³)	1119	947

3.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί

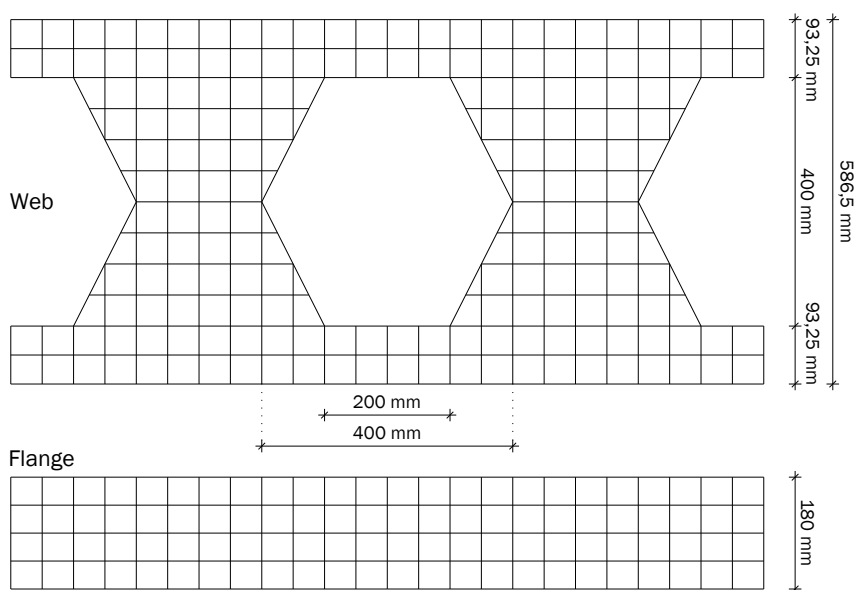
- $h_o \leq 0,75d_{wa} \rightarrow 40 \leq 0,75[60 - 2(1,35 + 2,1)] = 0,75 \cdot 53,1 \approx 40$ cm
- $d_{wb} \geq 0,1d_{wa} \rightarrow 10 - 1,35 - 2,1 \geq 0,1 \cdot 53,1 \rightarrow 6,55 \geq 5,31$ cm
- $a_o \leq h_o \rightarrow 40 \leq 40$ cm
- $b_o = w \rightarrow 20 = 20$ cm
- $0,25a_o \leq w \leq 0,50a_o \rightarrow 10 \leq 20 \leq 20$ cm



Σχήμα 3. 2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κυψελωτής δοκού

3.2 Στατική ανάλυση

Μορφώνονται δύο μοντέλα ανάλυσης, ένα αποτελούμενο από γραμμικά στοιχεία (ΓΜ) και ένα από επιφανειακά στοιχεία κελύφους (EM). Οι συνοριακές συνθήκες που αποδίδονται και στις δύο περιπτώσεις είναι αυτές της αμφιέριστης δοκού. Η χρήση δύο μοντέλων εξασφαλίζει αφενός τη δυνατότητα σύγκρισης και ελέγχου των αποτελεσμάτων του EM προς αποφυγή λαθών λόγω της περιπλοκότητας του, αφετέρου τη δυνατότητα ακριβέστερου προσδιορισμού - μέσω του EM - της έντασης του φορέα στις επιμέρους κρίσιμες και δη ιδιαίζουσες διατομές, όπως τα απλά ταυ που διαμορφώνονται στην περιοχή της οπής και οι οριζόντιες διατομές c-c & d-d (σχήμα 3.2). Για την εξασφάλιση της μεγαλύτερης δυνατής σύγκλισης γεωμετρίας και κατ' επέκταση αποτελεσμάτων των δύο μοντέλων, στο ΓΜ εναλλάσσονται κατά μήκος γραμμικά στοιχεία με διατομές a-a & b-b (σχήμα 3.2). Στο EM αποδίδεται με απόλυτη ακρίβεια η μορφή του κορμού με τα εξαγωνικά ανοίγματα, η συναρμογή κορμού - πέλματος γίνεται στο μέσο επίπεδο του πέλματος (σχήμα 3.3) και τα φορτία εφαρμόζονται στους κόμβους του άνω πέλματος. Στα άκρα της δοκού διαμορφώνονται περιοχές πλήρους διατομής a-a μήκους 70 cm, από τη θεωρητική στήριξη έως το ακραίο σημείο της πρώτης εξαγωνικής οπής.



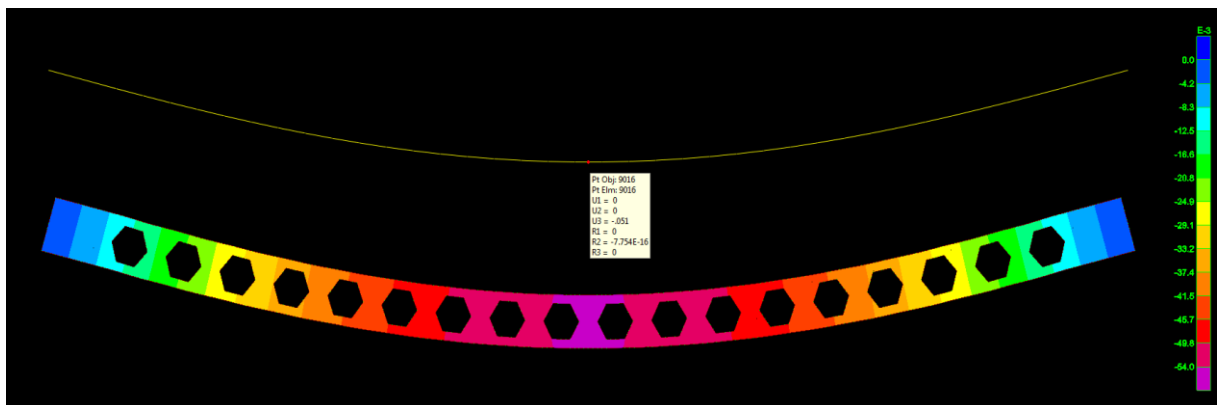
Σχήμα 3.3 Διακριτοποίηση σε τμήμα της δοκού με επιφανειακά στοιχεία κελύφους

3.2.1 Φορτία

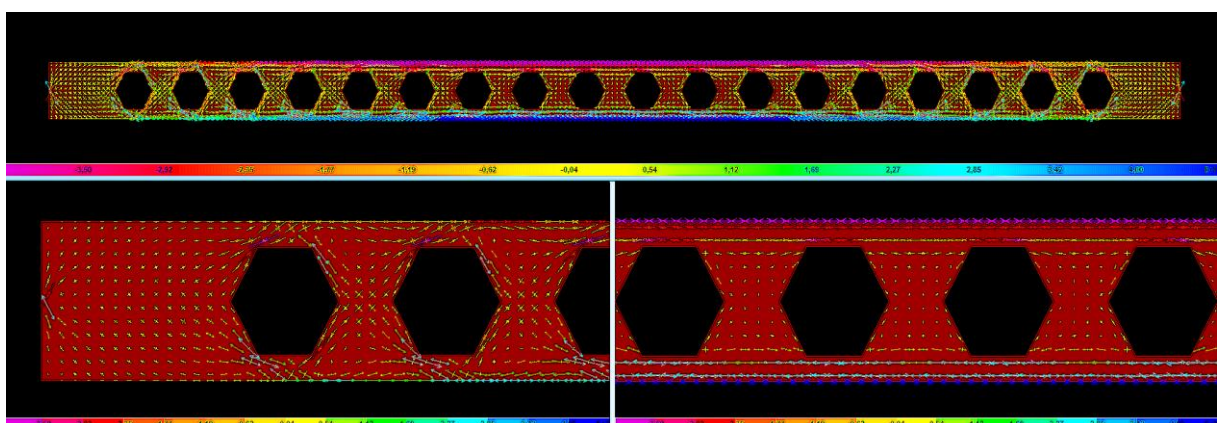
- | | |
|-----------------------|---|
| i. Ίδιον βάρος δοκού | $G_{k,1} = F \cdot \gamma_s$, όπου $\gamma_s = 76,973 \text{ KN/m}^3$ το ειδικό βάρος χάλυβα |
| ii. Σύμμικτη πλάκα | $G_{k,2} = 3,00 \text{ KN/m}^2$ |
| iii. Πρόσθετο μόνιμο | $G_{k,3} = 0,50 \text{ KN/m}^2$ |
| iv. Η/Μ εγκαταστάσεις | $G_{k,4} = 0,20 \text{ KN/m}^2$ |
| v. Ωφέλιμο κινητό | $Q_k = 3,00 \text{ KN/m}^2$ |
| vi. Πλάτος επιρροής | $L = 3,00 \text{ m}$ |

3.2.2 Ένταση

Ο παραμορφωμένος επιφανειακός φορέας επιβεβαιώνει τη λειτουργία αμφιέριστης υπό κατανομημένο φορτίο βαρύτητας ενώ η απόκλιση της βύθισης στο μέσον, μεταξύ των δύο μοντέλων, είναι της τάξεως του 10^{-3} m και είναι αποδεκτή (σχήμα 3.4). Διακρίνεται η έντονη διατμητική λειτουργία του κορμού μεταξύ των οπών στις ακραίες περιοχές της δοκού και κοντά στο κ.β. της διατομής καθώς και η σχετική απουσία έντασής του στην κεντρική περιοχή όπου η δεσπόζουσα κάμψη παραλαμβάνεται από ζεύγη δυνάμεων των απλών ταυ όπως αποδεικνύεται από τη συγκέντρωση ορθών θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων στις ακραίες άνω και κάτω ίνες του κορμού. Θέσεις υψηλής συγκέντρωσης τάσεων είναι και οι γωνίες των οπών που βρίσκονται κοντά στο άκρο της δοκού λόγω της παρουσίας ισχυρής τέμνουσας και συνακόλουθης ασυνέχειας του κορμού καθύψος (σχήμα 3.5).



Σχήμα 3. 4 Ελαστική γραμμή (άνω) και ελαστική επιφάνεια (κάτω) των δύο μοντέλων της δοκού για φορτία λειτουργίας (ΟΚΛ). Απόκλιση βέλους στο μέσον 3,3 mm



Σχήμα 3. 5 Διάγραμμα «ροής» κύριων δυνάμεων ολοκληρωμένων στο πάχος του κορμού της δοκού για το συνδυασμό αστοχίας. Λεπτομέρεια άκρου κάτω αριστερά και μεσαίας περιοχής κάτω δεξιά

3.2.3 Συγκριτική εκτίμηση ροπής αδράνειας

Με δεδομένη τη βύθιση στο μέσον της δοκού όπως προκύπτει από το EM για φορτία στην ΟΚΛ υπολογίζεται η ροπή αδράνειας:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EI_{EM}} \rightarrow I_{EM} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot \delta} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,743 \cdot 12^4}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 5,433 \cdot 10^{-2}} = 4,9089 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 = 49089 \text{ cm}^4$$

$$\delta = 5,433 \text{ cm (σχήμα 3.4)}, \quad p = 2 \cdot 124,46/12 = 20,743 \text{ KN/m}$$

Το ομοιόμορφο φορτίο p λαμβάνεται από τις κατακόρυφες αντιδράσεις στήριξης του EM για τον αντίστοιχο συνδυασμό δράσεων για επίτευξη μεγαλύτερης ακρίβειας. Ο μέσος όρος ροπών αδράνειας των διατομών a-a και b-b (πίνακας 3.1 & σχήμα 3.2) προκύπτει:

$$I_m = \frac{55280 + 50700}{2} = 52990 \text{ cm}^4$$

Συνεπώς, η ανάλυση με απλουστευμένο γραμμικό μοντέλο αμφιέρειστης θα πραγματοποιούνταν με υπερεκτιμημένη ροπή αδράνειας κατά 7,95%:

$$\frac{|I_{EM} - I_m|}{I_{EM}} = \frac{|49089 - 52990|}{49089} = 0,0795$$

3.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας

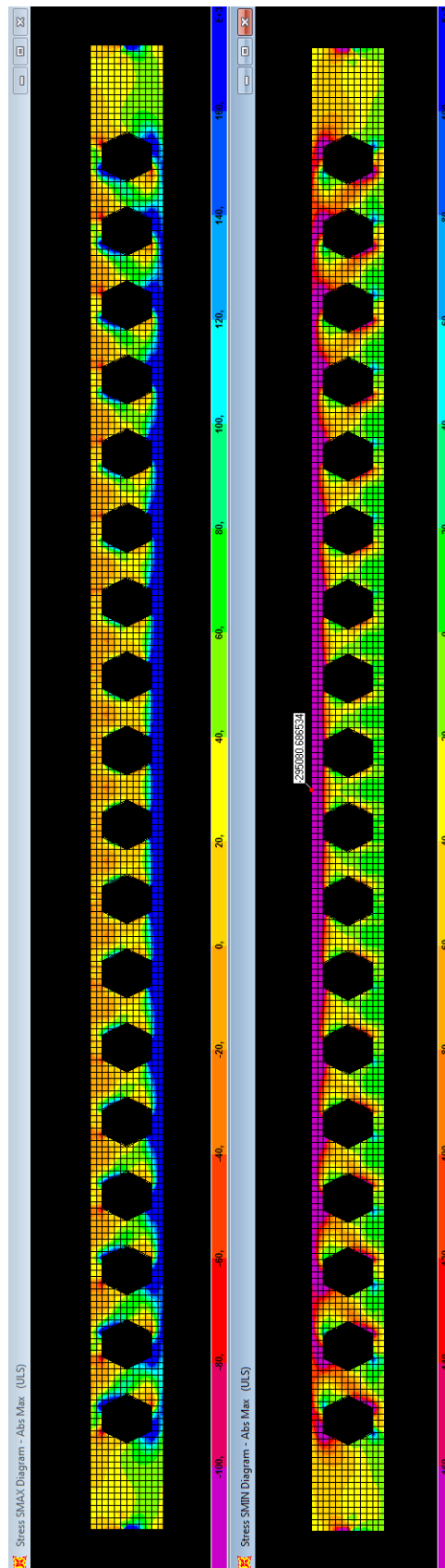
Ο συνδυασμός δράσεων κατά την ΟΚΑ είναι $1,35\Sigma G_{k,i} + 1,5Q_k$. Ο έλεγχος επάρκειας της αντοχής της δοκού γίνεται με τη βοήθεια του EM και του γραφήματος κύριων τάσεων όπως αποδίδεται από το πρόγραμμα (σχήμα 3.6). Οι κύριες τάσεις έχουν εξ ορισμού κατεύθυνση τέτοια, ώστε να μηδενίζονται σε κάθε θέση οι αντίστοιχες διατμητικές. Συνεπώς, το πρόβλημα ανάγεται σε έλεγχο αποκλειστικά ορθών τάσεων, εφελκυστικών και θλιπτικών, ώστε αυτές να μην ξεπερνούν το όριο διαρροής του χάλυβα S355 ($f_y = 355 \text{ MPa}$). Αποφεύγεται, έτσι, ο πλέον κοπιώδης έλεγχος κρίσιμων διατομών για συγκεντρωμένα εντατικά μεγέθη ροπών και τεμνουσών. Το άνω θλιβόμενο πέλμα της δοκού θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της μερικής διατμητικής σύνδεσής του με την πλάκα ενώ το κάτω ως εφελκυστικό είναι ευσταθές. Δεν υπάρχει, επομένως, κίνδυνος πλευρικού λυγισμού και ο αντίστοιχος έλεγχος κρίνεται μη απαραίτητος. Ανίσωση σχεδιασμού:

$$S_{\text{principal, Ed}} \leq f_{yd}$$

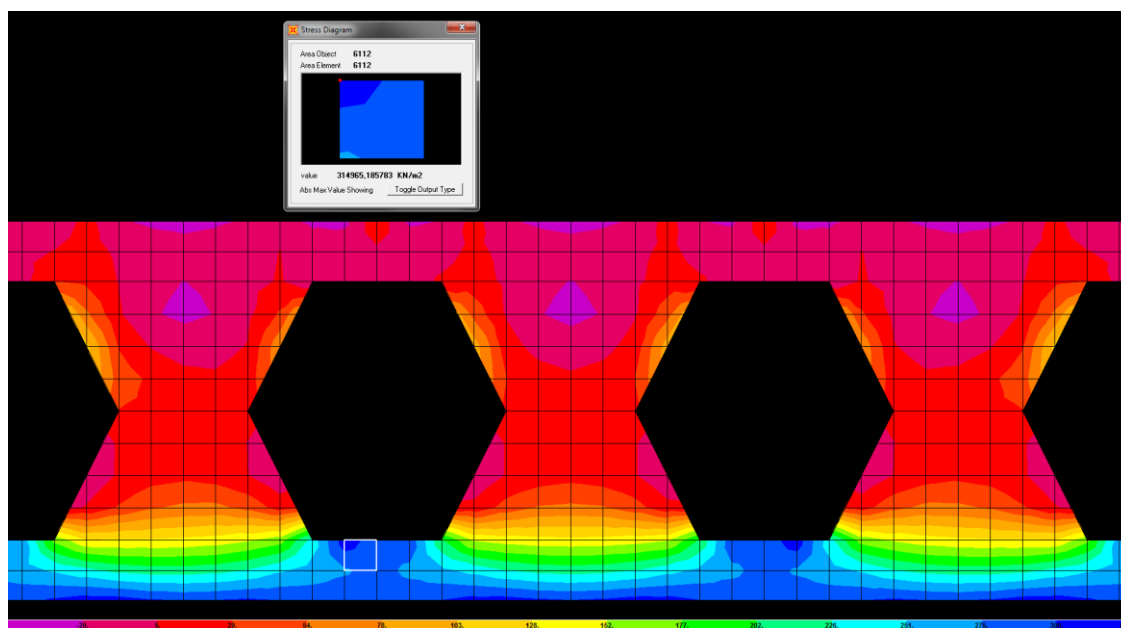
3.3.1 Έλεγχος στο μέσον

Η μέγιστη εφελκυστική κύρια τάση στη μεσαία περιοχή της δοκού εμφανίζεται στον κορμό, στις οριζόντιες κάτω παρειές των δύο οπών που βρίσκονται εκατέρωθεν του μέσου και ισούται αριθμητικά με την αντίστοιχη θλιπτική που εμφανίζεται στις συμμετρικές θέσεις στις άνω παρειές (σχήμα 3.7). Αξιοσημείωτο είναι ότι η μέγιστη τάση δεν εμφανίζεται ακριβώς στο μέσον όπου η ροπή είναι μέγιστη, εφόσον η μεσαία διατομή είναι εσκεμμένα πλήρης και άρα ισχυρότερη. Η διεύθυνση των κύριων τάσεων στην εξεταζόμενη περιοχή συμπίπτει σχεδόν με την οριζόντια και ισχύει:

$$S_{\text{principal, Ed}} = 315 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} = f_{yd}$$



Σχήμα 3. 6 Διάγραμμα εφελκυστικών (αριστερά) και θλιπτικών (δεξιά) κύριων τάσεων για το συνδυασμό αστοχίας



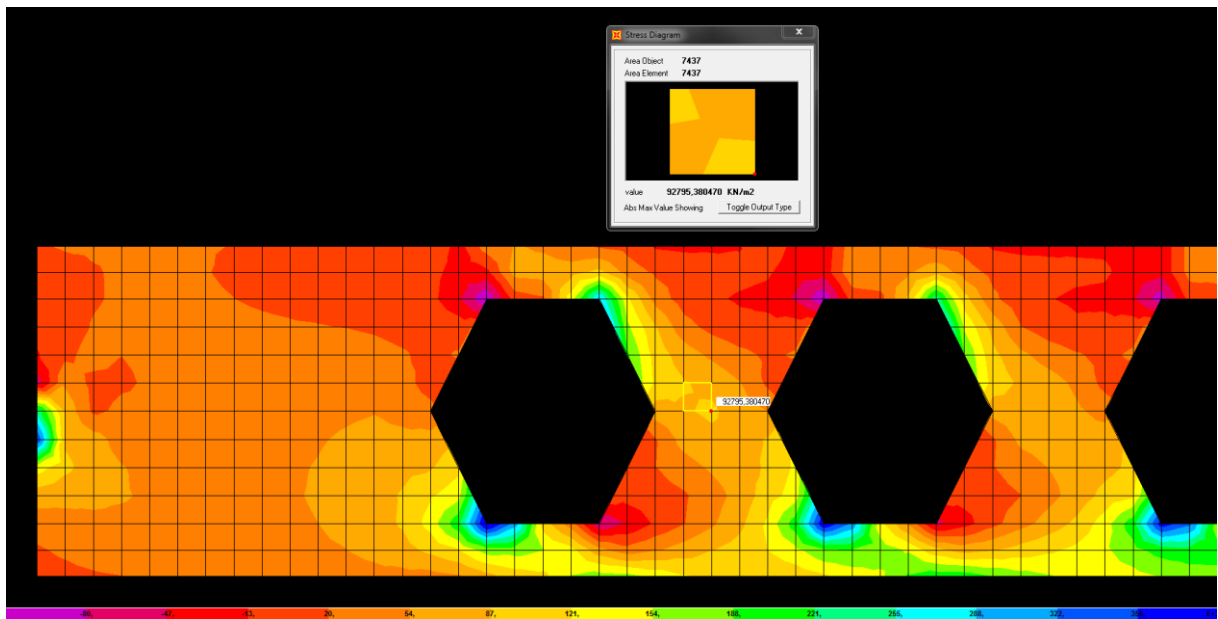
Σχήμα 3. 7 Λεπτομέρεια διαγράμματος εφελκυστικών κύριων τάσεων στη μεσαία περιοχή της δοκού για φορτία αστοχίας. Διακρίνεται η θέση στην οποία εμφανίζεται η μέγιστη κύρια τάση 315 MPa περίπου

3.3.2 Έλεγχος στο άκρο

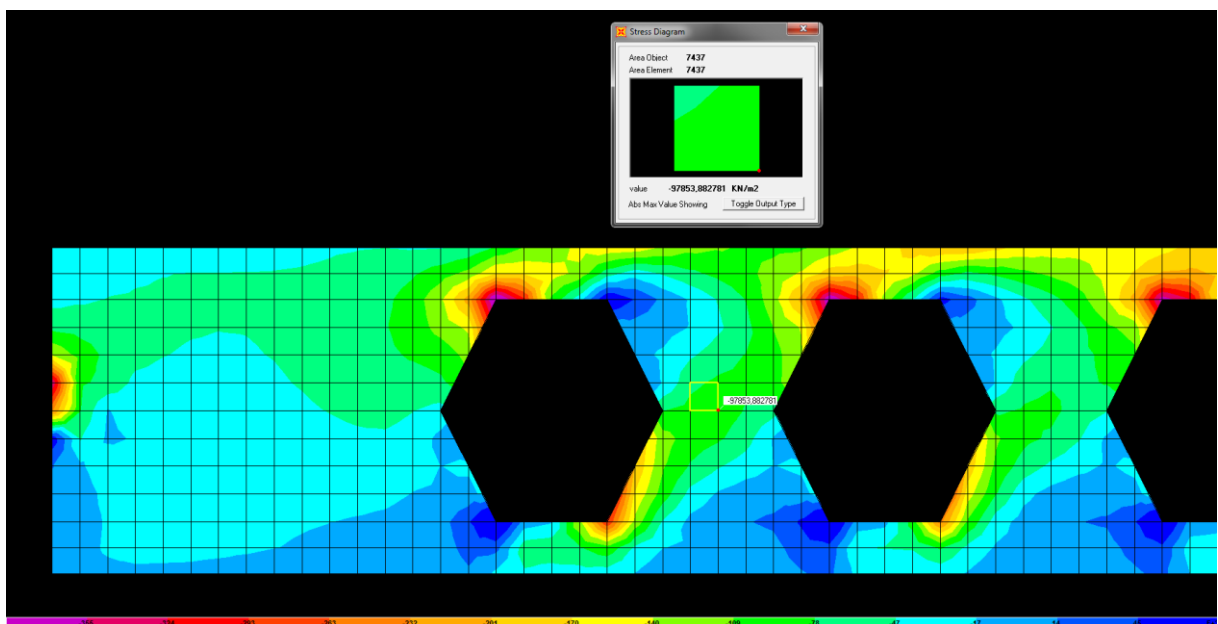
Ο κορμός της δοκού μεταξύ των 5 ακραίων οπών καταπονείται από διαγώνιες κύριες τάσεις, τόσο εφελκυστικές όσο και θλιπτικές, λόγω της τέμνουσας ως κύριας συνιστώσας της έντασης. Το φαινόμενο είναι εντονότερο στον κορμό που ακολουθεί της τελευταίας οπής, θέση στην οποία ελέγχεται η επάρκεια αντοχής. Η διεύθυνση των τάσεων σχηματίζει γωνία 45° περίπου με την οριζόντια (σχήμα 3.5) και η τιμή τους κυμαίνεται γύρω στα 100 MPa στην οριζόντια διατομή στο ύψος του κ.β. που είναι και η κρισιμότερη ως η πλέον απομειωμένη (σχήμα 3.8 & 3.9).

Η μέγιστη τάση, ωστόσο, εμφανίζεται στους κόμβους των ανώτερων και κατώτερων γωνιών των οπών με τιμές μάλιστα που ξεπερνούν το όριο διαρροής του υλικού τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό (~ 400 MPa). Το αποκορύφωμα αυτό των τάσεων αποκαλύπτει την «αχίλλειο πτέρνα» της δοκού αλλά σε ακτίνα μόλις 10 mm μακριά από τον κόμβο η ένταση βρίσκεται κάτω από το επιτρεπόμενο όριο και δεν τίθεται ουσιώδες ζήτημα υπέρβασης αντοχής. Αγνοείται, εξάλλου, η συνεισφορά της υπερκείμενης πλάκας η οποία, ως μερικώς συνδεδεμένη με τη δοκό, εξασφαλίζει τη δυνατότητα να αναληφθεί μικρό μερίδιο έντασης με λειτουργία πλακοδοκού.

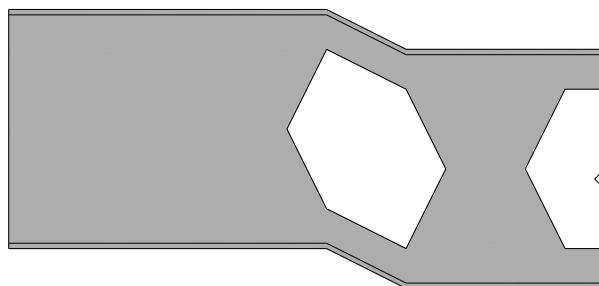
Η εντατική κατάσταση στην περίμετρο της ακραίας οπής αποδεικνύει την σχετική αδυναμία ανάληψης τέμνουσας από δοκούς αυτού του τύπου, λόγω ασυνέχειας του κορμού καθύψος, καθώς και την ακαταλληλότητα χρήσης τους σε περιπτώσεις όπου δεν μπορεί να εξασφαλιστεί ότι η λειτουργία τους θα είναι κυρίως καμπτική. Ο μηχανισμός αστοχίας υπό συνθήκες έντονης διάτμησης αναμένεται να είναι η καμπτική αστοχία των ακραίων διατομών των απλών (σχήμα 3.10).



Σχήμα 3. 8 Λεπτομέρεια διαγράμματος εφελκυστικών κύριων τάσεων στο άκρο της δοκού για φορτία αστοχίας. Διαγώνιος εφελκυσμός του κορμού, τάση 90 MPa περίπου



Σχήμα 3. 9 Λεπτομέρεια διαγράμματος θλιπτικών κύριων τάσεων στο άκρο της δοκού για φορτία αστοχίας. Διαγώνια θλίψη του κορμού, τάση 100 MPa περίπου



Σχήμα 3. 10 Αναμενόμενος μηχανισμός αστοχίας της δοκού στην ακραία οπή

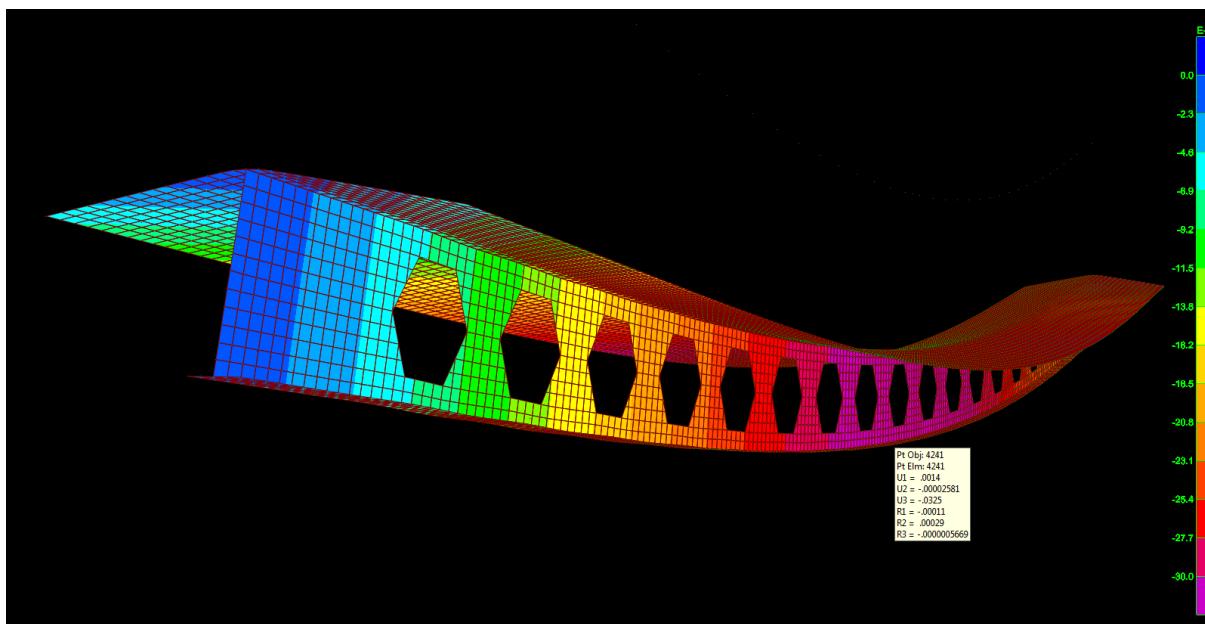
3.4 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ο συνδυασμός δράσεων για τον έλεγχο κατά την ΟΚΛ είναι $\Sigma G_{k,i} + Q_k$. Το παραπάνω μοντέλο εσκεμμένα αγνοεί τη συμμετοχή της πλάκας, εφόσον είναι επιθυμητό η διαδοκίδα να διαθέτει επαρκή αντοχή ώστε να φέρει όλα τα υπερκείμενα φορτία χωρίς τη λειτουργία πλακοδοκού. Αυτό, όμως, έχει ως αποτέλεσμα την υπερεκτίμηση του βέλους στο μέσον του ανοίγματος πέραν του αποδεκτού ορίου:

$$\frac{\delta}{L} \approx \frac{1}{220} > \frac{1}{250}$$

Συνεπώς, για τον έλεγχο στην ΟΚΛ, το βέλος θα εκτιμηθεί από μοντέλο που προσομοιώνει στο επίπεδο του άνω πέλματος συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας $b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$, που αντιστοιχεί συντηρητικά στο ήμισυ του πλάτους επιρροής της (σχήμα 3.11). Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται μειωμένο ($0,5E_{\text{cm}}$) προκειμένου να συνεκτιμηθεί η επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης. Το μέγιστο βέλος εμφανίζεται στο μέσον του ανοίγματος και είναι $\delta_{\text{max}} = 32,5 \text{ mm}$:

$$\frac{\delta_{\text{max}}}{L} = \frac{32,5}{12000} \approx \frac{1}{370} < \frac{1}{250}$$



Σχήμα 3. 11 Ελαστική επιφάνεια δοκού για φορτία στην ΟΚΛ και φάσμα κατακόρυφων μετακινήσεων.

Διακρίνεται η βύθιση στο μέσον $\delta \equiv U3 = -0,0325 \text{ m}$

3.5 Αντοχές σχεδιασμού με βάση τις κανονιστικές σχέσεις του EC3 Part 1.1.N

3.5.1 Αντοχή των απλών ταυ που διαμορφώνονται στη θέση του πολυγωνικού ανοίγματος

a. Ακραία οπή κοντά στη στήριξη

$$h_w/t_w = (86,5 - 21)/8,6 = 7,62 < 10 \cdot \varepsilon = 8,1 \rightarrow$$

κορμός ολόκληρος ενεργός κατά την πλήρη πλαστικοποίηση του ταυ

πλαστικός ουδέτερος άξονας: $18 \cdot x = 33,63 - 18 \cdot x \rightarrow x = 0,933 \text{ cm}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{10 \cdot 0,86 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 160,24 \text{ KN} > V_{T,Ed} = 76,53 \text{ KN}$$

$V_{pl,Rd} > 2 \cdot V_{T,Ed} \rightarrow$ δεν απαιτείται απομείωση καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας

$$M_{b,Rd} = (S_1 + S_2) \cdot \frac{f_y}{1,1} = \left(\frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 0,933^2 + 16,836 \cdot 2,29 \right) \cdot \frac{35,5}{1,1} = 1497,1 \text{ KNcm} = 14,97 \text{ KNm}$$

όπου S_i οι στατικές ροπές του εφελκόμενου και θλιβόμενου τμήματος της διατομής ταυ ως προς τον πλαστικό ουδέτερο άξονα

$$\Sigma M_{V,Rd} = 4 \cdot M_{b,Rd} = 4 \cdot 14,97 = 59,88 \text{ KNm} > \Sigma M_{V,Ed} = 22,96 \text{ KNm}$$

b. Ενδιάμεσες οπές εκατέρωθεν της μεσαίας διατομής της δοκού

επιφάνεια διατομής απλού ταυ:

$$A_m = 0,5 \cdot F_b = 0,5 \cdot 67,26 = 33,63 \text{ cm}^2$$

κεντροβαρική απόσταση μεταξύ των δύο απλών ταυ: $h_c = 2 \cdot S_b/A_m = 2 \cdot 947/33,63 = 56,3 \text{ cm}$

αξονική δύναμη αντιστοιχούσα σε κάθε ταυ λόγω της δρώσας ροπής:

$$N_{M,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_c} = \frac{525,36}{0,563} = 933,14 \text{ KN}, \quad V_{Ed} \approx 0$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_m \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,63 \cdot 35,5}{1,1} = 1085,33 \text{ KN} > N_{M,Ed} = 933,14 \text{ KN}$$

3.5.2 Αντοχή συμπαγών τμημάτων του κορμού

a. Έλεγχος σε διάτμηση διατομής d-d στις ακραίες οπές της δοκού

$$V_{wp,Rd} = \frac{w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20 \cdot 0,86 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 320,5 \text{ KN} > V_{wp,Ed} = 148,3 \text{ KN}$$

b. Έλεγχος σε διαρροή ή λυγισμό

$$\text{εφόσον } h_o = 40 \text{ cm} \leq 60 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 60 \cdot 0,81 \cdot 0,86 = 42 \text{ cm}$$

εφαρμόζεται για τον έλεγχο η διαδικασία της παραγράφου N.3.3.3 (2)

$$a = p/h_o = 60/40 = 1,5,$$

$$\beta = h_o/t_w = 40/0,86 = 46,5$$

Υπολογίζεται η δρώσα ροπή στη δυσμενέστερη διατομή c-c:

$$M_{wp,Ed} = 29,64 \text{ KNm}$$

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{0,86 \cdot 40^2}{6} \cdot \frac{35,5}{1,1} = 7401 \text{ KNcm} = 74 \text{ KNm}$$

$$C_1 = 5,097 + 0,1464 \cdot \beta - 1,74 \cdot 10^{-3} \cdot \beta^2 = 8,142$$

$$C_2 = 1,441 + 0,0625 \cdot \beta - 6,83 \cdot 10^{-4} \cdot \beta^2 = 2,870$$

$$C_3 = 3,645 + 0,0853 \cdot \beta - 1,08 \cdot 10^{-3} \cdot \beta^2 = 5,276$$

Δεν υπάρχει κίνδυνος διαρροής ή λυγισμού εφόσον:

$$(C_1 \cdot a - C_2 \cdot a^2 - C_3) \cdot M_{el,Rd} = (8,142 \cdot 1,5 - 2,87 \cdot 1,5^2 - 5,276) \cdot 74 = 35,5 \text{ KNm} > 29,64 \text{ KNm} \text{ \& } \\ 0,6 \cdot M_{el,Rd} = 0,6 \cdot 74 = 44,4 \text{ KNm} > 29,64 \text{ KNm}$$

3.5.3 Αντοχή κορμού στις στηρίξεις

a. Έλεγχος έναντι σύνθλιψης

Μήκος άκαμπτης στήριξης:

$$s_s = t_w + 2 \cdot t_f + 2 \cdot (2 - \sqrt{2}) \cdot r = 0,86 + 2 \cdot 1,35 + 2 \cdot (2 - \sqrt{2}) \cdot 2,1 = 6,0 \text{ cm}$$

$$s_y = 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} = 2 \cdot 1,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{0,86}} = 12,35 \text{ cm}$$

επειδή η στήριξη είναι ακραία λαμβάνεται υπόψη το ήμισυ της παραπάνω ποσότητας

$$R_{y,Rd} = \left(s_s + \frac{1}{2} \cdot s_y \right) \cdot t_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} = \left(6,0 + \frac{1}{2} \cdot 12,35 \right) \cdot 0,86 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 338 \text{ KN} > V_{Ed} = 176 \text{ KN}$$

b. Έλεγχος έναντι ρητίδωσης

$$R_{a,Rd} = \frac{t_w^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{E \cdot f_{yw}}}{\gamma_{M1}} \cdot \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + 3 \cdot \frac{t_w}{t_f} \cdot \frac{s_s}{d} \right) = \frac{0,86^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{21 \cdot 10^3 \cdot 35,5}}{1,1} \cdot \left(\sqrt{\frac{13,5}{8,6}} + 3 \cdot \frac{8,6}{13,5} \cdot \frac{6,0}{53,1} \right) = \\ = 426,36 \text{ KN} > V_{Ed} = 176 \text{ KN}$$

Κεφάλαιο 4

Αντισεισμικός σχεδιασμός του φορέα

4.1 Διαμόρφωση του μοντέλου

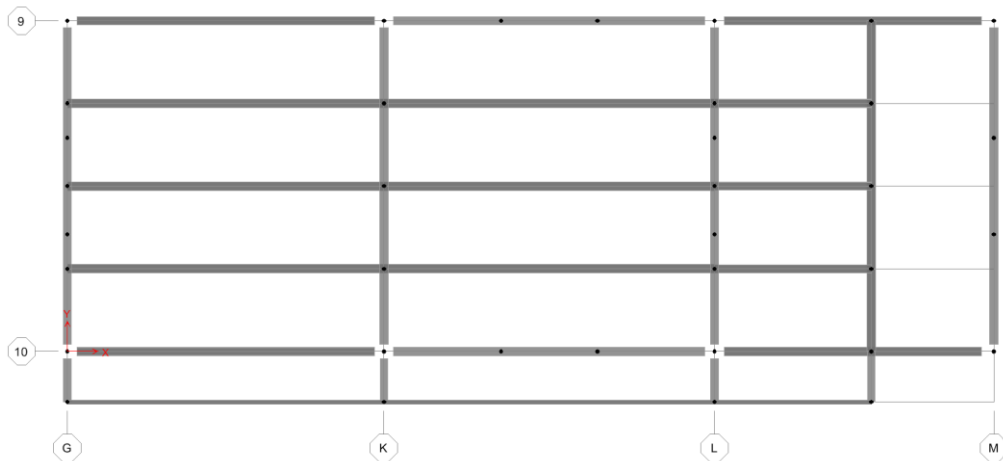
Για το σχεδιασμό του φορέα τόσο για το βασικό όσο και για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων μορφώνεται τρισδιάστατο μοντέλο αποτελούμενο αποκλειστικά από γραμμικά στοιχεία για τις δοκούς και τους στύλους αγνοώντας τη σύμμικτη δράση πλακοδοκού (σχήμα 4.1). Σχεδιάζονται οι σταυροειδείς διατομές των υποστυλωμάτων εφόσον δεν είναι πρότυπες καθώς και όσες από τις διατομές των δοκών φέρουν πρόσθετα συγκολλητά ελάσματα στα πέλαμά τους ή εξαγωνικά ανοίγματα στον κορμό τους (βλέπε κεφάλαιο 3). Θεωρείται εξασφαλισμένη η διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων. Οι διαδοκίδες είναι αρθρωτά συνδεδεμένες στις κύριες δοκούς (συνδέσεις τέμνουσας) ενώ οι κύριες δοκοί είναι πακτωμένες στα υποστυλώματα (συνδέσεις ροπής με ενίσχυση του κόμβου). Οι διαγώνιοι των συνδέσεων ακαμψίας φέρουν επίσης συνδέσεις ροπής στα άκρα τους. Στα άκρα των στοιχείων κυρίων δοκών και διαγώνιων ορίζονται άκαμπτες ζώνες ώστε να ληφθεί υπόψη το πραγματικό τους μήκος (σχήμα 4.2). Όλα τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στη βάση τους στη διεύθυνση Y ενώ στη διεύθυνση X είναι πακτωμένα μόνο τα 2 ενδιάμεσα υποστυλώματα καθενός από τα 2 πλαίσια όντας αυτά που ανήκουν στα φατνώματα που φέρουν και τους κατακόρυφους συνδέσμους ακαμψίας. Τα ακραία υποστυλώματα στην εν λόγω διεύθυνση συνδέονται αρθρωτά στη βάση. Τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα λόγω της διάταξης των κατακόρυφων συνδέσεων ακαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

4.1.1 Φορτία

i.	Ίδιον βάρος σιδηροκατασκευής	$G_{k,1} = (\text{όγκος χάλυβα}) \cdot \gamma_s, \quad \gamma_s = 76,973 \text{ KN/m}^3$
ii.	Σύμμικτη πλάκα	$G_{k,2} = 3,00 \text{ KN/m}^2$
iii.	Πρόσθετο μόνιμο πλακών	$G_{k,3} = 0,50 \text{ KN/m}^2$
iv.	H/M εγκαταστάσεις	$G_{k,4} = 0,20 \text{ KN/m}^2$
v.	Μόνωση δώματος	$G_{k,5} = 1,50 \text{ KN/m}^2$
vi.	Πάνελ επικάλυψης προσόψεων	$G_{k,6} = 0,75 \text{ KN/m}^2$
vii.	Ωφέλιμο κινητό	$Q_{k,1} = 3,00 \text{ KN/m}^2$
viii.	Κινητό βατού δώματος	$Q_{k,2} = 2,00 \text{ KN/m}^2$



Σχήμα 4. 1 Τρισδιάστατη άποψη του μοντέλου



Σχήμα 4. 2 Τυπική κάτοψη μοντέλου

4.1.2 Ατέλειες

Στο βασικό και το σεισμικό συνδυασμό δράσεων προστίθεται αρχική κλίση των πλαισίων κατά γωνία

$$\varphi = k_c \cdot k_s / 200$$

$$\text{όπου } k_c = \sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{n_c}} \leq 1,0 \quad \text{και} \quad k_s = \sqrt{\frac{1}{5} + \frac{1}{n_s}} \leq 1,0$$

n_c ο αριθμός υποστυλωμάτων ενός επίπεδου πλαισίου και

$n_s = 7$ ο αριθμός των ορόφων από όπου προκύπτει $k_s = 0,5855$

Η αρχική κλίση υπολογίζεται ξεχωριστά στην κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα

$$\text{Διεύθυνση x: } n_c = 4, \quad k_c = 0,866 \rightarrow \varphi_x = \frac{1}{394}$$

$$\text{Διεύθυνση y: } n_c = 2, \quad k_c = 1,0 \rightarrow \varphi_y = \frac{1}{342}$$

Οι ατέλειες επιβάλλονται στο μοντέλο ως ισοδύναμα οριζόντια φορτία σε κάθε στάθμη ορόφου αντί της αρχικής κλίσης ως εξής:

Συνολικό κατακόρυφο φορτίο κτιρίου για το σεισμικό συνδυασμό G + 0,3Q: $F_{\text{tot}} = 22090,2 \text{ KN}$

όπου διαιρούμενο με τον αριθμό των διαφραγμάτων προκύπτει κατά προσέγγιση το κατακόρυφο φορτίο ανά όροφο: $F = F_{\text{tot}}/7 = 3155,75 \text{ KN}$

Ισοδύναμα οριζόντια φορτία δρώντα σε κάθε διάφραγμα:

$$F_{ix} = \varphi_x \cdot F = \frac{1}{394} \cdot 3155,75 = 8,0 \text{ KN} \quad \& \quad F_{iy} = \varphi_y \cdot F = \frac{1}{342} \cdot 3155,75 = 9,22 \text{ KN}$$

4.1.3 Παράμετροι δυναμικής ανάλυσης του κτιρίου

Η δυναμική ανάλυση του κτιρίου γίνεται με μάζες ορόφων αυτές που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων $\Sigma G_{k,i} + 0,3Q_k$ ενώ η διαφραγματική λειτουργία λαμβάνεται υπόψη με κατάλληλη εντολή διαφράγματος που διατίθεται στο πρόγραμμα. Ο σχεδιασμός γίνεται με δυναμική φασματική μέθοδο και θεώρηση των 30 πρώτων ιδιομορφών του φορέα. Η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων γίνεται με τον κανόνα της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC (Complete Quadratic Combination). Η χωρική επαλληλία για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού προς υπολογισμό πιθανής ακραίας τιμής τυχόντος μεγέθους απόκρισης γίνεται με τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας SRSS (Square Root of the Sum of the Squares). Η ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού ορίζεται ως εξής:

$$E = \pm E_i \pm 0,3E_j \pm 0,3E_k, \text{ όπου } i, j, k \text{ οι σεισμικές συνιστώσες } x, y, z$$

Η τυχηματική εκκεντρότητα μαζών λαμβάνεται ίση με $e_{Ti} = 0,05 \cdot L_i$, όπου L_i η μέγιστη διάσταση κάτοψης για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση του κτιρίου x & y.

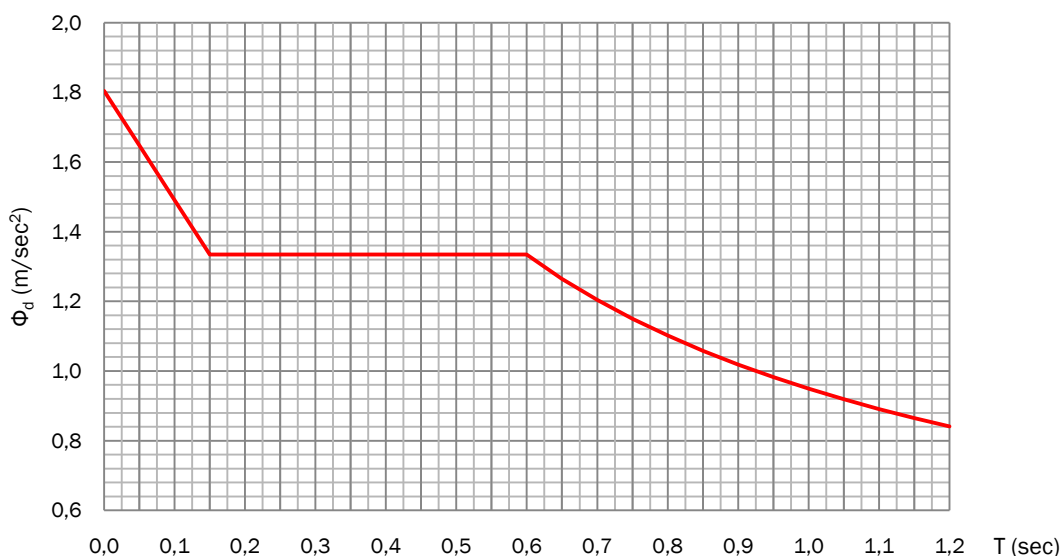
Οι παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού λαμβάνονται από τον ΕΑΚ 2000 και έχουν ως εξής:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Δ. Αμαρουσίου, Αττική) $A = 0,16g$

Κατηγορία σπουδαιότητας Σ3 $\gamma_i = 1,15$

Συντελεστής συμπεριφοράς (έκκεντροι σύνδεσμοι σε δύο διευθύνσεις) $q = 4,0$

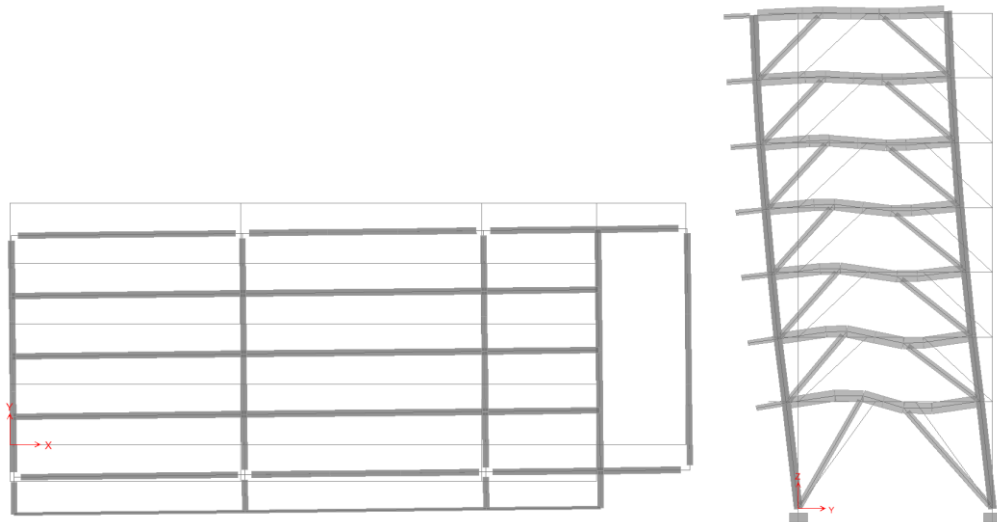
Κρίσιμη απόσβεση $\zeta = 3\%$ (σιδηροκατασκευή με συγκολλήσεις & κοχλιώσεις)	$\eta = 1,183$
Συντελεστής θεμελίωσης (έδαφος Β)	$\theta = 1,0$
Χαρακτηριστικές περίοδοι (έδαφος Β)	$T_1 = 0,15 \text{ sec}, T_2 = 0,60 \text{ sec}$
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης	$\beta_0 = 2,5$
Παράμετροι που διαφοροποιούνται στην κατακόρυφη συνιστώσα	$A_v = 0,7A, q_v = 0,5q \geq 1,0$



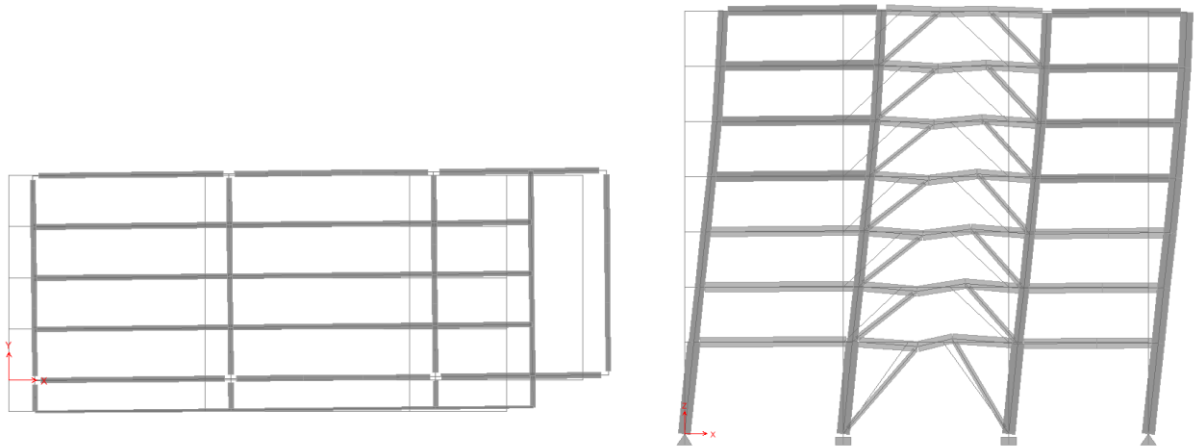
Σχήμα 4. 3 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων συνιστωσών ΕΑΚ 2000

4.2 Ιδιομορφική ανάλυση

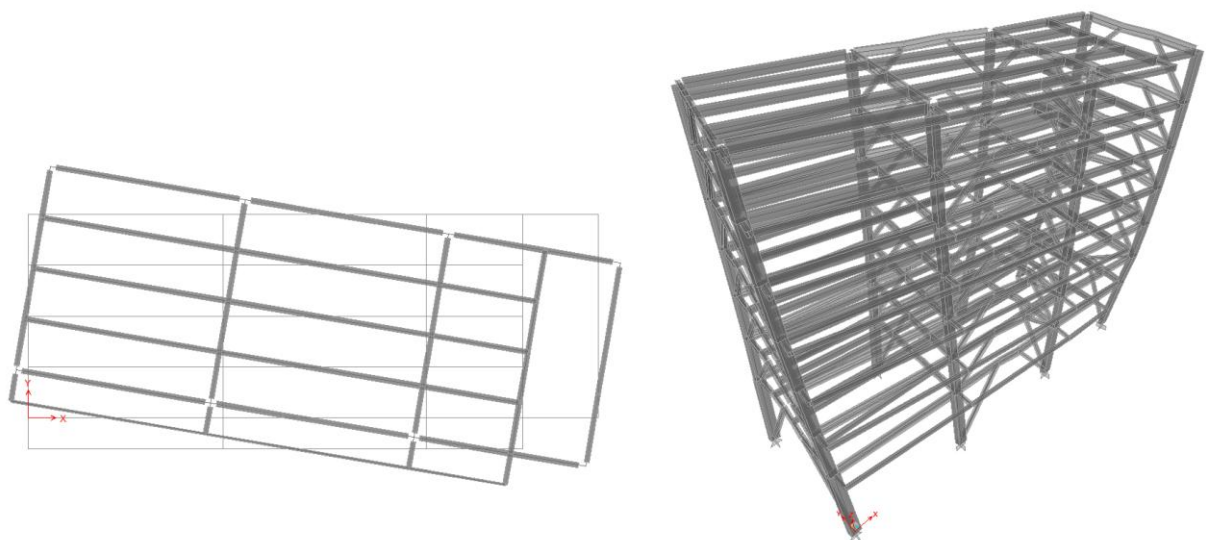
Η πρώτη ιδιομορφή του φορέα προκύπτει σχεδόν αμιγώς μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y του κτιρίου ($T = 0,679 \text{ sec}$, σχήμα 4.4) και η δεύτερη μεταφορική κατά τη διεύθυνση X αντίστοιχα ($T = 0,667 \text{ sec}$, σχήμα 4.5). Οι ιδιοπερίοδοι τους διαφέρουν δε κατά πού λίγο ($\sim 10^{-2} \text{ sec}$), πράγμα που αποδεικνύει ότι ο φορέας έχει περίπου ίδια δυσκαμψία σε κάθε κύρια διεύθυνση και είναι επιθυμητή αυτή η ομοιομορφία δυσκαμψιών. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα που ενεργοποιείται αντιστοιχεί στο 86% της συνολικά ταλαντούμενης μάζας τόσο για την 1^η όσο και για τη 2^η ιδιομορφή του συστήματος. Η τρίτη ιδιομορφή έχει στρεπτικό δεσπόζοντα χαρακτήρα ($T = 0,518 \text{ sec}$, σχήμα 4.6) με πόλο στροφής που λίγο απέχει από το κέντρο μάζας του διαφράγματος. Βάσει των ανωτέρω, το κτίριο χαρακτηρίζεται ως μη ευαίσθητο στρεπτικά και η διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας κρίνεται σεισμικώς κατάλληλη. Αρκετές από τις ανώτερες ιδιομορφές του συστήματος παρουσιάζουν κατακόρυφη ταλάντωση των δαπέδων ενεργοποιώντας αθροιστικά το 71% του συνόλου της μάζας. Για αυτό και κρίθηκε σκόπιμο να ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό και η κατακόρυφη σεισμική διέγερση θεωρώντας πως έχει μερίδιο στην ένταση που δεν είναι αμελητέο. Λαμβάνοντας υπόψη 30 ιδιομορφές ενεργοποιείται περίπου το 99% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X & Y ξεπερνώντας τον κατά ΕΑΚ αριθμό σημαντικών ιδιομορφών που απαιτεί ενεργοποίηση του 90% της μάζας (πίνακας 4.1)



Σχήμα 4. 4 1^η Ιδιομορφή, $T = 0,679$ sec, μεταφορική κατά Y



Σχήμα 4. 5 2^η Ιδιομορφή, $T = 0,667$ sec, μεταφορική κατά X



Σχήμα 4. 6 3^η Ιδιομορφή, $T = 0,518$ sec, στρεπτική κατά Z

Πίνακας 4. 1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Ιδιομορφή	Περίοδος	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας αθροιστικά		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,67927	0,0075	0,8625	0,0001	0,0075	0,8625	0,0001
2	0,66716	0,8511	0,0088	0,0000	0,8586	0,8713	0,0001
3	0,51820	0,0063	0,0049	0,0000	0,8649	0,8762	0,0001
4	0,26583	0,0005	0,0000	0,0286	0,8654	0,8762	0,0287
5	0,25124	0,0035	0,0000	0,0436	0,8689	0,8762	0,0722
6	0,24896	0,0000	0,0000	0,0001	0,8689	0,8762	0,0724
7	0,24864	0,0000	0,0000	0,0003	0,8689	0,8762	0,0727
8	0,24828	0,0166	0,0000	0,0671	0,8855	0,8762	0,1398
9	0,24499	0,0001	0,0000	0,0174	0,8856	0,8762	0,1572
10	0,24475	0,0001	0,0000	0,0063	0,8857	0,8762	0,1636
11	0,24451	0,0000	0,0000	0,0032	0,8857	0,8762	0,1668
12	0,23485	0,0325	0,0510	0,0003	0,9181	0,9273	0,1671
13	0,23283	0,0470	0,0366	0,0021	0,9651	0,9638	0,1691
14	0,20269	0,0001	0,0000	0,0003	0,9652	0,9638	0,1695
15	0,19804	0,0011	0,0000	0,0557	0,9662	0,9638	0,2251
16	0,19324	0,0017	0,0000	0,0792	0,9680	0,9638	0,3043
17	0,18902	0,0002	0,0000	0,0332	0,9682	0,9639	0,3375
18	0,18318	0,0001	0,0000	0,0016	0,9683	0,9639	0,3391
19	0,18058	0,0000	0,0000	0,0150	0,9683	0,9639	0,3541
20	0,17655	0,0005	0,0007	0,0013	0,9687	0,9646	0,3554
21	0,13376	0,0015	0,0135	0,0062	0,9702	0,9781	0,3615
22	0,13047	0,0180	0,0011	0,0005	0,9882	0,9792	0,3620
23	0,12603	0,0000	0,0002	0,1333	0,9883	0,9794	0,4954
24	0,11698	0,0001	0,0000	0,0750	0,9884	0,9794	0,5704
25	0,11017	0,0000	0,0000	0,0004	0,9884	0,9794	0,5708
26	0,10960	0,0000	0,0000	0,0003	0,9884	0,9794	0,5711
27	0,10926	0,0000	0,0002	0,0003	0,9884	0,9796	0,5713
28	0,10856	0,0000	0,0006	0,0040	0,9884	0,9802	0,5753
29	0,10782	0,0000	0,0003	0,0004	0,9884	0,9804	0,5757
30	0,10369	0,0000	0,0001	0,1337	0,9884	0,9805	0,7094

4.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Προς περιορισμό των βλαβών του οργανισμού πλήρωσης στο σεισμό σχεδιασμού, η γωνιακή παραμόρφωση των πλαϊσίων σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση του φορέα περιορίζεται σε $\gamma \leq 0,7\%$. Τα πλαίσια που παρουσιάζουν τη μεγαλύτερη γωνιακή παραμόρφωση για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς είναι τα 10 και G κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα (σχήμα 4.2) ως τα πλέον απομακρυσμένα από τον πόλο στροφής των διαφραγμάτων. Τα σχετικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 4.2 όπου και αποδεικνύεται ότι πληρείται ο έλεγχος.

$$\gamma = \frac{\delta_o - \delta_u}{h} \cdot \frac{q}{2,5}$$

δ_o, δ_u άνω και κάτω μετατόπιση πλάκας ορόφου αντίστοιχα

h ύψος ορόφου

$q = 4$ συντελεστής συμπεριφοράς

Πίνακας 4. 2 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων

Όροφος	Ύψος ορόφου (m)	$(\delta_i)_x$ (cm)	$(\delta_o - \delta_u)_x$ (cm)	$(\delta_i)_y$ (cm)	$(\delta_o - \delta_u)_y$ (cm)	Γωνιακή παραμόρφωση (%)	
						γ_x	γ_y
6	4,0	3,67	0,26	3,94	0,33	0,10	0,13
5		3,41	0,38	3,61	0,43	0,15	0,17
4		3,04	0,48	3,18	0,52	0,19	0,21
3		2,55	0,55	2,66	0,59	0,22	0,23
2		2,01	0,55	2,07	0,62	0,22	0,25
1		1,46	0,57	1,45	0,62	0,23	0,25
0	6,59	0,89	0,89	0,83	0,83	0,21	0,20

4.4 Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοηθούν εφόσον σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση του φορέα ισχύει για το δείκτη $\theta \leq 0,10$ ο οποίος και ορίζεται ως εξής:

$$\theta = \frac{N_{tot} \cdot \delta}{V_{tot} \cdot h}$$

N_{tot}, V_{tot} συνολική κατακόρυφη δύναμη και τέμνουσα ορόφου για το σεισμικό συνδυασμό

$\delta = q \cdot \delta_{el}$ πλαστική σχετική μετατόπιση του κέντρου μάζας διαδοχικών διαφραγμάτων

$q = 4$ συντελεστής συμπεριφοράς

h ύψος ορόφου

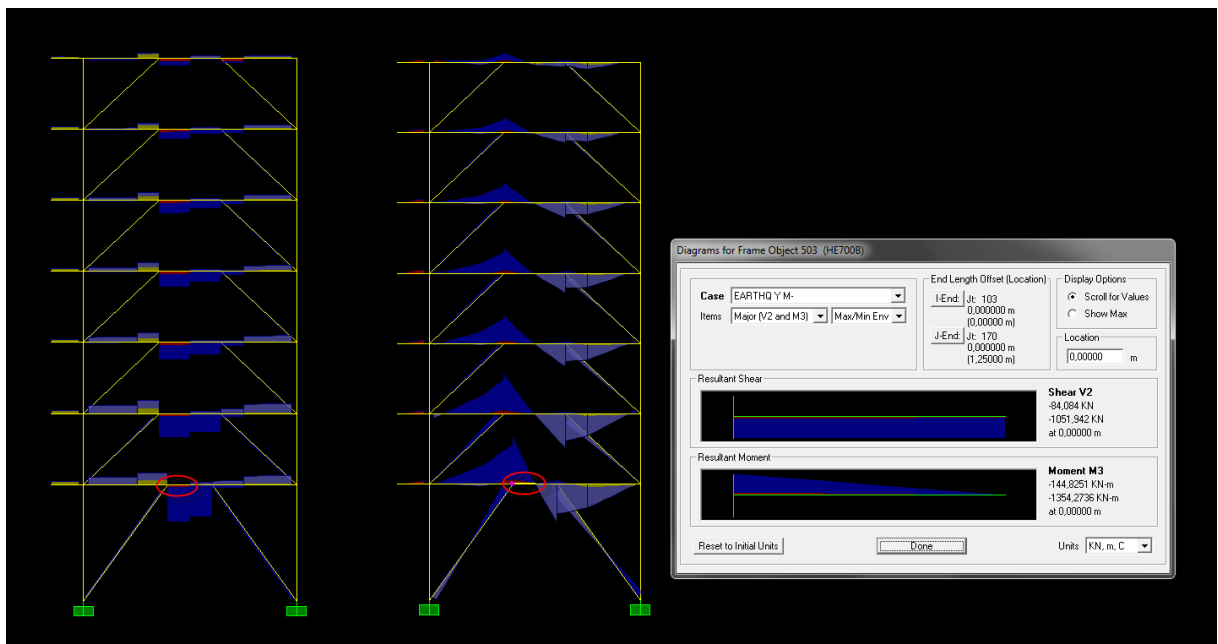
Τα σχετικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 4.3

Πίνακας 4.3 Προσδιορισμός δείκτη θ

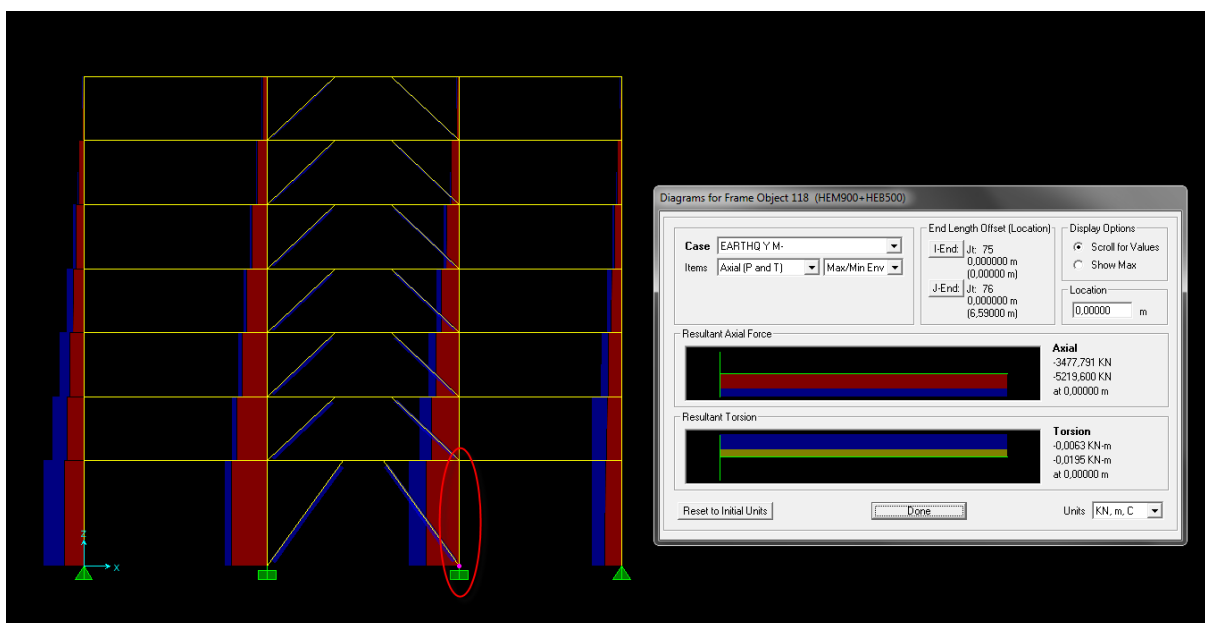
Όροφος	Ύψος ορόφου	N_{tot} (KN)	$V_{tot,x}$ (KN)	$V_{tot,y}$ (KN)	δ_x (cm)	δ_y (cm)	θ_x	θ_y
	(m)							
6	4,0	3300,8	1096,6	1100,8	0,86	1,19	0,007	0,009
5		6423,8	2049,8	2057,7	1,36	1,57	0,011	0,012
4		9546,8	2859,5	2870,6	1,80	1,91	0,015	0,016
3		12638,7	3526,0	3539,6	2,07	2,16	0,019	0,019
2		15730,6	4049,0	4064,6	2,08	2,31	0,020	0,022
1		18822,5	4428,6	4445,7	2,18	2,60	0,023	0,028
0	6,59	22090,2	4664,8	4682,9	3,48	3,60	0,025	0,026

4.5 Έλεγχος στοιχείων του φορέα για το σεισμικό συνδυασμό

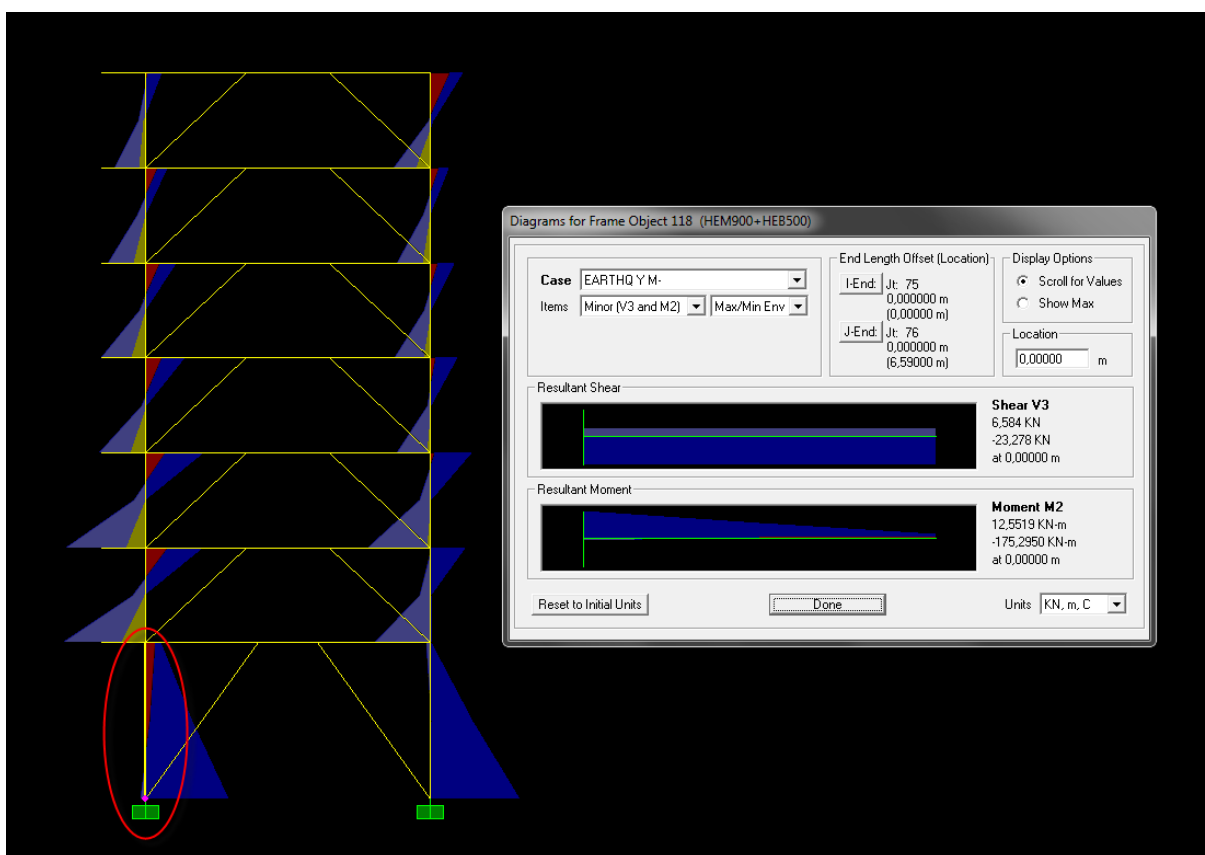
Όπως προκύπτει από την ανάλυση η δυσμενέστερη ένταση προκαλείται στα στοιχεία ισογείου του πλαισίου L για το σεισμικό συνδυασμό με κύρια σεισμική διέγερση κατά Y (σχήματα 4.7 - 4.10). Δεδομένου ότι ομοειδή στοιχεία έχουν ίδια διατομή σε ολόκληρο το φορέα αρκεί να γίνουν έλεγχοι επάρκειας στα στοιχεία ισογείου του εν λόγω πλαισίου. Επιπροσθέτως, όσον αφορά το υποστύλωμα ισογείου που βρίσκεται στη συμβολή των πλαισίων L-10, ο συνδυασμός με κύρια διέγερση κατά Y αποδίδει τη μέγιστη εμφανιζόμενη θλιπτική ένταση με ταυτόχρονη κάμψη ως προς τον ασθενή του άξονα.



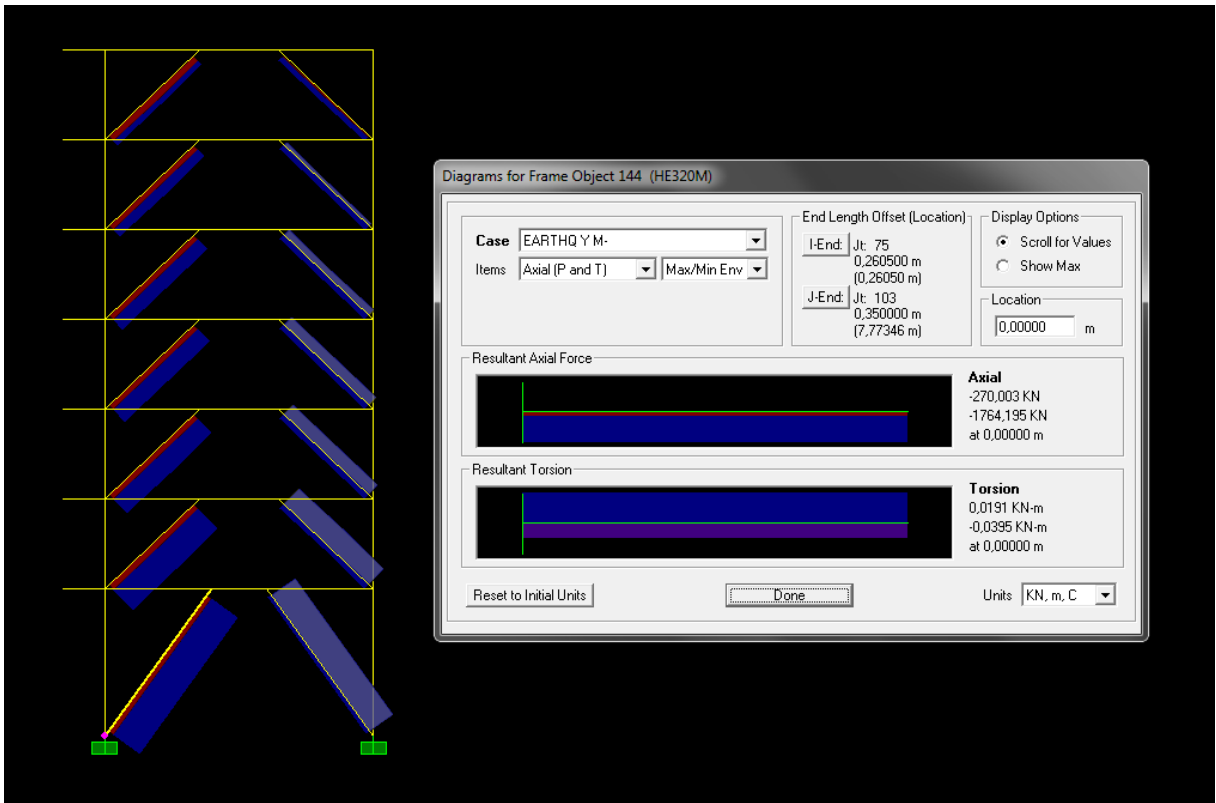
Σχήμα 4.7 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης δοκών σύζευξης πλαισίου L για το σεισμικό συνδυασμό με κύρια διέγερση κατά Y. Σε λεπτομέρεια το διάγραμμα δοκού σύζευξης ισογείου



Σχήμα 4. 8 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στύλων πλαισίου 10 για το σεισμικό συνδυασμό με κύρια διέγερση κατά Y. Σε λεπτομέρεια το διάγραμμα υποστρώματος ισογείου L-10



Σχήμα 4. 9 Διάγραμμα ροπών κάμψης στύλων πλαισίου L για το σεισμικό συνδυασμό με κύρια διέγερση κατά Y. Σε λεπτομέρεια το διάγραμμα υποστρώματος ισογείου L-10



Σχήμα 4. 10 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων διαγωνίων πλαισίου 10 για το σεισμικό συνδυασμό με κύρια διέγερση κατά Y. Σε λεπτομέρεια το διάγραμμα διαγωνίου ισογείου

4.5.1 Έλεγχος δοκού σύζευξης ισογείου πλαισίου L

Διατομή HE-B 700, χάλυβας S355, κατηγορία διατομής 1

Δρώντα εντατικά μεγέθη: $M_{Ed} = 1354,3 \text{ kNm}$, $V_{Ed} = 1052 \text{ kN}$

Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{8327 \cdot 35,5}{1,1} = 268735 \text{ kNcm} = 2687,35 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = V_{pc} = \frac{1,04 \cdot d \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{1,04 \cdot 70 \cdot 1,7 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 2306 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{1052}{2306} = 0,456 < 0,5$$

Δε χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής σχεδιασμού λόγω τέμνουσας

Κρίσιμο μήκος δοκού σύζευξης

$$l_0 = \frac{2 \cdot M_{pc}}{V_{pc}} = \frac{2 \cdot 2687,35}{2306} = 2,33 \text{ m}$$

Μήκος δοκού σύζευξης $l_c = 2,50 \text{ m}$

$$0,8 < \frac{l_c}{l_0} = \frac{2,50}{2,33} = 1,07 < 1,30$$

συνεπώς η διαρροή είναι σύμμικτη καμπτική και διατμητική.

Εφόσον $\frac{l_c}{l_0} = 1,07 < 1,40$ τοποθετούνται αμφίπλευρες εγκάρσιες νευρώσεις τόσο στα άκρα όσο και ενδιάμεσως της δοκού σύζευξης. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ διαδοχικών νευρώσεων προκύπτει:

$$\text{για } \frac{l_c}{l_0} \geq 1,15 \rightarrow s_{\max} = 56 \cdot t_w - 0,2 \cdot d = 56 \cdot 17 - 0,2 \cdot 700 = 812 \text{ mm}$$

$$\text{για } \frac{l_c}{l_0} \leq 0,80 \rightarrow s_{\max} = 38 \cdot t_w - 0,2 \cdot d = 38 \cdot 17 - 0,2 \cdot 700 = 506 \text{ mm}$$

$$\text{για } \frac{l_c}{l_0} = 1,07 \text{ προκύπτει βάσει των ανωτέρω με γραμμική παρεμβολή } s_{\max} = 742 \text{ mm}$$

Το ελάχιστο πάχος νεύρωσης προκύπτει:

$$t_{\min} = \max(10 \text{ mm}, 0,75 \cdot t_w) = \max(10 \text{ mm}, 0,75 \cdot 17 \text{ mm}) = \max(10 \text{ mm}, 12,75 \text{ mm})$$

Τοποθετούνται 5 νευρώσεις πάχους 15 mm ανά αποστάσεις $2500/4 = 625 \text{ mm}$

Ικανοτικός συντελεστής προς έλεγχο υποστυλωμάτων και διαγωνίων:

$$a_{CD} = 1,20 \cdot \min\left(\frac{V_{pd}}{V_{Ed}}, \frac{M_{pd}}{M_{Ed}}\right) = 1,20 \cdot \min\left(\frac{2306}{1052}, \frac{2687,35}{1354,3}\right) = 2,38 \leq q = 4,0$$

4.5.2 Έλεγχος διαγωνίου ισογείου πλαισίου L

Διατομή HE-M 320, χάλυβας S355, κατηγορία διατομής 1

Δρώντα εντατικά μεγέθη: $N_{Ed} = -1764,2 \text{ KN}$, $M_{Ed,o} = -248,36 \text{ KNm}$, $M_{Ed,u} = 176,11 \text{ KNm}$

Ικανοτική αξονική δύναμη $N_{CD} = a_{CD} \cdot N_{Ed} = 2,38 \cdot (-1764,2) = -4198,8 \text{ KN}$

Ικανοτικές ροπές $M_{CD,o} = 2,38 \cdot (-248,36) = -591,1 \text{ KNm}$

$M_{CD,u} = 2,38 \cdot 176,11 = +419,1 \text{ KNm}$

Έλεγχος σε καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Οι ανισώσεις σχεδιασμού του κανονισμού EN1993-1-1 που πρέπει να ικανοποιούνται για το υπό διαστασιολόγηση μέλος διατομής κατηγορίας 1 που υπόκειται σε αξονική θλίψη και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας απλοποιούνται ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} υπολογίζονται με βάση τη μέθοδο 1 του παραρτήματος A του EC3. Το κρίσιμο μήκος λυγισμού της διαγωνίου λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με το πραγματικό:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = L_{cr,T} = 711 \text{ cm}$$

Κρίσιμα φορτία

$$N_{\text{crit},y} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{\text{cr},y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 68130}{711^2} = 27933 \text{ KN}$$

$$N_{\text{crit},z} = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{\text{cr},z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 19710}{711^2} = 8081 \text{ KN}$$

Πολική ροπή αδράνειας διατομής ως προς το κέντρο διάτμησης (συμπίπτει με το κέντρο βάρους σε διατομή διπλής συμμετρίας)

$$i_M^2 = i_p^2 = i_y^2 + i_z^2 = 14,78^2 + 7,95^2 = 281,65 \text{ cm}^2$$

Ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού

$$N_{\text{crit},\text{TF}} = \frac{1}{i_M^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 \cdot EI_w}{L_{\text{cr},\text{T}}^2} \right) = \frac{1}{281,65} \left(\frac{2,1 \cdot 10^4}{2,6} \cdot 1501 + \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5 \cdot 10^6}{711^2} \right) = 50323 \text{ KN}$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$z_j = 0$ διατομή διπλής συμμετρίας

$C_2 = 0$ επίδραση ακραίων ροπών

$k = 1,0$ θεώρηση υπέρ της ασφάλειας απλών στρεπτικών στηρίξεων

$k_w = 1,0$ συντηρητική θεώρηση ελεύθερης στρέβλωσης των άκρων

$$\psi = \frac{M_{\text{CD},u}}{M_{\text{CD},o}} = -\frac{419,1}{591,1} = -0,71$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,40 \cdot (-0,71) + 0,52 \cdot (-0,71)^2 = 3,136 > 2,70 \rightarrow$$

$$C_1 = 2,70$$

$$M_{\text{crit},\text{LT}} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{\text{cr},\text{T}}^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{\text{cr},\text{T}}^2 \cdot GI_T}{\pi^2 \cdot EI_z}} = 2,70 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 19710}{711^2} \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 10^6}{19710} + \frac{711^2 \cdot 1501}{\pi^2 \cdot 2,6 \cdot 19710}}$$

$$= 913765 \text{ KNcm}$$

Ανηγμένες λυγηρότητες και μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού

Ελατή διατομή από χάλυβα S355 με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$\frac{h}{b} = \frac{359}{309} = 1,16 < 1,2 \quad \& \quad t_f = 40 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Λυγισμός περι άξονα Καμπύλη λυγισμού Συντελεστής ατελειών α

y - y b 0,34

z - z c 0,49

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{312 \cdot 35,5}{27933}} = 0,63$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{312 \cdot 35,5}{8081}} = 1,17$$

$$\varphi_y = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,34 \cdot (0,63 - 0,2) + 0,63^2] = 0,77155$$

$$\varphi_z = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,49 \cdot (1,17 - 0,2) + 1,17^2] = 1,4221$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,77155 + \sqrt{0,77155^2 - 0,63^2}} = 0,8217$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,4221 + \sqrt{1,4221^2 - 1,17^2}} = 0,4483$$

Μειωτικός συντελεστής πλευρικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr,LT}}} = \sqrt{\frac{3796 \cdot 35,5}{913765}} = 0,384$$

Για ελατή διατομή με $h/b = 1,16 \leq 2$ προκύπτει καμπύλη λυγισμού α με συντελεστή ατελειών

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = \frac{1}{2} [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,21 \cdot (0,384 - 0,2) + 0,384^2] = 0,593$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,593 + \sqrt{0,593^2 - 0,384^2}} = 0,957 < 1$$

Βοηθητικοί συντελεστές Μεθόδου 1

Χάριν ευκολίας και εφόσον επιτρέπεται από τον κανονισμό για τη μέθοδο 1 οι έλεγχοι πραγματοποιούνται στην ελαστική περιοχή.

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{4198,8}{27933}}{1 - 0,8217 \cdot \frac{4198,8}{27933}} = 0,9694$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{4198,8}{8081}}{1 - 0,4483 \cdot \frac{4198,8}{8081}} = 0,6263$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1 - \frac{1501}{68130} = 0,978 \geq 0$$

$$\begin{aligned} C_{my,0} &= 0,79 + 0,21\psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = \\ &= 0,79 + 0,21 \cdot (-0,71) + 0,36(-0,71 - 0,33) \frac{4198,8}{27933} = 0,5846 \end{aligned}$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής ($\psi = 1,0$)

$$C_{1,\psi=1} = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,40 + 0,52 = 1,0 \leq 2,70$$

$$M_{cr,LT,\psi=1} = \frac{C_{1,\psi=1}}{C_1} \cdot M_{cr,LT} = \frac{1,0}{2,70} \cdot 913765 = 338431,5 \text{ KNcm}$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr,LT,\psi=1}}} = \sqrt{\frac{3796 \cdot 35,5}{338431,5}} = 0,631 > 0,2677$$

$$0,2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)} = 0,2 \cdot \sqrt{2,7} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{4198,8}{8081}\right) \left(1 - \frac{4198,8}{50323}\right)} = 0,2677$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{59110}{4198,8} \cdot \frac{312}{3796} = 1,157$$

$$\begin{aligned} C_{my} &= C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}} = 0,5846 + (1 - 0,5846) \cdot \frac{\sqrt{1,157} \cdot 0,978}{1 + \sqrt{1,157} \cdot 0,978} = \\ &= 0,7975 \end{aligned}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}} = 0,7975^2 \cdot \frac{0,978}{\sqrt{\left(1 - \frac{4198,8}{8081}\right) \cdot \left(1 - \frac{4198,8}{50323}\right)}} = 0,9375$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 0,7975 \cdot 0,9375 \cdot \frac{0,9694}{1 - \frac{4198,8}{27933}} = 0,853$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 0,7975 \cdot 0,9375 \cdot \frac{0,6263}{1 - \frac{4198,8}{27933}} = 0,551$$

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 312 \cdot 35,5 = 11076 \text{ KN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 4435 \cdot 35,5 = 157442,5 \text{ KNcm}$$

Εξισώσεις επάρκειας

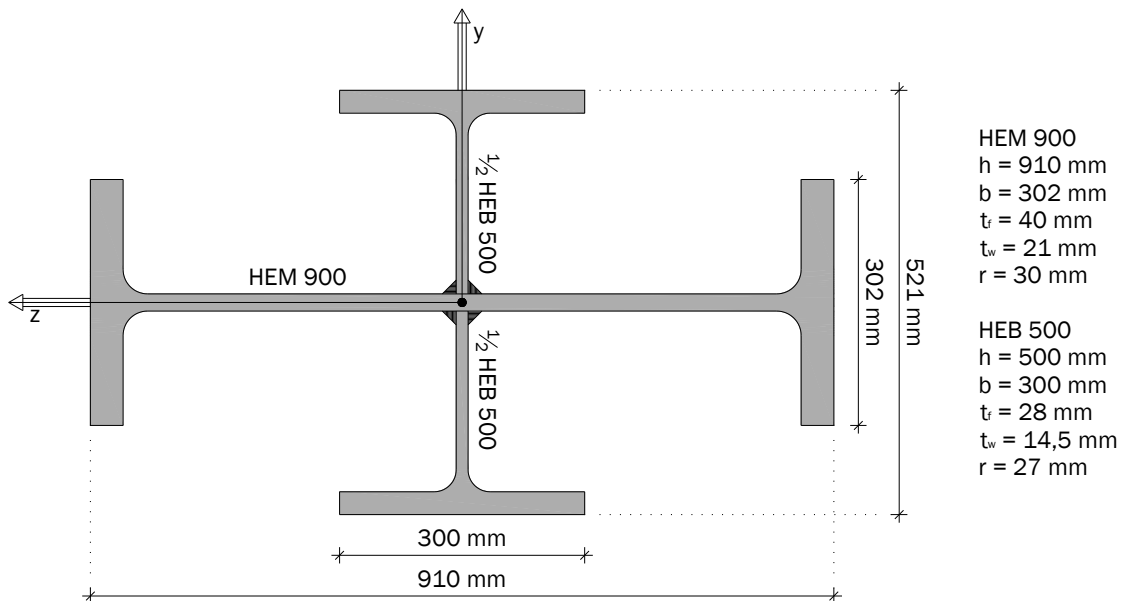
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{4198,8}{0,8217 \frac{11076}{1,0}} + 0,853 \cdot \frac{59110}{0,957 \frac{157442,5}{1,0}} = 0,796 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{4198,8}{0,4483 \frac{11076}{1,0}} + 0,551 \cdot \frac{59110}{0,957 \frac{157442,5}{1,0}} = 1,06 \approx 1$$

Το μέλος κρίνεται επαρκές και η μικρή υπέρβαση της μονάδας στη δεύτερη ανίσωση αμελείται εφόσον τα αποτελέσματα θα ήταν ευμενέστερα αν οι έλεγχοι πραγματοποιούνταν στην πλαστική περιοχή όπως προβλέπεται για διατομή κατηγορίας 1 και εάν το μήκος λυγισμού είχε ληφθεί βραχύτερο από ακριβέστερη προσέγγιση.

4.5.3 Έλεγχος υποστυλώματος ισογείου στη συμβολή των πλαισίων L - 10

Σύνθετη σταυροειδής διατομή HE-M 900 & HE-B 500, χάλυβας S355, κατηγορία διατομής 1



Σχήμα 4. 11 Σύνθετη διατομή υποστυλώματος ισογείου πλαισίου L - 10

Πίνακας 4. 4 Αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής

Άξονας διατομής →		y	z
Επιφάνεια διατομής	A (cm ²)	662	
Ροπή αδράνειας	I (cm ⁴)	583020	132800
Ελαστική ροπή αντίστασης	W _{el} (cm ³)	12814	5098
Πλαστική ροπή αντίστασης	W _{pl} (cm ³)	15732	6744
Ακτίνα αδράνειας	i (cm)	29,68	14,16
Σταθερά στρέψης	I _t (cm ⁴)	1965	
Σταθερά στρέβλωσης	I _w (cm ⁶)	41768000	

Πίνακας 4. 5 Μεγέθη σχεδιασμού (KN, KNm)

Εντατικό μέγεθος	κεφαλή (ο), πόδας (υ)	Δρώσα δύναμη/ροπή	Ικανοτική δύναμη/ ροπή $a_{CD} = 2,38$
N	υ	- 5219,6	- 12422,6
M_y	ο	197,9	471,0
	υ	- 224,2	- 533,6
M_z	ο	32,2	76,6
	υ	175,3	417,2

Έλεγχος σε καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Χρησιμοποιούνται οι ενοποιημένες σχέσεις αλληλεπίδρασης για ανάλυση 1^{ης} τάξης με καθολικές ατέλειες για κατακόρυφο μέλος χωρικού πλαισιωτού φορέα με σταθερή διατομή διπλής συμμετρίας (EN1993-1-1) που υπόκειται σε αξονική θλίψη και κάμψη ως προς τους δύο κύριους άξονες αδράνειας:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} υπολογίζονται με βάση τη μέθοδο 1 του παραρτήματος Α του EC3. Το κρίσιμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με το γεωμετρικό του μήκος:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = L_{cr,T} = 659 \text{ cm}$$

Κρίσιμα φορτία

$$N_{crit,y} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 583020}{659^2} = 278248 \text{ KN}$$

$$N_{crit,z} = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 132800}{659^2} = 63379 \text{ KN}$$

Πολική ροπή αδράνειας διατομής ως προς το κέντρο διάτμησης (\equiv κ.β., διατομή διπλής συμμετρίας)

$$i_M^2 = i_p^2 = i_y^2 + i_z^2 = 29,68^2 + 14,16^2 = 1081,41 \text{ cm}^2$$

Ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού

$$N_{crit,TF} = \frac{1}{i_M^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 \cdot EI_w}{L_{cr,T}^2} \right) = \frac{1}{1081,41} \left(\frac{2,1 \cdot 10^4}{2,6} \cdot 1965 + \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 4,177 \cdot 10^7}{659^2} \right) = 33110 \text{ KN}$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$z_j = 0$ διατομή διπλής συμμετρίας

$C_2 = 0$ επίδραση ακραίων ροπών

$k = 1,0$ θεώρηση υπέρ της ασφάλειας απλών στρεπτικών στηρίξεων

$k_w = 1,0$ συντηρητική θεώρηση ελεύθερης στρέβλωσης των άκρων

$$\psi_y = \frac{M_{y,CD,o}}{M_{y,CD,u}} = -\frac{471}{533,6} = -0,88$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,40 \cdot (-0,88) + 0,52 \cdot (-0,88)^2 = 3,515 > 2,70 \rightarrow$$

$$C_1 = 2,70$$

$$\begin{aligned} M_{crit,LT} &= C_1 \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{cr,T}^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr,T}^2 \cdot GI_T}{\pi^2 \cdot EI_z}} = \\ &= 2,70 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 132800}{659^2} \cdot \sqrt{\frac{4,177 \cdot 10^7}{132800} + \frac{659^2 \cdot 1965}{\pi^2 \cdot 2,6 \cdot 132800}} = \\ &= 4067380 \text{ KNcm} \end{aligned}$$

Ανηγμένες λυγηρότητες και μειωτικοί συντελεστές καμπτικού και πλευρικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{662 \cdot 35,5}{278248}} = 0,29 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{662 \cdot 35,5}{63379}} = 0,61$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr,LT}}} = \sqrt{\frac{12814 \cdot 35,5}{4067380}} = 0,334$$

Οι μειωτικοί συντελεστές λαμβάνονται από σχετικούς πίνακες για καμπύλη λυγισμού c ($\alpha = 0,49$):

$$\chi_y = 0,9542, \quad \chi_z = 0,7794, \quad \chi_{LT} = 0,9317$$

Βοηθητικοί συντελεστές Μεθόδου 1 (οι έλεγχοι πραγματοποιούνται στην ελαστική περιοχή)

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{12422,6}{278248}}{1 - 0,9542 \cdot \frac{12422,6}{278248}} = 0,998$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{12422,6}{63379}}{1 - 0,7794 \cdot \frac{12422,6}{63379}} = 0,949$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1 - \frac{1965}{583020} = 0,9966 \geq 0$$

$$\psi_y = \frac{M_{y,CD,o}}{M_{y,CD,u}} = -\frac{471}{533,6} = -0,88 \quad , \quad \psi_z = \frac{M_{z,CD,o}}{M_{z,CD,u}} = \frac{76,6}{417,2} = 0,18$$

$$C_{my,0} = 0,79 + 0,21\psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} =$$

$$= 0,79 + 0,21 \cdot (-0,88) + 0,36(-0,88 - 0,33) \frac{12422,6}{278248} = 0,585$$

$$C_{mz,0} = 0,79 + 0,21\psi_z + 0,36(\psi_z - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} =$$

$$= 0,79 + 0,21 \cdot 0,18 + 0,36(0,18 - 0,33) \frac{12422,6}{63379} = 0,818$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής ($\psi = 1,0$)

$$C_{1,\psi=1} = 1,88 - 1,40 \cdot \psi + 0,52 \cdot \psi^2 = 1,88 - 1,40 + 0,52 = 1,0 \leq 2,70$$

$$M_{cr,LT,\psi=1} = \frac{C_{1,\psi=1}}{C_1} \cdot M_{cr,LT} = \frac{1,0}{2,70} \cdot 4067380 = 1506437 \text{ KNcm}$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr,LT,\psi=1}}} = \sqrt{\frac{12814 \cdot 35,5}{1506437}} = 0,55 > 0,2767$$

$$0,2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)} = 0,2 \cdot \sqrt{2,7} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{12422,6}{63379}\right) \left(1 - \frac{12422,6}{33110}\right)} = 0,2767$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{53360}{12422,6} \cdot \frac{662}{12814} = 0,222$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}} = 0,585 + (1 - 0,585) \cdot \frac{\sqrt{0,222} \cdot 0,9966}{1 + \sqrt{0,222} \cdot 0,9966} =$$

$$= 0,7176$$

$$C_{mz} = C_{mz,0} = 0,818$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}} = 0,7176^2 \cdot \frac{0,9966}{\sqrt{\left(1 - \frac{12422,6}{63379}\right) \cdot \left(1 - \frac{12422,6}{33110}\right)}} = 0,724$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 0,7176 \cdot 0,724 \cdot \frac{0,998}{1 - \frac{12422,6}{278248}} = 0,543$$

$$k_{yz} = C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = 0,818 \cdot \frac{0,998}{1 - \frac{12422,6}{63379}} = 1,015$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 0,7176 \cdot 0,724 \cdot \frac{0,949}{1 - \frac{12422,6}{278248}} = 0,516$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = 0,818 \cdot \frac{0,949}{1 - \frac{12422,6}{63379}} = 0,966$$

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 662 \cdot 35,5 = 23501 \text{ KN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 15732 \cdot 35,5 = 558486 \text{ KNcm}$$

$$M_{z,Rk} = W_{pl,z} \cdot f_y = 6744 \cdot 35,5 = 239412 \text{ KNcm}$$

Εξισώσεις επάρκειας

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} &= \\ &= \frac{12422,6}{0,9542 \cdot \frac{23501}{1,0}} + 0,543 \cdot \frac{533,6}{0,9317 \cdot \frac{5585}{1,0}} + 1,015 \cdot \frac{417,2}{\frac{2394}{1,0}} = 0,79 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} &= \\ &= \frac{12422,6}{0,7794 \cdot \frac{23501}{1,0}} + 0,516 \cdot \frac{533,6}{0,9317 \cdot \frac{5585}{1,0}} + 0,966 \cdot \frac{417,2}{\frac{2394}{1,0}} = 0,90 \leq 1 \end{aligned}$$

Το μέλος κρίνεται επαρκές και οικονομικό.

4.6 Παράλειψη κατακόρυφης συνιστώσας

Εφόσον επιτρέπεται από τον ΕΑΚ 2000 για το συγκεκριμένο δομικό σύστημα, εξετάζεται η περίπτωση παράλειψης της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης και παρατίθεται συγκριτικά στον πίνακα 4.6 η διαφοροποίηση στην ένταση των μελών ισογείου του πλαισίου L που διαστασιολογούνται στην προηγούμενη παράγραφο για το σεισμικό συνδυασμό με κύρια διέγερση κατά Y. Αποδεικνύεται πως οι προκύπτουσες διαφορές είναι αμελητέες και η κατακόρυφη συνιστώσα θα μπορούσε πράγματι να έχει αγνοηθεί. Αποδεικνύεται επίσης ότι θα μπορούσε να έχει εξαιρεθεί από το τρισδιάστατο μοντέλο, χάριν απλότητας, το δευτερεύον στατικό σύστημα της διαδοκίδωσης ως υπεύθυνο για την ενεργοποίηση μαζών σε κατακόρυφη ταλάντωση.

Πίνακας 4. 6 Παράλειψη κατακόρυφης συνιστώσας, διαφοροποίηση στην ένταση μελών (KN, KNm)

Μέλος	Έντατικό μέγεθος	Σεισμικός συνδυασμός		Διαφορά
		$\pm E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z$	$\pm E_y \pm 0,3E_x$	
Δοκός	M_y	1354,27	1354,25	~0
σύζευξης	V	1051,94	1051,92	~0
Διαγώνιος	M_y	248,36	248,36	~0
	N	- 1764,20	- 1764,17	~0
Υποσύλωμα	M_z	175,3	175,29	~0
	N	- 5219,6	- 5213,97	1,1‰

4.7 Θεώρηση διαγώνιων ως αρθρωτά συνδεδεμένων στα άκρα

Ως ευκολότερη και γρηγορότερη κατασκευαστικά λύση εξετάζεται η περίπτωση όπου οι συνδέσεις των άκρων των διαγώνιων διαμορφώνονται έτσι ώστε να μην αναλαμβάνουν ροπή με αποτέλεσμα αυτές να λειτουργούν, ως αμφιαρθρωτές, μόνο αξονικά.

Παρατηρείται πως οι τρεις πρώτες και βασικότερες ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα δε διαφέρουν στα δύο μοντέλα ούτε ως προς τη μορφή ούτε ως προς τη σειρά εμφάνισής τους. Οι ιδιοπερίοδοί τους δε προκύπτουν ελαφρώς μεγαλύτερες, όπως αναμένεται άλλωστε λόγω της σχετικής απομείωσης της δυσκαμψίας ως προς το αρχικό σύστημα (πίνακας 4.7). Ο φορέας στην παραμορφωμένη κατάσταση παρουσιάζει εντονότερη διατμητική πλαισιακή λειτουργία με μεγαλύτερη γωνιακή παραμόρφωση των κατώτερων ορόφων σε σχέση με το βασικό μοντέλο.

Η μεγαλύτερη ένταση παρατηρείται και πάλι στα μέλη του ισογείου του πλαισίου L. Εντονότερη είναι η καμποδοιατμητική λειτουργία της δοκού σύζευξης καθώς και η αξονική θλίψη της διαγώνιου, μέλη τα οποία επαναδιαστασιολογούνται παρακάτω. Παρατηρείται ωστόσο ελαφρώς μικρότερη αξονική θλίψη του υποστυλώματος που βρίσκεται στη συμβολή των πλαισίων L - 10 και αυξημένη κάμψη στον πόδα. Το υποσύλωμα κρίνεται επαρκές χωρίς να χρειάζεται να επαναληφθούν οι έλεγχοι της προηγούμενης παραγράφου δεδομένου μάλιστα ότι ο νέος ικανοτικός συντελεστής προκύπτει μικρότερος (a_{cd} , παράγραφοι 4.5.1 & 4.7.1).

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα έντασης και μετακίνησης του εν λόγω μοντέλου με το βασικό μοντέλο όπου οι διαγώνιοι φέρουν συνδέσεις ροπής στα άκρα αποδεικνύεται πως και αυτή η λύση είναι εφικτή χωρίς απαίτηση μεγαλύτερων διατομών.

Πίνακας 4. 7 Συγκριτικά αποτελέσματα βασικού μοντέλου & μοντέλου με αρθρωτές διαγωνίους

Μέγεθος		Βασικό μοντέλο	Μοντέλο με αρθρωτές διαγωνίους	Διαφορά (%)
Ιδιοπερίοδος (sec)	T ₁	0,6793	0,7168	5,5
	T ₂	0,6672	0,6888	3,2
	T ₃	0,5182	0,5495	6,0
Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας αθροιστικά (30 ιδιομορφές)	U _x	0,9884	0,9885	0,0
	U _y	0,9805	0,9814	0,0
Μετακίνηση κορυφής (cm)	u _y	3,9	4,1	5,1
Γωνιακή παραμόρφωση ισογείου	γ · 10 ³	2,38	2,79	17,2
Δοκός σύζευξης	M _y (KNm)	1354,3	1430,2	5,6
	V (KN)	1052	1110	5,5
Διαγώνιος	M _y (KNm)	248,4	--	--
	N (KN)	- 1764,2	- 1897,2	7,5
Υποσύλωμα	M _z (KNm)	175,3	206,0	17,5
	N (KN)	- 5219,6	- 5166,4	1,0

4.7.1 Έλεγχος δοκού σύζευξης ισογείου πλαισίου L

Διατομή HE-B 700, χάλυβας S355, κατηγορία διατομής 1

Δρώντα εντατικά μεγέθη: M_{Ed} = 1430,2 KNm, V_{Ed} = 1110 KN

Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση (βλέπε παράγραφο 4.5.1)

$$M_{pl,Rd} = 2687,35 \text{ KNm} \quad V_{pl,Rd} = 2306 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{1110}{2306} = 0,487 < 0,5$$

Δε χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής σχεδιασμού λόγω τέμνουσας. Το μέλος είναι επαρκές. Σχετικά με τον τύπο διαρροής καθώς και τις ενδιάμεσες νευρώσεις που απαιτούνται ισχύουν τα όσα γράφτηκαν στην παράγραφο 4.5.1.

Ικανοτικός συντελεστής

$$a_{CD} = 1,20 \cdot \min\left(\frac{V_{pd}}{V_{Ed}}, \frac{M_{pd}}{M_{Ed}}\right) = 1,20 \cdot \min\left(\frac{2306}{1110}, \frac{2687,35}{1430,2}\right) = 2,255 \leq q = 4,0$$

4.7.2 Έλεγχος διαγωνίου ισογείου πλαισίου L

Διατομή HE-M 320, χάλυβας S355, κατηγορία διατομής 1

Ικανοτική αξονική δύναμη: $N_{CD} = a_{CD} \cdot N_{Ed} = 2,255 \cdot 1897,2 = 4278,2 \text{ KN}$

Κρίσιμο μήκος λυγισμού (αμφιαρθρωτό μέλος): $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 711 \text{ cm}$

Μειωτικός συντελεστής (παράγραφος 4.5.2): $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \chi_z = 0,4483$

Ανίσωση ελέγχου έναντι λυγισμού

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{4278,2}{0,4483 \cdot \frac{11076}{1,0}} = 0,86 \leq 1$$

Το μέλος είναι επαρκές

Κεφάλαιο 5

Στατική μη γραμμική ανάλυση πλαισίου “L”

5.1 Διαμόρφωση του μοντέλου

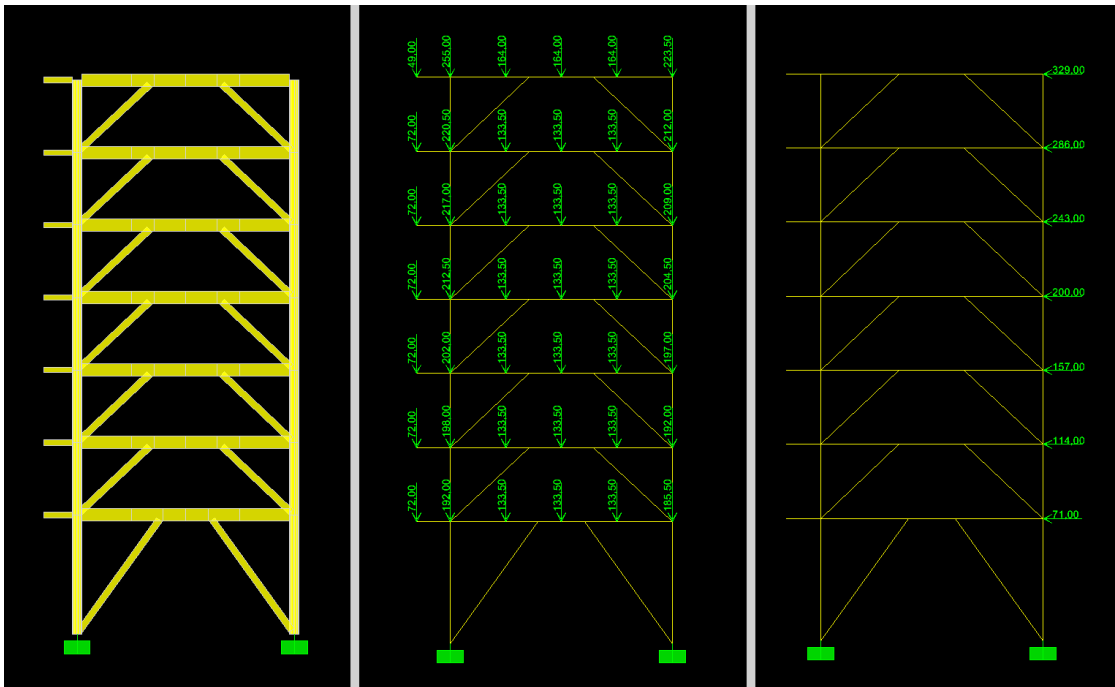
Το πλαίσιο L (σχήμα 5.1) διαμορφώνεται ως επίπεδος φορέας και μεταφέρονται σε αυτόν τα μοναχικά κατακόρυφα φορτία από τις εγκάρσιες κύριες και δευτερεύουσες δοκούς όπως προκύπτουν από την ανάλυση του τρισδιάστατου μοντέλου για το σεισμικό συνδυασμό G + 0,3Q. Φορτίζεται επιπλέον με αυθαίρετα οριζόντια φορτία στα υψόμετρα των διαφραγμάτων με τριγωνική κατανομή καθ΄ ύψος βάσει της πρώτης ιδιομορφής του φορέα.

Ως πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται τα άκρα των δοκών σύζευξης και τα άκρα των ζυγμάτων στις θέσεις σύνδεσης με τα υποστυλώματα λόγω κάμψης μόνο, καθώς και τα άκρα των διαγωνίων και των υποστυλωμάτων των κατώτερων ορόφων λόγω αλληλεπίδρασης κάμψης με αξονική δύναμη (σχήματα 5.2 έως 5.6). Στην μη γραμμική ανάλυση (pushover) λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P-δ δευτέρας τάξης λόγω μεγάλων οριζόντιων μετακινήσεων.

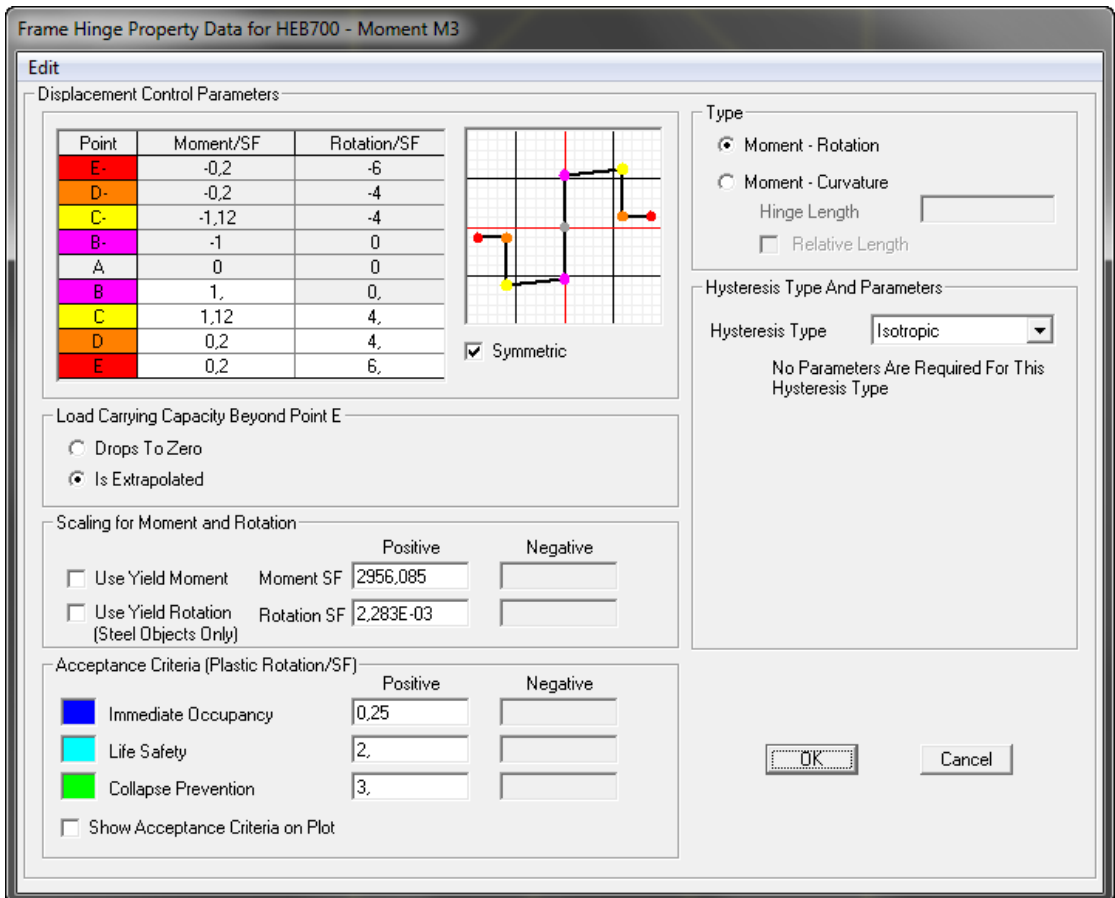
Ο φορέας θεωρείται ότι έχει αστοχήσει και η ανάλυση σταματά όταν η οριζόντια μετακίνηση κορυφής εξισωθεί με 1,5% του συνολικού ύψους του φορέα εφόσον μέχρι τότε δεν έχει δημιουργηθεί κινηματική άλυσος. Σημειώνεται πως δεν εξαντλείται το 4% που προβλέπεται από τον κανονισμό για την οιονεί κατάρρευση:

$$\delta_{\max, \text{top, hor}} = 0,015 \cdot H = 0,015 \cdot 30,59 = 0,46 \text{ m}$$

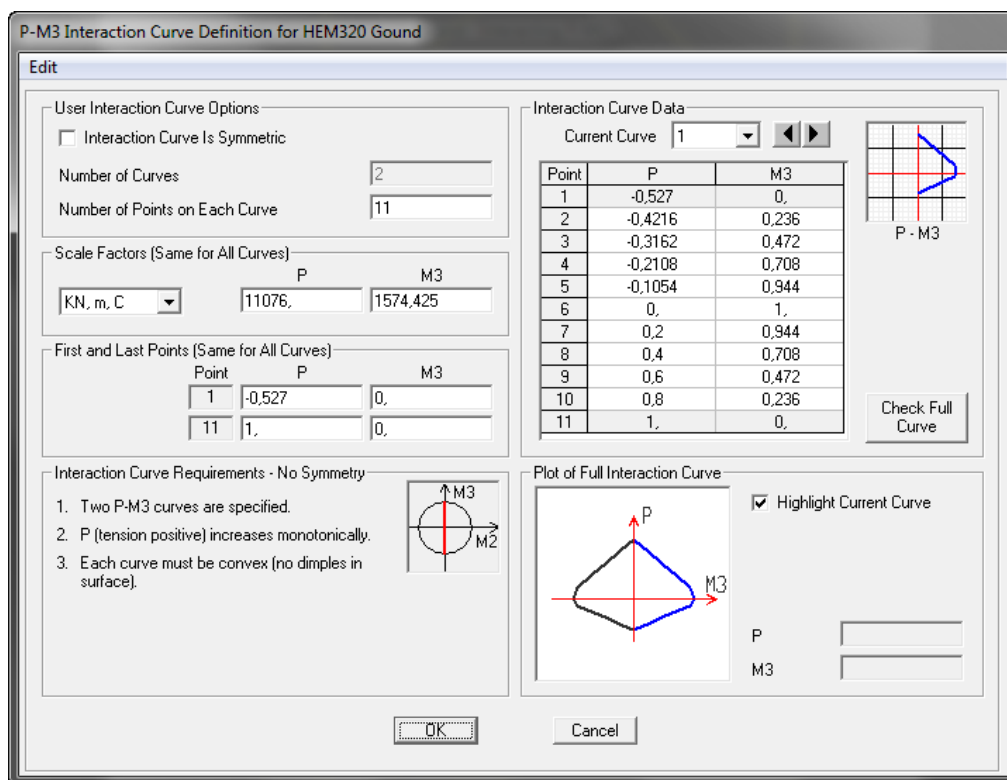
Ακολουθείται η μεθοδολογία του κανονισμού ATC – 40. Μετατρέπεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για $\zeta = 5\%$ στο πεδίο επιτάχυνση – μετακίνηση (ADRS). Προσδιορίζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve) και από το σημείο τομής της με το φάσμα σχεδιασμού προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας. Ο τύπος συμπεριφοράς του κτιρίου είναι B, ως νέα αντισεισμική κατασκευή και θεωρώντας μεγάλη διάρκεια σεισμού μακριά από το επίκεντρο.



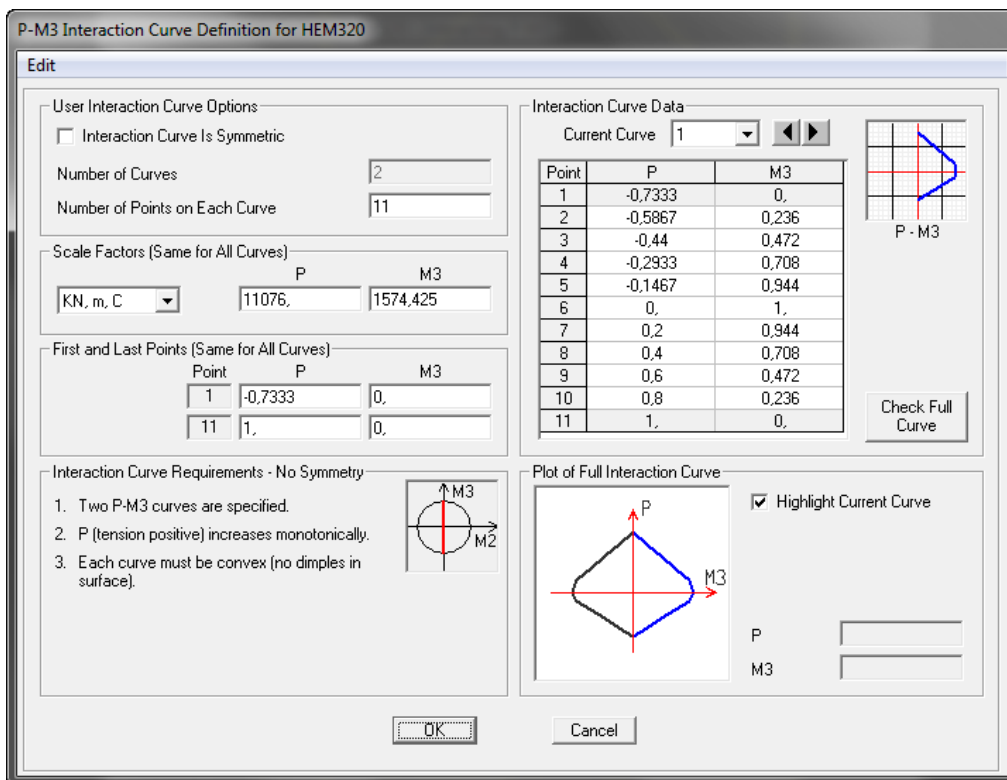
Σχήμα 5. 1 Πλαίσιο L, κατακόρυφη και οριζόντια φόρτιση



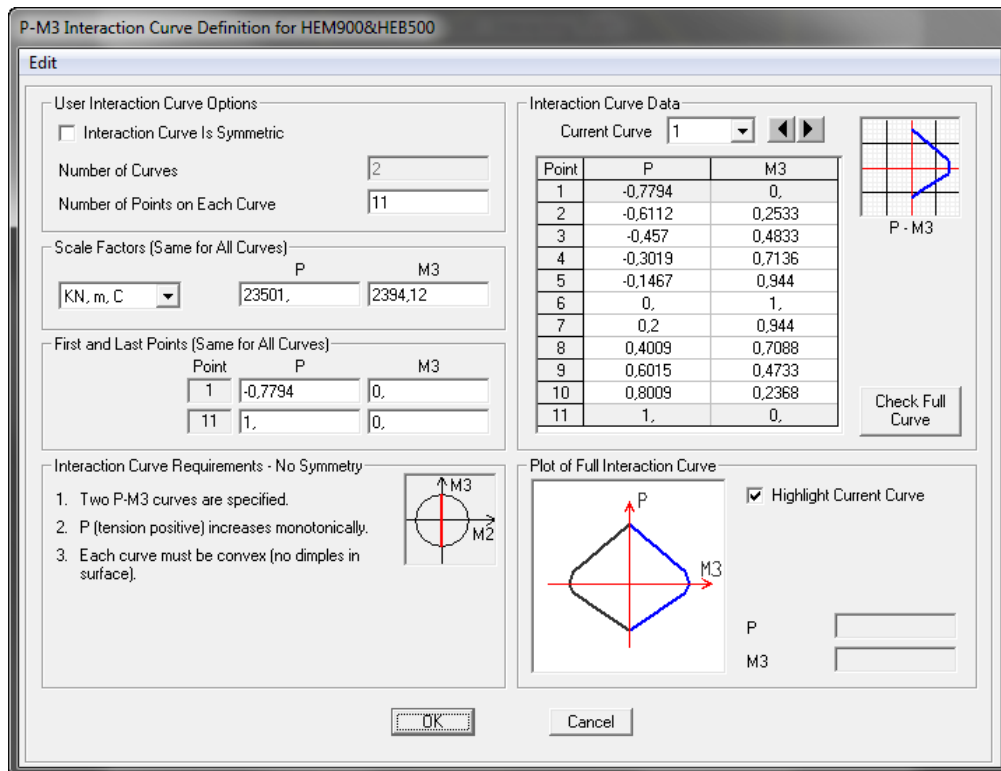
Σχήμα 5. 2 Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης και διάγραμμα ροπών - στροφών διατομής HEB700 της δοκού σύζευξης και των άκρων του ζυγώματος



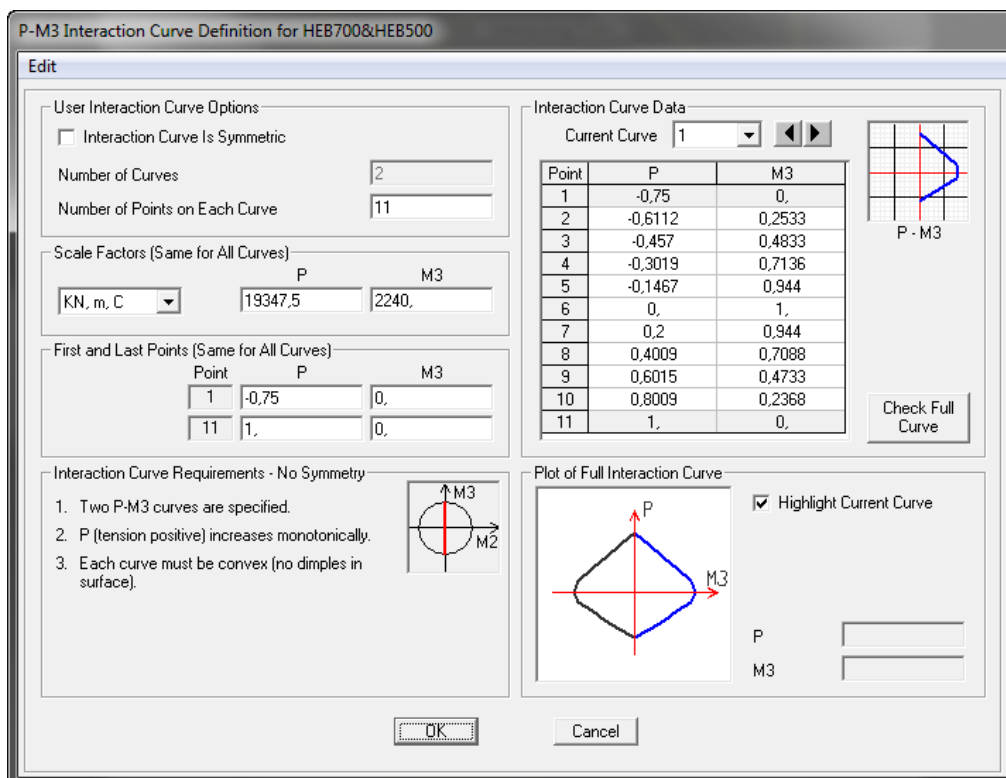
Σχήμα 5. 3 Επιφάνεια αντοχής λόγω αλληλεπίδρασης κάμψης με αξονική δύναμη διατομής HEM320 των διαγωνίων ισογείου



Σχήμα 5. 4 Επιφάνεια αντοχής λόγω αλληλεπίδρασης κάμψης με αξονική δύναμη διατομής HEM320 των διαγωνίων των ανώτερων ορόφων



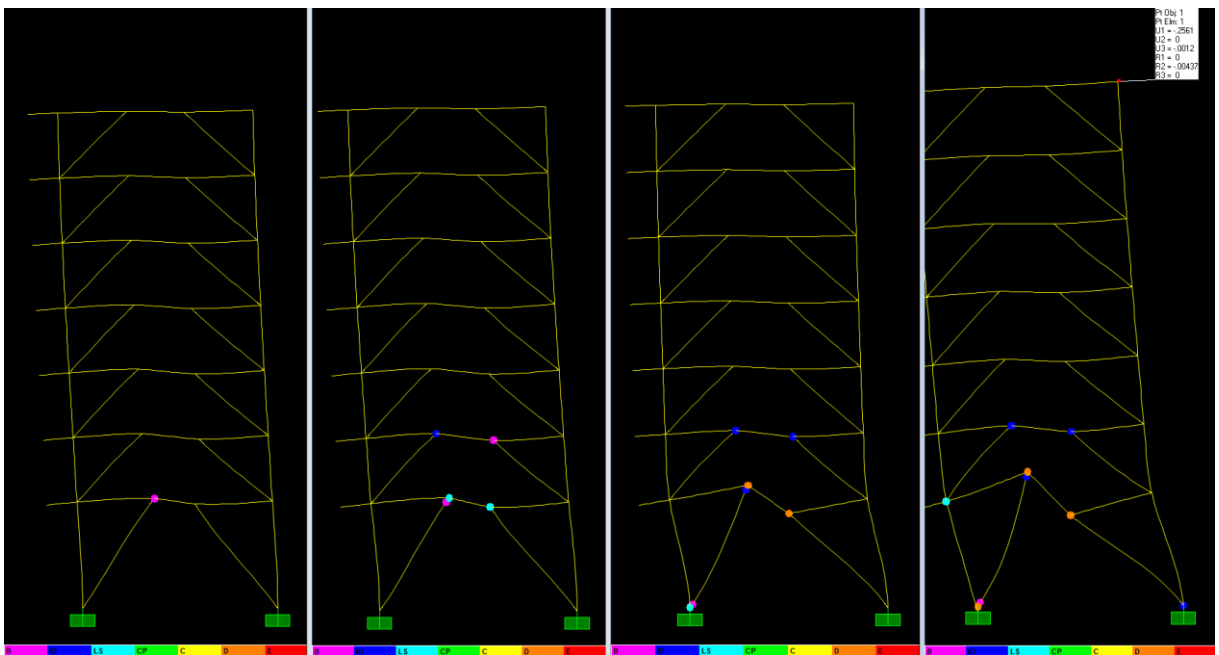
Σχήμα 5. 5 Επιφάνεια αντοχής λόγω αλληλεπίδρασης κάμψης με αξονική δύναμη σταυροειδούς διατομής HEM900 & HEB500 των υποστλωμάτων ισογείου



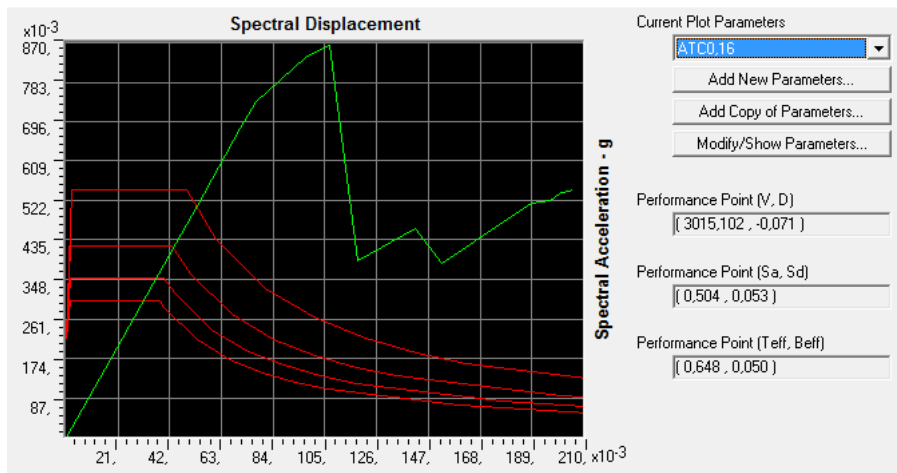
Σχήμα 5. 6 Επιφάνεια αντοχής λόγω αλληλεπίδρασης κάμψης με αξονική δύναμη σταυροειδούς διατομής HEB700 & HEB500 των υποστλωμάτων των ανώτερων ορόφων

5.2 Μη γραμμική ανάλυση

Παρατηρείται ότι η διαρροή του πλαισίου ξεκινά, όπως επιδιώκεται άλλωστε, από τη δοκό σύζευξης του ισογείου και επεκτείνεται στη δοκό σύζευξης του 1^{ου} ορόφου (σχήμα 5.7). Εν συνεχεία ακολουθεί πλαστικοποίηση των άκρων της θλιβόμενης διαγωνίου του ισογείου καθώς και του πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου και πρώτου ορόφου με αποτέλεσμα τη δημιουργία μαλακού ορόφου. Παρόλα αυτά δε, προκύπτει με βάση την ανάλυση ότι ο αξιοποιούμενος συντελεστής συμπεριφοράς για τη δεδομένη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, είναι $\alpha_{χρησ} = 3,95$ ενώ ο συνολικά διαθέσιμος μέχρι την οιονεί κατάρρευση είναι $\alpha_{\deltaιαθ} = 7,98$.



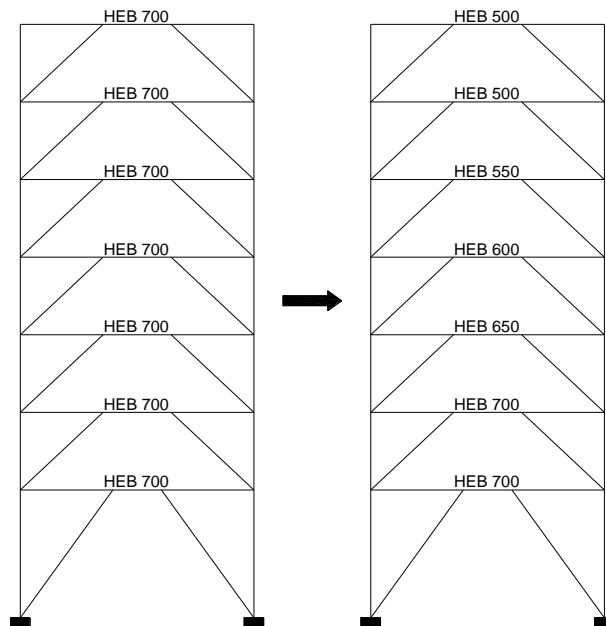
Σχήμα 5. 7 Πορεία πλαστικοποίησης του φορέα. Παρουσιάζονται τα βήματα ανάλυσης 5, 6, 8, 21
 Διακρίνεται η οριζόντια μετατόπιση (drift) κορυφής κατά την οιονεί κατάρρευση 25,6 cm



Σχήμα 5. 8 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (πράσινο), ελαστικό φάσμα ADRS (κόκκινο), σημείο επιτελεστικότητας

5.3 Βαθμιαία απομείωση δυσκαμψίας καθύψος – ορθολογικότερος σχεδιασμός

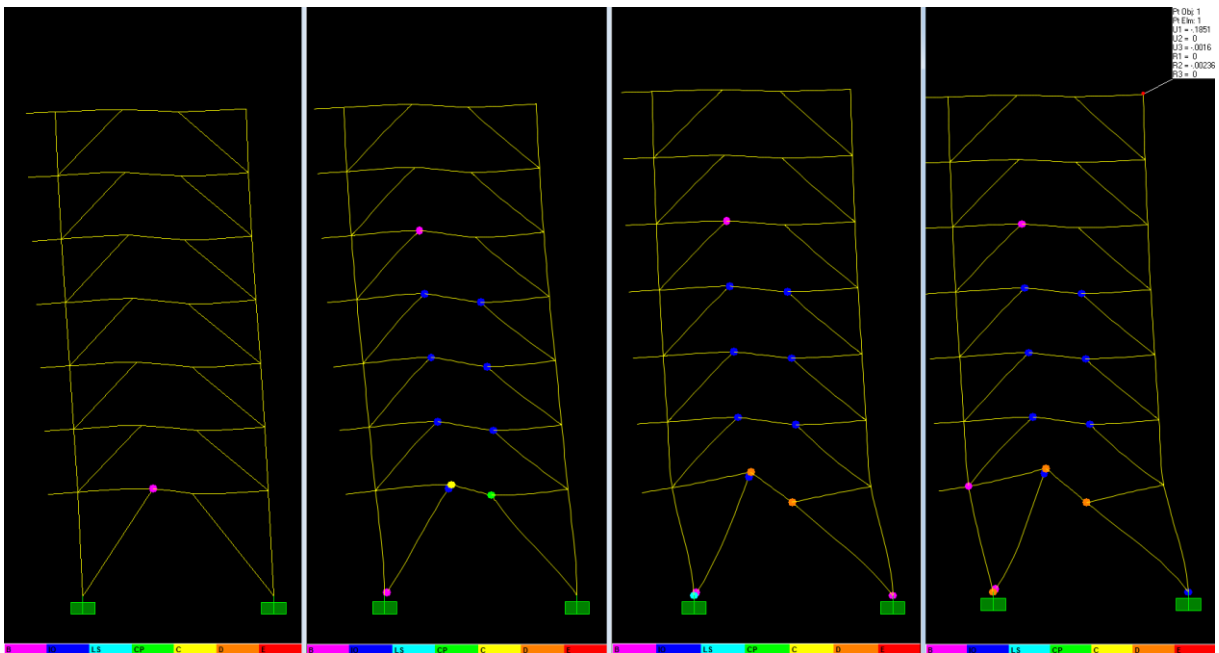
Είναι προτιμητέο, βάσει των επιταγών του ικανοτικού σχεδιασμού για το συγκεκριμένο τύπο κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με εκκεντρότητα, η συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων να γίνεται στα άκρα των δοκών σύζευξης προκειμένου να αποφευχθεί ο πρόωρος σχηματισμός μαλακού ορόφου. Προτείνεται η βαθμιαία απομείωση της δυσκαμψίας του φορέα καθύψος, με ελάττωση της διατομής του ζυγώματος στους ανώτερους ορόφους (σχήμα 5.9) και αναλύεται ξανά το σύστημα. Η πρώτη πλαστική άρθρωση σχηματίζεται και πάλι στη δοκό σύζευξης του ισογείου. Αποδεικνύεται όμως ότι πλέον οι πλαστικές αρθρώσεις επεκτείνονται και στα 2 άκρα των δοκών σύζευξης μέχρι και τον 4^ο όροφο προτού διαρρεύσει οποιαδήποτε διατομή στύλου. Ακολουθεί πλαστικοποίηση των διατομών στον πόδα των στύλων ισογείου και σε μεταγενέστερο βήμα στον πόδα των στύλων του 1^{ου} ορόφου οπότε σχηματίζεται και πάλι μαλακός όροφος (σχήμα 5.10). Ο αξιοποιούμενος πλέον συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q_{\text{χρησ}} = 3,83$ ενώ ο συνολικά διατιθέμενος από την κατασκευή αυξάνεται σε σχέση με το βασικό μοντέλο σε $q_{\text{διαθ}} = 9,11$ (σχήμα 5.10 και πίνακας 5.1).



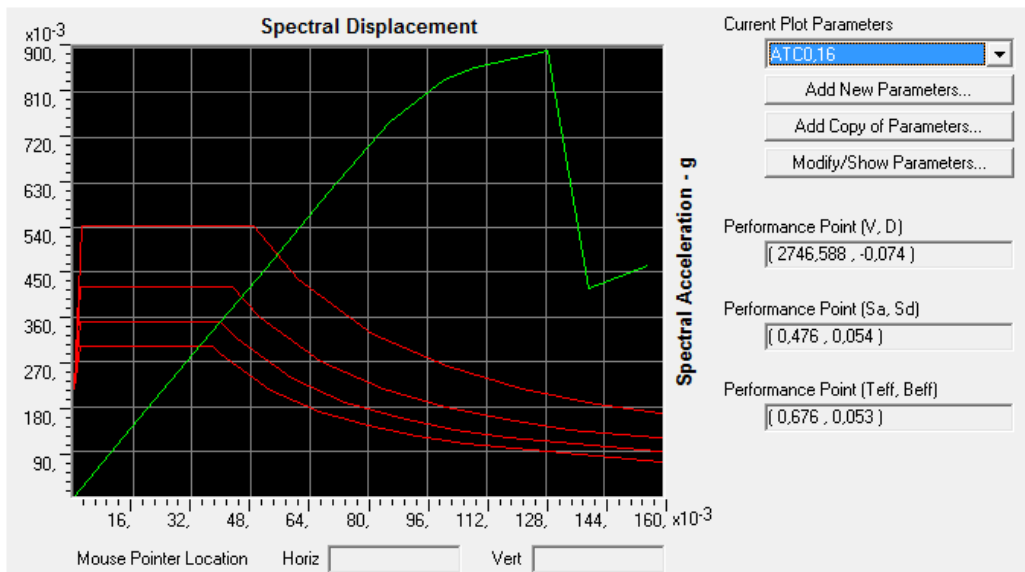
Σχήμα 5. 9 Βαθμιαία ελάττωση διατομής ζυγώματος καθύψος

Πίνακας 5. 1 Συντελεστής συμπεριφοράς q

	$q_{\text{χρησιμοποιούμενο}}$	$q_{\text{διαθέσιμο}}$
Βασικό μοντέλο	3,95	7,98
Μοντέλο με βαθμιαία μειούμενη δυσκαμψία καθύψος	3,83	9,11



Σχήμα 5. 10 Πορεία πλαστικοποίησης του φορέα. Παρουσιάζονται τα βήματα ανάλυσης 5, 8, 9, 11
 Διακρίνεται η οριζόντια μετατόπιση (drift) κορυφής κατά την οιονεί κατάρρευση 18,5 cm



Σχήμα 5. 11 Νέα καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (πράσινο), ελαστικό φάσμα ADRS (κόκκινο), σημείο επιτελεστικότητας

Βιβλιογραφία

1. Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
2. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός χαλύβδινων κατασκευών
3. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
4. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ2000
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: Σιδηρές κατασκευές, Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
7. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: Σιδηρές κατασκευές, Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004
8. Βάγιας Ι.: Σύμμικτες κατασκευές, 2^η έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2001
9. Αβραμίδης Ι., Αθανατοπούλου Α., Αναστασιάδης Κ., Μορφίδης Κ.: Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης κατασκευών, Εκδόσεις Αϊβαζή, 2005
10. Σέξτος Α.: Τεχνικές προγραμματισμού και χρήσης ειδικού λογισμικού στις κατασκευές, Πανεπιστημιακές σημειώσεις, 2005
11. Χαραλαμπάκης Ν.: Αντοχή υλικών και Δομικών στοιχείων, Εκδόσεις Τζιόλα, 2003
12. Ψυχάρης Γ.: Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεσματικότητας, Πανεπιστημιακές σημειώσεις, 2010
13. Ψυχάρης Γ.: Αντισεισμικός σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις, Πανεπιστημιακές σημειώσεις 2009
14. Chopra A.: Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake Engineering, Pearson, 2007