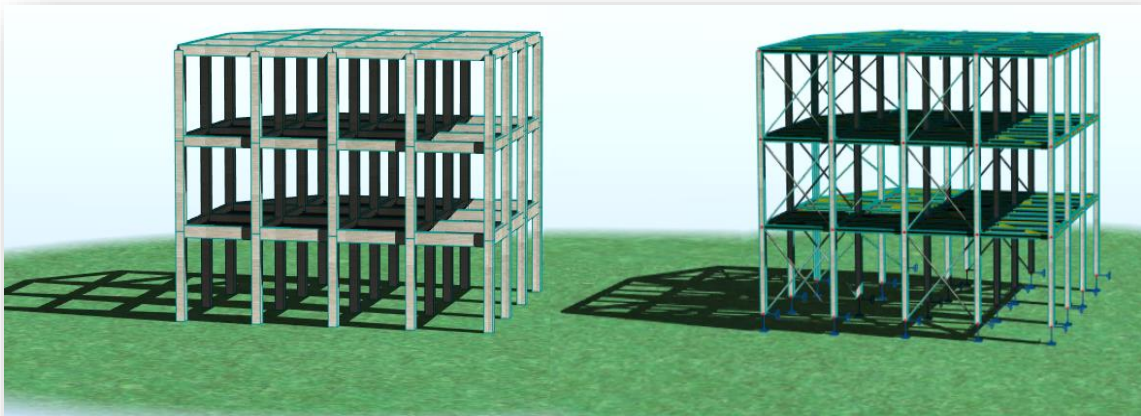




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΣΥΜΜΙΚΤΟ ΚΤΙΡΙΟ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μπούρος Αλέξανδρος
Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

ΕΜΚ ΔΕ 2020 25
Αθήνα , Ιούλιος 2020



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2020/25

ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΣΥΜΜΙΚΤΟ ΚΤΙΡΙΟ

Μπούρος Αλέξανδρος
(Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση, η διαστασιολόγηση και η σύγκριση ενός διώροφου μεταλλικού κτιρίου και ενός συμβατικού από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κτίρια προορίζονται να χρησιμοποιηθούν για την στέγαση γραφείων.

Ο φέρων οργανισμός του σύμμικτου κτιρίου είναι από δομικό χάλυβα, ενώ οι πλάκες είναι σύμμικτες. Πρόκειται για ένα τυπικό κτίριο από χάλυβα στο οποίο διαμορφώνονται πλαίσια ροπής στη μία διεύθυνση και πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη.

Αντίστοιχα για την συμβατική κατασκευή ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο διαμορφώνεται και στις δύο διευθύνσεις με πλαίσια ροπής.

Η μελέτη των κτιρίων έγινε με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2019. Για την μελέτη της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SymDeck Designer 2, της εταιρείας Έλαστρον ενώ για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων δευτερευουσών δοκών το πρόγραμμα ABC v3.42 της εταιρείας Arcerol Mittal. Ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 0, 1, 2,3 και 4.

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός σχεδιασμός των μελών και για τις δύο κατασκευές σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, απ' όπου προέκυψε αυξημένη απαίτηση σε δομικό χάλυβα για τη σύμμικτη κατασκευή και χάλυβα οπλισμού για την αντίστοιχη συμβατική.

Τέλος, γίνεται σύγκριση μεταξύ των δύο φορέων όσον αφορά το κόστος, το βάρος, την συμπεριφορά τους στα σεισμικά φορτία και τον χρόνο κατασκευής και μελέτης τους. Επίσης παρουσιάζονται επιγραμματικά κάποιες επιπλέον διαφορές μεταξύ των κτιρίων.



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

DIPLOMA THESIS
EMK DE 2020/25

COMPARATIVE STUDY OF A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITH A COMPOSITE STRUCTURE

Bouros Alexandros
(supervisor: Thanopoulos Pavlos)

Abstract

The subject of this diploma thesis, is the design, analysis, dimensioning and comparison of a two-story metal building and a conventional reinforced concrete one, which are intended to be used for office use. The system of the composite building is made of structural steel, while the slabs are composite. It is a typical steel building with moment resisting frames in the one direction and concentrically braced frames in the other.

Respectively for the conventional construction, the structure body is made of reinforced concrete which is formed in both directions with moment resisting frames.

The design of the buildings was carried out with the program Robot Structural Analysis Professional 2019. The design of the composite slab was used the program SymDeck Designer 2, of the company Elastron. The adequacy test of the members of structure was done in accordance with Eurocodes 0, 1, 2, 3 and 4.

Seismic design of the members was then carried out for both structures in accordance with Eurocode 8, which resulted in an increased demand for structural steel for composite construction and reinforcing steel for the reinforced concrete respectively.

Finally, a comparison is made between the two structures in terms of cost, repair of structures, durability, their behavior in seismic loads and the time of their construction and study.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	1
ABSTRACT	3
1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	8
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ.....	9
2.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ.....	9
2.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ.....	10
2.3 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ.....	13
3. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	15
3.1 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	15
3.1.1 ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	15
3.1.2 ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	16
3.2 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	16
3.2.1 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ	16
3.2.2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ	20
3.2.2.1 ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΑΝΕΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	21
3.2.2.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	29
3.2.2.3 ΠΡΟΣΟΜΕΙΩΣΗ ΑΝΕΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΤΟ Robot Structural Analysis.....	33
3.3 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ.....	37
3.3.1 ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ	37
3.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ	39
3.3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΤΟ Robot Structural Analysis	41
3.4 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	41
3.5 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	47
3.5.1 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	49
3.5.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ	50
3.5.3 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ULS ΚΑΙ SLS.....	51
4.ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	53
4.1 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ.....	53
4.1.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ.....	53

4.1.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΩΝ ΔΟΚΩΝ	56
4.1.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ	58
4.1.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	63
4.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	67
4.2.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΩΝ.....	67
4.2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΩΝ	69
4.2.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	71
5.ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	73
5.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	73
5.2 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ.....	74
5.2.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	74
5.2.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ	77
5.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑ Χ.....	78
5.2.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	78
5.2.3.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	80
5.2.3.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ	82
5.2.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ.....	85
5.2.3.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 1 ^{ου} και 2 ^{ου} ΟΡΟΦΟΥ	87
5.2.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	88
5.3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	93
5.3.3.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΟΚΟΥ.....	94
5.3.3.3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	97
5.3.3.4 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΟΜΒΟΥ	99
6 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ - ΚΟΣΤΟΣ	101
6.1 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ	101
6.2 ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	104
7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	105
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....	107
Αποτελέσματα Διαστασιολόγησης σύμμικτων δοκών με χρήση του προγράμματος ABC 3.42	107
<i>Μεσαία Δοκός IPE 180</i>	107
<i>Ακραία Δοκός IPE 180</i>	114
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	122
Τυπική όπλιση Υποστυλώματος (Τεύχος υπολογισμών)	122
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	127

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας είναι, ο σχεδιασμός και η σύγκριση δύο πανομοιότυπων ,γεωμετρικά , κατασκευών σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα. Μίας σύμμικτης και μίας συμβατικής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι κατασκευές πρόκειται να χρησιμοποιηθούν ως χώροι στέγασης γραφείων στην περιοχή της Αττικής. Ιδιαίτερη βαρύτητα δόθηκε στην εξαγωγή των πλεονεκτημάτων και των μειονεκτημάτων των δύο κατασκευών. Επιγραμματικά έγινε σύγκριση μεταξύ του κόστους, της επισκευασιμότητας, του χρόνου κατασκευής, της ανθεκτικότητας, του βάρους και τέλος των μετακινήσεων υπό τα σεισμικά φορτία.

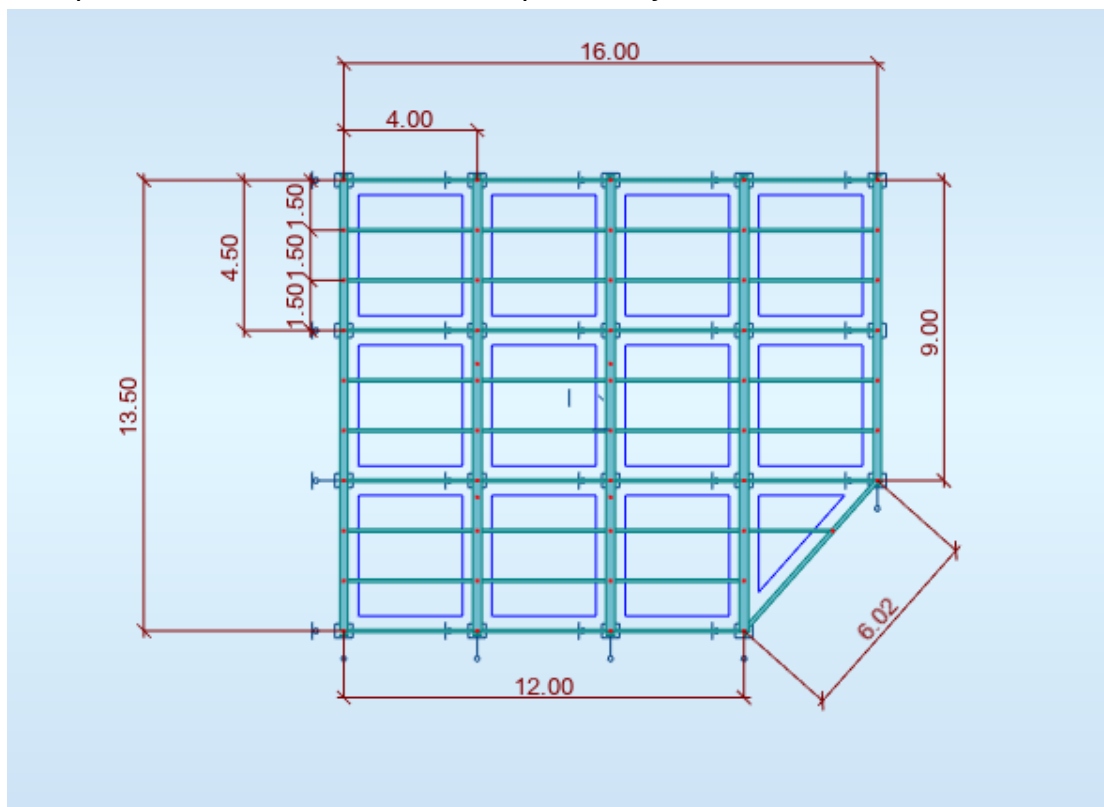
Η ανάλυση και το προσομοίωμα των κατασκευών έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2019 το οποίο έχει ενσωματωμένους τους Ευρωκώδικες 1,2,3,4.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ

2.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

Τα δύο κτίρια επιλέχθηκε να είναι πανομοιότυπα όσον αφορά τις διαστάσεις και τη γεωμετρία τους, ώστε να έχουμε καλύτερα και πιο συγκρίσιμα αποτελέσματα.

Το κτίριο (σύμμικτο και από Ο.Σ.) αποτελείται από δύο ορόφους (ισογειο, 1^{ος}, 2^{ος}) και πρόκειται να κατασκευαστεί στο νομό Αττικής.



Η κάτοψη του κτιρίου καταλαμβάνει 207 m² και αποτελείται από ένα ορθογωνικό τμήμα διαστάσεων 12x13.5 m και από ένα τραπεζοειδές 4x9x6.02 m.

Και τα δύο τμήματα χωρίζονται σε ανοίγματα των 4x4.5 m. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 12 m και το ύψος κάθε ορόφου 4 m.

2.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

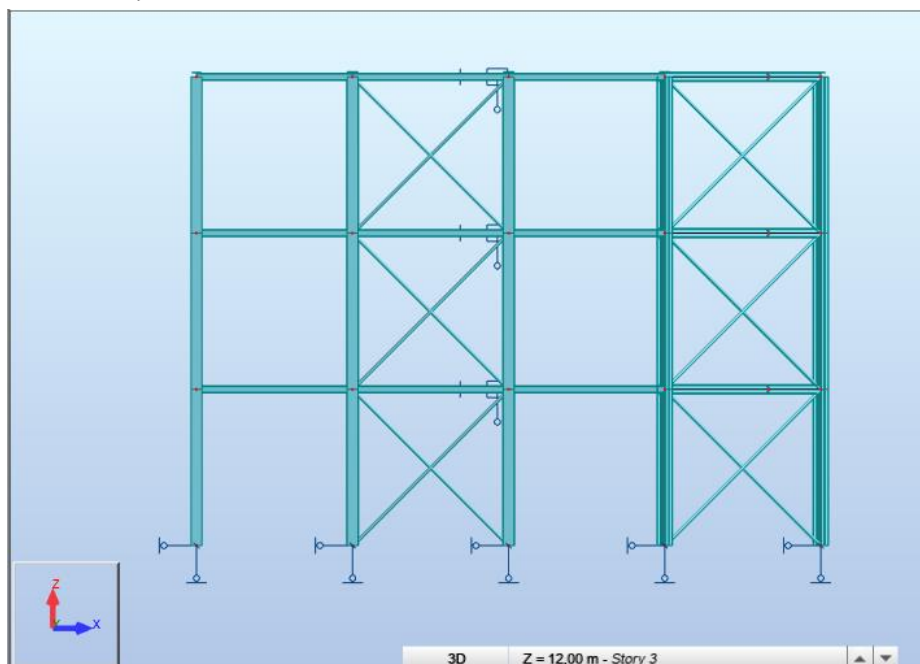
➤ ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Ο φέρων οργανισμός του σύμμικτου κτιρίου αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα, ενώ η πλάκα του κάθε ορόφου είναι σύμμικτη από οπλισμένο σκυρόδεμα.

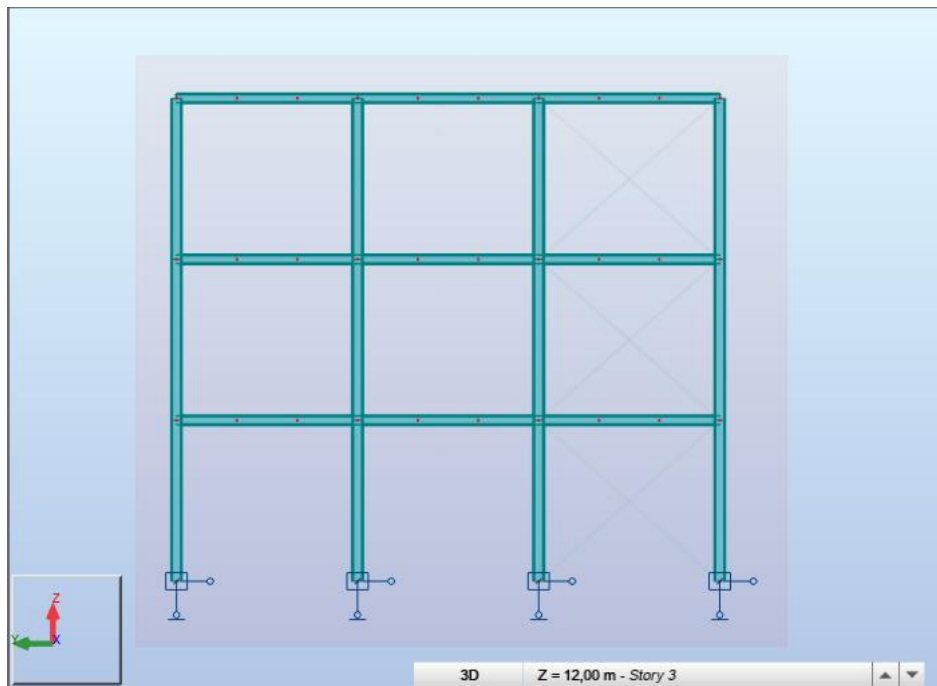
Στην μία διεύθυνση (Y) το κτίριο λειτουργεί σαν πλαίσιο ροπής, ενώ στην άλλη διεύθυνση (X) ο σεισμός παραλαμβάνεται από τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς και συνδέεται με αυτές μέσω διατμητικών ήλων, έπειτα τα φορτία μεταφέρονται από τις δευτερεύουσες στις κύριες δοκούς.

Οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετούνται ανά 1,5m και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Οι κύριες δοκοί συνδέουν τα υποστυλώματα στην διεύθυνση Y και εδράζονται σε αυτές με πακτώσεις. Αξίζει να τονιστεί πως δεν συνδέονται διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα.

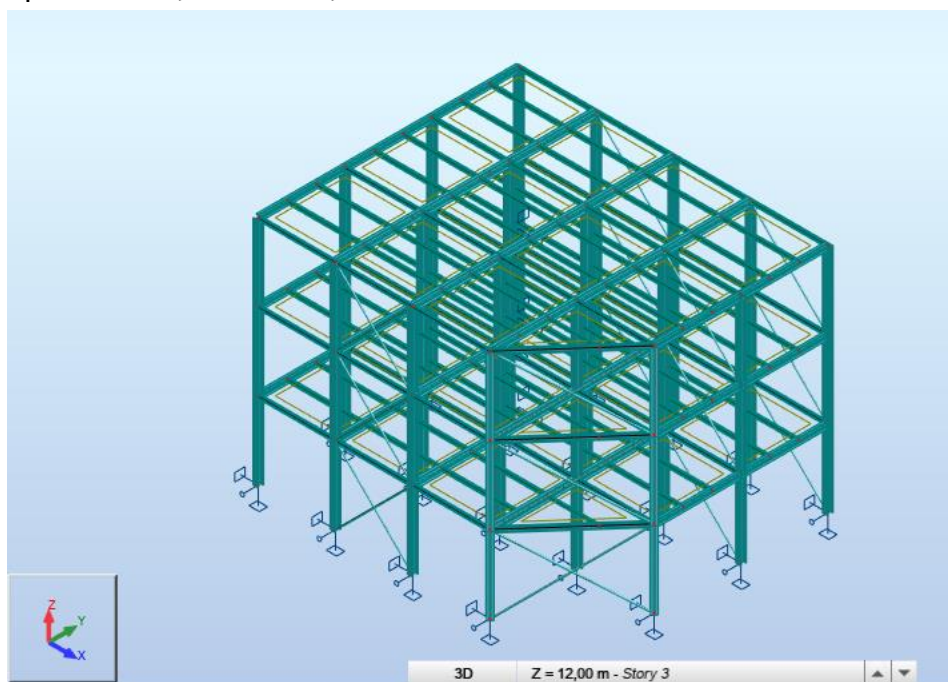
Διεύθυνση X:



Διεύθυνση Y



Τρισδιάστατη απεικόνιση

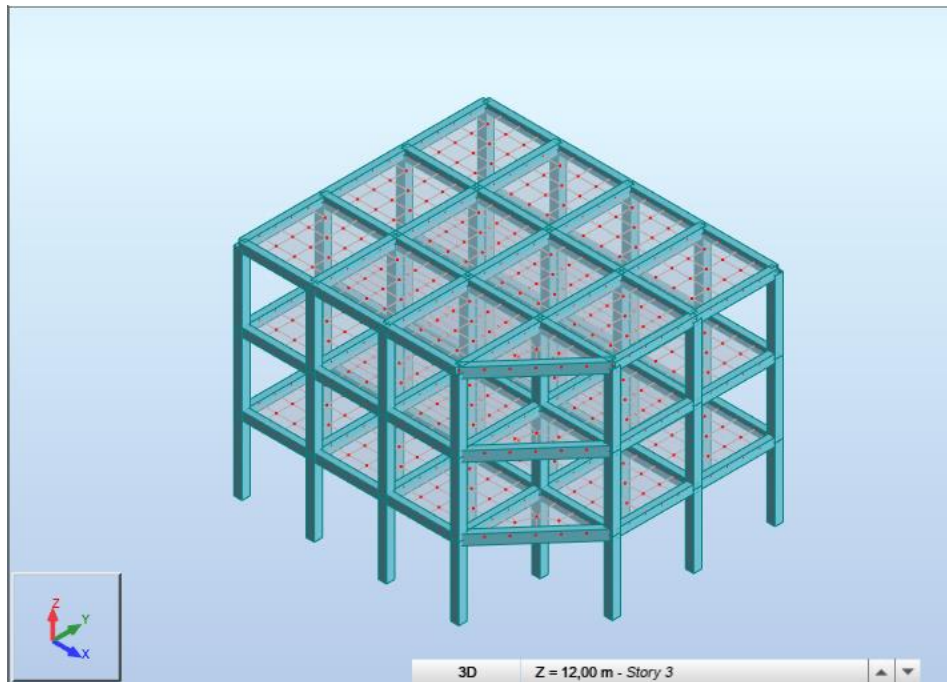


➤ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Ο αντίστοιχος φέρωντας οργανισμός από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελείται από δοκούς, υποστυλώματα και πλάκες σκυροδέματος «οπλισμένες» με διαμήκεις και εγκάρσιες ράβδους χάλυβα.

Η κατασκευή και στις δύο διευθύνσεις λειτουργεί πλαισιακά.

Τα επιφανειακά φορτία που ασκούνται στις πλάκες ,μεταφέρονται ως γραμμικά κατανομημένα στις δοκούς και αυτές με τη σειρά τους τα μεταφέρουν ως σημειακά πλέον στα υποστυλώματα.



2.3 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

Δομικός Χάλυβας

Για όλα τα μέλη της σύμμικτης κατασκευής χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355, οι ιδιότητες του οποίου φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

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)
S355	355	510	335	470

Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού:

- μέτρο ελαστικότητας : $E=210 \text{ GPa}$
- ειδικό βάρος : $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή : $\nu=0,3$
- μέτρο διάτμησης : $G=81000 \text{ MPa}$
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha=12 \times 10^{-6}$ ανά C (για $T < 100 \text{ C}$)

Σκυρόδεμα

Για την κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα καθώς και για την πλάκα της σύμμικτης κατασκευής χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C20/25.

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk0.05}$ (MPa)	$f_{ctk0.95}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
C20/25	20	33	2,2	1,5	2,9	30

Αντοχή														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c2} (‰)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cs2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{c3} (‰)	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{cs3} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Για τον χάλυβα οπλισμού και στις δύο κατασκευές χρησιμοποιήθηκε ποιότητα B500C με χαρακτηριστικό όριο διαρροής $f_{ys}=500\text{MPa}$ και χαρακτηριστικά ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ

Το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιήθηκε για τη σύμμικτη κατασκευή είναι τύπου SymDeck 73 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ πάχους 0,8mm.

Περισσότερες πληροφορίες στο κεφάλαιο 4.1.1 διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών.

3. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

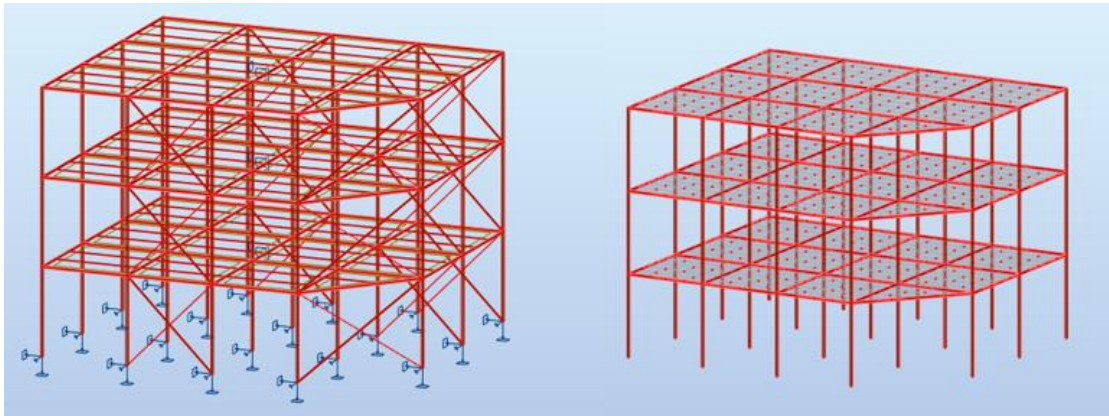
Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις, που επιβαρύνουν την κατασκευή σε περίοδο αναφοράς κατά την διάρκεια της οποίας το μέγεθός τους παραμένει αμετάβλητο τον χρόνο.

Πρόκειται, για όλα τα κατακόρυφα φορτία που της ασκούνται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

3.1.1 ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

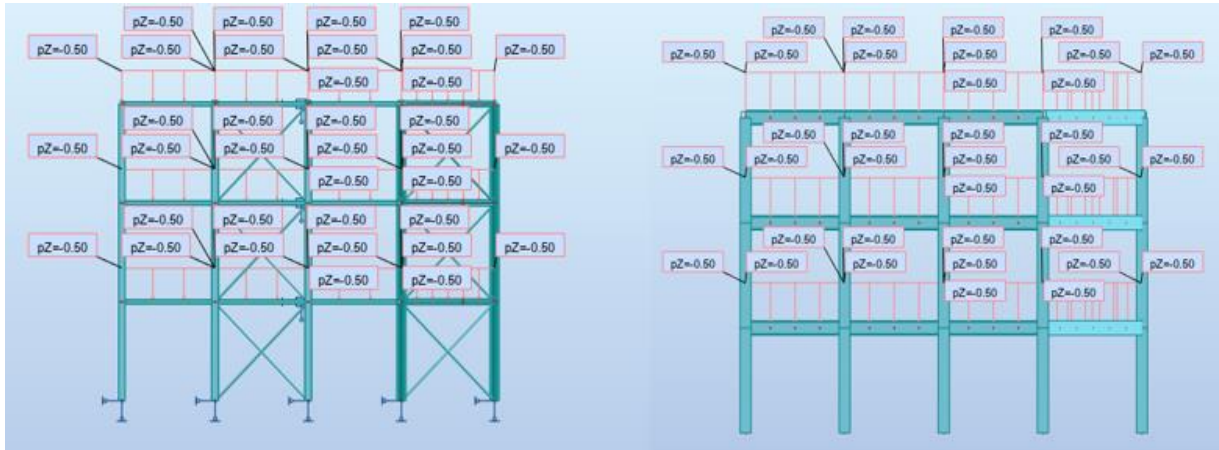
Σε αυτή την κατηγορία περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη των υποστυλωμάτων, δοκών και πλακών και για τις δύο κατασκευές καθώς και τα ίδια βάρη των συνδέσμων δυσκαμψίας και των δευτερευουσών δοκών για τη συμμικτή κατασκευή.

Τα φορτία των ιδίων βαρών προστίθενται αυτόματα από το πρόγραμμα, όπως φαίνονται στο πιο κάτω σχημα.



3.1.2 ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Σε αυτή την κατηγορία μόνιμων φορτίων περιλαμβάνονται οι επικαλύψεις , οι επενδύσεις δαπέδων ,ηλεκτρολογικά δίκτυα, κλιματιστικά κ.α. Λήφθηκε $0,5 \text{ kN/m}^2$ και επιβάλλονται ομοιόμορφα στις πλάκες των ορόφων όπως φαίνεται πιο κάτω.



3.2 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Σε αυτή την κατηγορία εντάσσονται τα επιβαλλόμενα φορτία λόγω λειτουργίας της κατασκευής: Κινητά , φορτία χιονιού , ανεμοπιέσεις.

3.2.1 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση των κτιρίων και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1 οι χώροι σύμφωνα με την χρήση του κατατάσσονται σε κατηγορίες οι οποίες διακρίνονται στον πίνακα 1.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
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> <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.</p>

D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα
---	-------------------------------	--

Πίνακας 1

Στην παρούσα εργασία, η κατασκευή εντάσσεται στη κατηγορία B μιας και αποτελεί χώρο γραφείων.

Οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων ανά κατηγορία σύμφωνα με τον EN 1991-1-1 φαίνονται στον Πίνακα 2.

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

Πίνακας 2

Μιας και η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία B η επιλεγόμενη τιμή κινητών φορτίων υπέρ της ασφαλείας είναι $q_k=3 \text{ kN/m}^2$.

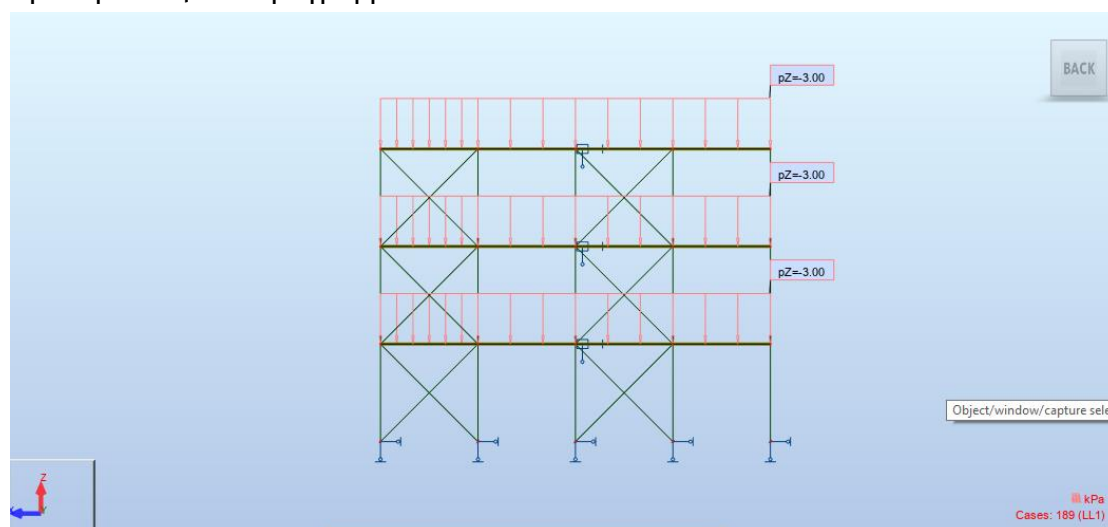
Τέλος όσον αφορά τις στέγες ,επίσης κατηγοριοποιούνται ανάλογα με την χρήση τους , σύμφωνα με τον πίνακα 3 (EN 1991-1-1).

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 όπως κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές όπως, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 3

Στην παρούσα κατασκευή, η στέγη κατατάσσεται στην δεύτερη κατηγορία I. Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1 τα επιβαλλόμενα φορτία για τις στέγες της κατηγορίας I δίδονται από τον πίνακα 2 ανάλογα με την χρήση. Άρα $q_k=3 \text{ kN/m}^2$.

Προσομοίωση στο πρόγραμμα:



3.2.2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Σχετική διάταξη του παρόντος προτύπου	Δράση	Κατάταξη				Παρατηρήσεις	Πηγή
		Χρονική μεταβολή	Κατάταξη / Προέλευση	Χωρική μεταβολή	Φύση (στατική/δυναμική)		
4.2	Ίδιο βάρος	Μόνιμη	Άμεση	Σταθερή με ανοχές / ελεύθερη	Στατική	Ελεύθερη κατά τη μεταφορά / αποθήκευση. Δυναμική κατά την πτώση.	EN 1991-1-1
4.3	Μετακίνηση εδάφους	Μόνιμη	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1997
4.3	Ώθηση γαιών	Μόνιμη / μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1997
4.4	Προένταση	Μόνιμη / Μεταβλητή	Άμεση	Σταθερή	Στατική	Μεταβλητή για τον σχεδιασμό τοπικά (αγκυρώσεις).	EN 1990, EN 1992 to EN 1999
4.5	Προπαραμορφώσεις	Μόνιμη / Μεταβλητή	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1990
4.6	Θερμοκρασία	Variable	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1991-1.5
4.6	Συστολή ξήρανσης / υγρομετρικές επιρροές	Μόνιμη / Μεταβλητή	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1992, EN 1993, EN1994
4.7	Δράσεις ανέμου	Μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Σταθερή / Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	EN 1991-1-4
4.8	Φορτία χιονιού	Μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Σταθερή / Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	EN 1991-1-3
4.9	Δράσεις οφειλόμενες στο νερό	Μόνιμη / μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Σταθερή / Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	Μόνιμη / μεταβλητή σύμφωνα με τις προδιαγραφές του έργου. Δυναμική για υδάτινα ρεύματα εφόσον απαιτείται	EN 1990
4.10	Φορτία πάγων	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	ISO 12494
4.12	Τυχηματική	Τυχηματική	Άμεση / Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	EN 1990, EN 1991-1-7
4.13	Σεισμική	Μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Ελεύθερη	Δυναμική	(*)	EN 1990 (4.1), EN1998

Πίνακας 3.1

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις σύμφωνα με τον EN 1991-1-4 (πίνακας 3.1). Σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού μαζί με τα σεισμικά φορτία λόγω της σύνθετης καταπόνησης και ταλάντωσης που μπορούν να προκαλέσουν αλλά και εξαιτίας της συχνότητάς τους.

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκαν δύο διευθύνσεις ανέμου, τόσο η θετική διεύθυνση κατά Χ ($\theta=0$) όσο και η θετική κατά Υ ($\theta=90$). Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων έγινε χρήση υπολογιστικού φύλλου excel και τα αποτελέσματα επιβεβαιώθηκαν με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis 2019.

3.2.2.1 ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΑΝΕΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

Βασική Ταχύτητα Ανέμου

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.1)$$

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 εδάφος κατηγορίας II

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

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτείνεται ίσος με 1.0)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτείνεται ίσος με 1,0)

Μέσος άνεμος

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.2)$$

όπου:

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (λαμβάνεται ως 1,0)

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$$\begin{aligned} \text{όπου:} \quad c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{for} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) && \text{for} \quad z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (3.3)$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r είναι ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας και υπολογίζεται :

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0II}}\right)^{0.7} \quad (\text{όπου } z_{0II} = 0.05)$$

Το z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον παρακάτω πίνακα 3.2

Το z_{\max} πρέπει να λαμβάνεται ίσο με 200m

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

Πίνακας 3.2

ΣΤΡΟΒΙΛΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΟΥ

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

$$lv(z) = k1 / [c0(z) * (\ln z / z0)] \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.4)$$

$$lv(z) = lv(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3.5)$$

Όπου:

$k1$ Συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του $k1$ που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. (Προτεινόμενη τιμή 1,0).

$c0(z)$ Συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα

$z0$ Μήκος Τραχύτητας

ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

Η πίεση ταχύτητας αιχμής που σε ύψος z προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$q_p(z) = [1 + 7 * lv(z)]^{\frac{1}{2}} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (3.6)$$

όπου:

ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια των ανεμοθυελλών

ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ ΣΕ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες υπολογίζεται από την εξίσωση

$$W_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (3.7)$$

Όπου:

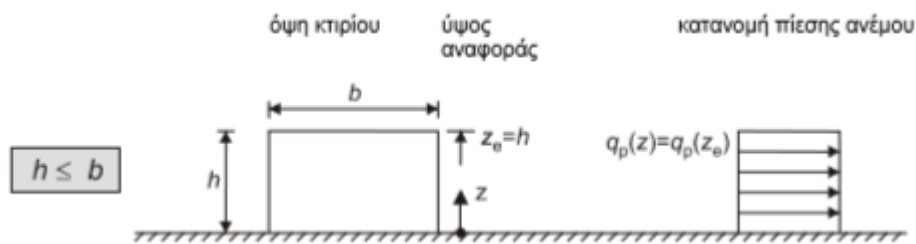
$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής για ύψος αναφοράς z_e

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

➤ Ύψος αναφοράς z_e

Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Διακρίνουμε τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

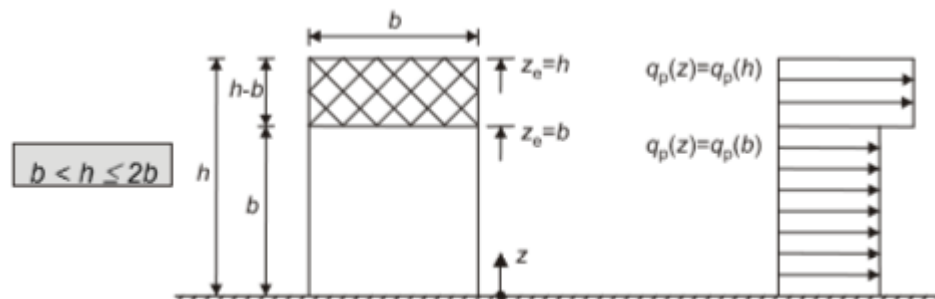
Για ύψος κτηρίου (h) μικρότερο ή ίσο με το πλάτος (b)



Σχήμα 3.1

Το κτήριο λαμβάνεται ως ένα τμήμα με πίεση $q_p(z_e)$ με ύψος αναφοράς $z_e = h$

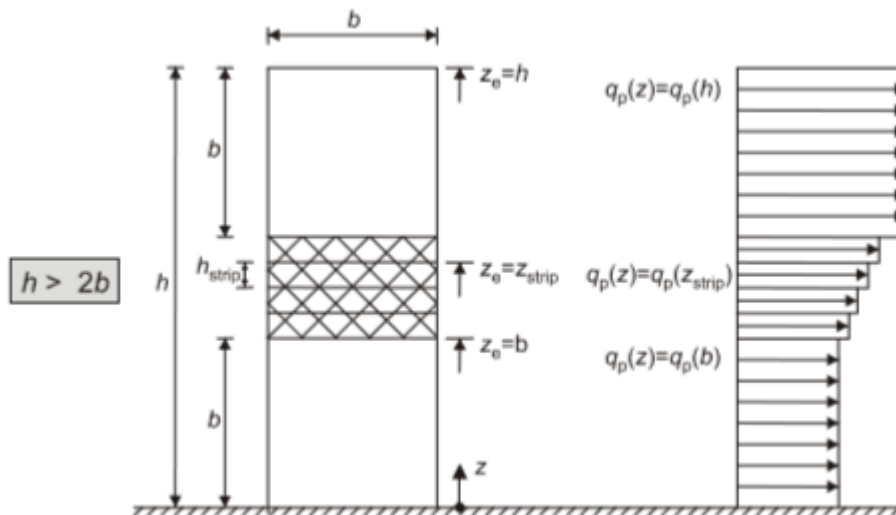
Για ύψος (h) μεγαλύτερο από το πλάτος κτηρίου (b) και μικρότερο ή ίσο από δυο φορές το πλάτος του κτηρίου ($2b$)



Σχήμα 3.2

Το κτήριο μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα, ένα τμήμα με πίεση q_{pz1} με ύψος αναφοράς $z_e = b$ και ένα με πίεση q_{pz2} με ύψος αναφοράς $z_e = h$

Τέλος για ύψος (h) μεγαλύτερο από δύο φορές το πλάτος (2b)



Σχήμα 3.3

Το κτήριο λαμβάνεται υπ' όψη ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα :

Ένα, ξεκινώντας από το έδαφος προς τα πάνω, με ύψος αναφοράς $z_e=b$

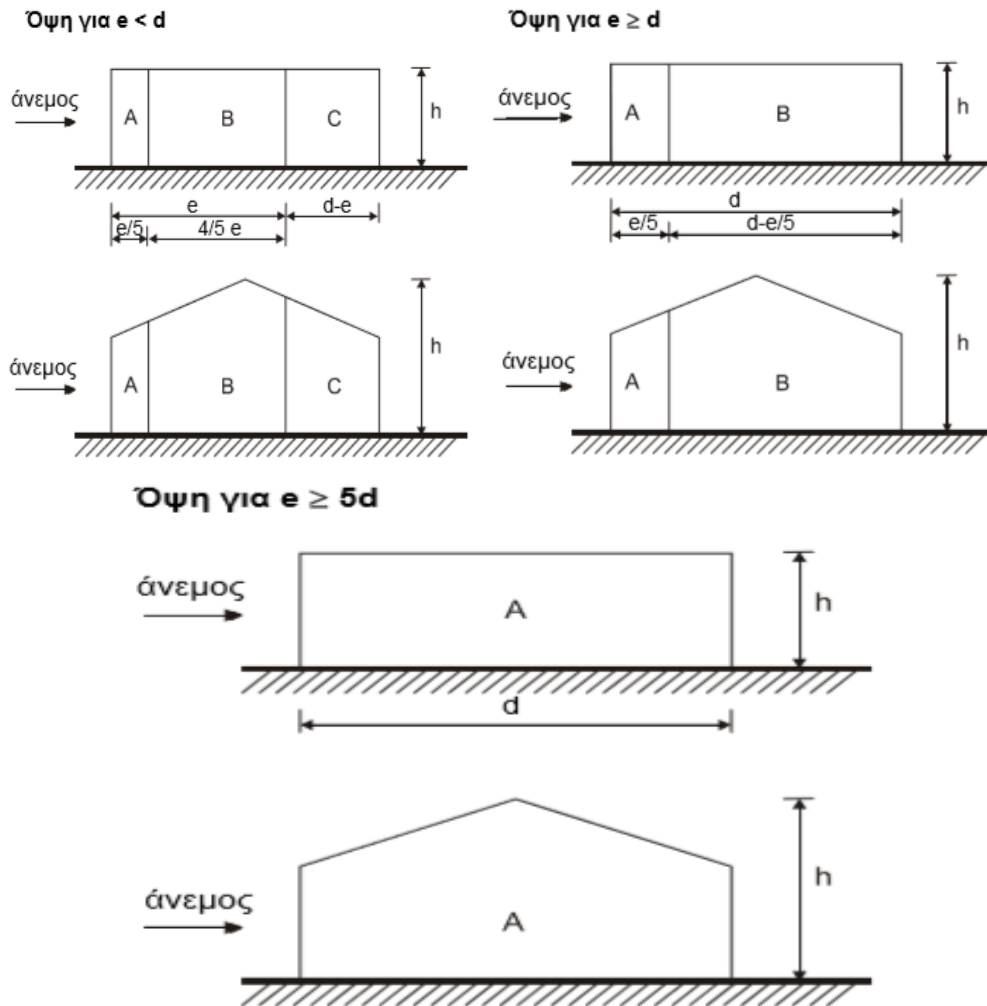
Ένα , ξεκινώντας από την κορυφή προς τα κάτω σε απόσταση ίση με b , με ύψος αναφοράς $z_e=h$

Και τέλος, ένα ενδιάμεσο , που μπορεί να διαιρεθεί σε λωρίδες h_{strip} με ύψος αναφοράς $z_e=z_{strip}$

➤ Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

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. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται παρακάτω ανάλογα με τις φορτιζόμενες επιφάνειες A .

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{για } A \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log A && \text{για } 1 \text{ m}^2 \leq A \leq 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{για } A \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \tag{3.8}$$



Σχήμα 3.4

Όπου $e = \min (b, 2h)$

b διάσταση εγκάρσια στην διεύθυνση του ανέμου

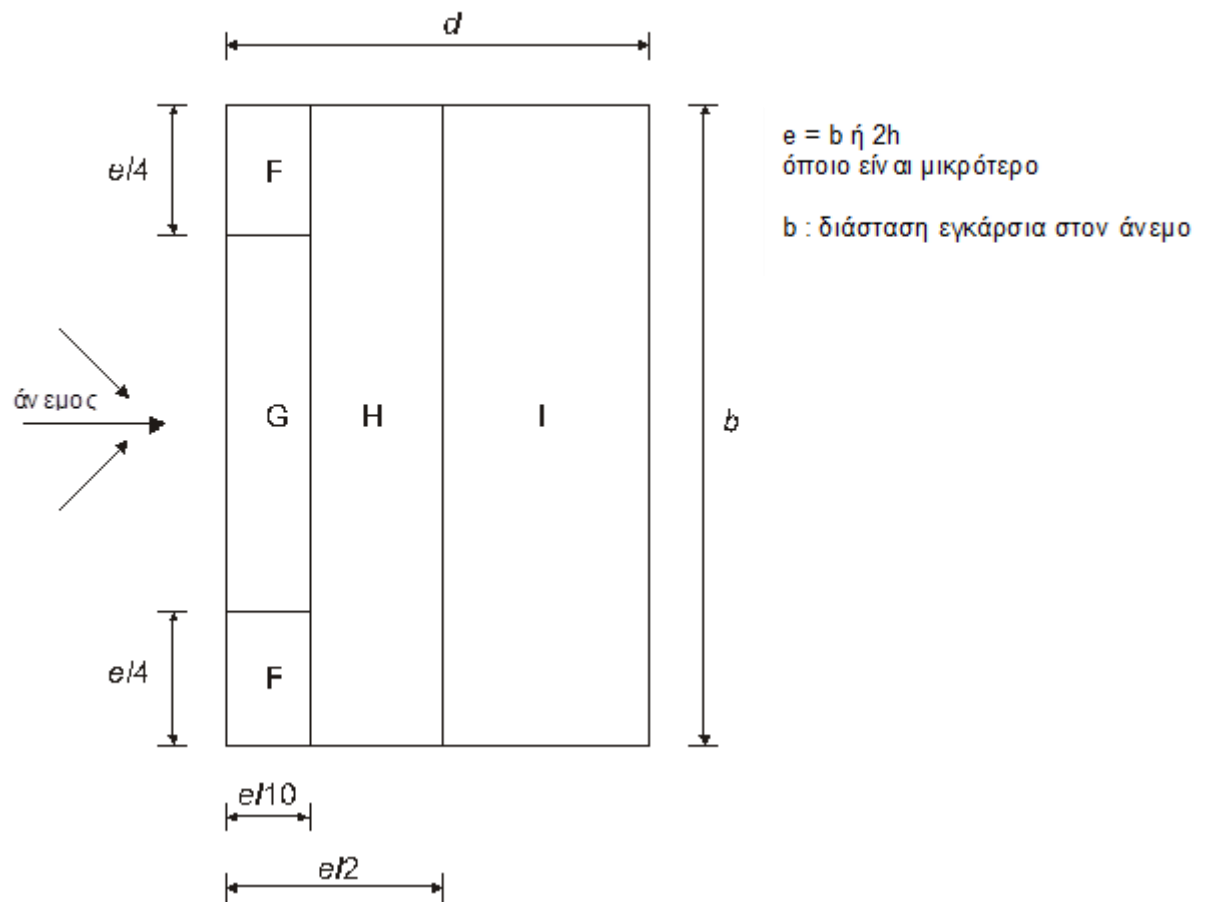
d διάσταση παράλληλη στην διεύθυνση του ανέμου

Τέλος οι προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτηρίων ορθογωνικής κάτοψης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα

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		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Για τις στέγες ακολουθείται παρόμοια διαδικασία, ανάλογα με τον τύπο όπως στέγης όπως ορίζεται από τον EN 1991-1-4

Οριζόντια στέγη



Σχήμα 3.5

Οι προτεινόμενες τιμές συντελεστών για τις στέγες εξαρτώνται ξανά από τον τύπο της στέγης και διακρίνονται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα 3.4 από τον EN 1991-1-4

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	$\square 0,2$	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\square 0,2$	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	$\square 0,2$	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	$\square 0,2$	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		$\square 0,2$	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		$\square 0,2$	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		$\square 0,2$	-0,2
Σπαστά άκρα	$\square = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		$\square 0,2$	-0,2
	$\square = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		$\square 0,2$	-0,2
	$\square = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		$\square 0,2$	-0,2

Πίνακας 3.4

Η στέγη της εξεταζόμενης κατασκευής ανήκει στην πρώτη κατηγορία : στέγες με αιχμηρά άκρα και οι προτεινόμενες λαμβάνονται από τον πίνακα 3.4.

ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ ΣΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εσωτερικές επιφάνειες υπολογίζεται από την εξίσωση 3.9 :

$$W_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (3.9)$$

Όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής για ύψος αναφοράς z_i

c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

➤ Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Γενικά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης, C_{pi} , εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4.6:2002 ισχύουν τα παρακάτω:

Όταν, σε τουλάχιστον δύο πλευρές του κτιρίου (πλευρικές ή οροφή), η συνολική επιφάνεια των ανοιγμάτων σε κάθε πλευρά είναι μεγαλύτερη από το 30% της επιφάνειας αυτής της πλευράς, οι δράσεις στην κατασκευή δεν θα πρέπει να υπολογίζονται από τους κανόνες που ισχύουν για ανοικτά στέγαστρα.

Η πλευρά ενός κτιρίου θα πρέπει να θεωρείται δεσπόζουσα όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου. Αυτό επίσης μπορεί να εφαρμόζεται σε μεμονωμένους εσωτερικούς όγκους μέσα στο κτίριο.

Σε κτήριο με μια δεσπόζουσα πλευρά, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται σαν ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς. Θα χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται από τις Εξισώσεις:

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές,

$$C_{pi} = 0.75 * C_{pe}$$

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές,

$$C_{pi} = 0.90 * C_{pe}$$

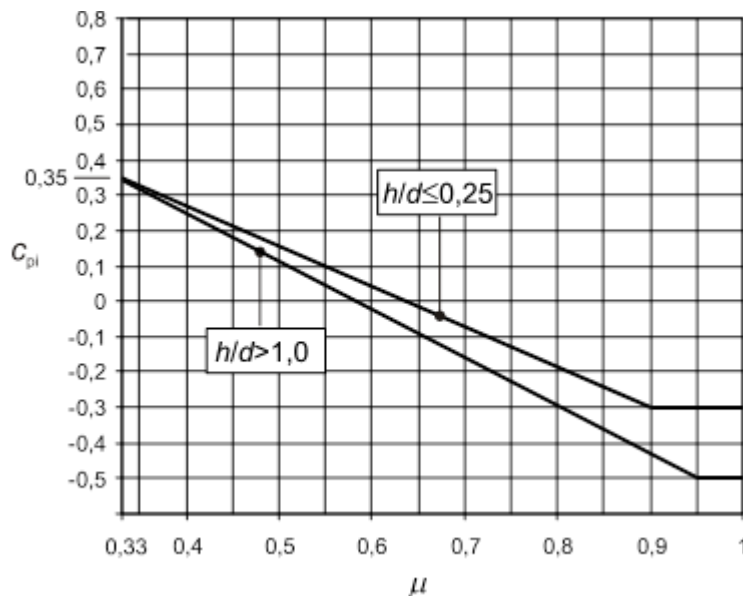
Όπου:

C_{pe} : τιμή για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς. Όταν αυτά τα ανοίγματα βρίσκονται σε ζώνες με διαφορετικές τιμές εξωτερικών πιέσεων, μια σταθμισμένη μέση τιμή του C_{pe} θα πρέπει να χρησιμοποιείται.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι μεταξύ 2 και 3 φορές της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό του C_{pi} .

- Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi} θα προσδιορίζεται από το παρακάτω σχήμα 3.6 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 (3.9):

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή } 0,0}{\sum \text{επιφάνειας όλων ττω ανοιγμάτων}} \quad (3.9)$$



Σχήμα 3.6

- Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4 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.

Στην εξεταζόμενη κατασκευή έγινε χρήση της πιο πάνω σημείωσης του EN1991-1-4 και ο συντελεστής c_{pi} λήφθηκε υπέρ της ασφαλείας ίσος με +0,2 και -0,3 .

3.2.2.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

Ο υπολογισμός των ανεμικών φορτίων στην εξεταζόμενη κατασκευή έγινε για τέσσερις διευθύνσεις ανέμου 0, 90, 180, 270 μοίρες κατά X+, Y-, X-, Y+ αντίστοιχα.

➤ Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0} = 27\text{m/s}^2$.

Προτείνεται $c_{dir}=1$ και $c_{season}=1$

Άρα από την εξίσωση (3.1) προκύπτει $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 27\text{m/s}$

➤ Μέση ταχύτητα ανέμου v_m

Το κτήριο θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε 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 3.2, επομένως έχω:

$$Z_0 = 0.05m = Z_{0II}$$

$$z_{min} = 2m$$

$$z_{max} = 200m \text{ (προτείνεται)}$$

$$z = 12m$$

$$c_{0(z)} = 1 \text{ (για επίπεδο έδαφος προτείνεται ίσο με 1)}$$

Άρα από εξισώσεις (3.2), (3.3), (3.4) προκύπτει:

$$K_r = 0.19 * (z_0 / z_{0II})^{0.07} = 0.19$$

$$c_r = k_r * \ln(z / z_0) = 1.041$$

$$V_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * V_b = 28.116 \text{ m/s}$$

➤ Ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$

Σύμφωνα με τη σχέση (3.6) για $z_{min} = 2m \leq z = 12m \leq z_{max} = 200m$ η ένταση στροβιλισμού προκύπτει :

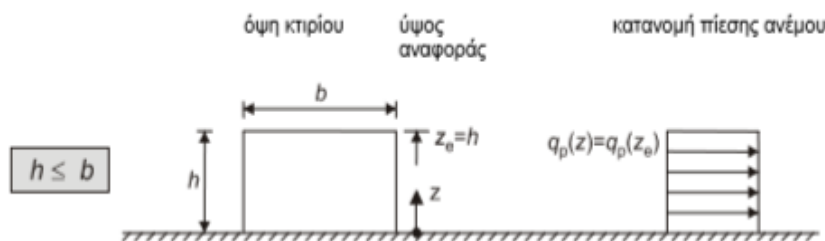
$$I_v(z) = k_I / [c_{0(z)} * \ln(z / z_0)] = 0.1825$$

με $k_I = 1$ (συντελεστής στροβιλισμού)

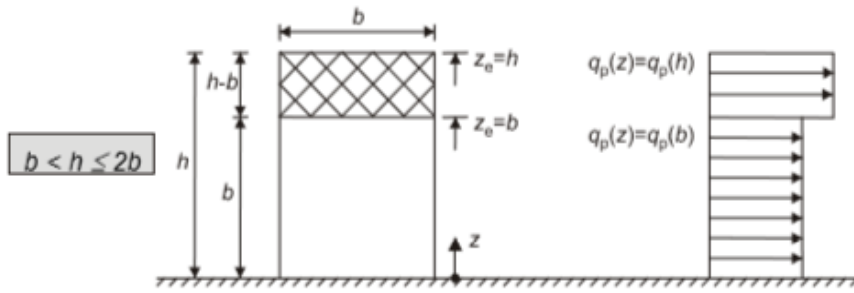
➤ Πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος αναφοράς z_e

Σύμφωνα με τα σχήματα 3.1 και 3.2 και λαμβάνοντας υπ' όψη ότι το πλάτος επιρροής αλλάζει ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου, προκύπτει:

Μοίρες	Πλάτος b	Ύψος h	Σχέση h, b	Αντίστοιχο Σχήμα	Ύψος αναφοράς z_e	Πίεση $q_{p(z_e)}$
0	13,5	12	$h \leq b$	3.1	$z_e = 12$	$q_{pze} = 1.125$
90°	16	12	$h \leq b$	3.1	$z_e = 12$	$q_{pze2} = 1.125$
180°	13,5	12	$h \leq b$	3.1	$z_e = 12$	$q_{pze} = 1.125$
270°	16	12	$h \leq b$	3.1	$z_e = 12$	$q_{pze2} = 1.125$



σχημα 3.1

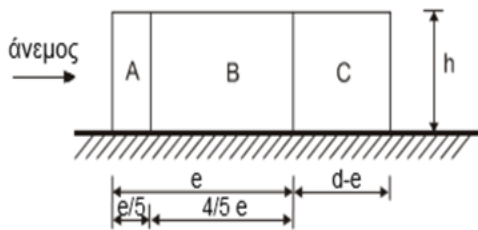


σχήμα 3.2

➤ Συντελεστής εξωτερικής πίεσης C_{pe} για κτίρια

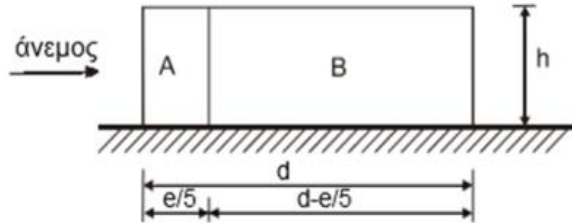
Μοίρες	b	h	d	$e = \min(b, 2h)$	Αντίστοιχο Σχήμα	Φορτιζόμενη επιφάνεια $A = h \cdot (e/5)$	$A \geq 10m^2$	Συντελεστής C_{pe}
0,180°	13.5	12	16	13,5	Σχήμα 3.7	32.4m ²	OK	$C_{pe,10}$
90°,270°	16	12	13.5	16	Σχήμα 3.8	38.4m ²	OK	$C_{pe,10}$

Όψη για $e < d$



Σχήμα 3.7

Όψη για $e \geq d$



Σχήμα 3.8

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		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Πίνακας 3.3

Κάνοντας χρήση υπολογιστικού φύλλου excel για τις διάφορες διευθύνσεις ανέμου και λαμβάνοντας υπ' όψη τον πίνακα 3.3 προέκυψαν οι παρακάτω τιμές συντελεστών $C_{pe,10}$:

ΜΟΙΡΕΣ	h/d	A	B	C	D	E
0°,180°	1	-1.2	-0.8	/	+0.8	-0.5
90°,270°	0.889	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5

➤ Πίεση ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες W_e

Από τη σχέση (3.7) προκύπτουν οι τιμές των πιέσεων του ανέμου για εξωτερικές επιφάνειες για τις διάφορες διευθύνσεις του αέρα $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$

	W_e	A	B	C	D	E
0,180°	W_e	-1.35	-0.9	/	0.9	-0.56
90°,270°	W_{e1}	-1.35	-0.9	-0.563	0,9	-0.56

➤ ΣΤΕΓΗ

Κατ' αντιστοιχία για τις στέγες προκύπτει :

/	F	G	H	I	
C_{pe}	-1.8	-1.2	-0.7	+0.2	-0.2
W_{pe}	-2.025	-1.35	-0.788	0.255	-0.255

Τα $C_{pe,10}$ λήφθηκαν από τον πίνακα 3.4 για στέγες με αιχμηρά άκρα και το $q_{p(z_e)} = 1.125$.

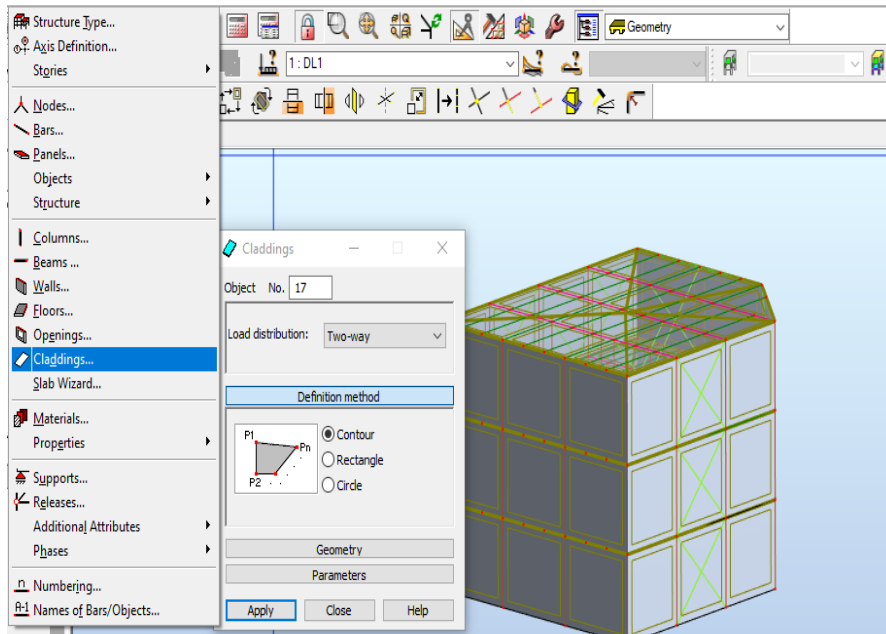
➤ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, για διαφορετικές διευθύνσεις ανέμου προκύπτουν και διαφορετικές τιμές πιέσεων ταχύτητας αιχμής $q_{p(z_i)}$, άρα και διαφορετικές πιέσεις ανέμων w_{pi} .

Ο συντελεστής πίεσης για εσωτερική πίεση λήφθηκε σύμφωνα με σημείωση του EN 1991-1 παράγραφος 4. Αυτή αναφέρει ότι ο συντελεστής c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ο δυσμενέστερος εκ των +0,2 και -0,3

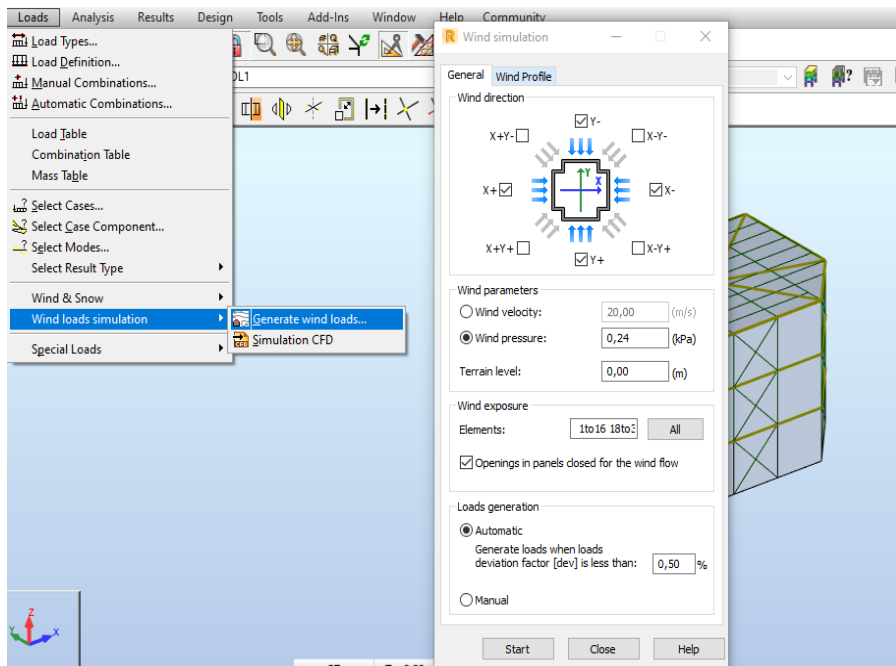
ΜΟΙΡΕΣ	Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_{p(z_i)}$	Ύψος αναφοράς z_i	Συντελεστής C_{pi}	Πίεση w_{pi}
0,180°	1,125	12	+0,2	0,225
			-0,3	-0,3375
90°,270°	1,125	12	+0,2	0,225
			-0,3	-0,3375

3.2.2.3 ΠΡΟΣΟΜΕΙΩΣΗ ΑΝΕΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΤΟ Robot Structural Analysis



Για την προσομοίωση των ανεμικών δράσεων της κατασκευής εισάγαμε στο πρόγραμμα κάποια claddings τα οποία δεν έχουν πάχος και δεν συμβάλουν με κάποιο τρόπο στο στατικό προσομοίωμα της κατασκευής

απλά μεταφέρουν τις κάθετες σε αυτά δυνάμεις στα φέροντα στοιχεία.



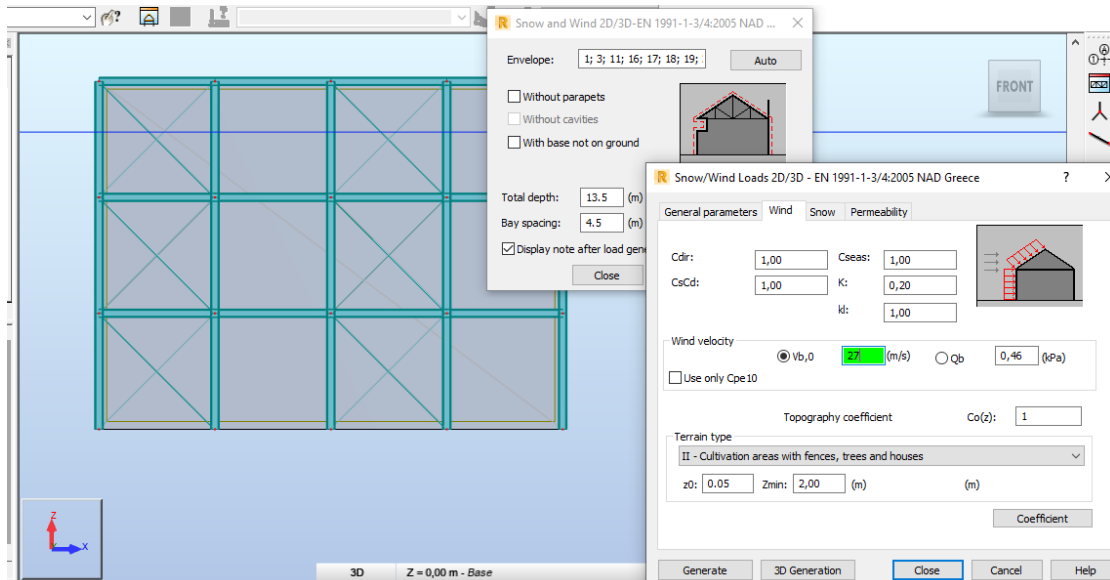
Το Robot χρησιμοποιεί την τεχνολογία Autodesk Simulation CFD για να προσομοιώσει τη ροή του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Αυτή η προσομοίωση ουσιαστικά δημιουργεί μία σήραγγα

ανέμου γύρω από την κατασκευή και βρίσκει τις εξωτερικές ανεμικές πιέσεις στα claddings και μετέπειτα στα φέροντα στοιχεία.

Έγινε προσπάθεια τα αποτελέσματα της προσομοίωσης αυτής να συγκλίνουν με αυτά του ευρωκώδικα. Αυτό επιτεύχθηκε με τον εξής τρόπο:

Υπάρχει επιλογή προσομοίωσης των ανεμικών πιέσεων στο Robot κατά EN 1991 αλλά μόνο για 2D Frame. Έτσι δημιουργήθηκαν τα μέτωπα της κατασκευής κατά X και Y σε 2D και ελέγχθηκαν τα αποτελέσματα.

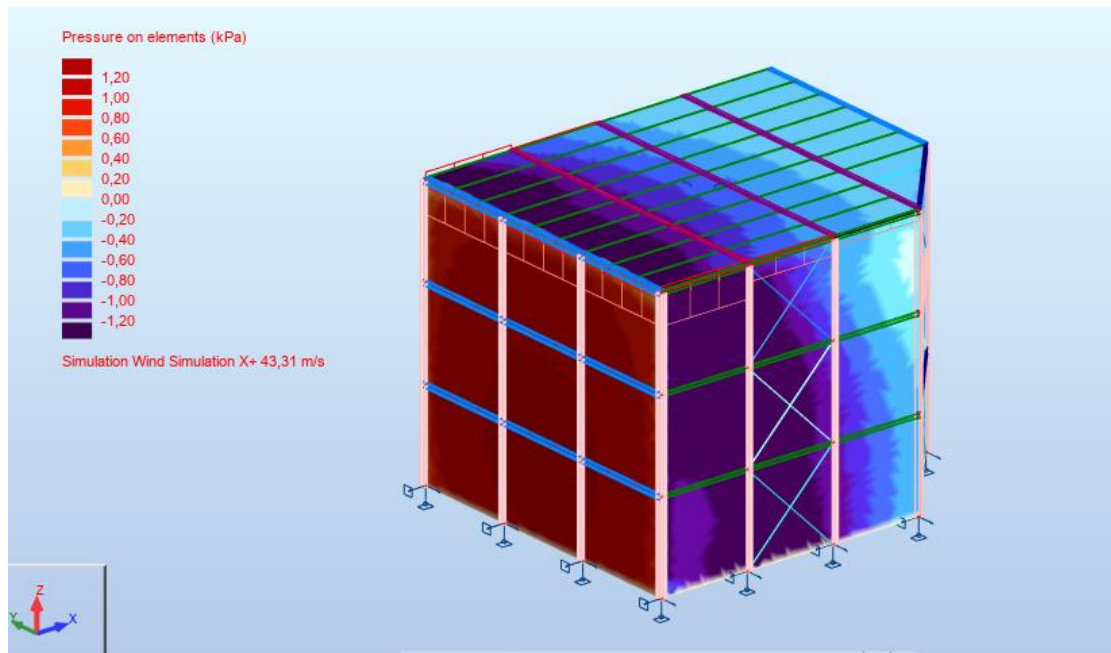
Παρουσιάζεται η προσομοίωση για το μέτωπο X,Z ανέμου με κατεύθυνση κατά Y+



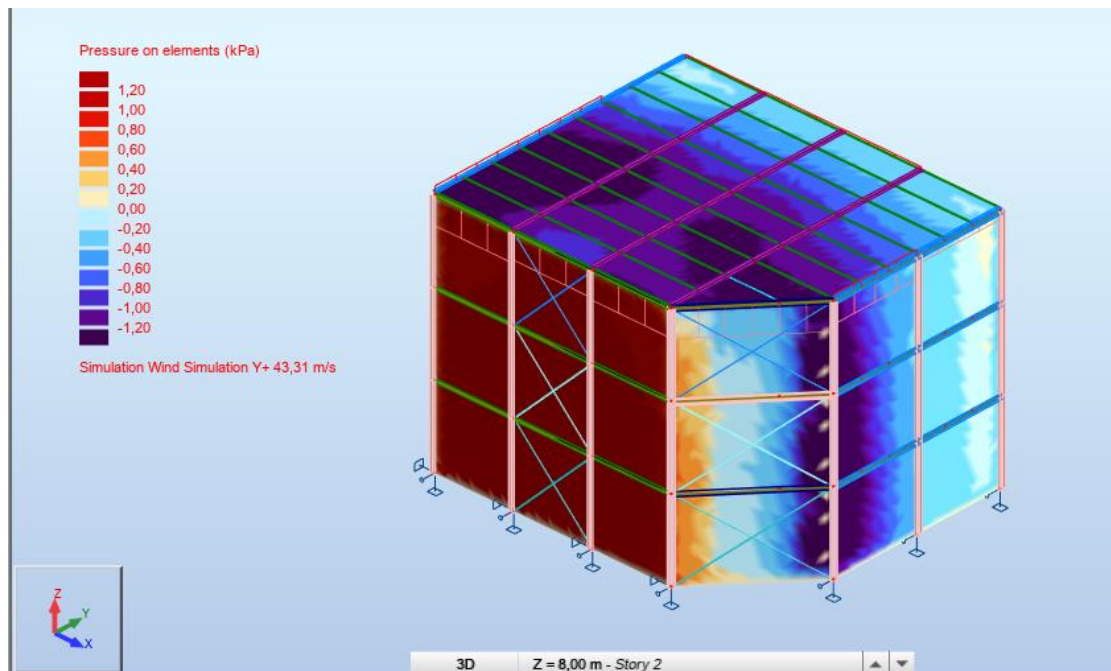
Τα αποτελέσματα επιβεβαιώνονται και εξάγεται $q_{p(z)}=1.13\text{kPa}$

Τώρα με δεδομένη την εξωτερική πίεση θα τρέξουμε το Autodesk Simulation CFD. Έτσι έχουμε:

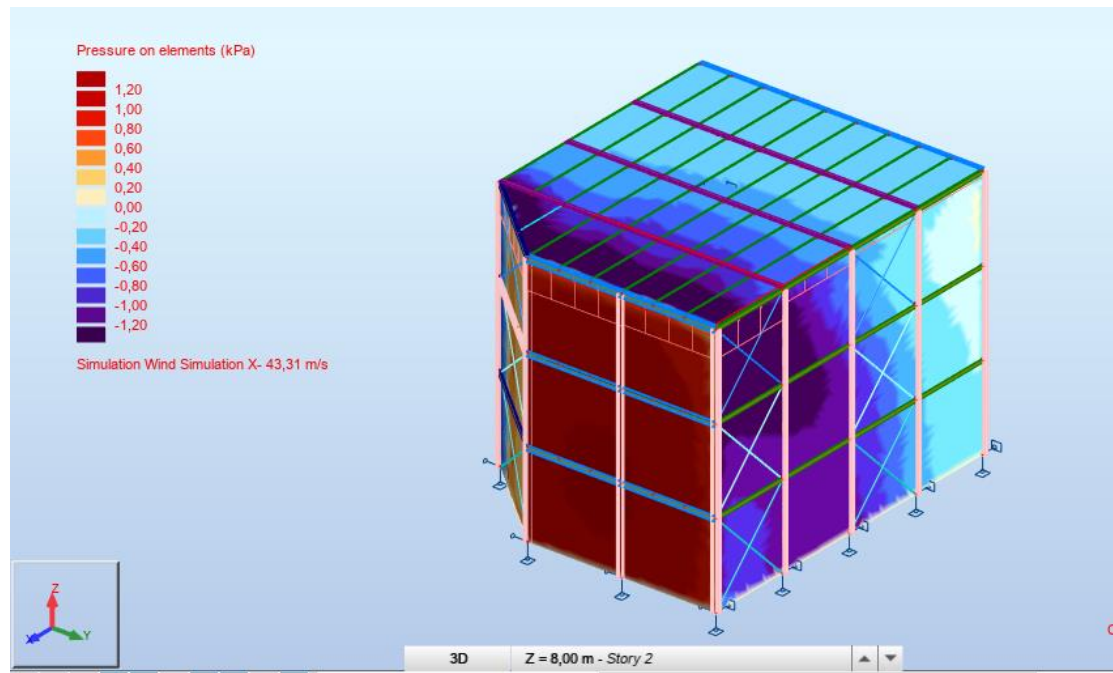
Άνεμος κατά X+



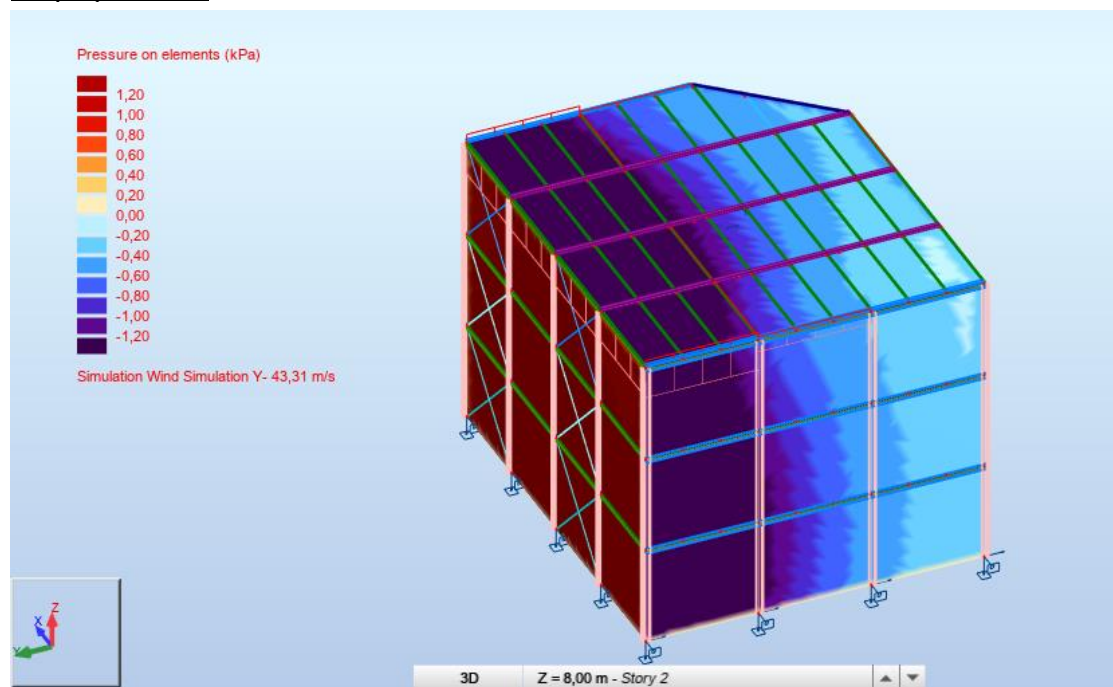
Άνεμος κατά Y+



Άνεμος κατά X-



Άνεμος κατά Y-



Τα αποτελέσματα προσομοιάζουν αρκετά την πραγματικότητα ,οπότε θεωρούνται αποδεκτά για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής.

3.3 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

3.3.1 ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία χιονιού προκαλούνται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά φορτία και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3).

Η ποσότητα που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται τόσο από την κλίση της στέγης, όσο και από το υψόμετρο και τον προσανατολισμό του έργου.

Ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού προκύπτει από τις ακόλουθες σχέσεις :

1. $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$ για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές
2. $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{Ad}$ για τις τυχηματικές καταστάσεις
σχεδιασμού όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση
3. $S = \mu_i \cdot C_e \cdot S_k$ για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση

**Στην εξεταζόμενη κατασκευή επιλέχθηκε η χρήση της πρώτης εξίσωσης (1) για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

Όπου:

C_e : συντελεστής εκθέσεως (προκύπτει από τον πίνακα 1.)

μ_i : συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού (προκύπτει από τον πίνακα 2.)

C_t : θερμικός συντελεστής, λαμβάνεται απλοποιητικά και υπέρ της ασφαλείας ίσος με 1,0

S_k : χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους (προκύπτει από την πιο κάτω σχέση σχέση)

- Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού S_k

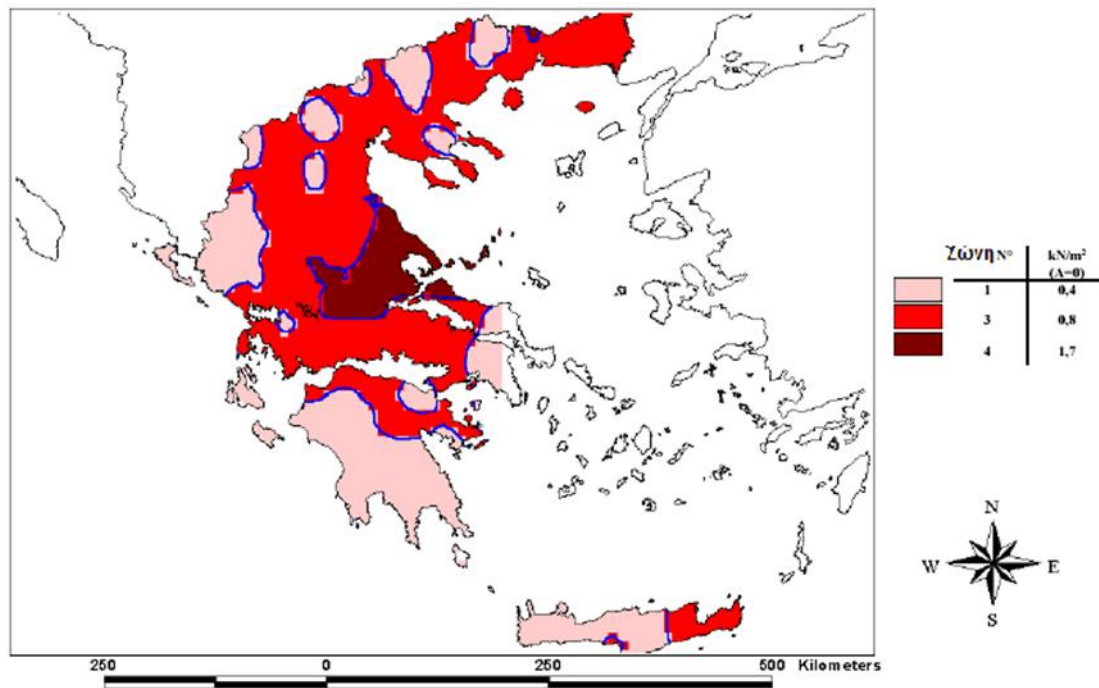
$$S_k = S_{k,0} \cdot (1 + (A/917)^2)$$

όπου:

A : το υψόμετρο της τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε μέτρα

$S_{k,0}$: χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (A=0)

(προκύπτει από το σχήμα του παραρτήματος C του EN 1991-1-3, βλ. σχήμα 1)



Σχήμα 1

- Συνιστάμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

ψ	C_e
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
Προφυλαγμένο	1,2

Πίνακας 1

Εκτεθειμένο: Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

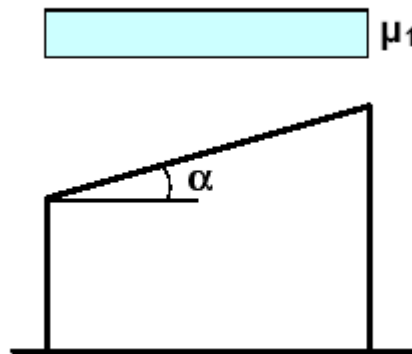
Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

Προφυλαγμένο: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

➤ Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού μ_1

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	--

Πίνακας 2



3.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ

Θεωρούμε ότι το κτήριο πρόκειται να κατασκευαστεί στον νομό Αττικής και σε υψόμετρο 400m από τη στάθμη της θάλασσας .

➤ Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού s_k

Από το σχήμα 1 της παραγράφου 3.2.1 προκύπτει ότι η κατασκευή ανήκει στη Ζώνη III άρα:

$$s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 400 \text{ m}$$

$$s_k = s_{k,0} \cdot (1 + (A/917)^2) = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

➤ Συνιστάμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Η κατασκευή μας ανήκει σε περιοχή όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές. Οπότε από τον πίνακα 1 προκύπτει ότι:

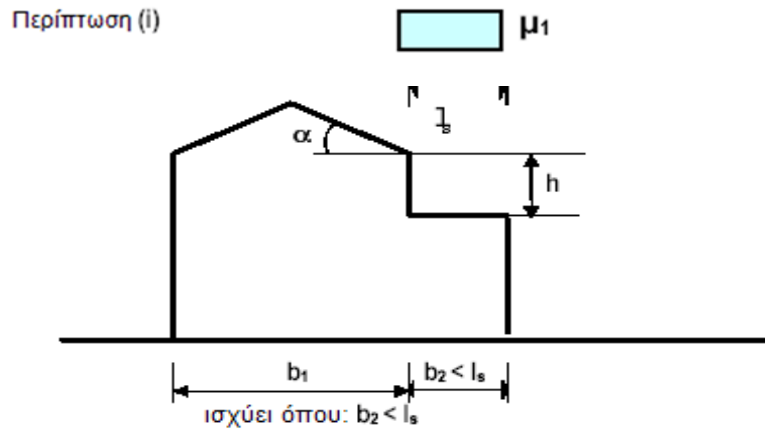
$$C_e = 1$$

➤ Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού μ_1

Η κλίση της στέγης στην εξεταζόμενη κατασκευή είναι μηδενική ,οπότε από τον πίνακα 2 ,της παραγράφου 3.2.1 προκύπτει ότι :

$\mu_1=0.8$

Σημείωση : Ειδική αναφορά γίνεται στον EN 1991-1-3 για στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές. Στις περιπτώσεις όπου η κλίση της χαμηλότερης στέγης είναι μηδενική το παίρνουμε $\mu_1=0.8$. (περίπτωση i κατά EN1991-1-3)

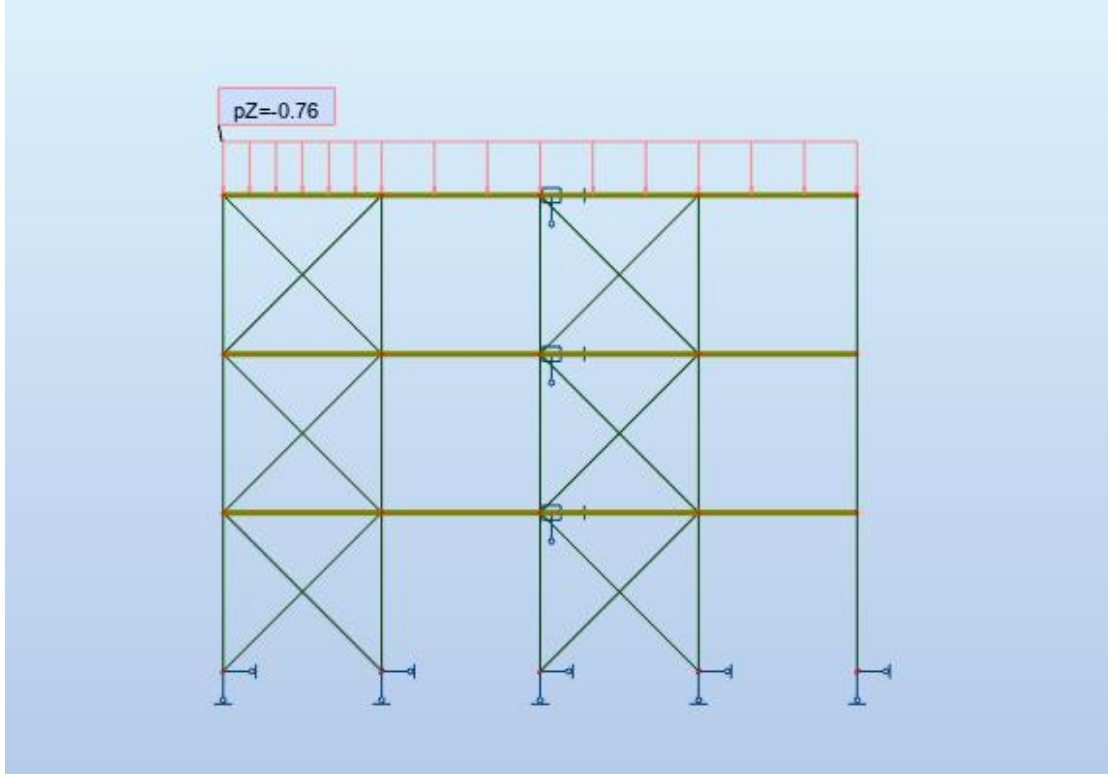


Επομένως το τελικό φορτίο προκύπτει :

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.95 = 0.76 \text{ kN/m}^2$$

3.3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΤΟ Robot Structural Analysis

Τα φορτία χιονιού εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως επιφανειακά κατανομημένα στην οροφή και των δύο κατασκευών. Ενδεικτικά εμφανίζεται η σύμμικτη κατασκευή.

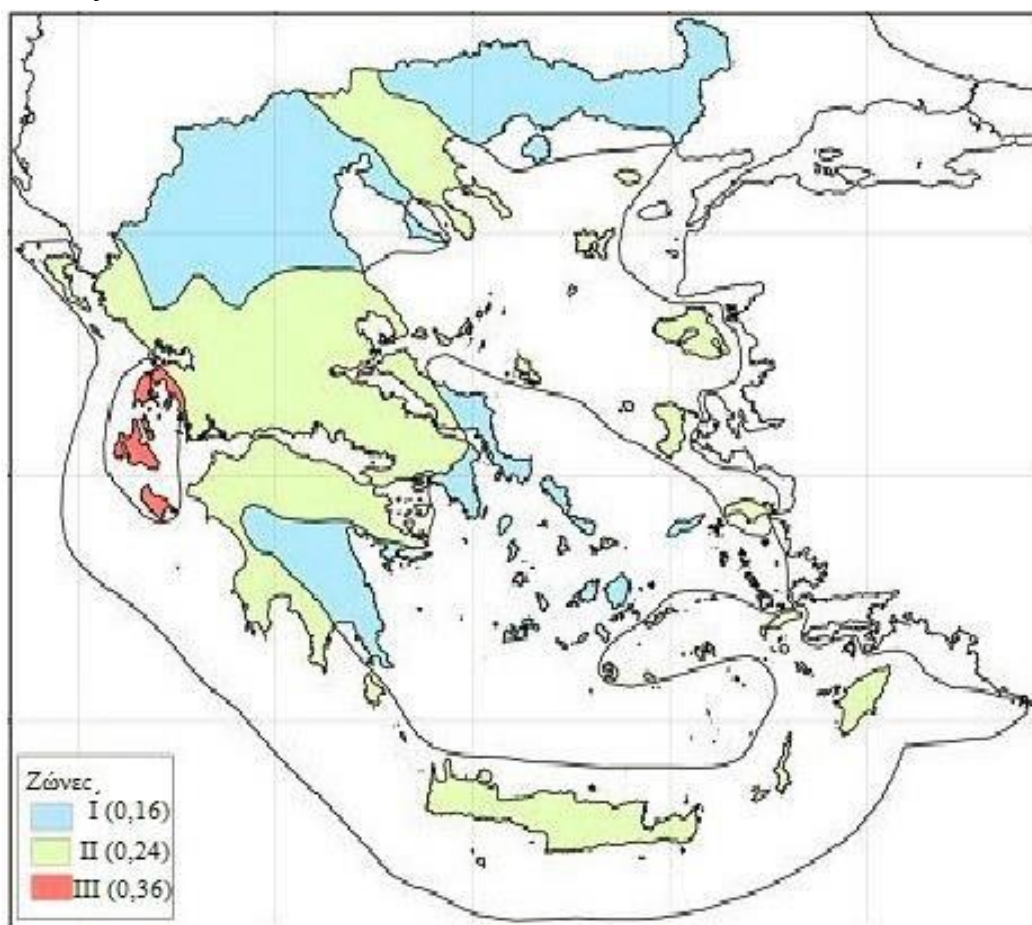


3.4 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης

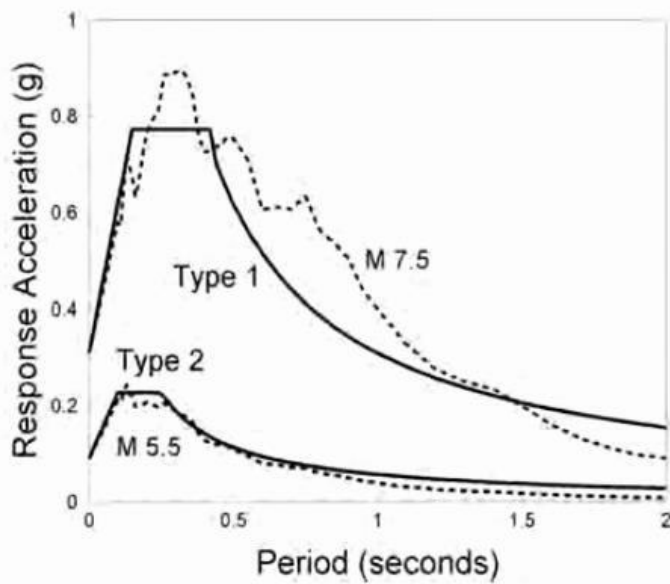
εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού agR ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της εικόνας.



Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία A (βραχώδες έδαφος) για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση $ag = agR \cdot \gamma_I$. Όπου γ_I ο συντελεστής σπουδαιότητας.

Ζώνη	a_g / g
I	0,16
II	0,24
III	0,36

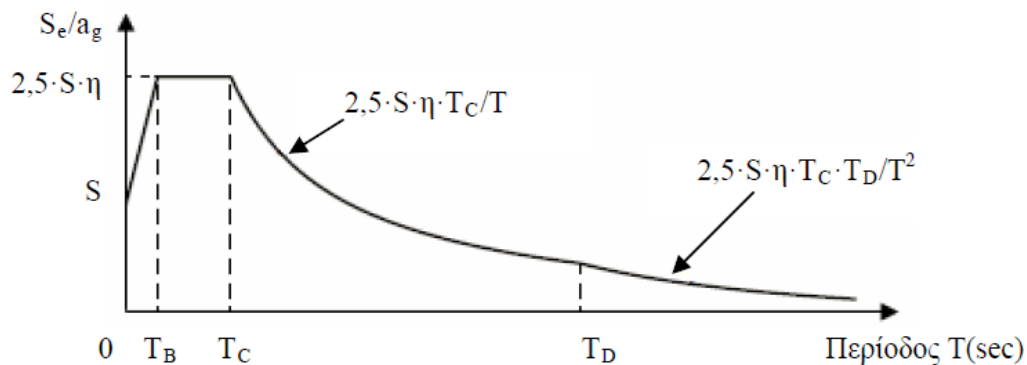
Φάσμα Σχεδιασμού



Σύμφωνα με τον EC8, προβλέπονται δύο διαφορετικά φάσματα σχεδιασμού, ένα για περιοχές υψηλότερης σεισμικότητας της νότιας Ευρώπης (Type 1) και το άλλο για υιοθέτηση σε περιοχές χαμηλότερης σεισμικότητας της κεντρικής και βόρειας Ευρώπης (Type 2). Εν προκειμένω, το φάσμα τύπου 1 αναφέρεται σε μεγέθη σεισμού κοντά στο 7 ενώ το φάσμα τύπου 2 είναι κατάλληλο για σεισμούς

μεγέθους μέχρι 5,5.

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά παρακάτω.



Κατηγορία Εδάφους	$T_B(\text{sec})$	$T_C(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$	S
A	0,15	0,4	2,5	1
B	0,15	0,5	2,5	1,2
C	0,2	0,6	2,5	1,15
D	0,2	0,8	2,5	1,35
E	0,15	0,5	2,5	1,4

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

όπου:

- $S_d(T)$ το φάσμα σχεδιασμού
- T η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος
- a_g η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους σε εδάφη τύπου A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
- γ_I ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- T_B το κάτω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- T_C το άνω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- T_D η τιμή που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης
- S ο συντελεστής εδάφους
- η ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%

Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις επιπτώσεις της κατάρρευσης για την ανθρώπινη ζωή, τη σπουδαιότητά τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών στην άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές επιπτώσεις της κατάρρευσης.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_I	ν
I	Κτίρια ήσσονος σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. αγροτικά οικήματα.	0.8	0.5
II	Κανονικά κτίρια τα οποία δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1.0	0.5
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική αντίσταση είναι σημαντική σε ότι αφορά τις συνέπειες που συνδέονται με πιθανή κατάρρευση, π.χ. σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού.	1.2	0.4
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια των σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας.	1.4	0.4

Συντελεστής απόσβεσης η

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, η , εκφράζει την επιρροή της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ξ είναι διάφορο του 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

όπου ξ είναι το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής, εκφρασμένο ως ποσοστό επί τοις εκατό

Συντελεστής συμπεριφοράς q

ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή τους σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Με άλλα λόγια, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που η κατασκευή θα δεχόταν, αν η απόκρισή της ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%, ως προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , με την οποία διαιρείται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στην γραμμική ανάλυση, εξαρτάται από:

- την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για το σχεδιασμό
- τον τύπο του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων
- την κανονικότητα της κατασκευής.

➤ ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	2	2,5
Σύνδεσμοι μορφής V		
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha/\alpha_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2

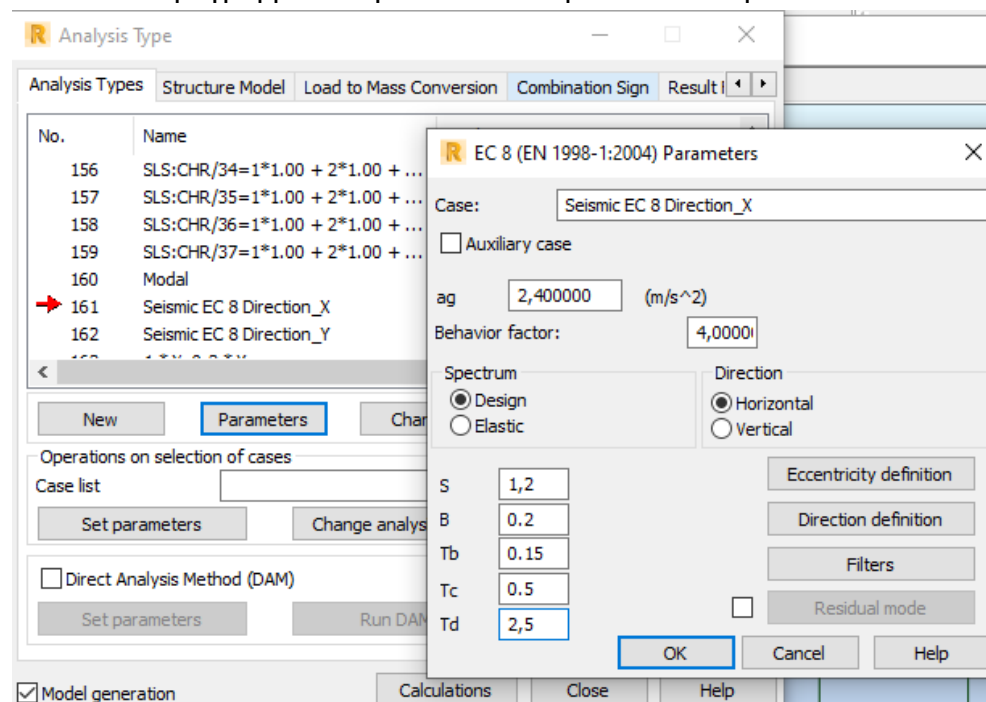
Στην παρούσα εργασία για την σύμμικτη κατασκευή επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$

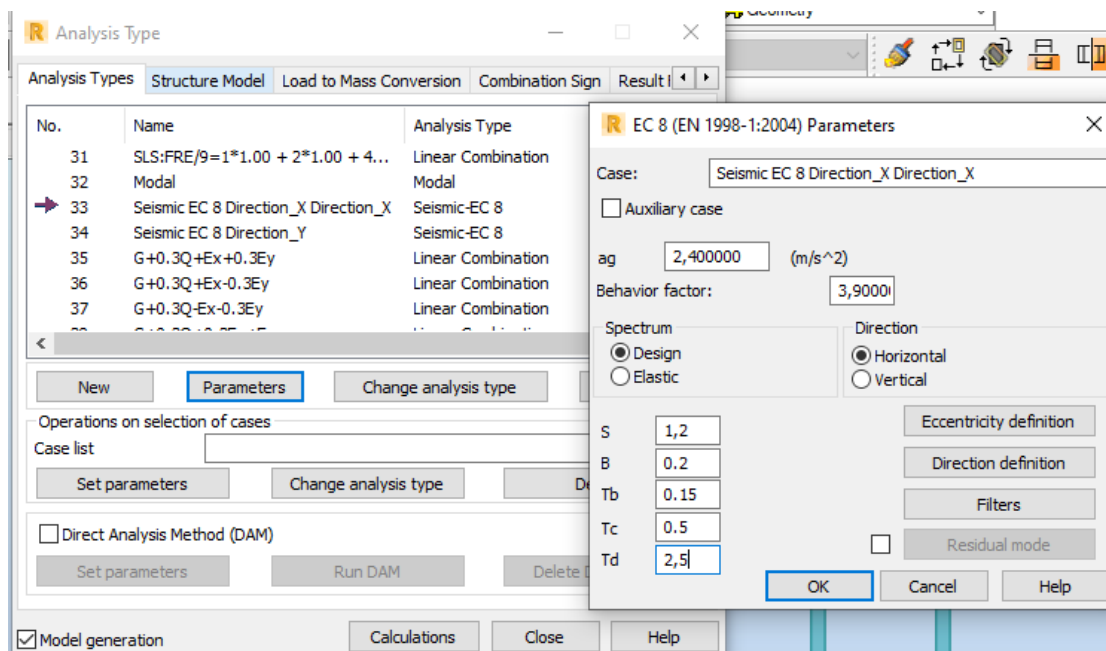
➤ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ Ο.Σ.

Δομικό σύστημα	κανονικό καθύψος και σε κάτοψη			κανονικό καθύψος, όχι σε κάτοψη			κανονικό σε κάτοψη, όχι καθύψος			μη-κανονικό σε κάτοψη και καθύψος		
	ΕΚ8			ΕΚ8			ΕΚ8			ΕΚ8		
	ΕΑΚ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΕΑΚ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΕΑΚ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΕΑΚ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Στρεπτικά εύκαμπτο	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6	2.4	3.5	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
Τοιχωματικό με > 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
Τοιχωματικό με μόνο 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
Τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων. Διαδικό ισοδύναμο με τοιχωματικό. Πολύροφο πλαίσιακό (ή διαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) και ένα άνοιγμα ⁽¹⁾	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
Πολύροφο πλαίσιακό (ή διαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) ⁽¹⁾	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
Πλάισιακό (ή διαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) με έναν όροφο ⁽¹⁾	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

Για την κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα επιλέχθηκε συντελεστής $q=3.9$
Αρκετά κοντά με τον $q=4$ της αντίστοιχης σύμμικτης.

Οπότε στο πρόγραμμα εισάγονται τα δεδομένα του σεισμού :





3.5 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

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 κ.λπ., 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 κ.λπ., 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 πιο κάτω πίνακα.

	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.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: 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 $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6

3.5.1 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

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

a) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

b) Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

c) Για καταστάσεις σεισμού:

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

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:

$$E_d \leq R_d$$

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:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

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:

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

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

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

3.5.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ

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

a) Χαρακτηριστικός συνδυασμός: " + "

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

b) Συχνός συνδυασμός:

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

c) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

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

Στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θα ελέγχεται ότι:

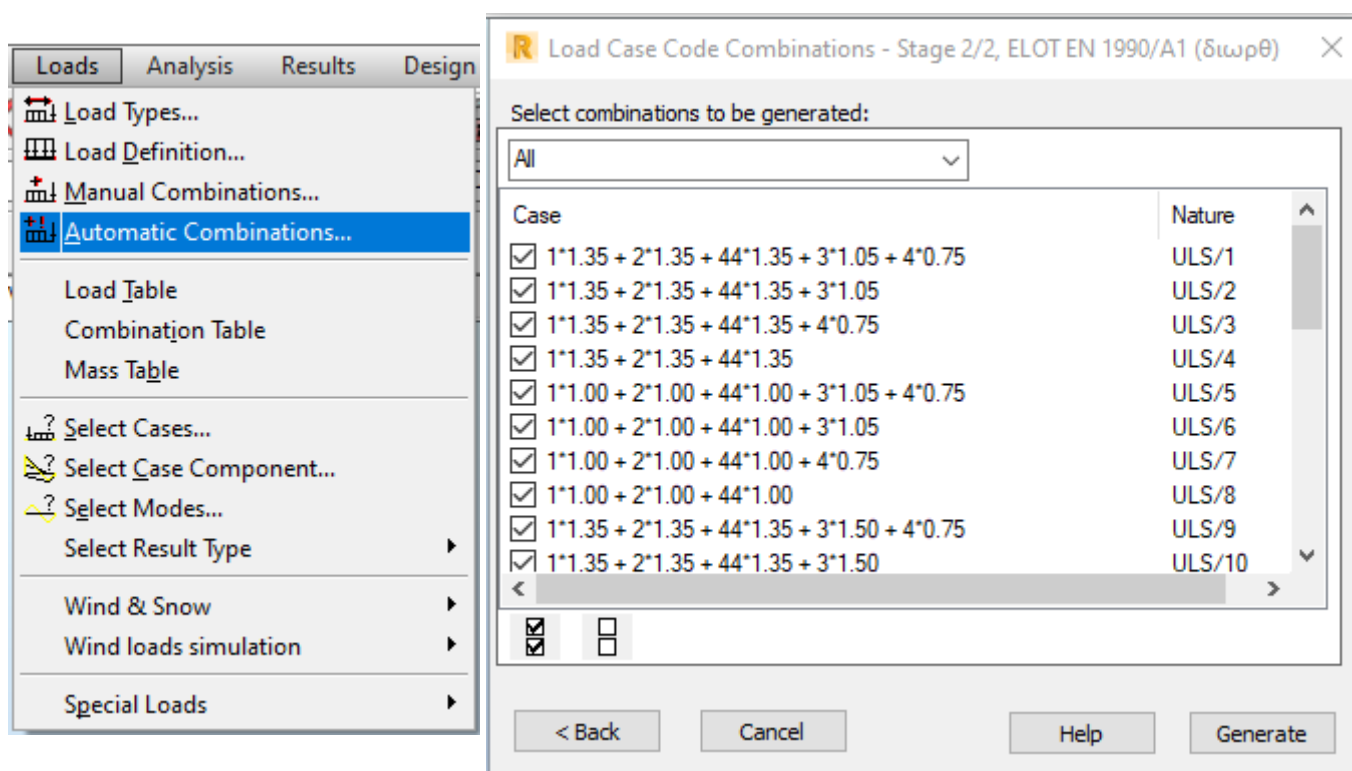
$$E_d \leq C_d$$

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.

3.5.3 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ULS ΚΑΙ SLS

Η εισαγωγή των ULS και SLS στην κατασκευή έγινε αυτόματα από το πρόγραμμα ως εξής:



Και προέκυψαν οι συνδυασμοί ULS και SLS.

Επιγραμματικά παρουσιάζονται οι πρώτοι δέκα από αυτούς:

Οι πρώτοι 10 συνδυασμοί ULS που δημιουργήθηκαν:

- (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): $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_H + (1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{180^\circ} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S)$

Οι πρώτοι 10 συνδυασμοί SLS που δημιουργήθηκαν:

- (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): $1 \cdot G + 1 \cdot Q_H + 0,6 \cdot W_{270^\circ} + 0,5 \cdot S$

4.ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

4.1 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

4.1.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

Τα τελευταία χρόνια η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει πολύ δημοφιλής και έχει συμβάλει στην αύξηση της χρήσης μεταλλικών κατασκευών σε οικοδομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στην φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα και ως οπλισμός της πλάκας στην φάση λειτουργίας. Ταυτόχρονα, στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύμμικτων πλακών σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες Ω.Σ. είναι:

- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

Απαιτήσεις κανονισμών:

- ελάχιστο πάχος πλάκας (χαλυβδόφυλλο + σκυρόδεμα) 80mm
- ελάχιστο πάχος σκυροδέματος 40mm
- Εντός του ύψους h_c του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και
- εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού $80\text{mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση.
- Ελάχιστη απόσταση ράβδων η ελάχιστη ανάμεσα στα $2h$ και 350mm
- Φορτία διάστρωσης $q_1=0,75\text{ kN/m}^2$ και $q_2=0.75\text{ kN/m}^2$ σε επιφάνεια 3×3

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε :

- Πάχος πλάκας (χαλυβδόφυλλο +σκυρόδεμα) 180mm
- Χαλυβδόφυλλο τύπου SymDeck 73 της εταιρείας Έλαστρον (πάχους 0,8mm)
- Το χαλυβδόφυλλο εδράζεται κάθετα επί των δευτερευουσών δοκών
- Τοποθετήθηκε επίσης ο ελάχιστος οπλισμός κατά τον ευρωκώδικα $2,617\text{cm}^2/\text{m} > 2,5\text{cm}^2/\text{m}$.



Γενικά Στοιχεία Πλάκας

Sym Deck Designer 2
— □ ×

Αρχείο Βοήθεια Language

📄 📁 🏠 ⓘ Πληροφορίες

3.0 kN/m 3.0 kN/m 3.0 kN/m 3.0 kN/m

1.5 m 1.5 m 1.5 m 1.5 m

α/α	L (m)	q (kN/m ²)
1	1.5	3
2	1.5	3
3	1.5	3

Ίδιο βάρος = 3.46 kN/m²
Πρόσθετα μόνιμα = 0.5 kN/m²

Σχεδίαση φορέα

γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50

Πρόβολος αριστερά L = q = Πρόβολος δεξιά L = q =

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυραντοχής

$M_{Rd,S}^+$	$M_{Rd,S}^-$
$M_{pl,Rd}^+$ = 36.88 kNm/m	$M_{pl,Rd}^-$ = 15.08 kNm/m
$V_{Rd,c}$ = 31.84 kN/m	

t = 0.80 mm	γ _{M1} = 1.00	A _s = 2.617 cm ² /m
C : 20/25 MPa	γ _C = 1.50	∅ : 10 mm / d = 30 cm
S : 500 MPa	γ _S = 1.15	
h = 0.18 m	c = 0.03 m	
Fe : 320 G MPa		

m = 90.83 MPa
k = 0.0144 MPa
V _{1,Rd}

Φάση κατασκευής

M (kNm/m)

-1.36 -1.25 -1.16

1.10 0.85 0.85 1.10

Ο έλεγχος των ροπών:

0.23 < 1.00 - Ικανοποιείται!

Ο έλεγχος των βελών κάμψης:

0.03 < 1.00 - Ικανοποιείται!

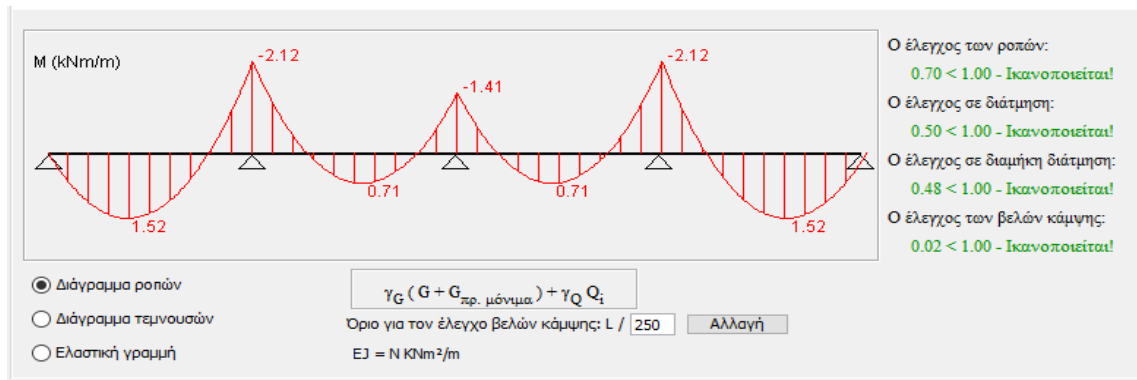
Συνδυασμός φόρτισης Αναιγμα : Όλα σπηρίξεις : 0 Επίλυση

Διάγραμμα ροπών Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: ... 180 ή 20 Αλλαγή
 Ελαστική γραμμή

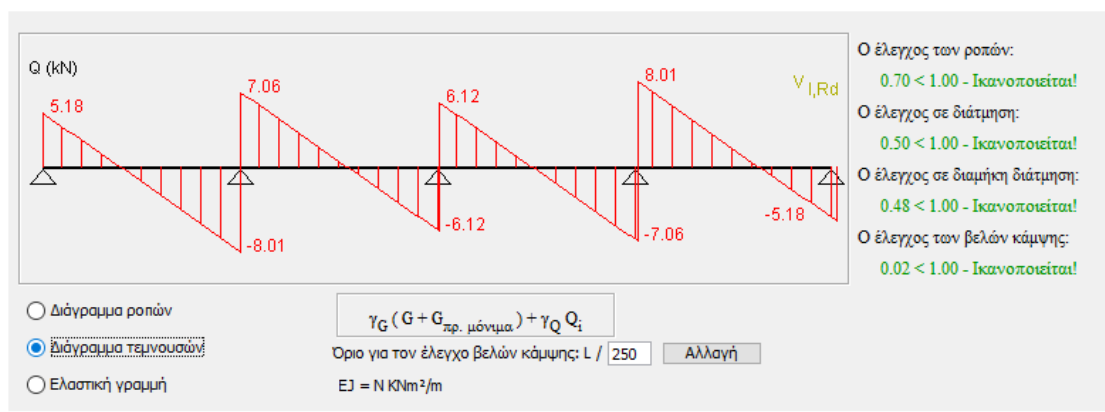
Διάγραμμα Ροπών

54

Φάση λειτουργίας:



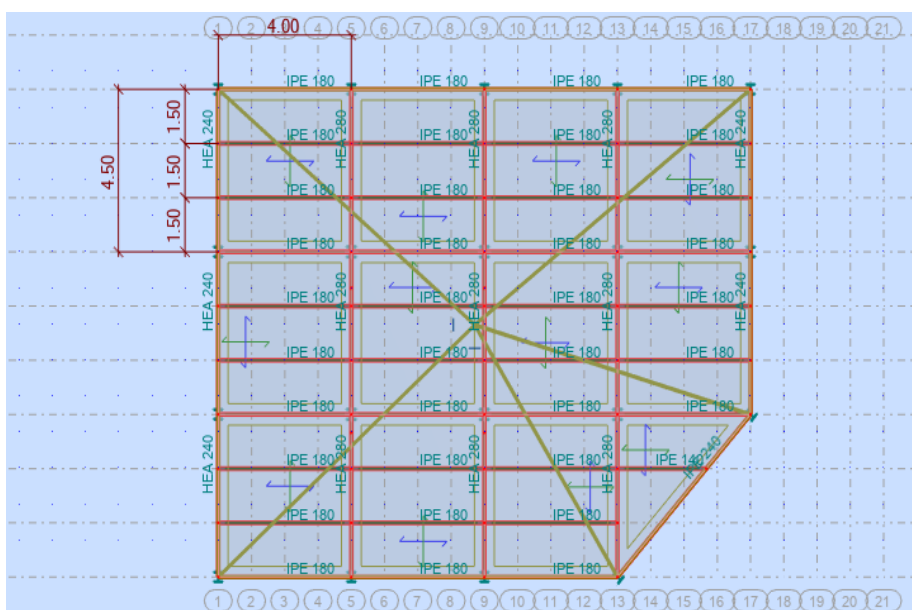
Διάγραμμα Ροπών



Διάγραμμα τεμνουσών

4.1.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΩΝ ΔΟΚΩΝ

Πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς εδράζεται η σύμμικτη πλάκα, η οποία φέρει τα επιφανειακά φορτία. Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της διατμητικής τους σύνδεσης στο άνω πέλμα τους με την σύμμικτη πλάκα. Άρα, υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφες δράσεις και θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση. Ο έλεγχος θα γίνει σε δύο φάσεις, στην φάση κατασκευής, όπου η χαλύβδινη δοκός παραλαμβάνει το σύνολο του φορτίου και στην φάση λειτουργίας, όπου πλέον έχουμε την σύμμικτη λειτουργία δοκού και πλάκας. Οι υπολογισμοί τόσο για την φάση κατασκευής όσο και για την φάση λειτουργίας έγιναν με την χρήση του προγράμματος ABC v3.42.

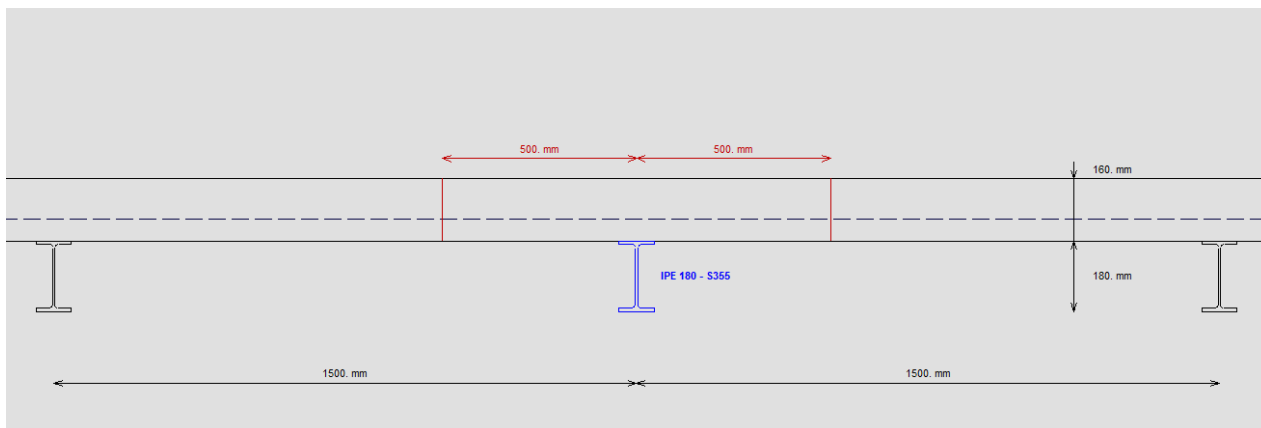


Κάτοψη οροφής

Οι δευτερεύουσες δοκοί που επιλέχθηκαν είναι IPE 180 και λειτουργούν ως αμφιέριστες σε διάταξη ανά 1.5m με άνοιγμα πλάκας 4m. Επιλέχθηκε να αναλυθεί αρχικά μια μεσαία δοκός στην άνω πλάκα της κατασκευής.

Στο πρόγραμμα εισήχθησαν τα εξής δεδομένα:

- Δοκός IPE 180
- Απόσταση μεταξύ δευτερευουσών δοκών 1,5 μέτρα
- Μήκος πλάκας 4 μέτρα
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία $g_k=0.5 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά $q=3\text{kN/m}^2$
- Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου και πλάκας



Τομή ΑΑ' (πλάκας -δοκών)

Οι έλεγχοι γίνονται αυτόματα και παρουσιάζονται λεπτομερώς στο παράρτημα στο τέλος της εργασίας. Οι πιο κρίσιμοι εξ αυτών είναι :

- Φάση λειτουργίας

Έλεγχος σε ΟΚΑ (1,35G + 1.5Q)

ΚΑΜΨΗ

Πάχος πλάκας $h=18\text{cm}$

Καθαρό πάχος σκυροδέματος $h_c= 18-7.3=10.7\text{cm}$

Προκύπτει ότι δοκός εφελκύεται ολόκληρη με $M_{ed}=57.71\text{ kNm}$

Ροπή αντοχής δοκού και πλάκας : $M_{pl,Rd}=153\text{ kNm} > M_{ed}=57.71$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\frac{hw}{tw} = 164/5,3 = 30,9 < 72 \cdot \frac{\epsilon}{\eta} = 72 \cdot 0,81 = 58,32$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1 και δεν κινδυνεύει έναντι κύρτωσης.

$$A_v = 11,25\text{cm}^2$$

$$V_{plrd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 230,61\text{ kN} > V_{ed} = 57.7\text{ kN}$$

Έλεγχος σε ΟΚΑ

$$n = \frac{E_a}{E_c} = 14 \quad (\text{όπου } E_c = 30/2 = 15\text{GPa})$$

$$A_e = A_a + A_c/n + A_s = 23.9 + 1800/14 = 152.5\text{cm}^2$$

$$z_e = A_a \cdot z_a + A_e \cdot z_c = 11.82\text{cm}$$

$$I_e = I_a + I_c = 1.31 \cdot 10^3 + 23.9 \cdot (27 - 11.82)^2 + 48.6 \cdot 10^3 / 14 + 1800 \cdot (9 - 11.82)^2 / 14 = 10 \cdot 10^3\text{ cm}^4$$

Για φορτία G+R+Qc παίρνω $\delta_{max} = 11,2mm$

Τελικός έλεγχος : $\delta_{max} = 11.2mm < \frac{L}{250} = 16mm$

- Φάση Κατασκευής

Έλεγχος σε ΟΚΑ (1,35 G +1.5Q)

ΚΑΜΨΗ

Στην φάση κατασκευής δεν συμμετέχει το σκληρυμένο σκυρόδεμα ,και η δοκός λειτουργεί σαν σιδηροδοκός.

Προκύπτει ότι δοκός εφελκύεται με $M_{ed} = 19 kNm$

Ροπή αντοχής δοκού και πλάκας : $M_{pl,Rd} = 59 kNm > M_{ed}$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Ομοίως με ΟΚΑ

$$V_{plrd} = A_v \cdot \frac{f_y k / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 230,61 kN > V_{ed} = 20 kN$$

Έλεγχος σε ΟΚΛ (G+R+Q)

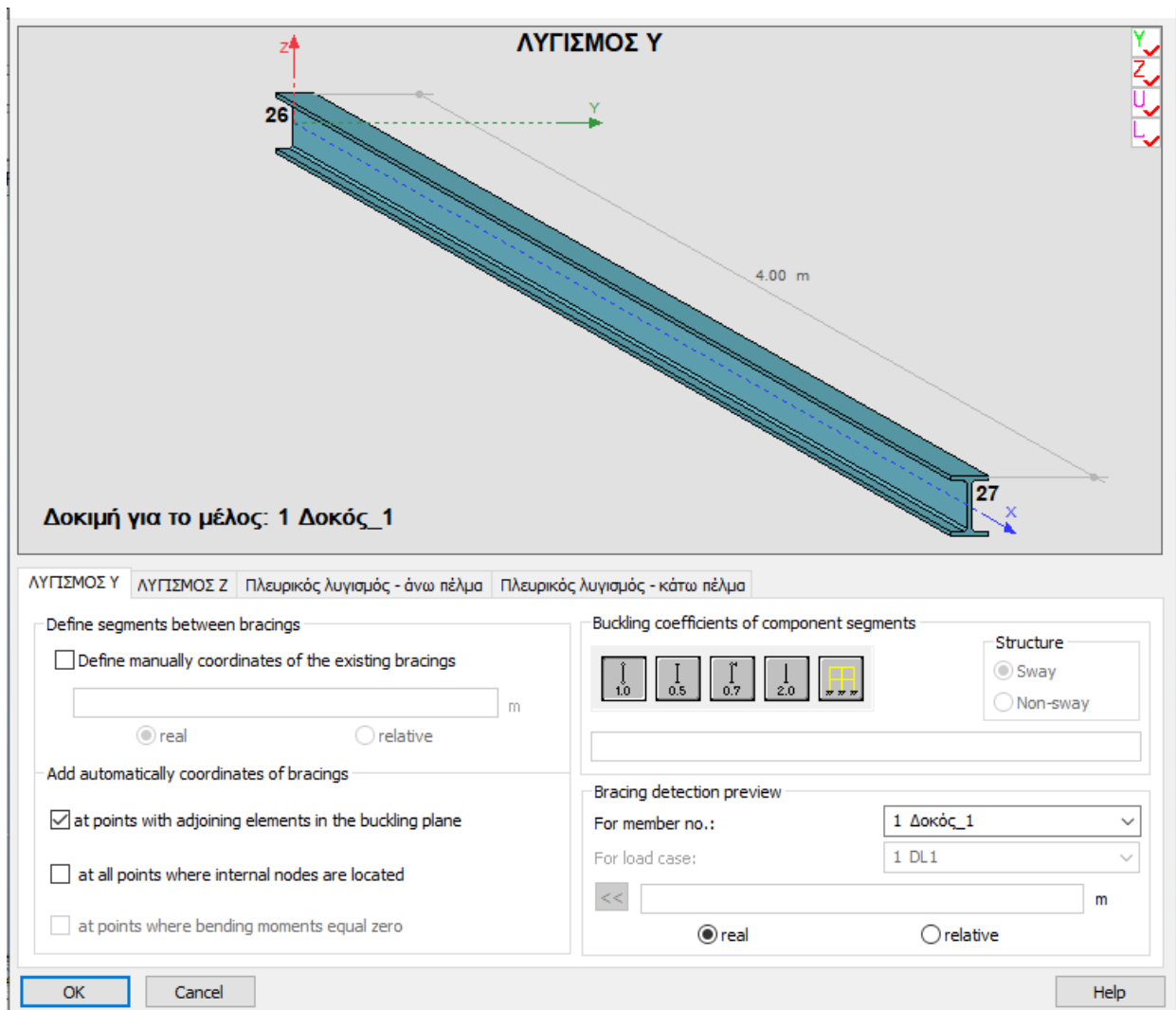
Από το πρόγραμμα προκύπτει ότι $\delta_{max} = 8mm < L/250 = 16mm$

4.1.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι κύριες δοκοί επιλέχθηκαν να λειτουργούν πλαισιακά στη διεύθυνση Y και έπειτα από επαναλήψεις καταλήξαμε στις εξής διατομές:

- Εξωτερικές Κύριες Δοκοί : HEA 240
- Εσωτερικές Κύριες Δοκοί : HEA 280

Οι έλεγχοι έγιναν αυτόματα με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis στο οποίο όμως εισάγαμε τα δεδομένα της κύριας δοκού, ώστε να γίνουν σωστά οι έλεγχοι.



Στην δοκό επιλέχθηκε να μειώνεται το μήκος λυγισμού στα σημεία που συνδέεται με τις δευτερεύουσες δοκούς.

Επίσης επιλέχθηκε η κύρια δοκός να ελεγχθεί και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
Έτσι έχουμε:

Δοκός HEA 240 (Εξωτερική)

ΟΚΑ

Κρισιμότερη βρέθηκε να είναι η δοκός 179 με ποσοστό εκμετάλλευσης 40% υπό την επίδραση του συνδυασμού (1.35 G+1.5Q+0.75 SN)

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 179 Δοκός_179
 Point / Coordinate: 3 / x = 1.00 L = 4.50 m
 Load case: 49 ULS/41=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.

HEA 240

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 0.00 kN	My,Ed = -84.21 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 2727.66 kN	My,Ed,max = -84.21 kN*m	Mz,Ed,max = 0.00 kN*m	Vy,T,Rd = 1322.20 kN
Nb,Rd = 2302.34 kN	My,c,Rd = 264.36 kN*m	Mz,c,Rd = 124.85 kN*m	Vz,Ed = -87.32 kN
	MN,y,Rd = 264.36 kN*m	MN,z,Rd = 124.85 kN*m	Vz,T,Rd = 515.87 kN
	Mb,Rd = 212.57 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2

LATERAL BUCKLING

	z = 1.00	Mcr = 280.09 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.72
	Lcr,low = 3.15 m	Lam_LT = 0.97	fi,LT = 0.95	XLT,mod = 0.80

BUCKLING y

	Ly = 4.50 m	Lam_y = 0.59		
	Lcr,y = 4.50 m	Xy = 0.84		
	Lamy = 44.77	kyy = 1.00		

BUCKLING z

	Lz = 4.50 m	Lam_z = 0.33		
	Lcr,z = 1.50 m	Xz = 0.94		
	Lamz = 24.99	kyz = 0.84		

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.10 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 44.77 < Lam,max = 210.00 Lamz = 24.99 < Lam,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ




$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Forces Detailed

Calc. Note Parameters Help

OKΛ

Ο έλεγχος σε OKΛ έγινε και αυτός αυτόματα από το πρόγραμμα ελέγχοντας στα φορτία SLS. Κρισιμότερη προέκυψε η δοκός 179, όπως ήταν λογικό, και τα αποτελέσματα του ελέγχου φαίνονται πιο κάτω :

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ			
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ			
ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:			
ΜΕΛΟΣ: 179 Δοκός_179	ΣΗΜΕΙΟ:	ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:	
			
ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 240			
ht=23.0 cm			
bf=24.0 cm	Ay=57.60 cm ²	Az=17.25 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=675.06 cm ³	Welz=230.73 cm ³	
ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ			
 ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):			
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 1.8 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ			
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 130 SLS:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 (1+2+3)*1.00+7*0.60			
uz = 0.3 cm < uz max = L/250.00 = 1.8 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ			
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 123 SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50 (1+2+3)*1.00+4*0.50			
 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ			
ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!			

Δοκός HEA 280 (Εσωτερική)

ΟΚΑ

Κρισιμότερη Βρέθηκε να είναι η δοκός 172 με ποσοστό εκμετάλλευσης 50%

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 172 Δοκός_172

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 49 ULS/41=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.

HEA 280

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -158.72 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -0.00 kN
N _{c,Rd} = 3452.89 kN	My _{Ed,max} = -158.72 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.00 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1672.14 kN
N _{b,Rd} = 3058.11 kN	My _{c,Rd} = 359.56 kN*m	Mz _{c,Rd} = 120.77 kN*m	Vz _{Ed} = 169.15 kN
			Vz _{T,Rd} = 650.63 kN
	Mb _{Rd} = 317.32 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 3

LATERAL BUCKLING

z = 1.00	Mcr = 483.21 kN*m	KΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.78
L _{cr,low} = 3.15 m	Lam _{LT} = 0.86	fi,LT = 0.86	XLT,mod = 0.88

BUCKLING y

Ly = 4.50 m	Lam _y = 0.50
L _{cr,y} = 4.50 m	Xy = 0.89
Lamy = 37.95	kyy = 1.00

BUCKLING z

Lz = 4.50 m	Lam _z = 0.28
L _{cr,z} = 1.50 m	Xz = 0.96
Lamz = 21.44	kyz = 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$\sqrt{\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,Ed} + \text{tau}_{z,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.48 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{z,Ed} / V_{z,T,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 37.95 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 21.44 < Lam_{max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.50 < 1.00$ (6.3.3.(4))

OK

Change

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help


ΟΚΑ

Για την δοκό 172 έγινε και έλεγχος στα SLS φορτία τα οποία αντέχει ικανοποιητικά.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ


ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ


ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:
ΜΕΛΟΣ: 172 Δοκός_172 **ΣΗΜΕΙΟ:** **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**

 **ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΑ 280**

ht=27.0 cm	Ay=72.80 cm ²	Az=21.60 cm ²	Ax=97.26 cm ²
bf=28.0 cm	Iy=13673.30 cm ⁴	Iz=4762.64 cm ⁴	Ix=56.50 cm ⁴
tw=0.8 cm	Wely=1012.84 cm ³	Welz=340.19 cm ³	
tf=1.3 cm			

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

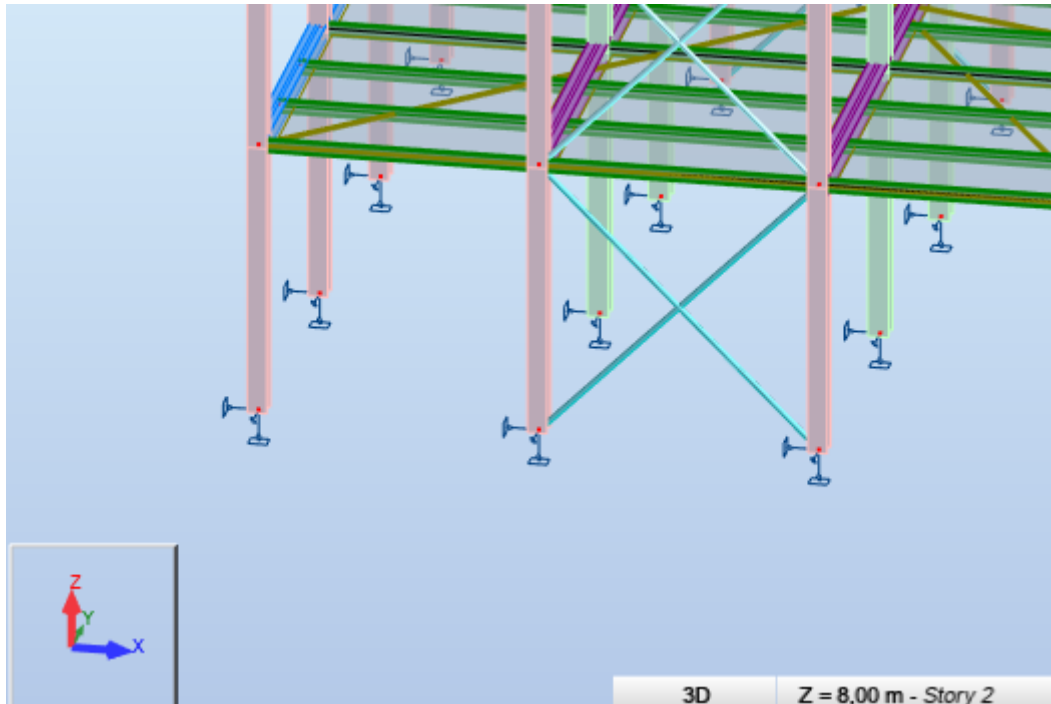
 **ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 1.8 cm ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 126 SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 5*0.60 (1+2+3)*1.00+5*0.60
uz = 0.3 cm < uz max = L/250.00 = 1.8 cm ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 123 SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50 (1+2+3)*1.00+4*0.50

 **ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

4.1.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Τα υποστυλώματα που επιλέχθηκαν είναι διατομής ΗΕΒ 280 (εξωτερικά) και ΗΕΒ 300 (εσωτερικά). Στην διεύθυνση Χ όπου λειτουργούν σε συνεργασία με τους χιαστί συνδέσμους τοποθετούνται κατά τον ασθενή τους άξονα και επιλέγεται να είναι αρθρωτά στη βάση τους. Στην διεύθυνση Υ ,όπου λειτουργούν πλαισιακά, τοποθετούνται κατά τον ισχυρό τους άξονα και στην βάση τους είναι πακτωμένα.



HEB 280 (Εξωτερικά)

Κρισιμότερη βρέθηκε η διατομή 277 για τον συνδυασμό ULS: $(1,35 g + 1.5q + 0.75 SN)$ με ποσοστό εκμετάλλευσης 23%

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 277
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.00 m
 Load case: 49 ULS/41=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.

HEB 280

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 629.91 kN	My _{Ed} = 13.09 kN*m	Mz _{Ed} = -0.16 kN*m	Vy _{Ed} = 0.08 kN
N _{c,Rd} = 4663.42 kN	My _{Ed,max} = 50.99 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.32 kN*m	Vy _{T,Rd} = 2270.61 kN
N _{b,Rd} = 3266.76 kN	My _{c,Rd} = 544.76 kN*m	Mz _{c,Rd} = 254.74 kN*m	Vz _{Ed} = 18.95 kN
	MN _{y,Rd} = 533.20 kN*m	MN _{z,Rd} = 254.74 kN*m	Vz _{T,Rd} = 842.26 kN
	Mb _{Rd} = 544.76 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	M _{cr} = 4047.19 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 1.00
L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.37	f _{i,LT} = 0.54	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING y

L _y = 4.00 m	Lam _y = 0.64		
L _{cr,y} = 5.88 m	X _y = 0.82		
Lam _y = 48.59	k _{yy} = 0.69		

BUCKLING z

L _z = 4.00 m	Lam _z = 0.74		
L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.70		
Lam _z = 56.46	k _{yz} = 0.53		

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.14 < 1.00 (6.2.4.(1))
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 48.59 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 56.46 < Lam_{max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{yz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00 (6.3.3.(4))

Calc. Note
 Parameters
 Help

HEB 300 (Εσωτερικά)

Κρισιμότερη βρέθηκε η διατομή 273 για τον συνδυασμό ULS: $(1,35 g + 1.5q + 0.75 SN)$ με ποσοστό εκμετάλλευσης 34%

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 273 Υποστυλώμα_273

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 49 ULS/41=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.

HEB 300

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{Ed} = 1306.35 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 2.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.08 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5292.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 2.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 308.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 2586.54 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3865.55 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 663.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,Ed} = -1.75 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 566.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,T,Rd} = 972.08 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 663.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$	$M_{cr} = 5463.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$	KΑΜΠΥΛΗ,LT - b	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,upp} = 4.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.35$	$\phi_{i,LT} = 0.54$	$X_{LT,mod} = 1.00$

BUCKLING y

$L_y = 4.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.55$
$L_{cr,y} = 5.48 \text{ m}$	$X_y = 0.86$
$Lam_y = 42.20$	$k_{yy} = 0.64$

BUCKLING z

$L_z = 4.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.69$
$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$	$X_z = 0.73$
$Lam_z = 52.78$	$k_{zy} = 0.33$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 42.20 < Lam_{,max} = 210.00$ $Lam_z = 52.78 < Lam_{,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.34 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Forces

Detailed





Calc. Note

Parameters

Help

ΟΚΛ

Ο έλεγχος σε φορτία ΟΚΛ ικανοποιείται και για τις δύο κρίσιμες διατομές.

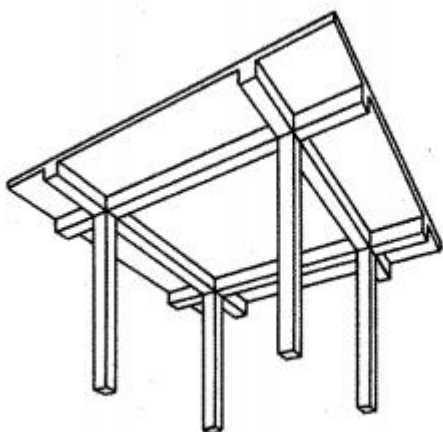
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ				ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ			
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ				ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ			
ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ: ΜΕΛΟΣ: 277				ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ: ΜΕΛΟΣ: 273 Υποστυλώμα_273			
ΣΗΜΕΙΟ:				ΣΗΜΕΙΟ:			
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:				ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:			
 ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 280				 ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 300			
ht=28.0 cm	Ay=100.80 cm ²	Az=29.40 cm ²	Ax=131.36 cm ²	ht=30.0 cm	Ay=114.00 cm ²	Az=33.00 cm ²	Ax=149.08 cm ²
bf=28.0 cm	Iy=19270.30 cm ⁴	Iz=6594.52 cm ⁴	Ix=148.00 cm ⁴	bf=30.0 cm	Iy=25165.70 cm ⁴	Iz=8562.83 cm ⁴	Ix=186.00 cm ⁴
tw=1.1 cm	Wely=1376.45 cm ³	Welz=471.04 cm ³		tw=1.1 cm	Wely=1677.71 cm ³	Welz=570.86 cm ³	
tf=1.8 cm				tf=1.9 cm			
 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.7 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 129 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+3*1.00+7*0.60+4*0.50 (1+2+3)*1.00+7*0.60+4*0.50 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.7 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 131 SLS:CHR/9=1*1.00+2*1.00+3*1.00+8*0.60+4*0.50 (1+2+3)*1.00+8*0.60+4*0.50				 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.7 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 129 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+3*1.00+7*0.60+4*0.50 (1+2+3)*1.00+7*0.60+4*0.50 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.7 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 132 SLS:CHR/10=1*1.00+2*1.00+3*1.00+8*0.60 (1+2+3)*1.00+8*0.60			
ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!				ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!			

4.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

4.2.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΩΝ

Οι πλάκες είναι επιφανειακά στοιχεία που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) του φορέα στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

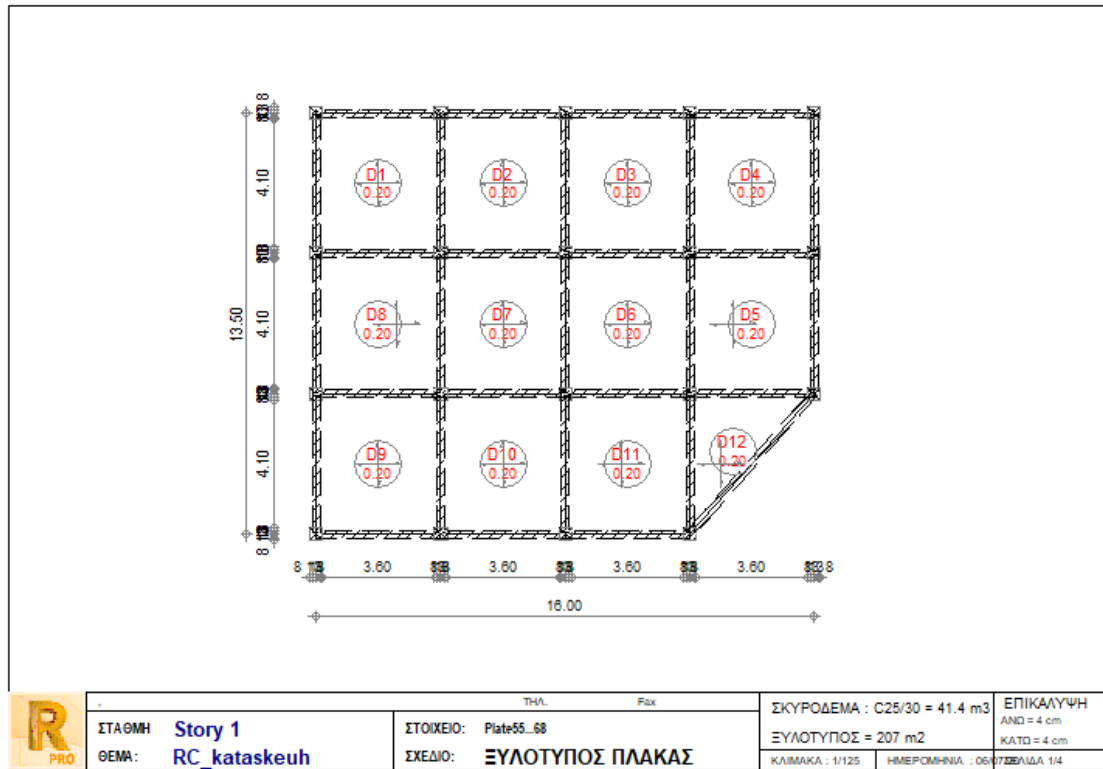
Για την κατασκευή που μελετάμε επιλέχθηκε συμπαγής πλάκα εδραζόμενη επί δοκών και λειτουργούν και στις δύο διευθύνσεις Χ,Υ .



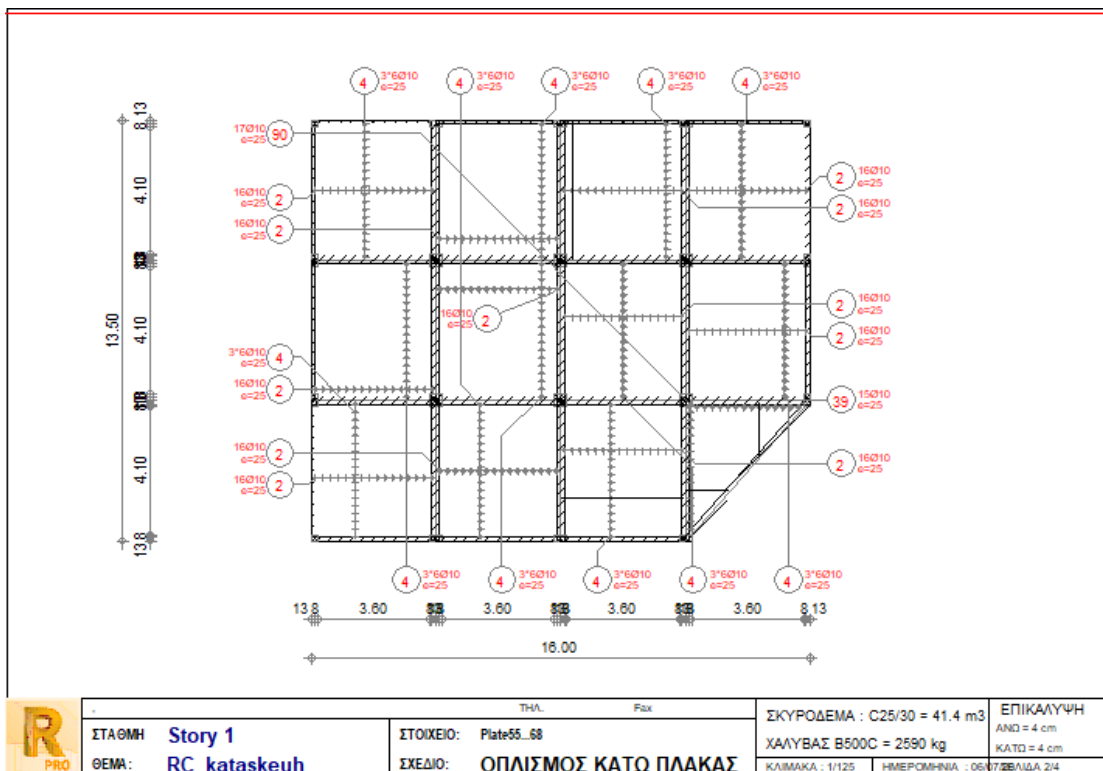
Το είδος αυτό είναι οικονομικά πιο συμφέρον για πλάκες των οποίων η μικρότερη πλευρά είναι: $\min (L_x, L_y) \leq 6.5$ ως 7.5 m Έτσι στην περίπτωση μας, όπου τα ανοίγματα των πλακών είναι 4×4.5 m επιλέξαμε συμπαγή πλάκα πάχους 20 cm .

Για τους συνδυασμούς φορτίσεων ULS οπλίστηκαν οι πλάκες της κατασκευής αυτόματα από το Robot Structural Analysis ,σύμφωνα με τον EN-1992.

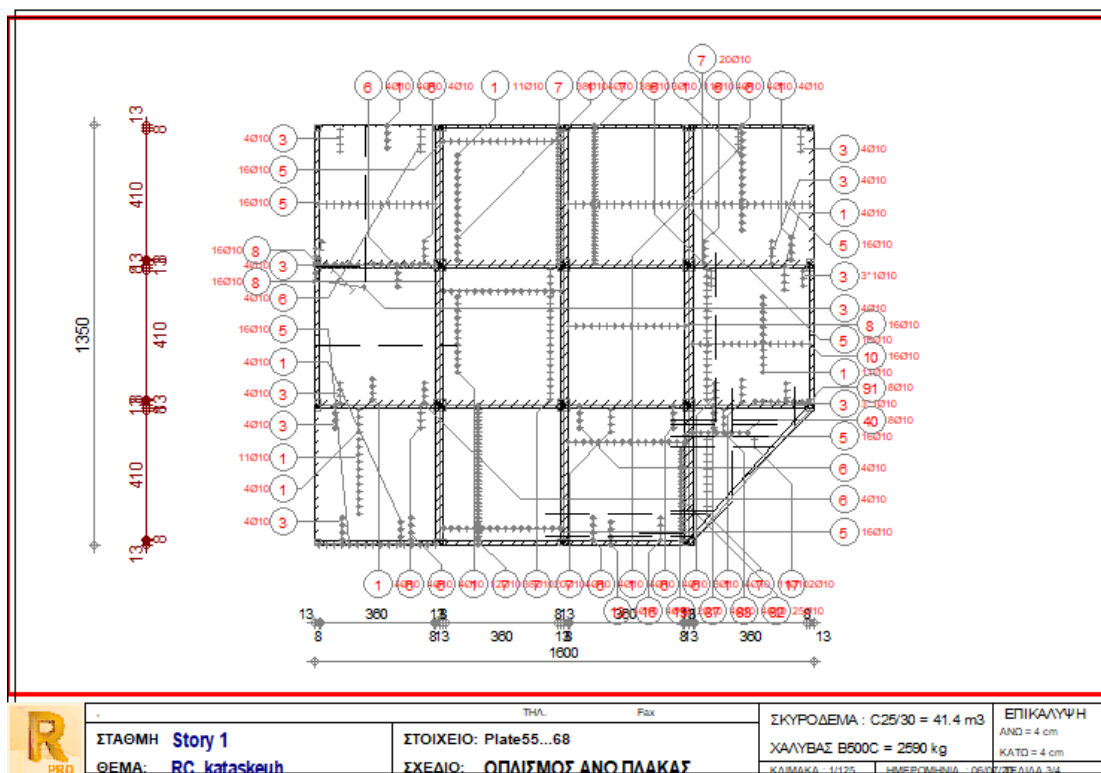
Ο ξυλότυπος της πλάκας του ισογείου:



Κάτω οπλισμός πλάκας:



Άνω οπλισμός πλάκας:



4.2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΩΝ

Οι δοκοί σε μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα δέχονται γραμμικώς κατανεμημένα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν ως σημειακά στα υποστυλώματα. Οι δοκοί εισήχθησαν στο πρόγραμμα ώστε να λειτουργούν με συνδέσμους ροπής μαζί με τα υποστυλώματα.

Επιλέχθηκε δοκός διατομής 25x55cm.

Σύμφωνα με την παράγραφο §9.2.1.1 του Ευρωκώδικα 1992-1.1 ο ελάχιστος και ο μέγιστος διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός που απαιτείται σε μία δοκό δίνονται αντίστοιχα από τις εξισώσεις:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} \geq 0.0013 b \cdot d$$

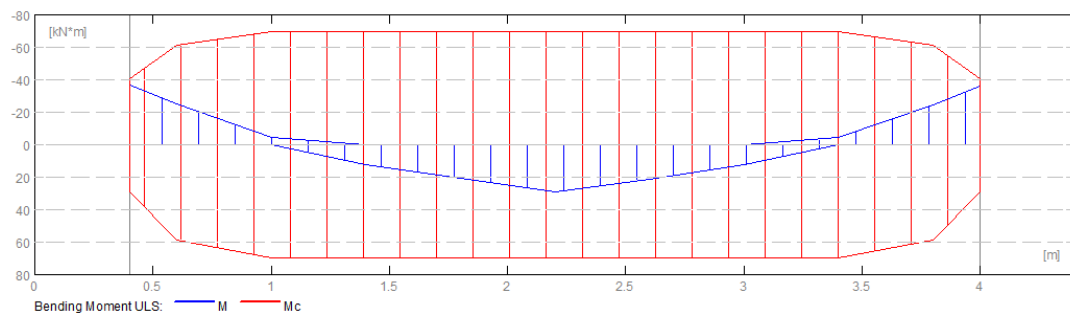
όπου: b είναι το μέσο πλάτος στο ύψος της εφελκόμενης περιοχής

και

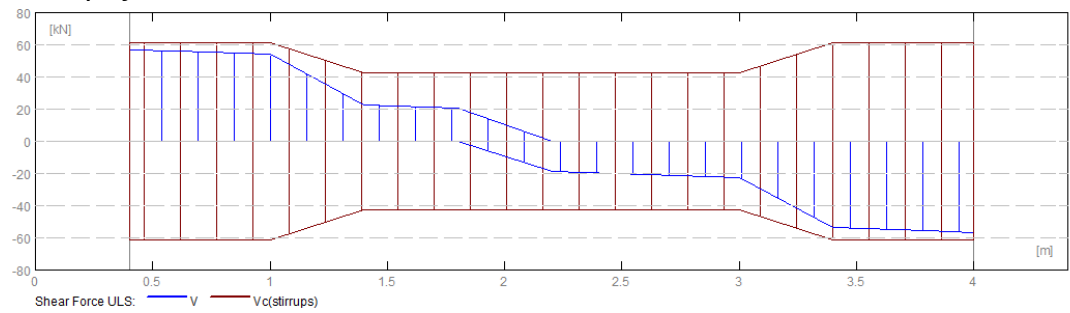
$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \text{ (συνιστώμενη τιμή)}$$

Το πρόγραμμα οπλίζει κατά τον EN-1992 δίνοντας του τις κατάλληλες φορτίσεις ULS.

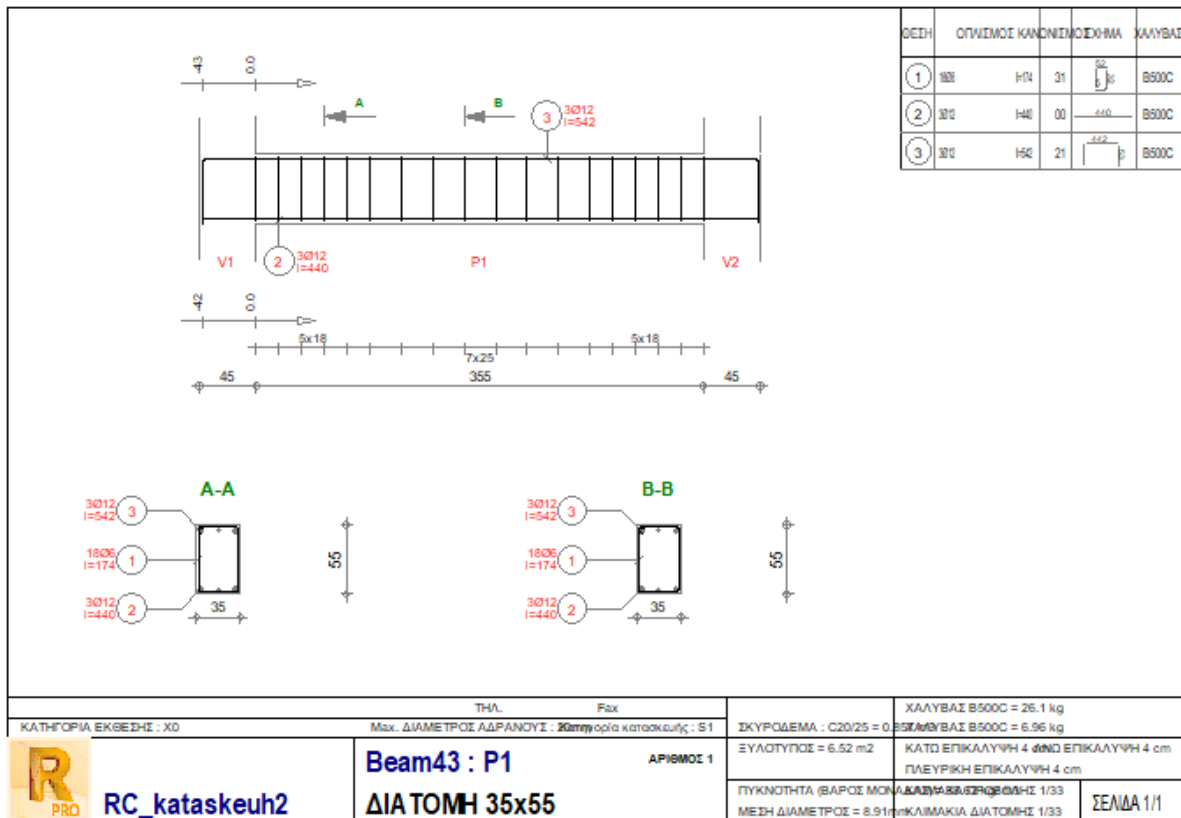
Άρα για την τυπική δοκό 49 και για τους συνδυασμούς ULS προκύπτουν τα διαγράμματα δρώσας ροπής και ροπής αντοχής, όπως εξήχθησαν από το πρόγραμμα:



Καθώς και τα διαγράμματα δρώσας Τέμνουσας και τέμνουσας αντοχής από τους συνδετήρες:



Τελικά ο ξυλότυπος της δοκού :

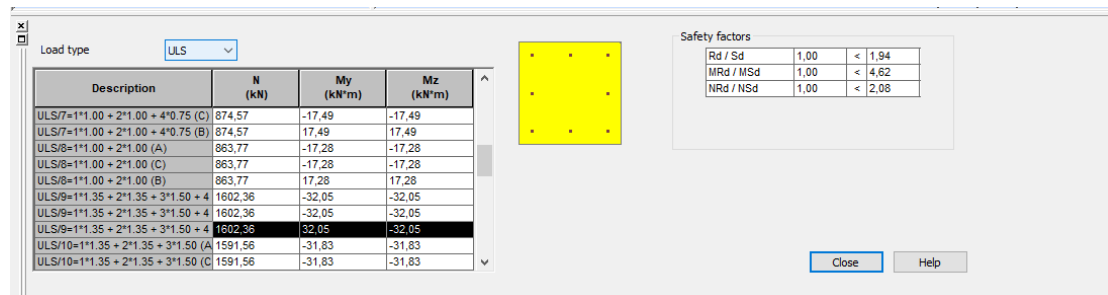


4.2.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Τα υποστυλώματα στο στατικό σύστημα της κατασκευής δέχονται για τους συνδυασμούς φορτίσεων ULS , σημειακά φορτία στην κορυφή τους, τα οποία μεταφέρονται από τις δοκούς.

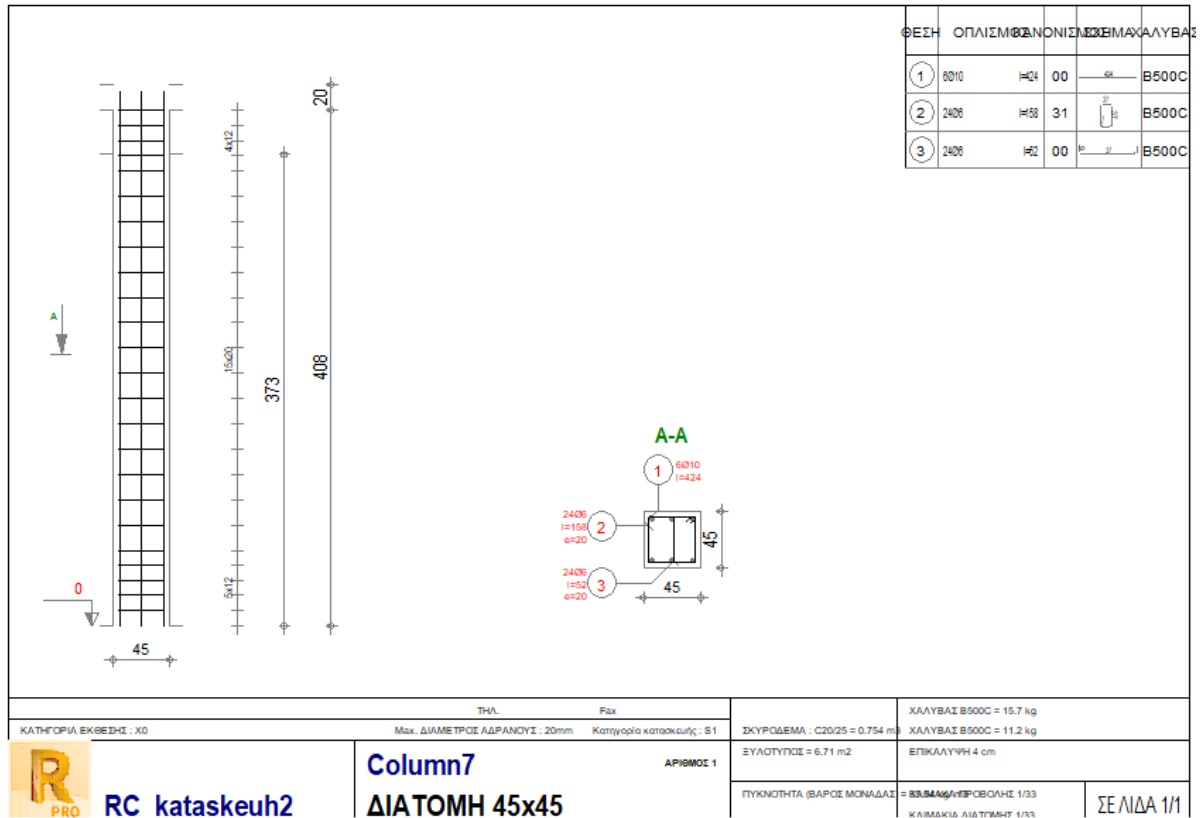
Επιλέχθηκαν υποστυλώματα διατομής 45x45cm και οπλίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τον EN -1992.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για το τυπικό υποστυλώμα 7 φαίνονται παρακάτω:



Φαίνεται ότι η διατομή του υποστυλώματος για τους συνδυασμούς ULS βρίσκεται εξολοκλήρου σε θλίψη και η παρεχόμενη αξονική από τον διαμήκη οπλισμό είναι μεγαλύτερη από την δρώσα λόγω των ULS. ($N_{rd} > N_{ed}$)

Ξυλότυπος τυπικού υποστυλώματος 7:



5. ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Έγινε ικανοτικός σχεδιασμός και για τις δύο κατασκευές, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Κύριος σκοπός του είναι η αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης του κτιρίου, για σεισμική δόνηση μεγαλύτερη απ' αυτή του σχεδιασμού. 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 .

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		

Η απαιτούμενη κατηγορία διατομής ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

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
ΚΜΥ	$4,0 < q$	1

5.2 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Για την σύμμικτη κατασκευή επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$. Στον πιο κάτω πίνακα παρουσιάζονται τα μέλη που έχουν επιλεγεί με τις αντίστοιχες κατηγορίες διατομών που ανήκουν.

Μέλη	Διατομή	Κατηγορία διατομής	
Υποστυλώματα	HEB 280	1	
	HEB 300	1	
Κύριες δοκοί	HEA 240	1	
	HEA 280	1	
Δευτερεύουσες δοκοί	IPE 180	1	
	IPE 240	1	
Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι			
	- Ισόγειο	CHS 76.1x5	1
	- 1ος όροφος	CHS 76.1x4	1
	- 2ος όροφος	CHS 76.1x3.2	1

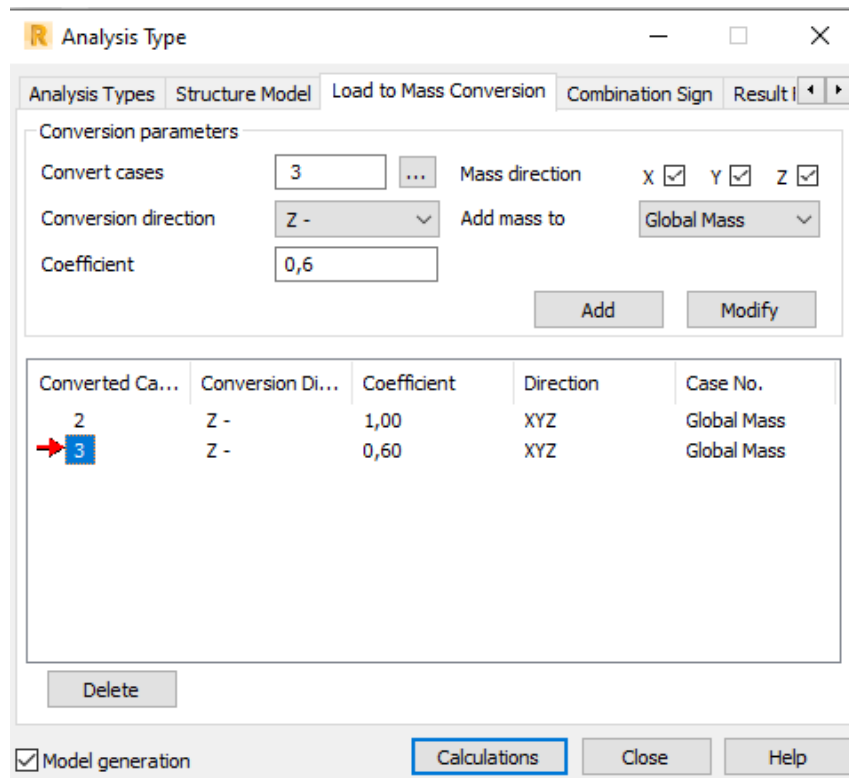
5.2.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Υπολογισμός ταλαντούμενης μάζας

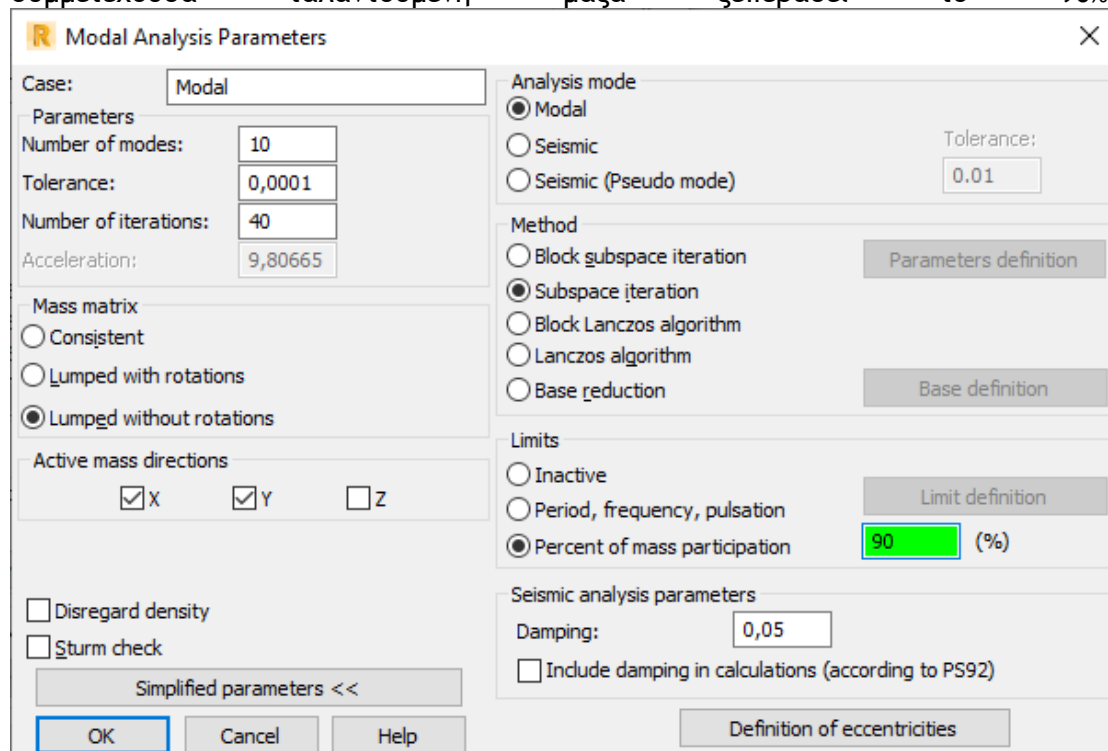
Κατά τη σεισμική καταπόνηση κτιρίων με διασφαλισμένη διαφραγματική λειτουργία, η μάζα του κτιρίου (που σχετίζεται άμεσα με τις θέσεις εφαρμογής της σεισμικής-αδρανειακής φόρτισης) μπορεί να θεωρηθεί συγκεντρωμένη στα επίπεδα των ορόφων.

Επίσης, στην περίπτωση που οι πλάκες μπορούν να θεωρηθούν διαφράγματα στο επίπεδό τους, οι ιδιότητες της μάζας και της ροπής αδράνειας μάζας μπορούν να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους του κάθε ορόφου. Ο υπολογισμός των μαζών γίνεται από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων P με συμμετοχή του 100% των μόνιμων φορτίων και του 60% των κινητών.

Τα δεδομένα εισήχθησαν στο πρόγραμμα με τον παρακάτω τρόπο. Όπου case 3, εισήχθησαν τα κινητά φορτία με συντελεστή 0.6 και όπου case 2, τα πρόσθετα μόνιμα με συντελεστή 1. Τα μόνιμα δεν εισάγονται μιας και το πρόγραμμα τα λαμβάνει αυτόματα.



Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων της δυναμικής ανάλυσης τρέχουμε στο πρόγραμμα την Modal analysis, θέτοντας ως απαίτηση να σταματήσουν οι υπολογισμοί όταν η συμμετέχουσα ταλαντούμενη μάζα ξεπεράσει το 90%.

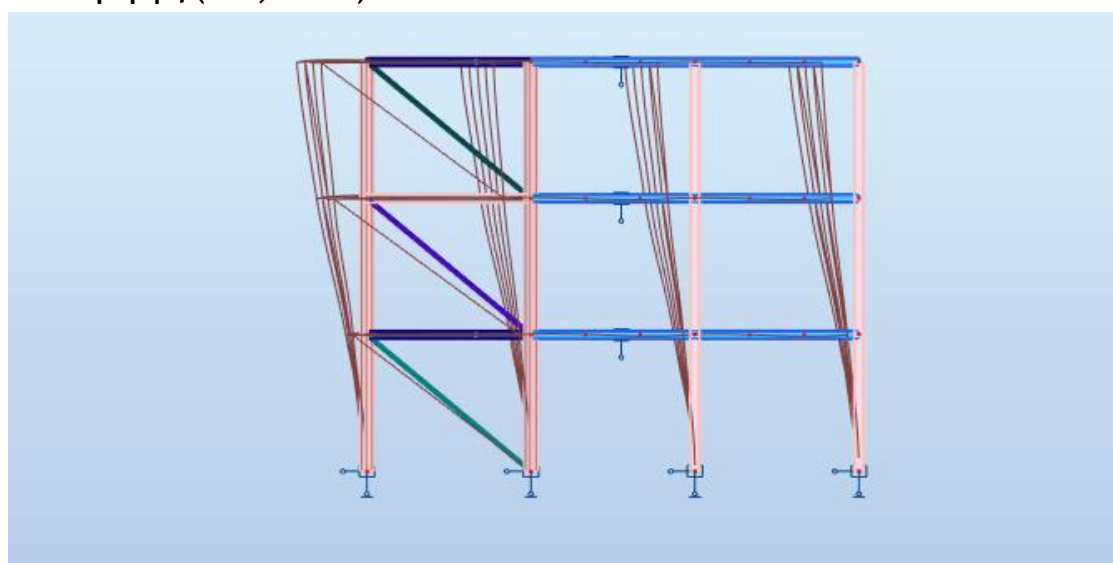


Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης τα εξάγαμε αυτόματα από το πρόγραμμα, Robot Structural Analysis και φαίνονται παρακάτω.

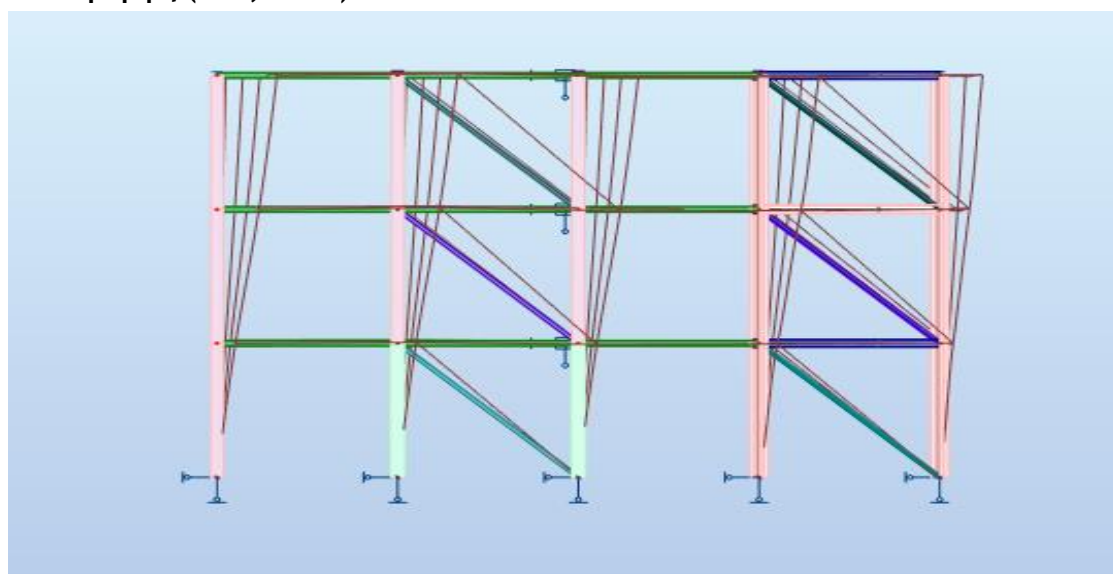
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Y (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Z (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥX (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥY (%)
160/ 1	0,71	1,41	6,64	74,41	0,00	6,64	74,41
160/ 2	1,02	0,98	85,16	81,34	0,01	78,52	6,94
160/ 3	1,28	0,78	85,41	85,08	0,01	0,25	3,73
160/ 4	2,30	0,44	87,08	94,78	0,01	1,67	9,70
160/ 5	2,88	0,35	97,48	96,35	0,01	10,40	1,57

Κυρίαρχες ιδιομορφές προέκυψαν η πρώτη με ιδιοπερίοδο $T=1,41\text{sec}$ και ποσοστό συμμετέχουσας μάζας 74,41% κατά Y. Καθώς και η δεύτερη με ιδιοπερίοδο $T=0,98\text{sec}$ και ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 78,52 κατά X.

1^η Ιδιομορφή ($T=1,41\text{ sec}$) κατά Y



2^η Ιδομορφή ($T=0,98\text{sec}$) κατά X



5.2.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες, έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ .

$$\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h}$$

Όπου:

θ	συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
P_{tot}	συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
dr	τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων ds των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
V_{tot}	συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου
h	ύψος του ορόφου

Ανάλογα με την τιμή του συντελεστή θ , ελέγχουμε αν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως. Έτσι:

- ✓ Εάν $\theta \leq 0,1$ τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να αμεληθούν
- ✓ Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $\alpha_{cr} = 1/(1-\theta)$
- ✓ Εάν $0,2 < \theta$ θα πρέπει να γίνει ανάλυση 2ας τάξης

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

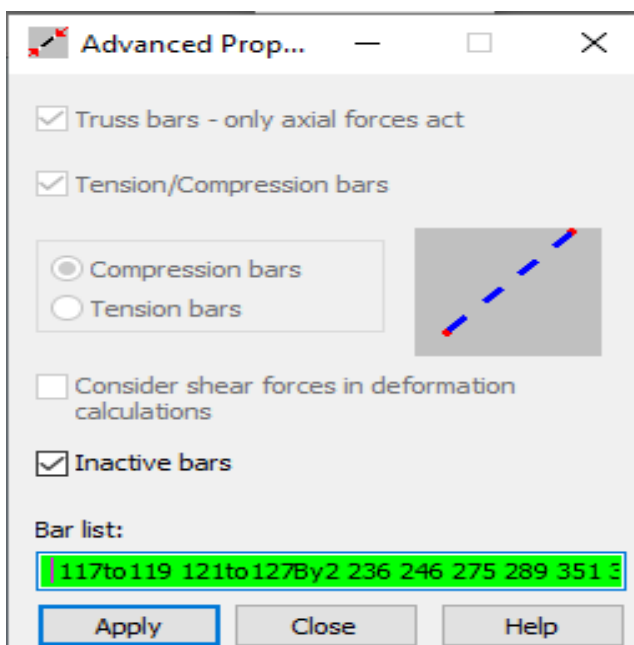
	Όροφος	Ptot	drift	Vtot	h	θ	$\theta < 0,1$
Σεισμός κατά Χ	Ισόγειο	9569	2,3	981	400	0,056	✓
	1 ^{ος}	6337	2,4	775	400	0,049	✓
	2 ^{ος}	3145	2,5	550	400	0,036	✓
Σεισμός κατά Υ	Ισόγειο	9569	3,1	750	400	0,098	✓
	1 ^{ος}	6337	3.7	593	400	0,097	✓
	2 ^{ος}	3145	3,1	425	400	0,056	✓

Οπότε προκύπτει ότι, δεν χρειάζεται προσαυξητικός συντελεστής λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης σε καμία από τις δύο διευθύνσεις.

5.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑ Χ

5.2.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι χιαστί σύνδεσμοι, σχεδιάστηκαν έτσι ώστε, κατά την σεισμική διέγερση να λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος, ενώ ο θλιβόμενος να αγνοείται.



Εισάγαμε τους συνδέσμους στο πρόγραμμα ως truss bars και θέσαμε τους θλιβόμενους εκτός λειτουργίας με την εντολή inactive.

Έλεγχος λυγηρότητας

Η λυγηρότητα των διαγώνιων πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$1,3 \leq \lambda \leq 2,0$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot 76,41}$$

Για χάλυβα S355 $\lambda = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 76,41$

$L_{crit} = 0,5 \cdot L_{ανοιγ}$

Άρα $L_{crit1} = 282 \text{ cm}$ και $L_{crit2} = 361 \text{ cm}$

		Lcr	λ	iz	$\lambda = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot 76,41}$	
Ισόγειο	CHS 76.1x5	282	76.41	2.52	1.46	ok
	CHS 76.1x5	361.5	76.41	2.52	1.87	ok
1 ^{ος}	CHS 76.1x4	282	76.41	2.55	1.44	ok
	CHS 76.1x4	361.5	76.41	2.55	1.85	ok
2 ^{ος}	CHS 76.1x3.2	282	76.41	2.58	1.43	ok
	CHS 76.1x3.2	361.5	76.41	2.58	1.83	ok

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι φορτίζονται με σεισμικούς συνδυασμούς :

$$G+0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey$$

Από την επίλυση μέσω του προγράμματος προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 117 236 351

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
117 ΧΙΑΣΤΙ_117	CHS 76.1X5	S355	224.48	224.48	0.63	172 G+0.3Q-Ex-0.3Ey
236 ΧΙΑΣΤΙ_236	CHS 76.1X4	S355	221.57	221.57	0.61	172 G+0.3Q-Ex-0.3Ey
351 ΧΙΑΣΤΙ_351	CHS 76.1X3.2	S355	279.77	279.77	0.68	172 G+0.3Q-Ex-0.3Ey

Calc. Note Close Help

Ratio Analysis Map

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Φάτνωμα 1

Καθ' ύψος Πλαστιμότητα

Υπολογίστηκαν οι υπεραντοχές για κάθε χιαστί και έγινε ο καθ' ύψος έλεγχος για την εξασφάλιση της πλαστιμότητας σε κάθε φάτνωμα.

Όροφος	Ω
ισόγειο	1,58
1 ^{ος}	1,63
2 ^{ος}	1,47

Επομένως από την σχέση:

$$\Omega_{max} - \Omega_{min} / \Omega_{min} = 1,63 - 1,47 / 1,47 = 0,11 \leq 0,25$$

Στην παρούσα φάση παρουσιάζεται μόνο ένα φάτνωμα. Ο έλεγχος έγινε για όλα τα φαντώματα και βρέθηκε ότι ικανοποιούν τη σχέση.

Άρα εξασφαλίζεται η πλαστιμότητα καθ' ύψος των πλαισίων.

5.2.3.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

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

Στο πρόγραμμα εισάγαμε τους παρακάτω σεισμικούς συνδυασμούς

$$G + 0,3 \cdot Q \pm 1,74 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y$$

Και ελέγξαμε εάν τα υποστυλώματα περνάνε τον έλεγχο.

Κρισιμότερη διατομή προέκυψε η 274 (HEB 300) με ποσοστό εκμετάλλευσης 46% .

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	
141	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	57.47	52.78	0.26	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
142	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.22	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
143	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.20	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
145	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.23	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
146	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.21	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
147	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.29	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
156	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.26	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
163	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.35	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
164	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.27	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
167	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.30	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
169	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.29	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
170	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.27	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
256	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.15	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
257	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.14	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
258	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.13	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
260	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.16	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
261	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.14	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
262	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.17	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
272	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.30	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
273	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.29	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
274	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	42.20	52.78	0.43	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey
277	Υποστύλιωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.33	180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 274 Υποστύλιωμ_274
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 180 G+0.3Q+1.74Ex+0.3Ey (1+2)*1.00+(3+162)*0.30+161*1.74

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

HEB 300

Simplified results Detailed results

FORCES

N_{Ed} = 1404.69 kN
 N_{c,Rd} = 5292.27 kN
 N_{b,Rd} = 3865.55 kN

M_{y,Ed} = -67.94 kN*m
 M_{y,Ed,max} = -67.94 kN*m
 M_{y,c,Rd} = 663.42 kN*m
 M_{N,y,Rd} = 552.32 kN*m
 M_{b,Rd} = 657.13 kN*m

M_{z,Ed,max} = 3.84 kN*m
 M_{z,c,Rd} = 308.91 kN*m

V_{y,Ed} = 0.95 kN
 V_{y,T,Rd} = 2586.17 kN
 V_{z,Ed} = 27.02 kN
 V_{z,T,Rd} = 972.00 kN
 T_{t,Ed} = 0.01 kN*m
 ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00
 L_{cr,low} = 4.00 m
 M_{cr} = 2383.71 kN*m
 Lam_{LT} = 0.53
 ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b
 f_{i,LT} = 0.63
 XLT = 0.95
 XLT_{mod} = 0.99

BUCKLING y

L_y = 4.00 m
 L_{cr,y} = 5.48 m
 Lam_y = 42.20
 Lam_y = 0.55
 X_y = 0.86
 k_{yy} = 1.05

BUCKLING z

L_z = 4.00 m
 L_{cr,z} = 4.00 m
 Lam_z = 52.78
 Lam_z = 0.69
 X_z = 0.73
 k_{zy} = 0.57

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.27 < 1.00 (6.2.4.(1))
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 42.20 < Lam_{max} = 210.00
 Lam_z = 52.78 < Lam_{max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ
 N_{Ed}/(X_y*N_{c,Rd}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00 (6.3.3.(4))

OK

Change

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

5.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑ Υ

5.2.3.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ

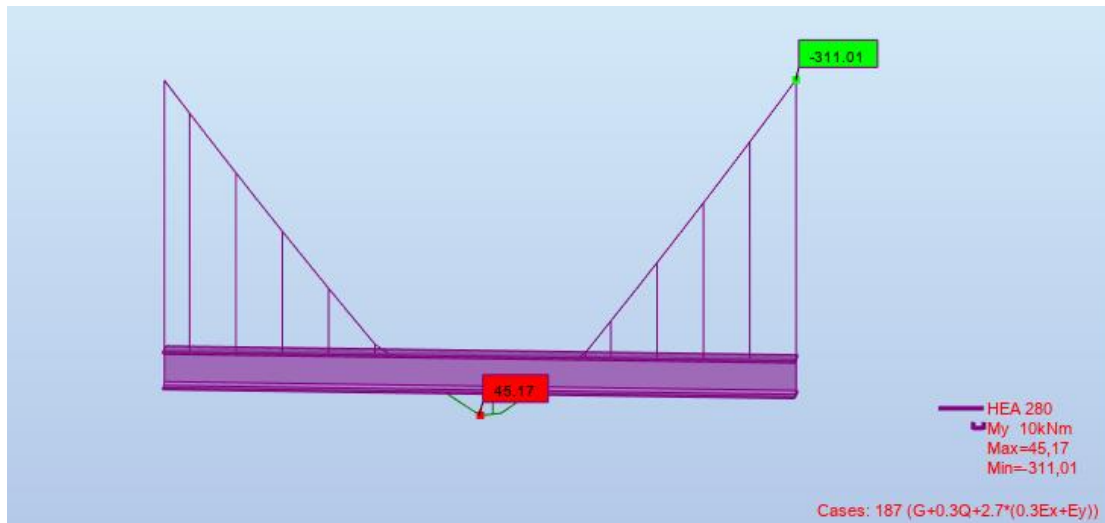
Ο έλεγχος των κυρίων δοκών που λειτουργούν μέσα στο πλαίσιο ροπής γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚ8. Θεωρούμε ότι έχει σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε ένα από τα δύο άκρα της δοκού και ισχύει ότι $MEd = M pl, Rd$. Τονίζεται ότι για να αναπτυχθεί η πλαστική ροπή στα άκρα της δοκού, αυτή πρέπει να είναι κατηγορίας 1. Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω οι διατομές μου είναι όλες κατηγορίας 1.

Χρειάστηκε να πολλαπλασιάσω τον σεισμικό συνδυασμό με 2.7 για να προκύψει η πρώτη πλαστική άρθρωση στα άκρα τη πιο κρίσιμης δοκού 186 του ισογείου. (ποσοστό 98% επιτρεπτό, θεωρώ ότι έχει πλαστικοποιηθεί).

$$\text{Σεισμικός συνδυασμός: } G + 0,3 \cdot Q \pm 2,7 \cdot (E_Y \pm 0,3 \cdot E_X)$$

185	Δοκός_185	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.93	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
186	Δοκός_186	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.98	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
187	Δοκός_187	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.89	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
188	Δοκός_188	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.86	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
189	Δοκός_189	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.90	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
190	Δοκός_190	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.72	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
191	Δοκός_191	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.78	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
192	Δοκός_192	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.82	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
193	Δοκός_193	OK	HEA 240	S355	44.77	24.99	0.64	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
194	Δοκός_194	OK	HEA 240	S355	44.77	24.99	0.65	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
195	Δοκός_195	OK	HEA 240	S355	44.77	24.99	0.88	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
196	Δοκός_196	OK	HEA 240	S355	44.77	24.99	0.83	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
197	Δοκός_197	OK	HEA 240	S355	44.77	24.99	0.88	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
198	Δοκός_198	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.92	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
199	Δοκός_199	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.87	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
200	Δοκός_200	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.89	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
201	Δοκός_201	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.80	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
202	Δοκός_202	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.80	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
203	Δοκός_203	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.81	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
204	Δοκός_204	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.64	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)
205	Δοκός_205	OK	HEA 280	S355	37.95	21.44	0.72	187 G+0.3Q+2.7*(0.3Ex+Ey)

Το διάγραμμα ροπής ΜΥ για τον πιο πάνω σεισμικό συνδυασμό. Αναπτύχθηκε η $M_{pl,rd} = 311 \text{ kN.m}$



Έλεγχος της δοκού σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

- ✓ Θεωρήθηκε πρώτη πλευρική εξασφάλιση στα 0,6m από το άκρο της δοκού. Ενώ η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση θεωρήθηκε στα 1.5m από το άκρο γιατί εκεί συνδέεται η κύρια με την δευτερεύουσα δοκό.

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών 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

Για απλές στρεπτικές στηρίξεις $k_w=1$.

Στα 0,6 από το άκρο της δοκού υπολογίστηκε ροπή $M=240 \text{ kNm}$.

Από το σχήμα 5.2.3 προκύπτει ότι:

$c_1 = 1.141$

$(M/M_{pl} = 0.77 \approx \frac{3}{4})$.

$C_2=0$

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = \\
&= 1,141 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 4762,64}{1 \cdot 60^2} \cdot \sqrt{1 \cdot \frac{785400}{4762,64} + \frac{60^2 \cdot 8100 \cdot 62,4}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 4762,64}} \\
&= 401988,9 \text{ kNcm}
\end{aligned}$$

Όπου:

$$I_z = 4762,64 \text{ cm}^4, I_w = 785400 \text{ cm}^6, I_T = 62,4 \text{ cm}^4, E = 210000 \text{ MPa}, G = 81000 \text{ MPa}$$

Άρα προκύπτει ότι Ανηγγόμενη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1112 \cdot 35,5}{401988,9}} = 0,09 < 0,2$$

- ✓ Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 1.5 μέτρα από το άκρο, στη θέση της δευτερεύουσας δοκού. Το διάγραμμα ροπών από 0,6m έως 1,5m ακολουθεί την κατανομή για $\psi = \frac{1}{2}$ (καθώς ο λόγος των ροπών από 0.6 έως 1.5 μέτρα είναι περίπου ίσος με 0,55).

Άρα από τον πίνακα παίρνω ότι $c_1 = 1.323$ και $c_2 = 0$

Οπότε ομοίως προκύπτει:

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = \\
&= 1,323 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 4762,64}{1 \cdot 90^2} \cdot \sqrt{1 \cdot \frac{785400}{4762,64} + \frac{90^2 \cdot 8100 \cdot 62,4}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 4762,64}} \\
&= 2096317 \text{ kNcm}
\end{aligned}$$

$$\text{Άρα } \lambda = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1112 \cdot 35,5}{401988,9}} = 0,02 < 0,2$$

Και στις δύο περιπτώσεις η δοκός μπορεί να αναπτύξει την πλαστικότητα της.

Έλεγχος τέμνουσας δοκού

Για τον έλεγχο τέμνουσας της δοκού, υπολογίστηκε η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού : $V_{Ed,M} = M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B} / L$

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

Καθώς επίσης και η τέμνουσα, εξαιτίας των μη σεισμικών φορτίων του συνδυασμού, δηλαδή του $G + 0,3 \cdot Q$.

Επομένως:

$$V_{Ed} = M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B} / L + V_{ed}(g + 0.3q) = 138 + 103 = 241 \text{ kN}$$

Στην συνέχεια υπολογίστηκε το εμβαδόν διάτμησης A_v ως:

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

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:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 97,26 - 2 \cdot 14 \cdot 1,3 + (0,8 + 2 \cdot 2,4) \cdot 1,3 \\ = 43,68 \text{ cm}$$

Άρα:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{43,68 \cdot 35,5}{\sqrt{3}} = 895 \text{ kN} \geq 241 \text{ kN}$$

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

5.2.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «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. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης. Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους:

HEB 280 : $M_{pl,Rd} = 544.7 \text{ kNm}$

HEA 240 : $M_{pl,Rd} = 264.36 \text{ kNm}$

HEB 300 : $M_{pl,Rd} = 663.4 \text{ kNm}$

HEA 280 : $M_{pl,Rd} = 368.9 \text{ kNm}$

Έπειτα, 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:

$$\Omega_{min} = \frac{368,9}{137} = 2,69$$

Επομένως ο συνδυασμός προκύπτει: $G+0,3Q+3,7E_x+0,3E_y$

Δυσμενέστερο προκύπτει το υποστυλωμα 272 του ισογείου διατομής HEB 300 το οποίο βρέθηκε να λειτουργεί σε ποσοστό 90%.

Η αλληλεπίδραση μπορεί να αγνοηθεί μόνο αν ισχύουν και οι δύο ακόλουθες συνθήκες:

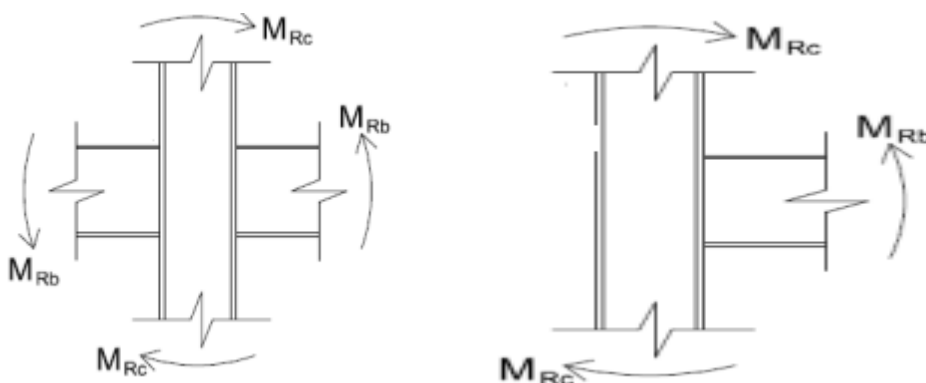
$$N_{ed} = 1515,73 \text{ kN} \leq 0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5292,27 = 1323,1 \text{ kN} \quad (\text{δεν ικανοποιείται})$$

$$N_{ed} = 1515,73 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5 / 1,0 = 511 \text{ kN} \quad (\text{δεν ικανοποιείται})$$

Επομένως πρέπει να ληφθεί υπόψη η απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής του υποστυλώματος λόγω της αξονικής δύναμης:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] = 663,4 \left[1 - \left(\frac{1515,73}{5292,27} \right)^2 \right] = 608,9 \text{ kNm}$$

Έλεγχος Κόμβων



✓ Ενδιάμεσοι Κόμβοι εσωτερικών πλαισίων:

$$\Sigma M_{rc} = 2 \cdot 608,9 = 1217,8 \text{ kNm} \geq 1,3 \Sigma M_{rb} = 1,3 \cdot (2 \cdot 368,9) = 959,14 \text{ kNm}$$

✓ Ακραίοι κόμβοι εξωτερικών πλαισίων:

$$\Sigma M_{rc} = 2 \cdot 495,6 = 991 \text{ kNm} \geq 1,3 \Sigma M_{rb} = 1,3 \cdot 368,9 = 479,6 \text{ kNm}$$

Και στις δύο περιπτώσεις ικανοποιούνται οι απαιτήσεις.

5.2.3.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 1^{ου} και 2^{ου} ΟΡΟΦΟΥ

Τα υποστυλώματα του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου ελέγχονται προσαυξάνοντας το σεισμό E_y κατά $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min}$, όπου Ω_{min} η μέγιστη υπεραντοχή των δοκών για τους σεισμικούς συνδυασμούς όπως αναφέρθηκε και στην αμέσως προηγούμενη παράγραφο 5.2.3.1

Άρα:

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

$$G + 0,3 \cdot Q \pm 3,7 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_x$$

Ο έλεγχος έγινε μέσω του λογισμικού Robot Structural Analysis και τα αποτελέσματα φαίνονται πιο κάτω. Κρισιμότερο προέκυψε το εσωτερικό υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου 141 διατομής HEB 300 με ποσοστό εκμετάλλευσης 79%

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		ΜΗΝΥΜΑΤΑ					
ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	
136	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.44	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
137	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.69	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
138	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.53	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
139	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.70	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
140	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.61	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
141	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	57.47	52.78	0.79	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
142	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.65	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
143	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.56	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
144	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.61	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
145	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.73	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
146	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.65	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
147	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.71	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
148	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.41	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
149	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.64	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
150	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.51	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
151	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.56	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
153	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.41	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
154	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.45	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
155	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.31	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
251	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.33	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
252	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.50	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
253	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.40	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
254	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.50	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
255	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.49	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
256	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.57	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
257	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.49	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
258	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.42	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
259	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.50	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
260	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.56	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
261	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.50	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
262	Υποστύλωμ	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.49	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
263	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.29	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
264	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.43	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
265	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.33	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex
266	Υποστύλωμ	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.34	189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex

Αποτελέσματα ανάλυσης Υποστυλώματος 141 (HEB 300)

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 141 Υποστώλωμα_141

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 189 G+0.3Q+3.7Ey+0.3Ex (1+2)*1.00+(3+161)*0.30+162*3.70

HEB 300

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 582.65 kN	M _{y,Ed} = -335.87 kN*m	M _{z,Ed} = 8.25 kN*m	V _{y,Ed} = 2.99 kN
N _{c,Rd} = 5292.27 kN	M _{y,Ed,max} = -353.05 kN*m	M _{z,Ed,max} = 11.08 kN*m	V _{y,T,Rd} = 2583.24 kN
N _{b,Rd} = 3865.55 kN	M _{y,c,Rd} = 663.42 kN*m	M _{z,c,Rd} = 308.91 kN*m	V _{z,Ed} = 170.62 kN
	MN _{y,y,Rd} = 663.42 kN*m	MN _{z,z,Rd} = 308.91 kN*m	V _{z,T,Rd} = 971.36 kN
	M _{b,Rd} = 622.46 kN*m		T _{t,Ed} = 0.06 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00 M_{cr} = 2061.59 kN*m KΑΜΠΥΛΗ,LT - b XLT = 0.93

L_{cr,low} = 4.00 m Lam_{LT} = 0.57 f_{b,LT} = 0.65 XLT_{mod} = 0.94

BUCKLING y

L_y = 4.00 m Lam_y = 0.75

L_{cr,y} = 7.47 m X_y = 0.75

Lam_y = 57.47 k_{yy} = 1.09

BUCKLING z

L_z = 4.00 m Lam_z = 0.69

L_{cr,z} = 4.00 m X_z = 0.73

Lam_z = 52.78 k_{yz} = 0.78

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.28 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 57.47 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 52.78 < Lam_{max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.79 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

5.2.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Τα υποστυλώματα του ισογείου, ελέγχθηκαν σε αντοχή σε ευστάθεια την στιγμή που σχηματίζουν πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για το υποστώλωμα το οποίο θα φτάσει πρώτο την μέγιστη αντοχή του. Η προσαύξηση που μπορεί να γίνει στον σεισμό είναι μέχρι $q=4$, δηλαδή όταν αυτός γίνει ελαστικός.

Επομένως δημιουργούμε το σεισμικό συνδυασμό :

$$G + 0,3 \cdot Q \pm 4 \cdot E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$$

και ελέγχουμε εάν τα υποστυλώματα του ισογείου αντέχουν σε αυτόν.

Παρατηρούμαι ότι δυσμενέστερο βρέθηκε να είναι το υποστύλωμα 274 (όπως και πιο πάνω) διατομής HEB 300 με ποσοστό εκμετάλλευσης 102%

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 156 157 159to167 169 170 271to274 276 277

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
156	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.77	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
157	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.82	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
159	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.61	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
160	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.68	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
161	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.56	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
162	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.73	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
163	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.96	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
164	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.84	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
165	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.91	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
166	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.83	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
167 Υποστύλωμα	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.92	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
169 Υποστύλωμα	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.82	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
170 Υποστύλωμα	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.72	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
271	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.82	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
272 Υποστύλωμα	HEB 300	S355	42.20	52.78	0.93	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
273 Υποστύλωμα	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.87	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
274 Υποστύλωμα	HEB 300	S355	30.79	52.78	1.02	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
276	HEB 280	S355	33.03	56.46	0.74	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex
277	HEB 300	S355	30.79	52.78	0.93	190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex

Αποτελέσματα ελέγχου σε ΟΚΑ υποστυλώματος 274 .

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 274 Υποστύλωμα_274
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 190 G+0.3Q+4Ey+0.3Ex (1+2)*1.00+(3+161)*0.30+162*4.00

HEB 300

ΛΑΝΘΑΣΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{Ed} = 1823.66 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -397.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 6.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 1.65 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5292.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -397.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 308.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 2583.83 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3865.55 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 663.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,Ed} = 159.04 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 492.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,T,Rd} = 971.49 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 663.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$ $M_{cr} = 2458.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$ **ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b** $X_{LT} = 0.95$
 $L_{cr,low} = 4.00 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.52$ $\phi_{i,LT} = 0.62$ $X_{LT,mod} = 1.00$

BUCKLING y

$L_y = 4.00 \text{ m}$ $Lam_y = 0.55$
 $L_{cr,y} = 5.48 \text{ m}$ $X_y = 0.86$
 $Lam_y = 42.20$ $k_{yy} = 1.14$

BUCKLING z

$L_z = 4.00 \text{ m}$ $Lam_z = 0.69$
 $L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$ $X_z = 0.73$
 $Lam_z = 52.78$ $k_{zy} = 0.62$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.81 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 42.20 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 52.78 < Lam_{max} = 210.00$ **ΣΤΑΘΕΡΟ**
 $N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 1.02 > 1.00$ (6.3.3.(4))

Ο έλεγχος θεωρείται επαρκής μια και η απόκλιση 2% θεωρείται αποδεκτή λαμβάνοντας υπ' όψη και την σπανιότητα του σεισμικού συνδυασμού.

5.2.4 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ Υ

Η απαίτηση για περιορισμό των βλαβών ικανοποιείται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$dr \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$$

Σεισμό κατά Χ

$$dr \cdot v = 0.5 \cdot 2.5 = 1.25 \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 400 = 3 \text{ (ικανοποιείται)}$$

Σεισμό κατά Υ

$$dr \cdot v = 0.5 \cdot 3.5 = 1.75 \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 400 = 3 \text{ (ικανοποιείται)}$$

5.3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για την κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα επιλέχθηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς q σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα ο οποίος βρίσκεται στο ΕΑΚ 2000.

Δομικό σύστημα	κανονικό καθύψος και σε κάτοψη			κανονικό καθύψος, όχι σε κάτοψη			κανονικό σε κάτοψη, όχι καθύψος			μη-κανονικό σε κάτοψη και καθύψος		
	ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8	
		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ
Στρεπτικά εύκαμπτο	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6	2.4	3.5	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
Τοιχωματικό με > 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
Τοιχωματικό με μόνο 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
Τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων. Δυαδικό ισοδύναμο με τοιχωματικό. Πολύοροφο πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) και ένα άνοιγμα ⁽¹⁾	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
Πολύοροφο πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) ⁽¹⁾	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
Πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) με έναν όροφο ⁽¹⁾	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

Φαίνεται ότι για ΚΠΜ και για κανονικά κτήρια σε όψη και σε κάτοψη, όπως το εξεταζόμενο, ο συντελεστής συμπεριφοράς $q = 3.9$ (ΕΚ8).

Για την απαιτούμενη πλαστιμότητα της κατασκευής (μέση) ,ο κανονισμός προβλέπει κάποια κάτω όριο όσων αφορά τον τύπο χάλυβα και σκυροδέματος.

Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠ)	ΚΠ Χ (Χαμηλή) και δευτερεύοντα στοιχεία	ΚΠ Μ (Μέση)	ΚΠ Υ (Υψηλή)
Σκυρόδεμα		≥ C16/20	≥ C16/20
Κατηγορία χάλυβα κατά Πίνακα C1 ΕΚ2	B ή C	B ή C	μόνο C
Διαμήκεις ράβδοι		Με νευρώσεις	Με νευρώσεις
Υπεραντοχή χάλυβα:			$f_{yk,0.95} \leq 1.25f_{yk}$

Επομένως σύμφωνα με τα παραπάνω επιλέχθηκαν οι πιο κάτω διατομές με τους αντίστοιχους τύπους σκυροδέματος και χάλυβα.

Μέλη	Διατομή	Σκυρόδεμα	Χάλυβας
Υποστυλώματα	45x45	C 20/25	B500C
Δοκοί Εσωτερικές Εξωτερικές	35x55 25x45	C 20/25	B500C
Πλάκα	20	C 20/25	B500C

5.3.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

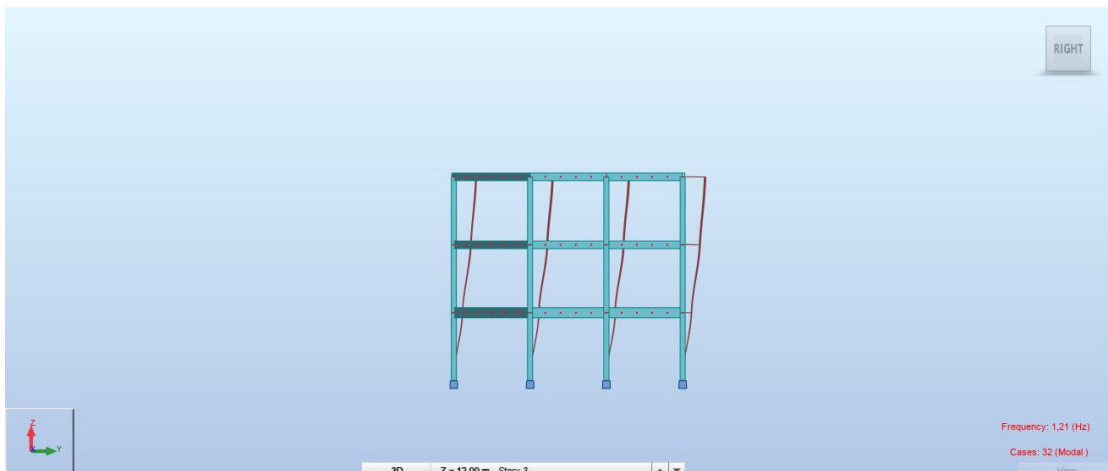
Η διαδικασία εισαγωγής στο πρόγραμμα των σεισμικών συνδυασμών και της συμμετέχουσας ταλαντούμενης μάζας παραμένει η ίδια και αναλύθηκε στην 5.1 παράγραφο.

Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης τα εξάγαγε αυτόματα από το πρόγραμμα, Robot Structural Analysis και φαίνονται παρακάτω.

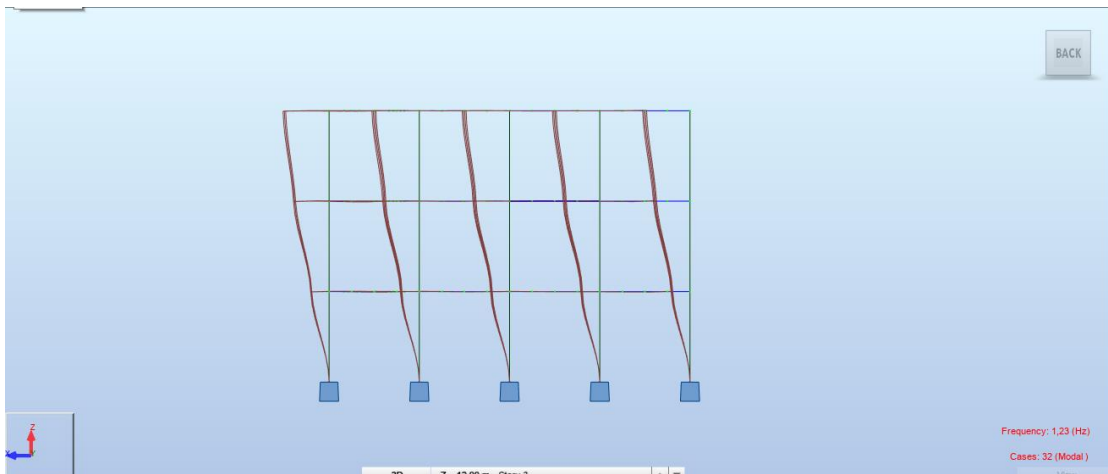
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Y (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Z (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΧ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΥ (%)
32/ 1	1,21	0,82	2,85	85,92	0,0	2,85	85,92
32/ 2	1,23	0,81	89,05	88,75	0,0	86,20	2,83
32/ 3	1,48	0,68	89,15	88,85	0,0	0,10	0,10
32/ 4	3,39	0,30	89,40	98,40	0,0	0,25	9,55
32/ 5	3,42	0,29	98,70	98,64	0,0	9,29	0,23

Κυρίαρχες ιδιομορφές προέκυψαν η πρώτη με ιδιοπερίοδο $T=0,82\text{sec}$ και ποσοστό συμμετέχουσας μάζας 85,9% κατά Y. Καθώς και η δεύτερη με ιδιοπερίοδο $T=0,81\text{sec}$ και ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 86,2 κατά X.

1^η ιδιομορφή $T=0,82\text{sec}$



2^η ιδιομορφή $T=0,81\text{sec}$



5.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ

	Όροφος	Ptot	drift	Vtot	h	θ	$\theta < 0,1$
Σεισμός κατά Χ	Ισόγειο	12025	2.2	1303	400	0,05	✓
	1 ^{ος}	7639	2,4	1049	400	0,044	✓
	2 ^{ος}	3631	1.5	640	400	0,028	✓
Σεισμός κατά Υ	Ισόγειο	12025	2.1	1277	400	0,054	✓
	1 ^{ος}	6193	2.4	1028	400	0,048	✓
	2 ^{ος}	3631	1.5	632	400	0,025	✓

Οπότε προκύπτει ότι, δεν χρειάζεται προσαυξητικός συντελεστής λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης σε καμία από τις δύο διευθύνσεις.

5.3.3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

5.3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η διάτμηση προκαλεί ψαθυρή και καταστροφική αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης από συνδυασμό λοξού εφελκυσμού και θλιπτικών τάσεων. Επειδή λοιπόν σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος, όπως οι δοκοί και τα υποστυλώματα, η μεταφορά δυνάμεων με κάμψη και με τέμνουσα είναι εν σειρά και όχι παράλληλα ο ΕΚ8, υιοθετεί τον ικανοτικό σχεδιασμό σε διάτμηση, προκειμένου να επιβάλλει (πλάστιμο) σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των μελών, προτού αυτά αστοχήσουν (ψαθυρά) σε τέμνουσα.

Αυτό επιτυγχάνεται μέσω διαστασιολόγησης των μελών αυτών σε διάτμηση για τέμνουσα δύναμη με τιμή πάνω απ' αυτήν που αντιστοιχεί σε ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων γύρω απ' τους κόμβους στα δύο άκρα του μέλους, όταν αυτά είναι σε αντίθετη κάμψη.

Η τέμνουσα αυτή είναι η μέγιστη δυνατή που μπορεί να αναπτυχθεί στο μέλος.

5.3.3.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΟΚΟΥ

Πραγματοποιείται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία της δοκού υπό το εγκάρσιο φορτίο που δρα στην δοκό υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και υπό τις ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης.

Ικανοτική Τέμνουσα :

$$V_{ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{L_c} + V_{g+\psi_2q}$$

Οι ροπές των άκρων $M_{i,d}$ μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

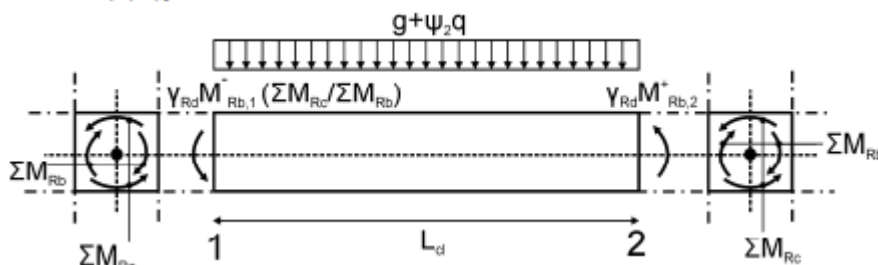
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

Όπου :

γ_{Rd} : είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανό υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0.

$M_{i,d}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

$\sum M_{Rc}$ και $\sum M_{Rb}$: είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο. Η τιμή του $\sum M_{Rc}$ πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράση



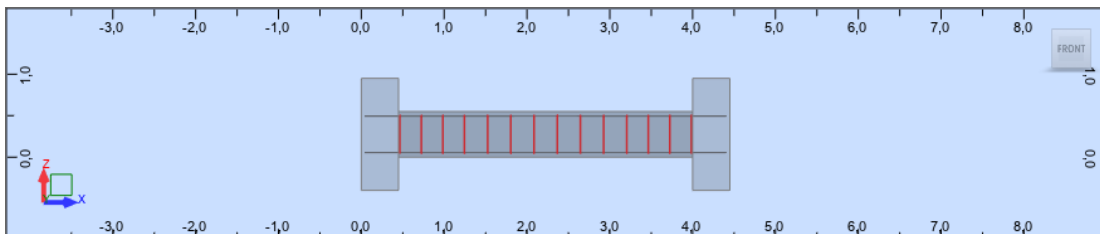
Επειδή το Robot structural ΔΕΝ οπλίζει σύμφωνα με τον ΕΚ8 ακολουθήσαμε την πιο κάτω διαδικασία όπλισης με βάση την ικανοτική τέμνουσα.

Αρχικά εισάγαμε στο πρόγραμμα τους σεισμικούς συνδυασμούς

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

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

μαζί με τα ULS που έχουν προκύψει από τον ΕΚ2 και υπολογίσαμε τον διαμήκη οπλισμό. Ο εγκάρσιος οπλισμός όμως δεν αρκούσε ώστε να μην αστοχήσει η δοκός μας ψαθυρά.



Οπότε, για τον διαμήκη οπλισμό που προέκυψε υπολογίσαμε:

$$M_{rb,1}=167.41 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,2}=165.6 \text{ kNm}$$

Φορτίσαμε την δοκό με τον συνδυασμό $G+0.3Q$ και από το διάγραμμα τεμνουσών προέκυψε

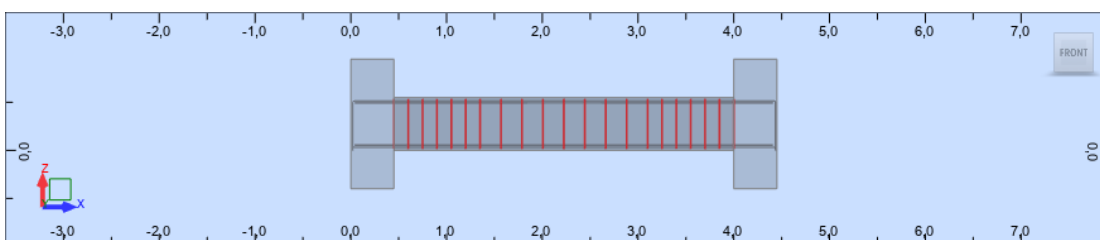
$$V_{g+0.3q}=45,94 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως: } V_{ed} = \frac{167.41+165.6}{3.55} + 45.94 = 138.8 \text{ kN}$$

Για λόγους ευκολίας θα θεωρήσουμε ότι η δοκός μας προσεγγίζει την αμφιέρειστη με $V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2} \Rightarrow q = 79 \text{ kN/m}$

Με το q που προέκυψε, ελάχιστα προσαυξημένο διότι η δοκός μας δεν είναι αμφιαρθρωτή, θα την φορτίσουμε για να βρούμε τους συνδετήρες.

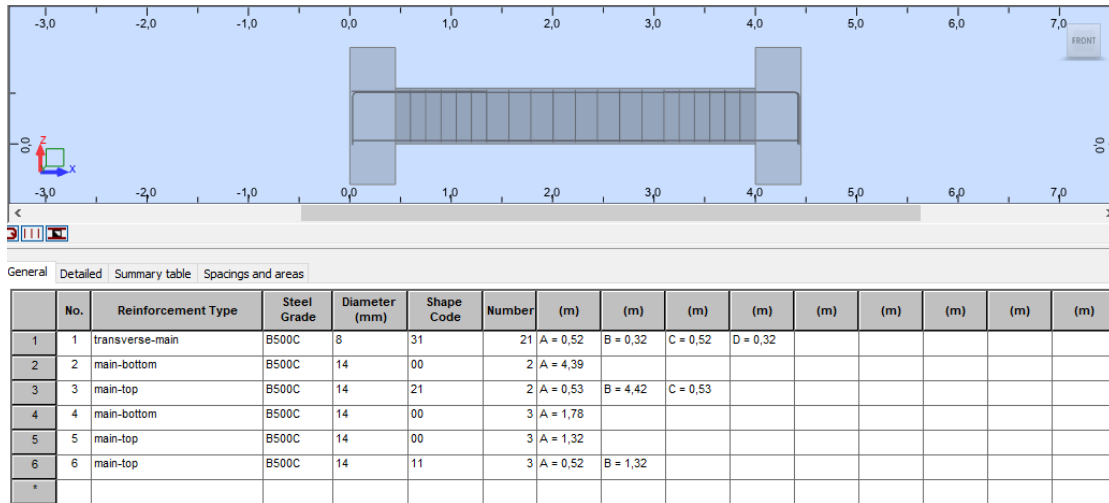
Έτσι από την ανάλυση από το πρόγραμμα προκύπτει η πιο κάτω όπλιση.



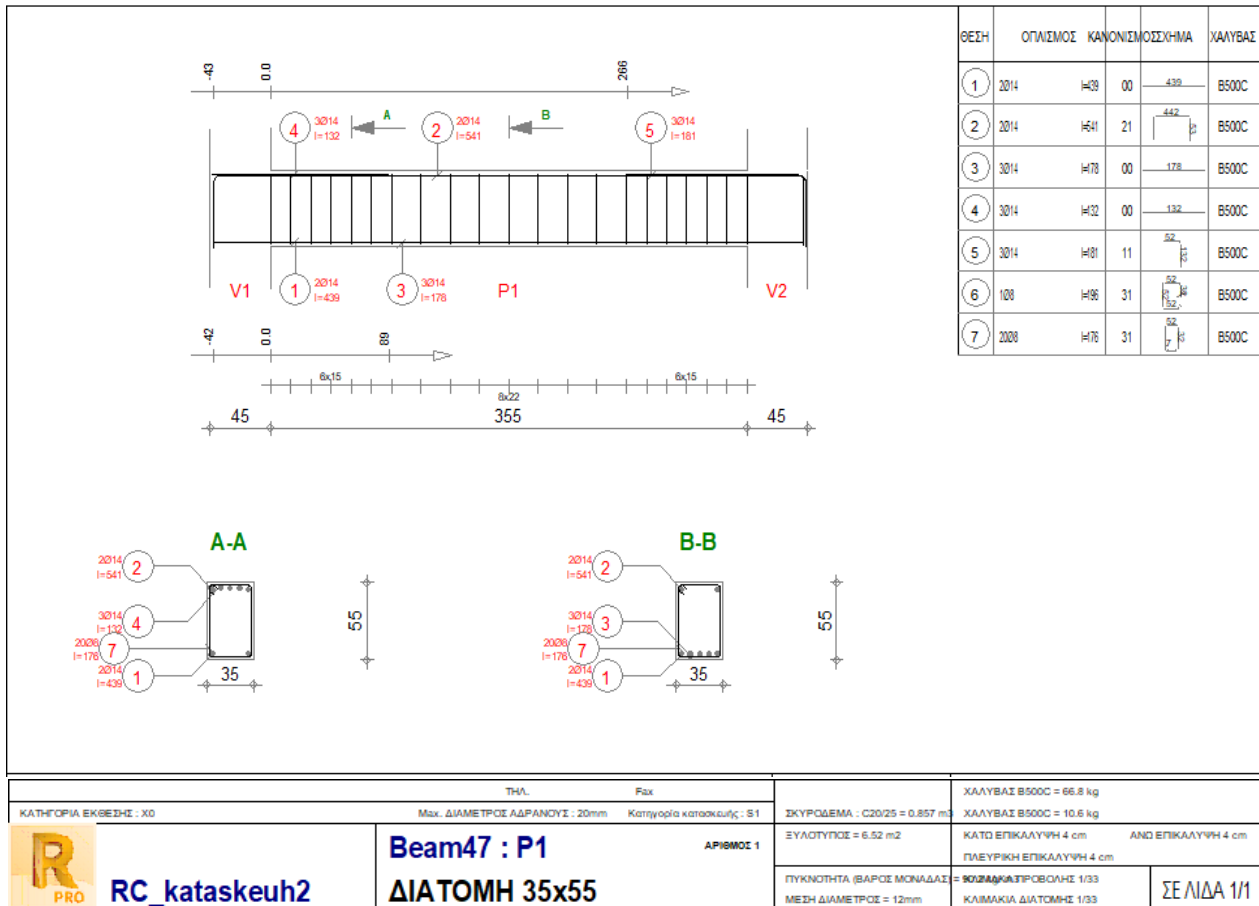
Εμφανώς πιο αυξημένοι οι συνδετήρες παρέχουν αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

$$V_c = 145.33 \text{ kN}$$

Η τελική όπλιση της δοκού:



Οπότε ο ξυλότυπος όπως προκύπτει από το πρόγραμμα :

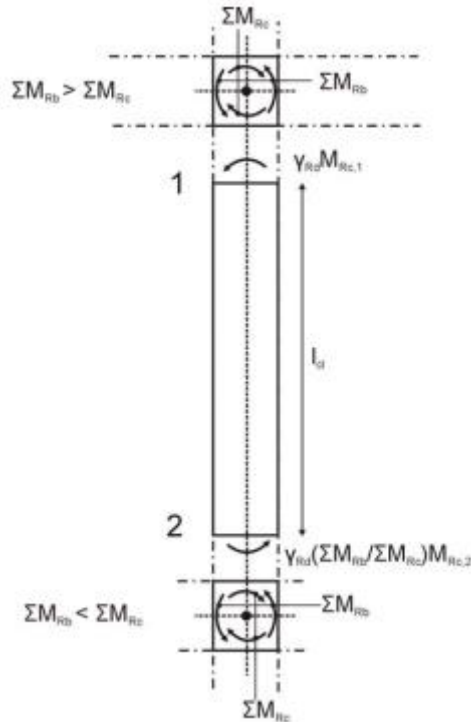


5.3.3.3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Για τα υποστυλώματα η ικανοτική τέμνουσα υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \frac{MRC1 * \min [1 ; \left(\frac{\Sigma MR_b}{\Sigma M_{Rc}} \right)] + MRC2 * \min [1 ; \left(\frac{\Sigma MR_b}{\Sigma M_{Rc}} \right)]}{h}$$

Όπου : γ_{Rd} είναι 1.1 για ΚΠΜ και 1.3 για ΚΠΥ

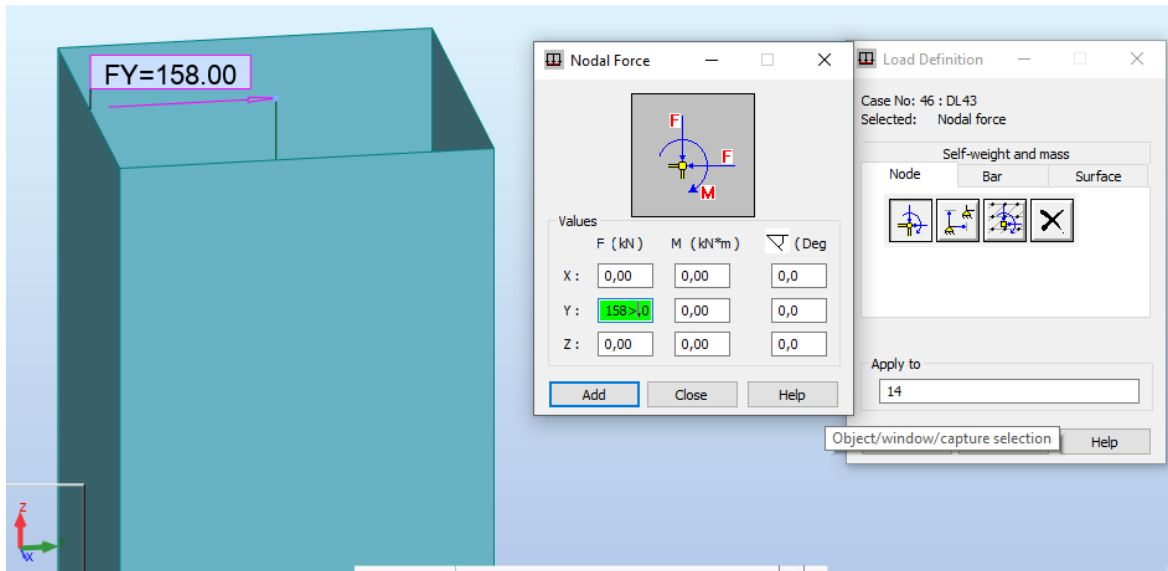


Θα ελέγξουμε το υποστυλώμα 7 του ισογείου. Η $V_{cd} = 1.1 * \frac{295.17 + 278}{4} = 157.62 \text{ kN}$

Οι M_{c1} και οι M_{c2} προέκυψαν οπλίζοντας με τον σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3Q + 1.8(E_x + 0.3E_y)$. (βλ. παράγραφο 5.3.3.4)

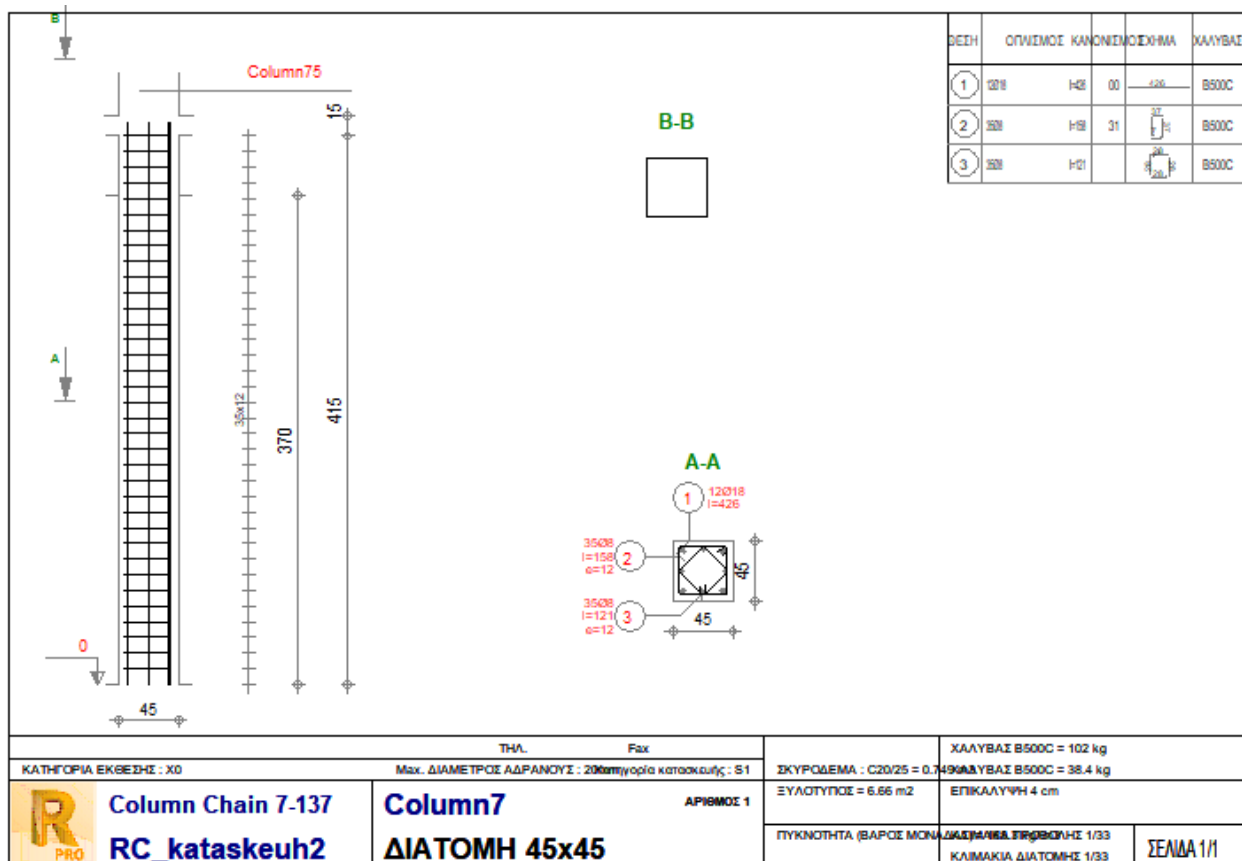
Για την ικανοτική τέμνουσα του υποστυλώματος προσπαθήσαμε πάλι να αυτοματοποιήσουμε τη διαδικασία και να οπλίσουμε με τη βοήθεια του προγράμματος ως εξής:

Για την ικανοτική τέμνουσα $V = 158 \text{ kN}$ φορτίσαμε την κορυφή του τυπικού υποστυλώματος 7 και κρατώντας τους ίδιους διαμήκεις οπλισμούς που προέκυψαν από τον έλεγχο κόμβου, υπολογίσαμε τον εγκάρσιο οπλισμό.



Ο οπλισμός διάτμησης που προκύπτει για το υποστυλώμα είναι $\phi 8/12$.

Σχηματικά ο ξυλότυπος που προκύπτει από το πρόγραμμα:



5.3.3.4 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΟΜΒΟΥ

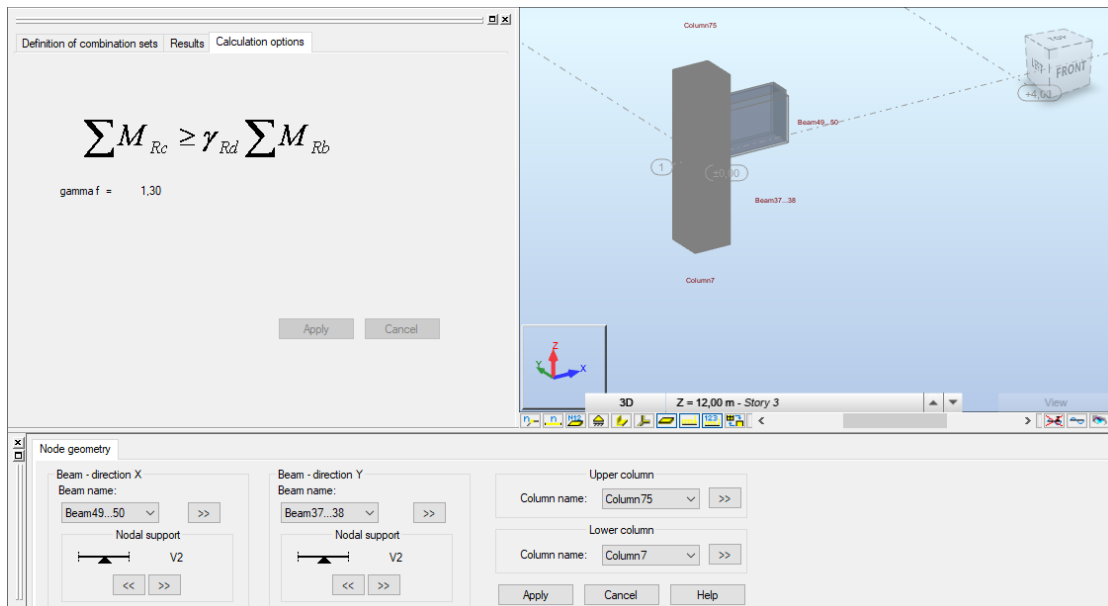
Ομοίως με την σύμμικτη κατασκευή, κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό πρέπει να γίνεται ο έλεγχος κόμβων κατά τον οποίο επιδιώκουμε την αποφυγή μαλακού ορόφου. Να μην αστοχήσουν, δηλαδή, τα υποστυλώματα πριν από τις δοκούς.

Το Robot Structural Analysis κάνει έλεγχο κόμβου κατά τις δύο διευθύνσεις Χ,Ψ αλλά δεν οπλίζει σύμφωνα με αυτόν. Έτσι για την όπλιση των υποστυλωμάτων δημιουργήσαμε έναν σεισμικό συνδυασμό πολλαπλασιασμένο με ένα συντελεστή $k > 1$ ώστε η όπλιση να μας δώσει $\Sigma M_{rc} > 1.3 \Sigma M_{rb}$.

Ο σεισμικός συνδυασμός που προέκυψε είναι ο $G+0.3Q+2(E_x +0.3E_y)$.

Με αυτόν τον συνδυασμό προέκυψε για το κάτω υποστύλωμα $7 M_{c,1} = 278 \text{ kNm}$ και για το άνω υποστύλωμα $75 M_{c,2}=243 \text{ kNm}$.

Ο έλεγχος επιλέχθηκε να γίνει για τις δοκούς 49, 50 κατά Χ και 37,38 κατά Υ και για τα υποστυλώματα 7, 75.



Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον έλεγχο :

$$\Sigma M_{rc}=278+243=521\text{kNm} \geq 1.3*\Sigma M_{rb}=1.3*(167.4+165.6)=432.9 \text{ kNm} \text{ (διεύθυνση } \psi \text{)}$$

$$\Sigma M_{rc}=261.4+295.17=556.6\text{kNm} \geq 1.3*\Sigma M_{rb}=(167.42+197.9)=475\text{kNm} \text{ (διεύθυνση } X \text{)}$$

Οπότε ο ικανοτικός κόμβος ικανοποιείται και στις δύο διευθύνσεις .

5.3.4 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ

Η απαίτηση για περιορισμό των βλαβών ικανοποιείται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$$

Σεισμό κατά Χ

$$d_r \cdot v = 0.5 \cdot 2.4 = 1.2 \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 400 = 3 \text{ (ικανοποιείται)}$$

Σεισμό κατά Υ

$$d_r \cdot v = 0.5 \cdot 2.4 = 1.2 \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 400 = 3 \text{ (ικανοποιείται)}$$

6 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ - ΚΟΣΤΟΣ

6.1 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΣΚΕΥΗ

Για τη σύμμικτη κατασκευή η προμέτρηση του δομικού χάλυβα καθώς και του σκυροδέματος γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα:

- Διατομές

ΤΥΠΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΒΑΡΟΣ ΡΑΒΔΟΥ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
CHS 76.1X3.2	10	59,74	5,76	343,81	344
CHS 76.1X4	10	59,74	7,11	425,05	425
CHS 76.1X5	10	59,74	8,77	523,94	524
HEA 240	15	67,50	60,32	4071,32	4071
HEA 280	27	121,50	76,35	9276,84	9277
HEB 280	39	156,00	103,12	16086,88	16087
HEB 300	18	72,00	117,03	8425,87	8426
IPE 140	3	8,01	12,89	103,28	103
IPE 180	111	444,00	18,80	8346,58	8347
IPE 240	3	18,06	30,71	554,55	555
ΣΥΝΟΛΙΚΟ					48158

- Σύμμικτη πλάκα (σκυρόδεμα):

ΤΥΠΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΠΑΧΟΣ (cm)	ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΕΜΒΑΔΟ (m ²)	ΟΓΚΟΣ (m ³)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
C20/25						
TH18	36	14,1	353,12	621,00	87,67	219286
ΣΥΝΟΛΙΚΟ				621,00	87,67	219286

ΡΑΒΔΟΙ \ PANELS \ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ \

- Χαλυβδόφυλλο

	Αριθμός	Πάχος(mm)	Εμβαδό(m ²)	Kg/m ²	Βάρος (kg)
SymDeck73	3	0.8	621	10.47	6501.9

Τιμή δομικού χάλυβα:

Περιλαμβάνεται η αγορά του χάλυβα, η διαμόρφωση, μεταφορά και ανύψωση. Η σημερινή τιμή κυμαίνεται από 1.4 €/kg μέχρι 1.9 €/kg

ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για την κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα η προμέτρηση του σκυροδέματος φαίνεται στον πίνακα που προκύπτει από το Robot Structural. Για τον παρεχόμενο οπλισμό θα γίνει μια λογική προσέγγιση λαμβάνοντας υπ' όψη την όπλιση κάποιων τυπικών διατομών που αναλύθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

- Δοκοί- Υποστυλώματα (σκυρόδεμα)

ΤΥΠΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΒΑΡΟΣ ΡΑΒΔΟΥ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)	ΟΓΚΟΣ (m3)
C20/25						
B R35x45	21	4,00	393,96	1575,86	33093	13,23
B R35x45	15	4,50	393,96	1772,84	26593	10,63
B R35x55	24	4,00	481,51	1926,05	46225	18,48
B R35x55	27	4,50	481,51	2166,81	58504	23,39
B R35x55	3	6,02	481,51	2898,71	8696	3,48
C 45x45	57	4,00	506,53	2026,10	115488	46,17
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΑΝΑ Δ						
B R35x45	36	151,50	393,96	59685,67	59686	23,86
B R35x55	54	235,56	481,51	113425,10	113425	45,35
C 45x45	57	228,00	506,53	115487,97	115488	46,17
ΣΥΝΟΛΙΚΟ					288599	115,38

- Πλάκα (σκυρόδεμα)

ΤΥΠΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΠΑΧΟΣ (cm)	ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΕΜΒΑΔΟ (m2)	ΟΓΚΟΣ (m3)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
C20/25						
ΤΗ 20	36	20,0	500,27	621,00	124,20	310669
ΣΥΝΟΛΙΚΟ				621,00	124,20	310669

- Οπλισμός Δοκών

Το βάρος των οπλισμών των μελών καθώς και τα τ.μ. των ξυλότυπος τους εμφανίζονται στα σχέδια. Άρα για την τυπική δοκό που οπλίστηκε στην προηγούμενη παράγραφο 5.3.3.2 :

Βάρος οπλισμού δοκού: 66.8 kg

Τ.μ. Ξυλότυπου : 6.52 m²

Επειδή η δοκοί διαφοροποιούνται σε μικρό βαθμό θα θεωρήσουμε μέση τιμή βάρους οπλισμού για κάθε μία δοκό τα 65 kg.

Έτσι προκύπτει **ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ = 65*90=5850kg**

ΣΥΝΟΛΙΚΑ Τ.Μ. ΞΥΛΟΤΥΠΟΥ ΔΟΚΩΝ =6*90=540 m²

- Οπλισμός Υποστυλωμάτων

Επίσης για το τυπικό υποστυλωμα που εξετάστηκε πιο πάνω, προκύπτει :

Βάρος οπλισμού υποστυλώματος: 140 kg

Τ.μ. Ξυλότυπου : 6.66 m²

Με το ίδιο σκεπτικό, λαμβάνοντας υπ' όψη ότι το υποστύλωμα που υπολογίσαμε είναι του ισογείου, θα προκύψει μια μέση τιμή οπλισμού ανά υποστύλωμα: 120 kg

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ = 130*57=7410kg

ΣΥΝΟΛΙΚΑ Τ.Μ.ΞΥΛΟΤΥΠΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ =6.66*57 379 m²

- Οπλισμός πλακών

Ο οπλισμός των πλακών προέκυψε **2590*3=7770 kg**

Συνολικά τ.μ. ξυλοτύπου πλακών **207*3=621 m²**

Τιμή σκυροδέματος :

Περιλαμβάνεται η αγορά του υλικού, η μεταφορά, η άντληση και τα υπερρευστοποιητικά. Στην τρέχουσα περίοδο η τιμή κυμαίνεται από 75 μέχρι 90€/m³.

Τιμή χάλυβα οπλισμού B500C :

Περιλαμβάνεται η αγορά του χάλυβα, η κοπή, η διαμόρφωση, μεταφορά και ανύψωση. Η σημερινή τιμή κυμαίνεται από 0.6 €/kg μέχρι 0.9 €/kg.

Τιμή καλουπώματος

Περιλαμβάνει τη χρήση της κατάλληλης ξυλείας και καλουπιών, των κατάλληλων μεταλλικών στοιχείων στήριξης, τις μεταφορές, την εργασία καλουπώματος και ξεκαλουπώματος, τη χρήση κάθε απαραίτητου μηχανήματος ή εργαλείου, τη διάστρωση, συμπύκνωση και τη συντήρηση του σκυροδέματος.

Η τιμή κανονικά πρέπει να δίνεται σε €/m², αλλά στην αγορά η τιμή συνηθίζεται να δίνεται ανά m³ σκυροδέματος. Εννοείτε ότι στην προσφερόμενη τιμή ανά m³ έχει ληφθεί υπ' όψη η αναλογία των m² του καλουπώματος. Σήμερα, η τιμή κυμαίνεται από 55 €/m³ μέχρι 75 €/m³.

	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		ΟΠΛΙΣΜΟΣ(kg)	ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ(m ²)
	Όγκος(m ³)	Βάρος(Kg)		
ΔΟΚΟΙ	69,21	173111	5850	540
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	46,17	115488	7410	379
ΠΛΑΚΕΣ	124,2	310669	7770	621
ΣΥΝΟΛΙΚΑ	239,58	599268	21030	1540

6.2 ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Με την εργασία της προμέτρησης υπολογίζονται, πριν από την κατασκευή, οι ποσότητες υλικών και εργασιών που θα απαιτηθούν για την ανέγερση του κτιρίου. Βάσει αυτής προκύπτει η κοστολόγηση, λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές που προσφέρονται στην αγορά.

- ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

	ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ(€)	ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΒΑΡΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ (10%)	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ(€)
ΚΟΣΤΟΣ	77050	7705	7452
€/μονάδα	1. 60 €/kg	1. 60 €/kg	85 €/m ³
ΣΥΝΟΛΟ	92207€		

- ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ(€)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ (€)	ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ (€)
ΚΟΣΤΟΣ	20364,4	14721	15572,7
€/μονάδα	85 €/m ³	0,7€/kg	65 €/m ³
ΣΥΝΟΛΟ			50658 €

Παρατηρείται ότι το κόστος κατασκευής μίας σύμμικτης κατασκευής έναντι του κόστους μιας αντίστοιχης από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι το διπλάσιο όσον αφορά τις πρώτες ύλες.

Στην τελική τιμή των κατασκευών δεν υπολογίσαμε το κόστος των εργατικών. Εάν λάβουμε υπ' όψη μας ότι ένα μέσο κόστος κυμαίνεται στα 60€ / μεροκάματο καθώς και το ότι ο χρόνος ολοκλήρωσης των δύο έργων διαφέρει κατά πολύ, καταλήγουμε ότι η διαφορά κόστους μεταξύ των δυο κατασκευών μειώνεται σε κάποιο ποσοστό αλλά εξακολουθεί να παραμένει μεγάλη.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Ιδιοπερίοδος-Δυσκαμψία

Οι ιδιοπερίοδοι όπως υπολογίστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια προέκυψαν:

Για τη σύμμικτη κατασκευή $T_1=1,41\text{sec}$ και $T_2=0,98\text{sec}$ ενώ για την κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα $T_1=0,82$ και $T_2=0,81$ sec. Λογικό εάν αναλογιστεί κανείς ότι η κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι πιο δύσκαμπτη από τη σύμμικτη. Έτσι οι κατασκευές από Ο.Σ. καταλήγουν να ταλαντώνονται με μεγαλύτερη συχνότητα άρα με μικρότερη ιδιοπερίοδο.

- Μετακινήσεις οροφής

Έτσι οδηγούμαστε στο δεύτερο κατά σειρά συμπέρασμα, όπου οι μετακινήσεις οροφής της σύμμικτης προέκυψαν μεγαλύτερες από αυτές της αντίστοιχης από Ο.Σ.

$$\Delta_{\text{top,συμμ.}} = 9.5\text{cm} > \Delta_{\text{top,Ο.Σ.}} = 6\text{cm}$$

- Βάρος Κατασκευής

Το Βάρος των κατασκευών υπολογίστηκε από το πρόγραμμα παίρνοντας τις αντιδράσεις στήριξης από τα ίδια βάρη για κάθε κατασκευή. Έτσι προέκυψε:

$$F_{z,\text{σύμμικτη}} = 8325 \text{ kN} < F_{z,\text{Ο.Σ.}} = 11754 \text{ kN}$$

Όπως ήταν αναμενόμενο η σύμμικτη κατασκευή βρέθηκε να είναι πιο ελαφριά από την αντίστοιχη από Ο.Σ. Έτσι κατά τη διάρκεια ενός ενδεχόμενου σεισμού συμπεριφέρεται καλύτερα, διότι όσο πιο ελαφριά είναι μια κατασκευή τόσο λιγότερο καταπονείται κατά τη διάρκεια του σεισμού, και τόσο λιγότερες μόνιμες παραμορφώσεις δέχεται.

- Ποιότητα υλικών και κατασκευών

Η ανθεκτικότητα μιας κατασκευής στο χρόνο και στις κλιματολογικές συνθήκες επηρεάζεται από πολλούς παράγοντες και κυρίως από:

- Οπλισμένο σκυρόδεμα :

Την ποιότητα των υλικών τα οποία ενσωματώνονται στο έργο .

Την ποιότητα εκτέλεσης των εργασιών (π.χ. δόνηση- συντήρηση σκυροδέματος)

Την τήρηση μέτρων προστασίας των «ευαίσθητων» υλικών ή περιοχών (π.χ. εφαρμογή αποστατών οπλισμού σκυροδέματος.)

Την λήψη πρόσθετων και εξωτερικών μέτρων προστασίας (π.χ. στραγκιστήριои αγωγοί, κατάλληλες κλίσεις των επιφανειών των δωματίων για την απορροή των όμβριων).

- Σύμμικτη:

Η ποιότητα των υλικών είναι σε πολύ μεγαλύτερο βαθμό «εξασφαλισμένη» καθώς

στη πλειοψηφία τους πρόκειται για υλικά παραγόμενα εργοστασιακά με τους κατάλληλους ελέγχους και τεχνικά χαρακτηριστικά .Η ποιότητα εκτέλεσης των εργασιών περιορίζεται μόνο στην πιστή εφαρμογή των κανονισμών και δεν εξαρτάται από την λήψη ιδιαίτερων μέτρων.

- ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗ

Ο δείκτης πυραντίστασης του σκυροδέματος είναι περίπου 60min με 90min ενώ αντίθετα είναι μηδενικός για τα μεταλλικά στοιχεία.

Ως εκ τούτου, η χρήση του χάλυβα προϋποθέτει την λήψη ιδιαίτερων μέτρων πυροπροστασίας όπως:

- αντιπυρική βαφή.
- εγκιβωτισμός σε σκυρόδεμα
- προστασία με ορυκτοβάμβακα ή άλλο αντιπυρικό υλικό

Σημειώνεται ότι η αντιπυρική προστασία μιας μεταλλικής κατασκευής φθάνει σε κόστος το 25- 30% του κόστους του φέροντος οργανισμού , και για τον λόγο αυτό στις περισσότερες μμεταλλικές κατασκευές δεν εφαρμόζεται σήμερα.

- ΚΟΣΤΟΣ

Το κόστος της σύμμικτης κατασκευής προέκυψε αρκετά μεγαλύτερα από αυτό της αντίστοιχης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως υπολογίστηκε πιο πάνω Κόστος Σύμμικτης = 90.000€ > Κόστος Ο.Σ. = 50.000€

Όμως στην τελική τιμή των κατασκευών δεν υπολογίσαμε το κόστος των εργατικών που αποτελεί σημαντικό παράγοντα διαμόρφωσης της. Εάν λάβουμε υπ' όψη μας ότι ένα μέσο κόστος κυμαίνεται στα 60 €/ημέρα εργασίας καθώς και το ότι ο χρόνος ολοκλήρωσης των δύο έργων διαφέρει κατά πολύ, καταλήγουμε ότι η διαφορά κόστους μεταξύ των δυο κατασκευών μειώνεται σε μεγάλο ποσοστό.

Μια δώροφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα χρειάζεται περίπου έξι με εννιά εβδομάδες για να ολοκληρωθεί, όταν η αντίστοιχη σύμμικτη χρειάζεται μία με τρεις. Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν ότι το κόστος των εργατικών αυξάνεται ραγδαία για την κατασκευή από σκυρόδεμα.

Ένας επιπλέον παράγοντας που πρέπει να ληφθεί υπ' όψη είναι ότι , η σύμμικτη κατασκευή απαιτεί χαμηλότερο κόστος θεμελίωσης λόγω των μικρότερων φορτίων που την επιβαρύνουν.


Τέλος υπάρχει επιπλέον μείωση της διαφοράς, σε σημαντικό βαθμό όσο μεγαλώνει η κάτοψη και ο όγκος του υπό μελέτη κτιρίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο δομικός χάλυβας είναι ιδανικός για τη γεφύρωση μεγάλων ανοιγμάτων σε σχέση με το Ο/Σ που απαιτεί μεγαλύτερες διατομές δοκών και οπλισμών μέσα σε αυτές.


Λαμβάνοντας υπ' όψη όλα τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η διαφορά κόστους μεταξύ των κατασκευών είναι της τάξης του 40% με 60%.


Παράρτημα Α


Αποτελέσματα Διαστασιολόγησης σύμμικτων δοκών με χρήση του προγράμματος ABC 3.42

Μεσαία Δοκός IPE 180

 ArcelorMittal ArcelorMittal Beams Calculator v3.42	...	
	Project name :	
	Project reference :	
	Beam reference :	
Preliminary Design Note		
DATA		
General parameters		
COMPOSITE BEAM		
Main span	L = 4.000 m	
Intermediate beam		
Width on the left	L ₁ = 1.500 m	Max. participating width L ₁ = 0.750 m
Width on the right	L ₂ = 1.500 m	Max. participating width L ₂ = 0.750 m
Slab		
Slab with profiled sheeting	Total thickness = 18.00 cm	
Profiled steel sheeting "", perpendicular to the beam (h = 70.0 mm ; e = 188.0 mm ; b ₁ = 50.0 mm ; b ₂ = 126.0 mm ; t = 8.0 mm ; f _y = 320 N/mm ² ; M = 0.00 kg/m ²)		
Section		
IPE 180 - S355 JR/J0/J2/K2		
h _t = 180.0 mm	A = 23.95 cm ²	
b _f = 91.0 mm	A _w = 11.25 cm ²	
t _w = 5.3 mm	I _y = 1316.96 cm ⁴	
t _f = 8.0 mm	I _z = 100.85 cm ⁴	
r = 9.0 mm	I _t = 4.79 cm ⁶	
	I _w = 7431.22 cm ⁶	
	W _{el.y} = 146.33 cm ³	
	W _{pl.y} = 166.42 cm ³	
Materials		
Steel	E = 210000 N/mm ²	
	ρ = 7850 kg/m ³	
Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f _y with thickness according to EC3		
Databases 2016_02	Flanges	f _{yf} = 355 N/mm ²
	Web	f _{yw} = 355 N/mm ²
	Section	f _y = 355 N/mm ²
		ε = 0.814
Concrete slab C20/25		
	f _{ck} = 20 N/mm ²	
	E _{cm} = 29962 N/mm ²	
Modular ratio for LONG TERM	C _{eq} = 21.72	
Modular ratio for SHORT TERM	C _{eq} = 7.01	
<i>Software use conditions apply</i>		
Date : 04/07/2020	User's name : ...	Page 1 / 11

 ArcelorMittal Beams Calculator v3.42	...		
	Project name :		
	Project reference :		
	Beam reference :		
Shrinkage (R) - Long term	$\epsilon = 300.10^{-6}$		
Density of the concrete (slab)	$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$		
Reinforcement steel	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$		
Connection	Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125		
	$\phi = 19.0 \text{ mm}$ $h = 125.0 \text{ mm}$ $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$		
Main span	$L = 4.000 \text{ m}$ $e = 0.188 \text{ m}$ $n = 1 \text{ row(s)}$		
Total number of connectors : 21			
<u>Lateral restraint of the beam</u> - The beam is laterally restrained at supports			
<u>Propping in the construction stage</u>	No propping		
<u>Loads</u>			
Loads at construction stage			
Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.18 kN/m	
	Dead weight of the slab (3.57 kN/m ²)		5.36 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 0.75 kN/m ²	1.13 kN/m	
Loads at final stage			
Permanent loads	Dead weight of the profile	0.18 kN/m	
	Dead weight of the slab (3.57 kN/m ²)		5.36 kN/m
Span	Surface load = 5.00 kN/m ²		
Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)			
Span	Surface load = 5.00 kN/m ²		
<u>Partial Factors</u>			
Permanent loads	$\gamma_{G.sup} = 1.35$	Structural steel	$\gamma_{M0} = 1.00$
	$\gamma_{G.inf} = 1.00$	Structural steel (instabilities)	$\gamma_{M1} = 1.00$
Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Concrete	$\gamma_C = 1.50$
		Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
		Connectors	$\gamma_v = 1.25$
		Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{ap} = 1.10$
<i>Software use conditions apply</i>			
Date : 04/07/2020	User's name : ...		Page 2 / 11

 ArcelorMittal <i>ArcelorMittal Beams Calculator v3.42</i>	...
	Project name :
	Project reference :
	Beam reference :
Combinations of actions	
ULS combination (construction stage)	1.35 G + 1.50 Q ₀
ULS combination(s)	1.35 G + 1.50 Q ₁
SLS combination(s)	G + R + Q ₁

 ArcelorMittal <i>ArcelorMittal Beams Calculator v3.42</i>	...		
	Project name :		
	Project reference :		
	Beam reference :		
CONSTRUCTION stage			
Moment resistance	Section Class 1	M _{Rd} =	59.08 kN.m
Plastic shear force resistance	V _{pl,Rd} =	230.81 kN (η ₁ = 1.20)	
No risk of shear buckling (h _w / t _w < 72 ε / η EN 1993-1-1 § 6.2.6(6)			
ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q ₀			
Support reactions		R _{V,1} =	18.33 kN
		R _{V,2} =	18.33 kN
Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling			
μ _{LT} = 1.26 (LTBeam calc. module)			
M _{Ed,max} (+) =	18.33 kN.m	Γ _M =	0.310 (x = 2.000 m)
V _{Ed,max} =	-18.33 kN	Γ _V =	0.079 (x = 0.000 m)
		Γ _{MV} =	0.310 (x = 2.000 m)
		Γ _{LT} =	0.802
Maximum criterion for bending resistance		IM _{max} =	0.310
Maximum criterion for shear force resistance		IV _{max} =	0.079
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction		IMV _{max} =	0.310
Maximum criterion for lateral torsional buckling		ILT _{max} =	0.802



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	6.7 mm (L / 599)
Case 'Construction load' (Q _c)	Span	$v_{max} =$	1.4 mm (L / 2947)
	Total deflection	$v_{max} =$	8.0 mm (L / 498)

Software use conditions apply

Date : 04/07/2020

User's name : ...

Page 5 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	0.750 m
L / 4 (= 1.000 m)	1.000 m
3 L / 4 (= 3.000 m)	1.000 m
on right support	0.750 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	9343 cm ⁴
Short-term	12397 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 44.83 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.400

$F_{Steel} = 850.13 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 1246.67 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.580 > 0.400

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 230.61 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 57.70 \text{ kN}$

$R_{V2} = 57.70 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_t > 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_t + A_b > 2.08 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 57.71 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.415 \quad (x = 1.400 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = -57.71 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.250 \quad (x = 0.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.415 \quad (x = 1.400 \text{ m})$

$\Gamma_{Vh} = 0.342$

Software use conditions apply

Date : 04/07/2020

User's name : ...

Page 6 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min} = 0.07\%$
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_t > 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_t + A_b > 2.08 \text{ cm}^2/\text{m}$

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	153.56 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.415
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.250
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.415
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.342

Software use conditions apply

Date : 04/07/2020

User's name : ...

Page 7 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} = 6.7 \text{ mm (L / 599)}$
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} = 1.3 \text{ mm (L / 3128)}$
Case 'Q ₁ '	$v_{max} = 1.0 \text{ mm (L / 4156)}$
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} = 2.3 \text{ mm (L / 1742)}$

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} = 11.2 \text{ mm (L / 357)}$
---	---------------------------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ :13.73 Hz
G + 0.10 Q ₁ :13.35 Hz
G + 0.20 Q ₁ :13.00 Hz
G + 0.30 Q ₁ :12.68 Hz
G + 0.40 Q ₁ :12.38 Hz
G + 0.50 Q ₁ :12.10 Hz
G + 0.60 Q ₁ :11.84 Hz
G + 0.70 Q ₁ :11.59 Hz
G + 0.80 Q ₁ :11.36 Hz
G + 0.90 Q ₁ :11.14 Hz
G + 1.00 Q ₁ :10.94 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage


Software use conditions apply


Date : 04/07/2020

User's name : ...

Page 8 / 11

Ακραία Δοκός IPE 180

 ArcelorMittal ArcelorMittal Beams Calculator v3.42	...	
	Project name :	
	Project reference :	
Beam reference :		
Preliminary Design Note		
DATA		
General parameters	COMPOSITE BEAM	
Main span	L = 4.000 m	
Edge beam		
Width on the left	L ₁ = 0.046 m	Max. participating width L ₁ = 0.046 m
Width on the right	L ₂ = 1.500 m	Max. participating width L ₂ = 0.750 m
Slab		
Slab with profiled sheeting	Total thickness = 18.00 cm	
Profiled steel sheeting "" , perpendicular to the beam	(h = 73.0 mm ; e = 188.0 mm ; b ₁ = 50.0 mm ; b ₂ = 126.0 mm ; t = 0.8 mm ; f _y = 320 N/mm ² ; M = 0.00 kg/m ²)	
Section	IPE 180 - S355 JR/J0/J2/K2	
	h _t = 180.0 mm	A = 23.95 cm ²
	b _f = 91.0 mm	A _v = 11.25 cm ²
	t _w = 5.3 mm	I _y = 1316.96 cm ⁴
	t _f = 8.0 mm	I _z = 100.85 cm ⁴
	r = 9.0 mm	I _t = 4.79 cm ⁴
		I _w = 7431.22 cm ⁶
		W _{el,y} = 146.33 cm ³
		W _{pl,y} = 166.42 cm ³
Materials		
Steel	E = 210000 N/mm ²	
	ρ = 7850 kg/m ³	
Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f _y with thickness according to EC3		
Databases 2016_02	Flanges	f _{yf} = 355 N/mm ²
	Web	f _{yw} = 355 N/mm ²
	Section	f _y = 355 N/mm ²
		ε = 0.814
Concrete slab C20/25		
	f _{ck} = 20 N/mm ²	
	E _{cm} = 29962 N/mm ²	
Modular ratio for LONG TERM	C _{eq} = 21.72	
Modular ratio for SHORT TERM	C _{eq} = 7.01	
<i>Software use conditions apply</i>		
Date : 06/07/2020	User's name : ...	Page 1 / 11

 ArcelorMittal ArcelorMittal Beams Calculator v3.42	...		
	Project name :		
	Project reference :		
	Beam reference :		
Shrinkage (R) - Long term	$\epsilon = 300.10^{-6}$		
Density of the concrete (slab)	$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$		
Reinforcement steel	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$		
Connection	Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125		
	$\phi = 19.0 \text{ mm}$		
	$h = 125.0 \text{ mm}$		
	$f_u = 350.0 \text{ N/mm}^2$		
	$f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$		
Main span	$L = 4.000 \text{ m}$ $e = 0.188 \text{ m}$ $n = 1 \text{ row(s)}$		
Total number of connectors : 21			
Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports			
Propping in the construction stage	No propping		
Loads			
Loads at construction stage			
Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.18 kN/m	
	Dead weight of the slab (3.53 kN/m ²)	2.81 kN/m	
Construction load (Q_c)	$Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$	0.60 kN/m	
Loads at final stage			
Permanent loads	Dead weight of the profile	0.18 kN/m	
	Dead weight of the slab (3.53 kN/m ²)	2.81 kN/m	
Span	Surface load = 5.00 kN/m ²		
Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)			
Span	Surface load = 5.00 kN/m ²		
Partial Factors			
Permanent loads	$\gamma_{G.sup} = 1.35$	Structural steel	$\gamma_{M0} = 1.00$
	$\gamma_{G.inf} = 1.00$	Structural steel (instabilities)	$\gamma_{M1} = 1.00$
Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Concrete	$\gamma_c = 1.50$
		Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
		Connectors	$\gamma_v = 1.25$
		Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{ap} = 1.10$
<i>Software use conditions apply</i>			
Date : 06/07/2020	User's name : ...		Page 2 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Combinations of actions

ULS combination (construction stage) $1.35 G + 1.50 Q_c$

ULS combination(s) $1.35 G + 1.50 Q_1$

SLS combination(s) $G + R + Q_1$

Software use conditions apply

Date : 06/07/2020

User's name : ...

Page 3 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	3.6 mm (L / 1109)
Case 'Construction load' (Q _c)	Span	$v_{max} =$	0.7 mm (L / 5554)
	Total deflection	$v_{max} =$	4.3 mm (L / 924)

Software use conditions apply

Date : 06/07/2020

User's name : ...

Page 5 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	0.421 m
L / 4 (= 1.000 m)	0.546 m
3 L / 4 (= 3.000 m)	0.546 m
on right support	0.421 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	7509 cm ⁴
Short-term	10829 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 38.97 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.400

$F_{Steel} = 850.13 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 661.51 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.648 > 0.400

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance

$V_{pl,Rd} = 230.61 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 30.75 \text{ kN}$

$R_{V2} = 30.75 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_t > 0.77 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_t + A_b > 2.05 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 30.75 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.240 \quad (x = 2.600 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = -30.75 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.133 \quad (x = 0.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.240 \quad (x = 2.600 \text{ m})$

$\Gamma_{Vh} = 0.280$

Software use conditions apply

Date : 06/07/2020

User's name : ...

Page 6 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min} = 0.07 \%$
 (EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_t > 0.77 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_t + A_b > 2.05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Note: this result is provided as an indication.
 Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
 Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.

Plastic moment in span $M_{pl,Rd} = 137.44 \text{ kN.m}$

Maximum criterion for bending resistance $\Gamma_{M,max} = 0.240$

Maximum criterion for shear force resistance $\Gamma_{V,max} = 0.133$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction $\Gamma_{MV,max} = 0.240$

Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab $\Gamma_{Vh,max} = 0.280$

Software use conditions apply

Date : 06/07/2020

User's name : ...

Page 7 / 11



ArcelorMittal Beams Calculator v3.42

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight' $v_{max} = 3.6 \text{ mm (L / 1109)}$

Case 'Other permanent loads' $v_{max} = 0.8 \text{ mm (L / 4736)}$

Case 'Q₁' $v_{max} = 0.6 \text{ mm (L / 6841)}$

Case 'Shrinkage (R) - Long term' $v_{max} = 2.3 \text{ mm (L / 1770)}$

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q₁' $v_{max} = 7.3 \text{ mm (L / 548)}$

Estimation of the first natural frequency G + 0.00 Q₁ :17.54 Hz

G + 0.10 Q₁ :17.06 Hz

G + 0.20 Q₁ :16.62 Hz

G + 0.30 Q₁ :16.21 Hz

G + 0.40 Q₁ :15.83 Hz

G + 0.50 Q₁ :15.48 Hz

G + 0.60 Q₁ :15.14 Hz

G + 0.70 Q₁ :14.83 Hz

G + 0.80 Q₁ :14.54 Hz

G + 0.90 Q₁ :14.26 Hz

G + 1.00 Q₁ :14.00 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Software use conditions apply

Date : 06/07/2020

User's name : ...

Page 8 / 11

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Τυπική όπλιση Υποστυλώματος (Τεύχος υπολογισμών)

1 ΣΤΑΘΜΗ:

• ΟΝΟΜΑ	: Column Chain 7-137	
• ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΑΦΟΡΑΣ	: 0,00 (m)	
• ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΡΠΥΣΜΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	: $j_p = 2,95$	
• Cement class	: N	
• ΤΑΞΗ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ	: X0	
• Structure class	:	S1

2 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ:Column7

ΑΡΙΘΜΟΣ: 1

2.1 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ:

• ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ (MPa)	: C20/25	$f_{ck} = 20,00$
ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	: 2501,36 (kG/m ³)	
ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΔΡΑΝΩΝ	: 20,0 (mm)	
• ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ: (MPa)	: B500C	$f_{yk} = 500,00$
Κατηγορία πλαστιμότητας	: C	
• ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ: (MPa)	: B500C	$f_{yk} = 500,00$

2.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ :

2.2.1 ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ	45,0 x 45,0 (cm)
2.2.2 ΥΨΟΣ: L	= 4,28 (m)
2.2.3 ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ	= 0,20 (m)
2.2.4 ΥΨΟΣ ΔΟΚΟΥ	= 0,55 (m)
2.2.5 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	= 4,0 (cm)

2.3 ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ:

• ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ	: EN 1992-1-1:2004 AC:2008
• ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΠΡΟΔΙΑΘΕΣΕΙΣ	: ΔΕΝ ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΤΙΠΟΤΑ
• ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	: no
• ΑΡΧΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	: no
• Η ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΥΠΟΨΗ	: ΝΑΙ
• ΘΛΙΨΗ	: ΜΕ ΚΑΜΨΗ
• ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ	: ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
• Κλάση αντοχής σε πυρκαγιά	: Δεν υπάρχουν απαιτήσεις

2.4 ΦΟΡΤΙΑ:

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	ΕΙΔΟΣ	ΓΚΡΟΥΠgf	N	My(s)	My(i)
Mz(s)	Mz(i)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
(kN*m)					
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 4*0.75 2,39 0,89	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -0,37 0,03		7	1,00	1474,72-
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 0,35 0,02	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1463,92	-2,41	0,90 -
ULS/3=1*1.35 + 2*1.35 + 4*0.75 0,52 0,14	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1176,89	-1,81	0,67 -
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 0,50 0,13	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1166,09	-1,83	0,67 -
ULS/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.05 + 4*0.75 1,92 0,71	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -0,24 -0,00		7	1,00	1172,40-
ULS/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.05 0,22 -0,01	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1161,60	-1,93	0,72 -
ULS/7=1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.75 0,39 0,10	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	874,57	-1,34	0,49 -
ULS/8=1*1.00 + 2*1.00 0,37 0,09	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	863,77	-1,35	0,50 -
ULS/9=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 2,64 0,98	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -0,30 -0,01		7	1,00	1602,36-
ULS/10=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 0,28 -0,02	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1591,56	-2,66	0,99 -
ULS/11=1*1.35 + 2*1.35 0,50 0,13	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1166,09	-1,83	0,67 -
ULS/12=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 + 4*0.75 2,17 0,81	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -0,17 -0,05		7	1,00	1300,04-
ULS/13=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 0,15 -0,06	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1289,24	-2,18	0,82 -
ULS/14=1*1.00 + 2*1.00 0,37 0,09	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	863,77	-1,35	0,50 -
ULS/15=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 4*1.50 2,38 0,88	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -0,38 0,04		7	1,00	1485,52-
ULS/16=1*1.35 + 2*1.35 + 4*1.50 0,54 0,15	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	1187,69	-1,80	0,66 -
ULS/17=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.05 + 4*1.50 1,91 0,71	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -0,25 0,01		7	1,00	1183,21-
ULS/18=1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50 0,41 0,11	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ7	1,00	885,38	-1,33	0,48 -
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50 1154,62	Design SLS(CHR) -1,90 0,71		7	1,00	1154,62-
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 0,71	Design SLS(CHR) -0,23 -0,01		7	1,00	1147,42-1,91
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 0,50	Design SLS(CHR) -0,37 0,09		7	1,00	863,77 -1,35
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00 1076,73	Design SLS(CHR) -1,72 0,64		7	1,00	1076,73-0,29 0,04
SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 0,49	Design SLS(CHR) -0,39 0,11		7	1,00	878,17 -1,34
SLS:FRE/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.50 0,60	Design SLS(FRE) -0,30 0,04		7	1,00	1005,59-1,63
SLS:FRE/7=1*1.00 + 2*1.00 0,50	Design SLS(FRE) -0,37 0,09		7	1,00	863,77 -1,35
SLS:FRE/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.30 + 4*0.20	Design SLS(FRE)	7	1,00	951,74	-

1,52	0,56	-0,33	0,07				
SLS:FRE/9=1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.20		Design SLS(FRE)	7	1,00	866,65	-1,35	
	0,50	-0,37	0,10				

ξf - ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ

2.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ :

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ $Rd/Ed = 1,94 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ: $ULS/9=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75$ (B)

Combination type: ULS

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ:

$Nsd = 1602,36$ (kN) $Msd_y = 0,98$ (kN*m) $Msd_z = -0,01$ (kN*m)

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ:

ΚΑΤΩ ΚΟΜΒΟΣ

$N = 1602,36$ (kN) $N^*etot_z = 32,05$ (kN*m) $N^*etot_y = -32,05$ (kN*m)

ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ:

		e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
Αρχικός	e_0 :	0,1 (cm)	-0,0 (cm)
Imperfection	e_i :	1,0 (cm)	1,0 (cm)
I ΤΑΞΗ ($e_0 + e_i$)	e_{0Ed} :	1,1 (cm)	1,0 (cm)
ΕΛΑΧΙΣΤΟ	e_{Edmin} :	2,0 (cm)	2,0 (cm)
ΟΛΙΚΟ	e_{Ed} :	2,0 (cm)	-2,0 (cm)

2.5.1.1. ΛΕΠΤΟΜΕΡΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ:

2.5.1.1.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑΣ

ΑΜΕΤΑΘΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

L (m)	Lo (m)	l	l _{lim}	
4,00	4,00	30,79	14,70	ΛΥΓΗΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

2.5.1.1.2 Ανάλυση έναντι λυγισμού

$M_A = -2,64$ (kN*m) $M_B = 0,98$ (kN*m)

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: Διατομή στα άκρα του υποστυλώματος (ΚΑΤΩ ΚΟΜΒΟΣ), Η ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΔΕΝ ΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΥΠΟΨΗ

$M_0 = 0,98$ (kN*m)

$e_a = q_1 * l_0 / 2 = 1,0$ (cm)

$q_1 = q_0 * a_h * a_m = 0,01$

$q_0 = 0,01$

$a_h = 1,00$

$a_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$

$m = 1,00$

$$M_a = N \cdot e_a = 16,02 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{Edmin} = 32,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{0Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_a) = 32,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

2.5.1.2. ΛΕΠΤΟΜΕΡΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ζ:

$$M_A = -0,30 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_B = -0,01 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: Διατομή στα άκρα του υποστυλώματος (ΚΑΤΩ ΚΟΜΒΟΣ), Η ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΔΕΝ ΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΥΠΟΨΗ

$$M_0 = -0,01 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_a = q_1 \cdot l_0 / 2 = 1,0 \text{ (cm)}$$

$$q_1 = q_0 \cdot a_h \cdot a_m = 0,01$$

$$q_0 = 0,01$$

$$a_h = 1,00$$

$$a_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$$

$$m = 1,00$$

$$M_a = N \cdot e_a = 16,02 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{Edmin} = 32,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{0Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_a) = -32,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

2.5.2 ΟΠΛΙΣΜΟΣ:

ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟ (ΠΑΡΕΧΟΜΕΝΟ) ΕΜΒΑΔΟ $A_{sr} = 20,36 \text{ (cm}^2\text{)}$
 ΛΟΓΟΣ: $r = 1,01 \%$

2.6 ΟΠΛΙΣΜΟΣ:

ΚΥΡΙΕΣ ΡΑΒΔΟΙ (B500C):

- 8 f18l = 4,24 (m)

ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ: (B500C):

ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: 34 f8	l = 1,58 (m)
34 f8	l = 1,21 (m)

3 ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ:

- ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ = 0,75 (m³)
- ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ = 6,71 (m²)
- ΧΑΛΥΒΑΣ B500C
 - ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ = 105,06 (kG)
 - ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ = 139,28 (kG/m³)
 - ΜΕΣΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ = 10,6 (mm)
 - ΕΚΘΕΣΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ:

ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΒΑΡΟΣ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ (kG)	ΑΡΙΘΜΟΣ (No.)	ΟΛΙΚΟ (kG)
8	1,21	0,48	34	16,20
8	1,58	0,62	34	21,16
18	4,24	8,46	8	67,70

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι. (2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι. (2003) «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Ερμόπουλος Ι. (2005) «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι. Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
6. CEN(2002), EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
7. CEN(2002), EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1 :Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
8. CEN(2005), EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4 :Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου
9. CEN(2003), EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-5:Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις
10. CEN(2005), EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1 :Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
11. CEN(2005), EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8 :Σχεδιασμός κόμβων
12. CEN(2005), EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1 :Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
13. CEN(2004), EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντσεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1 :Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
14. Ερμόπουλος Ι. (2008) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η πλήρως αναθεωρημένη έκδοση σύμφωνα με τα τελικά κείμενα του Ευρωκώδικα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
15. Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ., (2005). «Οπλισμένο σκυρόδεμα, Με βάση τον νέο ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος». Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα 7
16. Τάσιος Θ.Π., (1999). «Κατασκευές και θεμελιώσεις από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 8
17. Eurocode 0: Basis of structural design
18. Eurocode 1: Actions on structures

19. Eurocode 2: Design of concrete structures
20. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance
21. Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
22. Chouga A., (2007). «Δυναμική των κατασκευών, Τρίτη έκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
23. Μανόλης Παπαδρακάκης, (2013). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση ραβδωτών φορέων». Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
24. Ιγνατάκης Χρήστος, (). «Διαμόρφωση και Λεπτομέρειες Όπλισης Δομικών Στοιχείων από Σκυρόδεμα». 2η Έκδοση