

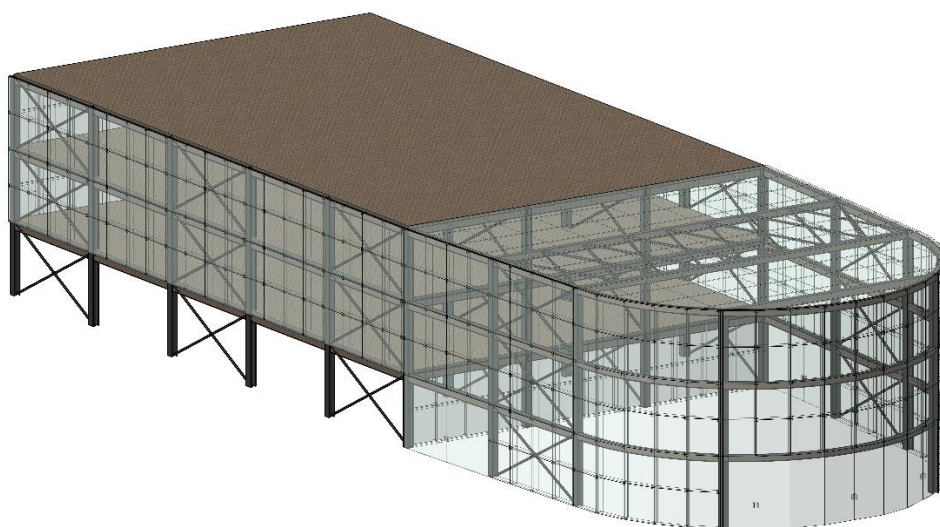


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σταύρος Παναγιωτόπουλος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

ΕΜΚ ΔΕ 2020/14

Αθήνα, Μάρτιος 2020

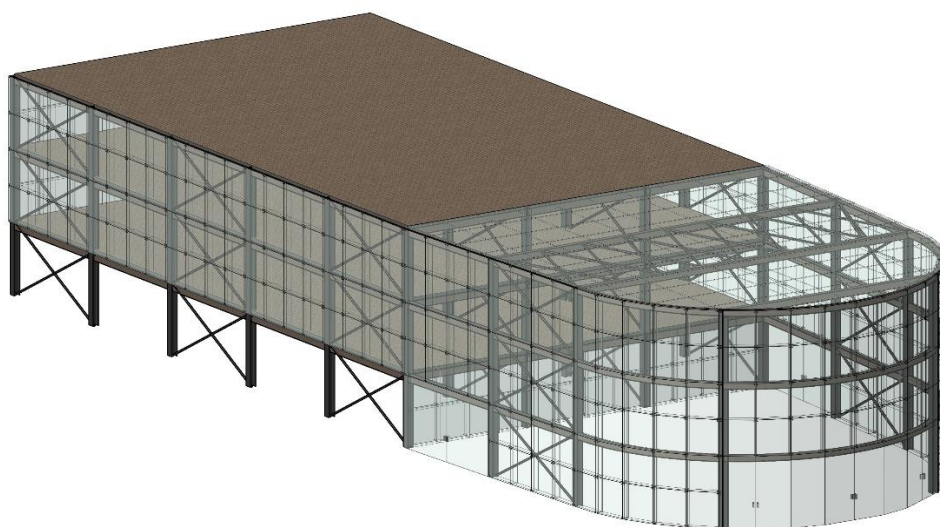


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σταύρος Παναγιωτόπουλος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

ΕΜΚ ΔΕ 2020/14

Αθήνα, Μάρτιος 2020

Παναγιωτόπουλος Σταύρος (2020)
Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/14
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Panagiotopoulos Stavros (2020)
Design of steel building with glass facade for office use
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/14
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	1
Abstract	2
Ευχαριστίες.....	3
1. Εισαγωγή.....	5
1.1 Γενικά.....	5
1.2 Αντικείμενο μελέτης.....	5
2. Περιγραφή έργου	7
2.1 Γεωμετρία φορέα	7
2.1.1 Φέροντα στοιχεία.....	9
2.1.2 Στατικό προσομοίωμα.....	11
2.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας	13
2.3 Δομικά υλικά	15
2.3.1 Δομικός Χάλυβας.....	15
2.3.2 Σκυρόδεμα.....	15
2.3.3 Χάλυβας χαλυβδόφυλλων	16
2.3.4 Χάλυβας σπλισμού σκυροδέματος	16
2.3.5 Κοχλίες και διατμητικοί ήλοι.....	16
2.3.6 Γυαλί.....	17
3. Δράσεις επί της κατασκευής.....	19
3.1 Μόνιμες δράσεις.....	19
3.1.1 Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων	19
3.1.2 Ίδια βάρη γυάλινης πρόσοψης και οροφής.....	20
3.1.3 Πρόσθετα μόνιμα φορτία	20
3.2 Μεταβλητές δράσεις.....	21
3.2.1 Επιβαλλόμενες δράσεις	21
3.2.2 Φορτίο Χιονιού.....	25
3.2.3 Δράσεις ανέμου.....	27
3.2.3.1 Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού ανεμικών φορτίων.....	27
3.2.3.2 Υπολογισμός ανεμικών φορτίων.....	35
3.2.3.3 Προσομοίωση και επαλήθευση ανεμικών δράσεων στο consteel.....	37

3.3 Συνδυασμοί δράσεων	45
3.3.1 Συνδυασμοί δράσεων για οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	47
3.3.2 Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης λειτουργικότητας	49
3.3.3 Συνδυασμοί στατικών φορτίσεων ULS και SLS στην κατασκευή.....	49
4. Διαστασιολόγηση	53
4.1 Γενικά.....	53
4.2 Αναφορά στην Γενική Μεθόδο 6.3.4 του EN 1993-1-1.....	54
4.3 Φάση κατασκευής.....	58
4.4 Φάση λειτουργίας	63
4.4.1 Υποστυλώματα	63
4.4.2 Μη σύμμικτες δοκοί.....	67
4.4.3 Σύμμικτες δοκοί.....	70
4.4.4 Διαδοκίδες.....	80
4.4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	86
5. Ικανοτικός Σχεδιαμός.....	89
5.1 Δυναμική ανάλυση.....	91
5.2 Ανάλυση γραμμικού αθροίσματος ιδιομορφών.....	101
5.3 Έλεγχος σε ευαισθησία δεύτερης τάξης	104
5.4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην διεύθυνση Χ.....	105
5.4.1 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας	105
5.4.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	107
5.5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην διεύθυνση Υ.....	108
5.5.1 Έλεγχος δοκών.....	108
5.5.2 Έλεγχος κόμβων	112
5.5.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων 1 ^{ου} και 2 ^{ου} ορόφου	114
5.5.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου.....	115
5.6 Περιορισμός βλαβών κατά Χ και Υ.....	118
6. Συνδέσεις	119
6.1 Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 48.3×4 με υποστύλωμα HEB 240	119
6.2 Σύνδεση ροπής κύριας μη σύμμικτης δοκού HEA 220 με υποστύλωμα HEB 240.....	120
6.3 Σύνδεση τέμνουσας κύριας σύμμικτης δοκού IPE 200 με υποστύλωμα HEB 240	125
6.4 Σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας IPE 200 με κύρια μη σύμμικτη δοκό HEA 220	126
7. Συμπεράσματα	127

Βιβλιογραφία



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2020/14

Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη

Παναγιωτόπουλος Σταύρος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος
Μάρτιος 2020

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης της διπλωματικής εργασίας, αποτελεί ο σχεδιασμός, η ανάλυση και διαστασιολόγηση, της ανωδομής διώροφου μεταλλικού κτιρίου με γυάλινη πρόσοψη σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα, με σκοπό την στέγαση γραφείων. Η αρχιτεκτονική του κτιρίου, σχεδιάστηκε με γνώμονα τις ανάγκες λειτουργίας του, αλλά και την αισθητική σύγχρονων χώρων εργασίας, στους οποίους οι γυάλινες προσόψεις συνηθίζονται.

Το κτίριο διαμορφώθηκε, κυρίως, με μεταλλικούς πλαισιακούς φορείς και σύμμικτες πλάκες, τόσο για την υλοποίηση των ορόφων, όσο και για την εκμετάλλευση της συνεργασίας χάλυβα-σκυροδέματος. Για την ανάλυση, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Consteel, στο οποίο προσομοιώθηκε η κατασκευή και την συνέχεια μελετήθηκε σε οριακές καταστάσεις, για δράσεις και συνδυασμούς τους, όπως φορτία λόγω λειτουργίας, ανεμικές πιέσεις, φορτία λόγω χιονόπτωσης και σεισμική δόνηση. Ενδιαφέρον είχαν, κατά την ανάλυση, οι λειτουργίες του προγράμματος, οι οποίες επέτρεψαν τον έλεγχο καθολικής ευστάθειας της κατασκευής σύμφωνα με την Γενική Μεθόδο 6.3.4 του Ευρωκώδικα 3, όπως επίσης σε επόμενο στάδιο, την διαστασιολόγηση των σύμμικτων στοιχείων.

Εφόσον το κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί σε περιοχή με σεισμική επικινδυνότητα, έγινε ικανοτικός σχεδιασμός, με σκοπό την εκμετάλλευση της πλαστιμότητας για την οποία σχεδιάστηκε. Κατά την δυναμική ανάλυση αξιοσημείωτη ήταν η μέθοδος που εφαρμόστηκε αντί της CQC, με σκοπό την δυνατότητα ανάλυσης 2^{ης} τάξης σε περιπτώσεις που χρειάστηκε, εξαιτίας των σεισμικών φορτίων. Ο σχεδιασμός, επεκτάθηκε και σε συνδέσεις που μελετήθηκαν, για τα κύρια μέλη της κατασκευής.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020/14

Design of steel building with glass façade for office use

Panagiotopoulos Stavros

Supervisor: Pavlos Thanopoulos
March 2020

Abstract

Subjects of the diploma thesis, constitute the design and the analysis, of a two story steel building including a glass façade, intended for office use, according to the European standards. The architecture of the building was formed, taking into account its functional needs and the aesthetics of modern workplaces, in which glass façades are used.

The structure was mainly designed with steel framing and composite slabs, both for the construction of floors and for the exploitation of steel-concrete co-operation. Concerning the analysis, the Consteel software was used, in which the building was simulated and subsequently studied during its limit states, for actions and their combinations, such as operating loads, wind pressures, snowfall loads and seismic vibration. Intriguing were the capabilities of the software, which allowed for the global stability check of the building in accordance with General Method 6.3.4 of the Eurocode 3, as well as the appropriate checks for the composite elements.

Since the building is to be constructed in an earthquake-prone area, seismic design was executed, in order to exploit the plasticity it was designed for. Remarkable was, the method used instead of the CQC method during the dynamic analysis, with the aim of performing a second order analysis in cases where it was needed due to the seismic loads. The design was also extended to the connections of the joints studied, for the main members of the structure.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτέρως, τον Καθηγητή κ. Παύλο Θανόπουλο για την συνεχή και εμπειριστατωμένη επίβλεψη που παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες προς την εταιρία ERGOCAD για την χορήγηση της φοιτητικής άδειας του λογισμικού Consteel, η συμβολή του οποίου υπήρξε καθοριστική για την ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

Ευχαριστώ τους φίλους και συμφοιτητές, Θάνο, Αρίστο και Αλέξανδρο με τους οποίους πορευθήκαμε μαζί και συνεργαστήκαμε άψογα κατά την διάρκεια της φοίτησής μας.

Ευχαριστώ θερμά, τους γονείς μου Ιλεάνα και Παναγιώτη, οι οποίοι αποτέλεσαν την κύρια έμπνευση και το στήριγμά μου για την ολοκλήρωση των σπουδών μου.

1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Στόχος της διπλωματικής εργασίας, ήταν η άρτια εφαρμογή των γνώσεων που αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια των φοιτητικών σπουδών και ο εμπλουτισμός αυτών, τόσο για την αξιοποίησή τους σε επίπεδο μελέτης με πρόγραμμα που χρησιμοποιείται στην αγορά εργασίας, όσο και για την απόκτηση καλύτερης εποπτείας σε ένα ολοκληρωμένο θέμα δομοστατικού μηχανικού, τα οποία θα αποτελούσαν εφόδια σε εργασιακό περιβάλλον.

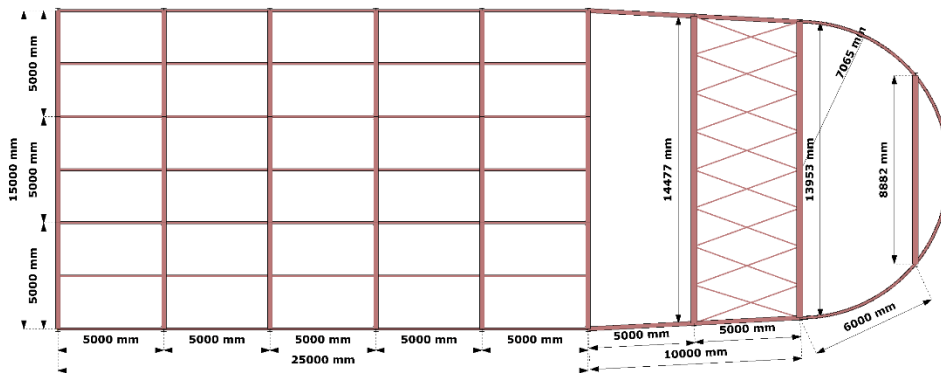
1.2 Αντικείμενο μελέτης

Πρόκειται για την μελέτη δώροφου σύμμικτου κτιρίου σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα με σκοπό την στέγαση γραφείων. Στην κατασκευή προβλέπεται να τοποθετηθεί γυάλινη πρόσοψη περιμετρικά αυτής αλλά και γυάλινη οροφή σε μέρος της στέγης. Η ανάλυση και το προσομοίωμα της κατασκευής έγιναν με τη βοήθεια του προγράμματος Consteel 13 το οποίο είχε ενσωματωμένους τους Ευρωκώδικες 1,3,4 και 8, σύμφωνα με τους οποίους έγινε η μελέτη. Μέρος της εργασίας, αποτέλεσε η πλήρης αξιοποίηση των δυνατοτήτων του λογισμικού, όσο αναφορά την ανάλυση και διαστασιολόγηση. Γι' αυτό όπου ήταν δυνατό έγιναν απαραίτητες παραδοχές για την εξαγωγή αποτελεσμάτων.

2. Περιγραφή έργου

2.1 Γεωμετρία φορέα

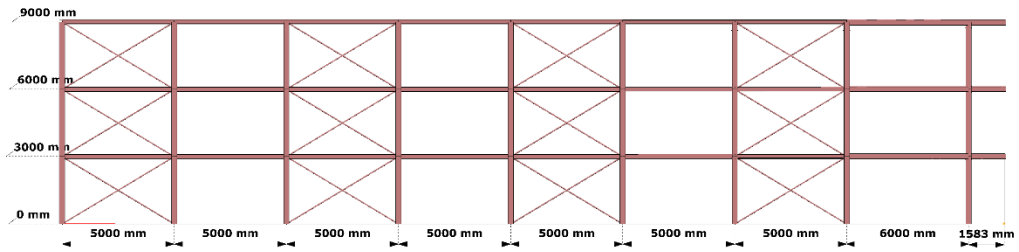
Το κτίριο δύο ορόφων πρόκειται να κατασκευαστεί στην Ελλάδα και πιο συγκεκριμένα στο νομό Αττικής.



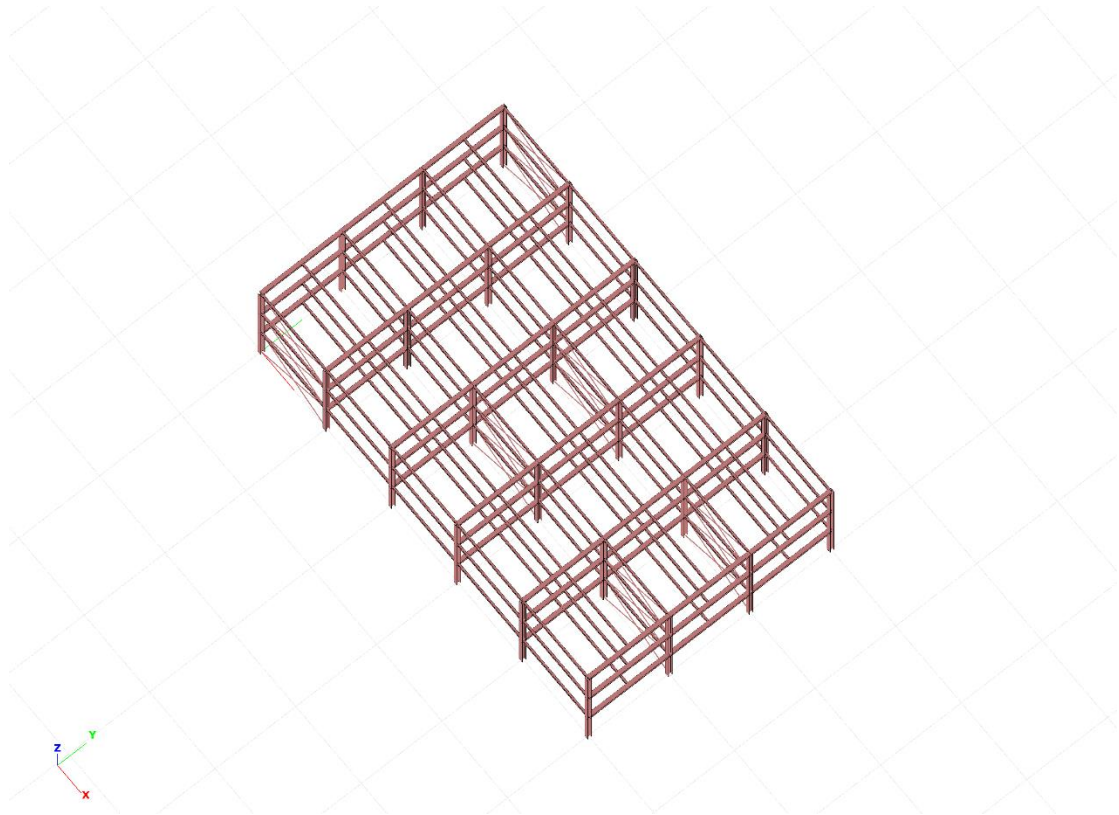
Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου

Η κάτοψη του κτιρίου καταλαμβάνει 598m^2 και στα $2/3$ της είναι ορθογωνική πλευρών $15 \times 25\text{m}$ ενώ το υπόλοιπο $1/3$ της αποτελούν ένα τραπέζιο (καθώς υπάρχει μια ελαφρά κλίση της τάξεως των 3°) και ένα ημικύκλιο ακτίνας $7,065\text{m}$. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 9m ενώ το ύψος κάθε ορόφου 3m . Το ορθογωνικό του τμήμα χωρίζεται σε ανοίγματα των 5m και στις δύο διευθύνσεις και σ' αυτό προβλέπεται να διαστρωθούν σύμμικτες πλάκες για κάθε όροφο.

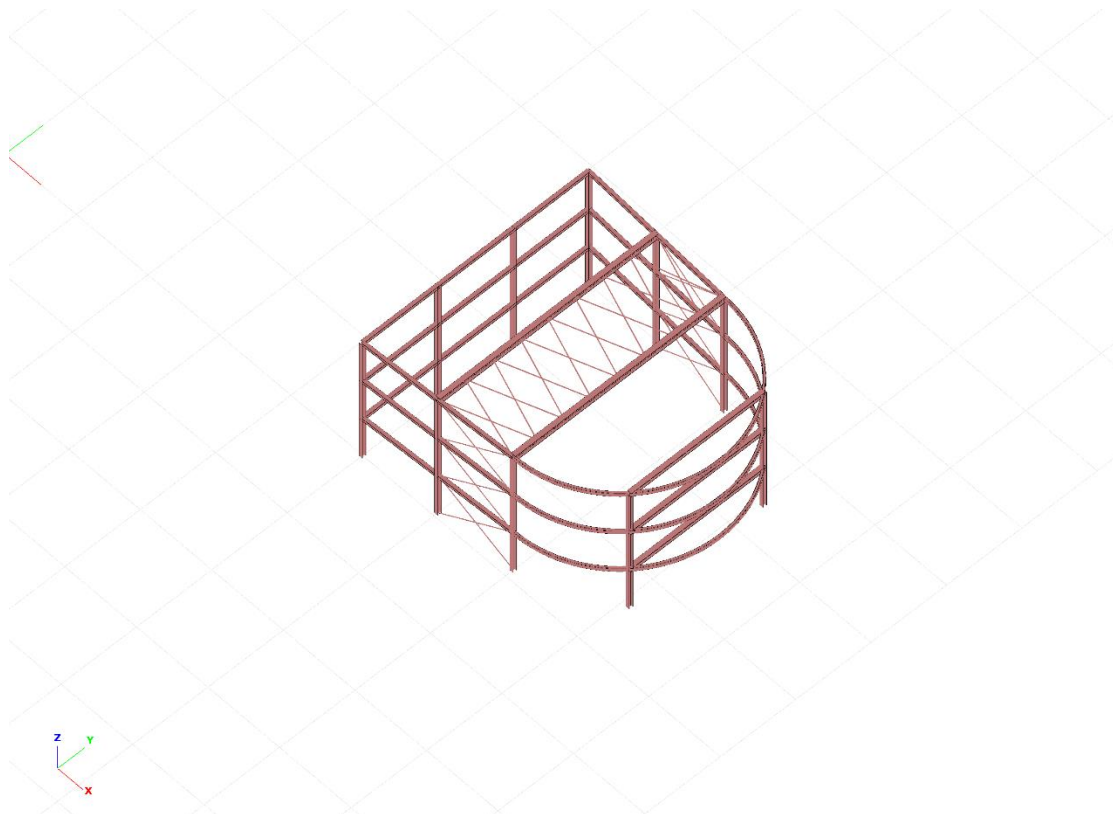
Στο μη κανονικό τμήμα πρόκειται να τοποθετηθεί γυάλινη μη βαθιά στέγη λόγω αρχιτεκτονικής άποψης. Καθώς προορίζεται για χώρος υποδοχής και δεν έχουν τοποθετηθεί υποστυλώματα στο εσωτερικό του, εκεί υπάρχουν ανοίγματα της τάξεως των $5, 6, 14,5, 14$ και 9m στην άλλη διεύθυνση όπως φαίνεται και στην κάτοψη. Περιμετρικά θα τοποθετηθεί γυάλινη πρόσοψη σε όλο το κτίριο, εκτός από το ισόγειο του ορθογωνικού μέρους το οποίο προορίζεται για χώρο στάθμευσης.



Σχήμα 2.2: Πλάγια όψη κτιρίου



Σχήμα 2.3: Ορθογωνικό τμήμα

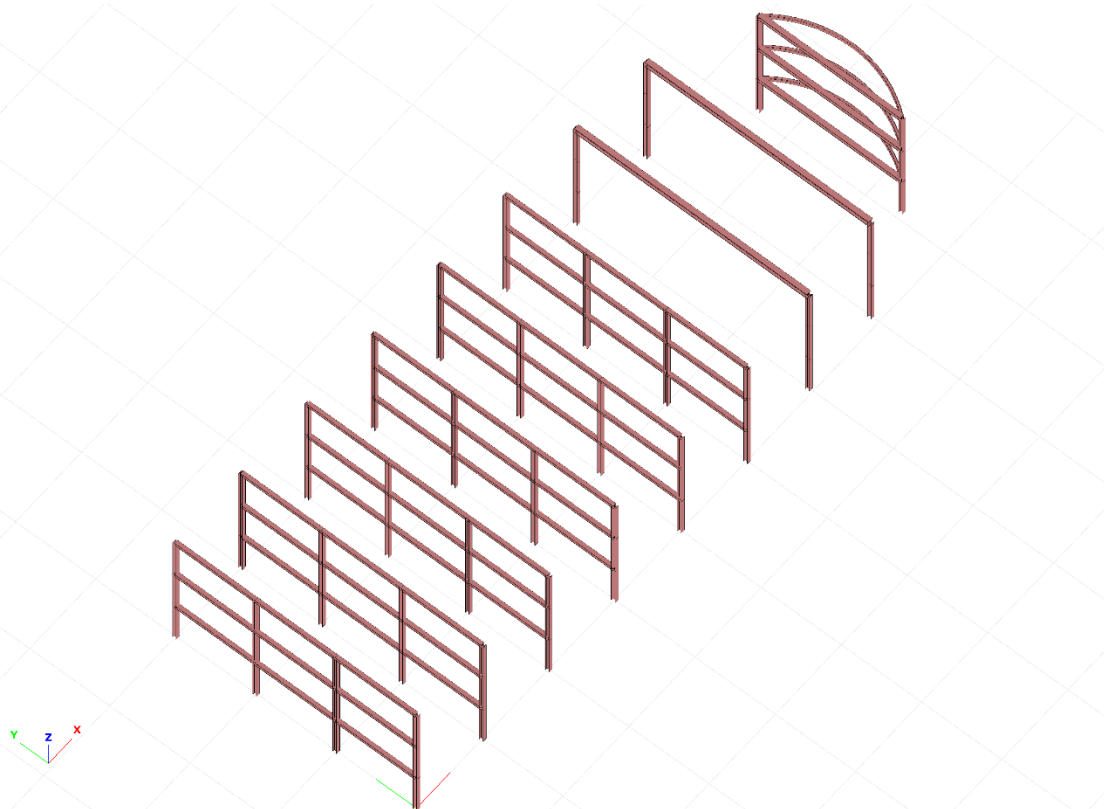


Σχήμα 2.4: Μη κανονικό τμήμα

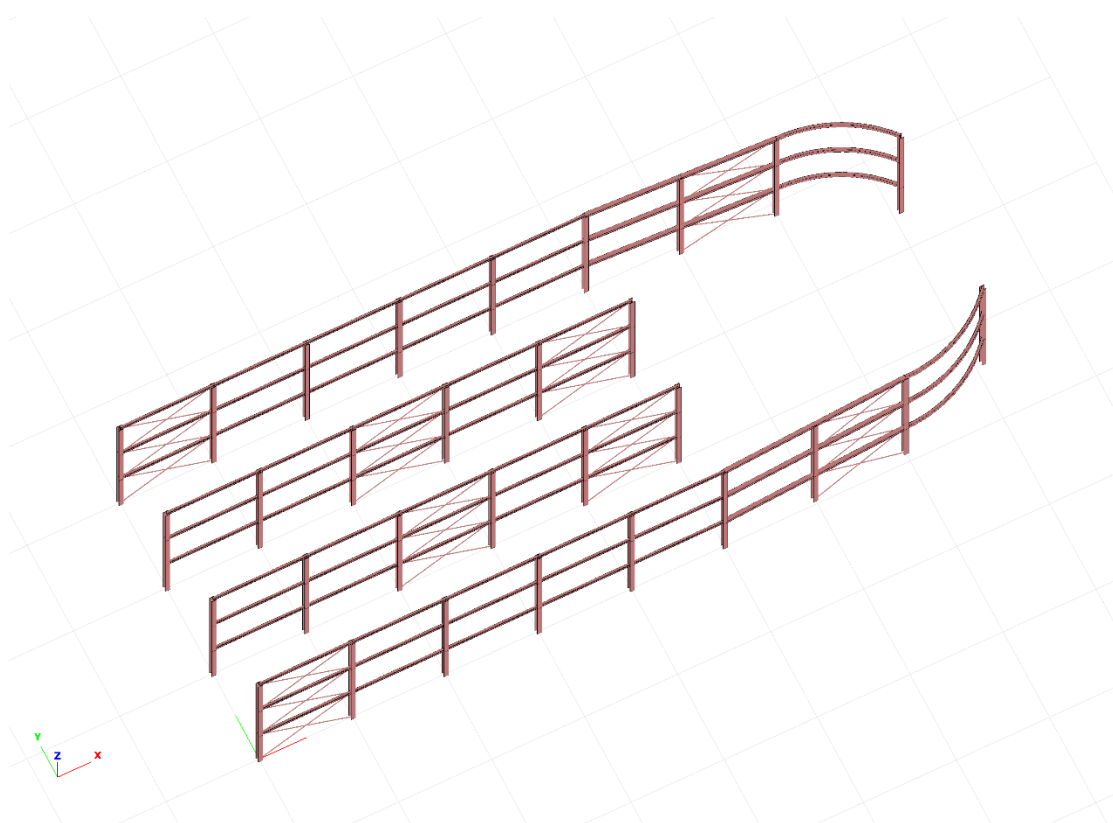
2.1.1 Φέροντα στοιχεία

Το κτίριο αποτελείται από πλαίσια ανοίγματος των 5m και στις δύο διευθύνσεις όσον αφορά μέρος της κατασκευής που προβλέπεται επίστρωση σύμμικτης πλάκας και πλαίσια με άλλη διάταξη στο υπόλοιπό του. Κύριοι φορείς αποτελούν τα πλαίσια ροπής που τρέχουν κατά μήκος της κατασκευής, τα οποία χαρακτηρίζονται έτσι επειδή οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματά τους είναι συνδέσεις ροπής. Η επιλογή αυτής της μορφής πλαισίων έγινε διότι παρουσιάζουν καλύτερη κατανομή των καμπτικών ροπών και μικρότερες παραμορφώσεις για οριζόντιες δυνάμεις στην διεύθυνση που λειτουργούν, γεγονός που τα καθιστά κατάλληλα για μια κατασκευή με γυάλινη πρόσοψη η οποία πρέπει να παρουσιάζει χαμηλή παραμορφωσιμότητα, καθότι το γυαλί είναι υλικό ευαίσθητο σε μεγάλες μετακινήσεις. Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τα φέροντα στοιχεία των πλαισίων είναι διατομές διπλού ταυ της σειράς HEB για τα υποστυλώματα προσανατολισμένες κατάλληλα έτσι ώστε να αξιοποιείται ο ισχυρός άξονάς τους εντός του πλαισίου, καθώς και διατομές της σειράς HEA για τις δοκούς.

Στην άλλη διεύθυνση τα πλαίσια χαρακτηρίζονται αμφιαρθρωτά, καθώς οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Για τον λόγο αυτό, σ' αυτά έχουν τοποθετηθεί κατάλληλοι σύνδεσμοι χιαστί για την δυνατότητα παραλαβής των οριζόντιων δυνάμεων. Για τις δοκούς αυτών των πλαισίων επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ της σειράς IPE αλλά και κοίλες ορθογωνικές διατομές RHS για τα καμπύλα μέλη στην πρόσοψη του κτιρίου οι οποίες επιλέχθηκαν κυρίως για την αποφυγή φαινομένων στρέψης, ιδιαίτερα για αυτές που ανήκουν στον φέροντα οργανισμό της οροφής και στην συνέχεια στις υπόλοιπες για την επιθυμητή ομοιομορφία αλλά και για κατασκευαστικούς λόγους τοποθέτησης των γυάλινων panel στις θέσεις αυτές.



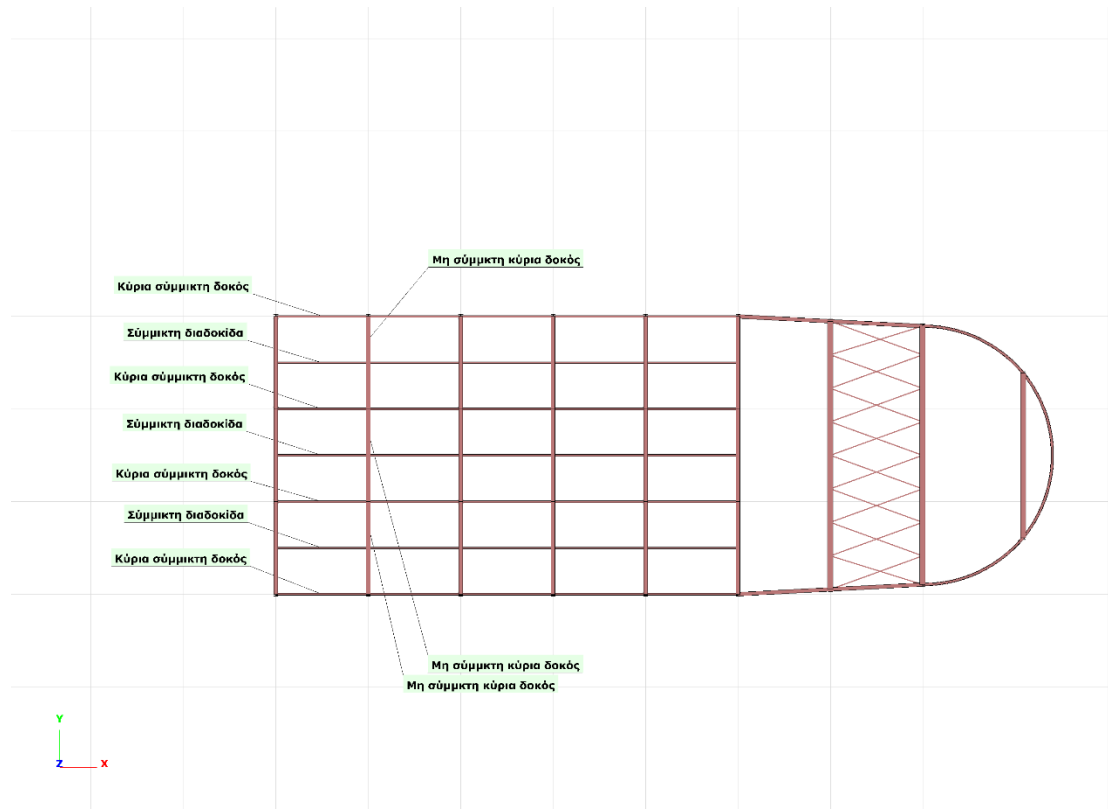
Σχήμα 2.5: Πλαίσια ροής



Σχήμα 2.6: Πλαίσια με χιαστί συνδέσμους

2.1.2 Στατικό προσομοίωμα

Για την παραλαβή των ορθών τάσεων και την επιστροφή της πλάκας σκυροδέματος στους ορόφους, χρησιμοποιήθηκαν κύριες δοκοί στο ίδιο επίπεδο και στις δύο διευθύνσεις έτσι ώστε να επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία. Παρ' όλα αυτά για λόγους απλότητας και αξιοποίησης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος θεωρήθηκε πως οι κύριες δοκοί στην διεύθυνση των πλαισίων ροπής δεν είναι διατμητικά συνδεδεμένες με την πλάκα, αφού είναι πακτωμένες και στα δύο άκρα, με αποτέλεσμα εκεί να δημιουργούν αρνητικές ροπές και εφελκυσμό στην άνω ίνα της. Γι' αυτές επιλέχθηκε η πλατύπελμη διατομή HEA για την καλύτερη συμπεριφορά σε φαινόμενα λυγισμού εκτός επιπέδου, καθώς δεν εξασφαλίζονται πλευρικά σύμφωνα με την παραπάνω θεώρηση και κατά συνέπεια σύμμικτες θεωρήθηκαν οι αμφιαρθρωτές κύριες δοκοί στην άλλη διεύθυνση. Ακόμη, τοποθετήθηκαν αμφιαρθρωτές διαδοκίδες της σειράς IPE με σύμμικτη λειτουργία ανά 2,5m παράλληλα με τις κύριες σύμμικτες δοκούς, αφενός για την στήριξη του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής και αφετέρου για την μείωση του μήκους λυγισμού των δοκών χωρίς διατμητική σύνδεση στο σημείο σύνδεσης. Στατικά οι διαδοκίδες αναλαμβάνουν μέρος των ορθών τάσεων με σκοπό να το μεταφέρουν στις κύριες δοκούς.

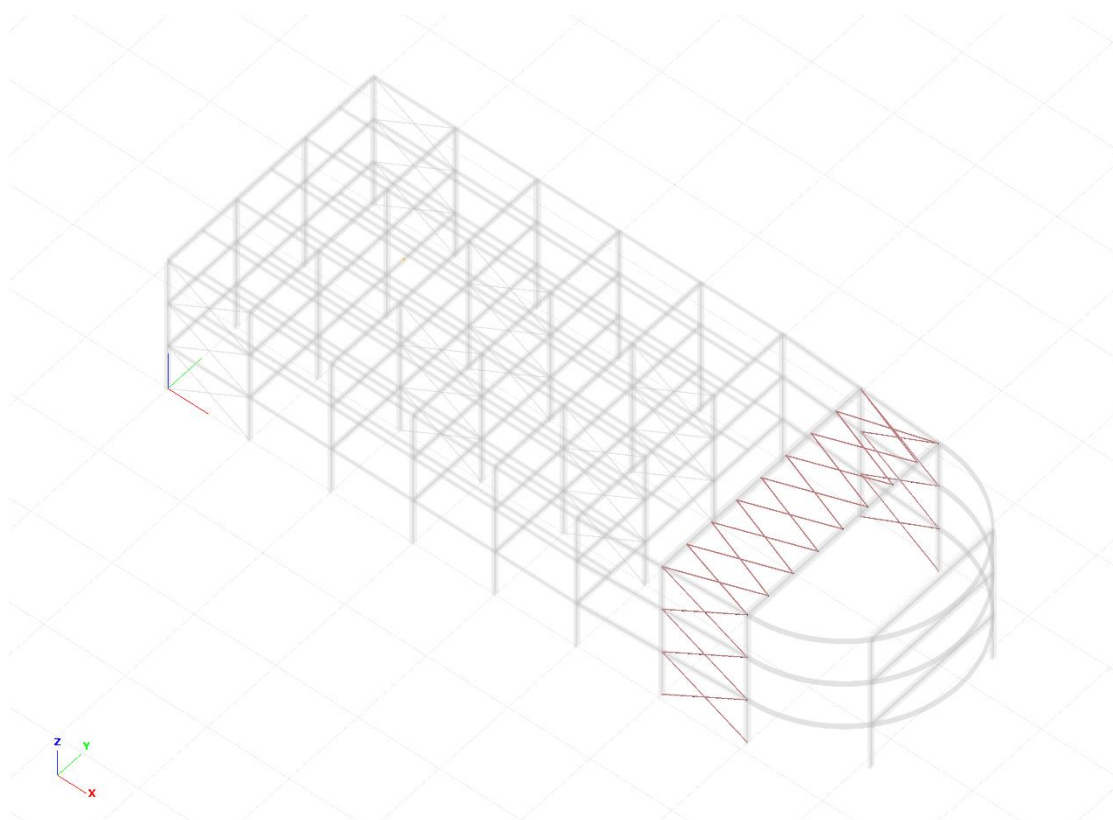


Σχήμα 2.7: Διάταξη δοκών-δίαδοκιδων

Όσο για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων λόγω ανεμικών πιέσεων και σεισμικής διέγερσης, τοποθετήθηκαν, όπως προαναφέρθηκε, κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα κοίλης διατομής θερμής έλασης CHS. Οι σύνδεσμοι τοποθετήθηκαν με την διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 2.6 μετά από δοκιμές, δεδομένου ότι εξασφάλιζαν κέντρο δυσκαμψίας της κατασκευής, που οδηγούσε, όπως θα αναλυθεί και παρακάτω, σε καθολικές ιδιομορφές λυγισμού στις διάφορες φορτίσεις,

οι οποίες δίνουν μια ικανοποιητική εικόνα για την πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Τα μέλη αυτά δεν καταπονούνται από τα κατακόρυφα φορτία και είναι υπεύθυνα για την απορρόφηση ποσοστού της τάξεως 90% των σεισμικών δυνάμεων στην διεύθυνση που λειτουργούν και τη μεταφορά τους στο έδαφος, και επιπλέον για την προσωρινή ευστάθεια που εξασφαλίζουν στα υποστυλώματα στην φάση κατασκευής. Κατά την ανάλυση θεωρήθηκε πως λειτουργεί μόνο το εφελκόμενο μέλος και αγνοείται το θλιβόμενο σε σεισμικά φορτία

Πέρα από τους κατακόρυφους έχει επιλεγεί και μια σειρά οριζόντιων χιαστί συνδέσμων στο ύψος της γυάλινης στέγης, οι οποίοι συνεισφέρουν αρχικά στην ευστάθεια του μη κανονικού μέρους της κατασκευής, μέσω διαφράγματος που δημιουργούν με τους κατακόρυφους σε εκείνη την θέση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8 και έπειτα στην μείωση του μήκους λυγισμού των δοκών που συνδέονται, αφού αυτές δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένες και έχουν μεγάλο μήκος. Στις φορτίσεις κατά την ανάλυση λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά τους μόνο για αυτούς τους λόγους και δεν συμπεριλήφθηκαν στην διαστασιολόγηση, καθώς σχεδιάστηκαν κατάλληλα στο πρόγραμμα.



Σχήμα 2.8: Διάφραγμα κατακόρυφων και οριζόντιων χιαστί

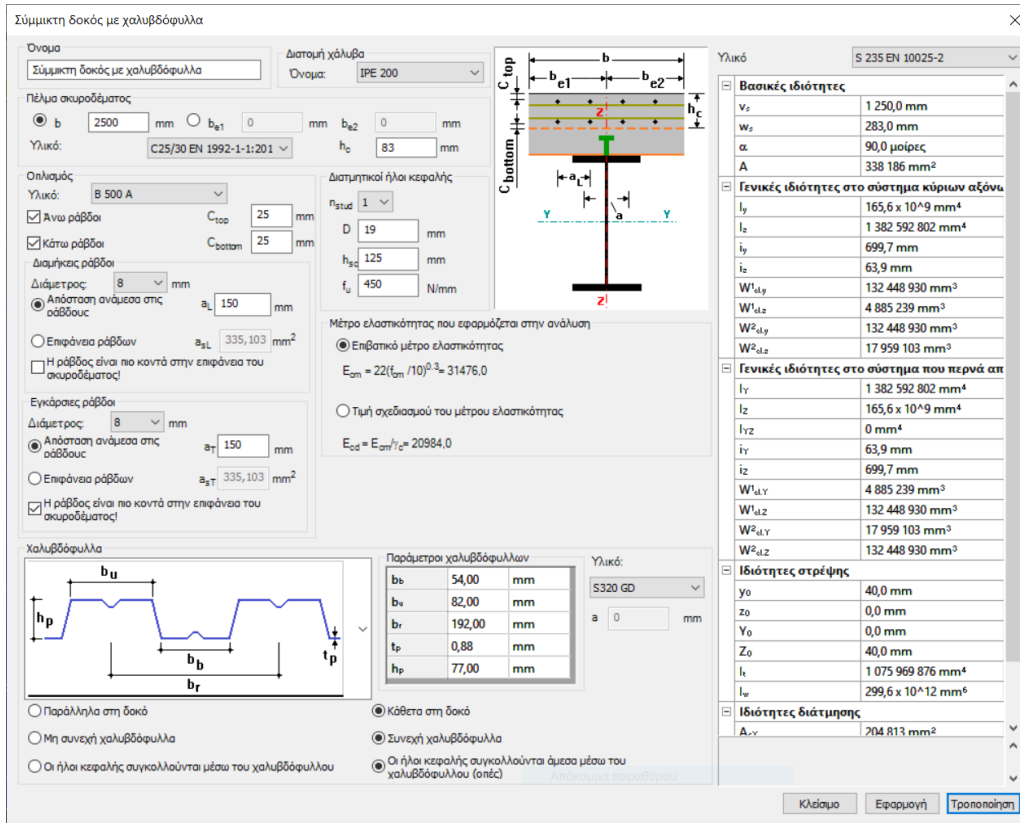
2.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες κατασκευάζονται με την επαρκή διατμητική σύνδεση μεταλλικών δοκών και έγχυτου σκυροδέματος μέσω διατμητικών ήλων, με αποτέλεσμα διατομές με μεγάλες αντοχές σε θλίψη, λόγω παρουσίας σκυροδέματος και σε εφελκυσμό εξαιτίας της διατομής του δομικού χάλυβα. Η λειτουργία των σύμμικτων πλακών στις μεταλλικές κατασκευές είναι πολλαπλής φύσεως. Μέσω αυτής της σύνδεσης, το σκυρόδεμα όντας ικανό να αναλάβει μεγάλα θλιπτικά μόνιμα και ωφέλιμα φορτία, τα μεταφέρει πλέον ασφαλώς στις μεταλλικές δοκούς και στην συνέχεια αυτές στον υπόλοιπο φορέα. Ακόμη εξασφαλίζει πλευρικά το άνω πέλμα των μεταλλικών δοκών χωρίς να κινδυνεύουν πλέον σε πλευρικό λυγισμό. Οι πλάκες συνεισφέρουν όμως και στην μεταφορά των οριζόντιων φορτίων στους συνδέσμους δυσκαμψίας της κατασκευής, καθώς εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία των ορόφων.

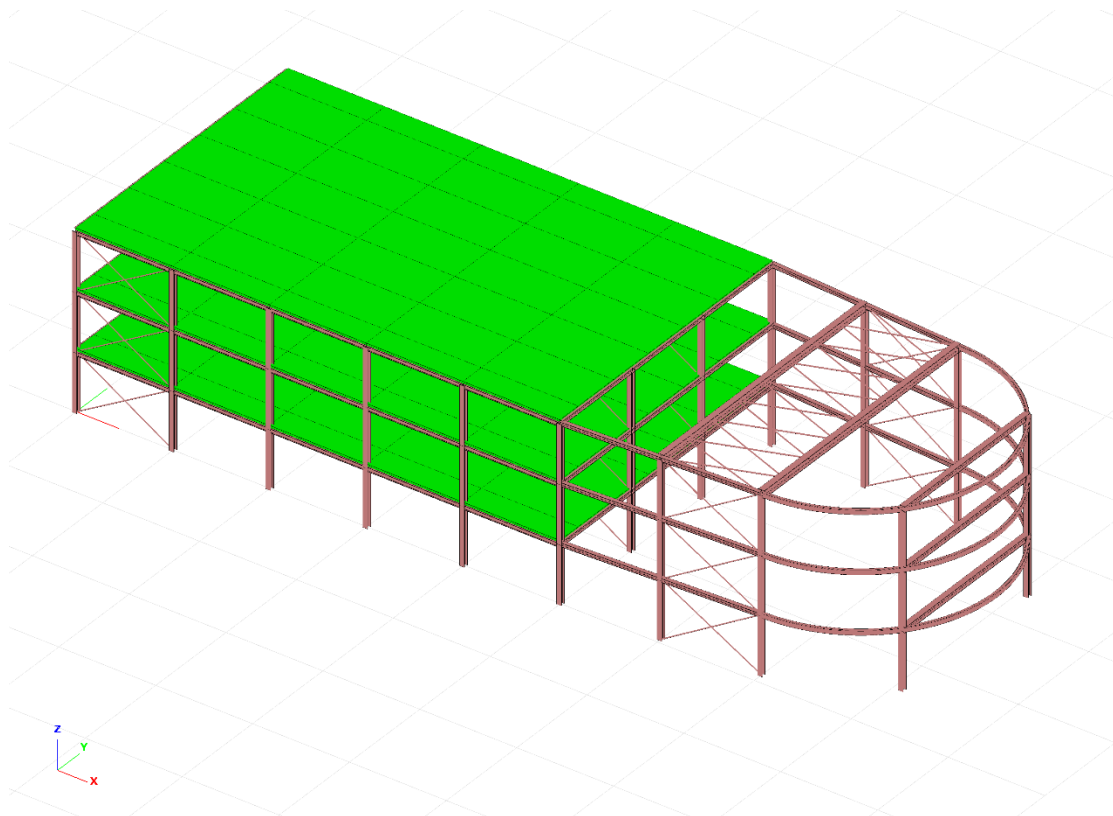
Επιπρόσθετα, στις σύμμικτες πλάκες τοποθετούνται συνήθως διατμητικά panels ή αλλιώς χαλυβδόφυλλα, για την παραλαβή του ίδιου βάρους του σκυροδέματος μέχρι αυτό να πήξει και να επιτευχθεί η διατμητική σύνδεση στην φάση κατασκευής. Λόγω των αυλακώσεων που έχει το χαλυβδόφυλλο συνεισφέρει επίσης μαζί με τους διατμητικούς ήλους στην επαρκή σύνδεση χάλυβα-σκυροδέματος. Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να τοποθετηθούν είτε παράλληλα είτε κάθετα στις σύμμικτες δοκούς, με πιο δημοφιλή την δεύτερη διάταξη εφόσον η πρώτη προϋποθέτει την συγκόλληση απευθείας στην σιδηροδοκό, συνθήκη η οποία περιορίζει το μέγιστο επιτρεπόμενο πάχος του ή την πρόβλεψη οπών στις θέσεις που θα συγκολληθούν οι διατμητικοί σύνδεσμοι. Συνηθίζεται επιπλέον να τοποθετείται χαλαρός οπλισμός χάλυβα στο σκυρόδεμα για να μπορεί να παραλάβει σε κάθε περίπτωση και εφελκυστικές τάσεις για την αποφυγή ρηγμάτωσης.

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε συνεχές χαλυβδόφυλλο Corfarplus 77 της ArcelorMittal με πάχος $t=0,88\text{mm}$, ύψος $h_p=77\text{mm}$ δύο ανοιγμάτων $2,5\text{m}$ υλικού S320 GD τοποθετημένο κάθετα στις δοκούς για πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30 και πάχους $h_c=160\text{cm}$ με επικάλυψη $C_{nom}=25\text{mm}$. Συνεπώς, η διατομή είναι εντός ορίων του EN 1994-1-1 με $h_{min}=90\text{mm}$ και $h_{c,min}=50\text{mm}$. Επιλέχθηκαν επίσης, διατμητικοί ήλοι διαμέτρου $D = 19\text{mm}$ ύψους $h_{sc}=125\text{mm}$ αντοχής $f_u= 450\text{N/mm}^2$ και οπλισμός χάλυβα $\Phi 8/15$ ($A_s=3,351\text{cm}^2 /\text{m}$) για την διατομή του σκυροδέματος. Η μελέτη τόσο στην φάση κατασκευής όσο και στην φάση λειτουργίας, έγιναν στο περιβάλλον του Consteel εκμεταλλευόμενοι το πακέτο του προγράμματος για την διαστασιολόγηση σύμμικτων διατομών.

Παρακάτω παρατίθεται η διατομή στο Σχήμα 2.9 όπως ορίστηκε στο πρόγραμμα με όλα τα απαραίτητα στοιχεία: υλικά, διατομές και αδρανειακά στοιχεία αυτών, προφίλ χαλυβδόφυλλου, ιδιότητες σκυροδέματος, οπλισμός σκυροδέματος, τύπος διατμητικών ήλων κ.α. Χρειάστηκε να δημιουργηθούν τρεις διατομές, δύο για τις ακραίες δοκούς και μια για τις ενδιάμεσες, καθώς είναι απαραίτητη η εισαγωγή του b ή b_{e1} , b_{e2} τα οποία καθορίζουν το πλάτος της πλάκας σκυροδέματος εκατέρωθεν της διατομής και αυτά διαφέρουν ανάλογα με την θέση της δοκού. Το πλάτος αυτό δεν αναφέρεται στο πλάτος επιρροής του σκυροδέματος b_{eff} , απλώς καθορίζει την επιφάνεια του σκυροδέματος στο γραφικό περιβάλλον για τον ορθό υπολογισμό του ίδιου βάρους του. Στο Σχήμα 2.10 φαίνεται ο τελικός φορέας μετά την εισαγωγή των σύμμικτων διατομών και της πλάκας τα οποία διακρίνονται με πράσινο χρώμα, όπως επίσης τα όρια που έχουν οριστεί για τα πλάτη που προαναφέρθηκαν.



Σχήμα 2.9: Σύμμεκτη διατομή



Σχήμα 2.10: Τελικό αριθμητικό μοντέλο

2.3 Δομικά υλικά

2.3.1 Δομικός Χάλυβας

Για όλα τα μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235. Παρακάτω δίνονται στον Πίνακα 2.1, οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες, σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1.

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S235	235	360	215	360

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1:2005, παράγραφος 3.2.6) τα χαρακτηριστικά του χάλυβα ανεξάρτητα της ποιότητάς του δίνονται παρακάτω:

- Μέτρο ελαστικότητας $E=210\text{GPa}$
- Μέτρο διάτμησης $G=81000\text{MPa}$
- Ειδικό βάρος $\gamma=78,5\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson $\nu=0,3$

2.3.2 Σκυρόδεμα

Για τις σύμμικτες πλάκες επιλέχθηκε ποιότητα σκυροδέματος C25/30, για το οποίο δίνονται στον Πίνακα 2.2 οι τιμές των ονομαστικών αντοχών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2.

Πίνακας 2.2: Τιμές αντοχών σκυροδέματος και μέτρου ελαστικότητας

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk\ 0.05}$ (MPa)	$f_{ctk\ 0.95}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
C25/30	25	33	2,36	1,8	3,3	30,5

- f_{ck} : θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών
- f_{ctm} : μέση εφελκυστική αντοχή

- $f_{ctk\ 0.05\ \text{και}\ 0.95}$: χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής. Ποσοστημότητα 5% και 95%
- E_{cm} : μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας

Όσον αφορά το ειδικό βάρος του, αυτό λήφθηκε ως $\gamma=25\text{kN/m}^3$.

2.3.3 Χάλυβας χαλυβδόφυλλων

Για τα χαλυβδόφυλλα χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S320GD + Z, σύμφωνα με τις ευρωπαϊκές προδιαγραφές του EN 10147 για γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα. Στον πίνακα 2.3 δίνονται οι χαρακτηριστικές αντοχές του.

Πίνακας 2.3 Χαρακτηριστικές αντοχές γαλβανισμένων χαλυβδόφυλλων

Ποιότητα Χαλυβδόφυλλου	f_{yp} (MPa)	f_{up} (MPa)
S320GD + Z	320	390

- f_{yp} : όριο διαρροής
- f_{up} : όριο θραύσης

2.3.4 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Επιλέχθηκε χάλυβας B500C για την όπλιση της σύμμικτης πλάκας με χαρακτηριστικό όριο διαρροής $f_{ys}=500\text{MPa}$. Τα κύρια χαρακτηριστικά του είναι ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

2.3.5 Κοχλίες και διατμητικοί ήλοι

Η επιλογή της ποιότητας των κοχλιών έγινε σύμφωνα με την προδιαγραφή ISO R989. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής τους για τις διάφορες ποιότητες δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής κοχλιών

Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

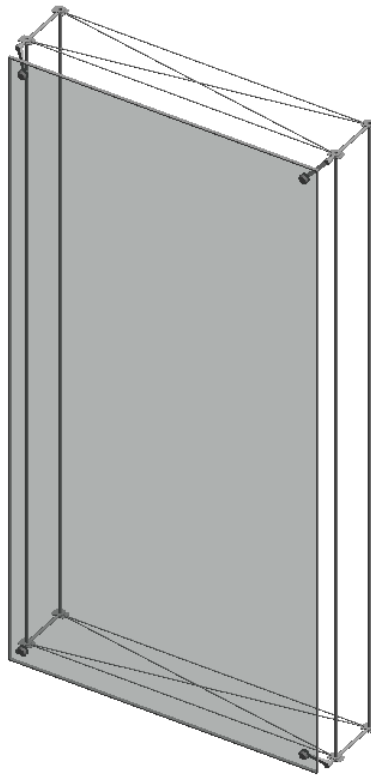
Ο συμβολισμός της ποιότητας καθορίζεται με τον πρώτο αριθμό να εκφράζει ποσοστό 1% της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} και τον δεύτερο τον λόγο f_{yp} / f_{ub} πολλαπλασιασμένο επί 10. Για τους ήλους επιλέχθηκε ποιότητα εφελκυστικής αντοχής 450MPa.

2.3.6 Γυαλί

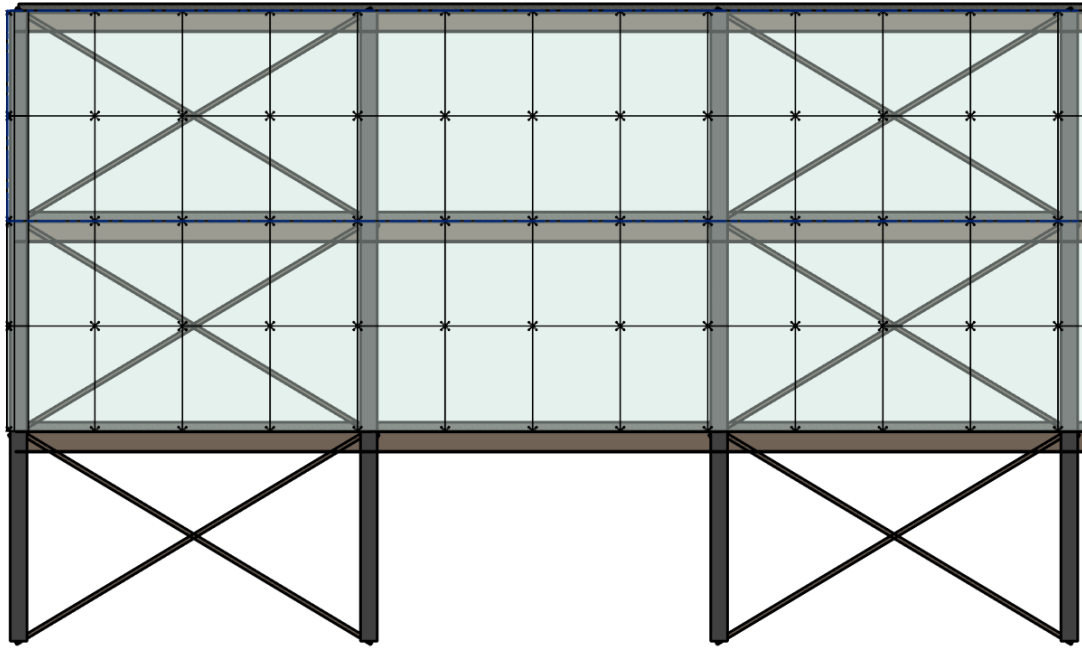
Το γυαλί είναι ένα εύθραυστο υλικό και χαρακτηρίζεται από ψαθυρή αστοχία. Έχει χαμηλή εφελκυστική αντοχή εξαιτίας της φύσης της ατομικής δομής του και της επακόλουθης ευαισθησίας του σε κατασκευαστικά ελαττώματα και την ανικανότητά τους να αντισταθούν στη διάδοση των ρωγμών. Κατά την φόρτιση σε εφελκυσμό, συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά μέχρι την αστοχία, σε αντίθεση με τους δομικούς χάλυβες και κράματα αλουμινίου που έχουν την δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς. Στο γυαλί δεν παρατηρείται ανακατανομή τάσεων και ροπών και η τοπική αστοχία οδηγεί συχνά σε καθολική. Παρ' όλα αυτά, η χρήση του είναι αρκετά διαδεδομένη στο σχεδιασμό σύγχρονων κτιρίων, καθότι προσδίδει στην αισθητική της αρχιτεκτονικής τους, μέσω της διαφάνειας ή αδιαφάνειας που παρέχει με το ίδιο υλικό χωρίς να επηρεάζει την ομοιομορφία της κατασκευής.

Η αντοχή του γυαλιού ποικίλλει σημαντικά ανάλογα με τον συγκεκριμένο κύκλο θέρμανσης και ψύξης, (θερμική επεξεργασία) που εφαρμόζονται στην παραγωγή του με αποτέλεσμα διαφορετικούς τύπους γυαλιού. Στο κτίριο πρόκειται να τοποθετηθεί θερμικώς σκληρυσμένο γυαλί με υψηλή αντοχή. Το πάχος γυαλιού που αποφασίστηκε για την πρόσοψη και για την στέγη είναι 15mm.

Το σύστημα γυάλινης πρόσοψης, πρόκειται να είναι τύπου σημειακής στήριξης υαλοπινάκων με πολλαπλούς βραχίονες και εξαρτήματα 'spider', όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.11. Τα πάνελ είναι διαστάσεων 1,5x1,25m με σκοπό την τοποθέτηση οκτώ σε κάθε φάτνωμα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.12.



Σχήμα 2.11: Γυάλινο πάνελ σημειακής στήριξης με πολλαπλούς βραχίονες



Σχήμα 2.12: Πλάγια όψη μέρους κτιρίου με γυάλινη πρόσοψη

Υπάρχουν αρκετοί τύποι γυάλινων δομών για τοποθέτηση στις γυάλινες προσόψεις κτιρίων στην αγορά και κατά συνέπεια χρειάζεται μελέτη τόσο για τον καθορισμό της βέλτιστης λύσης, όσο και για την ανάλυση της συμπεριφοράς των γυάλινων επιφανειών σε αλληλεπίδραση με τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Στην παρούσα εργασία, εφόσον σκοπός της είναι η κυρίως μελέτη της σύμμικτης κατασκευής, αποφασίστηκε οι γυάλινες επιφάνειες να συμπεριληφθούν στην μελέτη μέσω της συνεισφοράς τους στο ίδιο βάρος της και σε ελέγχους που αφορούν στην λειτουργικότητα.

3. Δράσεις επί της κατασκευής

3.1 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις, που επιβαρύνουν την κατασκευή σε περίοδο αναφοράς κατά την διάρκεια της οποίας το μέγεθός τους παραμένει αμετάβλητο στον χρόνο. Πρόκειται, για όλα τα κατακόρυφα φορτία που της ασκούνται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

3.1.1 Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων

Περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη υποστυλωμάτων, δοκών, διαδοκίδων, συνδέσμων δυσκαμψίας και πλακών σκυροδέματος. Αυτά αναγνωρίζονται αυτόματα από το Consteel σύμφωνα με τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά τους. Το συνολικό ίδιο βάρος του φέροντος οργανισμού μετά την εισαγωγή των τελικών διατομών ανέρχεται στους 395,17t όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1.

Πληροφορίες για το μοντέλο

Ορισμός δεδομένων μοντέλου

Σύμφωνα με το πλήρες μοντέλο Σύμφωνα με την τρέχουσα προβολή

Βασικά δεδομένα

Αριθμός ράβδων	339	Συνολικό βάρος κατασκευής [t]	395,17
Αριθμός στηριξεων	30	Συνολική επιφάνεια για βαφή [m ²]	990,86
		Συνολικό μήκος [m]	1610,81

Όνομα	Μάζα [t]	Επιφάνεια [m ²]	Μήκος [m]
CHS 48.3x2.6	0,272	14,17	93,3
CHS 48.3x3.2	0,331	14,17	93,3
CHS 48.3x4	0,406	14,17	93,3
CHS 60.3x4	0,469	16,09	84,81
HEA 200	2,529	68,38	60
HEA 220	13,609	339,93	270
HEA 280	2,028	42,81	26,65
HEA 400	3,539	54,47	28,43
HEB 240	22,418	375,99	270
RHS 250x150x8	3,072	50,67	66,04
Ακραιοί(αρ) Σύμμικτη δοκός με χαλυ...	30,684		75
Ακραιοί(δεξ) Σύμμικτη δοκός με χαλυ...	30,72		75
Μεσαία Σύμμικτη δοκός με χαλυβδό...	285,096		375

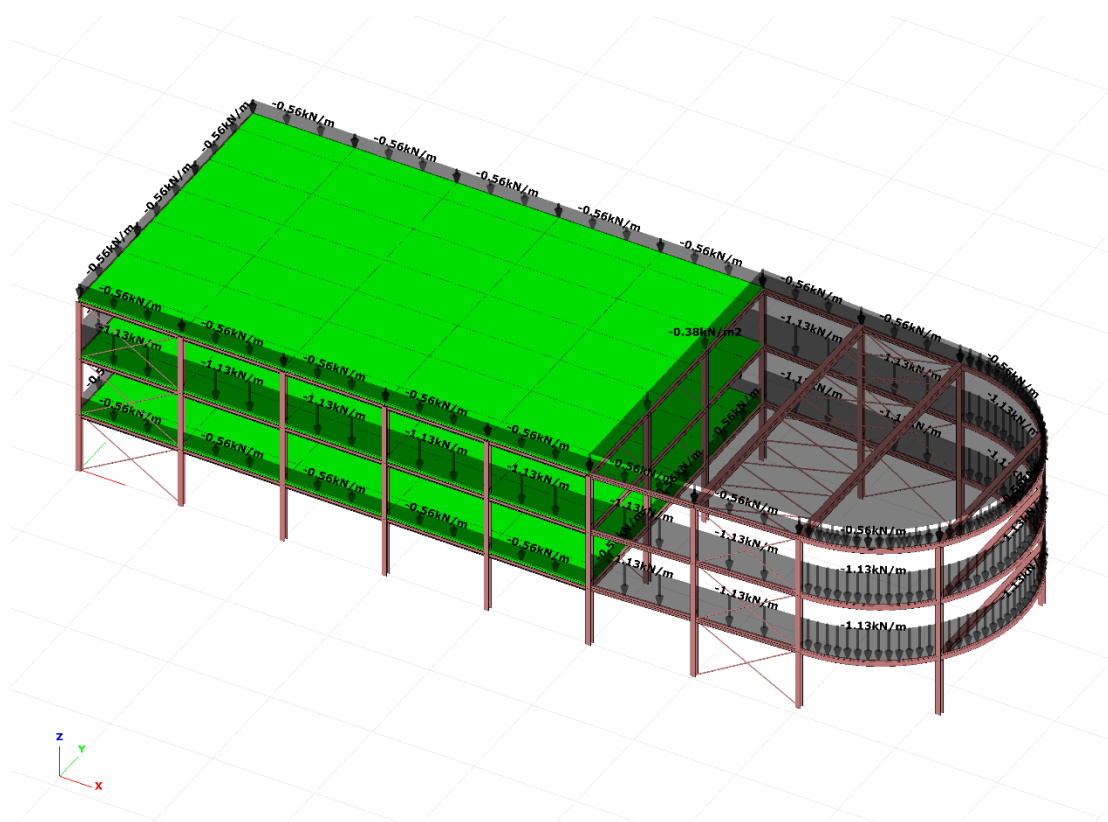
Κλείσιμο

Σχήμα 3.1: Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων από το Consteel

3.1.2 Ίδια βάρη γυάλινης πρόσοψης και οροφής

Το ίδιο βάρος ενός γυάλινου panel πάχους 15mm υπολογίζεται στα $0,375\text{kN/m}^2$. Για την πρόσοψη θεωρήθηκε πως το βάρος τους αναλαμβάνουν οι περιμετρικές δοκοί, με το αντίστοιχο πλάτος επιρροής τους καθ' ύψος. Συνεπώς, για τις περιμετρικές δοκούς 1^{ου} ορόφου και της στέγης με πλάτος επιρροής τα $0,75\text{m}$ υπολογίστηκε γραμμικό καταναμεμημένο φορτίο $0,565\text{kN/m}$, ενώ γι' αυτές του δεύτερου ορόφου με πλάτος επιρροής τα $1,5\text{m}$ το διπλάσιο φορτίο $1,13\text{kN/m}$. Επίσης φορτίστηκαν οι δοκοί 1^{ου} ορόφου οι οποίες θα επιβαρυνθούν με τα γυάλινα panel που χωρίζουν τον χώρο στάθμευσης με την υπόλοιπη κατασκευή, με $0,565\text{kN/m}$ θεωρώντας πως αναλαμβάνουν μόνο το φορτίο από τα 3m και πάνω, εφόσον panels που καταλήγουν στο έδαφος θα στηρίζονται κατάλληλα σε αυτό.

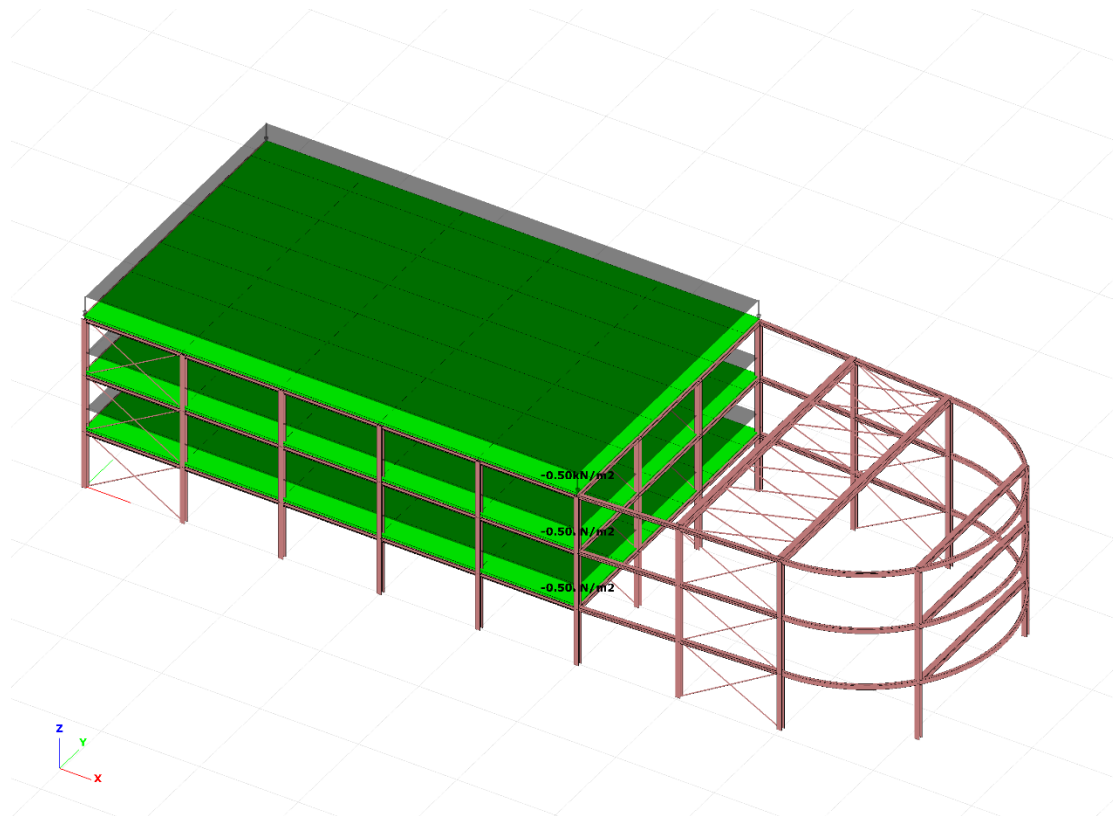
Για το ίδιο βάρος της γυάλινης στέγης, υπολογίστηκε το φορτίο $0,38\text{kN/m}^2$ το οποίο αναλαμβάνουν τα φέροντα στοιχεία που την αποτελούν.



Σχήμα 3.2: Φορτία γυάλινης πρόσοψης και στέγης

3.1.3 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Περιλαμβάνουν επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων, ηλεκτρολογικά δίκτυα, κλιματιστικά και λήφθηκαν ως $0,5\text{kN/m}^2$, επιβαλλόμενα στους ορόφους όπως φαίνεται παρακάτω στο Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

3.2 Μεταβλητές δράσεις

Σ' αυτές εντάσσονται τα επιβαλλόμενα φορτία λόγω λειτουργίας της κατασκευής, τα φορτία χιονιού, ανέμου και θερμοκρασιακών μεταβολών. Στην παρούσα εργασία τα θερμοκρασιακά φορτία αγνοήθηκαν, διότι έδιναν αναξιόπιστα αποτελέσματα στις αναλύσεις που έγιναν λόγω της απαραίτητης παρουσίας διαφραγμάτων που εισάχθηκαν στο αριθμητικό μοντέλο, τα οποία δεν επέτρεπαν την αξονική εκτόνωση που προκαλούσαν οι θερμοκρασίες στις ράβδους στο εσωτερικό τους.

3.2.1 Επιβαλλόμενες δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων κλπ. Λόγω της φύσης τους δεν είναι δυνατή η εξακρίβωση του μεγέθους και της θέσης τους, γι' αυτό ο προσδιορισμός τους γίνεται στατιστικά και οι χαρακτηριστικές τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1 οι χώροι σύμφωνα με την χρήση τους κατατάσσονται σε κατηγορίες οι οποίες διακρίνονται στον Πίνακα 3.1, καθώς και οι αντίστοιχες τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.1 Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	<p>Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία.</p> <p>Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες,</p>
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p>

		C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτιρίων

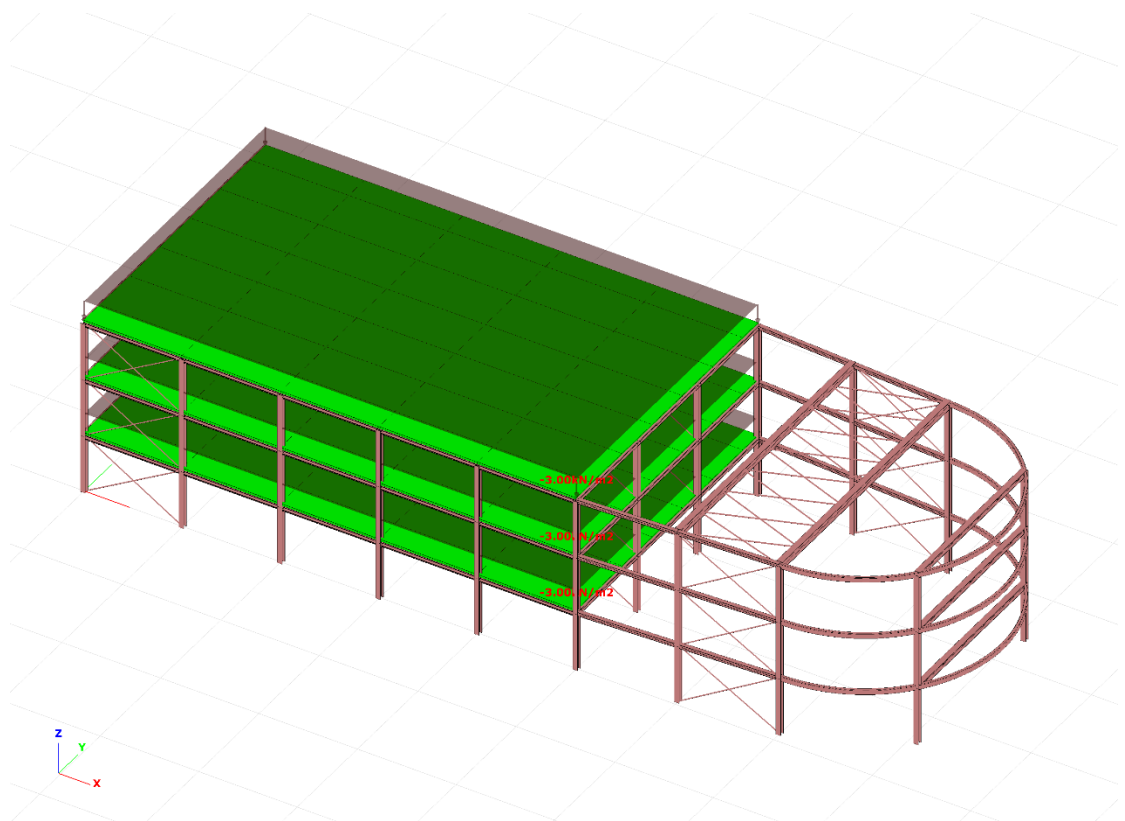
Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A		
- Δάπεδα	1,5 έως 2,0	2,0 έως 3,0
- Σκάλες	2,0 έως 4,0	2,0 έως 4,0
- Μπαλκόνια	2,5 έως 4,0	2,0 έως 3,0
Κατηγορία B	2,0 έως 3,0	1,5 έως 4,5
Κατηγορία C		
- C1	2,0 έως 3,0	3,0 έως 4,0
- C2	3,0 έως 4,0	2,5 έως 7,0 (4,0)
- C3	3,0 έως 5,0	4,0 έως 7,0
- C4	4,5 έως 5,0	3,5 έως 7,0
- C5	5,0 έως 7,5	3,5 έως 4,5
Κατηγορία D		
- D1	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0 (4,0)
- D2	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0

Η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία B (χώροι γραφείων) του Πίνακα 3.1 και σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 για τα επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα οι αποδεκτές τιμές είναι από 2 έως 3kN/m². Η μελέτη επιλέχθηκε να γίνει με 3kN/m² υπέρ της ασφαλείας. Όσον αφορά τις στέγες αυτές κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με τον πίνακα 3.3.

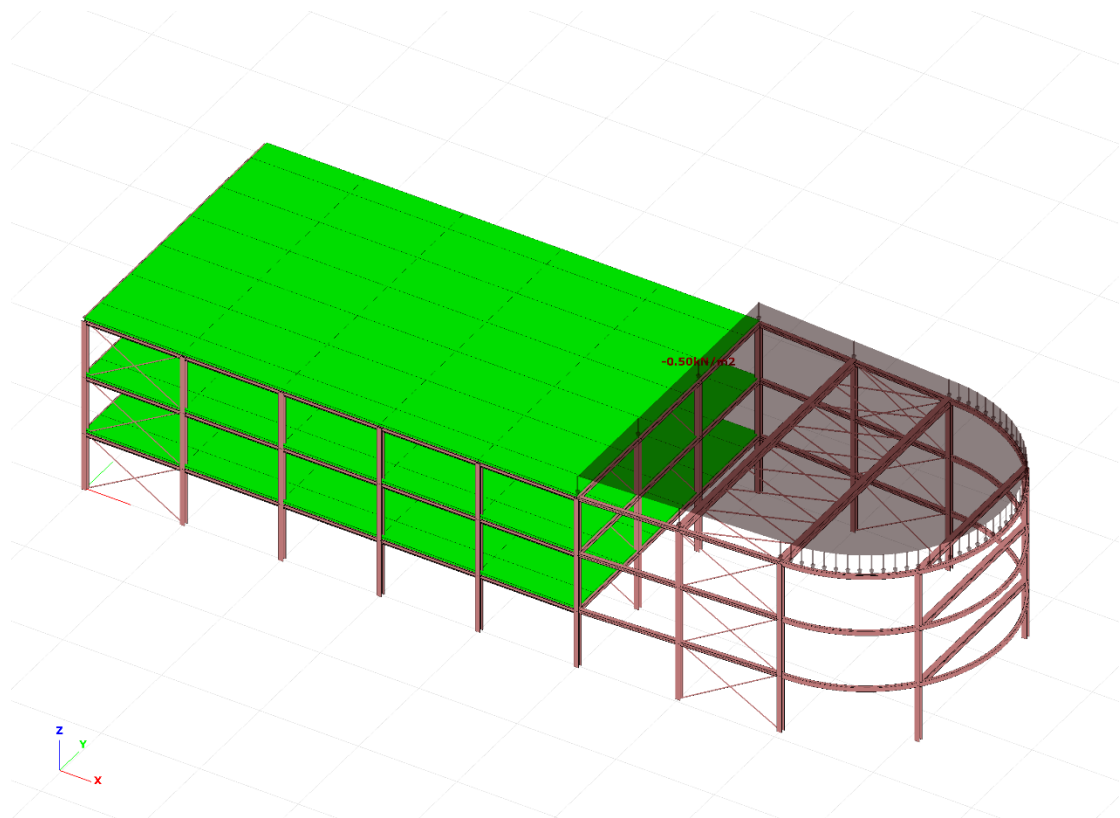
Πίνακας 3.3: Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Στο κτίριο προβλέπεται η κατασκευή στέγης κατηγοριών I και H. Επιλέγονται η πρώτη λόγω της βατής στέγης με πλάκα σκυροδέματος και η δεύτερη λόγω της μη βατής στέγης από γυαλί. Στον EN 1991 αναφέρεται πως για τις στέγες κατηγορίας I χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες τιμές του Πίνακα 3.2, δηλαδή 3kN/m^2 ενώ για την κατηγορία H είναι αποδεκτές οι τιμές από 0 έως 1kN/m^2 κατανεμημένο σε μια επιφάνεια A που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το A είναι 10m^2 , στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης. Στη μελέτη επιλέχθηκε φορτίο $0,5\text{kN/m}^2$ επιβαλλόμενο σε όλη την επιφάνεια της μη βατής στέγης το οποίο όμως δεν δρα ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.



Σχήμα 3.4: Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων και βατής στέγης



Σχήμα 3.5: Επιβαλλόμενα φορτία μη βατής στέγης

3.2.2 Φορτίο Χιονιού

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται τόσο από την κλίση της στέγης όσο και από το υψόμετρο και προσανατολισμό του έργου, ενώ η πυκνότητά του χιονιού, μέσω της οποίας υπολογίζεται το φορτίο του, βασίζεται στον βαθμό συμπύκνωσής του στην εκάστοτε θέση. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν, μπορεί να είναι, ο άνεμος λόγω της ανακατανομής που μπορεί να προκαλέσει, αλλά και οι ανακατανομές που εμφανίζονται εξαιτίας διαφυγών θερμότητας του κτιρίου.

Ο υπολογισμός έγινε σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-3, στον οποίο αναγράφονται κατάλληλες παράμετροι και μορφές φόρτισης που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση.

Το φορτίο χιονιού προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$a) \quad s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad \text{για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές} \quad (3.1)$$

$$b) \quad s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad \text{για τυχνηματικές καταστάσεις} \quad (3.2)$$

όπου:

μ_i Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

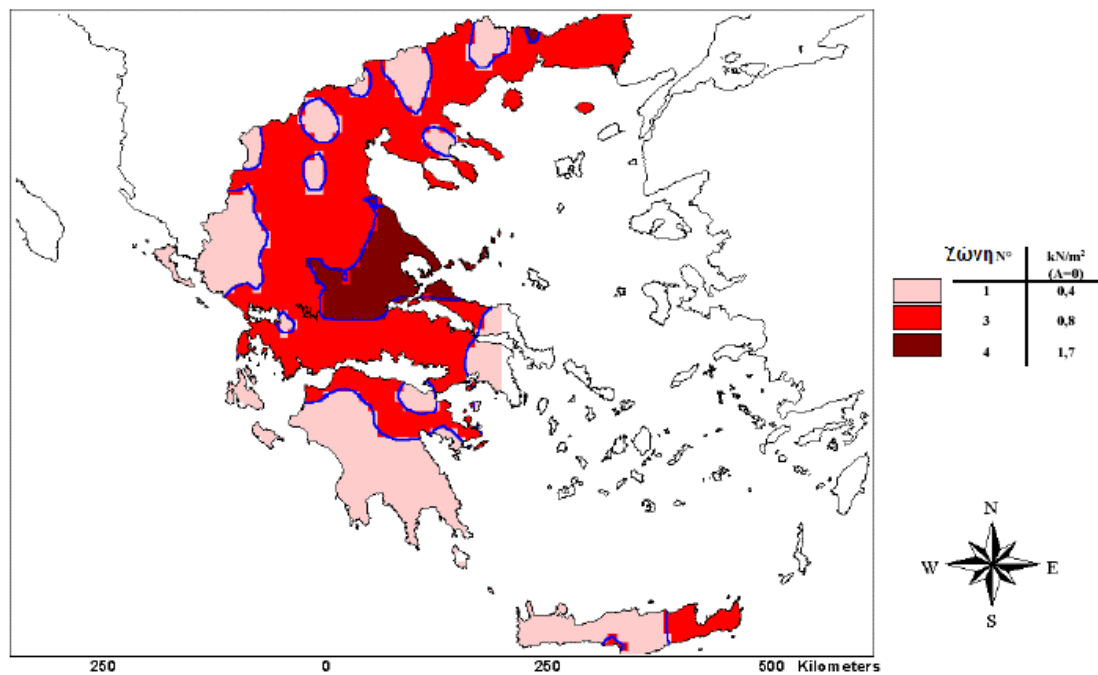
- s_k Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- s_{Ad} Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία
- C_e Ο συντελεστής εκθέσεως ο, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1,00
- C_t Ο θερμικός συντελεστής, λήφθηκε απλοποιητικά και υπέρ τις ασφαλείας ίσος με 1,00

Το s_k δίνεται απ' την σχέση: $s_k = s_{k,0} \cdot (1 + (A/917)^2)$ (3.3)

όπου:

- A Το υψόμετρο της τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m
- $s_{k,0}$ Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας, δηλαδή για $A=0$

Στο Παράρτημα C του EN 1991-1-3 δίνονται οι τιμές του $s_{k,0}$ για την Ελλάδα σύμφωνα με τις παρακάτω ζώνες:



Σχήμα 3.6 Φορτίο χιονιού στην Ελλάδα στο ύψος στάθμης της θάλασσας

- Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4kN/m^2$)
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8kN/m^2$)
- Ζώνη IV ($s_{k,0} = 1,7kN/m^2$)

Θεωρείται πως το κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στον νομό Αττικής σε υψόμετρο 300m, ο οποίος ανήκει στην Ζώνη ΙΙΙ, επομένως παίρνουμε $s_{k,0} = 0,8kN/m^2$ και $s_k = 0,8 \cdot (1 + (300/917)^2) = 0,885kN/m^2$. Για τον συντελεστή σχήματος του φορτίου χιονιού μ_i η στέγη θεωρείται μονοκλινής με μηδενική κλίση, οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4 για $\alpha=0^\circ$ προκύπτει η τιμή 0,8. Επομένως το τελικό φορτίο χιονιού υπολογίζεται ως: $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,71kN/m^2$.

Πίνακας 3.4: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	--

3.2.3 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου έχουν βασικό ρόλο στον σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών, καθώς αποτελούν πολλές φορές βάση στις φορτίσεις κατά την ανάλυση, ανεξάρτητα από τον αριθμό ορόφων. Πιο συγκεκριμένα, σε ένα κτίριο με γυάλινη πρόσοψη όπως το εξεταζόμενο, τα ανεμικά φορτία μαζί με τα σεισμικά είναι αυτά που συνήθως καθορίζουν την ποσότητα του απαιτούμενου υλικού προς τοποθέτηση στην πρόσοψη και άρα επηρεάζουν το τελικό συνολικό κόστος. Αυτό συμβαίνει, αφενός λόγω της σύνθετης καταπόνησης και ταλαντώσεων που μπορούν να προκαλούν στις κατασκευές σε όλες τις όψεις τους και αφετέρου, εξαιτίας της συχνότητας που εμφανίζονται στην διάρκεια ζωής ενός έργου.

Κύρια παράμετρος για τον καθορισμό των ανεμικών δράσεων είναι η ταχύτητα του ανέμου και ειδικότερα η μέγιστη ταχύτητα ή αλλιώς ριπή, που προβλέπει ο σχεδιασμός στην διάρκεια ζωής του έργου. Παρακάτω παρουσιάζονται επιγραμματικά οι παράγοντες εκ των οποίων εξαρτώνται τα μεγέθη της ανεμικής ταχύτητας και πίεσης.

- Η γεωγραφική θέση
- Η φυσική θέση
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις της κατασκευής
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

3.2.3.1 Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού ανεμικών φορτίων

Οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-4 κατά το οποίο αναφέρονται τα παρακάτω:

Η βασική ταχύτητα του ανέμου θα υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.4).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.4)$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτείνεται ίσος με 1,00)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτείνεται ίσος με 1,00)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και θα προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.5)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.5)$$

όπου:

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους(για επίπεδο έδαφος ίσος με 1,00)

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{max} \end{aligned} \quad (3.6)$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0II})^{0.07} \quad (3.7)$$

όπου:

z_{0II} είναι ίσο με 0,05m

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.5

z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200m

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$I_v(z) = I_z(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3.8)$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού(προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, που δίνεται στον Πίνακα 3.5

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται ως:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.9)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία

και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

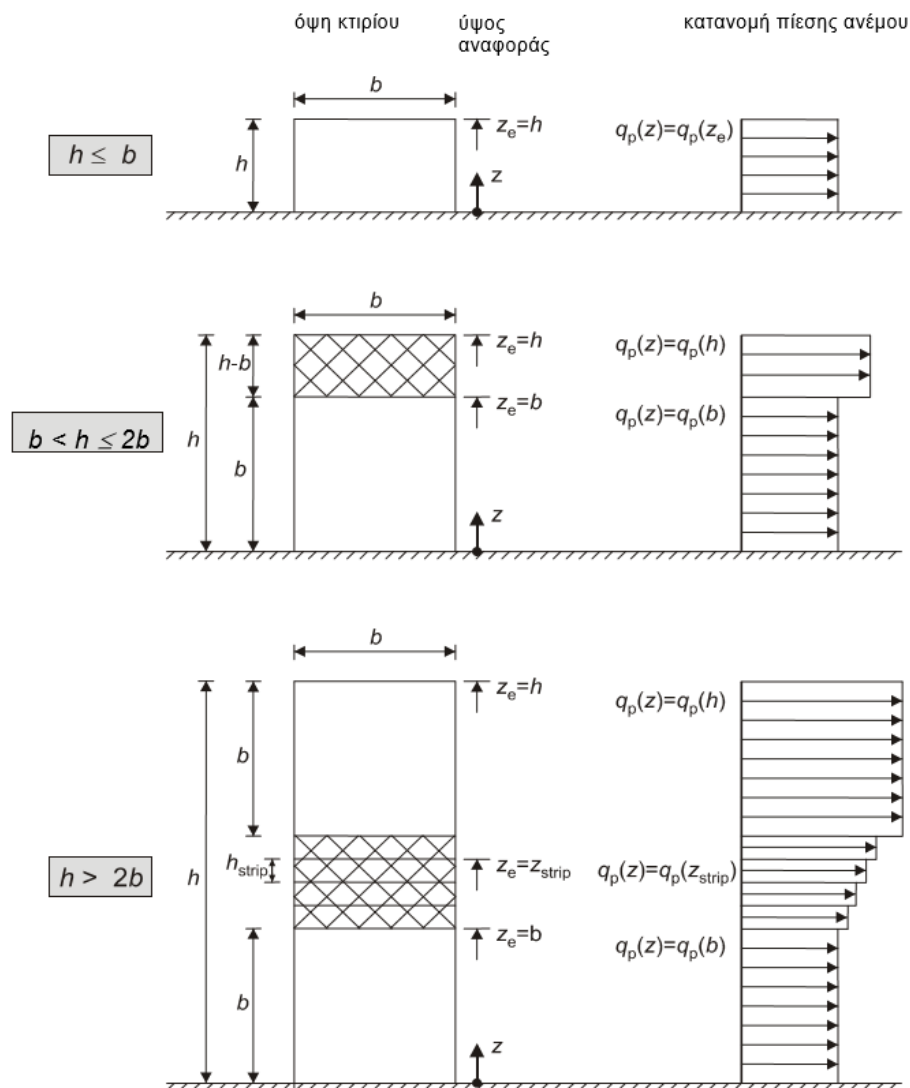
$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (3.10)$$

q_b είναι η βασική πίεση

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.11)$$

Παρακάτω δίνονται στο Σχήμα 3.7 τα ύψη αναφοράς z_e για προσήνεμους τοίχους ορθογωνικής κάτοψης, τα οποία εξαρτώνται από την αναλογία ύψους h και πλάτους b του κτιρίου.



Σχήμα 3.7: Ύψος αναφοράς, z_e , συνάρτησι των h και b και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

Σύμφωνα με τα παραπάνω:

- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από $2b$ μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b , ένα ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω ύψους ίσου με b , και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} .

Το εξεταζόμενο κτίριο ανήκει στην πρώτη περίπτωση, επομένως κατανομές πιέσεων για τους προσήνεμους τοίχους υπολογίστηκαν για z_e ίσο με το ύψος του κτιρίου.

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες w_e λαμβάνεται από την Εξίσωση (3.12).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.12)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, w_i , λαμβάνεται από την Εξίσωση (3.13)

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.13)$$

όπου:

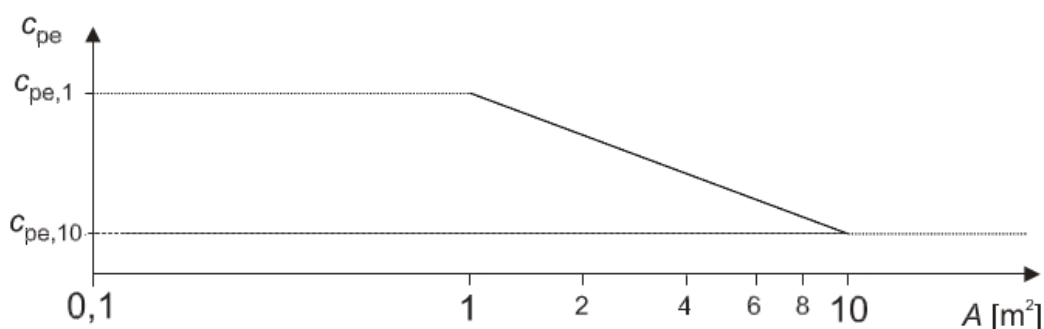
$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Στο Σχήμα 3.8 δίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A , το οποίο στηρίζεται στα παρακάτω ενδεχόμενα:

- i. $c_{pe} = c_{pe,1}$ για $A \leq 1m^2$
- ii. $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$ για $1m^2 \leq A \leq 10m^2$
- iii. $c_{pe} = c_{pe,10}$ για $A \geq 10m^2$

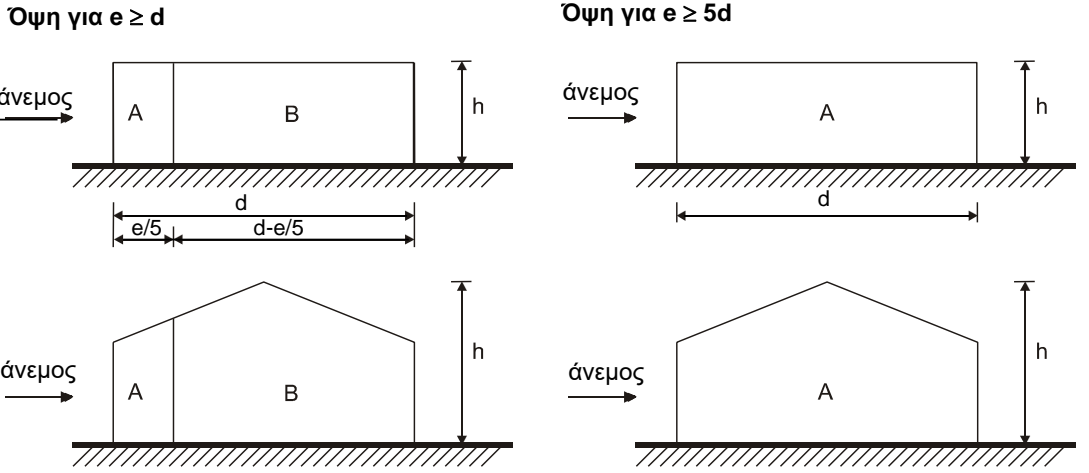
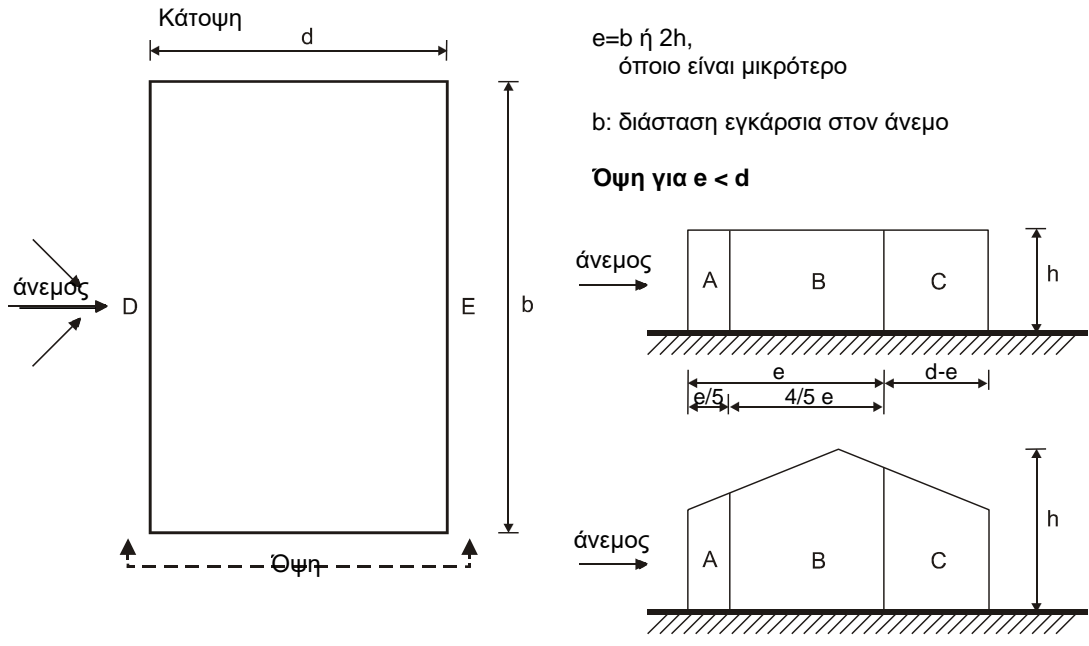


Σχήμα 3.8: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

Οι τιμές $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ χρησιμοποιούνται για τις ορθογώνιες διευθύνσεις ανέμου 0° , 90° , 180° , 270° . Αυτές οι τιμές αντιπροσωπεύουν τις πλέον δυσμενείς τιμές που προκύπτουν σε ένα εύρος της διεύθυνσης του ανέμου $\theta = \pm 45^\circ$ και από τις δύο πλευρές της αντίστοιχης ορθογώνιας διεύθυνσης.

Ο τελικός υπολογισμός των συντελεστών πίεσης για τους προσήνεμους τοίχους, γίνεται με την χρήση προτεινόμενων τιμών από το ευρωπαϊκό πρότυπο, οι οποίες εξαρτώνται από τον λόγο h/d και κατανέμουν την φόρτιση σε κατάλληλες ζώνες, όπου h το ύψος του κτιρίου και d η πλευρά του κτιρίου παράλληλη στην εκάστοτε διεύθυνση του ανέμου όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9 και τον Πίνακα 3.6.

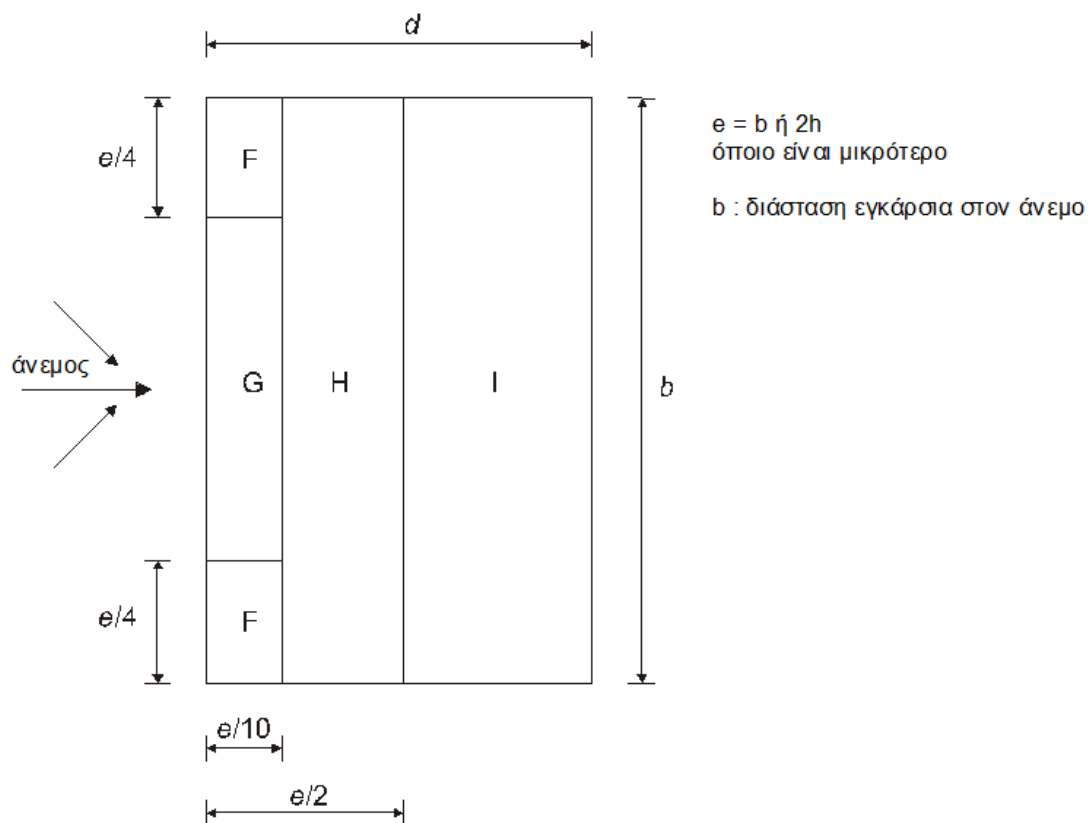
Όσο για τις στέγες, ακολουθείται παρόμοια διαδικασία ανάλογα τον τύπο της στέγης, εν προκειμένω οριζόντιας με αιχμηρά άκρα, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.10 και τον Πίνακα 3.7.



Σχήμα 3.9: Σχήμα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.6: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+1,0	-0,8	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+1,0	-0,8	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+1,0	+0,7	-0,3	



Σχήμα 3.10: Σχήμα για οριζόντιες στέγες

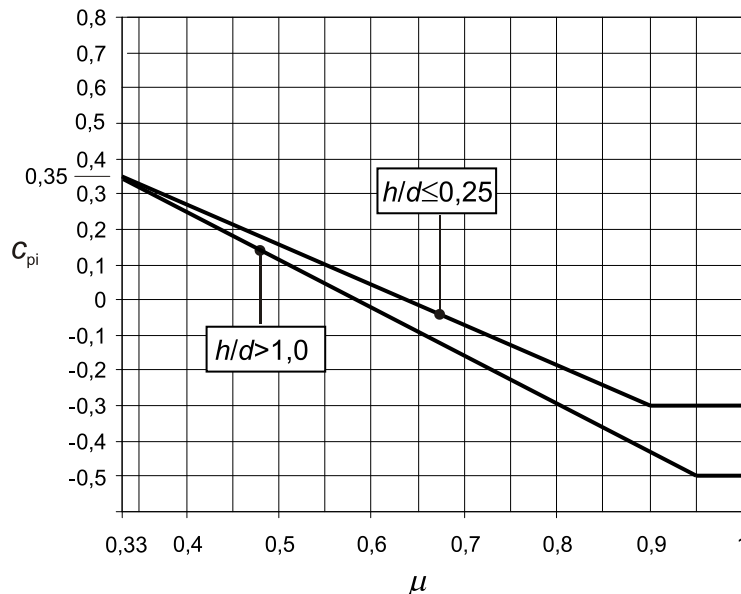
Πίνακας 3.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες με αιχμηρά άκρα

Τύπος Στέγης	Ζώνη							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θα θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων θα λαμβάνεται υπόψη για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων και άλλων δρόμων διαρροής. Για κτίρια με ανοίγματα θα πρέπει να προσδιορίζεται η δεσπόζουσα πλευρά, η οποία ορίζεται ως η πλευρά που η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi} θα προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.11, και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το

βάθος του κτιρίου, h/d , και του ποσοστού των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , το οποίο θα προσδιορίζεται από την Εξίσωση (3.14):



Σχήμα 3.11: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

$$\mu = \frac{\sum_{\text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή 0}}}{\sum_{\text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}}} \quad (3.14)$$

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη, η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το C_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

Στο κτίριο που μελετήθηκε, καθώς υπάρχουν ανοίγματα στο ισόγειο αλλά όχι κάποια δεσπόζουσα πλευρά, θεωρήθηκε συντηρητικά και υπέρ της ασφαλείας η τελευταία μέθοδος, λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο τιμές (+0,2 και -0,3) με κατάλληλο τρόπο στο πρόγραμμα ανάλυσης όπως θα εξηγηθεί παρακάτω.

3.2.3.2 Υπολογισμός ανεμικών φορτίων

Το κτίριο θεωρήθηκε πως βρίσκεται στην κατηγορία εδάφους II (Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5, επομένως υπολογίζονται τα $z_0=0,05m$ και $z_{min}=2m$. Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής είναι $v_{b,0}=27m/s^2$ και το $z_e=9m$, άρα σύμφωνα με την σχέση (3.4) υπολογίζεται η βασική ταχύτητα του ανέμου ως:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 27m/s^2$$

Ο συντελεστής εδάφους k_r υπολογίζεται από την σχέση (3.7):

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} = 0.19$$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ απ' την σχέση (3.6) ως:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,9866$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$ από την σχέση (3.5) ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 26,63987 \text{ m/s}$$

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σύμφωνα με την σχέση (3.8):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_e(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,192569$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.9):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,04 \text{ kPa}$$

Ενδεικτικά θα υπολογιστούν τα ανεμικά φορτία για την διεύθυνση 0° του ανέμου και στην συνέχεια σε συμφωνία με το Consteel, θα παρουσιαστούν και οι υπόλοιπες διευθύνσεις.

Από το Σχήμα 3.9 εκτιμάται το:

$$e = \min(b; 2h) = \min(15; 18) = 15 \text{ m} < d = 42 \text{ m}$$

Άρα:

$$\frac{h}{d} = 0,214 \leq 0,25$$

Επομένως σύμφωνα με τον Πίνακα 3.6, δίνονται στον Πίνακα 3.8 οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης αλλά και οι αντίστοιχες εξωτερικές πιέσεις στις ζώνες A,B,C,D και E, των κατακόρυφων τοίχων για φορτιζόμενες επιφάνεια μεγαλύτερη των 10 m^2 .

Πίνακας 3.8 Συντελεστές c_{pe} και εξωτερικές πιέσεις w_e κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου 0°

Ζώνες	c_{pe}	$q_p(z_e)$	w_e
A	-1,2	+1,04	-1,25
B	-0,8	+1,04	-0,83
C	-0,5	+1,04	-0,52
D	+0,7	+1,04	+0,73
E	-0,3	+1,04	-0,31

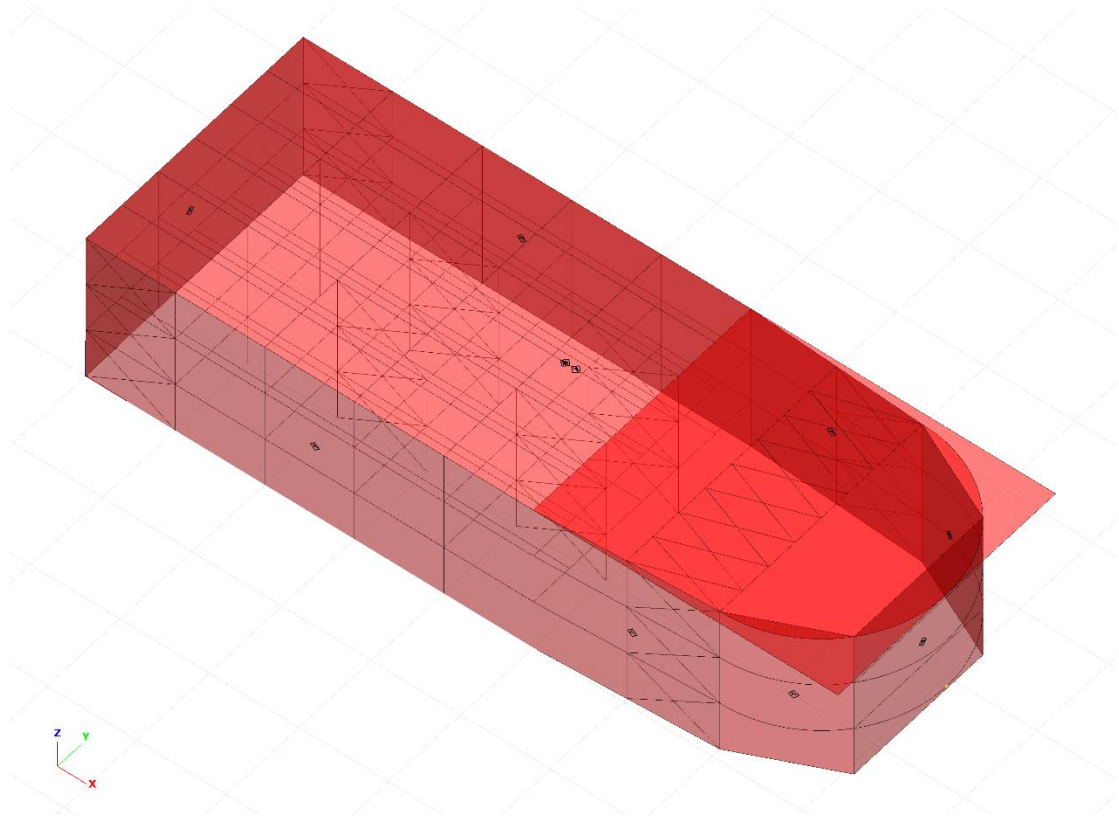
Αντίστοιχα στον Πίνακα 3.9 για τις ζώνες F,G,H και I για την οριζόντια στέγη όπως ορίζονται Πίνακα 3.7.

Πίνακας 3.9: Συντελεστές c_{pe} και εξωτερικές πιέσεις w_e οριζόντιας στέγης με αιχμηρά άκρα για διεύθυνση ανέμου 0°

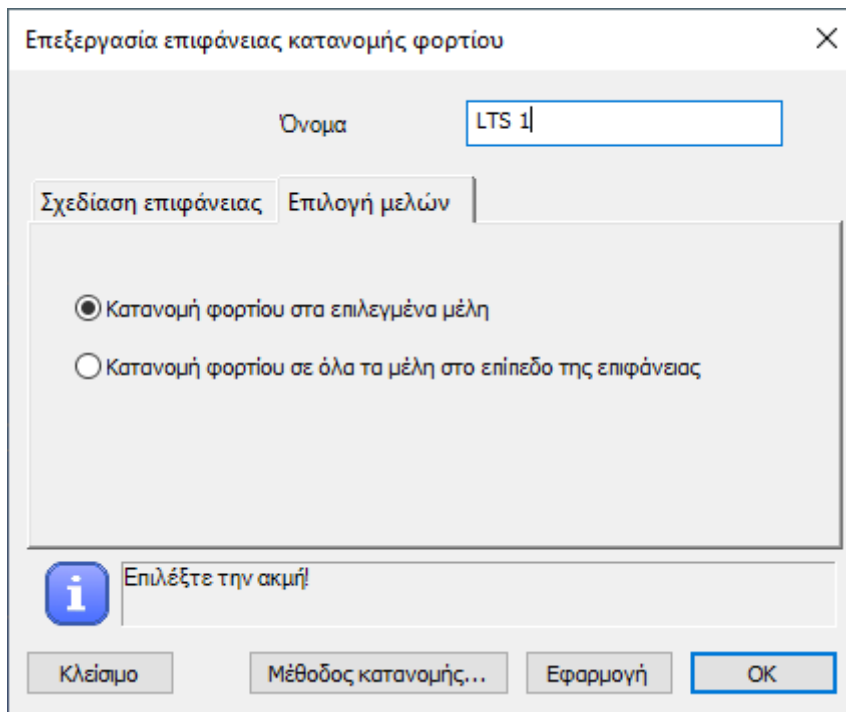
Ζώνες	c_{pe}	$q_p(z_e)$	w_e
F	-1,8	+1,04	-1,875
G	-1,2	+1,04	-1,25
H	-0,7	+1,04	-0,73
I	+0,2	+1,04	+0,21
	-0,2		-0,21

3.2.3.3 Προσομοίωση και επαλήθευση ανεμικών δράσεων στο consteel

Το Consteel δίνει την δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού των ανεμικών φορτίων στην κατασκευή σύμφωνα με τα πρότυπα του EN 1991-1-4. Για να ξεκινήσει η διαδικασία πρέπει να δημιουργηθούν οι κατάλληλες επιφάνειες κατανομής φορτίων για τους κατακόρυφους τοίχους και την στέγη όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.12. Κατά την δημιουργία αυτών των επιφανειών δίνεται η δυνατότητα επιλογής των δομικών στοιχείων τα οποία θα παραλάβουν τα φορτία της κάθε επιφάνειας, εν προκειμένω τα υποστυλώματα σε κάθε περίπτωση (Σχήμα 3.13). Αξίζει να σημειωθεί πως οι καμπύλες δοκοί του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου στην πρόσοψη της κατασκευής δεν φορτίστηκαν με ανεμικά φορτία καθώς δεν αποτελούσαν κατακόρυφες επιφάνειες. Επίσης για την δημιουργία της επιφάνειας κατανομής φορτίου της οροφής, έγινε η υπόθεση υπέρ της ασφαλείας, του ελάχιστου ορθογωνίου που την περικλείει εφόσον οι πίνακες συντελεστών εξωτερικών φορτίων ορίζονται μόνο για ορθογωνικές κατόψεις.

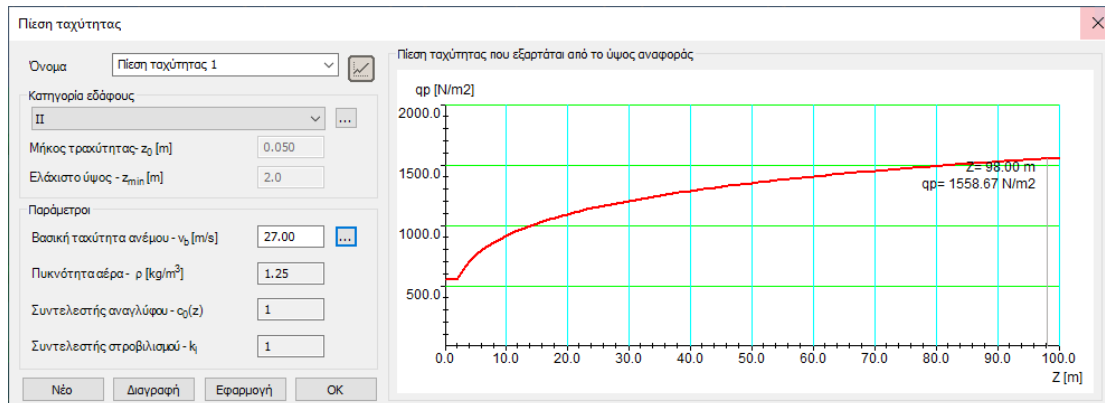


Σχήμα 3.12: Επιφάνειες κατανομής ανεμικών φορτίων



Σχήμα 3.13: Κατανομή φορτίου σε επιλεγμένα μέλη

Στην συνέχεια, έγινε εισαγωγή των βασικών παραμέτρων όπως: κατηγορία εδάφους, βασική ταχύτητα ανέμου συντελεστής ανάγλυφου, πυκνότητα αέρα και συντελεστής στροβιλισμού.



Σχήμα 3.14: Εισαγωγή βασικών παραμέτρων πίεσης ταχύτητας

Έπειτα ορίστηκαν οι συντηρητικές τιμές που προαναφέρθηκαν στο προηγούμενο υποκεφάλαιο για τις εσωτερικές πιέσεις στο παράθυρο που φαίνεται στο σχήμα 3.15.

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για την διεύθυνση του ανέμου		
	Περίπτωση 1	Περίπτωση 2
$C_{pi,0}$	+0.200	-0.300
$C_{pi,90}$	+0.200	-0.300
$C_{pi,180}$	+0.200	-0.300
$C_{pi,270}$	+0.200	-0.300

Χρήση εναλλακτικών συντελεστών εσωτερικής πίεσης

Σχήμα 3.15: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Ακολούθως χρειάστηκε να οριστούν και οι γεωμετρικές παράμετροι όπως: διεύθυνση ανέμου, ύψος κατασκευής, μήκη κάθετης και παράλληλης πλευράς στην εισαχθείσα διεύθυνση καθώς και το εμβαδό φόρτισης, το οποίο ορίζεται αυτόματα στην τιμή των $10m^2$ σε περίπτωση που η επιφάνεια καταλαμβάνει ίσο ή μεγαλύτερο εμβαδό για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών C_{pe} .

Δημιουργία φορτίων ανέμου - γεωμετρικές παράμετροι

Όνομα: Γεωμετρικές παράμετροι 1

Διευθύνσεις της κύριας διεύθυνσης ανέμου ($\Xi=0^\circ$) στο καθολικό σύστημα: +X

Διαστάσεις κτιρίου για την κύρια διεύθυνση ανέμου

παράλληλα - d_0 [m]: 42

κάθετα - b_0 [m]: 15

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m²]: 10

Επίπεδο εδάφους - Z [m]: 0

Εφαρμογή OK

Σχήμα 3.16: Γεωμετρικές παράμετροι ανεμικών φορτίων

Παρακάτω, παρουσιάζονται τα φορτία που δημιουργήθηκαν για τους κατακόρυφους τοίχους από την παραπάνω διαδικασία για κάθε διεύθυνση και ενδεικτικά για την διεύθυνση 0° τα φορτία μαζί με εσωτερικές πιέσεις. Κάθε πλευρά του κτιρίου με αλλαγή κλίσης, θεωρήθηκε προσήνεμη λόγω της απόκλισης που έχει η γεωμετρία του με ορθογωνική κάτοψη. Στα Σχήματα 3.17 και 3.18 διακρίνεται επαλήθευση των υπολογισμών που έγιναν στο χέρι για άνεμο στην διεύθυνση 0° σύμφωνα με τον Πίνακα 3.8.

Προβολή ζώνης για τον άνεμο

Σταθερή παράμετρος

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m]: 10

Ύψος κτιρίου - h [m]: 9

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου

Διεύθυνση ανέμου: 0 b [m]: 15 e [m]: 15

Κύρια διεύθυνση: 0 d [m]: 42 h/d: 0.214286

Σχηματική απεικόνιση ζωνών

Όψη: Τοίχος πλευρικά

Τυπικές τιμές Cpe πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.1

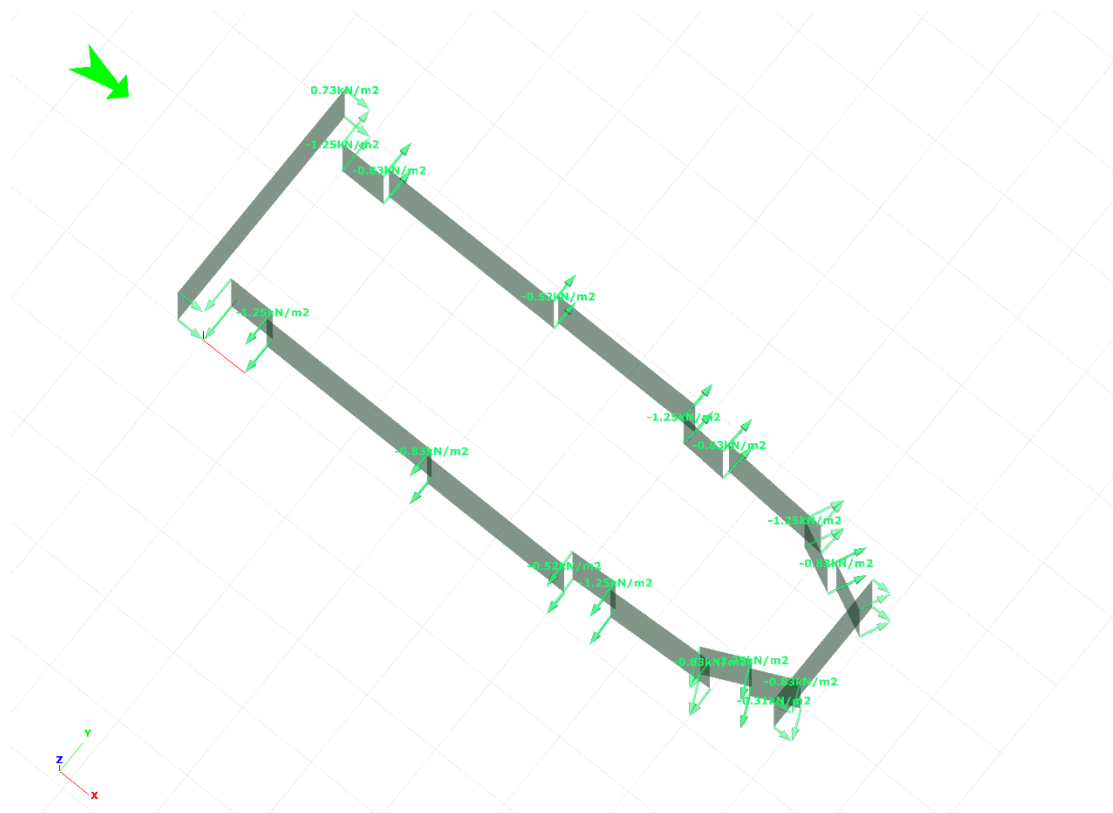
h/d	A,10	A,1	B,10	B,1	C,10	C,1	D,10	D,1	E,10	E,1
0.250	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	0.7	1.0	-0.3	-0.3
0.250	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	0.7	1.0	-0.3	-0.3

Τρέχουσες τιμές Cpe

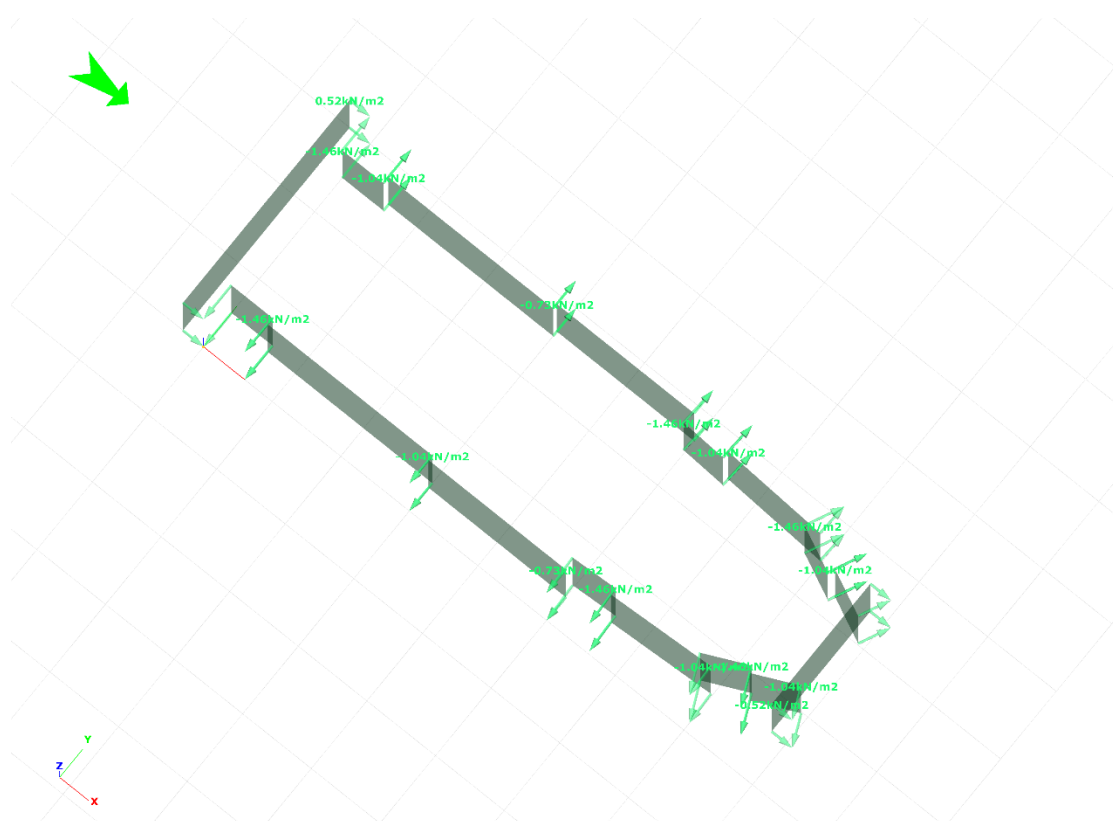
h/d	A	B	C	D	E
0.250	-1.200	-0.800	-0.500	0.700	-0.300
0.250	-1.200	-0.800	-0.500	0.700	-0.300

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

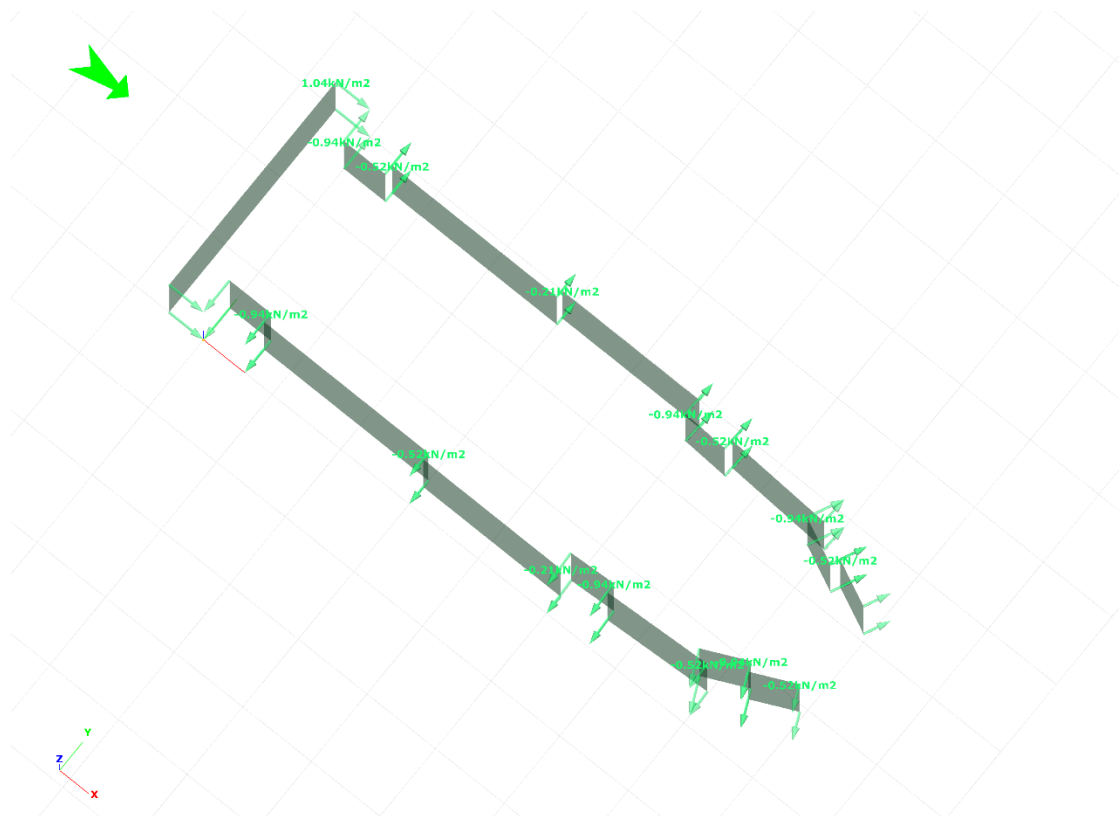
Σχήμα 3.17: Τιμές συντελεστών εξωτερικών φορτίων στο Consteel



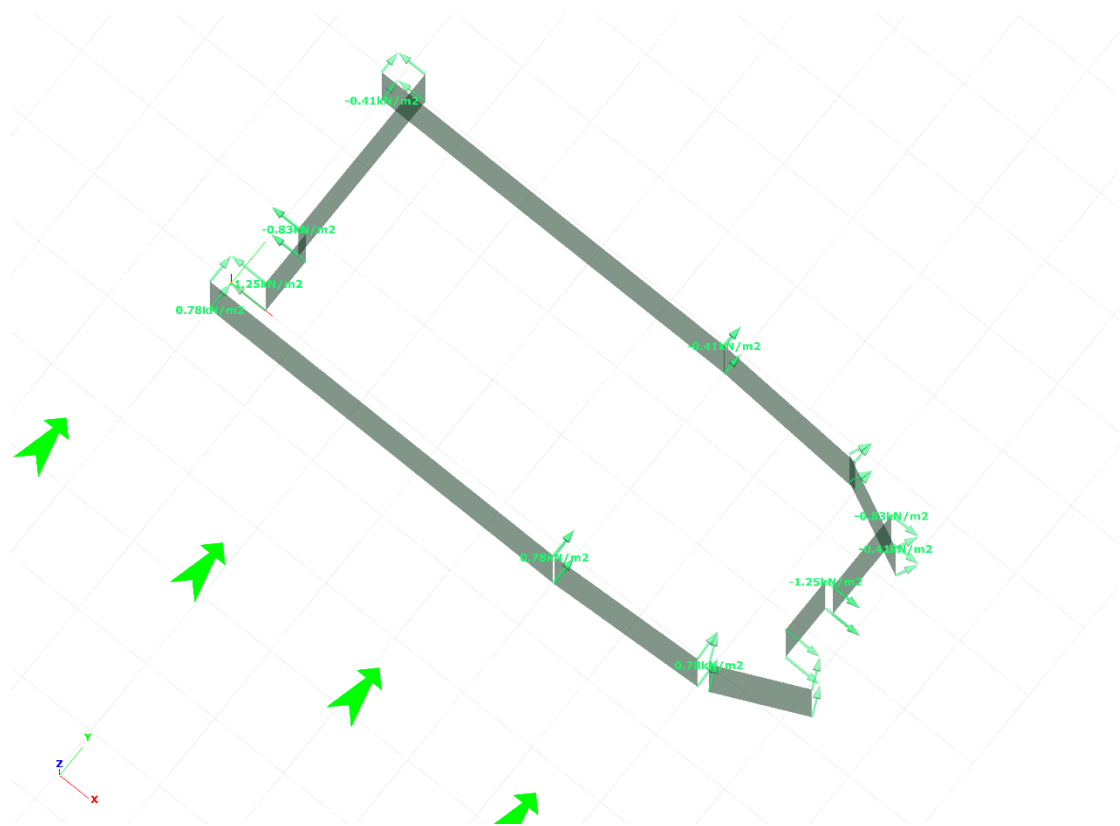
Σχήμα 3.18: Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 0° χωρίς εσωτερικές πιέσεις



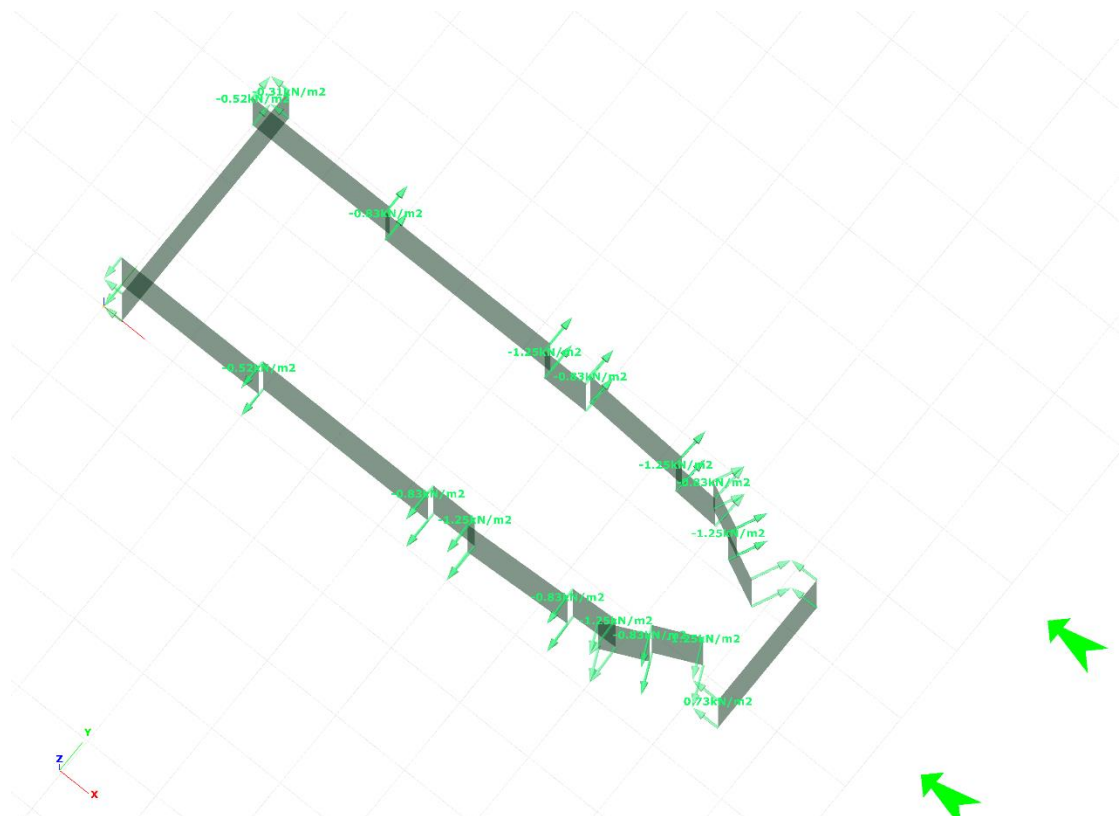
Σχήμα 3.19: Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 0° για $c_{pi} +0,2$



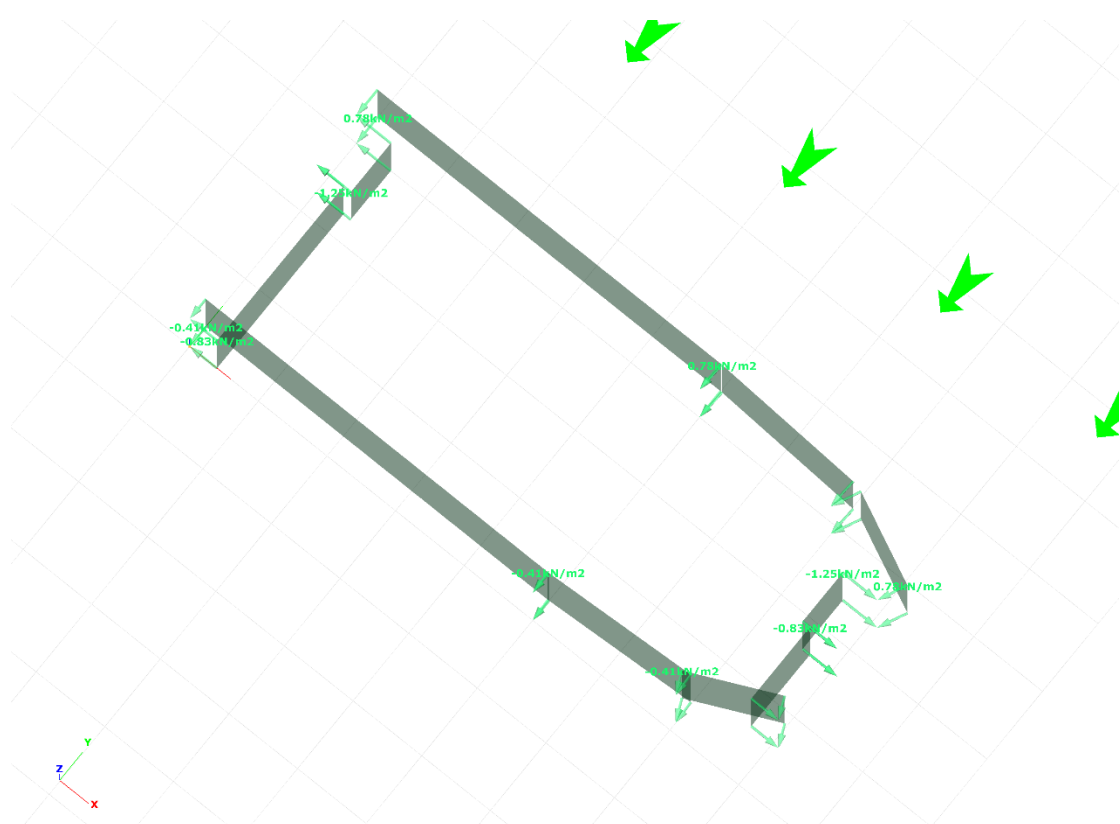
Σχήμα 3.20: Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 0° για $c_{pi} -0,3$



Σχήμα 3.21: Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 90° χωρίς εσωτερικές πιέσεις

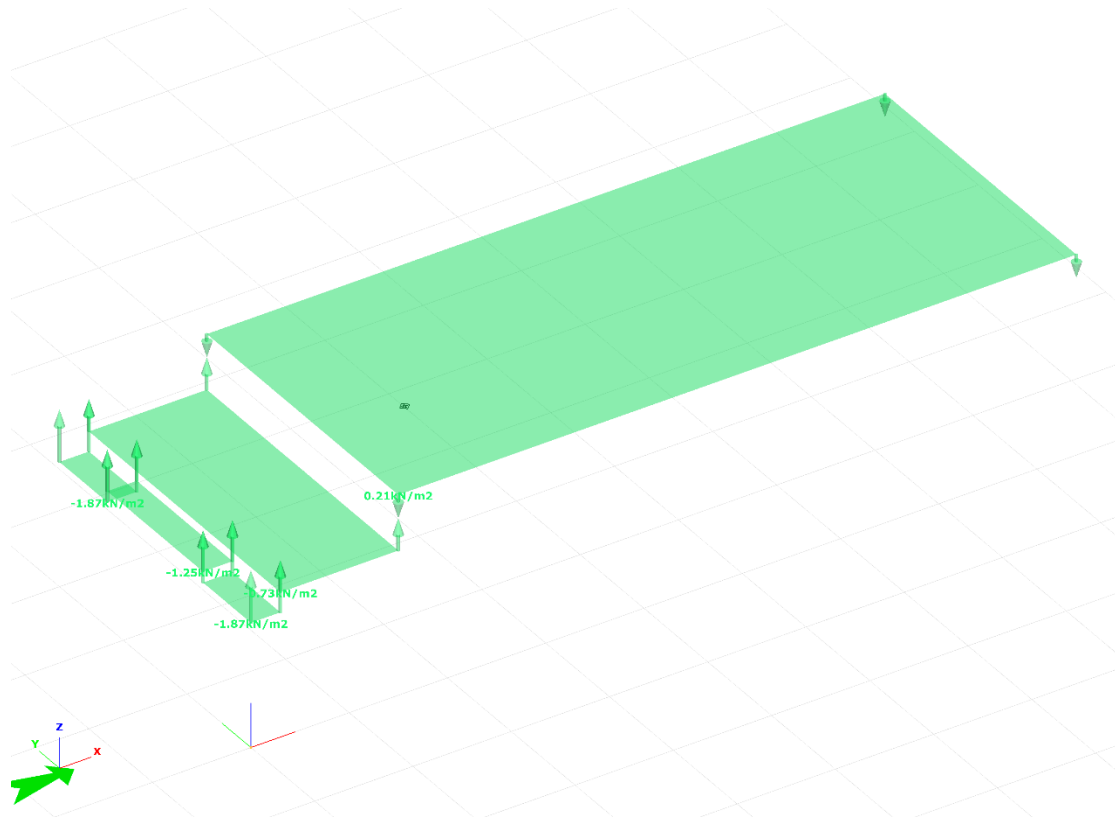


Σχήμα 3.22: Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 180° χωρίς εσωτερικές πιέσεις

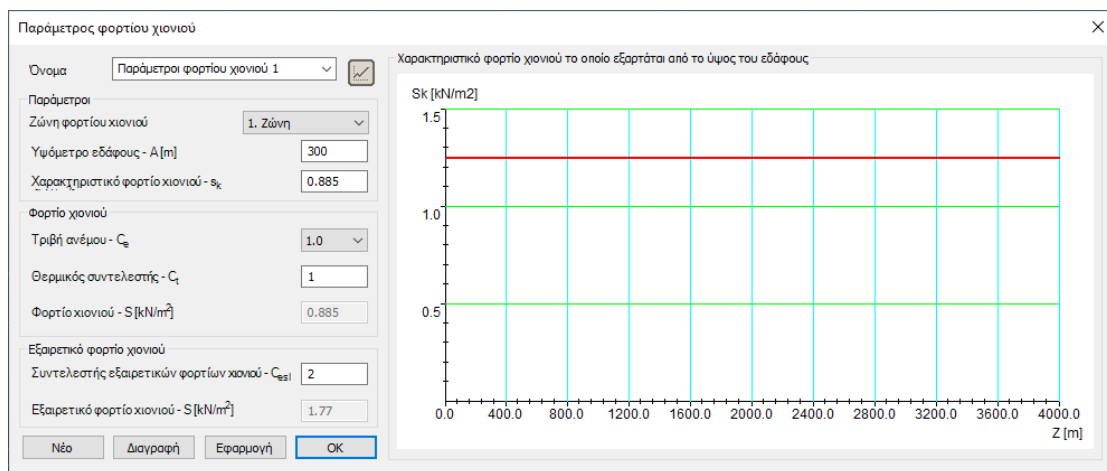


Σχήμα 3.23: Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 270° χωρίς εσωτερικές πιέσεις

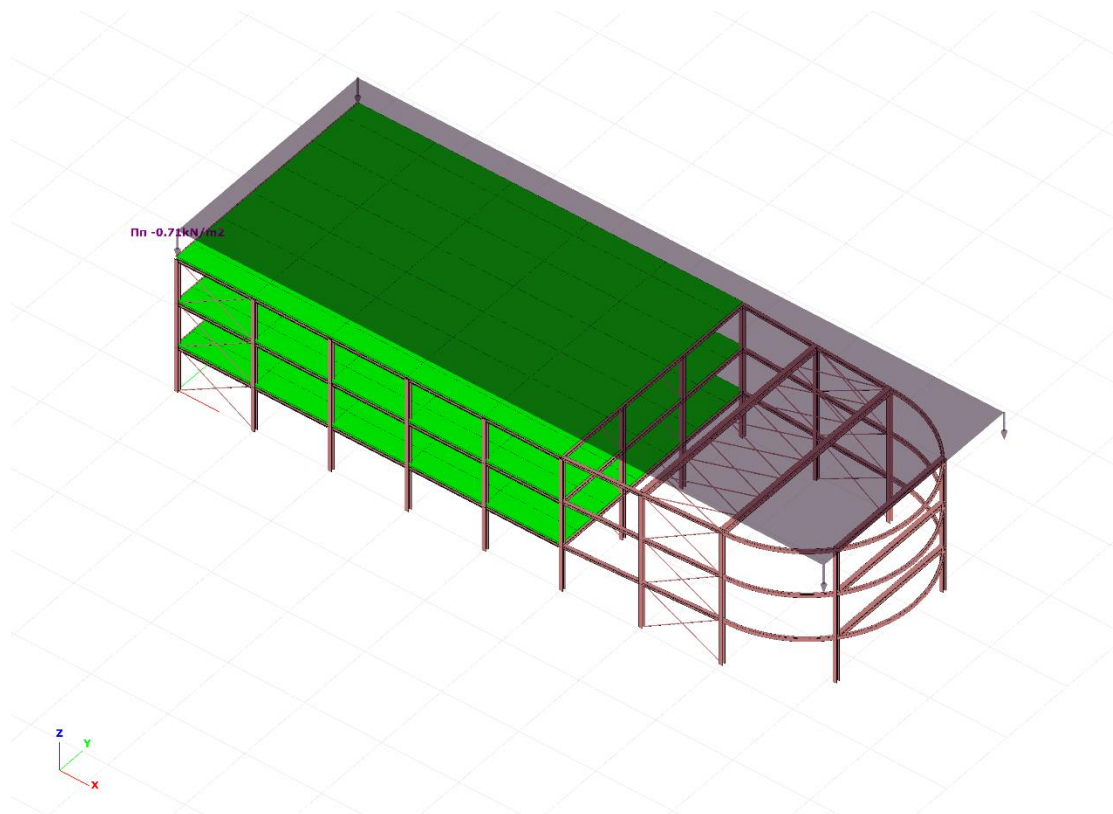
Με την ίδια λογική, για την επιφάνεια της στέγης, δημιουργήθηκαν τα φορτία για τις τέσσερις διευθύνσεις. Για λόγους συντομίας παρουσιάζονται μόνο αυτά στην διεύθυνση 0° στο σχήμα 3.24. Ταυτόχρονα δημιουργήθηκε το φορτίο χιονιού με παρόμοια διαδικασία όπως φαίνεται παρακάτω στα Σχήματα 3.25 και 3.26.



Σχήμα 3.24: Φορτία ανέμου στέγης στην διεύθυνση 0° χωρίς εσωτερικές πιέσεις



Σχήμα 3.25: Εισαγωγή βασικών παραμέτρων για τα φορτία χιονιού και εξαιρετικού χιονιού



Σχήμα 3.26: Φορτίο χιονιού

Τελικά δημιουργήθηκαν έξι διαφορετικές φορτίσεις για κάθε διεύθυνση ανέμου, εκ των οποίων, οι τέσσερις οφείλονται στις τιμές των εσωτερικών πιέσεων, δύο για τους κατακόρυφους τοίχους και δύο για την στέγη και οι υπόλοιπες, στην εναλλαγή πρόσημου των συντελεστών της ζώνης I της στέγης. Συνολικά δηλαδή προέκυψαν 24 διαφορετικές φορτίσεις.

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί των δράσεων σε μια κατασκευή μελετώνται, με βάση δύο κύριες καταστάσεις σχεδιασμού, τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας αντίστοιχα. Οι καταστάσεις αυτές, λαμβάνουν υπόψη τα φορτία που ασκούνται στον φορέα, ανάλογα με την φύση τους, την συχνότητα εμφάνισής τους, την διάρκεια δράσης τους και την πιθανότητα εμφάνισής τους με άλλα φορτία και μέσω κανονιστικών διατάξεων προτείνουν συνδυασμούς τους, ανάλογα την περίπτωση.

Ειδικότερα, σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1990, οριακές ορίζονται οι καταστάσεις στις οποίες η κατασκευή ή τμήμα αυτής δεν ικανοποιεί τα κριτήρια του σχεδιασμού της.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας ή αλλιώς (Ultimate Limit States-ULS) ονομάζονται οι καταστάσεις κατά τις οποίες προκύπτουν πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας ή αλλιώς (Serviceability Limit States-SLS, ονομάζονται οι καταστάσεις οι οποίες εξετάζουν μετατοπίσεις, ταλαντώσεις,

ρηγματώσεις κλπ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για το μέλος αυτού. Αφορούν την άνεση των χρηστών, την εμφάνιση και την καλή λειτουργία του έργου και των μελών του.

Για την δημιουργία των κατάλληλων συνδυασμών στις παραπάνω καταστάσεις, τα φορτία πολλαπλασιάζονται με συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι είναι συνήθως μεγαλύτεροι ή ίσοι με την μονάδα όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.10.

Πίνακας 3.10: Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση
γ_G	1,35	1,00	1,00	1,00
γ_Q	1,50	0	1,00	0
γ_A, γ_E	1,00	0	-	-

Τα φορτία που προκύπτουν μετά τον πολλαπλασιασμό, είναι τα φορτία σχεδιασμού με τα οποία στην συνέχεια, μπορούν να γραφτούν οι συνδυασμοί, εφόσον έχουν ληφθεί υπόψη οι πιθανότητες ταυτόχρονης εμφάνισης τους σε μια χρονική στιγμή κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Αυτό, γίνεται δυνατό με κατάλληλους συντελεστές ψ_i , οι οποίοι εξ' ορισμού εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων. Παρακάτω στον Πίνακα 3.11 δίνονται οι τιμές τους σύμφωνα με τον EN 1990:

Πίνακας 3.11: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8

Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων Βάρος οχημάτων ≤ 30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN ≤ βάρος οχημάτων ≤ 160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με H>1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με H≤1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια			
	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαϊάς) σε κτίρια			
	0,6	0,5	0

Συνεπώς, η τελική μορφή κάθε φορτίου σε έναν συνδυασμό οριακής κατάστασης ανάλογα με τον τύπο του, καταλήγει να είναι η παρακάτω:

$$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1,2} \cdot Q_{k,i}$$

3.3.1 Συνδυασμοί δράσεων για οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

a) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.15)$$

b) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.16)$$

c) Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

"+"	σημαίνει "επαλληλία με"
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
P	χαρακτηριστική τιμή προέντασης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση j
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση i
γ_p	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση:

$$E_d \leq R_d \quad (3.18)$$

Όπου:

E_d	η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων (Effect), π.χ. εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.
R_d	η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται (Resistance)

Οι αντοχές σχεδιασμού προσδιορίζονται από διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (3.19)$$

Όπου το γ_m διαφοροποιείται ως προς την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας και λαμβάνει τιμές (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1993) ως εξής:

αντοχή διατομών έναντι διαρροής, ανεξαρτήτως
της κατηγορίας της διατομής:
αντοχή μελών έναντι απώλειας της ευστάθειας:
αντοχή διατομών έναντι εφελκυστικής θραύσης:

$$\gamma_{M0}=1,00$$

$$\gamma_{M1}=1,00$$

$$\gamma_{M2}=1,25$$

3.3.2 Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

a) Χαρακτηριστικός συνδυασμός: " + "

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{j > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

b) Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad " + " P " + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.21)$$

c) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.22)$$

Στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad (3.23)$$

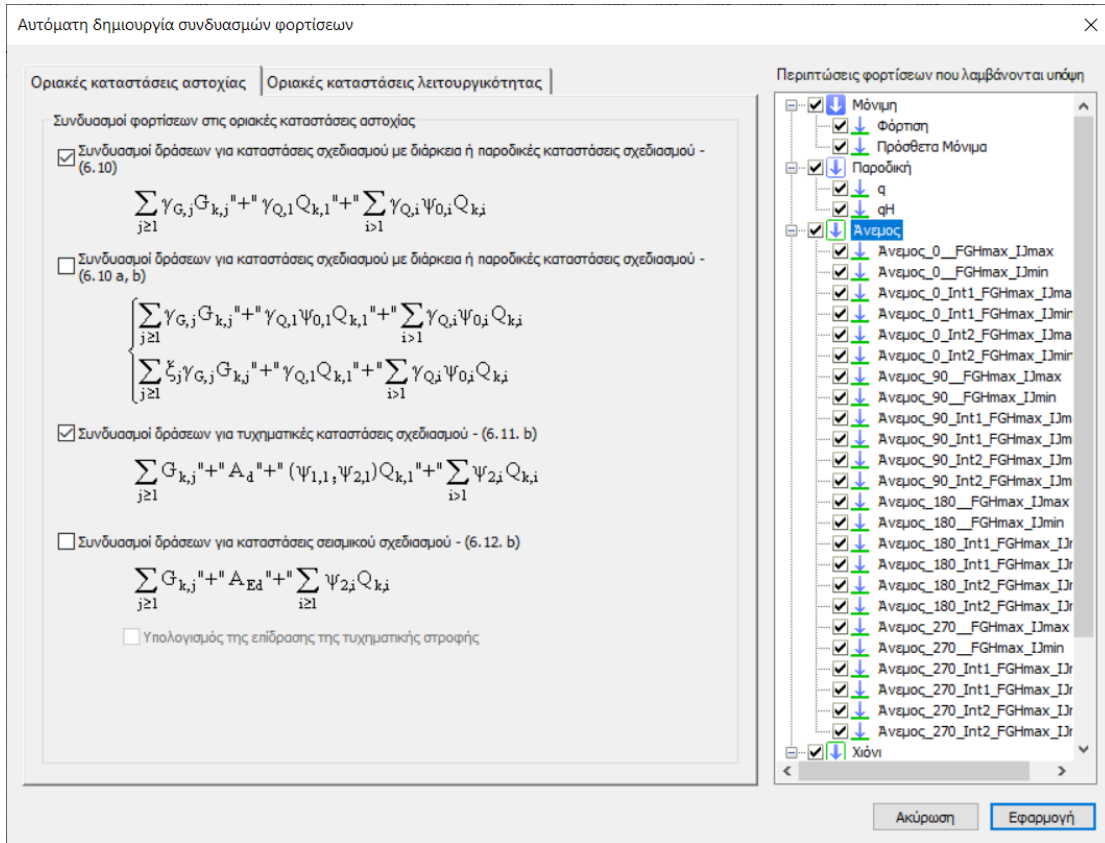
Όπου:

C_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

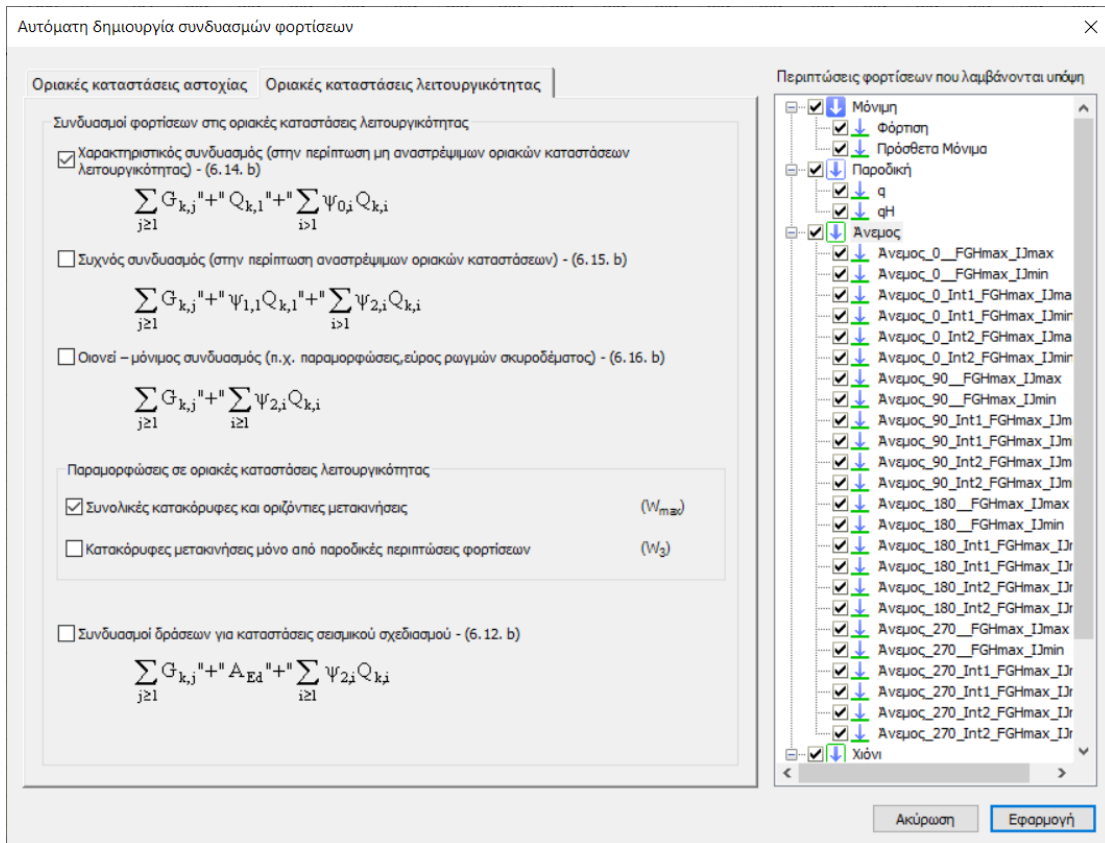
E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

3.3.3 Συνδυασμοί στατικών φορτίσεων ULS και SLS στην κατασκευή

Έγινε αυτόματη δημιουργία των συνδυασμών φορτίσεων ULS και SLS όπως φαίνεται στα επόμενα Σχήματα 3.27 και 3.28.



Σχήμα 3.27 Αυτόματοι συνδυασμοί φορτίσεων ULS



Σχήμα 3.28 Αυτόματοι συνδυασμοί φορτίσεων SLS

Όσον αφορά τους συνδυασμούς ULS, αυτοί συντάχθηκαν ως εξής:

i. Συνδυασμοί για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

(ULS 1):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$
(ULS 2):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{0^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 3):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{90^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 4):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{180^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 5):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{270^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 6):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{0^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 7):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H$
(ULS 8):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{0^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 9):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{90^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 10):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{180^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 11):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{270^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 12):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{0^\circ}$
(ULS 13):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{90^\circ}$
(ULS 14):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{180^\circ}$
(ULS 15):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{270^\circ}$
(ULS 16):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{0^\circ} + (1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 17):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{90^\circ} + (1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 18):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{180^\circ} + (1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 19):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{270^\circ} + (1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$
(ULS 20):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S$
(ULS 21):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{0^\circ})$
(ULS 22):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{90^\circ})$
(ULS 23):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{180^\circ})$
(ULS 24):	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{270^\circ})$

ii. Συνδυασμοί για τυχνηματικές καταστάσεις:

(ULS 25):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 1 \cdot S_{\varepsilon\xi}$
(ULS 26):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,2 \cdot W_{0^\circ} + 1 \cdot S_{\varepsilon\xi}$
(ULS 27):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,2 \cdot W_{90^\circ} + 1 \cdot S_{\varepsilon\xi}$
(ULS 28):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,2 \cdot W_{180^\circ} + 1 \cdot S_{\varepsilon\xi}$
(ULS 29):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,2 \cdot W_{270^\circ} + 1 \cdot S_{\varepsilon\xi}$

Οι συνδυασμοί SLS, συντάχθηκαν ως εξής:

i. Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

(SLS 1):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q$
(SLS 2):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot W_{0^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 3):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot W_{90^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 4):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot W_{180^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 5):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot W_{270^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 6):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_H$
(SLS 7):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_H + 0,6 \cdot W_{0^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 8):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_H + 0,6 \cdot W_{90^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 9):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_H + 0,6 \cdot W_{180^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 10):	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_H + 0,6 \cdot W_{270^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 11):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{0^\circ}$
(SLS 12):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{90^\circ}$
(SLS 13):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{180^\circ}$
(SLS 14):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{270^\circ}$
(SLS 15):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{0^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 16):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{90^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 17):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{180^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 18):	$1 \cdot G + 1 \cdot W_{270^\circ} + 0,5 \cdot S$
(SLS 19):	$1 \cdot G + 1 \cdot S$
(SLS 20):	$1 \cdot G + 1 \cdot S + 0,6 \cdot W_{0^\circ}$
(SLS 21):	$1 \cdot G + 1 \cdot S + 0,6 \cdot W_{90^\circ}$
(SLS 22):	$1 \cdot G + 1 \cdot S + 0,6 \cdot W_{180^\circ}$
(SLS 23):	$1 \cdot G + 1 \cdot S + 0,6 \cdot W_{270^\circ}$

Όπου ο Συχνός και Οιονεί μόνιμος συνδυασμός καλύπτονται από τον Χαρακτηριστικό. Συνολικά για τα στατικά φορτία προέκυψαν 271 συνδυασμοί.

4. Διαστασιολόγηση

4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, πραγματοποιήθηκε με επαναληπτική διαδικασία σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3,4 και 8, αρχικά με στατική ανάλυση για τα στατικά φορτία και σε συνέχεια οριστικοποιήθηκε μέσω δυναμικής ανάλυσης για ικανοτικό σχεδιασμό, που θα αναλυθεί σε επόμενο κεφάλαιο.

Η κατασκευή εξετάστηκε σε δύο φάσεις, την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας. Για την πρώτη, δημιουργήθηκε ένα ξεχωριστό μοντέλο στο Consteel, το οποίο φορτίστηκε με τα κατάλληλα φορτία, έτσι ώστε να αποσαφηνιστεί με τι συνθήκες στήριξης και ανοιγμάτων θα διαστρωθεί η πλάκα σκυροδέματος και παράλληλα να βρεθούν τα επιτρεπόμενα βέλη, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στην φάση λειτουργίας, έγιναν οι απαραίτητοι έλεγχοι διατομών στο αρχικό μοντέλο, μέσω ελαστικής ανάλυσης 1^{ης} τάξης, καθώς όπως θα αναλυθεί, ικανοποιούνταν όλες οι προϋποθέσεις. Όσον αφορά την καθολική ευστάθεια της κατασκευής, με σκοπό την αξιοποίηση των δυνατοτήτων του προγράμματος, ακολουθήθηκε η Γενική Μέθοδος 6.3.4 του Ευρωκώδικα 3. Ακόμη αξίζει να αναφερθεί, πως η διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών έγινε επίσης στο πρόγραμμα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.

Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης

Καθολικές ρυθμίσεις

Καθολικές ατέλειες: - Όχι -

Περιλαμβάνεται η δυσκαμψία της σύνδεσης

Cold formed purlin design mode

Στατικοί υπολογισμοί

Περιπτώσεις φόρτισης

Ελαστική ανάλυση φορτίσεων

Ανάλυση δεύτερης τάξης των ιδιομορφών λυγισμού με βάση τις περιπτώσεις ατελειών

Ελαστική ανάλυση των βασικών τιμών των αντιδράσεων για τον έλεγχο της θεμελίωσης

Συνδυασμοί φορτίσεων

Τύπος επίλυσης: Ελαστική

Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Ανάλυση πρώτης τάξης

Ανάλυση δεύτερης τάξης

Ανάλυση λυγισμού

Ευαίσθησία λυγισμού

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλυση πρώτης τάξης

Ανάλυση δεύτερης τάξης

Use effective section properties

Διαγράμματα επιρροής

Ελαστική ανάλυση των διαγραμμάτων επιρροής

Ιδιομορφική ανάλυση

Ανάλυση ελεύθερης ταλάντωσης

Ανάλυση φάσματος απόκρισης

Ακύρωση Επίλυση Εφαρμογή

Σχήμα 4.1: Παράμετροι ανάλυσης στο Consteel

Στο Σχήμα 4.1, φαίνονται οι επιλογές που δίνονται στον χρήστη στο μενού ανάλυσης. Για την οριακή κατάσταση αστοχίας έγιναν αναλύσεις 1^{ης} και 2^{ης} τάξης, για τον καθορισμό του των τιμών του a_{cr} , το οποίο προκύπτει απ' την ανάλυση λυγισμού, ως η ιδιοτιμή για τις διάφορες ιδιομορφές των συνδυασμών φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Ειδικότερα, σε όλες τις καθολικές ιδιομορφές της ανάλυσης λυγισμού 2^{ης} τάξης, προέκυψαν $a_{cr} \geq 10$, γεγονός που επιτρέπει την ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης για το κτίριο αγνοώντας τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

4.2 Αναφορά στην Γενική Μεθόδο 6.3.4 του EN 1993-1-1

Η Γενική Μέθοδος, είναι μια προοδευτικά νέα προσέγγιση για τον σχεδιασμό της ευστάθειας και στηρίζεται στην βασική ιδέα, πως δεν απομονώνει πλέον μέλη και διαχωρίζει τις μεμονωμένες ιδιομορφές των μελών, αλλά θεωρεί το πολύπλοκο σύστημα δυνάμεων στο μέλος και αξιολογεί τους κατάλληλους τρόπους λυγισμού. Αυτός ο υπολογισμός, γίνεται συνήθως με απευθείας καθολική ανάλυση ευστάθειας ολόκληρου του δομικού μοντέλου, κατάλληλη για ανάλυση στοιχείων με πεπερασμένα στοιχεία, που εφαρμόζεται σε πακέτα λογισμικού δομικής ανάλυσης. Η μέθοδος προσφέρει τη δυνατότητα παροχής λύσεων, όπου η προσέγγιση μεμονωμένων μελών δεν είναι απολύτως κατάλληλη:

- Είναι εφαρμόσιμη, όχι μόνο για μεμονωμένα μέλη, αλλά και για υποφορείς ή ολόκληρα μοντέλα στα οποία οι κυρίαρχες ιδιομορφές λυγισμού είναι καθολικές.
- Μπορεί να εξετάσει μη κανονικά δομικά μέλη, όπως αυτά με μη σταθερή ή σύνθετη διατομή
- Είναι εφαρμόσιμη ανεξάρτητα απ' τις συνθήκες στήριξης και φόρτισης

Η αντοχή σε λυγισμό εκτός επιπέδου για κάθε μέλος ή το συνολικό φορέα που υπόκεινται σε θλίψη και/ή κάμψη εντός επιπέδου, μπορεί να ελεγχθεί μέσω της σχέσης:

$$x_{op} \cdot a_{ult,k} / \gamma_{M1} \geq 1 \quad (4.1)$$

όπου:

$a_{ult,k}$ είναι ο ελάχιστος συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής του δομικού στοιχείου, θεωρώντας την εντός επιπέδου συμπεριφορά του, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο πλευρικός ή στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, λαμβάνοντας όμως υπόψη όλες τις επιδράσεις λόγω της εντός επιπέδου γεωμετρικής παραμόρφωσης και των ατελειών, καθολικών και τοπικών,

όπου απαιτείται

χ_{op} είναι ο μειωτικός συντελεστής για την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$, που λαμβάνει υπόψη τον πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα για το μέλος ή το συνολικό φορέα, προσδιορίζεται απ' τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{a_{ult,k} / a_{cr,op}} \quad (4.2)$$

όπου:

$a_{cr,op}$ είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των εντός επιπέδου φορτίων σχεδιασμού, που αντιστοιχεί στην επίτευξη της πρώτης εκτός επιπέδου ιδιομορφής λυγισμού, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο εντός επιπέδου καμπτικός λυγισμός

Το πλεονέκτημα της μεθόδου, έγκειται στη χρήση σύνθετης ελαστικής ανάλυσης λυγισμού του συνολικού δομικού μοντέλου, προκειμένου να αξιολογηθεί το σχετικό $a_{cr,op}$ και η συνολική λυγηρότητα του φορέα. Η ελαστική ανάλυση καθολικής ευστάθειας εκτελείται συνήθως με ανάλυση γραμμικού λυγισμού. Σε ένα περιβάλλον τυπικών πεπερασμένων στοιχείων αυτό το πρόβλημα μπορεί να εκφραστεί ως γραμμική ανάλυση ιδιοτιμών με την ακόλουθη βασική μορφή:

$$(K_E - a \cdot K_G) \cdot U = 0 \quad (4.3)$$

όπου:

K_E είναι το μητρώο ελαστικής δυσκαμψίας

K_G είναι το γεωμετρικό μητρώο δυσκαμψίας 2^{ης} τάξης

a είναι η ιδιοτιμή

U είναι το ιδιοδιάνυσμα

Η ιδιοτιμή υποδηλώνει το ελαστικό κρίσιμο φορτίο και το ιδιοδιάνυσμα δείχνει την ιδιομορφή λυγισμού.

Η σωστή εφαρμογή της Γενικής Μεθόδου ως εκ τούτου, απαιτεί τη χρήση της πιο σχετικής ιδιομορφής και του αντίστοιχου ελαστικού κρίσιμου φορτίου για τον

κατάλληλο σχεδιασμό ευστάθειας του εξεταζόμενου μέλους. Σε περίπτωση ενός σύνθετου τρισδιάστατου δομικού μοντέλου με πολλούς συνδυασμούς φορτίων και πολλές διαφορετικές αλλά σχετικές ιδιομορφές λυγισμού, δεν είναι συνήθως εμφανές ποια είναι η πιο σχετική για το σχεδιασμό.

Αυτό το πρόβλημα είναι πολύ περίπλοκο αλλά και πολύ σημαντικό, καθώς στην περίπτωση ενός σύνθετου δομικού μοντέλου είναι σύνηθες, ότι διαφορετικές ιδιομορφές λυγισμού περιγράφουν την ευστάθεια ξεχωριστών τμημάτων του μοντέλου. Για το λόγο αυτό, απαιτείται μια κλιμακωτή διαδικασία για να γίνει επιλογή της κατάλληλης ιδιομορφής λυγισμού για τον σχεδιασμό ευστάθειας των μελών. Στο Consteel η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται μέσω της ανάλυσης ευαισθησίας, η οποία ακολουθεί την παρακάτω μεθοδολογία:

Η ενέργεια παραμόρφωσης που παράγεται από την i -στη ιδιομορφή λυγισμού, χρησιμοποιείται ως βασικό μέτρο που μπορεί να διατυπωθεί ως εξής:

$$E_i = 1/2 \cdot U_i^T \cdot K_E \cdot U_i \quad (4.4)$$

Αυτή η ενέργεια παραμόρφωσης, μπορεί να υπολογιστεί για κάθε ένα μέλος k του μοντέλου από την ίδια καθολική ιδιομορφή λυγισμού, χρησιμοποιώντας το κατάλληλο τμήμα του μητρώου δυσκαμψίας k :

$$E_i^k = 1/2 \cdot U_i^T \cdot K_E^k \cdot U_i \quad (4.5)$$

Όπου, ισχύουν τα ακόλουθα σύνολα για το συνολικό μοντέλο που αποτελείται από ένα συνολικό αριθμό μελών m :

$$K_E = \sum_{k=1}^m K_E^k \quad \text{και} \quad E_i = \sum_{k=1}^m E_i^k \quad (4.6)$$

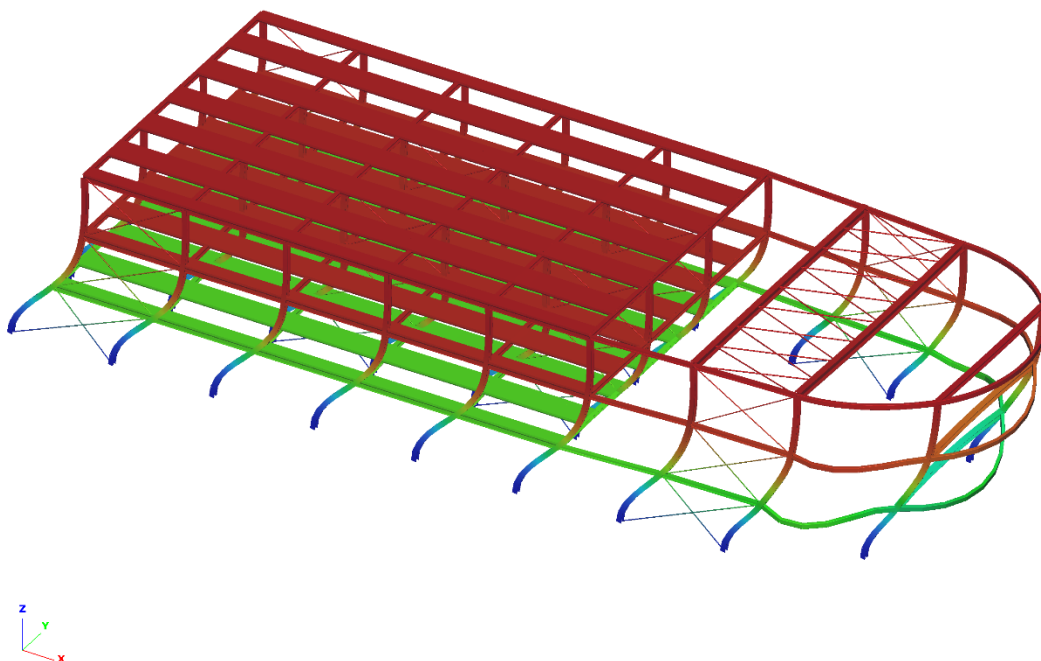
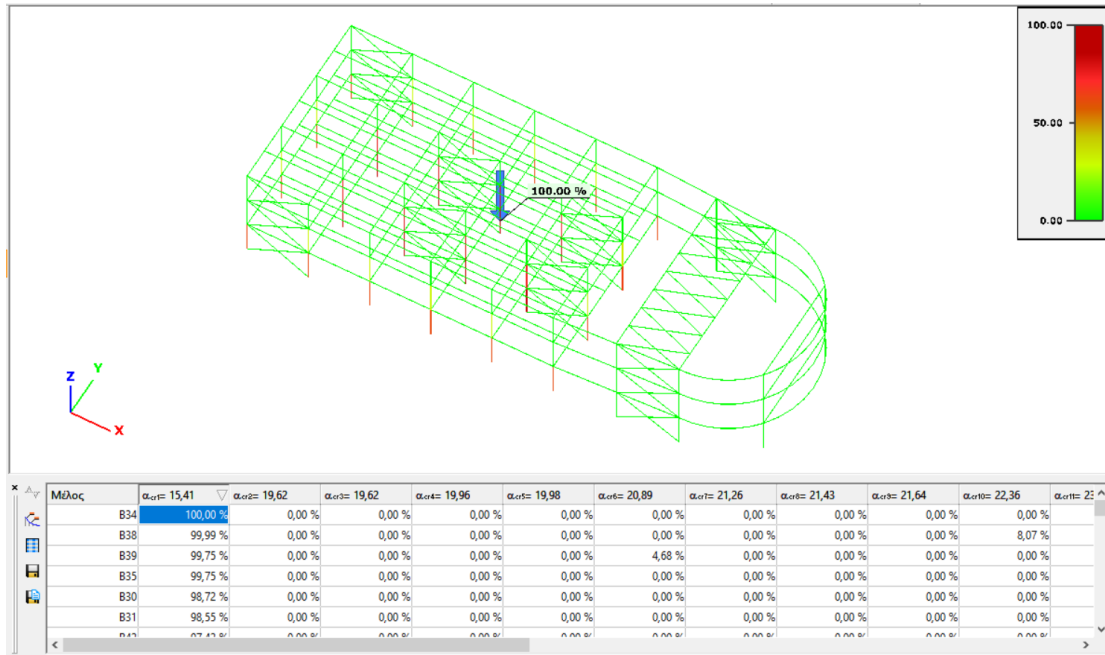
Με τη χρήση αυτών των μέτρων, μπορεί να κατασκευαστεί μια κλιμακωτή διαδικασία, ορίζοντας έναν παράγοντα συσχέτισης ιδιομορφής (mode relevance factor (MRF)), που υποδεικνύει ποια είναι τα σχετικά (κρίσιμα) μέλη (k) για την i -στη ιδιομορφή λυγισμού. Η βασική παραδοχή για αυτόν τον παράγοντα είναι, ότι κάθε ιδιομορφή λυγισμού έχει ένα (ή περισσότερα) συγκεκριμένα μέλη, τα οποία είναι τα πιο κρίσιμα και όλα τα μέλη συγκρίνονται με αυτό για να εκτιμηθεί η συμβολή στον λυγισμό:

$$MRF_k^i = 100 \cdot \frac{U_i^T \cdot K_E \cdot U_i}{\max(U_i^T \cdot K_E \cdot U_i)} \% \quad (4.7)$$

Για το πιο κρίσιμο μέλος, αυτός ο παράγοντας παίρνει πάντα το 100% και όσο πιο κρίσιμο είναι το μέλος τόσο προσεγγίζει το MRF το 100%. Αυτός ο παράγοντας μπορεί

να προσφέρει βοήθεια για να επιλέξει κανείς τον πιο σχετική ιδιομορφή λυγισμού για τον σχεδιασμό ευστάθειας των μελών σε ένα περίπλοκο τρισδιάστατο μοντέλο.

Στο επόμενο Σχήμα (α) φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης ευαισθησίας για την 1^η ιδιομορφή ($a_{cr} = 15,41$) της φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$. Όπως φαίνεται για το υποστύλωμα B34 ισχύει $MRF_k^i = 100\%$. Ουσιαστικά η τιμή $a_{cr} = 15,41$, αφού εντοπίζεται, θεωρείται κάτω όριο για να προσδιοριστεί το $a_{cr,op}$ το οποίο θα προκύψει για την πρώτη εκτός επιπέδου ιδιομορφή, σε συνδυασμό με το $a_{ult,k}$, έτσι ώστε να προκύπτει το ελάχιστο δυνατό $\bar{\lambda}_{op}$.



Σχήμα 4.2: (α) Αποτελέσματα ανάλυσης ευαισθησίας για την (β) 1^η ιδιομορφή λυγισμού της φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

4.3 Φάση κατασκευής

Στην φάση κατασκευής, η πλάκα σκυροδέματος θεωρείται πως δεν έχει πήξει ικανοποιητικά έτσι ώστε να υπάρχει επαρκής διατμητική σύνδεσή της με τις δοκούς, επομένως, μελετάται η ικανότητα του επιλεγμένου χαλυβδόφυλλου να αναλάβει το φορτίο της χωρίς να αστοχήσει. Ακόμη, απαιτήθηκε έλεγχος σε λυγισμό των δοκών και έλεγχος μέγιστου βέλους. Η επιλογή του χαλυβδόφυλλου, έγινε με βάση τον πίνακα της ArcelorMittal όπως προαναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2.2, δεδομένου ότι μπορεί να αντέξει σε άνοιγμα 2,5m το φορτίο του νωπού σκυροδέματος. Οι έλεγχοι έγιναν σε προσομοίωμα του πρώτου ορόφου στο Consteel.

Στην ανάλυση ως φορτία θεωρήθηκαν:

- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος 3kN/m^2
- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου $0,11\text{kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο επίστρωσης πλάκας $0,75\text{kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο σε επιφάνεια $3\times 3\text{m}$ $0,75\text{kN/m}^2$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, για τα επιβαλλόμενα φορτία στην φάση κατασκευής πρέπει να ληφθεί υπόψη φορτίο σε όλη την επιφάνεια της επίστρωσης ίσο με $0,75\text{kN/m}^2$, καθώς και φορτίο σε μια επιφάνεια $3\times 3\text{m}$, ίσο με την μεγαλύτερη τιμή εκ των 10% του συνολικού βάρους σκυροδέματος και των $0,75\text{kN/m}^2$. Στην προκειμένη περίπτωση επιλέχθηκε η δεύτερη τιμή. Η επιφάνεια που εφαρμόστηκε, ήταν όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.3, στο κέντρο κάθε τετραγωνικής επιφάνειας που σχηματίζουν οι δοκοί, δηλαδή τοποθετήθηκε σε 15 διαφορετικές θέσεις.

Στην συνέχεια δημιουργήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί, για τον έλεγχο διατομών και ευστάθειας των δοκών, αλλά και για τον έλεγχο λειτουργικότητας .

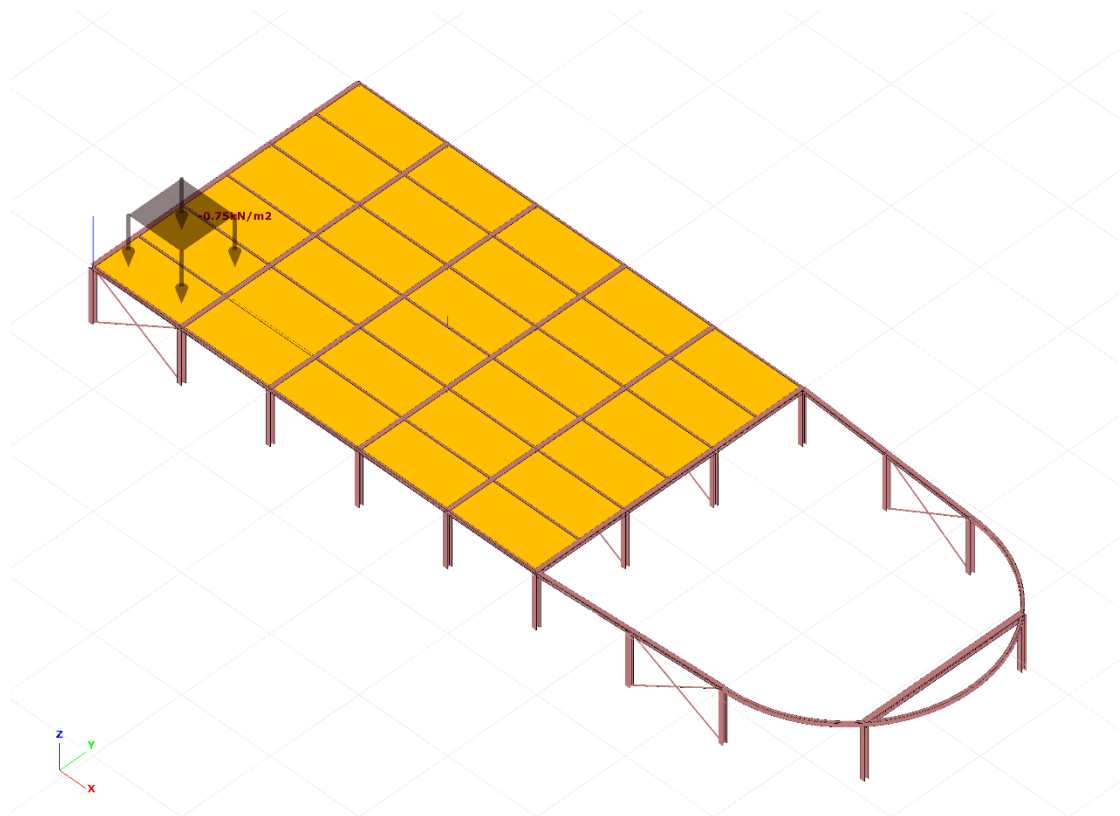
Οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot Q_{3\times 3,i}$$

Όπου $Q_{3\times 3,i}$ το φορτίο στις πιθανές θέσεις για i από 1 έως 15.

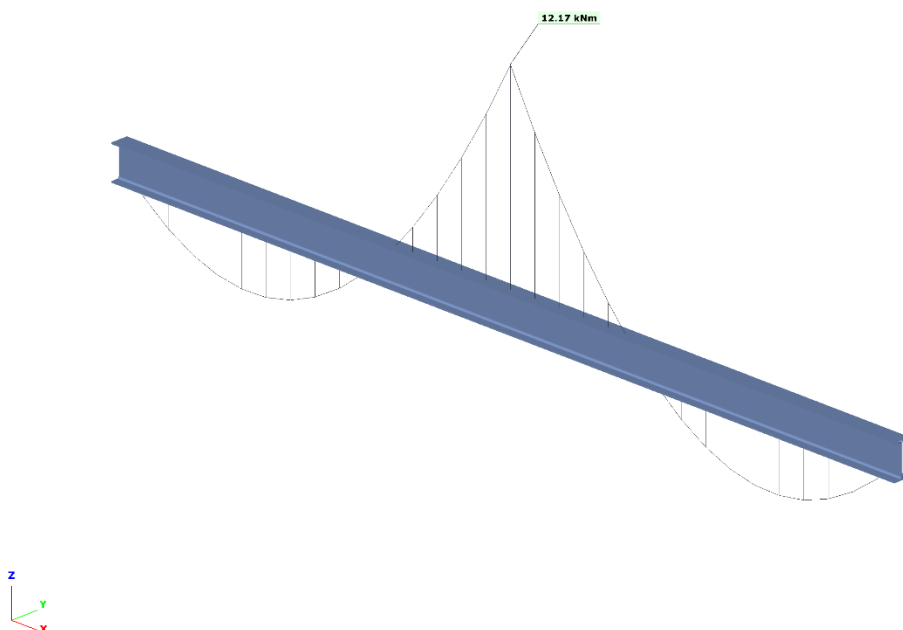
Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

$$1 \cdot G + 1 \cdot Q + 1 \cdot Q_{3\times 3,i}$$

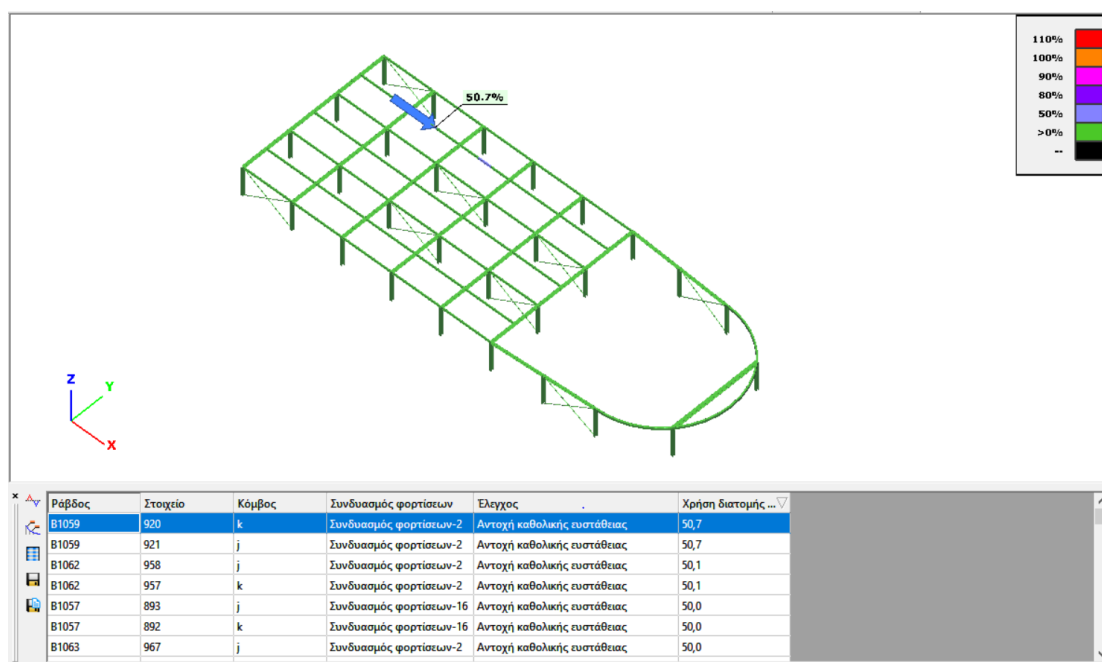


Σχήμα 4.3: Τυπική θέση εφαρμογής $Q_{3 \times 3, i}$

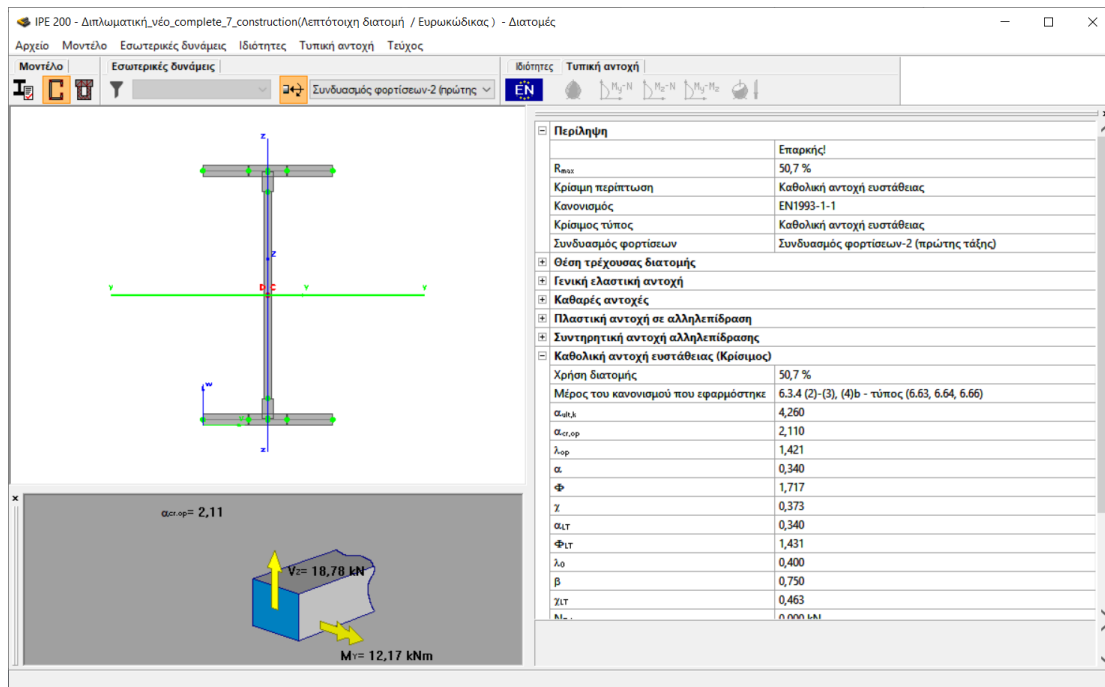
Στην διάρκεια της ανάλυσης, στην φάση αυτή, κρίθηκε σκόπιμο να τοποθετηθούν προσωρινές στηρίξεις στα μέσα των ανοιγμάτων των κύριων σύμμικτων δοκών, τόσο για την μείωση του μήκους λυγισμού τους, όσο και για την απορρόφηση των κατακόρυφων μετακινήσεων. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν οι αναλύσεις για τους παραπάνω συνδυασμούς και προέκυψε ως κρίσιμη η δοκός του Σχήματος 4.5 σε Αντοχή Καθολικής Ευστάθειας λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, με δρώσα ροπή $M_{Ed} = -12,17 \text{ kNm}$.



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού με ενδιάμεση στήριξη στην φάση κατασκευής



Σχήμα 4.5: Ποσοτό εκμετάλλευσης κύριας δοκού στην φάση κατασκευής



Σχήμα 4.6: Επίλυση διατομής κύριας δοκού στην φάση κατασκευής

Κρίσιμος προκύπτει ο έλεγχος σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.4 του EN 1993-1-1 όπου η δοκός παρουσιάζει ποσοστό εκμετάλλευσης 50,7%:

$$\frac{N_{Ed}}{x \cdot \frac{N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd}}{\gamma_{M1}}} = \frac{0}{x \cdot \frac{N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{12,17}{0,463 \cdot \frac{51,85}{1}} = 0,57 \leq 1 \quad (4.8)$$

Επίσης έγινε έλεγχος για το μέγιστο βέλος στις σύμμικτες δοκούς με όριο το L/250, το οποίο προκύπτει για μήκος δοκού 5m, ίσο με 20mm. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.7, η μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση που υπολογίστηκε ήταν 1,13mm και το ποσοστό εκμετάλλευσης 5,65%.

Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Όνομα ελέγχου: Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δευτέρας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-30
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-31
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-32
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-33
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-34
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-35
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-36
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-37
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-38
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-17

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου: Σύμμικτες Δοκοί

Οριακή παραμόρφωση: L / 250

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-29

Όνομα ράβδου: B1065

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 92

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]: 1,13

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 20

Χρήση διατομής [%]: 5,65

Ακύρωση OK

Σχήμα 4.7: Έλεγχος λειτουργικότητας σύμμικτων δοκών στη φάση κατασκευής

4.4 Φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας, η πλάκα λειτουργεί ως σύμμικτη διατομή, αποτελούμενη από το χαλυβδόφυλλο και το έγχυτο σκυρόδεμα. Οι προσωρινές στηρίξεις έχουν πλέον αφαιρεθεί και η κατασκευή μελετάται πλέον ολόκληρη. Μετά την εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων στο πρόγραμμα, έγιναν οι έλεγχοι διατομών και ευστάθειας σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 και την Γενική Μέθοδο για όλα τα δομικά μέλη της κατασκευής.

Διαστασιολόγηση...

Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Προτεινόμενες τιμές

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Σχεδιασμός μεταλλικών EN 1993-1-1

Ελεγχος διατομής EN 1993-1-1 6.2

Ομάδα μοντέλου: - Ολόκληρο το μοντέλο -

Χρήση γ_{m1} αντί γ_{m0} EN 1993-1-1 5.2.2 (7) a)

Ελεγχος σε λυγισμό

Ομάδα μοντέλου: - Ολόκληρο το μοντέλο -

Ελεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 6.3.4

Ελαστικός κρίσιμος συντελεστής $\alpha_{cr,op}$

Συντελεστής αντοχής αστοχίας $\alpha_{ult,k}$

Πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού

ελάχιστη τιμή ανά μέλος

Επιλεγμένη ιδιοτιμή

ελάχιστη τιμή στην ομάδα του μοντέ

Αυτόματα (με βάση την ανάλυση ευαισθησίας)

Μειωτικός συντελεστής γ_{op}

α) ελάχιστη τιμή των ($\chi:\chi_{LT}$)

β) με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ($\chi:\chi_{LT}$)

Ελεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 BB3

Να ληφθεί υπόψη το σημείο αντίστασης ως στρεπτική δέσμευση

Consider supplementary rules from EN 1993-1-3 for the design of cold formed sections

Σχεδιασμός σύμμικτων υποστυλωμάτων EN 1994-1-1

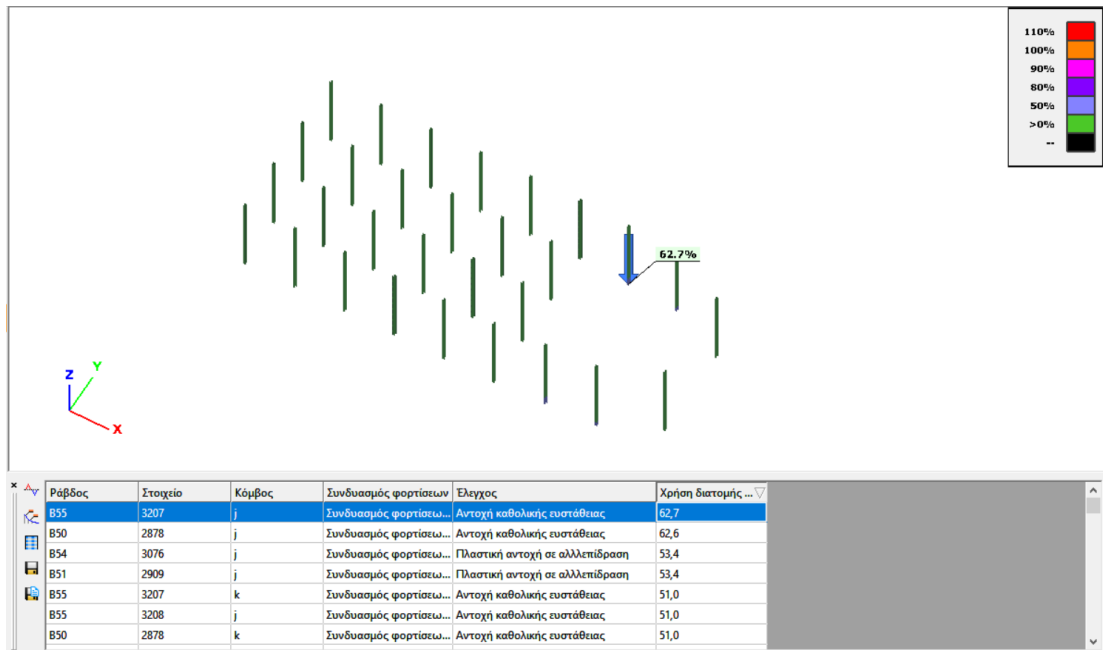
Σχεδιασμός σκυροδέματος EN 1992-1-1

Κλείσιμο Εφαρμογή Επίλυση

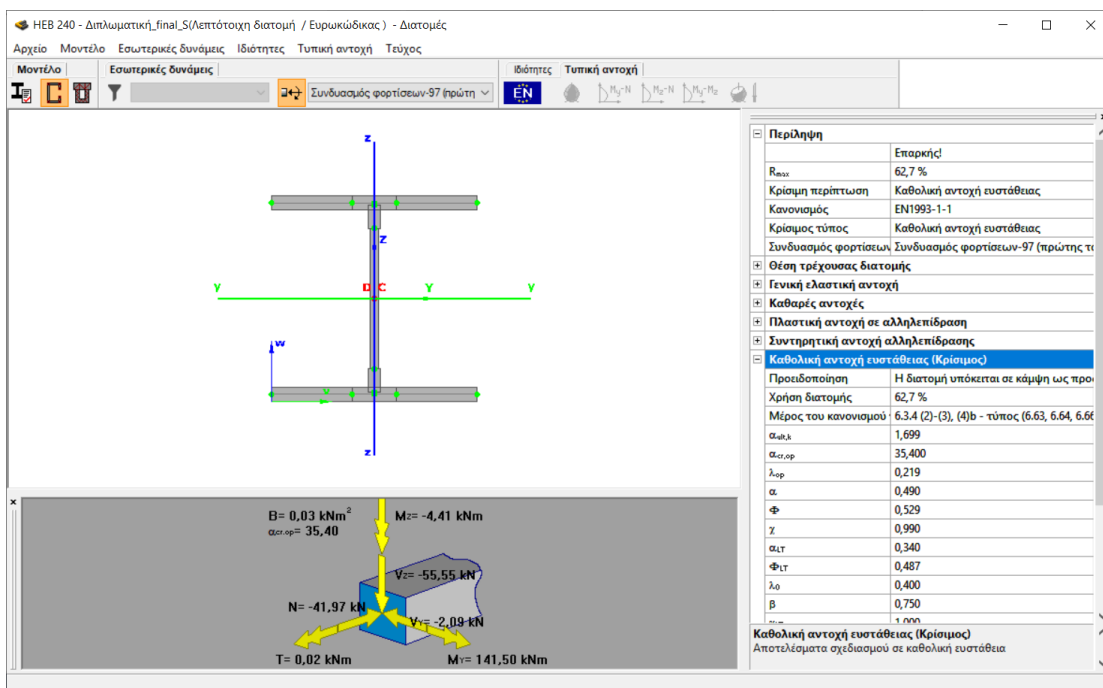
Σχήμα 4.8: Επιλογές διαστασιολόγησης

4.4.1 Υποστυλώματα

Προέκυψε το υποστυλώμα B55 με το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.9.



Σχήμα 4.9: Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

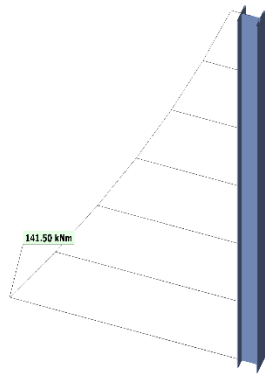


Σχήμα 4.10: Κρίσιμος υπολογισμός υποστυλώματος B55

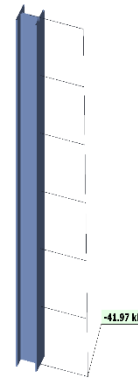
Για το υποστυλωμα βρέθηκε κρίσιμος ο υπολογισμός σε Αντοχή καθολικής ευστάθειας, για τον συνδυασμό φορτίσεων 97 ($1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{270^\circ, cpi=-0,3}$). Τα εντατικά μεγέθη που ενδιαφέρουν, είναι η $M_{y,Ed}=141,5kNm$ και $N_{Ed}=-41,97kN$. Επομένως σύμφωνα με τον τύπο 6.66 του EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{x \cdot \frac{N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed,y}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed,z}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd,z}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{41,5}{0,99 \cdot \frac{2490,661}{1}} + \frac{141,5}{1 \cdot \frac{247,489}{1}} + \frac{4,41}{1 \cdot \frac{116,726}{1}} = 0,627 \leq 1$$



Σχήμα 4.11: Διάγραμμα ροπής υποστυλώματος B55 ULS



Σχήμα 4.12: Διάγραμμα αξονικής δύναμης υποστυλώματος B55 ULS

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ίση με 16,21mm, παρατηρείται στο υποστυλώμα B473 με ποσοστό εκμετάλλευσης 81,05%. Προκύπτει απ' την φόρτιση $(1,35 \cdot G + 1 \cdot W_{270^\circ, cpi=-0,3} + 0,5 \cdot S)$.

Έλεγχος καθολικών οριζόντιων μετακινήσεων

Όνομα ελέγχου:

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-144
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-222
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-190
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-166
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-145
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-223
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-191
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-146
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-224

Παράμετροι

Πρώτο σημείο:

Δεύτερο σημείο:

Ύψος αναφοράς H [mm]

Οριακή παραμόρφωση: H /

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης:

Όνομα ράβδου:

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου:

Κρίσιμη οριζόντια παραμόρφωση [mm]:

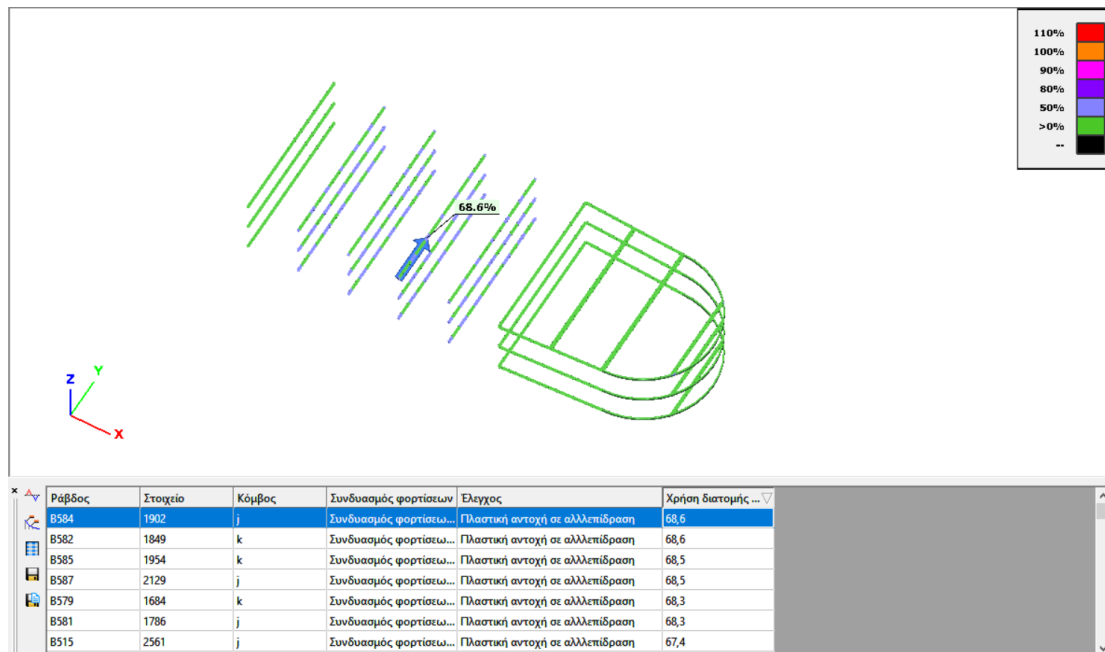
Οριακή παραμόρφωση [mm]:

Χρήση διατομής [%]:

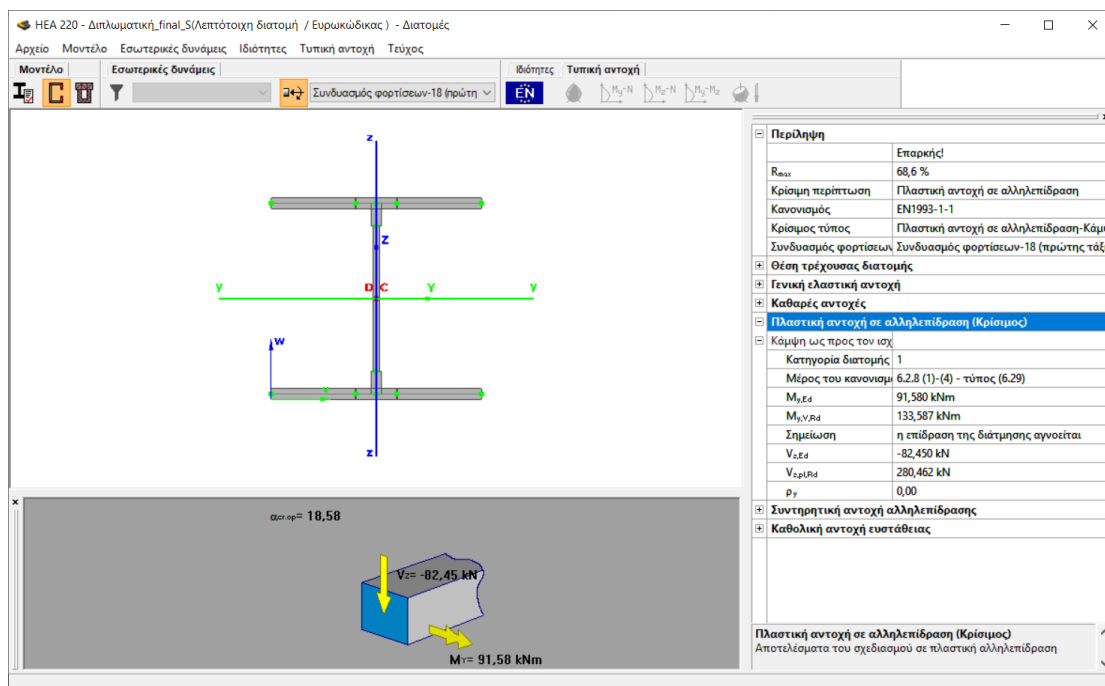
Σχήμα 4.13: Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων SLS υποστρώματος B473

4.4.2 Μη σύμμικτες δοκοί

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, τόσο για τις μη σύμμικτες κύριες δοκούς, όσο και για όλες τις υπόλοιπες δοκούς της κατασκευής, που δεν έχουν σύμμικτη λειτουργία. Μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης στην οριακή κατάσταση ULS ίσο με 68,6% προέκυψε για την κύρια δοκό B584.



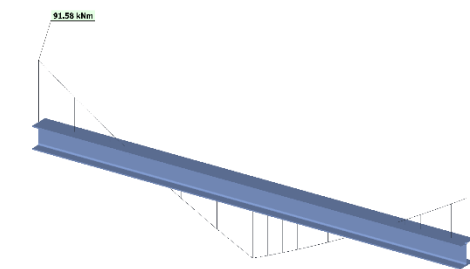
Σχήμα 4.14: Διαστασιολόγηση μη σύμμικτων δοκών



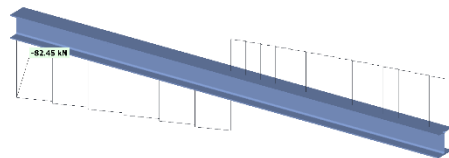
Σχήμα 4.15: Κρίσιμος υπολογισμός δοκού B584

Κρίσιμη βρέθηκε η Πλαστική Αντοχή Σε Αλληλεπίδραση για κάμψη στον ισχυρό άξονα της δοκού, για τον συνδυασμό φορτίσεων 18 ($1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{180^\circ, cpi=-0,3} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$)

$$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} = 91,58 / 133,587 = 0,686 \leq 1$$



Σχήμα 4.16: Διάγραμμα ροπής M_y



Σχήμα 4.17: Διάγραμμα τέμνουσας V_z

Ο έλεγχος λειτουργικότητας, έδωσε μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση για την δοκό B859 17,57mm μέσω του συνδυασμού SLS ($1 \cdot G + 1 \cdot S + 0,6 \cdot W_{0^\circ, cpi=-0,3}$) με ποσοστό εκμετάλλευσης 45,68%.

Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Όνομα ελέγχου: Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-238
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-164
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-243
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-170
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-173
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-248
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-176
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-179
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-221

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου: Δοκοί

Οριακή παραμόρφωση: L / 250

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-252

Όνομα ράβδου: B859

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 325

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]: 17,57

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 38,46

Χρήση διατομής [%]: 45,68

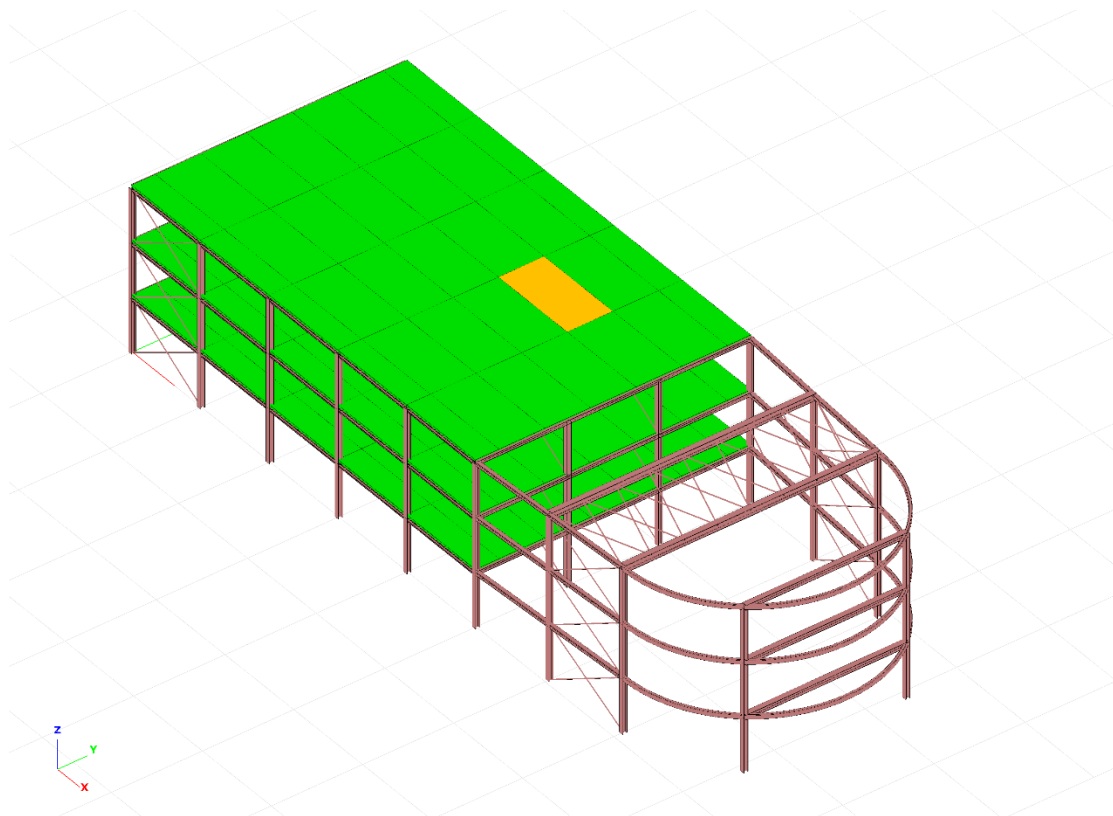
Σχήμα 4.18: Έλεγχος κατακόρυφων μετακινήσεων SLS μη σύμμετρων δοκών

4.4.3 Σύμμικτες δοκοί

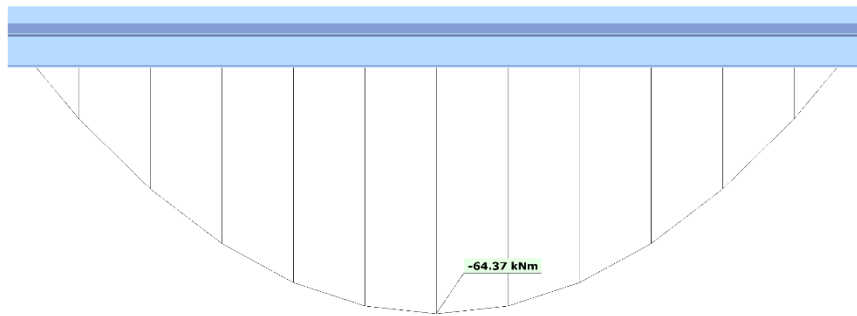
Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών, έγινε αυτόματα από το Consteel σύμφωνα με τον EN 1994-1-1. Οι δοκοί ελέγχθηκαν σε:

- Πλαστική αντοχή κάμψης EN 1994-1-1 6.2.1.2, 6.2.1.3
- Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση EN 1993-1-1 6.2.6 (1)-(3)
- Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση EN 1994-1-1 6.6.2
- Αντοχή διατμητικών ήλων EN 1994 6.6.3, 6.6.4
- Αντοχή σε θραύση πέλματος του σκυροδέματος EN 1992 6.2.4 (6.22)

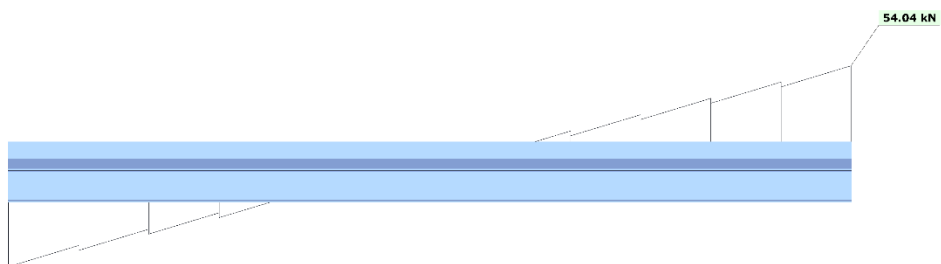
Από την διαστασιολόγηση σε συνδυασμούς ULS και πιο συγκεκριμένα τον συνδυασμό 18 ($1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{180^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$), προέκυψε με μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης, η κύρια σύμμικτη δοκός B429 στην στέγη όπως φαίνεται με κίτρινο χρώμα στο Σχήμα 4.19.



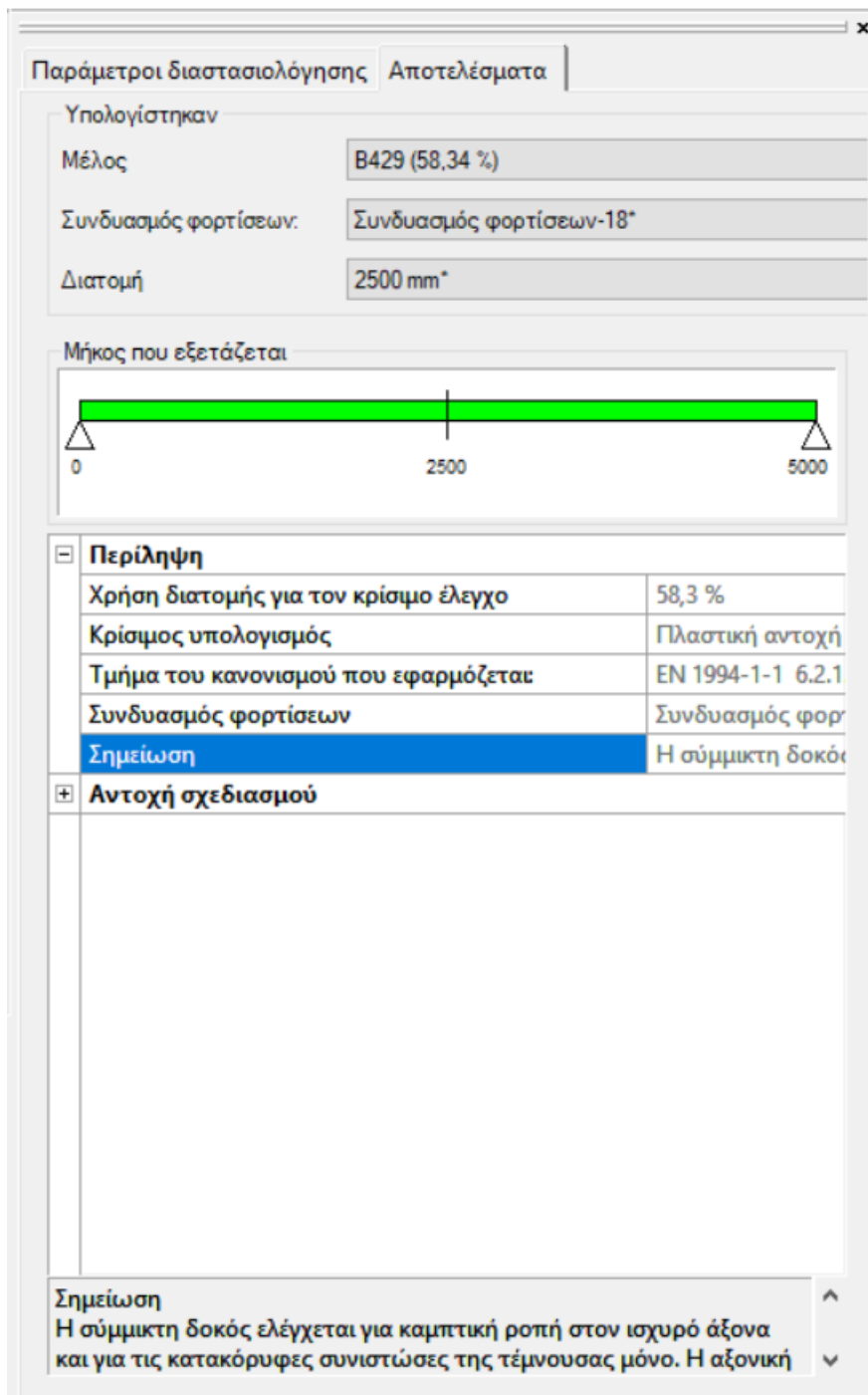
Σχήμα 4.19: Σύμμικτη κύρια δοκός B 429



Σχήμα 4.20: Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας σύμμικτης δοκού B429 για συνδυασμό ULS 18



Σχήμα 4.21: Διάγραμμα τέμνουσας σύμμικτης δοκού B429 για συνδυασμό ULS 18



Σχήμα 4.22: Αποτελέσματα διαστασιολόγησης

4.4.3.1 Πλαστική αντοχή σε κάμψη

Η σύμμικτη δοκός B429 ελέγχθηκε σύμφωνα με τις παραγράφους 6.2.1.2, 6.2.1.3 του EN 1994 για μερική διατμητική σύνδεση, καθώς τοποθετήθηκαν οι ελάχιστοι απαιτούμενοι. Για τον υπολογισμό της πλαστικής αντοχής σε κάμψη υπολογίστηκε ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης n :

$$n = n_{act}/n_f \quad (4.9)$$

όπου:

n_{act} Αριθμός διατμητικών ήλων στο μήκος που εξετάζεται

n_f Αριθμός διατμητικών ήλων στο μήκος που εξετάζεται για πλήρη διατμητική σύνδεση

Στην συνέχεια υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή του πέλματος του σκυροδέματος N_c :

$$N_c = n \cdot N_{c,f} \quad (4.10)$$

όπου:

$N_{c,f}$ Θλιπτική αντοχή πέλματος σκυροδέματος σε πλήρη διατμητική σύνδεση

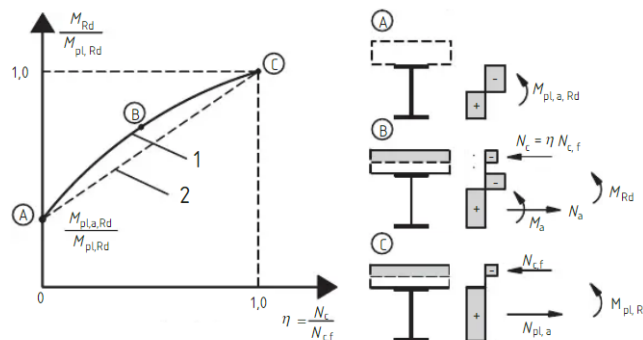
Για: $n_{act} = 20$, προκύπτει:

$$n = n_{act}/n_f = 20/46 = 0,44 \geq 0,4$$

και για $N_{c,f} = (b_{eff} \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}/1,5) = 669,38$, προκύπτει :

$$N_c = n \cdot N_{c,f} = 0,44 \cdot 669,38 = 295,29kN$$

Η οριακή αντοχή σε κάμψη M_{Rd} της διατομής, δίνεται τελικώς, με την βοήθεια της σχέσης (4.11) και του Σχήματος 4.23.



Σχήμα 4.23: Ποιοτικό διάγραμμα σχέσης $M_{Rd}/M_{pl,Rd}$, $M_{pl,a,Rd}/M_{pl,Rd}$ και n

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot n \quad (4.11)$$

όπου:

$M_{pl,Rd}$ Αντοχή σε ροπή κάμψης σύμμικτης διατομής για πλήρη διατμητική σύνδεση

$M_{pl,a,Rd}$ Αντοχή σε ροπή κάμψης σιδηροδοκού

Για $M_{pl,Rd} = 187,4kNm$ και $M_{pl,a,Rd} = 51,85kNm$ προκύπτει:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot n = 51,85 + (187,4 - 51,85) \cdot 0,44 = 110,3kNm$$

Και $M_{Ed}/M_{Rd} = 64,4/110,3 = 0,583 \leq 1$

Πλαστική αντοχή κάμψης	
Χρήση διατομής	58,3 %
Σημείωση	Η συμβολή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται!
Σημείωση	Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλαμα!
Σημείωση	Η διατμητική σύνδεση είναι μερική!
Κατηγορία διατομής	1
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.2.1.2, 6.2.1.3
$M_{y,Ed}$	-64,4 kNm
$M_{pl,Rd}$	110,3 kNm
z_{pl}	168 mm
A_s	2 848,4 mm ²
f_{yk}	235 N/mm ²
γ_{MO}	1,00
$N_{pl,a}$	669,4 kN
b_{eff}	1 250 mm
h_c	83 mm
f_{ck}	25 N/mm ²
γ_c	1,5
$N_{c,d}$	295,9 kN
η	0,44
$N_{c,f}$	669,38 kN
N_c	295,9 kN
β	1,00
ρ	0,00
V_{Ed}	2,5 kN
V_{Rd}	189,9 kN

Σχήμα 4.24: Πλαστική αντοχή σε ροπή κάμψης κύριας σύμμικτης δοκού B429

4.4.3.2 Αντοχή διατμητικών ήλων

Όπως προαναφέρθηκε, αποφασίστηκε να τοποθετηθούν όλκιμοι ήλοι διαμέτρου $d=19mm$ και διαμέτρου κεφαλής $d_2 = 32mm = \mu\epsilon$ ύψος $h_{sc} = 125mm$. Επομένως καλύπτονται οι περιορισμοί του EN 1994 εφόσον:

- $d_2 \geq 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 19 = 29,5mm$

- $h_{sc} \geq 3 \cdot d = 3 \cdot 19 = 57mm$

Η οριακή αντοχή του ήλου ορίζεται ως η ελάχιστη των:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} / \gamma_v \right) \quad (4.12)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} / \gamma_v} \quad (4.13)$$

όπου:

d η διάμετρος κορμού του ήλου

f_u ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου

f_{ck} θλιπτική αντοχή σκυροδέματος C25/30

E_{cm} μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος C25/30

a $a = 0,2 \cdot (h/d + 1)$ για $3 \leq h/d \leq 4$ ή $a = 1$ για $4 \leq h/d$

h ύψος ήλου

γ_v επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,25

Στην προκειμένη περίπτωση $h/d = 125/19 = 6,58 \geq 1$ άρα $a = 1$. Επομένως:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} / \gamma_v \right) = 81,65kN$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} / \gamma_v} = 73,13kN$$

Άρα $P_{Rd} = 73,13kN \geq P_{pb,Rd} = k_\varphi \cdot d \cdot t \cdot f_{yp,d} = 1,478 \cdot 1,9 \cdot 0,88 \cdot 32 = 68,85kN$

όπου:

$P_{pb,Rd}$ αντοχή χαλυβδόφυλλου σε σύνθλιψη

$$k_{\varphi} = 1 + a/d_{a0} = 1,478 \leq 6$$

t πάχος χαλυβδόφυλλου

$f_{yp,d}$ αντοχή σχεδιασμού χαλυβδόφυλλου

Για πλάκες με χαλυβδόφυλλα κάθετα στην δοκό υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής:

$$k_l = 0,7 / \sqrt{N_r} \cdot b_0 / h_p \cdot (h/h_p - 1) \leq 1 \quad (4.14)$$

όπου:

b_0 μέσο πάχος αυλακώσεων τουλάχιστο ίσο με 50mm

h_p ύψος χαλυβδόφυλλου

h ύψος διατμητικού ήλου $\leq h_p + 75mm$

N_r αριθμός ήλων σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη δοκό

προκύπτει:

$$k_l = 0,7 / \sqrt{N_r} \cdot b_0 / h_p \cdot (h/h_p - 1) = 0,4$$

$$\text{Επομένως } P_{Rd} = 0,4 \cdot 73,13 = 29,6kN$$

Έλεγχος ελάχιστων και μέγιστων αποστάσεων:

$$\text{Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις: } \text{mine}_l = 5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95mm$$

$$\text{Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις: } \text{maxe}_l = 6 \cdot (h_c + h_p) = 96mm \leq 800mm$$

Ελάχιστο πλάτος τραπεζίου χαλυβδόφυλλου: $b_0 = 50mm$

$$\text{Ύψος ήλου μείον ύψος χαλυβδόφυλλου: } h_{sc} - h_p = 125 - 77 = 48mm \geq 2 \cdot d = 38mm$$

Στην περίπτωση μας έχει επιλεχθεί διαμήκης απόσταση ήλων $s_L = 250mm$ που καλύπτει τους περιορισμούς.

n _{act}	20
S _L	250 mm
n _{act,L}	10
S _R	250 mm
n _{act,R}	10
n _{stud}	1
n _{min}	20
n _{min,L}	10
n _{min,R}	10
n _f	46
N _{c,f}	669 kN
L _s	5 000 mm
L _{s,L}	2 500 mm
L _{s,R}	2 500 mm
P _{Rd}	29,6 kN
f _u	450 N/mm ²
d	19 mm
h _{ec}	125 mm
α	1,00
f _{ck}	25 N/mm ²
E _{cm}	31 476 N/mm ²
γ _V	1,25
k _i	0,40
k _ε	1,00
k _{ε,max}	1,00
η	0,44

Σχήμα 4.25: Στοιχεία διατμητικής σύνδεσης κύριας σύμμικτης δοκού B429

4.4.3.3 Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση

Η παραλαβή των κατακόρυφων διατμητικών τάσεων, θεωρείται πως παραλαμβάνονται εξ' ολοκλήρου απ' τον κορμό της σιδηροδοκού. Επομένως σύμφωνα με τον EN 19931-1 6.2.6 η αντοχή σε διάτμηση διατομής I θερμής έλασης $V_{c,Rd}$:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_w \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.15)$$

όπου:

A_w Εμβαδόν διάτμησης, το οποίο βρέθηκε ίσο για την διατομή IPE 200, με 14cm²

άρα:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_w \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 14 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3}} / 1 = 189,9kN \geq 54,04kN$$

Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση	
Σημείωση	Η τέμνουσα μεταφέρεται εξ' ολοκλήρου από την μεταλλική διατομή
Χρήση διατομής	1,3 %
Κατηγορία διατομής	1
Μέρος του κανονισμού που εφαρμόστηκε	6.2.6 (1)-(3) - τύπος (6.17, 6.18)
$V_{z,Ed}$	2,5 kN
$V_{z,c,Rd}$	189,9 kN
A_z	1 400,0 mm ²
f_y	235,0 N/mm ²
γ_{M0}	1,00

Σχήμα 4.26: Κατακόρυφη διάτμηση στον ασθενή άξονα κύριας σύμμικτης δοκού B429

4.4.3.4 Διαμήκης διάτμηση

Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση	
Χρήση διατομής	10,1 %
Σημείωση	Τύπος αστοχίας: b-b
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.6.2
V_{Ed}	0,71 N/mm ²
V_{Rd}	7,04 N/mm ²
ΔF_d	147,96 kN
Δx	2 500 mm
A_{sf}	670 mm ² /m
f_{sd}	434,8 N/mm ²
h_c	83 mm
θ_ϕ	26,5 deg

Σχήμα 4.27: Διαμήκης διάτμηση κύριας σύμμικτης δοκού B429

4.4.3.5 Αντοχή σκυροδέματος σε θραύση

Παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα για την αντοχή του σκυροδέματος σε θραύση σύμφωνα με τον EN 1992-1-1:

Αντοχή θραύσης πέλματος σκυροδέματος	
Χρήση διατομής	19,8 %
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1992-1-1 6.2.4 (6.22)
V_{Rd}	3,59 N/mm ²
V_{Ed}	0,71 N/mm ²
v	0,54
f_{ck}	25,0 N/mm ²
f_{cd}	16,7 N/mm ²
θ_ϕ	26,5 deg

Σχήμα 4.28: Αντοχή θραύσης πέλματος σκυροδέματος κύριας σύμμικτης δοκού B429

Οι έλεγχοι ρηγματώσεως, ταλαντώσεων και αντοχής σε πυρκαγιά δεν πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία.

Κατά τον έλεγχο λειτουργικότητας για τις κύριες σύμμικτες δοκούς, κρίσιμη βρέθηκε η δοκός B427 με κατακόρυφη παραμόρφωση 3,77mm, λόγω του συνδυασμού φορτίσεων 166 ($1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot W_{180^\circ, cri=-0,3} + 0,5 \cdot S$).

Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Όνομα ελέγχου: Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-238
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-164
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-243
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-170
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-173
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-248
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-176
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-179
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-221

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου: Σύμμικτες Δοκοί

Οριακή παραμόρφωση: L / 250

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-166

Όνομα ράβδου: B427

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 261

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]: 3,77

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 20

Χρήση διατομής [%]: 18,85

Ακύρωση OK

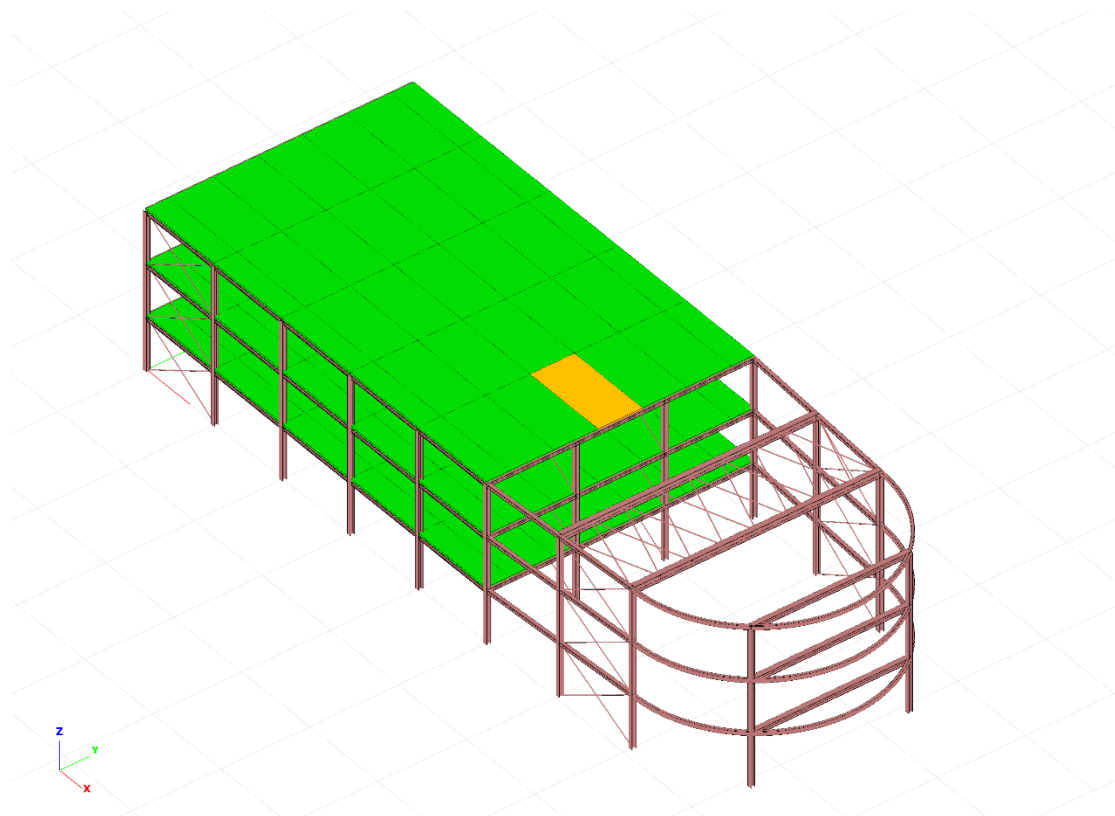
Σχήμα 4.29: Έλεγχος λειτουργικότητας κύριων σύμμικτων δοκών

Το τελικό βέλος προκύπτει απ' το άθροισμα των βελών στην φάση κατασκευής, άρα:

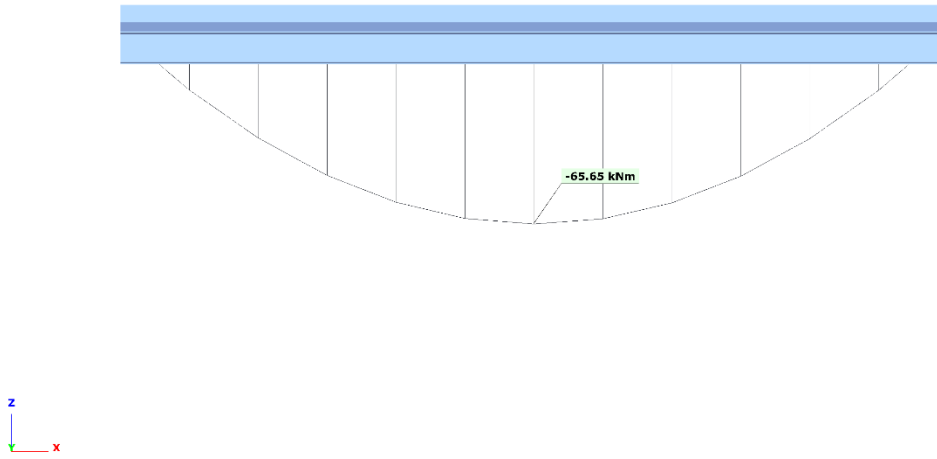
$$\delta_{\tau\epsilon\lambda} = \delta_{\kappa} + \delta_{\lambda} = 1,13 + 3,77 = 4,90\text{mm} \leq 20\text{mm}$$

4.4.4 Διαδοκίδες

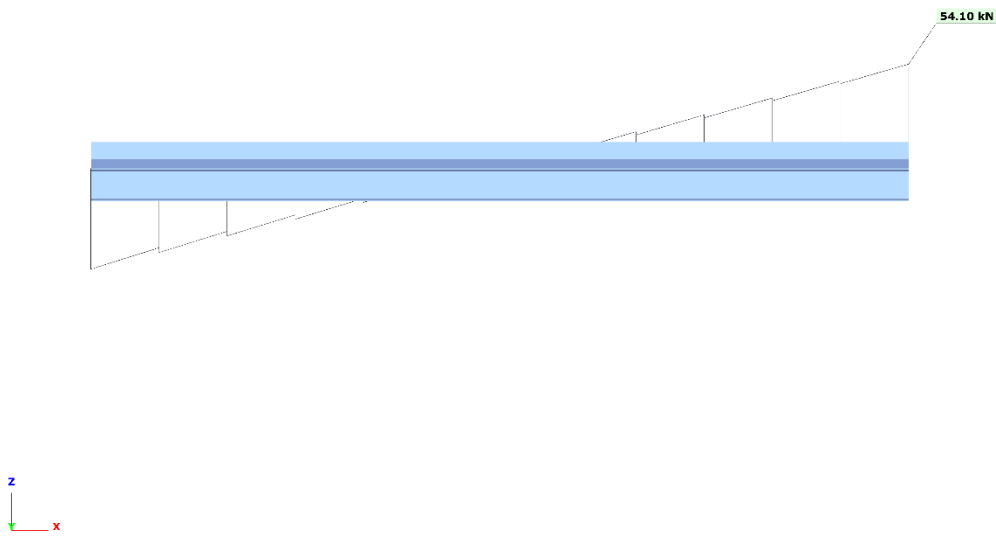
Με την ίδια διαδικασία έγινε η διαστασιολόγηση για τις διαδοκίδες. Κρίσιμη βρέθηκε η διαδοκίδα B1100 σε Πλαστική αντοχή κάμψης, με ποσοστό εκμετάλλευσης 59,5%, για τον συνδυασμό φόρτισης 6 ($1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{0^{\circ},\text{cpi}=-0,3} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$). Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε έλεγχο ξεχωριστά.



Σχήμα 4.30: Διαδοκίδα B1100



Σχήμα 4.31 Διάγραμμα ροπών κάμψης διαδοκίδας B1100 για συνδυασμό ULS 6



Σχήμα 4.32: Διάγραμμα τέμνουσας διαδοκίδας B1100 για συνδυασμό ULS 6

Πλαστική αντοχή κάμψης	
Χρήση διατομής	59,5 %
Σημείωση	Η συμβολή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται!
Σημείωση	Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλαμα!
Σημείωση	Η διατμητική σύνδεση είναι μερική!
Κατηγορία διατομής	1
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.2.1.2, 6.2.1.3
$M_{y,Ed}$	-65,7 kNm
$M_{pl,Rd}$	110,3 kNm
z_{pl}	168 mm
A_s	2 848,4 mm ²
f_{yk}	235 N/mm ²
γ_{M0}	1,00
$N_{pl,a}$	669,4 kN
b_{eff}	1 250 mm
h_c	83 mm
f_{ck}	25 N/mm ²
γ_c	1,5
$N_{c,d}$	295,9 kN
η	0,44
$N_{c,f}$	669,38 kN
N_c	295,9 kN
β	1,00
ρ	0,00
V_{Ed}	1,7 kN
V_{Rd}	189,9 kN

Σχήμα 4.34: Πλαστική αντοχή σε ροπή κάμψης σύμμικτης διαδοκίδας B1100

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_w \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} = 14 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3}} / 1 = 189,9 \text{ kN} \geq 54,1 \text{ kN}$$

Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση	
Σημείωση	Η τέμνουσα μεταφέρεται εξ'ολοκλήρου από την μεταλλική διατμ
Χρήση διατομής	0,9 %
Κατηγορία διατομής	1
Μέρος του κανονισμού που εφαρμόστηκε	6.2.6 (1)-(3) - τύπος (6.17, 6.18)
$V_{z,Ed}$	1,7 kN
$V_{z,c,Rd}$	189,9 kN
A_z	1 400,0 mm ²
f_y	235,0 N/mm ²
γ_{M0}	1,00

Σχήμα 4.35: Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση στον ασθενή άξονα σύμμικτης διαδοκίδας B1100

n_{oct}	20
S_L	250 mm
$n_{oct,L}$	10
S_R	250 mm
$n_{oct,R}$	10
n_{stud}	1
n_{min}	20
$n_{min,L}$	10
$n_{min,R}$	10
n_f	46
$N_{c,f}$	669 kN
L_s	5 000 mm
$L_{s,L}$	2 500 mm
$L_{s,R}$	2 500 mm
P_{Rd}	29,6 kN
f_u	450 N/mm ²
d	19 mm
h_{oc}	125 mm
α	1,00
f_{ck}	25 N/mm ²
E_{cm}	31 476 N/mm ²
γ_V	1,25
k_l	0,40
k_t	1,00
$k_{t,max}$	1,00
η	0,44

Σχήμα 4.36: Στοιχεία διατμητικής σύνδεσης σύμμικτης διαδοκίδας B1100

Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση	
Χρήση διατομής	10,1 %
Σημείωση	Τύπος αστοχίας: b-b
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.6.2
V_{Ed}	0,71 N/mm ²
V_{Rd}	7,04 N/mm ²
ΔF_d	147,96 kN
Δx	2 500 mm
A_{sf}	670 mm ² /m
f_{sd}	434,8 N/mm ²
h_c	83 mm
Θ_ϕ	26,5 deg

Σχήμα 4.37: Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση σύμμικτης διαδοκίδας B1100

Αντοχή θραύσης πέλματος σκυροδέματος	
Χρήση διατομής	19,8 %
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1992-1-1 6.2.4 (6.22)
V_{Rd}	3,59 N/mm ²
V_{Ed}	0,71 N/mm ²
v	0,54
f_{ck}	25,0 N/mm ²
f_{cd}	16,7 N/mm ²
Θ_ϕ	26,5 deg

Σχήμα 4.38: Αντοχή θραύσης πέλματος σκυροδέματος σύμμικτης διαδοκίδας B1100

Ο έλεγχος λειτουργικότητας έδειξε πως την μεγαλύτερη παραμόρφωση παρουσιάζει επίσης η διαδοκίδα B1100, με κρίσιμη κατακόρυφη παραμόρφωση 3,84mm, εξαιτίας του συνδυασμού 154 ($1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot W_0 + 0,5 \cdot S$).

Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Όνομα ελέγχου: Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-238
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-164
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-243
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-170
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-173
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-248
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-176
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-179
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-221

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου: Διαδοκίδες

Οριακή παραμόρφωση: L / 250

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-154

Όνομα ράβδου: B1100

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 816

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]: 3,84

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 20

Χρήση διατομής [%]: 19,2

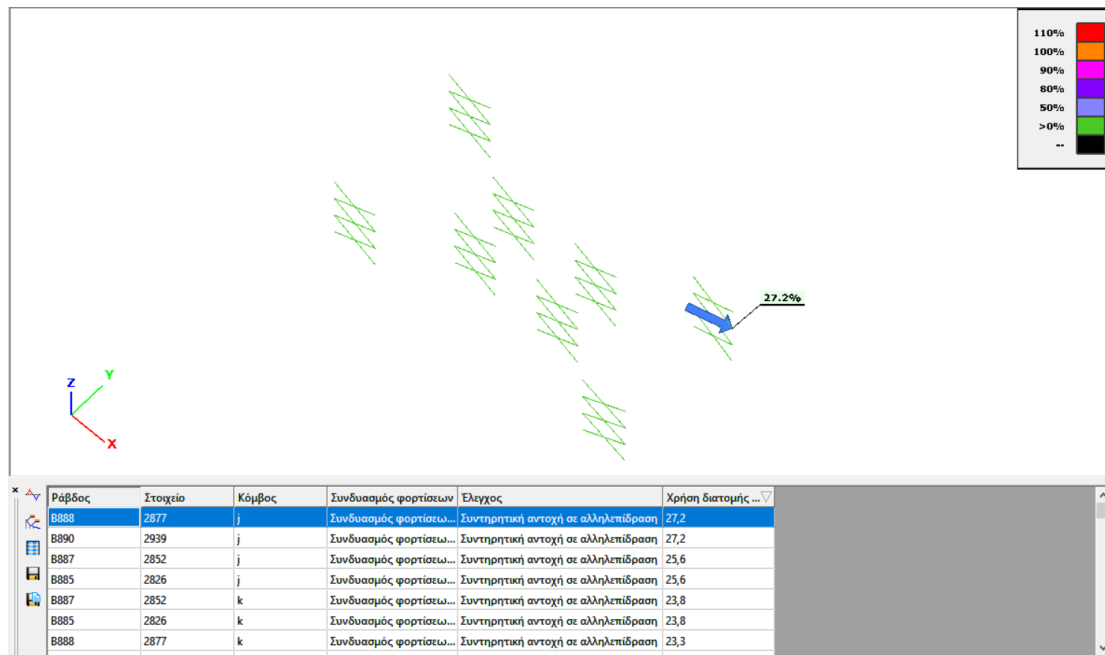
Ακύρωση OK

Σχήμα 4.39: Έλεγχος λειτουργικότητας διαδοκίδων

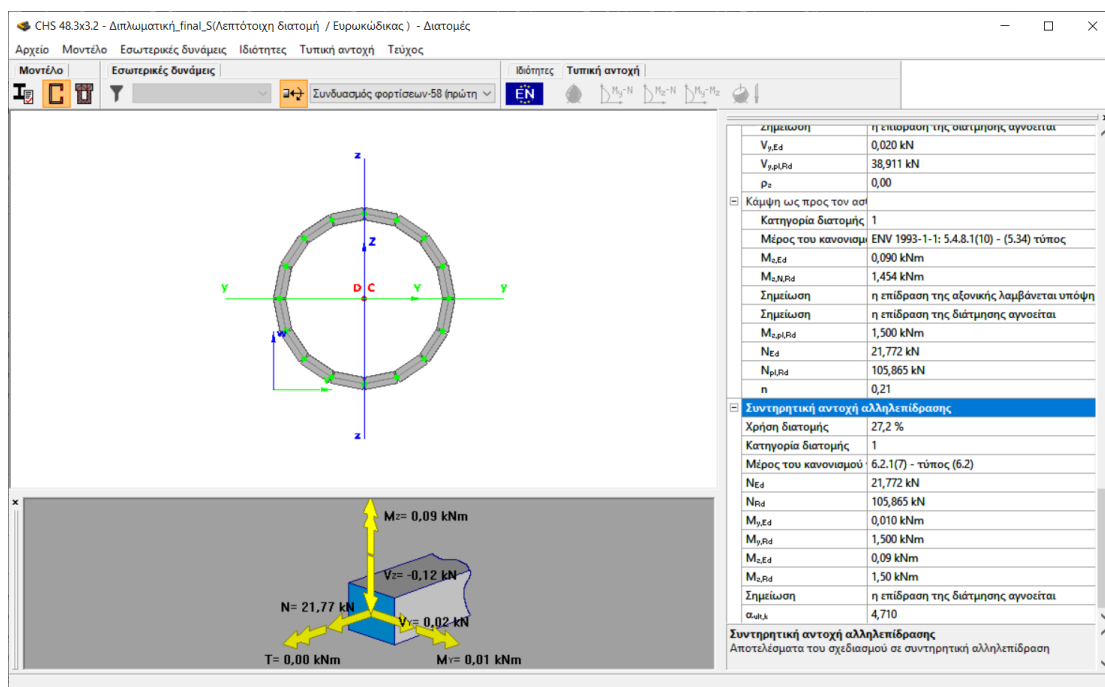
$$\delta_{\tau\epsilon\lambda} = \delta_{\kappa} + \delta_{\lambda} = 1,13 + 3,84 = 4,97mm \leq 20mm$$

4.4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

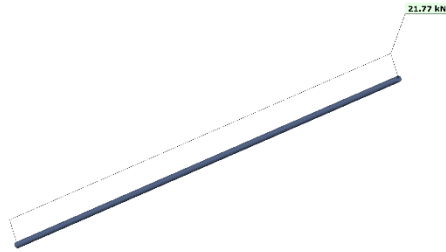
Για τους συνδυασμούς ULS κρίσιμος βρέθηκε ο κατακόρυφος χιαστί σύνδεσμος B888 διατομής CHS 48×3×3.2, σε Συντηρητική Αντοχή Αλληλεπίδρασης λόγω του συνδυασμού φορτίσεων 58 ($1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{0^\circ, cpi=+0,2} + (1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$), με ποσοστό εκμετάλλευσης 27,2%. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μοντελοποιήθηκαν για τους συνδυασμούς ULS έτσι ώστε να αναλαμβάνουν μόνο αξονική ένταση και το ίδιο βάρος τους.



Σχήμα 4.40: Κατακόρυφος χιαστί σύνδεσμος B888



Σχήμα 4.41: Κρίσιμος υπολογισμός κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου B888



Σχήμα 4.42: Διάγραμμα αξονικής δύναμης κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου B888 για τον συνδυασμό ULS 58

$$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,Rd} = 21,772/105,865 + 0,01/1,5 + 0,09/1,5 = 0,272 \leq 1$$

5. Ικανοτικός Σχεδιαμός

Έγινε ικανοτικός σχεδιασμός για την κατασκευή, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Κύριος σκοπός της είναι η αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης του κτιρίου, για σεισμική δόνηση μεγαλύτερη απ' αυτή του σχεδιασμού. Αυτό επιτυγχάνεται στον εξεταζόμενο φορέα, τόσο μέσω εκμετάλλευσης της ανελαστικής απόκρισης των πλαισίων ροπής του, με την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, όσο και από την απόδοση των εφελκόμενων διαγωνίων στα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας κατά την διάρκεια του σεισμού.

Η φιλοσοφία σχεδιασμού, επιδιώκει αρχικά τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών των πλαισίων ροπής, έτσι ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός τους στα υποστυλώματα και έπειτα, να προηγηθεί η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων, της αστοχίας των συνδέσεων και της διαρροής και λυγισμού των δοκών και υποστυλωμάτων στα πλαίσια με χιαστί συνδέσμους. Οι επιδιώξεις αυτές, εξασφαλίζονται από τον ικανοτικό σχεδιασμό, με τον έλεγχο κόμβων και τον έλεγχο των μελών και συνδέσεων, λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλες υπεραντοχές, που προκύπτουν από την συμπεριφορά των μελών όπως θα φανεί παρακάτω.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές ανάλογα με το είδος τους, χωρίζονται σε κατηγορίες πλαστιμότητας, σύμφωνα με τις οποίες γίνεται η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Πίνακας 5.1: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Δομικό σύστημα	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	Μέση	Υψηλή
α) Πλαίσια ροπής	4,0	6,0
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας		
- Διαγώνιοι	4,0	4,0
- Σχήματος V	2,0	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	4,0	6,0
Για Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q=1,5$ χωρίς την απαίτηση ικανοτικών ελέγχων		

Όσο αναφορά τις απαιτούμενες κατηγορίες διατομών, συναρτήσεϊ του συντελεστή συμπεριφοράς q , δίνονται στον Πίνακα 5.2.

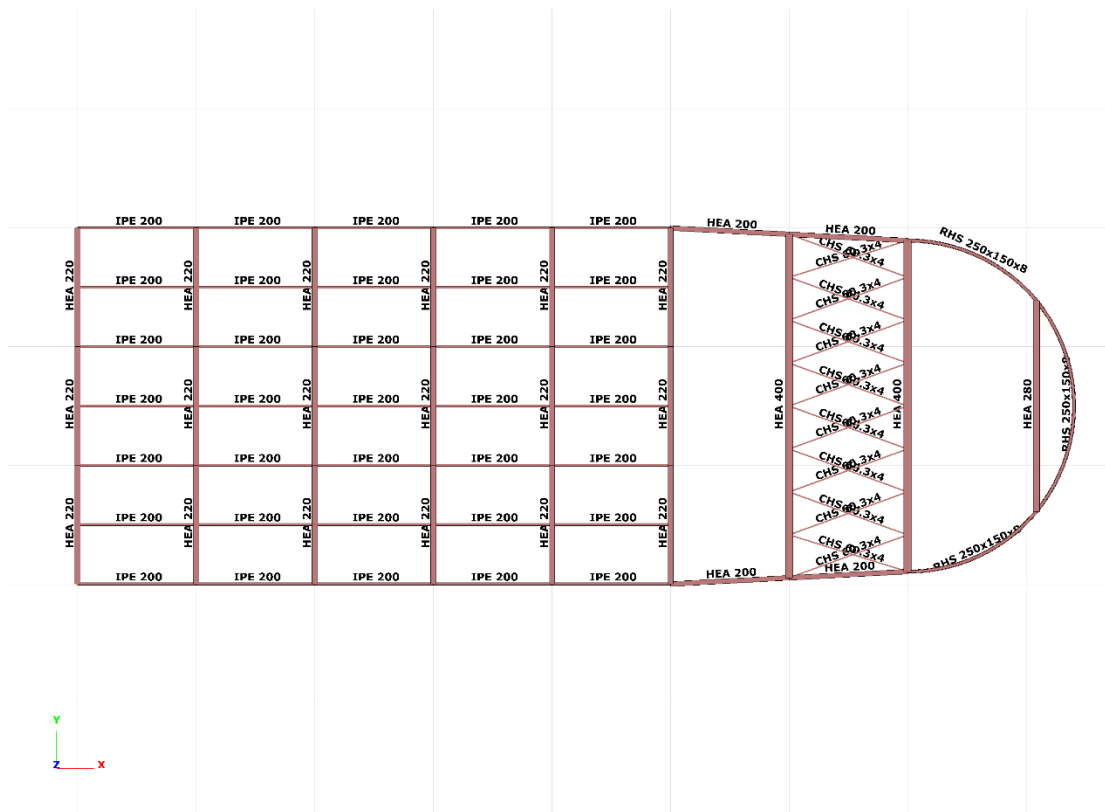
Πίνακας 5.2: Απαιτούμενη κατηγορία διατομής συναρτήσει του συντελεστή συμπεριφοράς q

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς Συντελεστή Συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2,0$	1, 2 ή 3
	$2,0 < q \leq 4,0$	1 ή 2
ΚΜΤ	$4,0 < q$	1

Για την προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής, αποφασίστηκε να γίνει η μελέτη για συντελεστή συμπεριφοράς $q=4,0$, στην διεύθυνση εντός των πλαισίων ροπής (διεύθυνση Υ) και για $q=3,0$ στην άλλη διεύθυνση (διεύθυνση Χ). Στον Πίνακα 5.3, παρουσιάζονται οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για τα μεταλλικά μέλη του φορέα, καθώς και η κατηγορία στην οποία ανήκουν. Στο Σχήμα 5.1 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι διατομές των δοκών και οριζόντιων χιαστί συνδέσμων στην οροφή της κατασκευής, αφού οι διατομές για όλους τους ορόφους είναι κοινές.

Πίνακας 5.3: Τελικές διατομές της κατασκευής και κατηγορίες αυτών

Μεταλλικά μέλη	Διατομή	Κατηγορία διατομής
Υποστυλώματα	HEB 240	1
Κύριες μη σύμμικτες δοκοί	HEA 220	1
Κύριες σύμμικτες δοκοί	IPE 200	1
Υπόλοιπες δοκοί	HEA 400	1
	HEA 200	1
	HEA 280	1
	RHS×250×150×8	1
Διαδοκίδες	IPE 200	1
Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι		
– Ισογείου	CHS 48.3×4	1
– 1 ^{ου} ορόφου	CHS 48.3×3.2	1
– 2 ^{ου} ορόφου	CHS 48.3×2.6	1
Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι	CHS 60.3×4	1



Σχήμα 5.1: Διατομές στέγης

5.1 Δυναμική ανάλυση

Ο προσδιορισμός των σεισμικών φορτίων, έγινε μέσω ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης, με την βοήθεια των φασμάτων σχεδιασμού οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού που παρέχει ο Ευρωκώδικας 8, τα οποία ορίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \quad \mu\epsilon \ S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g \quad (5.3)$$

$$T > T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \mu\epsilon \ S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g \quad (5.4)$$

όπου:

a_g η εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A

T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

T_B	η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_C	η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_D	η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
S	ο συντελεστής εδάφους
q	ο συντελεστής συμπεριφοράς

Στην συνέχεια παρατίθεται ο Πίνακας στον οποίο παρουσιάζονται οι κατηγορίες εδάφους, μέσω των οποίων γίνεται η επιλογή των τιμών του φάσματος απόκρισης.

Πίνακας 5.4: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
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.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
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.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800\text{m/s}$.
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1

Πίνακας 5.5: Τιμές των παραμέτρων που χαρακτηρίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης

Τύπος εδάφους	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _B (sec)
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους a_g , η οποία εξαρτάται από την Ζώνη Επικινδυνότητας χρησιμοποιήθηκε ο Πίνακας 5.6.

Πίνακας 5.6: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Ζώνη	a_g
I	0,16 · g
II	0,24 · g
III	0,36 · g

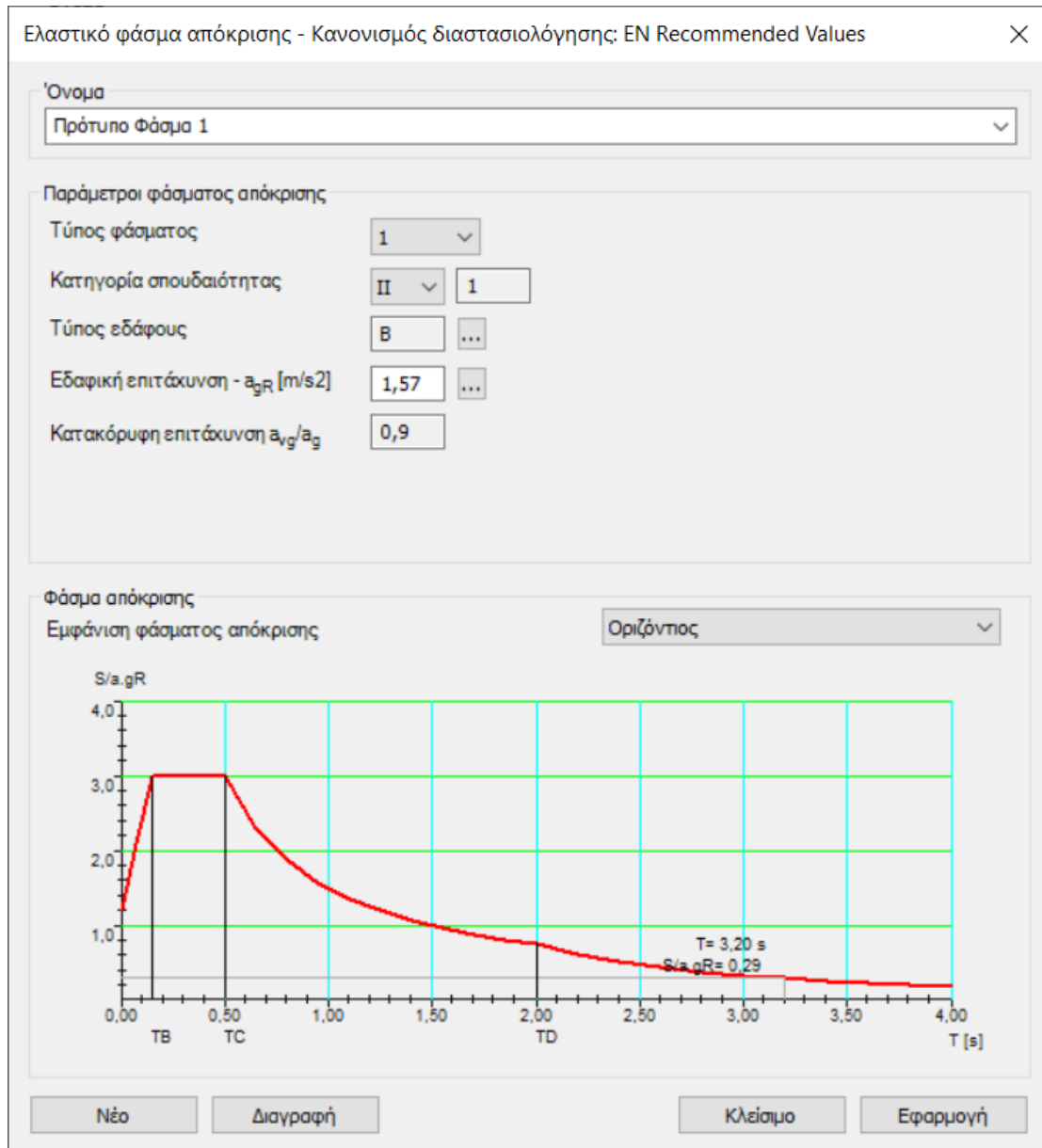
Στην συνέχεια προσδιορίστηκε η κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, σύμφωνα με τον Πίνακα 5.7.

Πίνακας 5.7: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_i
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0,80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1,20
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.	1,40

Το κτίριο από άποψη σπουδαιότητας ανήκει στην κατηγορία II και μελετάται για την περιοχή της Αττικής, επομένως θεωρήθηκε πως ανήκει στην κατηγορία εδάφους B και

σε Ζώνη Επικινδυνότητας Ι. Συνεπώς $a_g=0,16 \cdot g$, $S=1,2$, $T_B=0,15\text{sec}$, $T_C=0,5\text{sec}$, $T_D=2,0\text{sec}$ και $\gamma_I=1,00$. Στην συνέχεια παρουσιάζεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε στο Consteel για την δυναμική ανάλυση.



Σχήμα 5.2: Φάσμα σχεδιασμού

Επιλογή τύπου εδάφους ×

Άλλη κατηγορία εδάφους

Κατηγορία A - Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού

Κατηγορία 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

Κατηγορία C - Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων

Κατηγορία 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

Κατηγορία E - Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με vs > 800 m/s.

Οριζόντιος:

S = TB = TC = TD =

Κατακόρυφος:

S = TB = TC = TD =

Σχήμα 5.3: Επιλογή τύπου εδάφους

Σεισμός

Όνομα
Σεισμός 1

Ρυθμίσεις σεισμού | Πρόσθετες επιδράσεις

Ρυθμίσεις
 Συνδυασμός μαζών: Συνδυασμός μάζας
 Μέθοδος υπολογισμού: Όλες οι ιδιομορφές, CQC άθροισμα
 Κύρια διεύθυνση της κατασκευής από X (α_1): 0°

Φάσματα απόκρισης
 Φάσμα απόκρισης για ULS: Πρότυπο Φάσμα 1
 Ελαστικό φάσμα απόκρισης SLS
 ULS φάσμα σχεδιασμού και συντελεστής qd για SLS
 Κατώτατο όριο φάσματος - β : 0,2

Συντελεστές συμπεριφοράς
 Λαμβάνεται υπόψη ο κατακόρυφος σεισμός
 Ίδια συμπεριφορά στις οριζόντιες διευθύνσεις XY

Συντελεστές συμπεριφοράς		Συντελεστές συμπεριφοράς μετακίνησης	
q_1	3	q_{d1}	3
q_2	4	q_{d2}	4
q_z	1,5	q_{dz}	1,5

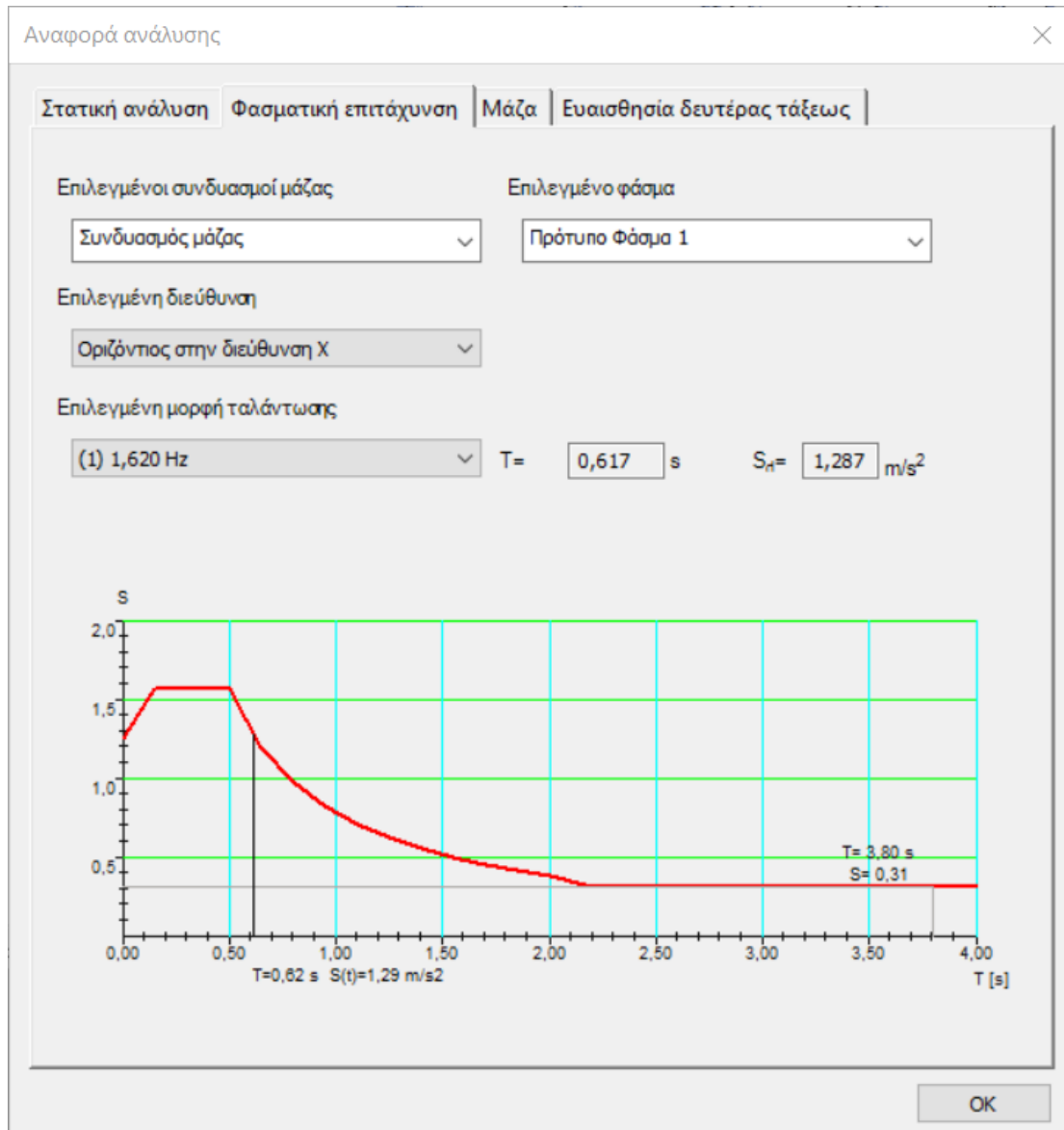
Εμφάνιση φάσματος απόκρισης: Φάσμα απόκρισης σχεδιασμού - Οριζόντιος στην διεύθυνση X

Buttons: Νέο, Διαγραφή, Κλείσιμο, Εφαρμογή

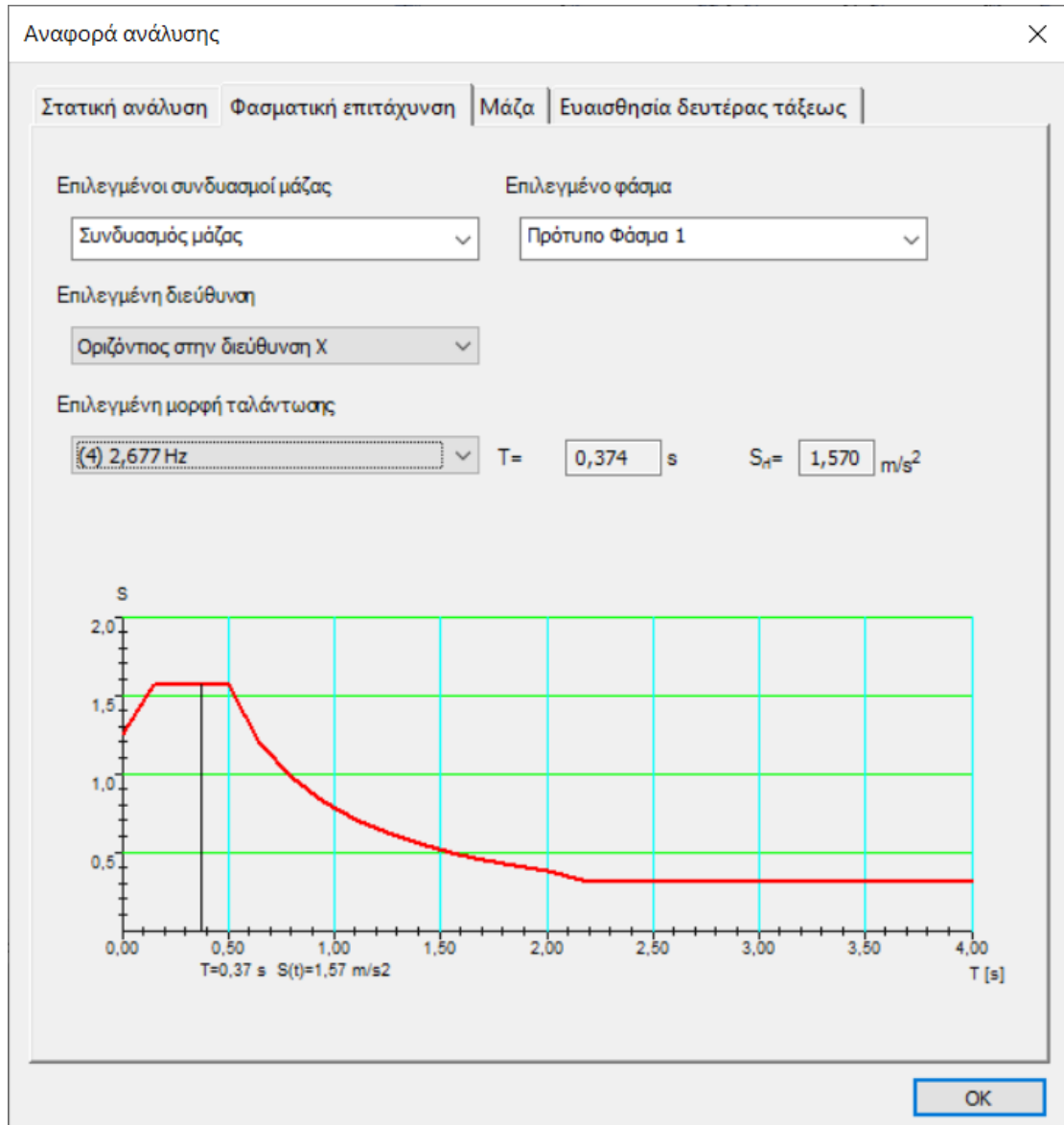
Σχήμα 5.4: Ρυθμίσεις σεισμικής ανάλυσης

Αρχικά έγινε ανάλυση τύπου CQC, για τον καθορισμό των ιδιομορφών της κατασκευής καθώς για την ασφαλή εξαγωγή αποτελεσμάτων πρέπει το άθροισμα των ιδιομορφικών

μαζών σε κάθε διεύθυνση του σεισμού, να ξεπερνάει ποσοστό τάξης του 90%. Στα επόμενα Σχήματα δίνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής για τις κυρίαρχες ιδιομορφές στις δύο διευθύνσεις (Σχήμα 5.5 και 5.6) και το ποσοστό συμμετοχής μάζας των ιδιομορφών (Σχήμα 5.7).



Σχήμα 5.5: Ιδιοπερίοδος κατασκευής για την πρώτη κυρίαρχη ιδιομορφή κατά Y



Σχήμα 5.6: Ιδιοπερίοδος κατασκευής για την πρώτη κυρίαρχη ιδιομορφή κατά X

Αναφορά ανάλυσης

Στατική ανάλυση | Φασματική επιτάχυνση | **Μάζα** | Ευαισθησία δευτέρας τάξεως

Τρέχων συνδυασμός φορτίσεων
 Συνδυασμός μάζας

Ακρίβεια κατά την διεύθυνση 1: 0,90 <= 0,990
 Ακρίβεια κατά την διεύθυνση 2: 0,90 <= 0,980
 Ακρίβεια κατά την διεύθυνση Z: **0,90 <=** 0,720

Ακρίβεια κατά ιδιομορφή

Ιδιομορφές και συσχετισμένες περιόδους ταλάντωσης ...	1	2	Z
(1.) 1,62	0,00	0,77	0,00
(2.) 1,93	0,00	0,05	0,00
(3.) 2,40	0,00	0,00	0,00
(4.) 2,68	0,85	0,00	0,00
(5.) 3,46	0,00	0,01	0,00
(6.) 3,76	0,00	0,00	0,00
(7.) 3,76	0,00	0,00	0,00

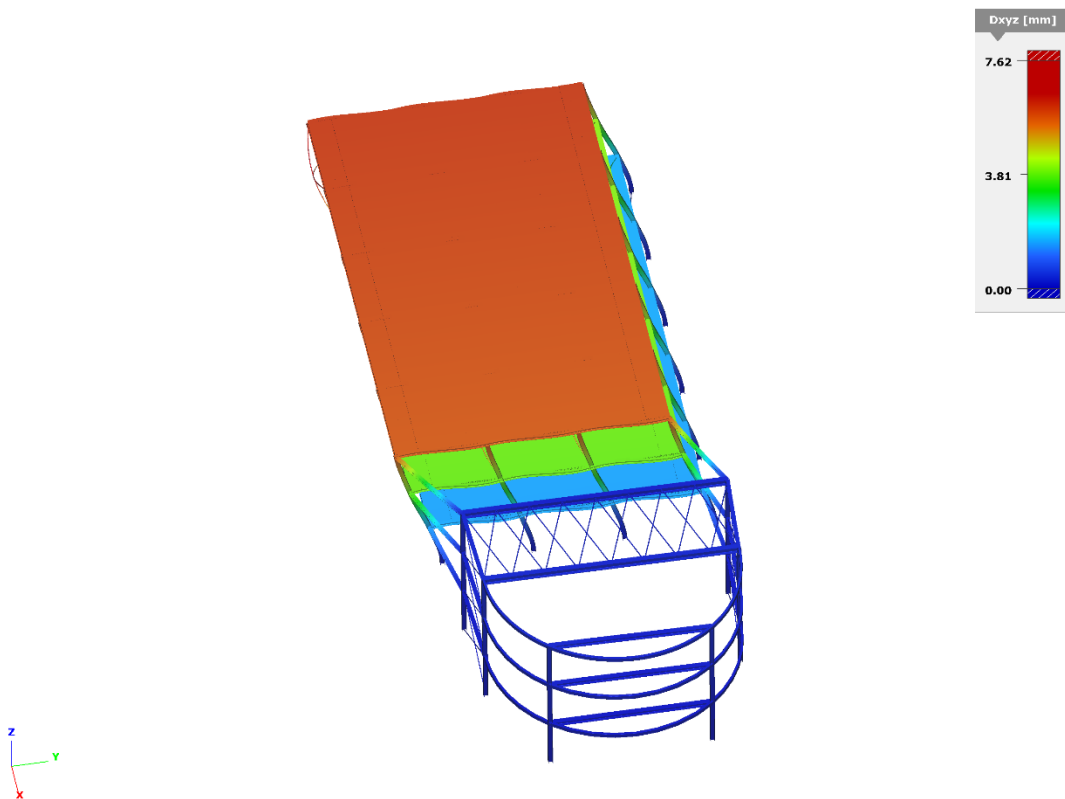
Μάζες στην κατασκευή
 Συνδυασμός μάζας Σεισμός

Συνολική μάζα κατά X: 439,136 [t]
 Συνολική μάζα κατά Y: 439,136 [t]
 Συνολική μάζα κατά Z: 439,136 [t]

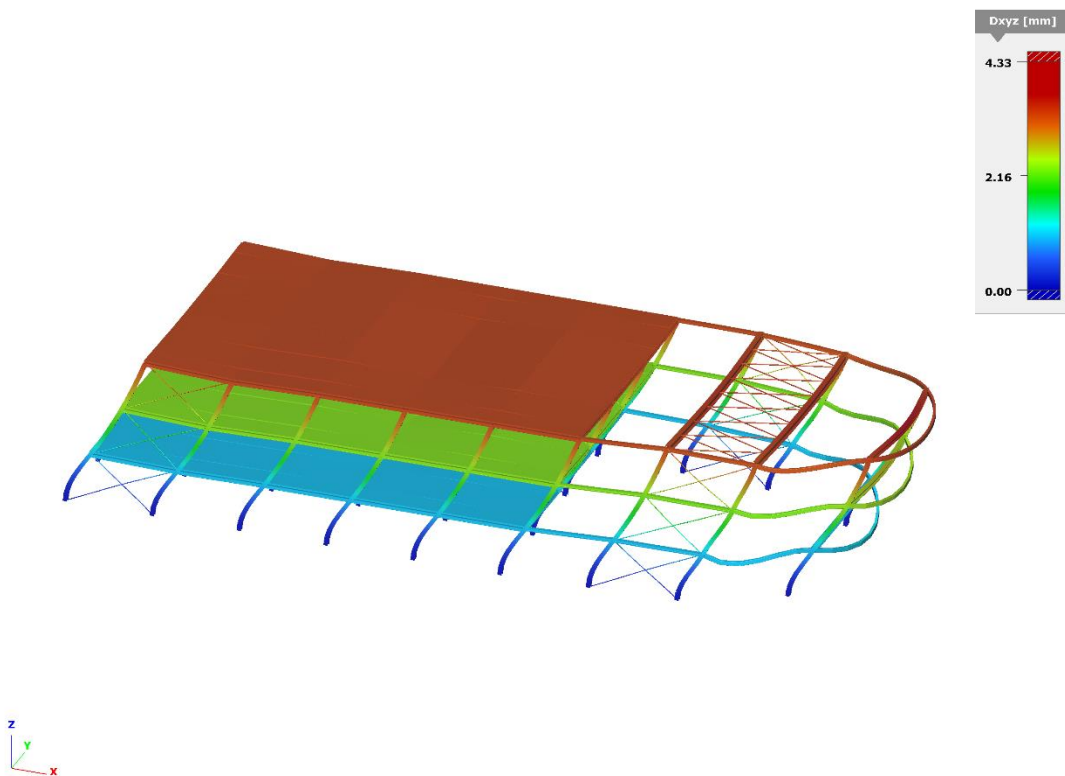
OK

Σχήμα 5.7: Ποσοστό συμμετοχής ιδιομορφικών μαζών

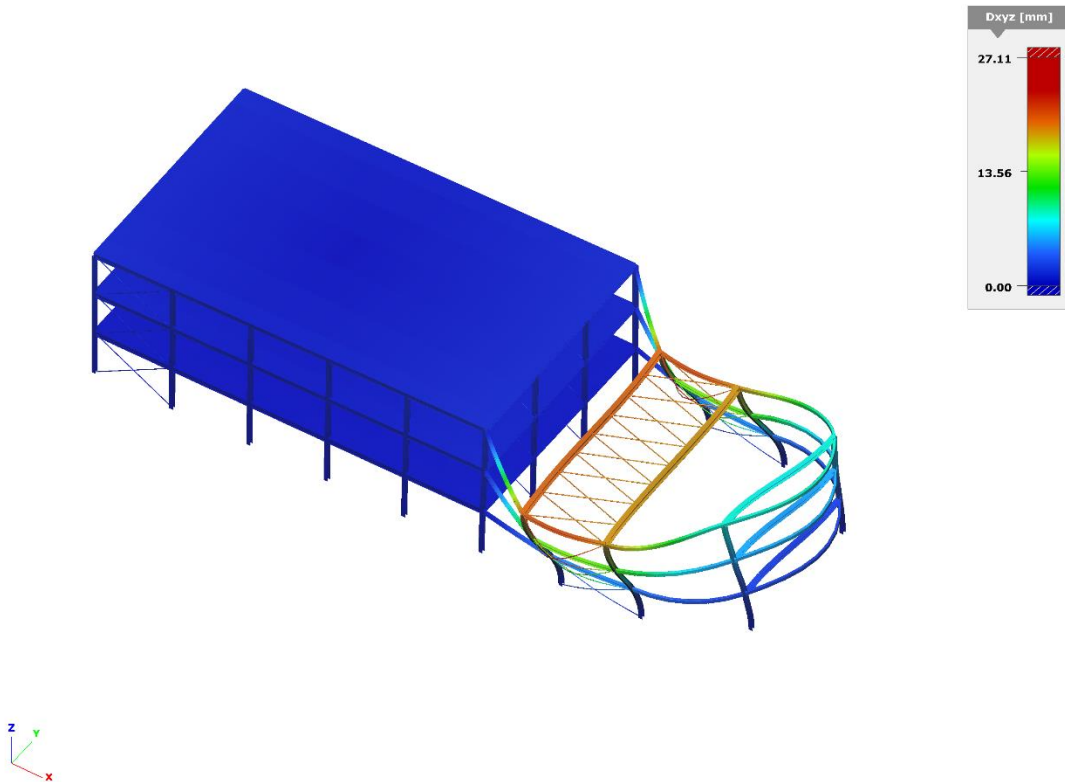
Όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα κυρίαρχες ιδιομορφές προέκυψαν, η 1^η ιδιομορφή με ποσοστό συμμετοχής 77% κατά Y για την οποία προκύπτει ιδιοπερίοδος της κατασκευής $T=0,617\text{sec}$ και η 4^η με ποσοστό συμμετοχής 85% κατά X, για ιδιοπερίοδο $T=0,374\text{sec}$. Οι ιδιομορφές παρουσιάζονται με την σειρά που αναφέρθηκαν στα Σχήματα 5.8 και 5.9 αντίστοιχα. Παρουσιάζεται επίσης η 2^η ιδιομορφή η οποία φάνηκε να περιλαμβάνει την παραμόρφωση του μη κανονικού τμήματος της κατασκευής κατά Y στο Σχήμα 5.10.



Σχήμα 5.8: 1^η και κυρίαρχη ιδιομορφή κατά Y



Σχήμα 5.9: 4^η και κυρίαρχη ιδιομορφή κατά X



Σχήμα 5.10: 2^η ιδιομορφή

5.2 Ανάλυση γραμμικού αθροίσματος ιδιομορφών

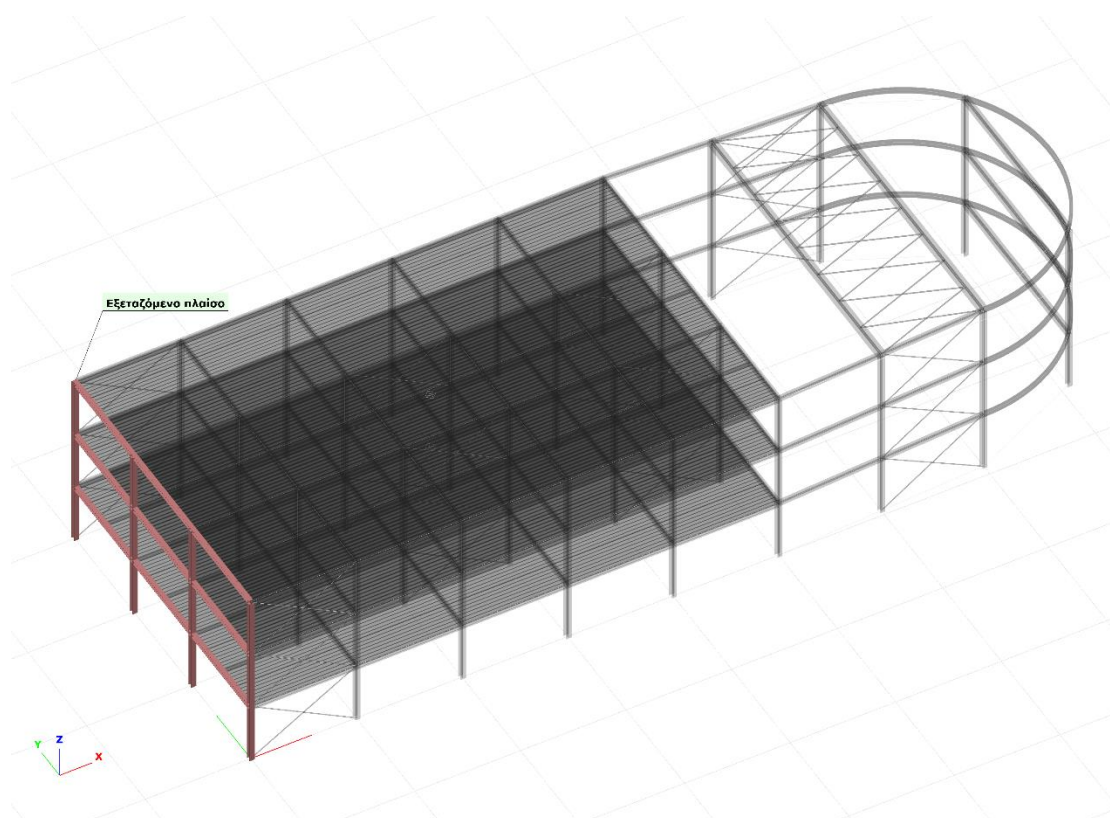
Καθώς το Consteel χρειάζεται αποτελέσματα στην μορφή φορτίων για να πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις λυγισμού και ευστάθειας, χρειάστηκε να χρησιμοποιηθεί μια διαφορετικού τύπου ανάλυση. Το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα, εκτός από την ανάλυση CQC και αυτή της κυρίαρχης ιδιομορφής (η οποία συνήθως καταλήγει σε υπερεκτίμηση των εντατικών μεγεθών και μπορεί να παραλείψει ιδιομορφές, κρίσιμες για την κατασκευή, λόγω της μικρής συμμετοχής τους), να πραγματοποιήσει μια ανάλυση, η οποία μέσω γραμμικού αθροίσματος των ιδιομορφών, είναι δυνατό να εξάγει αποτελέσματα στη μορφή φορτίων, προσεγγίζοντας πάντα όσο περισσότερο δυνατόν, τα εντατικά μεγέθη στον φορέα που προέκυψαν απ' την ανάλυση CQC.

Μετά από διερεύνηση αποφασίστηκε να πολλαπλασιαστούν οι ιδιομορφές με την μεγαλύτερη συμμετοχή, με κατάλληλους συντελεστές και πρόσημα, σύμφωνα με την συμβολή τους στα τελικά εντατικά μεγέθη της μεθόδου CQC. Πιο συγκεκριμένα, στον Πίνακα 5.8 δίνονται οι ιδιομορφές με την συμμετοχή τους και τους αντίστοιχους συντελεστές.

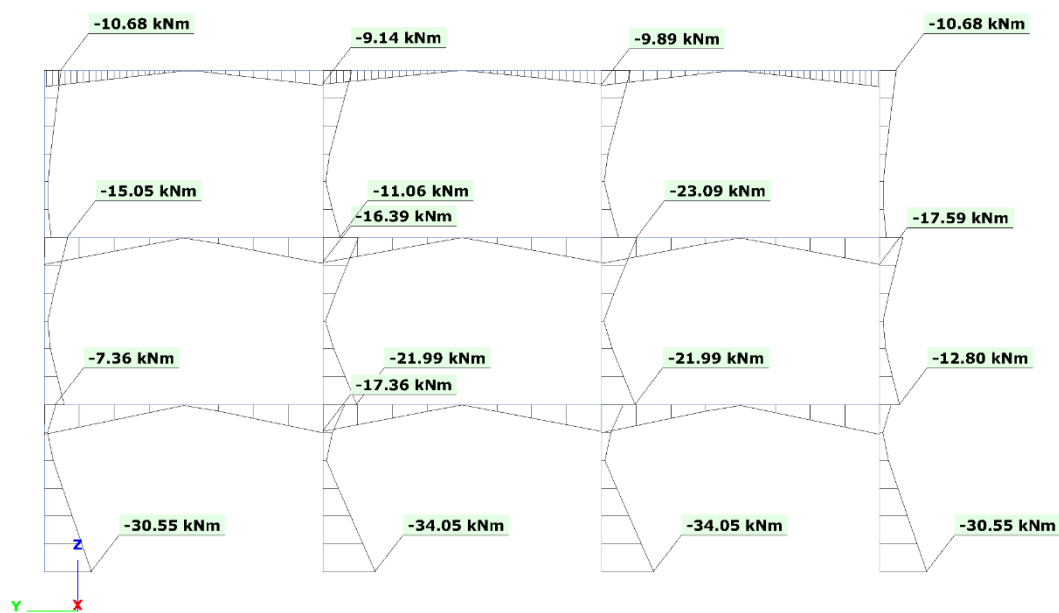
Πίνακας 5.8: Συντελεστές ιδιομορφών για γραμμικό άθροισμα

Ιδιομορφή	Ποσοστό συμμετοχής	Διεύθυνση	Συντελεστής
1 ^η	0,77	Υ	1,05
2 ^η	0,05	Υ	1
4 ^η	0,85	Χ	1,07
28 ^η	0,12	Υ	-0,1
36 ^η	0,06	Χ	0,1
38 ^η	0,05	Χ	0,5
59 ^η	0,04	Υ	0,5

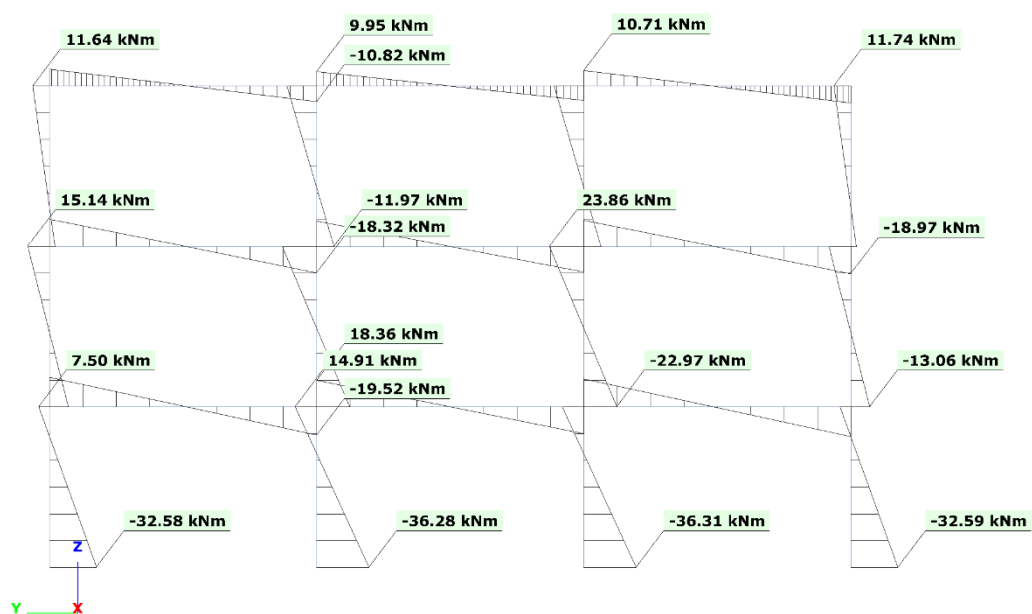
Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά και για λόγους συντομίας, τα εντατικά μεγέθη (ροπές κάμψης M_y) για ένα χωρικό πλαίσιο του φορέα (Σχήμα 5.11), που προέκυψαν με το γραμμικό άθροισμα σε σύγκριση με αυτά της μεθόδου CQC.



Σχήμα 5.11: Εξεταζόμενο πλαίσιο



Σχήμα 5.12: Ροπές κάμψης M_y εξεταζόμενου πλαισίου με μέθοδο CQC



Σχήμα 5.13: Ροπές κάμψης M_y εξεταζόμενου πλαισίου με μέθοδο γραμμικού αθροίσματος ιδιομορφών

Όπως φαίνεται απ' τα δύο Σχήματα οι διαφορές είναι το πολύ της τάξης του 6% υπέρ της ασφαλείας. Με παρόμοιο τρόπο επαληθεύθηκαν όλα τα εντατικά μεγέθη και για τις δύο διευθύνσεις, για να θεωρηθούν αποδεκτοί οι συντελεστές.

5.3 Έλεγχος σε ευαισθησία δευτέρας τάξης

Για κάθε όροφο έγιναν οι υπολογισμοί για τον συντελεστή θ (συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου), ο οποίος δίνεται απ' την σχέση:

$$\theta = P_{tot} \cdot d_r / V_{tot} \cdot h \quad (5.5)$$

όπου:

P_{tot} συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου

V_{tot} συνολική τέμνουσα ορόφου

d_r τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου

h ύψος ορόφου

Ο υπολογισμός έγινε αυτόματα απ' το Consteel σύμφωνα με το Σχήμα 5.14.

Επίπεδο (+9000)
 Διεύθυνση 1 | 9000,0 | 3,0 | 137,419 | 296,928 | 0,008 | 0,001 | 1,000 | 0 συντελεσ |Διεύθυνση 2
 3,0 | 137,419 | 200,037 | 0,011 | 0,003 | 1,000 | 0 συντελεσ |Επίπεδο (+6000)
 Διεύθυνση 1 | 6000,0 | 3,0 | 257,808 | 531,440 | 0,009 | 0,001 | 1,000 | 0 συντελεσ |Διεύθυνση 2
 3,0 | 257,808 | 306,752 | 0,020 | 0,006 | 1,000 | 0 συντελεσ |Επίπεδο (+3000)
 Διεύθυνση 1 | 3000,0 | 3,0 | 349,871 | 644,988 | 0,007 | 0,001 | 1,000 | 0 συντελεσ |Διεύθυνση 2
 3,0 | 349,871 | 368,504 | 0,013 | 0,004 | 1,000 | 0 συντελεσ |

</tbody>
 </table>
 The window also has tabs for 'Στατική ανάλυση', 'Φασματική επιτάχυνση', and 'Μάζα'. A dropdown menu shows 'Σεισμός 1'. An 'OK' button is at the bottom right."/>

Σχήμα 5.14: Ευαισθησία δευτέρας τάξεως

Σύμφωνα με τα παραπάνω καθώς προκύπτει $\theta \leq 0,1$ και για τις δύο διευθύνσεις, δεν χρειάζεται να λάβουμε υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

5.4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην διεύθυνση X

5.4.1 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι χιαστί σύνδεσμοι, σχεδιάστηκαν έτσι ώστε, κατά την σεισμική διέγερση να λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος, ενώ ο θλιβόμενος να αγνοείται. Κατά την ανάλυση, επειδή λειτουργούσαν και οι τελευταίοι, θεωρήθηκε σκόπιμο να τεθεί ως άνω όριο των εφελκόμενων το μισό της πλαστικής αντοχής τους σε αξονική δύναμη.

Οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να θεωρείται το μισό. Επομένως υπολογίστηκε:

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L_{diag} = 0,5 \cdot 5,831m = 2,915 \quad (5.6)$$

Η λυγηρότητα των διαγώνιων πρέπει να εξασφαλίζει την σχέση:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (5.7)$$

Για χάλυβα ποιότητας S235 λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 93,9$$

- Διαγώνιος ισογείου CHS 48.3×4

$$\bar{\lambda} = L_{cr}/i_{y,z} \cdot 93,9 = 291,5/1,57 \cdot 93,9 = 1,97 \quad \text{ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος 1^{ου} ορόφου CHS 48.3×3.2

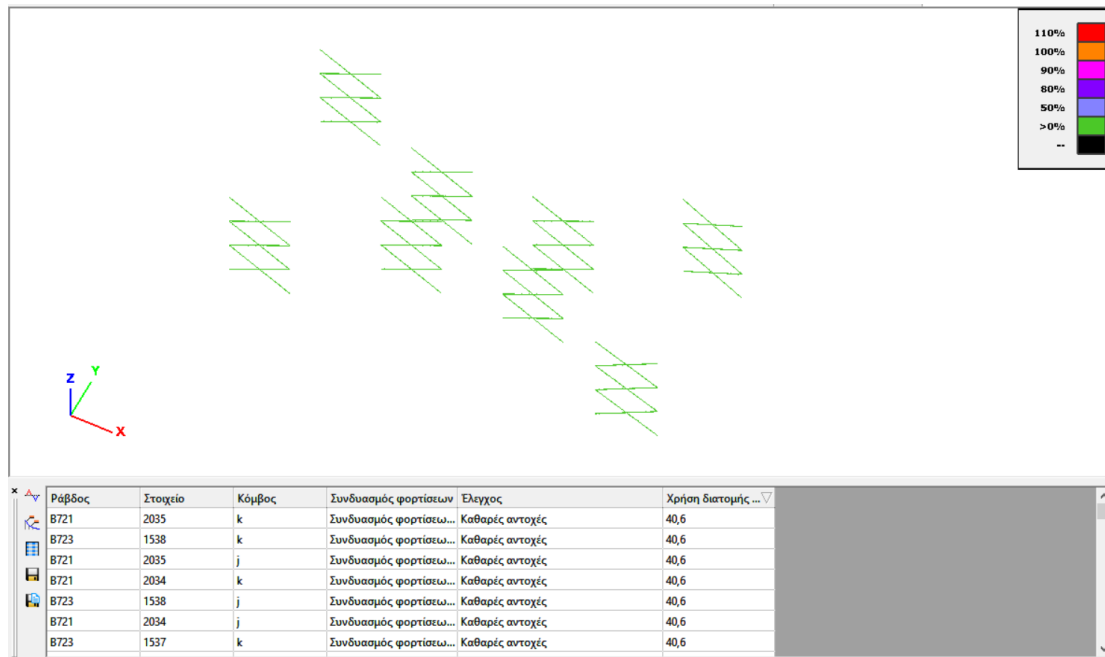
$$\bar{\lambda} = L_{cr}/i_{y,z} \cdot 93,9 = 291,5/1,60 \cdot 93,9 = 1,94 \quad \text{ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος 2^{ου} ορόφου CHS 48.3×2.6

$$\bar{\lambda} = L_{cr}/i_{y,z} \cdot 93,9 = 291,5/1,62 \cdot 93,9 = 1,91 \quad \text{ικανοποιείται}$$

Οι διαγώνιοι ελέγχθηκαν στον σεισμικό συνδυασμό:

$$G + 0,3 \cdot Q \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$$



Σχήμα 5.15: Έλεγχος αντοχής σε αξονική των χιαστί συνδέσμων για τον σεισμικό συνδυασμό

Βρέθηκε ότι αντέχουν με μικρή υπεραντοχή καθώς το άνω όριο είναι το 50%. Στην συνέχεια, εντοπίστηκαν οι μέγιστες και ελάχιστες αξονικές εντάσεις ανά όροφο και πλαίσιο, έτσι ώστε να βρεθούν αντίστοιχα, η μέγιστη και ελάχιστη υπεραντοχή (Ω_{max} , Ω_{min}) για να εξασφαλίζεται ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος των πλαισίων.

Πίνακας 5.9: Υπεραντοχές χιαστί συνδέσμων ανά όροφο

Όροφος	Ω
Ισόγειο	1,40
1ος	1,22
2ος	1,51

Επομένως απτην σχέση:

$$\Omega_{max} - \Omega_{min} / \Omega_{min} = 1,51 - 1,22 / 1,22 = 0,23 \leq 0,25$$

Εξασφαλίζεται η πλαστιμότητα καθ' ύψος των πλαισίων.

5.4.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχονται για τον συνδυασμό:

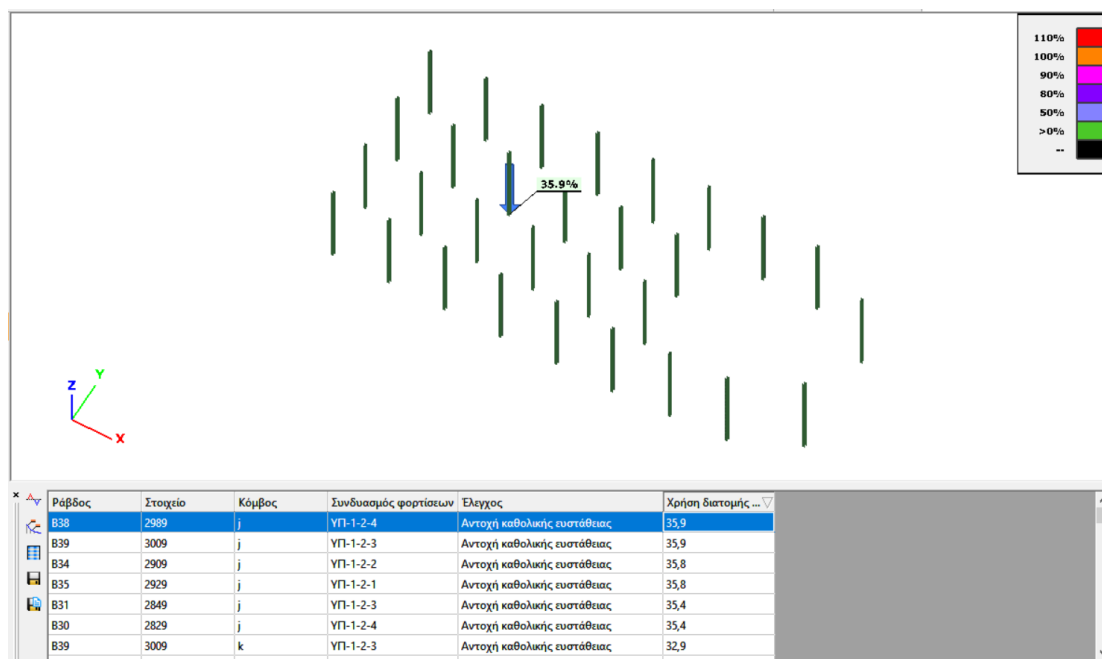
$$G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$$

όπου:

γ_{ov} συντελεστής υπεραντοχής ίσος με 1,25

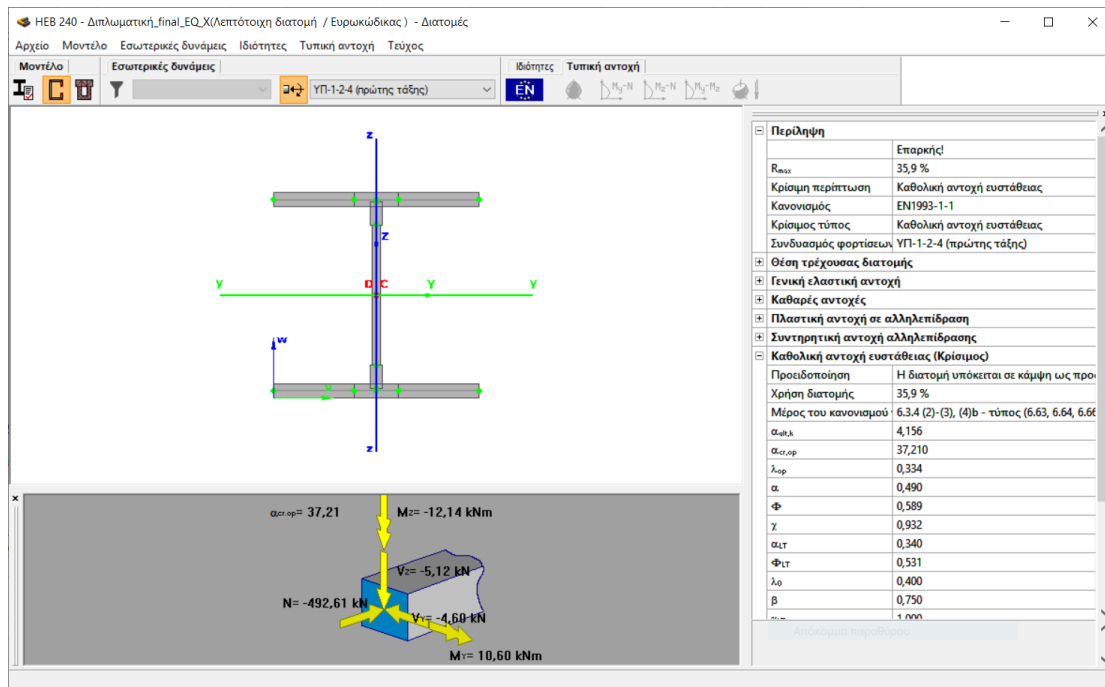
Ω_{min} η ελάχιστη υπεραντοχή που υπολογίστηκε για τους χιαστί συνδέσμους

Οι συνδυασμοί δημιουργήθηκαν στο Consteel και προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα, μετά από ελέγχους διατομών και ευστάθειας.



Σχήμα 5.16: Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων για σεισμό κατά Χ

Κρίσιμο βρέθηκε το υποστυλώμα Β38 με ποσοστό εκμετάλευσης 35,9% σε Αντοχή Καθολικής Ευστάθειας.



Σχήμα 5.17: Κρίσιμος υπολογισμός υποστυλώματος B38 για σεισμό κατά Χ

Σύμφωνα με τον τύπο:

$$\frac{N_{Ed}}{x \cdot \frac{N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed,y}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed,z}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd,z}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{492,612}{0,932 \cdot \frac{2490,661}{1}} + \frac{10,6}{1 \cdot \frac{247,489}{1}} + \frac{12,140}{1 \cdot \frac{116,726}{1}} = 0,359 \leq 1$$

Αξίζει να σημειωθεί, πως οι δοκοί των πλαισίων που αναλαμβάνουν οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δύναμης στην διεύθυνση Χ, έχουν σύμμικτη λειτουργία και θεωρούνται πλευρικά εξασφαλισμένες. Επομένως δεν ελέγχθηκαν σε επίπεδο ευστάθειας.

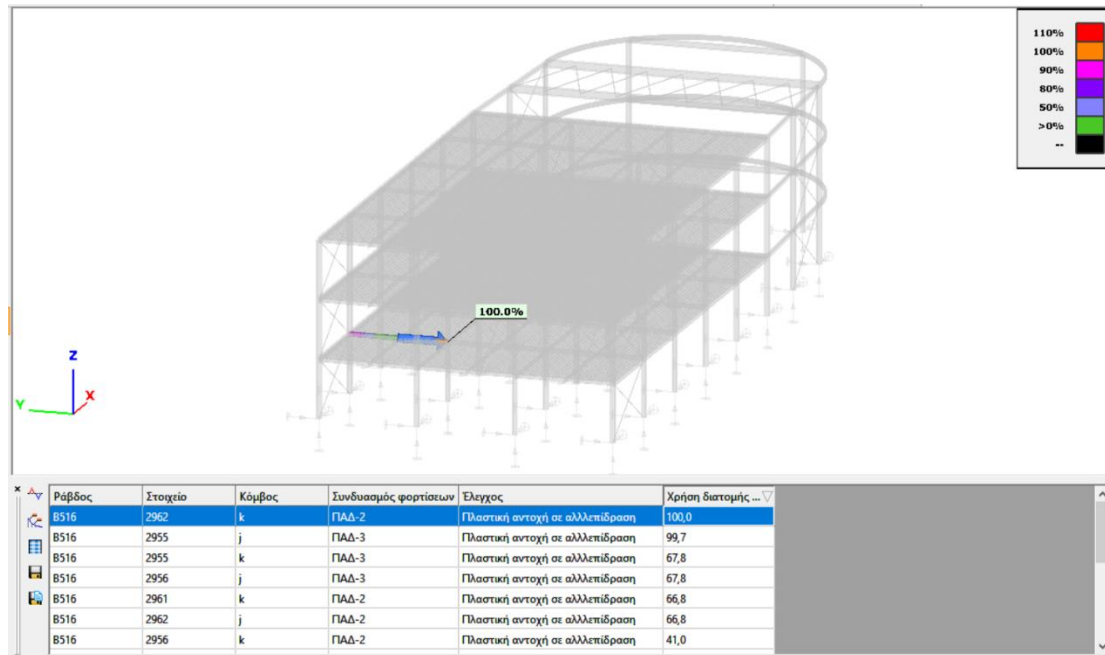
5.5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην διεύθυνση Υ

5.5.1 Έλεγχος δοκών

Ελέγχθηκε η πρώτη δοκός, η οποία θα σχηματίσει πλαστική άρθρωση στο άκρο της. Αυτό, έγινε δυνατό, με πολλαπλασιασμό των σεισμικών συνδυασμών κατά Υ με 5,02. Επομένως οι δοκοί ελέγχθηκαν στον παρακάτω συνδυασμό:

$$G + 0,3 \cdot Q \pm 5,02 \cdot (E_Y \pm 0,3 \cdot E_X)$$

Η δοκός που ανέπτυξε πρώτη πλαστική άρθρωση, είναι η δοκός B516 του πρώτου ορόφου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.18.



Σχήμα 5.18: Σχηματισμός πρώτης πλαστικής άρθρωσης δοκού B516

Η δοκός ελέγχθηκε σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με βάση το διάγραμμα ροπής M_y του Σχήματος 5.19. Για να μπορέσει να σχηματιστεί η πλαστική άρθρωση στο άκρο της, καθώς η ροπή εκεί είναι αρνητική και άρα θλίβεται το κάτω πέλαμα της, θεωρήθηκε η πρώτη πλευρική εξασφάλιση στα 0,6m απ' την στήριξη όπου η ροπή είναι ίση με το 50% αυτής του άκρου.

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = \\
 &= 1,323 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1950}{1 \cdot 60^2} \cdot \sqrt{1 \cdot \frac{193300}{1950} + \frac{60^2 \cdot 8100 \cdot 28,6}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1950}} \\
 &= 1494112 \text{ kNcm}
 \end{aligned}$$

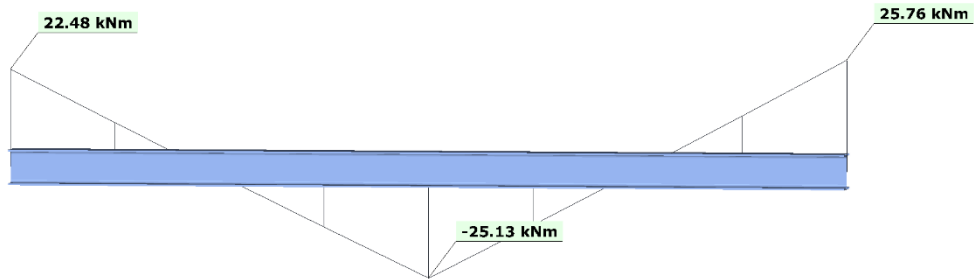
Για:

$k = k_w = 1$, $C_1 = 1,323$ (Πίνακας 5.10), $I_z = 1950 \text{ cm}^4$, $I_t = 26,6 \text{ cm}^4$, $I_w = 193300 \text{ cm}^6$, $E = 210000 \text{ MPa}$ και $G = 81000 \text{ MPa}$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{568 \cdot 23,5}{1494112}} = 0,09 < 0,2$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού, λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής της.



Σχήμα 5.19: Διάγραμμα ρομών κάμψης M_y της δοκού B516

Συνθήκες φόρτισης και στηρίξης	Διάγραμμα ρομών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +\frac{3}{4}$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +\frac{1}{2}$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +\frac{1}{4}$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -\frac{1}{4}$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -\frac{1}{2}$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -\frac{3}{4}$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Σχήμα 5.20: Τιμές συντελεστών C_1 , C_2 και C_3

Η δευτέρα πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2,5m, στην θέση της διαδοκίδας.

Σύμφωνα με το Σχήμα 5.20 λαμβάνεται $C_1=2,704$, καθώς ο λόγος των ροπών από 0,6m στα 2,5m είναι ίσος με 0,5, οπότε για $L=1,90m$:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = \\ &= 2,704 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1950}{1 \cdot 190^2} \cdot \sqrt{1 \cdot \frac{193300}{1950} + \frac{190^2 \cdot 8100 \cdot 28,6}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1950}} \\ &= 529600 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{568 \cdot 23,5}{529600}} = 0,15 < 0,2$$

Επομένως και εδώ η δοκός μπορεί να αναπτύξει την πλήρη πλαστική ροπή αντοχής της.

Για τον έλεγχο τέμνουσας της δοκού, υπολογίστηκε η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού:

$$V_{Ed,M} = M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B} / L \quad (5.8)$$

Όπου θεωρείται πως η δοκός έχει αναπτύξει και στα δύο της άκρα την πλαστική ροπή αντοχής της ($M_{pl,Rd,A}$, $M_{pl,Rd,B}$), άρα:

$$V_{Ed,M} = M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B} / L = 133,587 + 133,587 / 5 = 53,43 \text{ kN}$$

Στην οποία πρέπει να προστεθεί η τέμνουσα εξαιτίας των μη σεισμικών φορτίων του συνδυασμού, δηλαδή του $G + 0,3 \cdot Q$. Αυτή βρέθηκε ίση με:

$$V_{Ed,G+0,3 \cdot Q} = 28,44 \text{ kN}$$

οπότε:

$$V_{Ed} = 53,43 + 28,44 = 81,87 \text{ kN}$$

Στην συνέχεια υπολογίστηκε το εμβαδόν διάτμησης A_v ως:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad (5.9)$$

όπου:

b το συνολικό πλάτος της διατομής

t_f το πλάτος του πέλματος της διατομής

t_w το πλάτος του κορμού της διατομής

r η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

Επομένως:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 64,3 - 2 \cdot 22 \cdot 1,1 + (0,7 + 2 \cdot 1,8) \cdot 1,1 \\ = 20,63 \text{ cm}$$

Άρα:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20,63 \cdot 23,5}{\sqrt{3}} = 279,9 \text{ kN} \geq 81,87$$

Και καθώς $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη, η αλληλεπίδραση κάμψης-διάτμησης.

5.5.2 Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα για την αποφυγή σχηματισμού «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά, ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβανομένης υπόψη και της πιθανής υπεραντοχής.

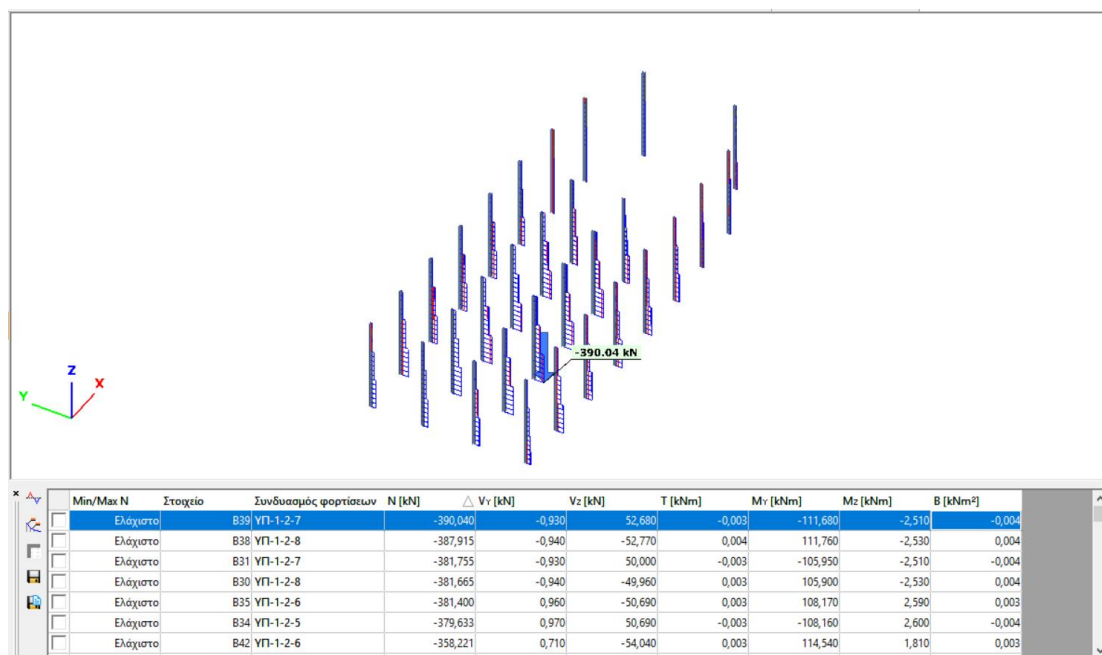
Αρχικά, έγινε έλεγχος πιθανής απομείωσης των καμπτικών αντοχών των υποστυλωμάτων, λόγω παρουσίας αξονικής απ' τον συνδυασμό:

$$G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$$

Όπου Ω_{min} είναι η μέγιστη υπεραντοχή των δοκών απ' τους σεισμικούς συνδυασμούς. Αυτή βρέθηκε ίση με:

$$\Omega_{min} = \frac{133,587}{56,86} = 2,35$$

Η μέγιστη αξονική που υπολογίστηκε απ' τον παραπάνω συνδυασμό φαίνεται στο Σχήμα 5.21.



Σχήμα 5.21: Μέγιστη αξονική στα υποστυλώματα για τον σεισμικό συνδυασμό
 $G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$

Για την απαλλαγή της απομείωσης πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

i. $N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 2490,661 = 622,66kN$ ικανοποιείται

ii. $N_{Ed} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \cdot 15,2 \cdot 0,7 \cdot 23,5 / 1,00 = 125,02$
δεν ικανοποιείται

Επομένως υπολογίζεται η νέα αντοχή σύμφωνα με την σχέση:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) = 247,489 \cdot \left(1 - \left(\frac{390,04}{2490,661} \right)^2 \right) = 241,42kNm$$

Όλες οι δοκοί των πλαισίων ροής, είναι διατομής HEA 220 με $M_{pl,Rd} = 133,587kNm$.
 Συνεπώς καθώς και όλα τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB 240 υπολογίζονται:

Ακραίοι κόμβοι εξωτερικών πλαισίων:

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot 241,42 = 482,84kNm \geq 1,3 \cdot 133,587 = 173,66kNm$$

ικανοποιείται

Ενδιάμεσοι κόμβοι εξωτερικών και εσωτερικών πλαισίων:

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot 241,42 = 482,84 kNm \geq 1,3 \cdot 2 \cdot 133,587 = 347,32 kNm$$

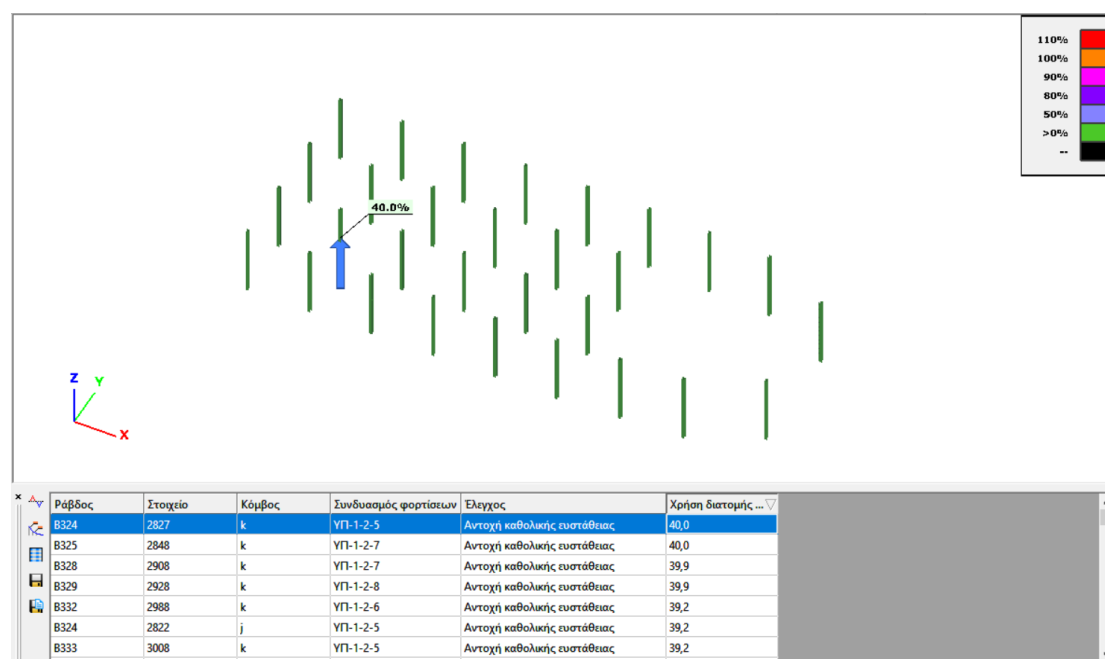
ικανοποιείται

5.5.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου

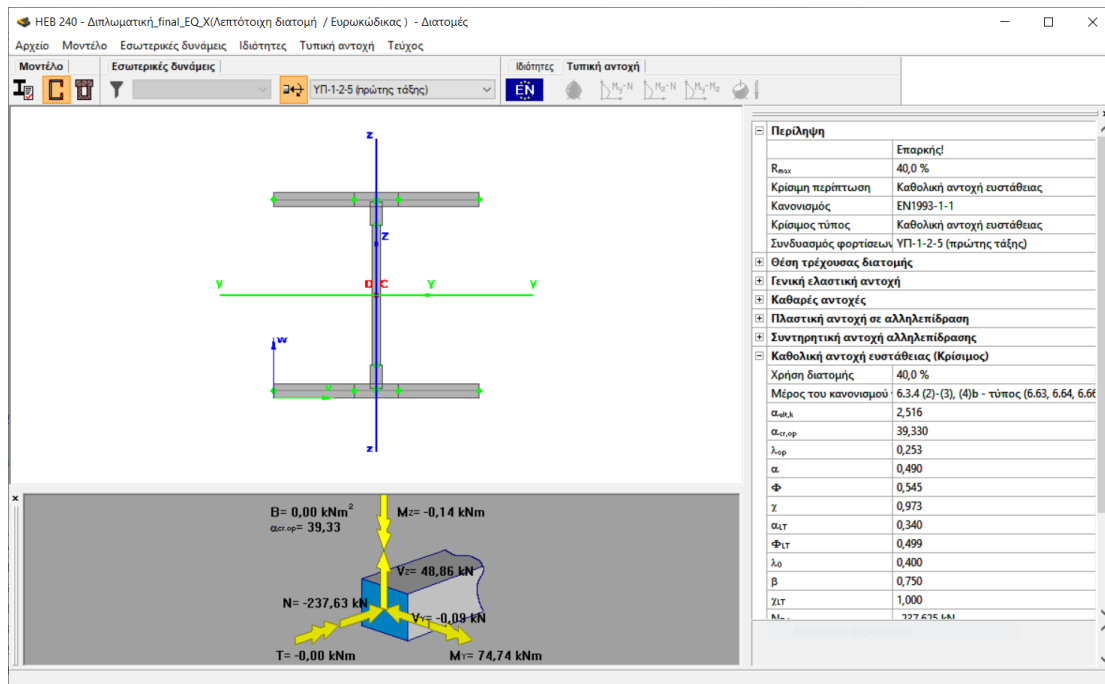
Τα υποστυλώματα 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου ελέγχθηκαν με τους σεισμικούς συνδυασμούς όπως αναλύθηκε στο 5.5.2:

$$G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$$

Στα Σχήματα 5.22 και 5.23 φαίνονται τα αποτελέσματα μετά από ανάλυση διατομών και ευστάθειας. Κρίσιμο βρέθηκε το υποστυλώμα Β324 σε Αντοχή Καθολικής Ευστάθειας με ποσοστό εκμετάλλευσης 40%.



Σχήμα 5.22: Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου για σεισμό κατά Υ



Σχήμα 5.23: Κρίσιμος υπολογισμός υποστυλώματος B324

Σύμφωνα με τον τύπο:

$$\frac{N_{Ed}}{x \cdot \frac{N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed,y}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed,z}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rd,z}}{\gamma_{M1}}} =$$

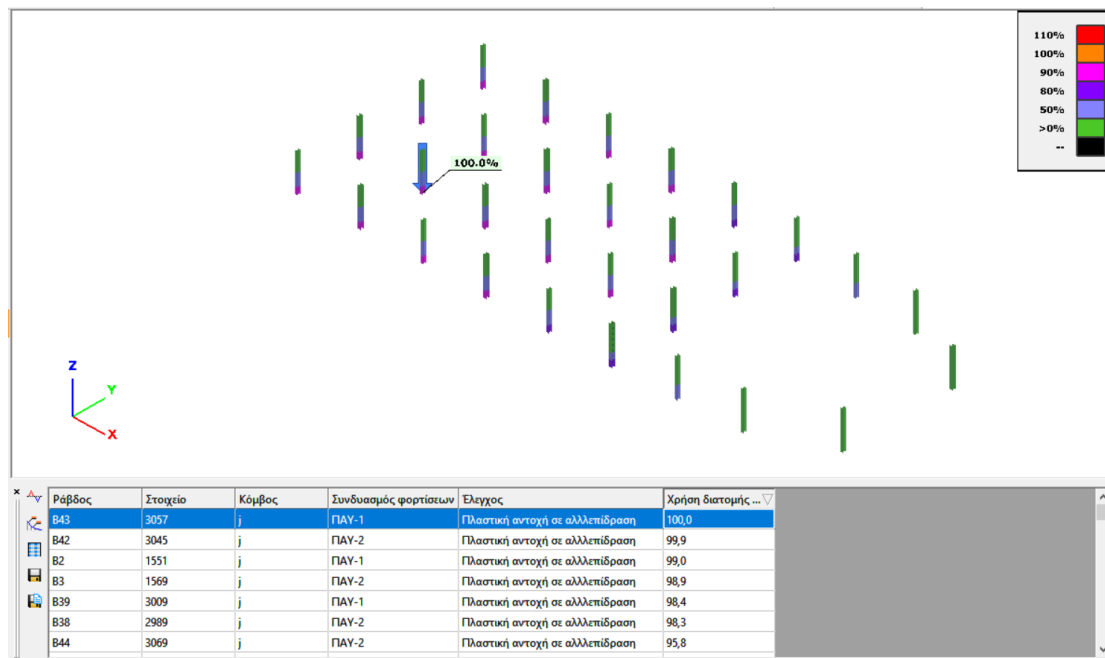
$$= \frac{237,625}{0,973 \cdot \frac{2490,661}{1}} + \frac{74,74}{1 \cdot \frac{247,489}{1}} + \frac{0,14}{1 \cdot \frac{116,726}{1}} = 0,4 \leq 1$$

5.5.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου

Τα υποστυλώματα του ισογείου, ελέγχθηκαν σε αντοχή σε ευστάθεια την στιγμή που σχηματίζουν πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για το υποστυλώμα το οποίο θα φτάσει πρώτο την μέγιστη αντοχή του. Η ύπαρξη μεγάλης αξονικής δεν επιτρέπει στα υποστυλώματα την πλήρη αξιοποίηση της πλαστικής τους αντοχής, για τον σκοπό αυτόν έγινε έλεγχος για την κατάσταση όπου, το εξεταζόμενο υποστυλώμα έφτασε την απομειωμένη αντοχή $M_{N,Rd}$. Στον έλεγχο αυτόν, αγνοήθηκε η συμβολή του σεισμού κατά X, ο οποίος έλαβε υπόψη τους παρακάτω συνδυασμούς:

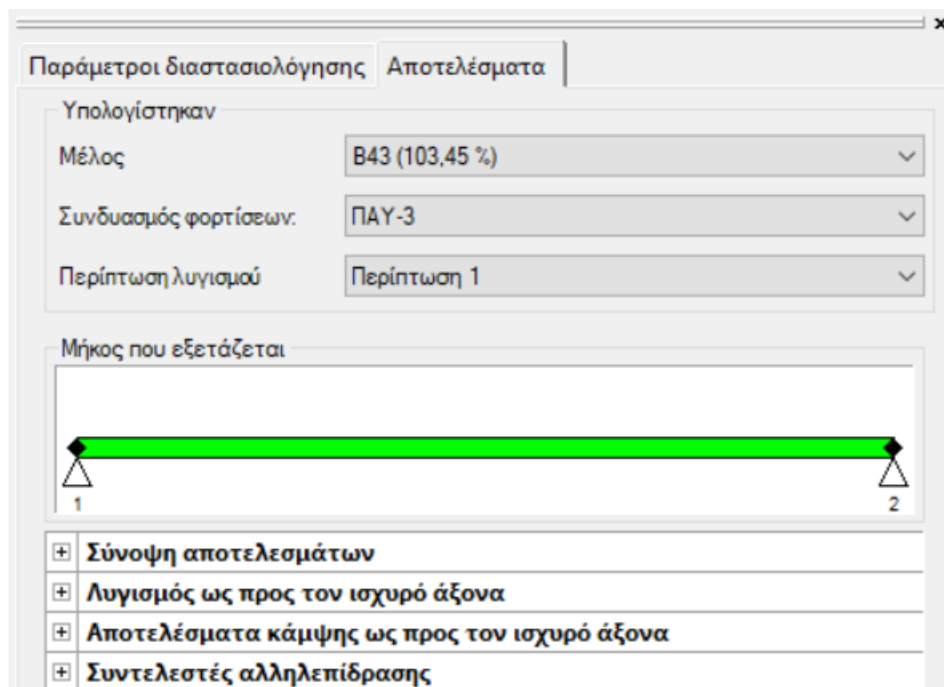
$$G + 0,3 \cdot Q \pm 6,74 \cdot E_Y$$

Όπου χρειάστηκε να πολλαπλασιαστεί ο σεισμός κατά Y με 6,74 για τον σχηματισμό της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.



Σχήμα 5.24: Σχηματισμός πρώτης πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος B43

Πρώτο σχηματίζει πλαστική άρθρωση στην βάση του, το υποστύλωμα B43, για το οποίο έγινε έλεγχος σε λυγισμό σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 6.3.3 ως μέλος που βρίσκεται υπό κάμψη και θλίψη. Ο έλεγχος έγινε στο Consteel και προέκυψαν τα παρακάτω:



Σχήμα 5.25: Αποτελέσματα ανάλυσης μέλους B43

Αναλυτική επίλυση	
N_{Ed}	362,7 kN
$N_{b,Rd}$	2391,8 kN
N_{cr}	25862,0 kN
L	3000 mm
k	1,000
λ	0,310
α	0,340
Φ	0,567
χ	0,960
A	10598,6 mm ²
f_y	235,0 N/mm ²
γ_{M1}	1,0

Σχήμα 5.26: Αναλυτική επίλυση για λυγισμό στον ισχυρό άξονα B43

Αποτελέσματα κάμψης ως προς τον ισχυρό άξονα	
Ικανότητα που χρησιμοποιείται σε κάμψη ως προς:	96,5%
Θέση κρίσιμης διατομής:	0 mm από τον πρώτο
Αριθμός κρίσιμου πεπερασμένου στοιχείου:	1
Θέση κρίσιμου κόμβου πεπερασμένου στοιχείου:	j
Κατηγορία κρίσιμης διατομής σε κάμψη:	1
Τμήμα του Κανονισμού που χρησιμοποιείται	6.2.5 (6.12-6.15) formu
$M_{y,Ed}$	238,8 kNm
$M_{y,b,Rd}$	247,5 kNm
$W_{pl,y}$	1053145,8 mm ³
f_y	235,0 N/mm ²
γ_{M1}	1,0
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	
Τμήμα του Κανονισμού που χρησιμοποιείται	Παράρτημα Β, Πίνακα
k_{yy}	0,915
C_{my}	0,900

Σχήμα 5.27: Αναλυτικά αποτελέσματα για κάμψη στον ισχυρό άξονα B43

Το υποσύλωμα ξεπερνάει το όριο για 3,5%, ποσοστό που μπορεί να αγνοηθεί, δεδομένων των συντελεστών ασφαλείας που έχουν ληφθεί αλλά και της σπανιότητας του φαινομένου στην πιθανότητα σεισμού μεγαλύτερου κατά 640%.

5.6 Περιορισμός βλαβών κατά X και Y

Έγινε ο έλεγχος λειτουργικότητας των σεισμικών συνδυασμών SLS:

$$G + 0,3 \cdot Q + 0,2 \cdot S \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$$

και

$$G + 0,3 \cdot Q + 0,2 \cdot S \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$$

Οι υπολογισμοί έγιναν στο Consteel σύμφωνα με το Σχήμα 5.28.

Έλεγχος σχετικής μετακίνησης ορόφων λόγω σεισμού

Όνομα ελέγχου: Έλεγχος σχετικής μετακίνησης ορόφων λόγω σεισμού

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-41
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-42
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-43
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-44
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-45

Παράμετροι

Προς ...	Όροφοι
<input checked="" type="checkbox"/>	Επίπεδο 3 (+9000)
<input checked="" type="checkbox"/>	Επίπεδο 2 (+6000)
<input checked="" type="checkbox"/>	Επίπεδο 1 (+3000)
<input checked="" type="checkbox"/>	Επίπεδο 0 (+0)

Συντελεστής μείωσης (ν): 0,5

Οριακή παραμόρφωση: H * 0,005

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-46

Κυρίαρχη σχετική μετακίνηση ορόφων μεταξύ: Επίπεδο 1 (+3000)
Επίπεδο 2 (+6000)

Κυρίαρχη σχετική μετακίνηση ορόφων μεταξύ: 1,32

Κυρίαρχη σχετ. μετακίν. ορόφων στη διευθ. 2 [mm]: 10

Ύψος αναφοράς H [mm]: 3000

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 15

Χρήση διατομής [%]: 66,69

Ακύρωση OK

Σχήμα 5.28: Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων ορόφων

6. Συνδέσεις

Μελετήθηκαν κάποιες τυπικές συνδέσεις μελών του φορέα, οι οποίες αναφέρονται επιγραμματικά:

- Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 48.3×4 με υποστύλωμα HEB 240
- Σύνδεση ροπής κύριας μη σύμμικτης δοκού HEA 220 με υποστύλωμα HEB 240
- Σύνδεση τέμνουσας κύριας σύμμικτης δοκού IPE 200 με υποστύλωμα HEB 240
- Σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας IPE 200 με κύρια μη σύμμικτη δοκό HEA 220

Όλες οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν στο Consteel για τα κατάλληλα φορτία που προβλέπει ο ικανοτικός σχεδιασμός, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

6.1 Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 48.3×4 με υποστύλωμα HEB 240

Πρόκειται για σύνδεση τύπου C (ανθεκτική σε ολίσθηση) με προεντεταμένους κοχλίες. Επιλέχθηκαν 8 κοχλίες M12 ποιότητας 10.9 τεσσάρων σειρών και πλάκα αποκατάστασης συνέχειας ποιότητας S355, διαστάσεων 88×211×13, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 4mm και μήκους 55mm. Επίσης επιλέχθηκε κομβοέλασμα ποιότητας S355, πλάτους 208mm, ύψους 200mm και πάχους 13mm, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 4mm σε όλο το μήκος επαφής του με τον κορμό του υποστυλώματος.

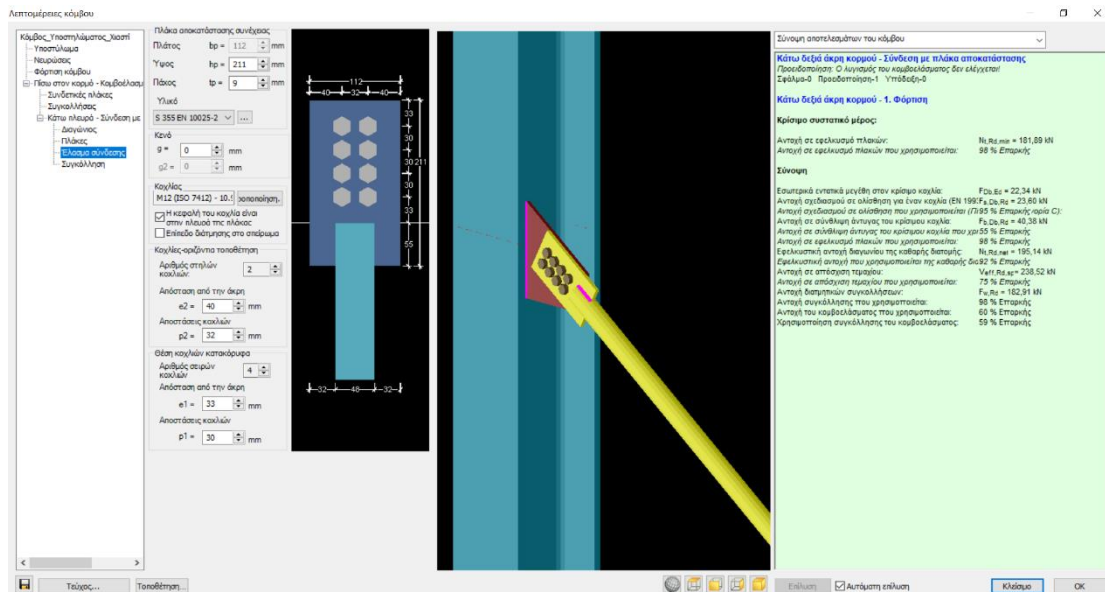
Η σύνδεση σχεδιάστηκε με την αξονική που ορίζει ο ικανοτικός σχεδιασμός:

$$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 129,984 = 178,728kN$$

Και ελέγχθηκε σύμφωνα με τον EN 1993 για:

- Αντοχή σε ολίσθηση
- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή συγκόλλησης
- Αντοχή κομβοελάσματος
- Εφελκυστική αντοχή καθαρής διατομής πλάκας αποκατάστασης συνέχειας

Στο Σχήμα 6.1 δίνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν απ' το Consteel, καθώς και μια προεπισκόπηση της σύνδεσης.



Σχήμα 6.1: Έλεγχος σύνδεσης CHS 48.3×4 με HEB 240

Καθώς πρόκειται για σύνδεση τύπου C, δεν προβλέπεται ο έλεγχος σε διάτμηση των κοχλιών. Παρ' όλα αυτά, ο ικανοτικός σχεδιασμός προβλέπει η αντοχή σε διάτμηση των κοχλιών να είναι κατά 20% μεγαλύτερη της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας. Γι' αυτό, υπολογίζουμε την αντοχή σε διάτμηση, του ενός κοχλία, για $A_{M12}=113\text{mm}^2$ και $f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$ ως:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot A_{M12} \cdot f_{ub} / \gamma_{M2} \quad (6.1)$$

οπότε:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot A_{M12} \cdot f_{ub} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 113 \cdot 1000 / 1,25 = 54,24 \geq 1,2 \cdot 40,38 = 48,456\text{kN}$$

6.2 Σύνδεση ροπής κύριας μη σύμμικτης δοκού HEA 220 με υποστύλωμα HEB 240

Καθώς πρόκειται για σύμμικτο κτίριο με πλαισιακή λειτουργία, συνιστάται οι συνδέσεις των κόμβων στα πλαίσια ροπής να διαμορφώνονται ως άκαμπτες. Για τον λόγο αυτόν, η σύνδεση ροπής, εξετάσθηκε τόσο για τις αντοχές της κοχλίωσης, των ελασμάτων και των συγκολλήσεων όσο και για τον βαθμό ακαμψίας της.

Ενας κόμβος χαρακτηρίζεται άκαμπτος, όταν για μεγάλη δρώσα ροπή, έστω M_j , η μεταβολή της σχετικής γωνίας των συνδεόμενων μελών φ , είναι σχετικά μικρή. Σε αντίθετη περίπτωση ο κόμβος χαρακτηρίζεται αρθρωτός και στην ενδιάμεση ημιάκαμπτος. Η συσχέτιση των παραπάνω μεταβλητών, εκφράζεται ως μια σταθερά

ελατηρίου, της οποίας οι τιμές εξαρτώνται από τις παραμορφώσεις των επιμέρους συνιστωσών του κόμβου. Καθότι ο σχεδιασμός της σύνδεσης έγινε αυτόματα στο Consteel, οι σχετικοί αναλυτικοί τύποι δεν παρουσιάζονται.

Για την σύνδεση, χρησιμοποιήθηκαν 12 κοχλίες M24 δύο σειρών, ποιότητας 10.9 και μετωπική πλάκα ποιότητας S235 διαστάσεων 220×520×20, η οποία συγκολλήθηκε περιμετρικά της, στα πέλματα και στον κορμό της, με εξωραφές πάχους 3mm. Επίσης τοποθετήθηκαν νευρώσεις στον κορμό του υποστύλωματος, σε συνέχεια του άνω πέλματος της δοκού και του κάτω πέλματος τοπικής ενίσχυσης, διαστάσεων που φαίνονται στο Σχήμα 6.2.

Σχήμα 6.2: Τοπική ενίσχυση στο κάτω πέλμα της δοκού

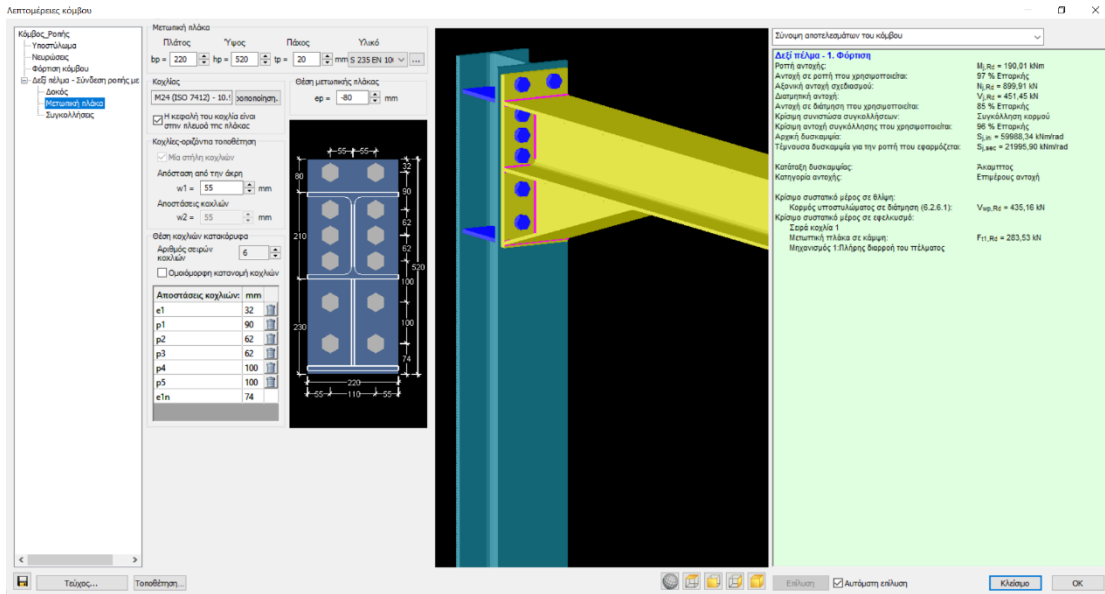
Η σύνδεση σχεδιάστηκε για τις επαυξημένες πλαστικές αντοχές σε ροπή και τέμνουσα των δοκών HEA 220:

$$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 133,587 = 183,68 kNm$$

και

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 280,462 = 385,63 kNm$$

Στα επόμενα Σχήματα, φαίνονται τα αποτελέσματα των ελέγχων της σύνδεσης στο Consteel.



Σχήμα 6.3: Συνοπτικά αποτελέσματα κόμβου δοκού-υποστυλώματος

1. Φόρτιση

Ροπή αντοχής

Συστατικά μέρη σε θλίψη (EN 1993-1-8 6.2.6)

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση (6.2.6.1): $V_{wp,Rd} = 435,16 \text{ kN}$
 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη (6.2.6.2): Όχι σχετικό!
 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη (6.2.6.7): $F_{c,fb,Rd} = 732,07 \text{ kN}$
 Τοπική ενίσχυση κορμού σε θλίψη (6.2.6.7(3)): $F_{c,wb,Rd} = 305,74 \text{ kN}$

Συστατικά μέρη σε εφελκυσμό (EN 1993-1-8 6.2.6)

Σειρά κοχλία 1

Μοχλοβραχίονας: $z_1 = 468 \text{ mm}$

Μεμονωμένη σειρά κοχλιών
 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.Ft,wo,Rd = 398,61 kN
 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4): $F_{t,fc,Rd} = 388,35 \text{ kN}$
 Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5): $F_{t,ep,Rd} = 283,53 \text{ kN}$
 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8): Όχι σχετικό!

Κρίσιμη εφελκυστική δύναμη: $F_{t1,Rd} = 283,53 \text{ kN}$
 Μετωπική πλάκα σε κάμψη
 Μηχανισμός 1: Πλήρης διαρροή του πέλματος

Σειρά κοχλία 2

Μοχλοβραχίονας: $z_2 = 378 \text{ mm}$

Μεμονωμένη σειρά κοχλιών
 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.Ft,wo,Rd = 334,62 kN
 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4): $F_{t,fc,Rd} = 403,14 \text{ kN}$
 Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5): $F_{t,ep,Rd} = 409,82 \text{ kN}$
 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8): $F_{t,wb,Rd} = 285,33 \text{ kN}$

Κρίσιμη εφελκυστική δύναμη: $F_{t2,Rd} = 151,63 \text{ kN}$
 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό
 Μηχανισμός 1: Πλήρης διαρροή του πέλματος
 μειωμένο από τον κορμό του υποστυλώματος σε διάτμηση

(α)

1. Φόρτιση

Σειρά κοχλία 3
Κανένας εφελκυσμός στην σειρά κοχλιών εξαπίας της μείωσης από τα θλιβόμενα συστατικά μέρη!

Σειρά κοχλία 4
Κανένας εφελκυσμός στην σειρά κοχλιών εξαπίας της μείωσης από τα θλιβόμενα συστατικά μέρη!

Σειρά κοχλία 5
Κανένας εφελκυσμός στην σειρά κοχλιών εξαπίας της μείωσης από τα θλιβόμενα συστατικά μέρη!

Σειρά κοχλία 6
Κανένας εφελκυσμός στην σειρά κοχλιών εξαπίας της μείωσης από τα θλιβόμενα συστατικά μέρη!

Ροπή αντοχής: $M_{j,Rd} = 190,01 \text{ kNm}$
 Αντοχή σε ροπή που χρησιμοποιείται: 97 % Επταρκής
 Κατηγορία αντοχής: **Επιμέρους αντοχή**

(β)

Σχήμα 6.4: Ροπή αντοχής σύνδεσης ροπής δοκού-υποστυλώματος

1. Φόρτιση

Διατμητική αντοχή

Κοχλίες σε διάτμηση (EN 1993-1-8 3.6)

Κοχλίες σε συνδυασμένη διάτμηση και εφελκυσμό: $F_{v,Rd} = 2109,43 \text{ kN}$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας (EN 1993-1-8 3.6)

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας στο πέλμα του υποστυλώματος: $F_{b,fc,Rd} = 2933,83 \text{ kN}$
 Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας στη μετωπική πλάκα: $F_{b,ep,Rd} = 3043,94 \text{ kN}$

Αντοχή συγκόλλησης (EN 1993-1-8 4.5)

Συγκόλληση στον κορμό σε διάτμηση: $F_{ww,Rd} = 451,45 \text{ kN}$

Διατμητική αντοχή: $V_{j,Rd} = 451,45 \text{ kN}$
 Αντοχή σε διάτμηση που χρησιμοποιείται: 85 % Επταρκής

Αντοχή συγκόλλησης

Αντοχή συγκόλλησης κορμού: $F_{ww,Rd} = 451,45 \text{ kN}$
 Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται: 96 % Επταρκής

Αντοχή συγκόλλησης άνω πέλματος: $F_{wfu,Rd} = 303,18 \text{ kN}$
 Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται: 22 % Επταρκής

Αντοχή συγκόλλησης κάτω πέλματος: $F_{wfl,Rd} = 303,18 \text{ kN}$
 Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται: 12 % Επταρκής

Αντοχή συγκόλλησης κάτω πέλματος της τοπικής ενίσχυσης: $F_{whl,Rd} = 324,20 \text{ kN}$
 Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται: 32 % Επταρκής

Σχήμα 6.5: Διατμητική αντοχή σύνδεσης ροπής δοκού-υποστυλώματος

1. Φόρτιση	
Αξονική αντοχή σχεδιασμού	
<i>Αντοχή σε εφελκυσμό</i>	
Αριθμός σειρών κοχλιών σε εφελκυσμό:	6
Κρίσιμο συστατικό μέρος σε εφελκυσμό:	
Σειρά κοχλία 1:	$F_{t1,Rd} = 283,53 \text{ kN}$
Σειρά κοχλία 2:	$F_{t2,Rd} = 285,33 \text{ kN}$
Σειρά κοχλία 3:	$F_{t3,Rd} = 213,56 \text{ kN}$
Σειρά κοχλία 4:	$F_{t4,Rd} = 49,49 \text{ kN}$
Σειρά κοχλία 5:	$F_{t5,Rd} = 40,08 \text{ kN}$
Σειρά κοχλία 6:	$F_{t6,Rd} = 27,92 \text{ kN}$
<u>Αξονική αντοχή σχεδιασμού:</u>	$N_{j,Rd} = 899,91 \text{ kN}$

Σχήμα 6.6: Αξονική αντοχή σύνδεσης ροπής δοκού-υποστυλώματος

1. Φόρτιση	
Δυσκαμψία	
<i>Συντελεστές δυσκαμψίας συστατικών μερών σε θλίψη (EN 1993-1-8 6.3.2)</i>	
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση:	$k_1 = 2,98$
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	Όχι σχετικό!
<i>Συντελεστές δυσκαμψίας συστατικών μερών σε εφελκυσμό (EN 1993-1-8 6.3.2)</i>	
Σειρά κοχλία 1	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	$k_3 = 8,90$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη:	$k_4 = 25,21$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη:	$k_5 = 8,92$
Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_{10} = 9,04$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff,1} = 2,67$
Σειρά κοχλία 2	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	$k_3 = 6,13$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη:	$k_4 = 17,35$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη:	$k_5 = 9,62$
Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_{10} = 9,04$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff,2} = 2,30$
Σειρά κοχλία 3	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	$k_3 = 2,65$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη:	$k_4 = 7,49$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη:	$k_5 = 4,01$
Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_{10} = 9,04$

(α)

Σειρά κοχλίας 4	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	$k_3 = 3,46 \text{ mm}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη:	$k_4 = 9,79 \text{ mm}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη:	$k_5 = 10,03 \text{ mm}$
Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_{10} = 9,04 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff,4} = 1,66 \text{ mm}$
Σειρά κοχλίας 5	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	$k_3 = 4,27 \text{ mm}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη:	$k_4 = 12,08 \text{ mm}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη:	$k_5 = 12,86 \text{ mm}$
Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_{10} = 9,04 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff,5} = 1,98 \text{ mm}$

(β)

Σχήμα 6.7: Δυσκαμψία σύνδεσης ροφής δοκού-υποστυλώματος

6.3 Σύνδεση τέμνουσας κύριας σύμμικτης δοκού IPE 200 με υποστυλώμα HEB 240

Οι κύριες σύμμικτες δοκοί και τα υποστυλώματα συνδέονται αρθρωτά, με τέσσερις κοχλίες M12, ποιότητας 4.6 και την βοήθεια μετωπικής πλάκας ποιότητας S235, διαστάσεων 130×140×10mm. Από την περιβάλλουσα των συνδυασμών ULS βρέθηκε η μεγαλύτερη τέμνουσα που καταπονεί τις κύριες σύμμικτες δοκούς, ίση με $V_{Ed}=54,04\text{kN}$, με την οποία και έγινε ο έλεγχος της σύνδεσης.

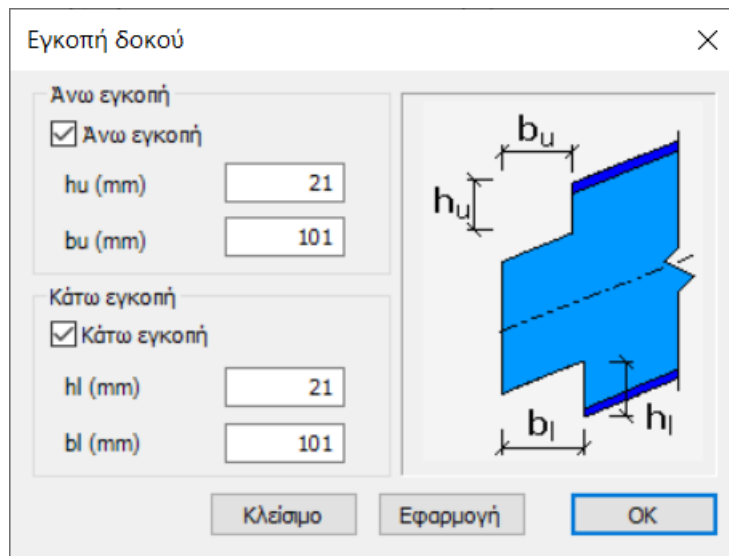
The screenshot displays the software's design check results for the connection. Key data points from the right panel include:

- Μόρφοση στον κορμό - 1. Φόρτιση:**
 - Διατμητική αντίσφι: $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$ (56 % Επικρατής)
 - Κρίσιμη αντίσφι συγκολλημάτων: $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$ (56 % Επικρατής)
 - Κρίσιμη αντίσφι συγκολλημάτων που χρησιμοποιούνται: $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$ (56 % Επικρατής)
- Διατμητική αντίσφι:**
 - Κοχλίες σε διάτμηση (EN 1993-1-8 3.6): $F_{v,Rd} = 154,42 \text{ kN}$
 - Αντίσφι σε σύνδεση άντωσης (EN 1993-1-8 3.6): $F_{t,Rd} = 460,80 \text{ kN}$
 - Αντίσφι σε σύνδεση άντωσης στην μετωπική πλάκα: $F_{t,sp,Rd} = 275,61 \text{ kN}$
 - Αντίσφι σε απόσφιση πριανόβου (EN 1993-1-8 3.10.2): $V_{eff,1,Rd} = 409,88 \text{ kN}$
 - Αντίσφι μετωπικής πλάκας: $V_{sp,Rd} = 282,22 \text{ kN}$
 - Διατμητική αντίσφι μετωπικής πλάκας: $F_{w,Rd} = 174,60 \text{ kN}$
 - Αντίσφι συγκολλημάτων (EN 1993-1-8 4.5): $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$
 - Συνέκδοξη στον κορμό σε διάτμηση: $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$
 - Διατμητική αντίσφι δοκού (EN 1993-1-1 6.2.6): $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$
 - Διατμητική αντίσφι κορμού δοκού: $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$
 - Διατμητική αντίσφι: $V_{1,Rd} = 95,74 \text{ kN}$ (56 % Επικρατής)

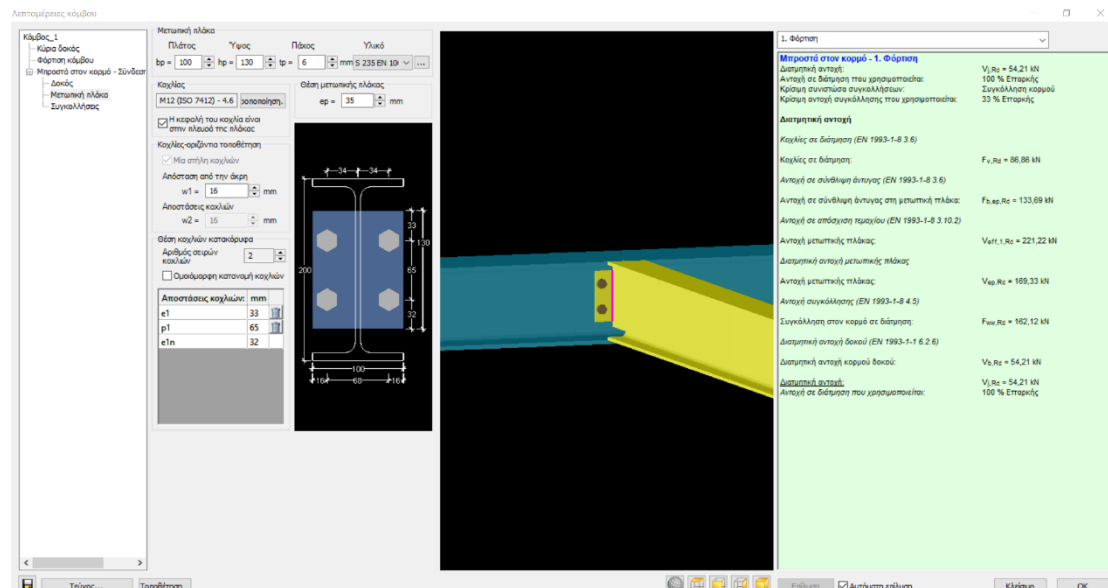
Σχήμα 6.8: Έλεγχος σύνδεσης κύριας σύμμικτης δοκού με υποστυλώμα

6.4 Σύνδεση τέννουσας διαδοκίδας IPE 200 με κύρια μη σύμμικτη δοκό HEA 220

Έγινε σχεδιασμός σύνδεσης τέννουσας μεταξύ των διαδοκίδων και των μη σύμμικτων κύριων δοκών. Η σύνδεση αποτελείται από τέσσερις κοχλίες ποιότητας 4.6 και μετωπική πλάκα ποιότητας S235, διαστάσεων $100 \times 130 \times 6$. Για την πραγματοποίηση της σύνδεσης, έγιναν εγκοπές στο άκρο τις διαδοκίδας όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.9. Ο έλεγχος έγινε για $V_{Ed} = 54,10 \text{ kN}$.



Σχήμα 6.9: Εγκοπές στο άκρο της διαδοκίδας



Σχήμα 6.10: Έλεγχος σύνδεσης διαδοκίδας με κύρια μη σύμμικτη δοκό

7. Συμπεράσματα

Για τον έλεγχο ευστάθειας της κατασκευής, εφαρμόστηκε η Γενική Μέθοδος του Ευρωκώδικα 3, για την οποία χρειάστηκε λόγω της περιπλοκότητας του φορέα, πρώτες ιδιομορφές να εμφανίζονται όσο το δυνατόν καθολικές για την κατασκευή στην ανάλυση λυγισμού. Αυτό διότι, είναι σημαντικό να λαμβάνεται για κάθε μέλος απ' την ανάλυση ευαισθησίας που εκτελεί το λογισμικό, ιδιομορφή που προσεγγίζει την πραγματική παραμόρφωση του φορέα. Επειδή οι καθολικές ιδιομορφές εξαρτώνται εκτός από την συνολική δυσκαμψία και απ' την συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, κρίθηκε σημαντικό οι διατομές των υπόλοιπων μελών που συμμετέχουν στον λυγισμό (κυρίως των δοκών), να έχουν γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τα οποία, προδίδουν μεν τις απαιτούμενες αντοχές για τους ελέγχους, μορφώνουν παράλληλα δε με τα υποστυλώματα πλαίσια που συμπεριφέρονται καθολικά.

Ως αποτέλεσμα, προέκυψε μια δύσκαμπτη κατασκευή, η οποία παρόλο που περνά όλους τους απαιτούμενους ελέγχους, μπορεί να μην είναι η πιο οικονομική λύση, εφόσον μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης παρατηρήθηκε έως 68,6%. Αυτό βέβαια, οφείλεται και στο ότι μελετήθηκε σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας με ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης, καθώς οι ιδιομορφές λυγισμού που προέκυψαν για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, αντιστοιχούσαν σε μεγάλους συντελεστές κρίσιμου φορτίου και συνεπώς αγνοήθηκαν οι επιρροές δεύτερης τάξης. Ένας ακόμη παράγοντας ήταν οι απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού όσο αναφορά τις αντοχές κόμβων δοκών και υποστυλωμάτων, οι οποίες έθεσαν καθοριστικά όρια για την επιλογή των διατομών.

Όσον αναφορά την συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμική διέγερση παρατηρήθηκε, πως για το φάσμα που επιλέχθηκε, η κατασκευή επαρκεί, επιδεικνύει όμως πλεόνασμα πλαστιμότητας, πρωτίστως για τους προαναφερθέντες λόγους. Ενδιαφέρον είχε ο έλεγχος της βάσης του υποστυλώματος την στιγμή σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης, ο οποίος δύσκολα ικανοποιούνταν σε ασφαλή πλαίσια δεδομένων των συνθηκών, καθώς και η μέθοδος γραμμικού αθροίσματος των ιδιομορφών της φασματικής ανάλυσης.

Τα αποτελέσματα που έδωσε το λογισμικό για την διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών, ήταν επαρκή. Επειδή όμως προϋπόθεση για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων ήταν το σκυρόδεμα να είναι παντού σε θλίψη, το στατικό σύστημα που επιλέχθηκε δεν επέτρεπε την μελέτη κύριων σύμμικτων δοκών και στις δύο διευθύνσεις, με συνέπεια να επιδέχεται πιθανής βελτίωσης.

Τέλος, ενδιαφέρον θα είχε η μελέτη της αλληλεπίδρασης της γυάλινης πρόσοψης και οροφής, με την κατασκευή που δεν μελετήθηκε στην εργασία, καθώς και περαιτέρω διερεύνηση της εφαρμογής την Γενικής Μεθόδου σε φορείς με μεγαλύτερο βαθμό πολυπλοκότητας γεωμετρίας.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π., (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Αντωνοδημητράκη Σ.Α. (2018). «Επιλογή μεθόδων ανάλυσης και σχεδιασμού μεταλλικών πλαισίων». Μεταπτυχιακή εργασία, Ε.Μ.Π, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
6. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
7. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
8. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
9. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. EN-1994-1-1, Eurocode 4, «Design of composite steel structures», Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, December 2004
12. Szalai J., Papp F. (2011). “Theory and application of the general method of Eurocode 3 Part 1-1”. 6th European Conference on Steel and Composite Structures. Edited by Dunai L et al. Budapest, Hungary
13. Szalai J. “Global analysis based stability design for steel structures”