

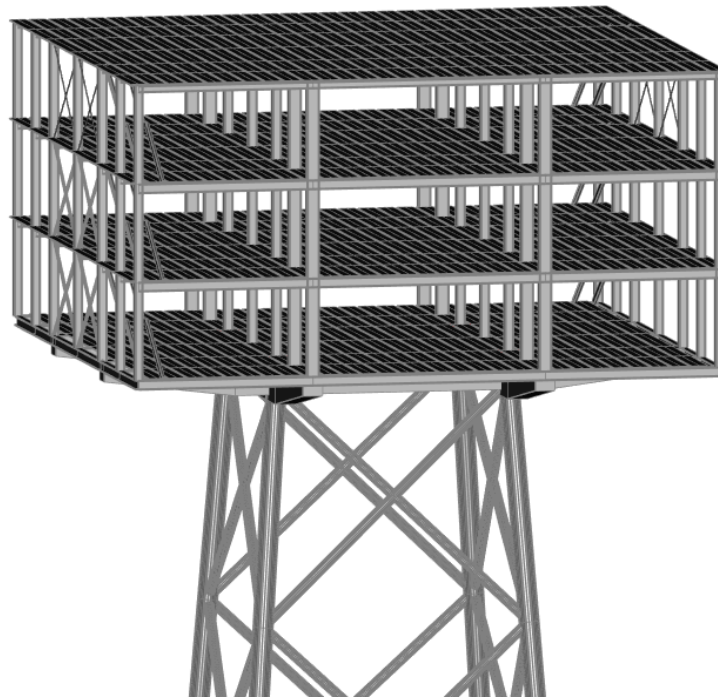


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και σεισμική αποτίμηση μεταλλικού
φορέα υποσταθμού ηλεκτρισμού για πάρκο
θαλάσσιων ανεμογεννητριών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης-Χριστόφορος Κούνε

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/24

Κούνε Ι. Χ. (2018).
Σχεδιασμός και σεισμική αποτίμηση μεταλλικού φορέα υποσταθμού ηλεκτρισμού για
πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/24
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Koene J. C. (2018).
Design and seismic assessment of steel structure of offshore windfarm electrical substation
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/24
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Περιγραφή φορέα	7
1.3 Υλικά	10
2 Δράσεις σχεδιασμού	11
2.1 Γενικά	11
2.2 Μόνιμες δράσεις	11
2.3 Μεταβλητές δράσεις	11
2.3.1 Κινητό φορτίο ορόφων, οροφής και κλιμάκων	12
2.3.2 Φορτίο ανέμου	12
2.3.3 Φορτίο κυμάτων	20
2.3.4 Φορτίο χιονιού	28
2.3.5 Σεισμικό φορτίο	29
3 Συνδυασμοί δράσεων	35
3.1 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	36
3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	37
4 Αποτελέσματα ανάλυσης	38
4.1 Φαινόμενα Ρ-Δ	39
5 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	41
5.1 Υποστυλώματα πλαισίου	41
5.1.1 Υποστυλώματα HEM 400	41
5.1.2 Υποστυλώματα HEM 360	46
5.1.3 Υποστυλώματα HEM 600	49
5.2 Δοκοί πλαισίου	51
5.2.1 Δοκοί HEM 450	51
5.2.2 Δοκοί HEM 360	53
5.3 Διαδοκίδες	54
5.4 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας πλαισίου	56
5.5 Κλίμακες	57
5.6 Υποστυλώματα jacket	59
5.7 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας jacket	60
5.8 Κύριες δοκοί ορθογωνικής διατομής 2150x1000	61
5.9 Κύριες δοκοί ορθογωνικής διατομής 1850x1000	67
6 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	70
7 Συνδέσεις	72
7.1 Συνδέσεις διαγωνίων	73
7.2 Συνδέσεις ροπής δοκών – υποστυλωμάτων	75
7.3 Συνδέσεις κλιμάκων – δοκών	76
7.4 Συνδέσεις jacket – κύριων δοκών	77
7.5 Συνδέσεις jacket	79

8	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)	84
8.1	Γενικά	84
8.1.1	Περιγραφή μεθόδου	84
8.1.2	Προϋποθέσεις εφαρμογής	84
8.2	Κατανομή πλάγιων φορτίων.....	86
8.2.1	Γενικά.....	86
8.2.2	Ιδιομορφική κατανομή	86
8.2.3	Ομοιόμορφη κατανομή	87
8.3	Πλαστικές αρθρώσεις.....	88
8.3.1	Γενικά.....	88
8.3.2	Δοκοί.....	89
8.3.3	Υποστυλώματα πλαισίου	90
8.3.4	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας πλαισίου	91
8.3.5	Υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας jacket.....	92
8.4	Καμπύλες ικανότητας.....	94
8.5	Στοχευόμενη μετακίνηση κατά FEMA-356 και FEMA-440.....	97
8.6	Συμπεράσματα.....	99
9	Μεταφορά και ανέγερση.....	101
9.1	Στατική επίλυση κατασκευής κατά την μεταφορά.....	103
10	Βιβλιογραφία	106

Σχεδιασμός και σεισμική αποτίμηση μεταλλικού φορέα υποσταθμού ηλεκτρισμού για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών

Κούνε Ι. Χ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Παρουσιάζεται η διαδικασία μελέτης και σχεδιασμού μεταλλικού φορέα υποσταθμού για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών στην Αλεξανδρούπολη. Η κατασκευή θα στεγάζει ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό μετασχηματισμού ηλεκτρικής ενέργειας με σκοπό την μεταφορά και παροχή της στο υφιστάμενο ηλεκτρικό δίκτυο.

Ο υποσταθμός αποτελείται από δύο διακριτά τμήματα. Το κατώτερο τμήμα είναι κατασκευή τύπου “jacket” που βρίσκεται μερικώς βυθισμένη και αποτελείται από τέσσερα κυλινδρικά υποστυλώματα συνδεδεμένα με συνδέσμους δυσκαμψίας. Το ανώτερο τμήμα είναι τριώροφο πλαίσιο που στηρίζεται στο jacket και στεγάζει τον απαραίτητο εξοπλισμό, εξασφαλίζει την προστασία του από το περιβάλλον και προσφέρει εύκολη πρόσβαση σε προσωπικό για συντήρηση και αναβάθμιση.

Για το σχεδιασμό των δύο αυτών τμημάτων καθορίστηκαν τα μόνιμα και μεταβλητά κατακόρυφα φορτία της κατασκευής καθώς και πλευρικά φορτία από την δράση σεισμών, ανέμων και κυμάτων. Εκτελέστηκε γραμμική και μη-γραμμική ελαστική ανάλυση για τον καθορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των μελών του φορέα. Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε με βάση τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 8. Για την σεισμική αποτίμηση εκτελέστηκε μη γραμμική στατική ανάλυση σύμφωνα με τους κανονισμούς FEMA-356 και FEMA-440.

Πέρα από την διαδικασία σχεδιασμού και αποτίμησης παρουσιάζονται λεπτομέρειες συνδέσεων και συγκολλήσεων, σχέδια τμημάτων της κατασκευής και λοιποί έλεγχοι. Επιπλέον περιγράφεται συνοπτικά η διαδικασία συναρμολόγησης, μεταφοράς και ανέγερσης της κατασκευής.

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2018/24

**Design and seismic assessment of steel structure of offshore windfarm
electrical substation**

Koene J. C. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The design and seismic assessment of the steel structure of an offshore windfarm electrical substation is presented. The substation will house electrical and mechanical equipment for the transformation of the electrical energy to be supplied to the main onshore grid.

The substation is composed of two discrete structures. The foundation structure is a partially submerged steel lattice jacket consisting of four CHS columns connected with braces. The jacket supports the topside structure, a three-story, three-bay frame that protects the equipment from the environment while providing ease of access for maintenance and upgrading.

During the design process, the relevant permanent and live gravity loads as well as the lateral loads resulting from wind, wave and seismic action were determined. Linear and non-linear elastic analysis was carried out to determine member forces, moments and deformations. Structural design was carried out in accordance with Eurocodes 3 and 8. The design was seismically assessed by nonlinear static pushover analyses in accordance with the procedures outlined in the FEMA-356 and FEMA-440 guidelines.

In addition to the design and assessment procedures, connection details, drawings of structural elements and additional considerations are also documented. Furthermore, the assembly, transportation and erection processes are summarily discussed.

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση των σπουδών μου στο Ε.Μ.Π, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στους ανθρώπους που μου έδωσαν αυτή την ευκαιρία και σε αυτούς που βοήθησαν στην πραγματοποίησή της.

Το μεγαλύτερο ευχαριστώ οφείλω στους γονείς μου, Ρεβέκκα και Στάν, για την αγάπη και την υποστήριξη τους. Για τους ίδιους λόγους θέλω να ευχαριστήσω τα αδέρφια μου και την υπόλοιπη οικογένειά μου.

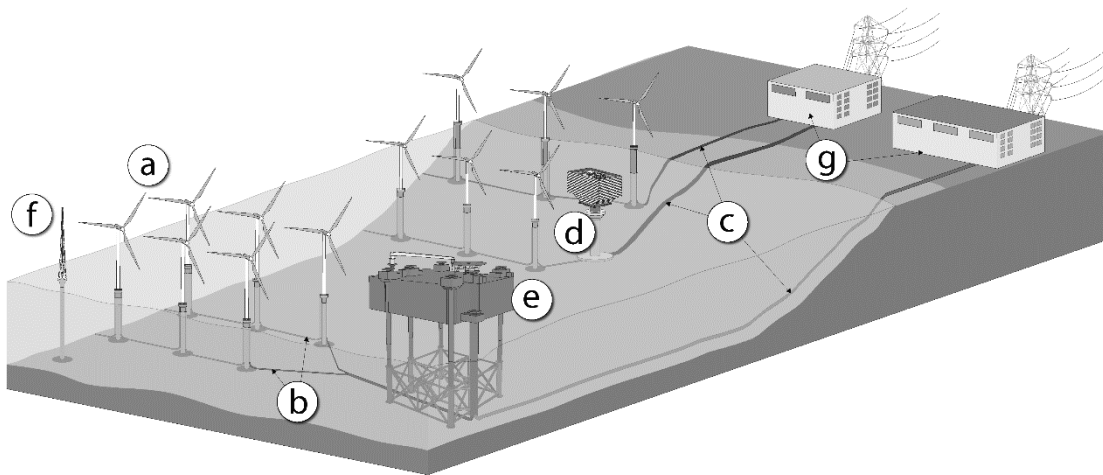
Επίσης ευχαριστώ θερμά τον καθηγητή Δημήτριο Βαμβάτσικο, για τις συμβουλές και την καθοδήγηση του, αλλά και για τον ενθουσιασμό και την μεταδοτικότητά του πάνω στην επιστήμη του μηχανικού. Επιπλέον ευχαριστώ τον λέκτορα Παύλο Θανόπουλο για την πολύτιμη βοήθειά του σε θέματα μεταλλικών κατασκευών.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους, φίλες και άλλα αγαπημένα πρόσωπα που έκαναν τόσο ευχάριστα τα φοιτητικά μου χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Τα θαλάσσια αιολικά πάρκα, αποτελούν ταχέως αναπτυσσόμενο κλάδο στον τομέα των ανανεώσιμων πηγών ενέργειας, κυρίως σε χώρες της βόρειας Ευρώπης [22]. Παρά το αυξημένο κόστος κατασκευής και συντήρησης παρουσιάζουν σημαντικά πλεονεκτήματα αφού στις παραθαλάσσιες περιοχές επικρατούν γενικά υψηλότερες και σταθερότερες μέσες ταχύτητες ανέμου προσφέροντας έτσι μεγαλύτερη απόδοση από τα παραδοσιακά αιολικά πάρκα ενώ μεγάλο μέρος του πληθυσμού κατοικεί σε παραθαλάσσιες περιοχές, ελαχιστοποιώντας έτσι την απόσταση μεταφοράς της ηλεκτρικής ενέργειας και άρα τα έξοδα κατασκευής και συντήρησης των υποδομών μεταφοράς. Τυπική μορφή παραθαλάσσιου πάρκου ανεμογεννητριών και συστήματος μεταφοράς ενέργειας παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.1.



Σχήμα 1.1: Τυπική διάταξη παραθαλάσσιου πάρκου ανεμογεννητριών: (a) Ανεμογεννήτριες (b) Καλώδια συλλογής (c) Καλώδια εξαγωγής (d) Σταθμός μετασχηματισμού (e) Σταθμός μετατροπής (f) Μετεωρολογικός σταθμός (g) Σταθμοί στερίας. [24]

Η μέθοδος μεταφοράς της ηλεκτρικής ενέργειας από τις ανεμογεννήτριες στο υπάρχον ηλεκτρικό δίκτυο εξαρτάται από [25]:

- Γεωγραφικούς παράγοντες (τοποθεσία και απόσταση ανεμογεννητριών και υπάρχοντος δικτύου)
- Οικονομικούς παράγοντες
- Τεχνικές δυνατότητες υφιστάμενων υποσταθμών στην στεριά
- Την χρήση εναλλασσόμενου (AC) ή συνεχούς (DC) ρεύματος

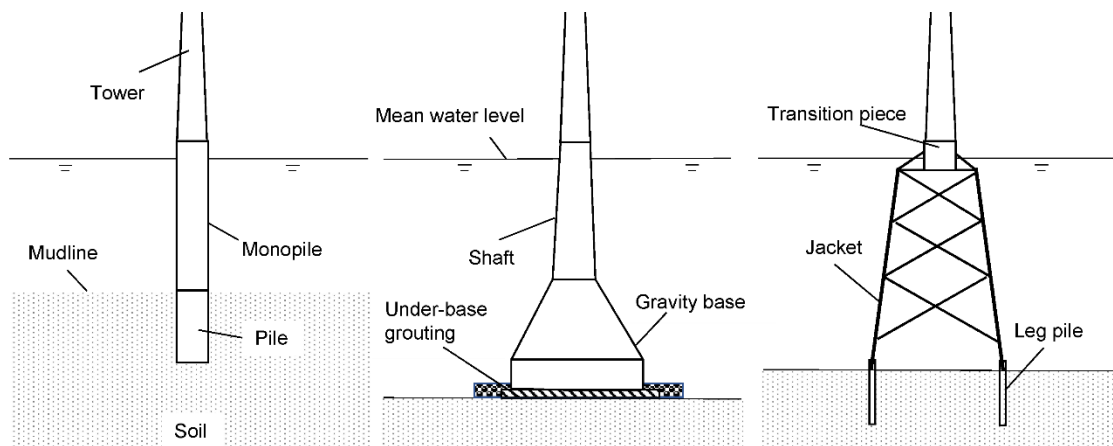
Γενικώς η μεταφορά της ενέργειας από το αιολικό πάρκο στην στεριά επιτυγχάνεται με την χρήση θαλάσσιων ηλεκτρικών υποσταθμών (Εικόνα 1.2), διατάξεων που μέσω ειδικού εξοπλισμού μετατρέπουν την ηλεκτρική ενέργεια σε μορφή κατάλληλη για μεταφορά με βάση την τεχνική λύση που επιλέχθηκε, σταθεροποιούν την τάση και ελαχιστοποιούν τις απώλειες.



Εικόνα 1.2: Θαλάσσιος ηλεκτρικός υποσταθμός με κατασκευή έδρασης τύπου jacket.
(Πηγή: Nordsee One GmbH)

1.2 Περιγραφή φορέα

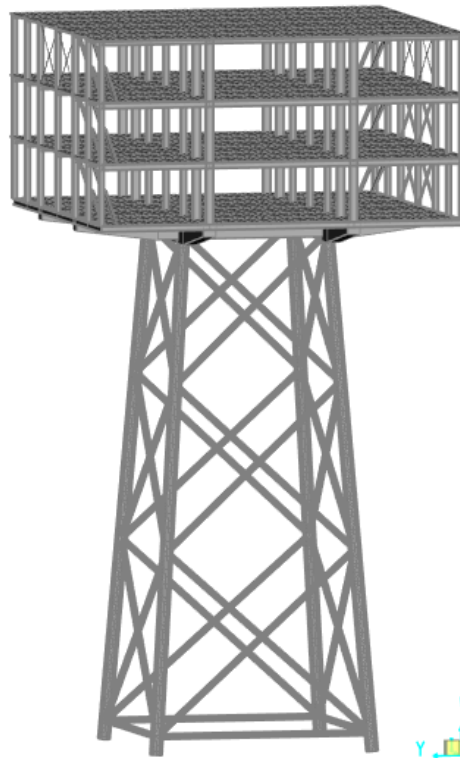
Η μορφή των θαλάσσιων υποσταθμών βασίζεται στις πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου και φυσικού αερίου. Αποτελούνται γενικά από κατασκευή έδρασης στην οποία στηρίζεται πολυώροφο πλαίσιο που στεγάζει τον απαραίτητο ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό. Συνηθέστεροι τύποι κατασκευών έδρασης είναι με δικτύωμα (jacket), με μονοπάσσαλο και με βαρύτητα.



Σχήμα 1.3: Συνήθεις τύποι βάσης θαλάσσιων ανεμογεννητριών και υποσταθμών (από αριστερά προς τα δεξιά): Με μονοπάσσαλο, με βάση βαρύτητας και με jacket. [23]

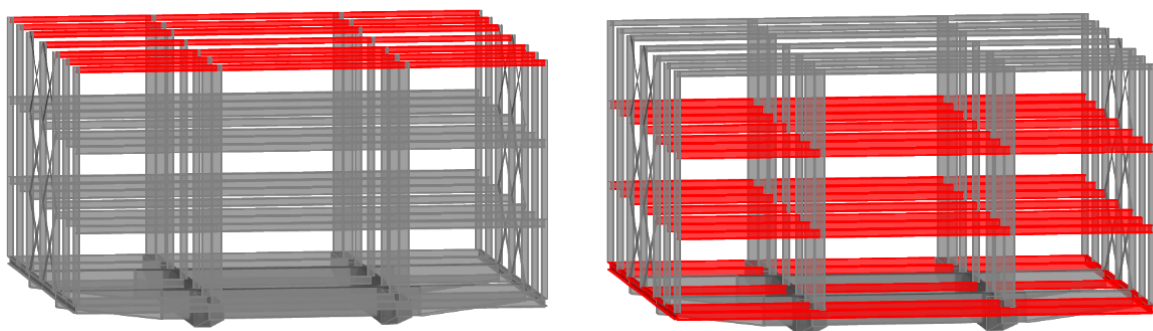
Στην παρούσα εργασία μελετάται κατασκευή έδρασης τύπου jacket, αποτελούμενη από τέσσερα υποστυλώματα κυκλικής διατομής με διάμετρο 990 mm και πάχος τοιχώματος 30 mm συνδεδεμένα με συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν διάμετρο 470 mm και πάχος τοιχώματος 15 mm. Το συνολικό ύψος της κατασκευής έδρασης είναι 42 m ενώ το βάθος της θάλασσας στην περιοχή του έργου είναι ίσο με 28 m. Το μήκος πλευρών

της κατασκευής έδρασης είναι 12 m στο ανώτερο τμήμα και 18 m στην βάση της. Η κατασκευή απεικονίζεται στο Σχήμα 1.4:

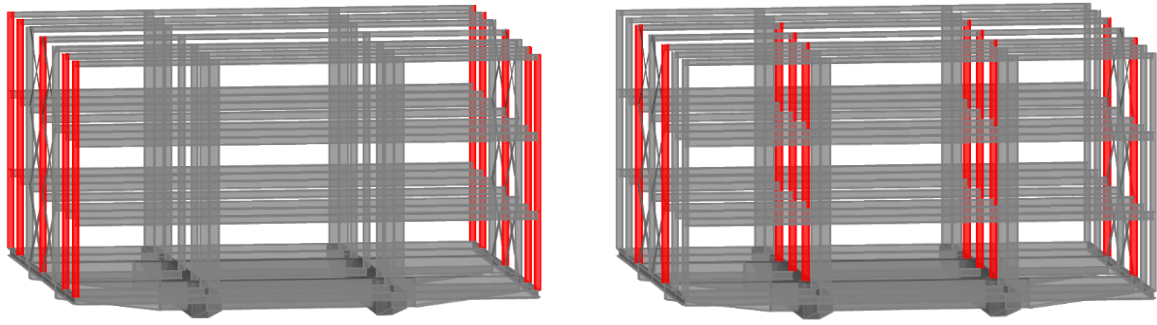


Σχήμα 1.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομιώματος της κατασκευής

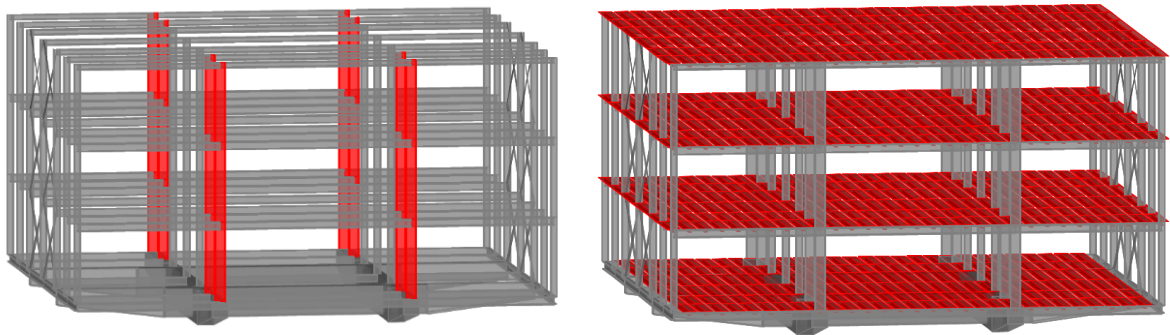
Σε αυτή στηρίζεται τριώροφο πλαίσιο διαστάσεων 30 x 30 m, με ύψος ορόφου 5 m. Η αντίσταση σε πλευρικά (και σεισμικά) φορτία επιτυγχάνεται με λειτουργία των δύο ακραίων πλαισίων σε κάθε πλευρά ως πλαισίων παραλαβής ροπής στην μία διεύθυνση ενώ στην άλλη διεύθυνση το πλαίσιο λειτουργεί αρθρωτά με τα πλευρικά φορτία να παραλαμβάνονται από κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας διατομής CHS, τοποθετημένους στα δύο εκ των επτά ανοιγμάτων περιμετρικά της κατασκευής. Η ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων επιτυγχάνεται με συνδυασμό υποστυλωμάτων διατομών HEM 360, HEM 400 και HEM 600. Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται τα διάφορα μέλη του φορέα.



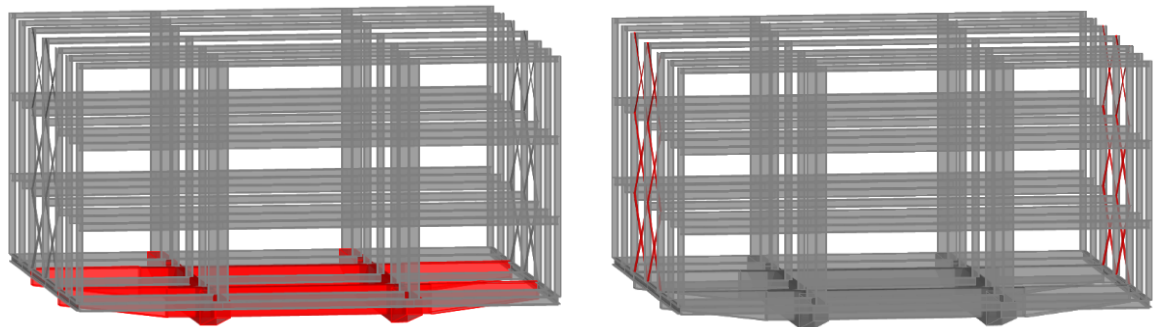
Σχήμα 1.5: Δοκοί οροφής HEM 360 (αριστερά) και δοκοί ορόφων HEM 450 (δεξιά).



Σχήμα 1.6: Υποστυλώματα HEM 360 (αριστερά) και HEM 400 (δεξιά).



Σχήμα 1.7: Υποστυλώματα HEM 600 (αριστερά) και διαδοκίδες συγκολλητής διατομής (δεξιά).



Σχήμα 1.8: Κύριες δοκοί ορθογωνικής διατομής 2150x1000 και 1850x1000 (αριστερά) και σύνδεσμοι δυσκαμψίας CHS (δεξιά).

Κάθε όροφος του πλαισίου διαθέτει χαλύβδινη πλάκα πάχους ενός εκατοστού που εδράζεται σε διαδοκίδες τοποθετημένες ανά ένα μέτρο. Οι διαδοκίδες συνδέονται αρθρωτά στις δοκούς, διατομής HEM 450 για τους ορόφους και HEM 360 για την οροφή. Επιλέχθηκαν διατομές HEM για τις δοκούς με σκοπό την αύξηση του διαθέσιμου ύψους σε κάθε όροφο. Επιπλέον οι διατομές HEM έχουν αυξημένες δυνατότητες πλαστικής στρώσης, βελτιώνοντας την πλαστιμότητα του φορέα και κατά συνέπεια την αντισεισμική λειτουργία του.

Η έδραση της ανωδομής στο jacket επιτυγχάνεται μέσω δύο δίδυμων ανά διεύθυνση δοκών ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 2150 x 1000 mm και 1850 x 1000 mm αντίστοιχα. Οι διατομές αυτές επιλέχθηκαν αφού προσφέρουν αυξημένη αντοχή σε

στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και παράλληλα ως κλειστές διατομές είναι προστατευμένες από την απόθεση αλάτων και άλλων διαβρωτικών στοιχείων του θαλάσσιου περιβάλλοντος. Οι κύριες δοκοί συνδέονται μέσω κοχλίωσης στην κατασκευή έδρασης όπως παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 7.

Το αυξημένο κόστος και η δυσκολία τοποθέτησης αλλά και ελέγχου και επισκευής σε περίπτωση βλάβης λόγω σεισμικής δράσης καθιστούν αναγκαίο το σχεδιασμό της κατασκευής έδρασης για ελαστική συμπεριφορά. Αντίθετα στο πλαίσιο επιδιώκεται αυξημένη πλαστιμότητα με αποτέλεσμα να πραγματοποιείται σχεδιασμός με μεγάλες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς. Για τον σκοπό αυτό η μελέτη πραγματοποιήθηκε με βάση τον Ευρωκώδικα 0, Ευρωκώδικα 1, Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 8. Επιπλέον για τις ανάγκες της αποτίμησης μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκαν οι μέθοδοι που περιγράφονται στους κανονισμούς FEMA-356 (2000) και FEMA-440 (2005) καθώς και ο κανονισμός ASCE 41-13 (2014).

1.3 Υλικά

Στο σχεδιασμό και την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355. Οι ιδιότητες του δίνονται στον πίνακα 1.1

Πίνακας 1.1: Ιδιότητες χάλυβα S355.

$f_y =$	355.0	MPa
$f_u =$	510.0	MPa
$E =$	210000.0	MPa
$G =$	81000.0	MPa
$\nu =$	0.3	
$\alpha_t =$	$12 \cdot 10^{-6}$	/C°
$\gamma =$	78.5	kN/m ³
$\rho =$	7850.0	kg/m ³

Οι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται ως:

- $\gamma_{M0} = 1.00$
- $\gamma_{M1} = 1.00$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

2 Δράσεις σχεδιασμού

2.1 Γενικά

Ο προσδιορισμός των δράσεων της κατασκευής έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Στον κανονισμό αυτό περιγράφεται τόσο η ποιοτική όσο και η ποσοτική διάσταση των δράσεων και δίνονται χαρακτηριστικές τιμές για αυτές. Παρέχονται επιπλέον μέσω των παραρτημάτων και των εθνικών προσαρτημάτων, συγκεκριμένες πληροφορίες που αφορούν τις συνθήκες κάθε χώρας, τιμές συντελεστών και εναλλακτικές μέθοδοι υπολογισμού. Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, οι δράσεις κατηγοριοποιούνται ανάλογα με την χρονική διακύμανση τους σε:

- Μόνιμες δράσεις (G), πχ. Ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, οδοστρωσία, έμμεσες δράσεις λόγω συστολής και διαφορικών καθιζήσεων
- Μεταβλητές δράσεις (Q), πχ. Επιβαλλόμενα φορτία πατωμάτων, δοκών και στεγών, φορτία ανέμου και χιονιού
- Τυχηματικές δράσεις (A), πχ. Εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων

Επιπλέον οι δράσεις κατηγοριοποιούνται και σύμφωνα με:

- Την προέλευσή τους σε άμεσες και έμμεσες
- Την μεταβολή τους στο χώρο σε σταθερές ή ελεύθερες
- Την φύση ή/και την απόκριση της κατασκευής σε στατικές και δυναμικές

2.2 Μόνιμες δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις θεωρούνται οι δράσεις των οποίων η μεταβολή στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην παρούσα μελέτη ελήφθησαν υπ' όψη δύο κατηγορίες μόνιμων δράσεων:

- Τα *ίδια βάρη*, τα οποία υπολογίζονται αυτόματα κατά την στατική επίλυση με βάση τις επιλεγμένες διατομές των μελών και περιλαμβάνουν τα βάρη των υποστρωμάτων, κύριων δοκών, διαδοκίδων, συνδέσμων δυσκαμψίας πλακών και κλιμάκων.
- Τα *πρόσθετα μόνιμα φορτία* στα οποία περιλαμβάνονται τα βάρη επικαλύψεων, χωρισμάτων και το βάρος του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Λαμβάνονται ως επιφανειακό φορτίο ίσο με 5 kN/m^2 στις πλάκες των ορόφων με εξαίρεση την οροφή.

2.3 Μεταβλητές δράσεις

Ως μεταβλητές ορίζονται οι δράσεις των οποίων η θέση και το μέγεθος δεν είναι σταθερά και δεν μπορούν να οριστούν με ακρίβεια. Για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και δίνονται από τους κανονισμούς οι χαρακτηριστικές τιμές τους. Στον υπό μελέτη φορέα προσδιορίζεται το κινητό φορτίο ορόφων, οροφής και κλιμάκων, ενώ προσδιορίζονται επιπλέον φορτία από άνεμο, κύματα και πλάγια φορτία λόγω σεισμικών δράσεων

2.3.1 Κινητό φορτίο ορόφων, οροφής και κλιμάκων

Τα κινητά αυτά φορτία περιλαμβάνουν βάρη λόγω της παρουσίας προσωπικού, της πραγματοποίησης εργασιών συντήρησης και αναβάθμισης καθώς και της χρήσης και μεταφοράς του απαιτούμενου εξοπλισμού για τις εργασίες αυτές. Το φορτίο δαπέδων θα ληφθεί ως κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο με τιμή $3,00 \text{ kN/m}^2$. Το φορτίο οροφής λαμβάνεται από τον αντίστοιχο τους αντίστοιχους πίνακες του ΕΚ1, στον οποίο ορίζονται τρεις κατηγορίες με βάση την χρήση και την προσβασιμότητα (Πίνακας 2.1). Στη συγκεκριμένη περίπτωση η οροφή ανήκει στην κατηγορία Η, ενώ το φορτίο λαμβάνεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο με αυξημένη τιμή σε σχέση με αυτή που ορίζεται από το εθνικό προσάρτημα ίση με $1,50 \text{ kN/m}^2$. Το κινητό φορτίο κλιμάκων λαμβάνεται ίσο με 4 kN/m^2 .

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες οροφής κατά ΕΚ1.

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.
I	Roofs accessible with occupancy according to categories A to AC_1 G AC_1
K	Roofs accessible for special services, such as helicopter landing areas

2.3.2 Φορτίο ανέμου

2.3.2.1 Γενικά

Τα φορτία ανέμου έχουν σημαντική επίδραση στις μεταλλικές κατασκευές, ενώ σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν βασικό φορτίο του φορέα, ιδιαίτερα σε κατασκευές μικρού βάρους ή μεγάλης επιφάνειας. Επιπλέον το μέγεθος και η διεύθυνσή τους μεταβάλλονται διαρκώς με αποτέλεσμα να υπάρχει μεγάλη δυσκολία και αβεβαιότητα στον προσδιορισμό τους ενώ ενδέχεται να προκαλέσουν ταλαντώσεις, ιδιαίτερα σε εύκαμπτες κατασκευές. Στην πλειονότητα των κατασκευών το δυναμικό μέρος της φόρτισης ανέμου είναι αμελητέο σε μέγεθος και μπορεί να αγνοηθεί υπό προϋποθέσεις. Αποτέλεσμα της δράσης του ανέμου είναι η άσκηση πιέσεων κάθετα σε επιφάνειες της κατασκευής τόσο στο σύνολό της όσο και σε μεμονωμένα, φέροντα και μη, στοιχεία. Επιπλέον σε κατασκευές με επιμήκη ή με μεγάλη επιφάνεια στοιχεία αναπτύσσονται εφαπτομενικές δυνάμεις τριβής που ενδέχεται να αποτελούν σημαντικό ποσοστό της συνολικής φόρτισης ανέμου. Γενικώς η φόρτιση της κατασκευής λόγω ανέμου εξαρτάται από μεγάλο πλήθος παραγόντων στους οποίους περιλαμβάνονται [1]:

- *Η γεωγραφική θέση:* Ορισμένες περιοχές έχουν στατιστικά μεγαλύτερες τιμές ταχυτήτων ανέμου.
- *Η φυσική θέση:* Σε εκτεθειμένες περιοχές εμφανίζονται γενικά μεγαλύτερες ταχύτητες ανέμου σε σχέση με προστατευμένες περιοχές. Η διαφορά αυτή οφείλεται στην τραχύτητα των επιφανειών.
- *Η τοπογραφία:* Οι τοπικές συνθήκες επηρεάζονται από τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής.

- *Οι διαστάσεις και το σχήμα του κτηρίου:* Οι ταχύτητες ανέμου αυξάνονται γενικώς με αύξηση του ύψους από την στάθμη του εδάφους, ενώ το σχήμα του κτηρίου επηρεάζει την κατανομή πιέσεων.

Αρχικό βήμα στον καθορισμό των φορτίων ανέμου κατά ΕΚ1 [15] είναι ο καθορισμός της κατηγορίας εδάφους και των παραμέτρων z_0 και z_{min} . Πιθανές κατηγορίες εδάφους και οι αντίστοιχες παράμετροι δίνονται στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

	Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Περιοχή μέσα στη θάλασσα ή παραθαλάσσια περιοχή εκτεθειμένη στην ανοιχτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνη ή λεία και επίπεδη περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια (κτήρια, δέντρα) με απόσταση μεταξύ τους το λιγότερο 20 φορές το ύψος τους	0,05	2
III	Περιοχή με κάλυψη από κτήρια ή βλάστηση ή εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους το μέγιστο 20 φορές το ύψος τους	0,3	5
IV	Περιοχή της οποίας τουλάχιστον το 15% είναι καλύπτεται με κτήρια μέσου ύψους μεγαλύτερου των 15 μέτρων	1	10

Για κατασκευή μέσα στην θάλασσα είναι $z_0 = 0,003\text{m}$ και $z_{min} = 1\text{m}$. Υπολογίζεται επιπλέον ο συντελεστής $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,156$ όπου $z_{0,II} = 0,05\text{m}$. Στην συνέχεια υπολογίζεται η βασική ταχύτητα ανέμου v_b από τη Σχέση 2.1:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.1)$$

Όπου c_{dir} και c_{season} οι συντελεστές διεύθυνσης και εποχής αντίστοιχα, ίσοι με 1 και $v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Ισούται με την χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου για διάρκεια 10 λεπτών, για έδαφος κατηγορίας II και σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα λαμβάνεται ίση με 33 m/s για νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή. Με εφαρμογή των παραπάνω λαμβάνεται $v_b = 33\text{ m/s}$.

Η μέση ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη Σχέση 2.2 όπου $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας από τη Σχέση 2.3, c_0 ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης ίσος με ένα και z το μέγιστο ύψος της κατασκευής πάνω από την μέση στάθμη της θάλασσας ίσο με 29,3m.

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.2)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.3)$$

Οι Σχέσεις (2.2) και (2.3) δίνουν $v_m = 47,3\text{m}$ με $c_r(z) = 1,433$. Επιπλέον υπολογίζεται η τιμή της έντασης στροβιλισμού σε ύψος z ίση με 0,1089 m/s από τη σχέση:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z)} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.4)$$

καθώς και η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z ίση με $2,464 \text{ kN/m}^2$ από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.5)$$

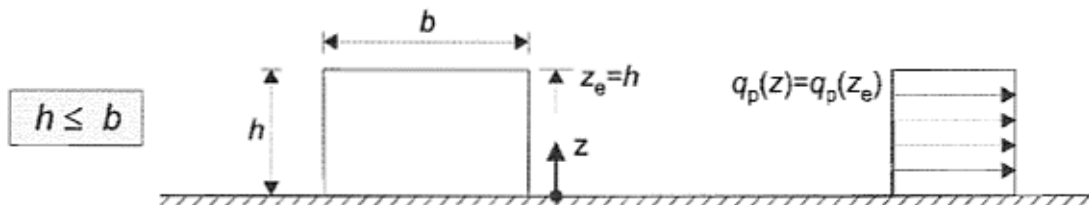
Όπου:

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b, \text{ ο συντελεστής έκθεσης} \quad (2.6)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2, \text{ η βασική πίεση} \quad (2.7)$$

και $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ η πυκνότητα του αέρα.

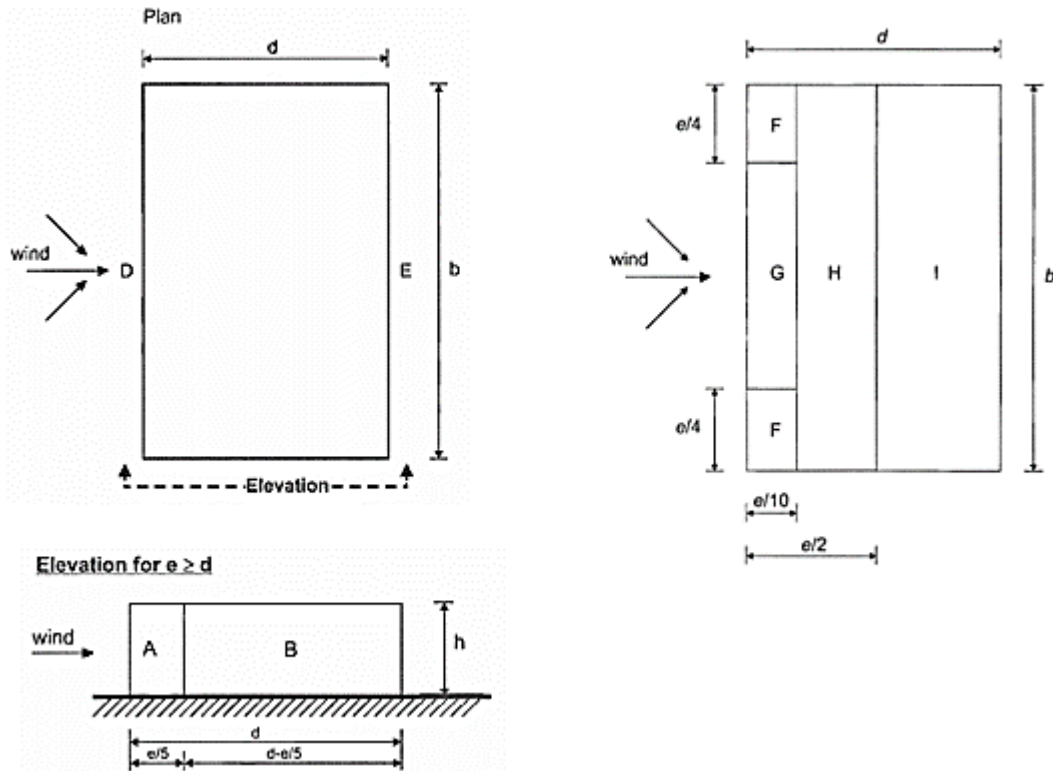
Για τον υπολογισμό της κατανομής πιέσεων στην κατασκευή λαμβάνονται υπ' όψη τόσο οι εξωτερικές και οι εσωτερικές πιέσεις μέσω των συντελεστών c_{pe} και c_{pi} αντίστοιχα. Κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την κατανομή αυτή είναι η μορφή της κατασκευής, η επιφάνεια της οποίας στις όψεις και στην οροφή χωρίζεται σε ζώνες με διαφορετικές τιμές c_{pe} . Στην υπό μελέτη κατασκευή, πέρα από τις όψεις και την οροφή, χωρίζεται σε ζώνες και το πάτωμα του κατώτερου ορόφου του πλαισίου που βρίσκεται εκτεθειμένο και επομένως φορτίζεται από πιέσεις ανέμου. Για κτήρια με ύψος μικρότερο του πλάτους η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι ομοιόμορφη σε όλο το ύψος (Σχήμα 2.1), το οποίο ισούται με το ύψος αναφοράς z_e .



Σχήμα 2.1: Ύψος αναφοράς και κατανομή πίεσης ταχύτητας αιχμής για κτήρια όπου $h \leq b$.

2.3.2.2 Εξωτερικές πιέσεις

Καθορίζονται συντελεστές $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ για επιφάνειες εμβαδού $A = 1 \text{ m}^2$ και $A = 10 \text{ m}^2$ αντίστοιχα, με τους πρώτους να προορίζονται για το σχεδιασμό στοιχείων με επιφάνεια μικρότερη του 1 m^2 και τους δεύτερους για το σχεδιασμό όλης της κατασκευής. Ενδιάμεσες τιμές για $1 \leq A \leq 10 \text{ m}^2$ λαμβάνονται από τη σχέση $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$. Για τον διαχωρισμό της επιφάνειας της κατασκευής σε ζώνες (Σχήμα 2.2) υπολογίζεται αρχικά το $e = \min(b ; 2h) = 30 \text{ m}$ και $d = b = 30 \text{ m}$.



Σχήμα 2.2: Διαγράμματα κατανομής συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες της κατασκευής κατά την διεύθυνση του ανέμου (πάνω αριστερά), πλευρικά (κάτω) και στην οροφή (δεξιά).

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης c_{pe} δίνονται στους Πίνακες 2.3 και 2.4:

Πίνακας 2.3: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφες εξωτερικές επιφάνειες κτηρίων ορθογωνικής κάτοψης.

Zone	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 2.4: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για οριζόντια οροφή με αιχμηρά άκρα.

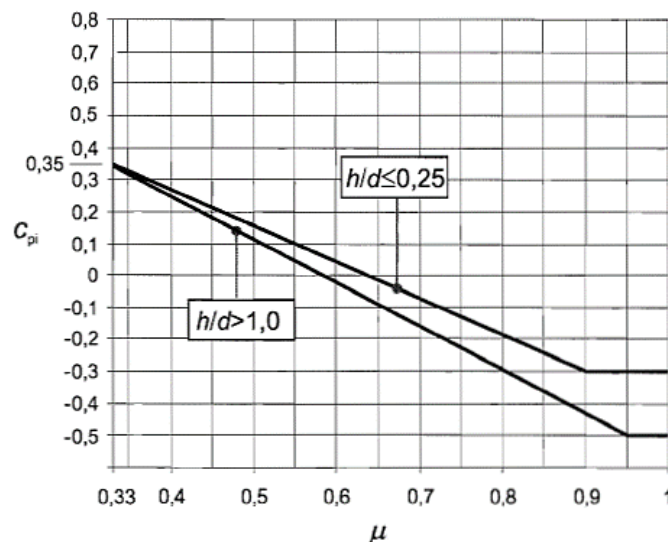
Roof type	Zone							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Sharp eaves	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

2.3.2.3 Εσωτερικές πιέσεις

Θεωρείται πως οι εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα στο κτήριο και τα αποτελέσματά τους αθροίζονται. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή ανοιγμάτων (πόρτες, παράθυρα, αεραγωγοί, καπνοδόχοι) στις εξωτερικές επιφάνειες του κτηρίου, σε κτήρια χωρίς κυρίαρχη πλευρά, δηλαδή πλευρά στην οποία η επιφάνεια των ανοιγμάτων είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας ανοιγμάτων όλων των υπόλοιπων πλευρών. Στο εξεταζόμενο κτήριο η κατανομή των ανοιγμάτων στις πλευρές είναι ομοιόμορφη και η επιφάνειά τους δεν ξεπερνά το 30% της συνολικής επιφάνειας σε οποιαδήποτε πλευρά. Επομένως από την Σχέση 2.8¹ λαμβάνουμε το συντελεστή διαπερατότητας $\mu = 0.75$.

$$\mu = \frac{A_i}{A_T} \quad (2.8)$$

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης ως συνάρτηση του μ και του λόγου h/d δίνεται από το Σχήμα 2.3 ίσος με -0.2, επομένως η εσωτερική πίεση θα είναι $w_{pi} = -0.493 \text{ kN/m}^2$.

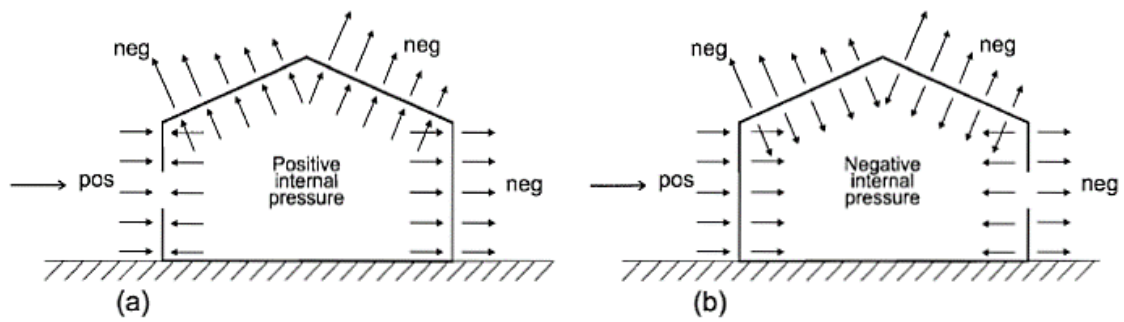


Σχήμα 2.3: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης ως συνάρτηση των μ και h/d .

Οι εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις αθροίζονται με τα πρόσημα του Σχήματος 2.4 και τα τελικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.5.

¹ A_i : Το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων στην υπήνεμη πλευρά και στις δύο παράλληλες προς τον άνεμο πλευρές.

A_T : Το άθροισμα όλων των επιφανειών των ανοιγμάτων στην περίμετρο του κτηρίου.



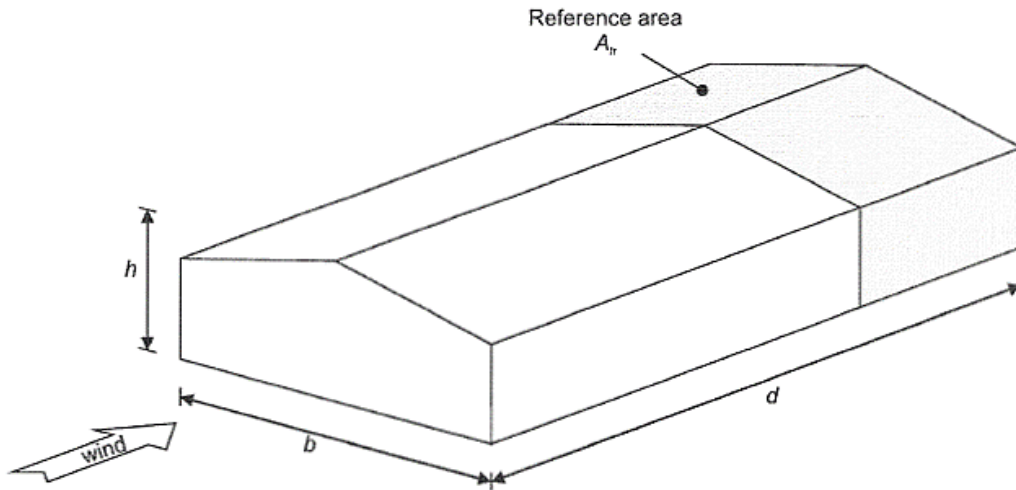
Σχήμα 2.4: Πρόσημα πιέσεων ανέμου σε επιφάνειες για θετική εσωτερική πίεση (a) και αρνητική εσωτερική πίεση (b).

Πίνακας 2.5: Πιέσεις ανέμου στην κατασκευή ανά ζώνη.

Zώνη	C_{pe}	w_e (kN/m ²)	$w_e + w_i$ (kN/m ²)
A	-1,2	-2,957	-2,464
B	-0,8	-1,971	-1,479
C	-0,5	-1,232	-0,739
D	0,71	-1,750	2,242
E	-0,32	-0,789	-0,296
F	-1,8	-4,436	-3,943
G	-1,2	-2,957	-2,464
H	-0,7	-1,725	-1,232
I	0,2	0,493	0,986
J	-0,2	-0,493	0

2.3.2.4 Δυνάμεις τριβής

Πέρα από δυνάμεις κάθετες στις επιφάνειες του κτηρίου, προκαλούνται από την δράση του ανέμου και δυνάμεις τριβής παράλληλες σε αυτές. Η επιφάνεια δράσης τους καθορίζεται από τη γεωμετρία του κτηρίου με βάση την επιφάνεια δράσης A_{fr} όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5:



Σχήμα 2.5: Επιφάνεια δράσης δυνάμεων τριβής A_{fr} .

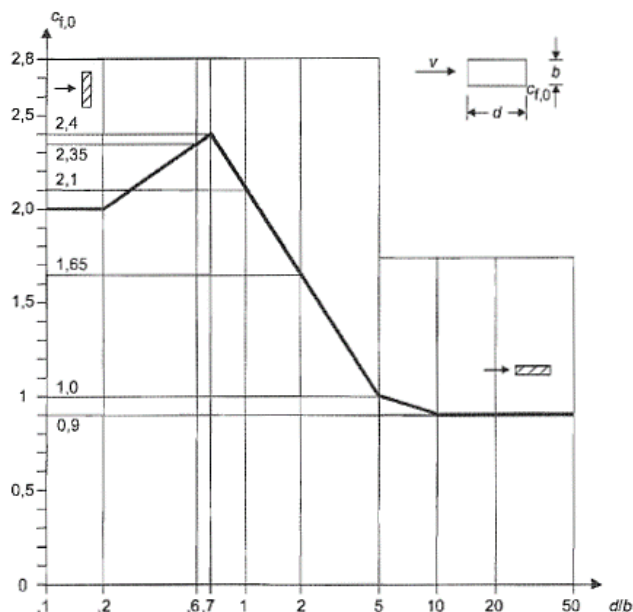
Ως A_{fr} ορίζεται η επιφάνεια της κατασκευής που απέχει από γωνίες κατά τη διεύθυνση του ανέμου απόσταση τουλάχιστον ίση με τη μικρότερη από τις $2 \cdot b$, $4 \cdot h$. Στην περίπτωση του κτηρίου που εξετάζεται η απόσταση αυτή είναι και στις δύο περιπτώσεις ίση με 60m, μεγαλύτερη δηλαδή από τα μήκη πλευρών και επομένως οι δυνάμεις τριβής αμελούνται.

2.3.2.5 Δυνάμεις ανέμου στις κύριες δοκούς

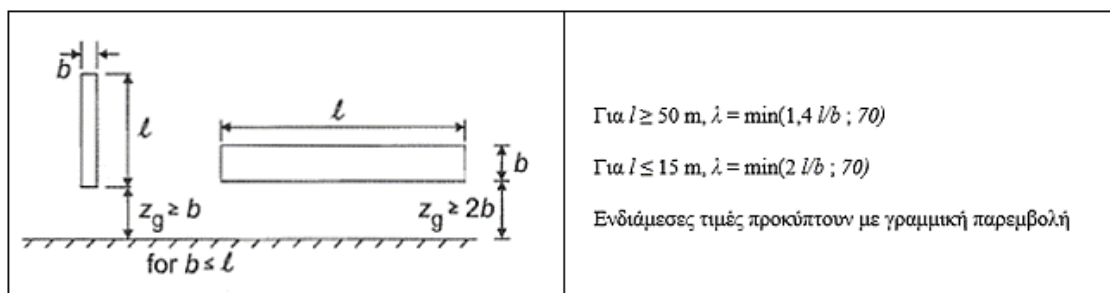
Λόγω των μεγάλων διαστάσεων των εκτεθειμένων στον άνεμο κύριων δοκών διατομής κιβωτίου πραγματοποιήθηκε υπολογισμός των δυνάμεων του ανέμου σε αυτές. Για τις δυνάμεις που δρουν κάθετα στην επιφάνεια των δοκών απαιτείται η εύρεση του συντελεστή δύναμης c_f μέσω της Σχέσης 2.9:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_t \cdot \psi_\lambda \quad (2.9)$$

Όπου $c_{f,0}$ ο συντελεστής δύναμης για ορθογωνικές διατομές, ψ_t συντελεστής απομείωσης δύναμης για διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες ίσος με 1 και ψ_λ παράγοντας φαινομένων ροής, εξαρτώμενος από το σχήμα του μέλους που εξετάζεται. Το $c_{f,0}$ λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με 2,35 από το Σχήμα 2.6, ενώ το ψ_λ βρίσκεται ως συνάρτηση της ενεργού λυγηρότητας, της δοκού σύμφωνα με το Σχήμα 2.7.



Σχήμα 2.6: Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για ορθογωνικές διατομές.

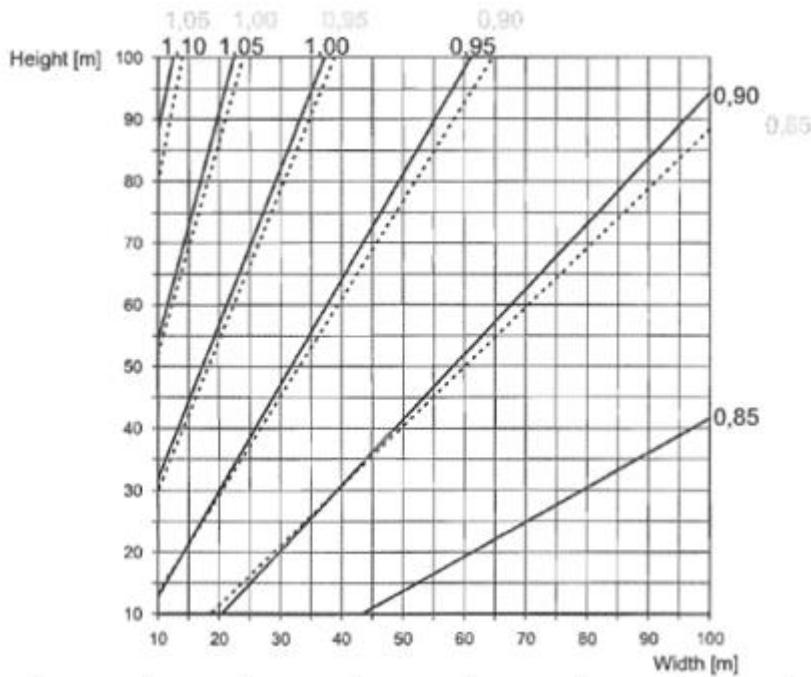


Σχήμα 2.7: Ενεργός λυγηρότητα ορθογωνικής διατομής.

Με γραμμική παρεμβολή για $l = 30\text{m}$ προκύπτει $\lambda = 22,25$ και από διάγραμμα τιμών του ψ_λ συναρτήσεως του λ , $\psi_\lambda = 0,8$. Για ύψος αναφοράς $z_e = 14,3\text{m}$ η πίεση ανέμου στις κύριες δοκούς θα είναι $w_e = 4,08 \text{ kN/m}^2$.

2.3.2.6 Συντελεστές $c_s c_d$

Τα φορτία ανέμου που υπολογίστηκαν παραπάνω πολλαπλασιάζονται με $c_s c_d$, όπου c_s συντελεστής που συνεκτιμά την επίδραση της μη ταυτόχρονης εμφάνισης των μέγιστων πιέσεων ανέμου σε όλη την επιφάνεια και c_d δυναμικός συντελεστής ταλάντωσης του κτηρίου λόγω αναταράξεων. Λόγω της υψηλής δυσκαμψίας της κατασκευής δεν απαιτείται αναλυτικός υπολογισμός τους και λαμβάνονται προσεγγιστικά ίσοι με 1 από το Σχήμα 2.8.

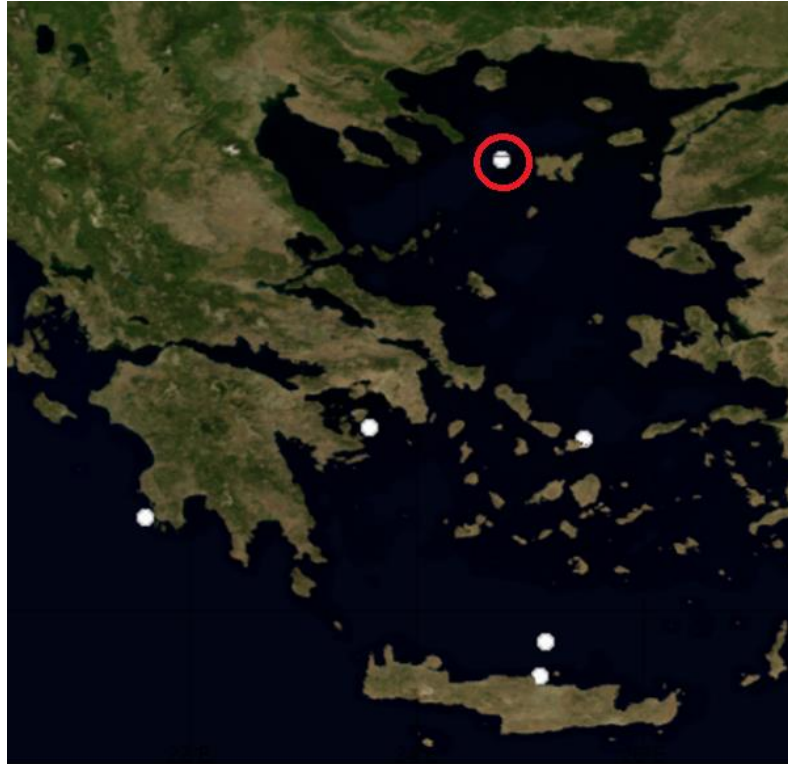


Σχήμα 2.8: Τιμές συντελεστών $c_s c_d$ για πολυώροφα μεταλλικά κτήρια.

2.3.3 Φορτίο κυμάτων

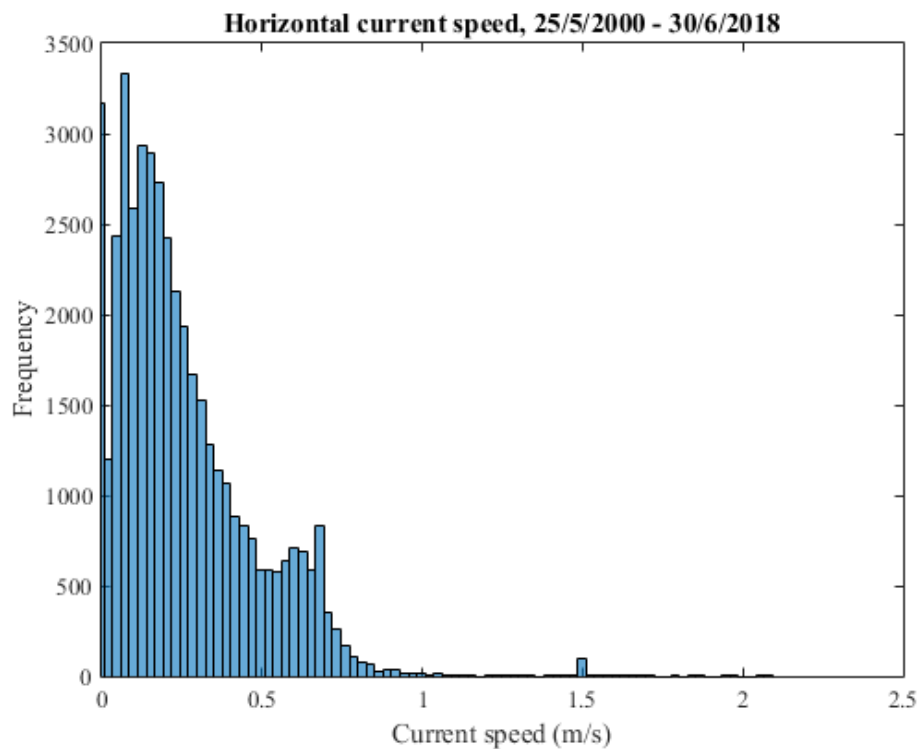
Ομοίως με την φόρτιση από άνεμο, η φόρτιση από κύματα είναι από τη φύση της δυναμική, με τη διεύθυνση και έντασή της να μεταβάλλονται διαρκώς. Για συνήθη έργα ανοιχτής θάλασσας σε σχετικά μικρά βάθη, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι φορτίσεις αυτές περιγράφονται με ικανοποιητική ακρίβεια μόνο από το στατικό μέρος τους. Το δυναμικό μέρος μπορεί να αγνοηθεί αφού όπως φαίνεται παρακάτω η μέση περίοδος κύματος στην κορυφή του φάσματος διαφέρει σημαντικά από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής [6].

Απαραίτητη προϋπόθεση για τον ακριβή υπολογισμό της φόρτισης λόγω κυμάτων στην κατασκευή είναι η επαρκής γνώση των κυματικών συνθηκών και ταχυτήτων των ρευμάτων στην περιοχή. Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται παρακάτω για τον καθορισμό των δράσεων σχεδιασμού προέρχονται από μετρήσεις του *σημαντικού ύψους κύματος* καθώς και της *ταχύτητας ρεύματος* από πλωτό σταθμό, ποντισμένο ανοικτά του Αθω (Σχήμα 2.9) τις οποίες παρείχε το Ελληνικό Κέντρο Θαλάσσιων Ερευνών [2]. Στις μετρήσεις αυτές περιέχονται επίσης πληροφορίες για την διεύθυνση διάδοσης κυμάτων και ρευμάτων, καθώς και δεδομένα θερμοκρασίας, αλατότητας, ταχύτητας ανέμου κ.α. Οι παρατηρήσεις καλύπτουν διάστημα από τις 25/5/2000 έως τις 30/6/2018 και λαμβάνονται ανά τρεις ώρες. Κάθε μέτρηση συνοδεύεται από δείκτη ελέγχου ποιότητας που υποδεικνύει την αξιοπιστία και την ορθότητα της μέτρησης. Στα παρακάτω έχουν χρησιμοποιηθεί μόνο μετρήσεις καλής ποιότητας ενώ οι υπόλοιπες απορρίπτονται. Επίσης δεν χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές που είναι εμφανώς εσφαλμένες ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις δεν υπάρχουν καταγραφές. Τελικά προέκυψαν 43.455 έγκυρες καταγραφές ταχύτητας ρεύματος και 43.656 έγκυρες καταγραφές ύψους κύματος από τις 46.057 συνολικά.

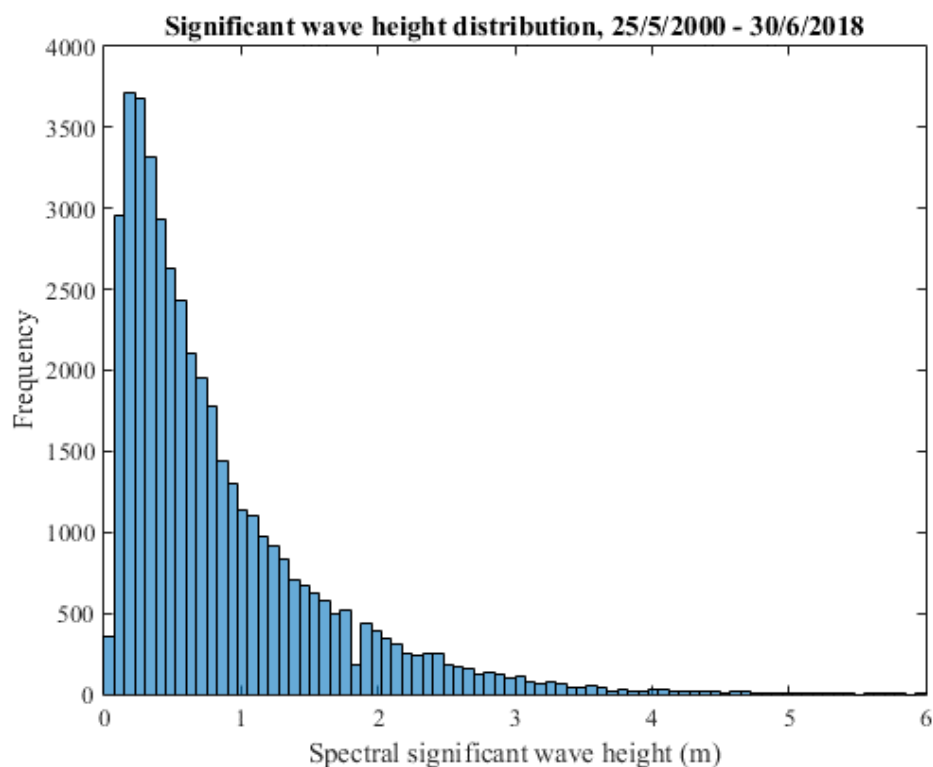


Σχήμα 2.9: Τοποθεσία πλωτού σταθμού ανοικτά του Άθω.

Η κατανομή των καταγεγραμμένων τιμών δίνεται στα Σχήματα 2.10 και 2.11. Από τα δεδομένα αυτά βρέθηκαν για κάθε χρόνο στο διάστημα 2000 έως 2018 οι μέγιστες τιμές ταχύτητας ρεύματος και ύψους κύματος, οι οποίες δίνονται στον Πίνακα 2.6.



Σχήμα 2.10: Κατανομή ταχυτήτων ρευμάτων για την περίοδο 25/5/2000 – 30/6/2018 στην περιοχή του πλωτού σταθμού.



Σχήμα 2.11: Κατανομή σημαντικού ύψους κύματος για την περίοδο 25/5/2000 – 30/6/2018 στην περιοχή του πλωτού σταθμού.

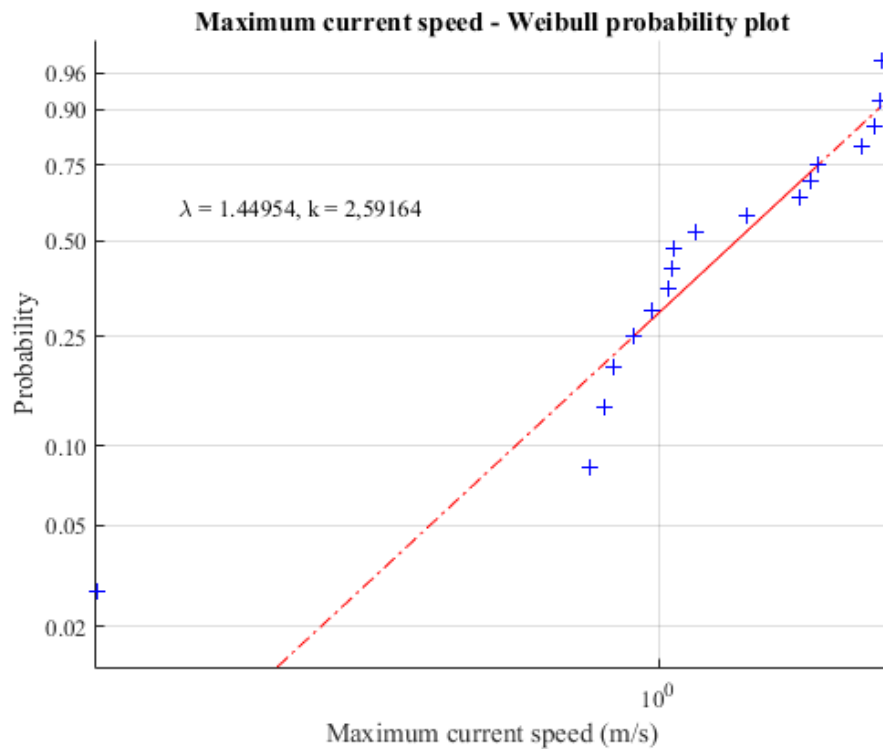
Πίνακας 2.6: Μέγιστη ταχύτητα ρεύματος και σημαντικό ύψος κύματος για τα έτη 2000 έως 2018.

Έτος	Μέγιστη ταχύτητα ρεύματος (m/s)	Μέγιστο σημαντικό ύψος κύματος (m)
2000	2,086	5,371
2001	2,047	5,998
2002	1,699	5,112
2003	2,092	5,370
2004	1,654	5,329
2005	1,597	5,230
2006	1,963	4,541
2007	1,342	4,668
2008	1,043	3,828
2009	0,979	4,375
2010	1,031	5,625
2011	1,128	5,000
2012	0,797	4,922
2013	0,155	- ²
2014	0,861	5,391
2015	0,920	5,156
2016	0,838	4,453
2017	1,052	4,219
2018	0,995	4,417

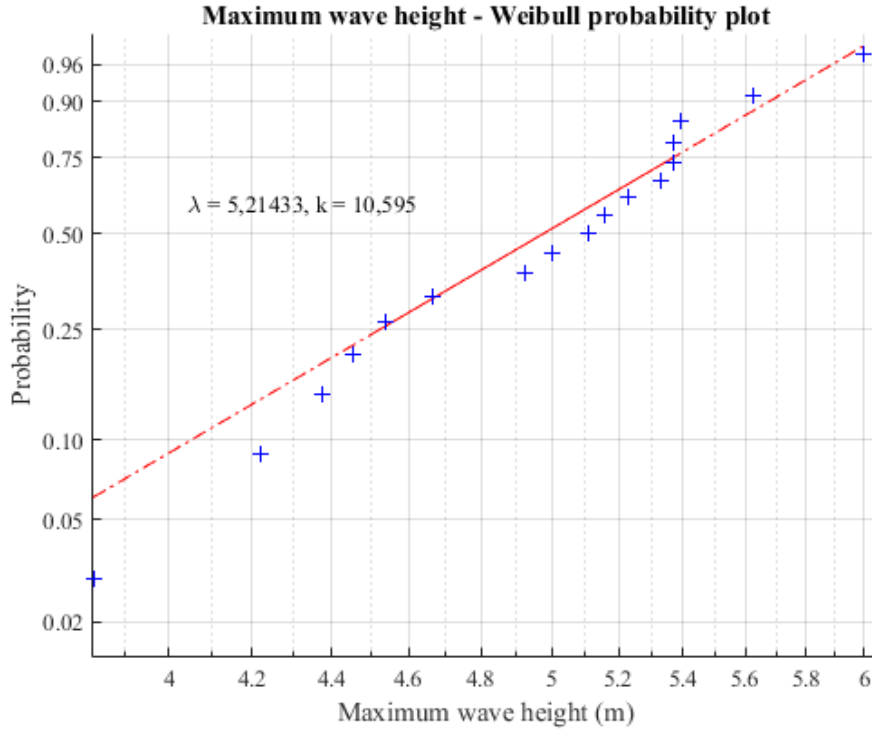
² Δεν βρέθηκαν αξιόπιστες μετρήσεις του σημαντικού ύψους κύματος για αυτό το έτος.

Με βάση τις παραπάνω μέγιστες τιμές έγινε υπολογισμός του μέγιστου ύψους κύματος και ταχύτητας ρεύματος για χρονικό διάστημα $t = 50$ χρόνια που αντιστοιχεί σε πιθανότητα μη υπέρβασης $P = 0,98$. Με προσαρμογή κατανομής Weibull (Σχέση 2.10) στις μέγιστες τιμές λαμβάνονται οι συντελεστές κ και λ για κάθε περίπτωση όπως φαίνεται στα Σχήματα 2.12 και 2.13.

$$f(x|\lambda, \kappa) = \begin{cases} \frac{\kappa}{\lambda} \left(\frac{x}{\lambda}\right)^{\kappa-1} e^{-(x/\lambda)^\kappa} & x \geq 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad (2.10)$$



Σχήμα 2.12: Προσαρμογή κατανομής Weibull στις μέγιστες ετήσιες τιμές ταχύτητας ρεύματος.



Σχήμα 2.13: Προσαρμογή κατανομής Weibull στις μέγιστες ετήσιες τιμές ύψους κύματος.

Με επίλυση της αντίστροφης συνάρτησης αθροιστικής κατανομής (Σχέση 2.11) για τις παραπάνω τιμές λ και κ με $p = 0,98$ προέκυψαν οι μέγιστες τιμές ταχύτητας ρεύματος και ύψους κύματος για $t = 50$ χρόνια ίσες με 2,45 m/s και 5,93 m αντίστοιχα.

$$Q(p|k, \lambda) = \lambda(-\ln(1 - p))^{1/k} \quad (2.11)$$

Για τον υπολογισμό της περιόδου πραγματοποιήθηκε παρόμοια διαδικασία επεξεργασίας δεδομένων και απόρριψης των μη έγκυρων καταγραφών από την οποία προέκυψε η μέση τιμή της φασματικής περιόδου στην κορυφή του φάσματος (wave period at spectral peak), $T = 4,63$ s. Η τιμή αυτή είναι ο μέσος όρος 42.954 έγκυρων καταγραφών.

2.3.3.1 Διαδικασία υπολογισμού

Με γνωστή την περίοδο κύματος καθώς και την ταχύτητα ρευμάτων και το ύψος κυμάτων στη περιοχή της κατασκευής υπολογίζεται η επίδραση της κίνησης της υδάτινης μάζας στην περίοδο κύματος. Προκύπτει η φαινόμενη περίοδος T_{app} από τις Σχέσεις 2.12, 2.13, 2.14 ή εναλλακτικά από το Σχήμα 2.14.

$$\frac{\lambda}{T} = \frac{\lambda}{T_{app}} + V_1 \quad (2.12)$$

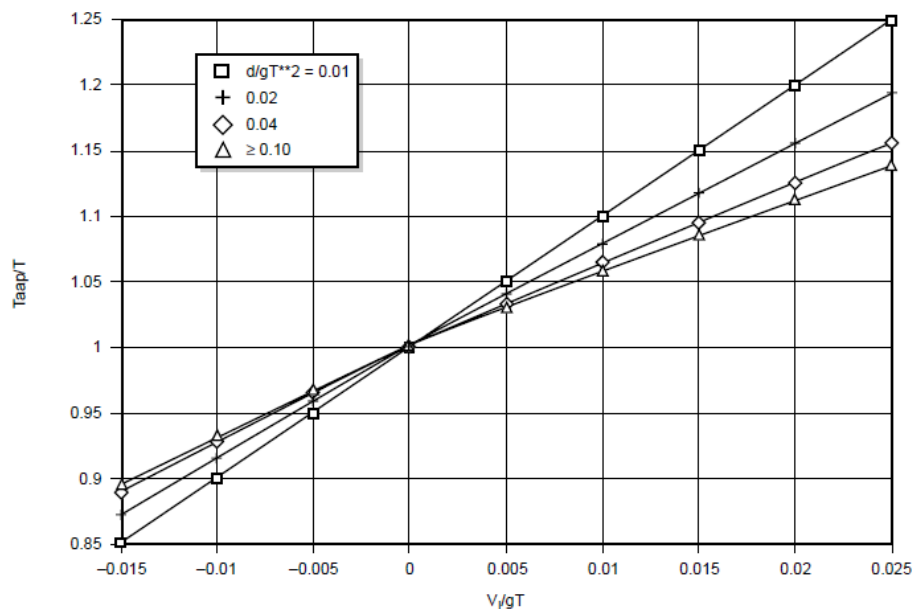
$$T_{app}^2 = \frac{2\pi\lambda}{g \tanh(2\pi d/\lambda)} \quad (2.13)$$

$$V_1 = \frac{(4\pi/\lambda)}{\sinh(4\pi d/\lambda)} \int_{-d}^0 U_c(z) \cosh\left[\frac{4\pi(z+d)}{\lambda}\right] dz \quad (2.14)$$

Στις παραπάνω σχέσεις είναι:

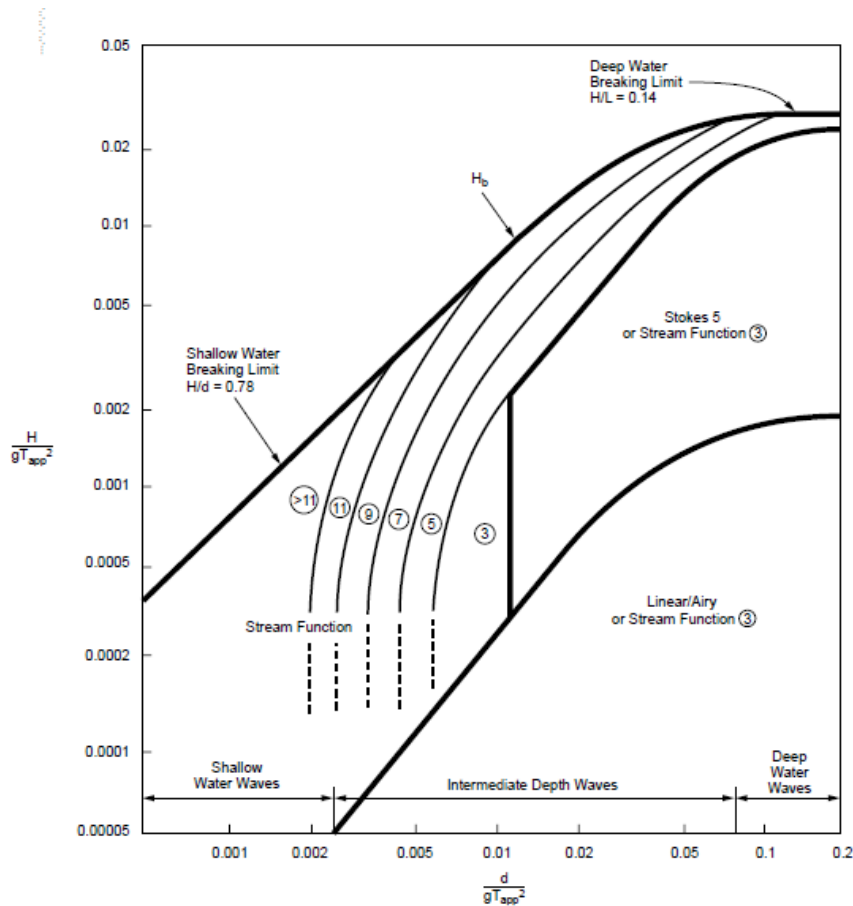
- d : Το βάθος.
 λ : Το μήκος κύματος.
 V_l : Ενεργός ταχύτητα ρεύματος στην διεύθυνση του κύματος.
 z : Υψόμετρο μετρούμενο από την στάθμη ηρεμούντος ύδατος (Σ.Η.Υ.)
 U_C : Συνιστώσα της καθ' ύψος κατανομής της ταχύτητας ρεύματος στην διεύθυνση διάδοσης κύματος.

Στο Σχήμα 2.14 αναπαρίσταται γραφικά η λύση του συστήματος εξισώσεων για ομοιόμορφη κατανομή ταχύτητας ρεύματος.



Σχήμα 2.14: Φαινόμενο Doppler προκαλούμενο από σταθερό ρεύμα.[6]

Στη συνέχεια γίνεται εφαρμογή της κατάλληλης θεωρίας κύματος με βάση το Σχήμα 2.15. Για $d = 28$ m είναι $T_{app} = 5,88$ s, $H/gT_{app}^2 = 0,017$ και $d/gT_{app}^2 = 0,083$, επομένως καταλληλότερη είναι η θεωρία Stokes 5^{ης} τάξης. Για τους παραπάνω υπολογισμούς θεωρήθηκε πως η διεύθυνση διάδοσης του κύματος συμπίπτει με την διεύθυνση της ταχύτητας του ρεύματος. Επιπλέον αγνοήθηκε η μείωση της ταχύτητας ρεύματος που προκαλεί η κατασκευή στην περιοχή σε σχέση με τις συνθήκες ανοιχτής θάλασσας, παρεμποδίζοντας την ελεύθερη κίνηση των υδάτινων σωματιδίων και δημιουργώντας απόκλιση της ροής.



Σχήμα 2.15: Πεδίο εφαρμογής των διάφορων θεωριών κύματος συναρτήσει του βάθους d , ύψους κύματος H , και φαινόμενης περιόδου T_{app} . [6]

Καθορίζεται επιπλέον ο *κινηματικός παράγοντας κύματος* μέσω του οποίου λαμβάνονται υπ' όψη οι αλλαγές στη φορά διάδοσης του κύματος, ανωμαλίες στο σχήμα της διατομής του, καθώς και η υπερεκτίμηση των δυνάμεων κυμάτων που προκαλεί η υπόθεση διάδοσης κυματισμών σε μία διεύθυνση. Λαμβάνεται εδώ ίσος με 1 υπέρ της ασφάλειας. Με εφαρμογή της θεωρίας Stokes 5^{ης} τάξης υπολογίζεται η καθ' ύψος κατανομή ταχυτήτων και επιταχύνσεων των υδάτινων σωματιδίων οι οποίες πολλαπλασιάζονται με τον κινηματικό παράγοντα κύματος.

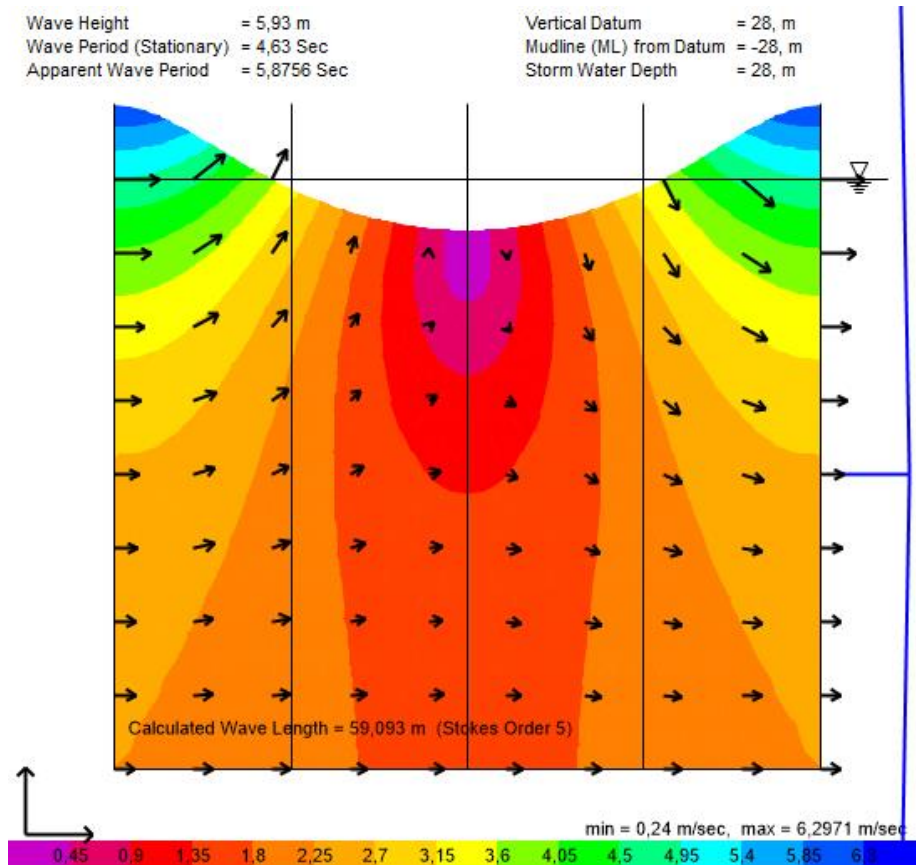
Υπολογίζεται επιπλέον η μεταβολή της κατανομής ταχυτήτων στην υδάτινη μάζα λόγω ρευμάτων με βάση το ύψος του κύματος σε κάθε σημείο. Για το σκοπό αυτό επιλύεται με επαναληπτική διαδικασία η Σχέση 2.15. Η τελική εικόνα και τα χαρακτηριστικά του κύματος που προκύπτουν, καθώς και οι ταχύτητες των υδάτινων σωματιδίων παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.16.

$$z = z' + \eta \cdot \frac{\sinh(2\pi(z'+d)/\lambda_n)}{\sinh(2\pi d/\lambda_n)} \quad (2.15)$$

Όπου:

- z : Ύψος του σημείου στο οποίο υπολογίζεται η ταχύτητα ρεύματος μετρούμενο από την Σ.Η.Υ.
- z' : Ύψος του σημείου στην κατανομή ταχύτητας ρεύματος από το οποίο λαμβάνεται η ταχύτητα, μετρούμενο από την Σ.Η.Υ.

- η : Ύψος της επιφάνειας κύματος μετρούμενο από την Σ.Η.Υ.
 d : Βάθος στην Σ.Η.Υ.
 λ_n : Μήκος κύματος.



Σχήμα 2.16: Διάγραμμα κύματος και διανύσματα ταχυτήτων υδάτινων σωματιδίων λαμβάνοντας υπ' όψη την ταχύτητα ρεύματος.

Η ταχύτητα των ρευμάτων στην περιοχή της κατασκευής είναι μειωμένη σε σχέση με την αντίστοιχη σε συνθήκες ανοιχτής θάλασσας, αφού αυτή παρεμποδίζει την ελεύθερη κίνηση των υδάτινων σωματιδίων και προκαλεί απόκλιση της ροής. Η αλλαγή αυτή της ταχύτητας λαμβάνεται υπ' όψη μέσω μειωτικού συντελεστή που για κατασκευές τύπου Jacket με τέσσερα υποστυλώματα είναι ίσος με 0,8 [6]. Οι τελικές ταχύτητες υδάτινων σωματιδίων λόγω κυμάτων και ρευμάτων που βρέθηκαν αθροίζονται διανυσματικά και η δύναμη που ασκείται σε κάθε βυθισμένο μέλος του φορέα υπολογίζεται για μέλη με κυκλική διατομή με εφαρμογή της εξίσωσης Morison (2.16):

$$F = F_D + F_I = C_D \frac{w}{2g} AU|U| + C_m \frac{w}{g} V \frac{dU}{dt} \quad (2.16)$$

Όπου:

- F : Υδροδυναμική δύναμη ανά μονάδα μήκους, ασκούμενη κάθετα στον διαμήκη άξονα του μέλους.
 F_D : Δύναμη αντίστασης ανά μονάδα μήκους.

F_I	:	Αδρανειακή δύναμη ανά μονάδα μήκους.
C_D	:	Συντελεστής αντίστασης.
A	:	Προβολή της επιφάνειας του μέλους κάθετα στον διαμήκη άξονά του.
V	:	Εκτόπισμα μέλους ανά μονάδα μήκους.
U	:	Συνιστώσα της ταχύτητας υδάτινου σωματιδίου που δρα κάθετα στον διαμήκη άξονα του μέλους.
C_M	:	Συντελεστής αδράνειας.

Το SAP2000 δίνει στον χρήστη την δυνατότητα αυτόματης επίλυσης των παραπάνω μετά από εισαγωγή των απαραίτητων δεδομένων [8]. Ορίζεται η διεύθυνση κύματος, η αρχική θέση της κορυφής του στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων και ο αριθμός των θέσεων της κορυφής του κύματος για τον οποίο θα γίνει επίλυση, ώστε να βρεθούν τα φορτία στην κατασκευή για επαρκές εύρος θέσεων της κορυφής του κύματος στην εκάστοτε διεύθυνση διάδοσης.

2.3.4 Φορτίο χιονιού

2.3.4.1 Γενικά

Τα φορτία χιονιού κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις, ενώ σε ακραίες περιπτώσεις μπορούν να θεωρηθούν και τυχαυματική δράση. Λαμβάνονται ως στατικά φορτία με ομοιόμορφη γενικώς κατανομή ή μειωμένα στην περίπτωση κεκλιμένων στεγών. Τα φορτία αυτά ενδέχεται να γίνουν σημαντικά ή ακόμα και να οδηγήσουν στην κατάρρευση σε περιοχές με έντονα ψυχρό κλίμα όπου μεγάλες χιονοπτώσεις είναι συνήθειες. Σημαντικός παράγοντας στον καθορισμό του φορτίου χιονιού σε μια κατασκευή είναι η επίδραση του ανέμου. Σε συνθήκες ηρεμίας και σε προστατευμένες περιοχές ή κατασκευές, προκαλείται συσσώρευση του χιονιού, ενώ στην αντίθετη περίπτωση προκαλούνται ανακατανομές και συγκέντρωσή του σε προεξοχές και εμπόδια. Τα θερμικά χαρακτηριστικά, η τραχύτητα και το υλικό κατασκευής της στέγης είναι επιπλέον παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος και την κατανομή της φόρτισης [1].

2.3.4.2 Φορτίο χιονιού κατά EK1

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού λαμβάνεται από την Σχέση 2.17 [14]:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k \quad (2.17)$$

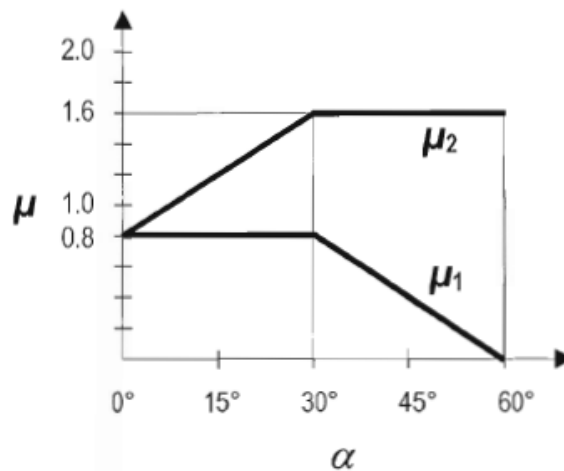
Όπου:

μ_i	:	Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
s_k	:	Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στο έδαφος
C_e	:	Συντελεστής έκθεσης
C_t	:	Θερμικός συντελεστής

Οι συντελεστές C_e^3 και C_t θα ληφθούν ίσοι με 1. Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού δίνεται, συναρτήσει του υψομέτρου A και της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού στο υψόμετρο της θάλασσας στην τοποθεσία από την Σχέση 2.5:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \quad (2.18)$$

Ο νομός Έβρου ανήκει στη ζώνη II, για την οποία κατά το εθνικό προσάρτημα ισχύει $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ και για $A = 0$ προκύπτει τελικά $s_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Για μονοκλινείς στέγες με μηδενική κλίση α και θεωρώντας πως δεν υπάρχουν εμπόδια ή σημεία απότομης αλλαγής υψομέτρου ικανά να μεταβάλλουν την κατανομή χιονιού, λαμβάνεται $\mu_i = \mu_1 = 0,8$ από το Σχήμα 2.17.



Σχήμα 2.17: Τιμές συντελεστών μορφής φορτίου χιονιού μ_1 και μ_2 συναρτήσει της κλίσης της στέγης α .

Από τα παραπάνω προκύπτει η τιμή του ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου χιονιού στην οροφή της κατασκευής, $s = 0,64 \text{ kN/m}^2$.

2.3.5 Σεισμικό φορτίο

2.3.5.1 Γενικά

Τα σεισμικά φορτία αποτελούν την κυριότερη δράση επί της κατασκευής για αυτή τη μελέτη. Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στην κατασκευή οριζόντια και κατακόρυφα αδρανειακά φορτία, προκαλούμενα από την διέγερση της λόγω των εδαφικών επιταχύνσεων. Θεωρούνται σημαντικότερες και λαμβάνονται υπ' όψη στο σχεδιασμό οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ενώ οι κατακόρυφες θα θεωρηθούν αμελητέες. Επιπλέον μέσω δοκιμών προέκυψε πως η επίδραση της μάζας νερού εντός και γύρω από τα βυθισμένα μέλη έχει ασήμαντη επίδραση στην σεισμική συμπεριφορά και τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις. Η διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών δράσεων απαιτεί σε πρώτο στάδιο τον καθορισμό των εδαφικών συνθηκών στην περιοχή της κατασκευής, αφού η απόκριση της και οι δράσεις που θα αναπτυχθούν εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το έδαφος

³ Ο συντελεστής C_e θα μπορούσε να ληφθεί ίσος με 0,8 αφού δεν υπάρχει προστασία από τον άνεμο [14]. Εδώ λαμβάνεται ίσος με 1 υπέρ της ασφαλείας.

θεμελίωσης. Επιπλέον κατά τον Ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ2000 καθορίζονται τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Z1, Z2 και Z3 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς⁴ 0,16g, 0,24g και 0,36g αντίστοιχα. Με την υπόθεση ότι η κατασκευή ανήκει στη ζώνη Z2 και για κατηγορία εδάφους B, λαμβάνονται οι παράμετροι του Πίνακα 2.7.

Πίνακας 2.7: Επιτάχυνση αναφοράς και παράμετροι φάσματος απόκρισης για ζώνη Z2 και κατηγορία εδάφους B.

$a_{gR}(g)$	$T_B(sec)$	$T_C(sec)$	$T_D(sec)$	S
0,24	0,15	0,50	2,50	1,20

2.3.5.2 Συντελεστής σπουδαιότητας

Η απόδοση μίας κατασκευής κατά την διάρκεια σεισμικής δόνησης εξαρτάται από μεγάλο αριθμό παραγόντων, σχετιζόμενων κυρίως με:

- *Τα χαρακτηριστικά της κατασκευής:* Διαστάσεις, αντοχή και υστερητική συμπεριφορά μελών, κόμβων και συνδέσεων, δυναμικά χαρακτηριστικά και άλλα.
- *Τις εργασίες κατασκευής και συντήρησης:* Ποιότητα και επίπεδο επίβλεψης των εργασιών που πραγματοποιήθηκαν, ποιότητα υλικών, επάρκεια συντήρησης.
- *Τα χαρακτηριστικά της περιοχής:* Εδαφικές συνθήκες, ένταση και συχνότητα και δυναμικά χαρακτηριστικά σεισμικών δονήσεων.

Η ελλιπής γνώση, η πολυπλοκότητα και η αδυναμία υπολογισμού των μεγεθών αυτών εισάγει μεγάλη αβεβαιότητα στον προσδιορισμό της απόδοσης και της έντασης της κατασκευής και καθιστά απαραίτητη την πιθανοτική προσέγγιση του προβλήματος. Συγκεκριμένα, για τον σκοπό του προσδιορισμού της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης εισάγεται η έννοια της *συνάρτησης επικινδυνότητας $H(m)$* που δίνει την πιθανότητα υπέρβασης καθορισμένου επιπέδου έντασης σεισμικής δόνησης m από την τυχαία ένταση σεισμικής δόνησης στην περιοχή M (οπού m το επιλεγμένο μέτρο έντασης της σεισμικής δόνησης). Βασίζεται σε πληροφορίες προερχόμενες από γεωλογικές μελέτες και μία προσέγγισή της δίνεται από τη Σχέση 2.19 [10], με την παραδοχή πως η καμπύλη θα είναι περίπου γραμμική (σε λογαριθμικές συντεταγμένες) για την περιοχή του καθορισμένου επιπέδου κινδύνου:

$$H(m) = P[M \geq m] = k_0 m^{-k} \quad (2.19)$$

Όπου k_0 σταθερά εξαρτώμενη από την σεισμικότητα της περιοχής και k λογαριθμική κλίση της καμπύλης επικινδυνότητας. Επιλέγοντας ως μέτρο του επιπέδου σεισμικής έντασης την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA = a_g$ και υπολογίζοντας την *μέση ετήσια συχνότητα λ_p* για πιθανότητα υπέρβασης p σε t έτη μέσω της Σχέσης 2.20:

⁴ Ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (reference peak ground acceleration) a_{gR} ορίζεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για έδαφος κατηγορίας A με πιθανότητα υπέρβασης $p = 10\%$ σε 50 χρόνια ή περίοδο επαναφοράς $T_R = 475$ χρόνια.[19]

$$\lambda_p = -\frac{\ln(1-p)}{t} \quad (2.20)$$

η (2.19) γίνεται:

$$\lambda_p = k_0 a_{gp}^{-k} \quad (2.21)$$

Η εδαφική επιτάχυνση a_g που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό προκύπτει από τη Σχέση 2.22:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} \quad (2.22)$$

Οπού γ_i ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής. Κατά τον ΕΚ8 ορίζονται κατηγορίες σπουδαιότητας I έως IV, οι οποίες αντιστοιχούν σε συντελεστές σπουδαιότητας σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8.

Πίνακας 2.8: Κατηγορίες και αντίστοιχοι συντελεστές σπουδαιότητας κατά ΕΚ8.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	Είδος κατασκευής
I	0,80	Κτήρια με μικρή σημασία για την δημόσια ασφάλεια (π.χ. αγροτικά κτήρια)
II	1,00	Συνήθεις κατασκευές που δεν ανήκουν σε κάποια από τις υπόλοιπες κατηγορίες
III	1,20	Κτήρια των οποίων η κατάρρευση θα επιφέρει σημαντικές επιπτώσεις (π.χ. σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού)
IV	1,40	Κτήρια ζωτικής σημασίας για την προστασία του κοινού (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, ηλεκτρικοί σταθμοί)

Η διατύπωση αυτή του συντελεστή σπουδαιότητας αποτελεί σημαντική απλοποίηση αφού αγνοεί την σημασία των χαρακτηριστικών σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής στον καθορισμό της επιτάχυνσης εδάφους που θα χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό, δίνοντας σημασία μόνο στο είδος της κατασκευής. Η ακριβής τιμή του γ_i βασισμένη στα δεδομένα αυτά προκύπτει θέτοντας αρχικά το επιθυμητό επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας με βάση το οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός σε όρους μέσης ετήσιας συχνότητας, έστω λ_x . Μέσω του ορισμού που δόθηκε στην παράγραφο 2.3.5.1 για την επιτάχυνση αναφοράς, η Σχέση 2.21 γίνεται:

$$\lambda_R = k_0 a_{gR}^{-k} \quad (2.23)$$

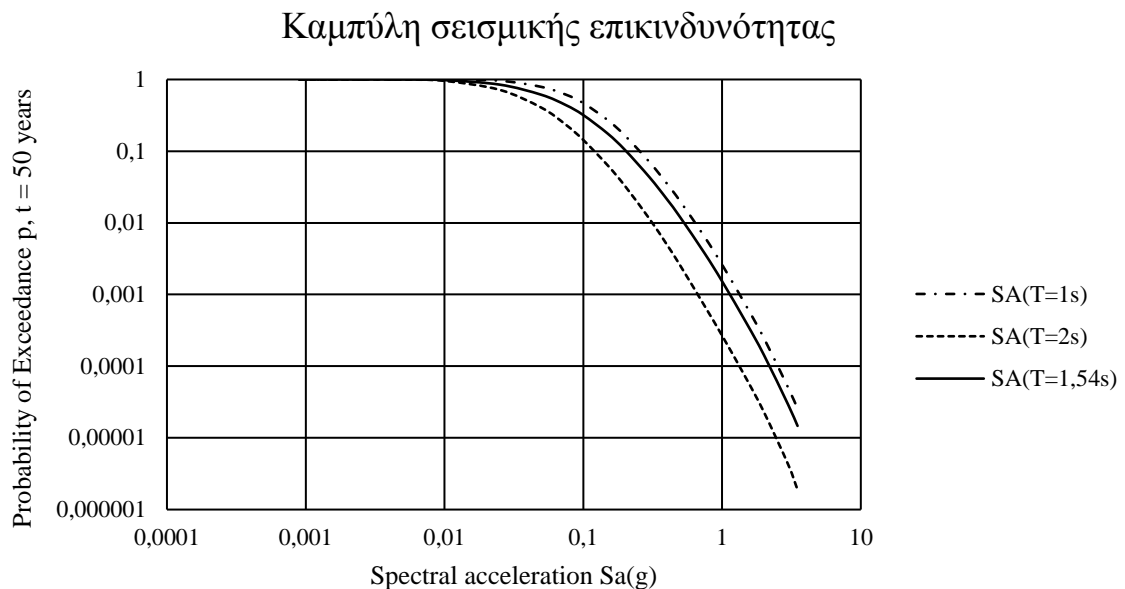
Με αντίστοιχο τρόπο και χρησιμοποιώντας την (2.22) προκύπτει:

$$\lambda_x = k_0 (\gamma_i a_{gR})^{-k} \quad (2.24)$$

Με διαίρεση κατά μέλη και επίλυση των παραπάνω σχέσεων ως προς γ_i δίνεται η έκφραση:

$$\gamma_i = \left(\frac{p}{p_R}\right)^{-1/k} \quad (2.25)$$

Για την μελέτη αυτή επιλέχθηκε πιθανότητα υπέρβασης $p = 5\%$ για $t = 50$ χρόνια. Χρησιμοποιήθηκαν καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας από την βάση δεδομένων EFEHR [12] για το μοντέλο “*Earthquake Hazard Model of the Middle East 2014*” με μέτρο σεισμικής έντασης την φασματική επιτάχυνση S_a . Στα διαθέσιμα δεδομένα για περιόδους $T = 1s$ και $T = 2s$ έγινε γραμμική παρεμβολή για την περίοδο της κατασκευής $T = 1,56s$ (Σχήμα 2.18).



Σχήμα 2.18: Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για την περιοχή της κατασκευής, φασματική επιτάχυνση για $T = 1s, 2s$ και $1,54s$ σε λογαριθμικό διάγραμμα.

Η λογαριθμική κλίση k της καμπύλης βρέθηκε με χρήση της Σχέσης 2.26 [27]:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{H_{S1(10/50)}}{H_{S1(2/50)}}\right)}{\ln\left(\frac{S_{1(2/50)}}{S_{1(10/50)}}\right)} = \frac{1,65}{\ln\left(\frac{S_{1(2/50)}}{S_{1(10/50)}}\right)} = 1,84 \quad (2.26)$$

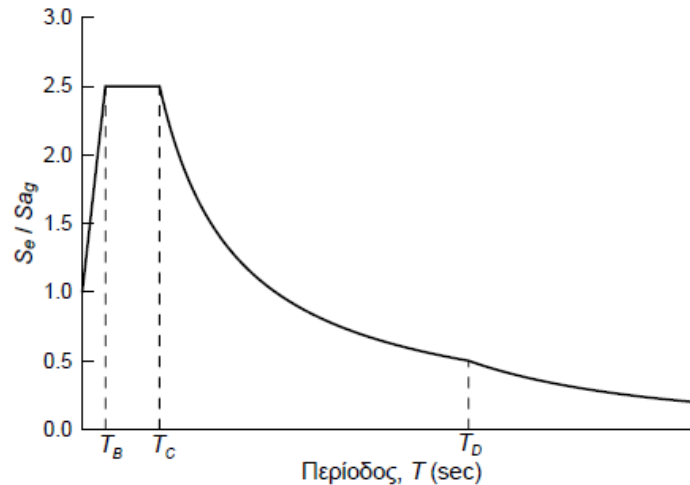
Όπου:

- $S_{1(10/50)}, S_{1(2/50)}$: Φασματικές επιταχύνσεις για επίπεδα κινδύνου 10% στα 50 χρόνια και 2% στα 50 χρόνια αντίστοιχα.
- $H_{S1(10/50)}, H_{S1(2/50)}$: Πιθανότητες υπέρβασης για επίπεδα κινδύνου 10% και 2% στα 50 χρόνια με τιμές $1/475 = 0,0021$ και $1/2475 = 0,0004$ αντίστοιχα.

Με εφαρμογή της Σχέσης 2.25 για το k που βρέθηκε προέκυψε $\gamma_i = 1,46$ και $a_g = 0,35g$.

2.3.5.3 Ελαστικό φάσμα EK8

Για τον προσδιορισμό της φασματικής επιτάχυνσης περιγράφονται στον EK8 δύο τύποι ελαστικών φασμάτων απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Το φάσμα τύπου 2 χρησιμοποιείται όταν η πλειοψηφία των σεισμών που συμβάλουν στον καθορισμό της σεισμικής επικινδυνότητας έχουν επιφανειακό μέγεθος $M_s \leq 5,5$. Παρακάτω χρησιμοποιήθηκε το φάσμα τύπου 1, η μορφή του οποίου δίνεται στο Σχήμα 2.19.



Σχήμα 2.19: Μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού EK8 τύπου 1 [3].

Για περιόδους $T_D \geq T \geq T_C$ η φασματική επιτάχυνση της κατασκευής δίνεται από την Σχέση 2.27:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.27)$$

Όπου $\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta+5}} \geq 0,55$, ο συντελεστής απόσβεσης με ζ την απόσβεση της κατασκευής.

2.3.5.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Το στατικό σύστημα του φορέα που μελετάται αποτελείται από πλαίσιο παραλαβής ροπής στη μία διεύθυνση, στο οποίο η πλαστιμότητα επιτυγχάνεται μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων σε προκαθορισμένα άκρα δοκών, στις βάσεις των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου και στην κορυφή των υποστυλωμάτων του τελευταίου. Στην άλλη διεύθυνση η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης εφελκόμενων συνδέσμων. Θα ληφθεί $q = 4$ και για τις δύο διευθύνσεις και η ορθότητα της επιλογής αυτής και του αντίστοιχου σχεδιασμού θα επαληθευθεί σε μετέπειτα στάδιο της μελέτης (Κεφάλαιο 8). Η κατασκευή θεμελίωσης θα σχεδιαστεί για ελαστική συμπεριφορά, θεωρώντας $q = 1,5$.

2.3.5.5 Ανάλυση φάσματος απόκρισης

Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων πραγματοποιήθηκε αυτόματα από το SAP2000 με την μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης [9]. Για την εφαρμογή της μεθόδου εκτελείται αρχικά ιδιομορφική ανάλυση τα αποτελέσματα της οποίας δίνονται για τις δέκα πρώτες ιδιομορφές στον Πίνακα 2.9. Απαιτείται να ληφθεί

υπ' όψη επαρκής αριθμός ιδιομορφών ώστε το άθροισμα της δρώσας ιδιομορφικής μάζας σε κάθε διεύθυνση να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της μάζας της κατασκευής και επιπλέον να συμμετέχουν όλες οι ιδιομορφές με μάζα τουλάχιστον 5% της συνολικής. Οι απαιτήσεις αυτές καλύπτονται και για τις δύο διευθύνσεις για τις δέκα πρώτες ιδιομορφές, ενώ για μεγαλύτερη ακρίβεια θα χρησιμοποιηθούν οι 20 πρώτες. Η μάζα που περιλαμβάνεται στην ανάλυση αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό, όπως περιγράφεται στην Παράγραφο 3.1. Οι ιδιομορφικές αποκρίσεις που προκύπτουν από την ανάλυση συνδυάζονται με την μέθοδο CQC.

Πίνακας 2.9: Δέκα πρώτες ιδιομορφές του φορέα και αντίστοιχες ιδιομορφικές μάζες.

Αριθμός ιδιομορφής	Περίοδος T (sec)	m_x^*	m_y^*	Σm_x^*	Σm_y^*
1	1,540	0,755	0,000	0,755	0,000
2	1,474	0,000	0,741	0,755	0,741
3	1,130	0,000	0,000	0,755	0,741
4	0,573	0,000	0,207	0,756	0,947
5	0,540	0,154	0,000	0,910	0,948
6	0,502	0,000	0,000	0,910	0,948
7	0,494	0,000	0,000	0,910	0,948
8	0,494	0,000	0,000	0,910	0,948
9	0,493	0,000	0,000	0,910	0,948
10	0,493	0,000	0,001	0,910	0,949

3 Συνδυασμοί δράσεων

Έχουν προσδιοριστεί για την κατασκευή οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επιβάλλονται σε αυτή. Για τις δράσεις αυτές εξετάζεται αν η κατασκευή πληρεί τα κριτήρια σχεδιασμού της με τον έλεγχο της στις *οριακές καταστάσεις*, πέραν των οποίων θεωρείται πως η κατασκευή ή μέρος της δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας ή τις προϋποθέσεις για την σωστή λειτουργία της. Χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

- Τις *οριακές καταστάσεις αστοχίας*, που αφορούν την ασφάλεια των χρηστών, της κατασκευής και σε ειδικές περιπτώσεις την ασφάλεια του περιεχομένου που στεγάζει.
- Τις *οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας*, που αφορούν την σωστή λειτουργία της κατασκευής, την ασφάλεια και άνεση των χρηστών καθώς και την εξωτερική εμφάνιση της.

Για τον έλεγχο της κατασκευής στις καταστάσεις αυτές, οι χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων πολλαπλασιάζονται με αυξητικούς συντελεστές ασφαλείας και συνδυάζονται κατάλληλα με σκοπό να καλυφθούν οι ακραίες περιπτώσεις φόρτισης που είναι πιθανό να εμφανιστούν στην διάρκεια ζωής της κατασκευής. Κατά τον συνδυασμό τους οι δράσεις πολλαπλασιάζονται επιπλέον με *συντελεστές συνδυασμού*, μέσω των οποίων λαμβάνεται υπ' όψη η μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων τιμών των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας και των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στους Πίνακες 3.1 και 3.2 αντίστοιχα.

Πίνακας 3.1: Συντελεστές ασφαλείας δράσεων στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Συντελεστής ασφαλείας	Οριακή κατάσταση αστοχίας	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
γ_G	1,35	1,00
γ_Q	1,5	1,00

Πίνακας 3.2: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων.

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Κινητό ορόφων	0,7	0,5	0,3
Κινητό οροφής	0,0	0,0	0,0
Άνεμος	0,6	0,2	0,0
Κύματα	0,6	0,2	0,0
Χιόνι	0,5	0,2	0,0

3.1 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην κατάσταση αυτή εξετάζεται η αστοχία της κατασκευής λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, θραύσης, μετατροπής της κατασκευής ή μέρους της σε μηχανισμό και καθολικής ή τοπικής αστάθειας. Εξετάζονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί δράσεων [13]:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Όπου χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι συμβολισμοί:

"+" :	Επαλληλία δράσεων
$G_{k,j}$:	Χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P :	Χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$:	Χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$:	Χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων
A_{Ed} :	Τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

Εφαρμόζοντας την Σχέση 3.1 προκύπτουν οι συνδυασμοί δράσεων της οριακής κατάστασης αστοχίας για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot LL \quad (3.3)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot LL + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (WI + WA) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot SN \quad (3.4)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot RL + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (WI + WA) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL + 1,5 \cdot 0,5 \cdot SN \quad (3.5)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot WI + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WA + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL + 1,5 \cdot 0,5 \cdot SN \quad (3.6)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot WA + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WI + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL + 1,5 \cdot 0,5 \cdot SN \quad (3.7)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot SN + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WI + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WA + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL \quad (3.8)$$

Με εφαρμογή της Σχέσης 3.2 προκύπτουν οι σεισμικοί συνδυασμοί:

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,3 \cdot LL \pm Ex \pm 0,3 \cdot Ey \quad (3.9)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,3 \cdot LL \pm Ey \pm 0,3 \cdot Ex \quad (3.10)$$

Για ευκολία στην αναπαράσταση των συνδυασμών αλλά και στην ανάγνωση υιοθετούνται οι ακόλουθες συντομογραφίες των φορτίων:

Ίδιο βάρος	:	DL (Dead load)
Πρόσθετο μόνιμο	:	SD (Super dead)
Κινητό	:	LL (Live load)
Κινητό οροφής	:	RL (Roof live)
Άνεμος	:	WI (Wind load)
Κύμα	:	WA (Wave load)
Χιόνι	:	SN (Snow load)
Σεισμός	:	E (Seismic load)

Για τις δράσεις ανέμου και κυμάτων γίνεται αρχικά χωρικός συνδυασμός τους. Η περιβάλλουσα που προκύπτει εισάγεται στην συνέχεια στους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης αστοχίας. Για την σεισμική δράση προκύπτουν από τις Σχέσεις 3.9 και 3.10 οκτώ συνδυασμοί με βάση το πρόσημο και την διεύθυνση του σεισμού

3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ορίζονται οι εξής συνδυασμοί δράσεων:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.11)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot LL + 0,6 \cdot (WI + WA) + 0,5 \cdot SN \quad (3.12)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot WI + 0,7 \cdot LL + 0,6 \cdot WA + 0,5 \cdot SN \quad (3.13)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot WA + 0,7 \cdot LL + 0,6 \cdot WI + 0,5 \cdot SN \quad (3.14)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot SN + 0,7 \cdot LL + 0,6 \cdot (WI + WA) \quad (3.15)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot RL + 0,7 \cdot LL + 0,6 \cdot (WI + WA) + 0,5 \cdot SN \quad (3.16)$$

Συχνός συνδυασμός

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

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,5 \cdot LL \quad (3.18)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,2 \cdot WI + 0,3 \cdot LL \quad (3.19)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,2 \cdot WA + 0,3 \cdot LL \quad (3.20)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,2 \cdot SN + 0,3 \cdot LL \quad (3.21)$$

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

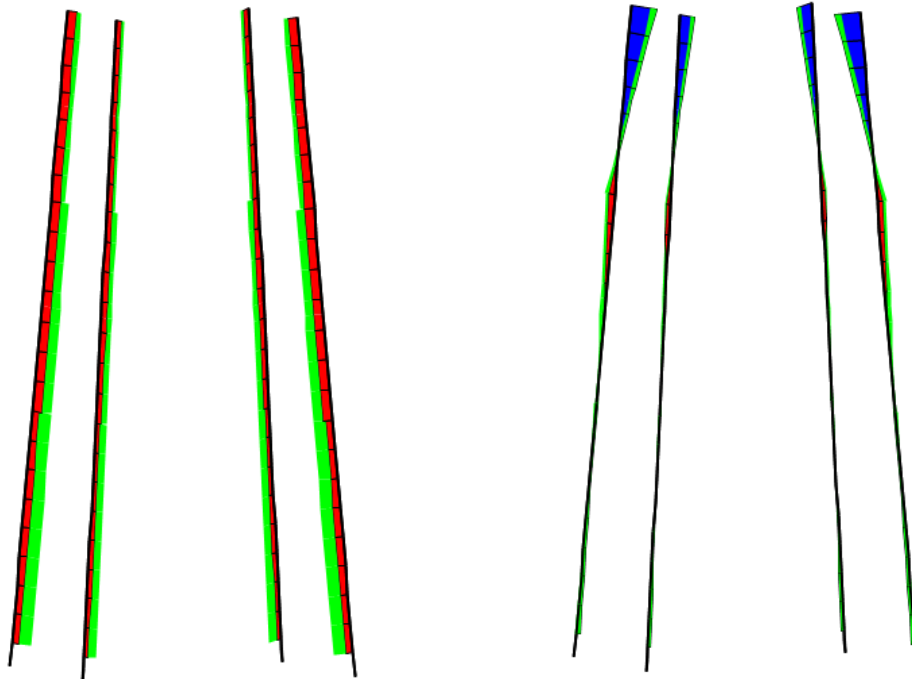
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.22)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,3 \cdot LL \quad (3.23)$$

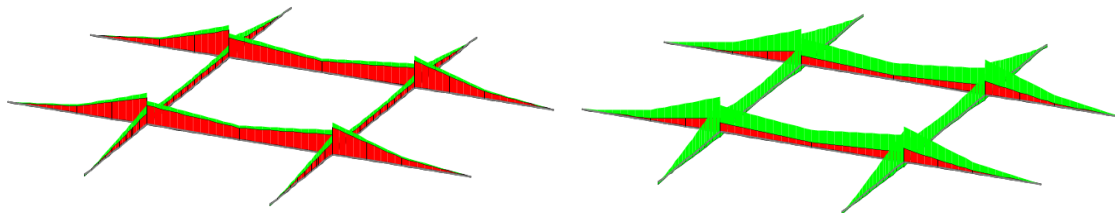
Ο χωρικός συνδυασμός των δράσεων γίνεται με διαδικασία ίδια με αυτή της οριακής κατάστασης αστοχίας.

4 Αποτελέσματα ανάλυσης

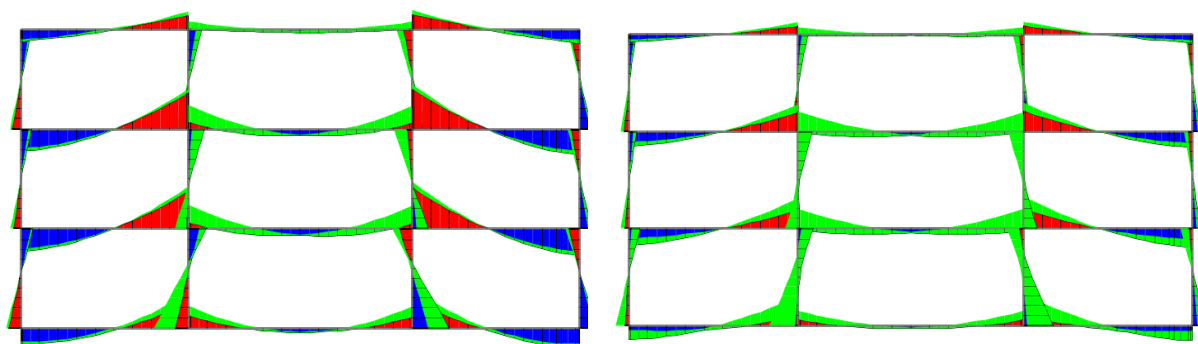
Εκτελέστηκε ελαστική ανάλυση λαμβάνοντας υπ' όψη φαινόμενα P-Δ (βλ. Παράγραφο 4.1) από την οποία προέκυψαν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων των μελών του φορέα. Παρακάτω παρουσιάζονται επιλεκτικά τα σημαντικότερα διαγράμματα εντατικών μεγεθών μελών του φορέα. Σημειώνεται πως τα διαγράμματα είναι ποιοτικά και υπό διαφορετική κλίμακα για κάθε συνδυασμό, επομένως είναι αντιπροσωπευτικά μόνο της κατανομής των εντατικών μεγεθών και όχι του μέτρου τους.



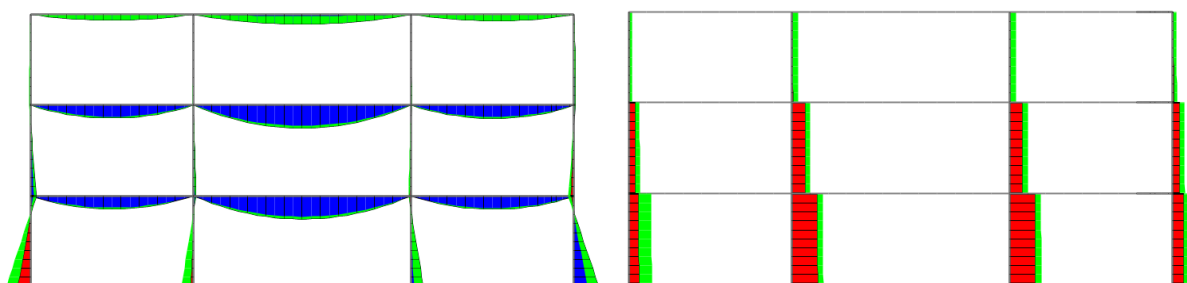
Σχήμα 4.1: Περιβάλλουσες αξονικής δύναμης (αριστερά) και καμπτικής ροπής (δεξιά) υποστυλωμάτων jacket για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.



Σχήμα 4.2: Περιβάλλουσες καμπτικής ροπής κύριων δοκών ορθογωνικής διατομής για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (αριστερά) και καταστάσεις σεισμού (δεξιά).



Σχήμα 4.3: Περιβάλλουσες καμπτικής ροπής εξωτερικών πλαισίων για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (αριστερά) και καταστάσεις σεισμού (δεξιά).



Σχήμα 4.4: Περιβάλλουσες καμπτικής ροπής (αριστερά) και αξονικής δύναμης (δεξιά) εσωτερικών πλαισίων για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

4.1 Φαινόμενα P-Δ

Παρακάτω εξετάζεται η επιρροή φαινομένων 2^{ης} τάξης (φαινόμενα P-Δ) στην συμπεριφορά της κατασκευής και προσδιορίζεται αν θα πρέπει να συμπεριληφθούν στην ανάλυση. Κατά ΕΚ8 [19] η συνεισφορά τους είναι αμελητέα και μπορεί να αγνοηθεί αν ικανοποιείται σε κάθε όροφο του πλαισίου η Σχέση 4.1:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.1)$$

Όπου:

- θ : Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου.
- P_{tot} : Συνολικά φορτία βαρύτητας ορόφου στον σεισμικό συνδυασμό.
- d_r : Σχετική μετακίνηση ορόφου πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .
- V_{tot} : Συνολική σεισμική τέμνουσα δύναμη ορόφου.
- h : Ύψος ορόφου.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Τα αποτελέσματα για τις διευθύνσεις X (αρθρωτή λειτουργία) και Y (πλαισιακή λειτουργία) παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.1 και 4.2 αντίστοιχα.

Πίνακας 4.1: Συντελεστής ευαισθησίας θ σχετικής μετακίνησης ορόφου για την διεύθυνση X.

Όροφος	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r	h (m)	θ
1 ^{ος}	16098,00	1481,14	0,0622	5,00	0,1351
2 ^{ος}	8981,11	863,79	0,0598	5,00	0,1243
3 ^{ος}	2019,54	206,66	0,0548	5,00	0,1071

Πίνακας 4.2: Συντελεστής ευαισθησίας θ σχετικής μετακίνησης ορόφου για την διεύθυνση Y.

Όροφος	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r	h (m)	θ
1 ^{ος}	16098,00	1555,53	0,0474	5,00	0,0981
2 ^{ος}	8981,11	911,00	0,0482	5,00	0,0951
3 ^{ος}	2019,54	202,97	0,0387	5,00	0,0769

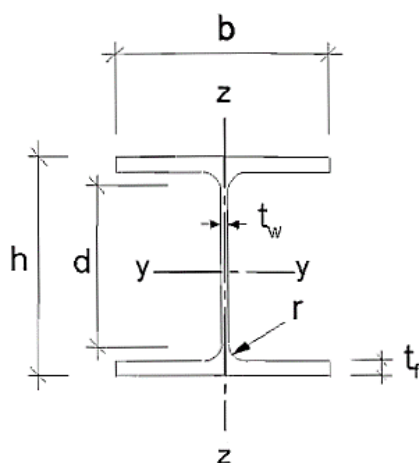
Η Σχέση 4.1 δεν ικανοποιείται στην διεύθυνση X και επομένως η επιρροή των φαινομένων P-Δ θα πρέπει να ληφθεί υπ' όψη στην ανάλυση. Για τιμές του συντελεστή θ μικρότερες του 0,2 επιτρέπεται απλοποιητικά η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά $1/(1-\theta)$. Για μεγαλύτερη ακρίβεια και ευκολία υπολογισμών επιλέγεται εδώ να ληφθούν υπ' όψη τα φαινόμενα P-Δ στην καθολική ανάλυση του προσομοιώματος μέσω της σχετικής επιλογής του SAP2000.

5 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Παρουσιάζεται παρακάτω η διαδικασία ελέγχου των μελών του φορέα για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, όπως προέκυψαν από την ελαστική ανάλυση των συνδυασμών δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

5.1 Υποστυλώματα πλαισίου

Τα υποστυλώματα του πλαισίου καταπονούνται κυρίως σε αξονική ένταση από τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας της κατασκευής καθώς και σε καμπτική και διατμητική ένταση από τα πλάγια σεισμικά φορτία. Χρησιμοποιούνται υποστυλώματα διατομής HEM 400, HEM 360 και HEM 600. Για τις τρεις κατηγορίες υποστυλωμάτων ακολουθείται παρόμοια πορεία ελέγχου που περιγράφεται παρακάτω. Στο Σχήμα 5.1 δίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τις διατομές.



Σχήμα 5.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών I και H.

5.1.1 Υποστυλώματα HEM 400

Οι ιδιότητες και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής HEM 400 παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEM 400.

A (cm ²) =	326,00	$W_{el,y}$ (cm ³) =	4819,44	h (cm) =	43,20
I_y (cm ⁴) =	104100,00	$W_{el,z}$ (cm ³) =	1259,93	$b_{f,top}$ (cm) =	30,70
I_z (cm ⁴) =	19340,00	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	5571,00	$b_{f,bot}$ (cm) =	30,70
I_t (cm ⁴) =	1520,00	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	1934,00	$t_{f,top}$ (cm) =	4,00
i_y (cm) =	17,87	$A_{v,y}$ (cm ²) =	90,72	$t_{f,bot}$ (cm) =	4,00
i_z (cm) =	7,70	$A_{v,z}$ (cm ²) =	204,67	t_w (cm) =	2,10
I_w (cm ⁶) =	7410000,00			r (cm) =	2,70

Πραγματοποιείται αρχικά κατάταξη της διατομής σε κατηγορία με την υπόθεση πως βρίσκεται σε καθαρή θλίψη [16]:

- Κορμός: $c/t = 14,19 < 26,85 = 33 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Πέλμα: $c/t = 2,90 < 7,32 = 9 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Όπου ο λόγος c/t λαμβάνεται από τις Σχέσεις 5.1 και 5.2 για κορμό και πέλμα αντίστοιχα.

$$c/t = \frac{(h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r)}{t_w} \quad (5.1)$$

$$c/t = \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r\right)}{t_f} \quad (5.2)$$

Η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1 επομένως υπολογίστηκαν τα πλαστικά μεγέθη αντοχής σε αξονική δύναμη, ροπή κάμψης και τέμνουσα⁵:

- $N_{pl,Rd} = 11573,00 \text{ kN}$
- $M_{pl,Rd,y} = 1977,71 \text{ kNm}$
- $M_{pl,Rd,z} = 686,57 \text{ kNm}$
- $V_{pl,Rd,y} = 1859,39 \text{ kN}$
- $V_{pl,Rd,z} = 4194,83 \text{ kN}$

Τα υποστυλώματα αυτά αποτελούν μέρος των πλαισίων που λειτουργούν αρθρωτά (βλ. Σχήμα 1.6 και 1.7) και φέρουν κυρίως βαρυντικά φορτία. Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας εμφανίζονται στην βάση τους. Οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν ξεχωριστά για τα υποστυλώματα με τα δυσμενέστερα μεγέθη αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης για τους συνδυασμούς καταστάσεων διάρκειας ή παροδικών και για τις καταστάσεις σεισμού της οριακής κατάστασης αστοχίας. Τα εντατικά μεγέθη ελέγχου παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων HEM 400 για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές		Καταστάσεις σεισμού	
	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή
N_{Ed} (kN)	-1944,60	-1308,91	-1106,88	-1095,22
$M_{Ed,y}$ (kNm)	647,12	-1372,97	-558,95	-1044,34
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	154,08	-345,24	-128,80	-255,62
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00

Για τον έλεγχο του υποστυλώματος σε λυγισμό απαιτείται η εύρεση του κρίσιμου μήκους λυγισμού για κάθε άξονα. Για τον ισχυρό άξονα το κρίσιμο μήκος λυγισμού $L_{cr,y}$ βρέθηκε ίσο με 7,71 m στη δυσμενέστερη περίπτωση όπου εξετάζεται εξωτερικό υποστυλώμα με χρήση των Σχέσεων 5.3, 5.4 και 5.5 (βλ. Σχήμα 5.2). Για τον ασθενή άξονα

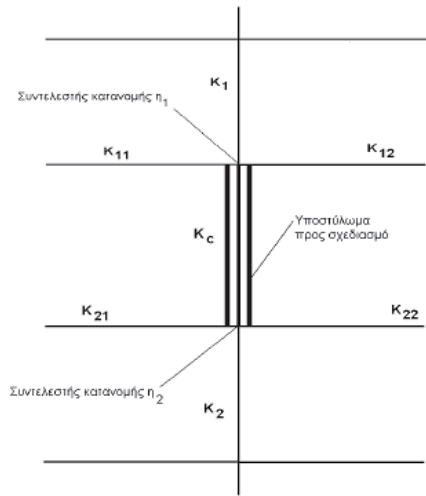
⁵ Ως V_y και V_z ορίζονται οι τέμνουσες δυνάμεις κάθετα στους άξονες $y-y$ και $z-z$ αντίστοιχα. Η ίδια σύμβαση τηρείται και για τις αντοχές σε τέμνουσα, $V_{Rd,y}$ και $V_{Rd,z}$.

οπού λόγω των συνδέσμων δυσκαμψίας το πλαίσιο θεωρείται αμετάθετο θα ληφθεί $L_{cr,z} = 5$ m, ίσο δηλαδή με την απόσταση μεταξύ στηρίξεων του υποστυλώματος.

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (5.3)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (5.4)$$

$$\frac{L}{L_{cr}} = \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right] \quad (5.5)$$



Σχήμα 5.2: Συντελεστές κατανομής συνεχών υποστυλωμάτων που ανήκουν σε πλαίσια.

Ελέγχεται επιπλέον η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης καθώς και η αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής δύναμης. Για κάθε διεύθυνση και συνδυασμό ισχύει $V_{Ed} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω τέμνουσας. Η αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής δύναμης ελέγχεται μέσω των σχέσεων:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (5.6)$$

$$N_{Ed} \leq 0,5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.7)$$

Η Σχέση 5.7 δεν ικανοποιείται για όλους τους συνδυασμούς ($0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1312,08$ kN) και άρα η αντοχή σε κάμψη της διατομής θα λαμβάνεται μειωμένη:

$$M_{N,y,Rd} = \min \left\{ M_{pl,y,Rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right); M_{pl,y,Rd} \right\} \quad (5.8)$$

Όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ και $a = \min \{ (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A; 0,5 \}$. Για το εξεταζόμενο υποστυλώμα είναι $n = 0,168$ και $a = 0,247$ για $N_{Ed} = -1944,60$ kN. Με εφαρμογή της Σχέσης 5.8 προκύπτει $M_{N,y,Rd} = 1876,83$ kNm που επαρκεί για κάθε συνδυασμό.

Ο έλεγχος σε λυγισμό του υποστυλώματος για συνδυασμένη δράση κάμψης και θλίψης γίνεται με εφαρμογή των Σχέσεων 5.9 και 5.10 όπου k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} και k_{zz} είναι συντελεστές αλληλεπίδρασης των οποίων ο υπολογισμός παρουσιάζεται παρακάτω.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y^*} N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.9)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{z^*} N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.10)$$

Για την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων απαιτείται η εύρεση της ανηγμένης λυγηρότητας σε κάθε άξονα:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (5.11)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.12)$$

Για $h/b = 1,41 > 1,2$ και $t_f = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$ οι καμπύλες λυγισμού που αντιστοιχούν στους άξονες y-y και z-z είναι οι a και b. Από τα παραπάνω υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού για κάθε άξονα με χρήση των 5.13 και 5.14, καθώς και η αντοχή σε λυγισμό $N_{b,Rd}$ μέσω της 5.15. Τα αποτελέσματα δίνονται συνοπτικά στον Πίνακα 5.3

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.13)$$

$$\chi = 1/(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \leq 1,0 \quad (5.14)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} \quad (5.15)$$

Πίνακας 5.3: Συντελεστές λυγισμού υποστυλώματος διατομής HEM 400.

	Άξονας λυγισμού	
	y-y	z-z
$\bar{\lambda}$	0,73	0,85
Καμπύλη λυγισμού	a	b
Συντελεστής ατελειών α	0,21	0,34
Φ	0,70	0,97
χ	0,90	0,69
$N_{b,Rd}$	8023,95 kN	

Ομοίως υπολογίζεται η αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Στην περίπτωση αυτή η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από τη Σχέση 5.16 και η ροπή αντοχής $M_{b,Rd}$ από την 5.17.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (5.16)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.17)$$

Όπου M_{cr} είναι η κρίσιμη ελαστική ροπή και λαμβάνεται από την έκφραση:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\} \quad (5.18)$$

Όπου:

C_1, C_2, C_3 : Συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στήριξης.

I_t : Σταθερά στρέψης.

I_w : Σταθερά στρέβλωσης.

k, k_w : Συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες στήριξης.

$z_g = z_a - z_s$: Απόσταση του κέντρου διάτμησης της διατομής από το σημείο εφαρμογής της εξωτερικής φόρτισης.

z_a : Απόσταση του σημείου εφαρμογής φορτίου από τον άξονα y-y.

z_s : Απόσταση του κέντρου διάτμησης από τον άξονα y-y.

z_j : $z_s - \left[0,5 \cdot \int_A z(y^2 + z^2) dA \right] / I_y$

Με εφαρμογή των παραπάνω υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και η αντίστοιχη ροπή αντοχής του μέλους όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 5.4:

Πίνακας 5.4: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υποστυλώματος διατομής HEM 400.

k	1,00
C_1	1,879
C_2	0,000
C_3	0,939
M_{cr} (kNm)	10221,26
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,44
Καμπύλη λυγισμού	a
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21
Φ_{LT}	0,62
χ_{LT}	0,94
$M_{b,Rd}$ (kNm)	1862,95

Ο υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης θα γίνει με βάση την 2^η μέθοδο του ΕΚ3 [16]. Από τα διαγράμματα ροπών προκύπτουν $\psi = -0,11$ (δυσμενέστερη περίπτωση) και οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής $C_{my} = 0,9$, $C_{mz} = 0,6$ και $C_{m1} = 0,6$. Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης για διατομές κατηγορίας 1 προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις στις οποίες είναι $N_{Rk} = f_y \cdot A$ και $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$.

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (5.19)$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (5.20)$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} \quad (5.21)$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} \quad (5.22)$$

Οι τιμές των συντελεστών καθώς και των Σχέσεων 5.9 και 5.10 για τις εξεταζόμενες εντατικές καταστάσεις καταγράφονται στον Πίνακα 5.5. Στους σεισμικούς συνδυασμούς εμφανίζονται ταυτόχρονα μικρότερες ροπές και αξονικές δυνάμεις, επομένως δεν περιλαμβάνονται σε αυτό τον έλεγχο.

Πίνακας 5.5: Συντελεστές λυγισμού υπό κάμψη και θλίψη υποστυλωμάτων διατομής HEM 400.

N_{Ed} (kN)	-1944,60	-1308,91
$M_{Ed,y}$ (kNm)	647,12	-1372,97
k_{yy}	0,96	0,94
k_{zz}	0,76	0,71
k_{zy}	0,58	0,56
k_{yz}	0,46	0,42
$\Pi.A.y$	0,52	0,82
$\Pi.A.z$	0,44	0,58

Τα υποστυλώματα HEM 400 ελέγχθηκαν επιπλέον για αξονικές δυνάμεις προσαυξημένες σύμφωνα με την Σχέση 5.23:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \quad (5.23)$$

Η ελάχιστη τιμή υπεραντοχής για όλους τους συνδέσμους του πλαισίου είναι $\Omega = 1,18$ (βλ. Παράγραφο 5.4). Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν με εφαρμογή της παραπάνω σχέσης είναι $N_{Ed} = -1395,42$ kN, $M_{Ed} = -1236,47$ kNm και $V_{Ed} = 303,15$ kN, για τα οποία είναι $\Pi.A.y = 0,76$ και $\Pi.A.z = 0,55$.

5.1.2 Υποστυλώματα HEM 360

Με παρόμοια διαδικασία ελέγχονται και τα υποστυλώματα HEM 360 περιμετρικά του πλαισίου τα οποία φέρουν κυρίως σεισμικά φορτία. Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.6: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEM 360.

A (cm ²) =	319,00	$W_{el,y}$ (cm ³) =	4297,22	h (cm) =	39,50
I_y (cm ⁴) =	84870,00	$W_{el,z}$ (cm ³) =	1267,53	$b_{f,top}$ (cm) =	30,80
I_z (cm ⁴) =	19520,00	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	4989,00	$b_{f,bot}$ (cm) =	30,80
I_t (cm ⁴) =	1513,00	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	1942,00	$t_{f,top}$ (cm) =	4,00
i_y (cm) =	16,31	$A_{v,y}$ (cm ²) =	82,95	$t_{f,bot}$ (cm) =	4,00
i_z (cm) =	7,82	$A_{v,z}$ (cm ²) =	205,33	t_w (cm) =	2,10
I_w (cm ⁶) =	6009300,00			r (cm) =	2,70

Συντηρητικά η διατομή κατατάσσεται σε κατηγορία με την θεώρηση πως βρίσκεται σε καθαρή θλίψη.

- *Κορμός:* $c/t = 12,43 < 26,85 = 33 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.

- Πέγμα: $c/t = 2,91 < 7,32 = 9 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1, επομένως υπολογίζονται τα πλαστικά μεγέθη αντοχής:

- $N_{pl,Rd} = 11324,50 \text{ kN}$
- $M_{pl,Rd,y} = 1771,10 \text{ kNm}$
- $M_{pl,Rd,z} = 689,41 \text{ kNm}$
- $V_{pl,Rd,y} = 1700,14 \text{ kN}$
- $V_{pl,Rd,z} = 4208,50 \text{ kN}$

Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων θα γίνει για τα δυσμενέστερα μεγέθη αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης που προκύπτουν από τους σεισμικούς και μη σεισμικούς συνδυασμούς. Τα μεγέθη αυτά δίνονται στον Πίνακα 5.7. Για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς η μέγιστη αξονική δύναμη και μέγιστη ροπή εμφανίζονται στο ίδιο μέλος.

Πίνακας 5.7: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων HEM 360 για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές		Καστάσεις σεισμού	
	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή
N_{Ed} (kN)	-414,84	-414,84	-287,80	23,41
$M_{Ed,y}$ (kNm)	503,22	503,22	-326,98	401,83
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	136,95	136,95	-75,03	147,73
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00

Στο επόμενο βήμα υπολογίζεται το κρίσιμο μήκος λυγισμού για κάθε άξονα του υποστυλώματος. Δεν διαθέτουν όλα τα υποστυλώματα HEM 360 τις ίδιες συνθήκες στήριξης και επομένως τα κρίσιμα μήκη λυγισμού θα διαφέρουν μεταξύ τους. Θα βρεθούν τα δυσμενέστερα $L_{cr,y}$ και $L_{cr,z}$ και η επίλυση θα γίνει για αυτά. Σε περίπτωση που οι έλεγχοι δεν ικανοποιούνται για κάποιο μέλος θα πραγματοποιηθεί επιπλέον έλεγχος με τα ακριβή μήκη λυγισμού. Μέσω των Σχέσεων 5.3, 5.4 και 5.5 λαμβάνουμε $L_{cr,y} = 9,36 \text{ m}$ και $L_{cr,z} = 5 \text{ m}$.

Οι αλληλεπιδράσεις της τέμνουσας δύναμης με την καμπτική ροπή και της αξονικής δύναμης με την καμπτική ροπή καθώς και οι αντίστοιχες απαιτούμενες απομειώσεις των αντοχών δίνονται από τις Σχέσεις 5.6, 5.7 και από τον έλεγχο $V_{Ed} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$. Είναι $V_{Ed} = 147,73 \leq 850,07 = 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται μείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω τέμνουσας. Από τις 5.6 και 5.7 προκύπτει:

$$N_{Ed} = -414,84 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 2831,13 \text{ kN} \quad (5.24)$$

$$N_{Ed} = -414,84 \leq 0,5 \cdot \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 1174,16 \text{ kN} \quad (5.25)$$

Δεν απαιτείται λοιπόν μείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω αξονικής δύναμης. Για την εύρεση της αντοχής των υποστυλωμάτων σε καμπτικό λυγισμό εφαρμόζεται η διαδικασία που χρησιμοποιήθηκε για τα υποστυλώματα HEM 400. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πίνακα 5.8.

Πίνακας 5.8: Συντελεστές λυγισμού υποστυλωμάτων διατομής HEM 360.

	Άξονας λυγισμού	
	y-y	z-z
$\bar{\lambda}$	0,75	0,84
Καμπύλη λυγισμού	a	b
Συντελεστής ατελειών α	0,21	0,34
Φ	0,84	0,96
χ	0,82	0,70
$N_{b,Rd}$	7945,13 kN	

Ομοίως για την αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με γραμμική κατανομή ροπών για όλα τα υποστυλώματα και θεωρώντας υπέρ της ασφαλείας πως $\psi = 0$, λαμβάνουμε:

Πίνακας 5.9: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υποστυλωμάτων διατομής HEM 360.

k	1,00
C_1	1,879
C_2	0,000
C_3	0,939
M_{cr} (kNm)	10299,95
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,41
Καμπύλη λυγισμού	a
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21
Φ_{LT}	0,61
χ_{LT}	0,95
$M_{b,Rd}$ (kNm)	1680,56

Τελευταίο βήμα της διαδικασίας είναι ο έλεγχος της αντοχής των μελών σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη μέσω των Σχέσεων 5.9 και 5.10. Οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής θα είναι $C_{my} = 0,90$, $C_{mz} = 0,60$ και $C_{m1t} = 0,60$. Ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί μόνο για τον μη σεισμικό συνδυασμό αφού τα εντατικά μεγέθη είναι δυσμενέστερα και η ικανοποίηση του θα καλύπτει και τους σεισμικούς συνδυασμούς. Βρέθηκαν επιπλέον τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν με εφαρμογή της Σχέσης 5.23, τα οποία είναι όμως μικρότερα των δυσμενέστερων και επομένως δεν ελέγχονται.

Πίνακας 5.10: Συντελεστές λυγισμού υπό κάμψη και θλίψη υποστυλωμάτων διατομής HEM 360.

N_{Ed} (kN)	-414,84
$M_{Ed,y}$ (kNm)	503,22
k_{yy}	0,93
k_{zz}	0,63
k_{zy}	0,56
k_{yz}	0,38
$\Pi.A.y$	0,33
$\Pi.A.z$	0,22

Άρα τα υποστυλώματα HEM 360 επαρκούν σύμφωνα με τον Πίνακα 5.10.

5.1.3 Υποστυλώματα HEM 600

Τα υποστυλώματα HEM 600 αποτελούν μέρος των ακραίων πλαισίων παραλαβής ροπής του φορέα. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους δίνονται στον Πίνακα 5.11.

Πίνακας 5.11: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEM 600.

A (cm ²) =	364,00	$W_{el,y}$ (cm ³) =	7658,06	h (cm) =	62,00
I_y (cm ⁴) =	237400,01	$W_{el,z}$ (cm ³) =	1244,59	$b_{f,top}$ (cm) =	30,50
I_z (cm ⁴) =	18980,00	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	8772,00	$b_{f,bot}$ (cm) =	30,50
I_t (cm ⁴) =	1570,00	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	1930,00	$t_{f,top}$ (cm) =	4,00
i_y (cm) =	25,54	$A_{v,y}$ (cm ²) =	130,20	$t_{f,bot}$ (cm) =	4,00
i_z (cm) =	7,22	$A_{v,z}$ (cm ²) =	203,33	t_w (cm) =	2,10
I_w (cm ⁶) =	15700000,00			r (cm) =	2,70

Η διατομή κατατάσσεται σε κατηγορία με την θεώρηση πως βρίσκεται σε καθαρή θλίψη.

- *Κορμός*: $c/t = 23,14 < 26,85 = 33 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- *Πέλμα*: $c/t = 2,88 < 7,32 = 9 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Υπολογίζονται στη συνέχεια τα πλαστικά μεγέθη αντοχής για διατομή κατηγορίας 1:

- $N_{pl,Rd} = 12922,00$ kN
- $M_{pl,Rd,y} = 3114,06$ kNm
- $M_{pl,Rd,z} = 685,15$ kNm
- $V_{pl,Rd,y} = 2668,57$ kN
- $V_{pl,Rd,z} = 4167,51$ kN

Στον Πίνακα 5.12 καταγράφονται οι δυσμενέστερες εντατικές καταστάσεις των υποστυλωμάτων HEM 600 για σεισμικούς και μη σεισμικούς συνδυασμούς.

Πίνακας 5.12: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων HEM 600 για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές		Καταστάσεις σεισμού	
	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή
N_{Ed} (kN)	-2066,70	-2056,45	-1311,48	-1311,48
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-1321,13	1323,30	-1133,57	-1133,57
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	-399,75	401,05	-333,96	-333,96
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00

Οι διατομές όπου εμφανίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη ελέγχονται για μείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω της δράσης τέμνουσας ή αξονικής δύναμης:

$$V_{Ed} = 401,05 \text{ kN} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd,y} = 1334,29 \text{ kN} \quad (5.26)$$

$$N_{Ed} = -2066,70 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 3230,50 \text{ kN} \quad (5.27)$$

$$N_{Ed} = -2066,70 \geq 0,5 \cdot \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 2012,85 \text{ kN} \quad (5.28)$$

Απαιτείται επομένως απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω αξονικής έντασης η οποία όμως αγνοείται αφού με εφαρμογή της Σχέσης 5.8 προκύπτει ίση με την πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd,y}$. Τα μήκη λυγισμού είναι $L_{cr,y} = 11,12 \text{ m}$ και $L_{cr,z} = 5,00 \text{ m}$. Τα αποτελέσματα της επίλυσης των υποστυλωμάτων HEM 600 για καμπτικό λυγισμό παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.13

Πίνακας 5.13: Συντελεστές λυγισμού υποστυλώματος διατομής HEM 600.

	Άξονας λυγισμού	
	y-y	z-z
$\bar{\lambda}$	0,57	0,91
Καμπύλη λυγισμού	a	b
Συντελεστής ατελειών α	0,21	0,34
Φ	0,70	1,03
χ	0,90	0,66
$N_{b,Rd}$	8491,17 kN	

Θεωρώντας πως για την κατανομή ροπών στο υποστύλωμα ισχύει $\psi = 0$, από τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λαμβάνουμε τα ακόλουθα:

Πίνακας 5.14: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υποστυλώματος διατομής HEM 600.

k	1,00
C_1	1,879
C_2	0,000
C_3	0,939
M_{cr} (kNm)	11956,66
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,51
Καμπύλη λυγισμού	b
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,34
Φ_{LT}	0,68
χ_{LT}	0,88
$M_{b,Rd}$ (kNm)	2739,15

Ομοίως με την προηγούμενη περίπτωση οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής θα είναι $C_{my} = 0,90$, $C_{mz} = 0,60$ και $C_{m1t} = 0,60$. Υπολογίστηκαν οι συντελεστές αλληλεπίδρασης και στην συνέχεια εφαρμόστηκαν οι Σχέσεις 5.9 και 5.10. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Πίνακα 5.15 οπου φαίνεται πως τα υποστυλώματα HEM 600 επαρκούν.

Πίνακας 5.15: Συντελεστές λυγισμού υποστυλώματος διατομής HEM 600.

N_{Ed} (kN)	-2066,70
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-1321,13
k_{yy}	0,96
k_{zz}	0,78
k_{zy}	0,58
k_{yz}	0,47

$P.A.y$	0,64
$P.A.z$	0,52

5.2 Δοκοί πλαισίου

Οι δοκοί του πλαισίου λειτουργούν κυρίως αρθρωτά και μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία των διαδοκίδων στα υποστυλώματα. Εξαιρέση αποτελούν οι δοκοί των δύο εξωτερικών πλαισίων σε κάθε πλευρά που συνδέονται στα άκρα με συνδέσεις ροπής και λειτουργούν ως μέρη του συστήματος παραλαβής σεισμικών φορτίων της κατασκευής. Όλες οι δοκοί των ορόφων του πλαισίου έχουν διατομή HEM 450, ενώ οι δοκοί της οροφής έχουν διατομή HEM 360. Οι διατομές HEM επιλέχθηκαν επειδή προσφέρουν υψηλότερη αντοχή σε καμπτική ροπή και ταυτόχρονα την μικρότερη αύξηση του στατικού ύψους του συστήματος πλακών – διαδοκίδων – δοκών σε σχέση με άλλες τυποποιημένες διατομές. Η αξονική δύναμη, όπου εμφανίζεται, έχει μικρή τιμή και μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα. Δίνεται επομένως έμφαση στους ελέγχους διατομής για κάμψη, διάτμηση και την συνδυασμένη δράση τους καθώς επίσης και στον έλεγχο των μελών σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

5.2.1 Δοκοί HEM 450

Στον Πίνακα 5.16 δίνονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής HEM 450.

Πίνακας 5.16: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEM 450.

A (cm ²) =	335,00	$W_{el,y}$ (cm ³) =	5502,09	h (cm) =	47,80
I_y (cm ⁴) =	131500,01	$W_{el,z}$ (cm ³) =	1259,93	$b_{f,top}$ (cm) =	30,70
I_z (cm ⁴) =	19340,00	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	6331,00	$b_{f,bot}$ (cm) =	30,70
I_t (cm ⁴) =	1534,00	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	1939,00	$t_{f,top}$ (cm) =	4,00
i_y (cm) =	19,81	$A_{v,y}$ (cm ²) =	100,38	$t_{f,bot}$ (cm) =	4,00
i_z (cm) =	7,60	$A_{v,z}$ (cm ²) =	204,67	t_w (cm) =	2,10
I_w (cm ⁶) =	9092300,00			r (cm) =	2,70

Απλοποιητικά η κατάταξη της διατομής θα γίνει με την θεώρηση της καθαρής θλίψης.

- *Κορμός:* $c/t = 16,38 < 26,85 = 33 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- *Πέλαμα:* $c/t = 2,90 < 7,32 = 9 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Αφού η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1 υπολογίζονται τα πλαστικά μεγέθη αντοχής:

- $N_{pl,Rd} = 11892,50$ kN
- $M_{pl,Rd,y} = 2247,51$ kNm
- $M_{pl,Rd,z} = 688,35$ kNm
- $V_{pl,Rd,y} = 2057,38$ kN
- $V_{pl,Rd,z} = 4194,83$ kN

Για την διευκόλυνση της διαδικασίας ελέγχου των δοκών θα γίνει διάκριση τους σε κατηγορίες με βάση το μήκος τους ($L = 9 \text{ m}$ ή $L = 12 \text{ m}$) και την στατική λειτουργία τους (αρθρωτή σύνδεση ή σύνδεση ροπής). Στους Πίνακες 5.17 και 5.18 καταγράφονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη ανά κατηγορία δοκού για μη σεισμικούς και σεισμικούς συνδυασμούς αντίστοιχα. Δεν πραγματοποιήθηκε επίλυση για τις αρθρωτές δοκούς σε σεισμικούς συνδυασμούς αφού δεν φέρουν σεισμικά φορτία.

Πίνακας 5.17: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη δοκών HEM 450 για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Χαρακτηριστικά δοκού	$L = 9 \text{ m}$, αρθρωτή σύνδεση	$L = 9 \text{ m}$, σύνδεση ροπής	$L = 12 \text{ m}$, αρθρωτή σύνδεση	$L = 12 \text{ m}$, σύνδεση ροπής
N_{Ed} (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_{Ed,y}$ (kNm)	800,13	-1627,32	-966,41	803,57
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	321,64	508,53	441,63	248,15
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00

Πίνακας 5.18: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη δοκών HEM 450 για καταστάσεις σεισμού.

Χαρακτηριστικά δοκού	$L = 9 \text{ m}$, σύνδεση ροπής	$L = 12 \text{ m}$, σύνδεση ροπής
N_{Ed} (kN)	0,00	0,00
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-1077,15	-760,38
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	-322,74	248,00
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00

Εξετάζεται αν απαιτείται μείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης. Παρότι γενικώς τα μέγιστα μεγέθη διάτμησης και κάμψης δεν εμφανίζονται στην ίδια διατομή, στον έλεγχο αυτό θα γίνει υπέρ της ασφαλείας αυτή η υπόθεση.

$$V_{Ed} = 508,53 \text{ kN} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd,y} = 1028,69 \text{ kN} \quad (5.29)$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση. Για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπολογίζονται για κάθε κατηγορία δοκού οι ανάλογοι συντελεστές μέσω των οποίων προκύπτει η κρίσιμη ελαστική ροπή και η ροπή αντοχής:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.30)$$

Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 5.19: Συντελεστές και αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δοκών HEM 450 ανά άνοιγμα και λειτουργία⁶.

Χαρακτηριστικά δοκού	$L = 9 \text{ m}$, αρθρωτή σύνδεση	$L = 9 \text{ m}$, σύνδεση ροπής	$L = 12 \text{ m}$, αρθρωτή σύνδεση	$L = 12 \text{ m}$, σύνδεση ροπής
k	1,00	0,50	1,00	0,50

⁶ Για τις δοκούς με $L = 9 \text{ m}$ με συνδέσεις ροπής, οι συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 λαμβάνονται με την δυσμενή θεώρηση πως για την κατανομή ροπής στο μέλος ισχύει $\psi = 0$.

C_1	1,132	2,150	1,132	0,712
C_2	0,459	0,000	0,459	0,652
C_3	0,525	2,150	0,525	1,070
M_{cr} (kNm)	2505,14	11618,18	1894,52	1810,69
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,95	0,44	1,09	1,11
Καμπύλη λυγισμού			a	
Συντελεστής ατελειών α_{LT}			0,21	
Φ_{LT}	1,03	0,62	1,19	1,22
χ_{LT}	0,70	0,94	0,60	0,59
$M_{b,Rd}$ (kNm)	1578,23	2117,12	1356,22	1317,91

Στον παραπάνω πίνακα έγινε η υπόθεση πως το μήκος μεταξύ πλάγιων στηρίξεων των δοκών είναι ίσο με το καθαρό μήκος τους. Πρακτικά οι διαδοκίδες που εδράζονται στις κύριες δοκούς προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση ανά ένα μέτρο, επομένως τα πραγματικά μεγέθη αντοχής σε ροπή κάμψης θα είναι αυξημένα σε σχέση με αυτά που υπολογίστηκαν.

5.2.2 Δοκοί HEM 360

Οι δοκοί οροφής του ανώτερου τμήματος της κατασκευής αποτελούνται από διατομές HEM 360. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά, τα μεγέθη πλαστικής αντοχής και η κατάταξη τις διατομής σε κατηγορία περιγράφονται στην Παράγραφο 5.1.2. Ομοίως με την περίπτωση των δοκών HEM 450, τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη παρουσιάζονται στους Πίνακες 5.20 και 5.21 για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές και καταστάσεις σεισμού αντίστοιχα.

Πίνακας 5.20: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη δοκών HEM 360 για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Χαρακτηριστικά δοκού	$L = 9$ m, αρθρωτή σύνδεση	$L = 9$ m, σύνδεση ροπής	$L = 12$ m, αρθρωτή σύνδεση	$L = 12$ m, σύνδεση ροπής
N_{Ed} (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_{Ed,y}$ (kNm)	368,55	-677,88	561,16	-359,04
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	-183,76	226,75	-177,69	-158,82
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00

Πίνακας 5.21: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη δοκών HEM 360 για καταστάσεις σεισμού.

Χαρακτηριστικά δοκού	$L = 9$ m, σύνδεση ροπής	$L = 12$ m, σύνδεση ροπής
N_{Ed} (kN)	0,00	0,00
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-416,20	-259,08
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	115,10	76,27
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη είναι $V_{Ed} = 226,75 \leq 850,07 = 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω τέμνουσας. Με την δυσμενή θεώρηση πως το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι ίσο με το άνοιγμα του κάθε μέλους έγινε έλεγχος σε

στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Πίνακα 5.22 όπου προκύπτει πως τα μέλη διαθέτουν επαρκή αντοχή.

Πίνακας 5.22: Συντελεστές και αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δοκών HEM 360 ανά άνοιγμα και λειτουργία⁷.

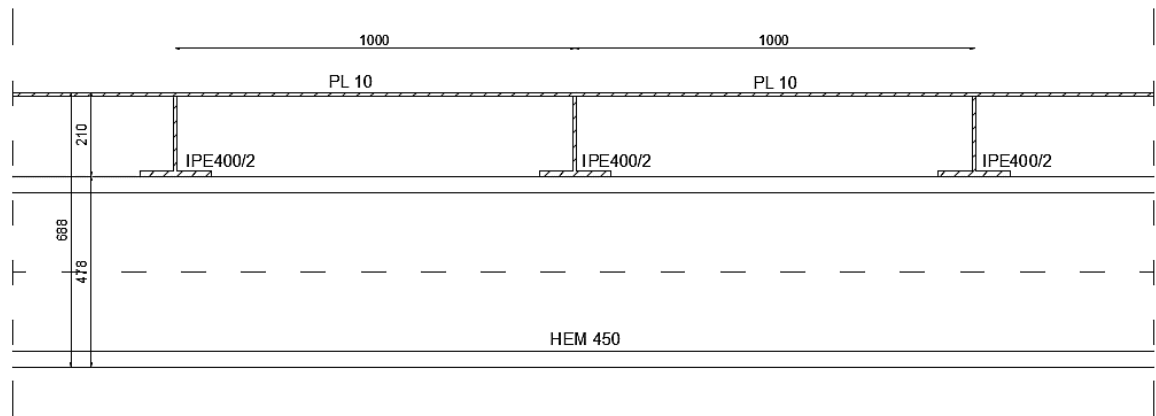
Χαρακτηριστικά δοκού	$L = 9$ m, αρθρωτή σύνδεση	$L = 9$ m, σύνδεση ροπής	$L = 12$ m, αρθρωτή σύνδεση	$L = 12$ m, σύνδεση ροπής
k	1,00	0,50	1,00	0,50
C_1	1,132	2,150	1,132	0,712
C_2	0,459	0,000	0,459	0,652
C_3	0,525	2,150	0,525	1,070
M_{cr} (kNm)	2502,53	11286,36	1904,11	1891,35
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,84	0,40	0,96	0,97
Καμπύλη λυγισμού			a	
Συντελεστής ατελειών α_{LT}			0,21	
Φ_{LT}	0,92	0,60	1,05	1,05
χ_{LT}	0,77	0,95	0,69	0,69
$M_{b,Rd}$ (kNm)	1366,03	1689,27	1222,66	1218,68

5.3 Διαδοκίδες

Η διατομή των διαδοκίδων αποτελείται από δοκούς IPE 400 κομμένες στα δύο κατά το μήκος τους σε επίπεδο παράλληλα στον άξονα y-y. Οι δοκοί που προκύπτουν θα συγκολληθούν με τις μεταλλικές πλάκες όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3. Θεωρώντας την πλάκα πάχους 10 mm ως εσωτερικό θλιβόμενο πέλμα συγκολλητής διατομής πραγματοποιήθηκε κατάταξη της διατομής υπό θλίψη:

- *Κορμός*: $c/t = 21,69 < 26,85 = 33 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- *Άνω πέλμα*: $c/t = 99,14 > 34,17 = 42 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 4.
- *Κάτω πέλμα*: $c/t = 4,79 < 7,32 = 9 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 4.

⁷ Για τις δοκούς με $L = 9$ m με συνδέσεις ροπής, οι συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 λαμβάνονται με την δυσμενή θεώρηση πως για την κατανομή ροπής στο μέλος ισχύει $\psi = 0$.



Σχήμα 5.3: Τομή πλάκας και διαδοκίδων ορόφου πλαισίου.

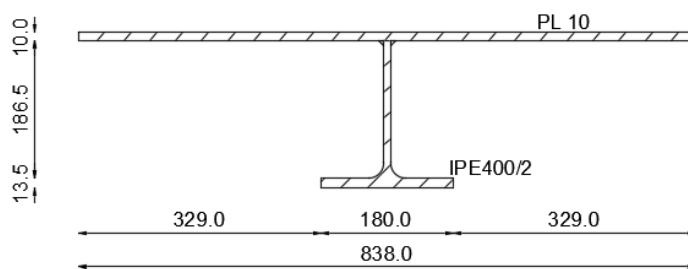
Η επίλυση διατομής κατηγορίας 4 ανάγεται μέσω των Σχέσεων 5.31, 5.32 και 5.33 σε επίλυση διατομής κατηγορίας 3 με μειωμένο πλάτος άνω πέλματος, ίσο με το ενεργό πλάτος $b_{eff} = \rho \cdot b$ [17].

$$\rho = 1,0 \text{ για } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} \quad (5.31)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ για } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} \quad (5.32)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{\kappa_\sigma}} \quad (5.33)$$

Ο συντελεστής κύρτωσης κ_σ στην Σχέση 5.33 εξαρτάται από την κατανομή τάσεων στο πέλμα. Για ομοιόμορφη θλιπτική τάση ($\psi = 1,0$) είναι $\kappa_\sigma = 4,0$. Με εφαρμογή των παραπάνω προκύπτει $\bar{\lambda}_p = 2,145 \geq 0,673$ και $\rho = 0,418$. Το ενεργό πλάτος του άνω πέλματος θα είναι τελικά $b_{eff} = 0,415$ m. Η μορφή της σύνθετης διατομής αποτελούμενης από την διαδοκίδα και την πλάκα παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.4 και τα αδρανειακά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της δίνονται στον Πίνακα 5.23.



Σχήμα 5.4: Διατομή αποτελούμενη από την διαδοκίδα και το ενεργό πλάτος της πλάκας.

Πίνακας 5.23: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδας και πλάκας.

A (cm ²) =	124,14	$W_{el,y}$ (cm ³) =	539,54	h (cm) =	21,00
I_y (cm ⁴) =	8281,84	$W_{el,z}$ (cm ³) =	1186,09	$b_{f,top}$ (cm) =	83,80
I_z (cm ⁴) =	49697,13	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	655,43	$b_{f,bot}$ (cm) =	18,00
I_t (cm ⁴) =	45,63	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	1868,41	$t_{f,top}$ (cm) =	1,00

i_y (cm) =	8,17	$A_{v,y}$ (cm ²) =	18,06	$t_{f,bot}$ (cm) =	1,35
i_z (cm) =	20,01	$A_{v,z}$ (cm ²) =	90,08	t_w (cm) =	0,86
I_w (cm ⁶) =	11047201,00			r (cm) =	2,10

Υπολογίστηκαν τα ελαστικά μεγέθη αντοχής της διατομής:

- $N_{Rd} = 4406,93$ kN
- $M_{el,Rd,y} = 191,54$ kNm
- $M_{el,Rd,z} = 421,06$ kNm

Οι διαδοκίδες λειτουργούν αρθρωτά και καταπονούνται κυρίως από καμπτική ροπή. Επιπλέον η συγκόλληση με τις πλάκες θεωρείται πως παρέχει συνεχή στήριξη κατά τους δύο άξονες, επομένως δεν απαιτείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τα δυσμενέστερα φορτία από όλους τους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης αστοχίας:

Πίνακας 5.24: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη διαδοκίδων για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

N_{Ed} (kN)	-15,46
$M_{Ed,y}$ (kNm)	69,74
$M_{Ed,z}$ (kNm) ⁸	43,82
$V_{Ed,y}$ (kN)	-35,25
$V_{Ed,z}$ (kN)	46,08

Η διατμητική τάση στον κορμό μπορεί να λαμβάνεται από τη Σχέση 5.34 για διατομές στις οποίες ισχύει $A_f/A_w \geq 0,6$. Από αυτή προκύπτει $\tau_{Ed} = 24,77$ MPa < 204,96 MPa. Επομένως οι διαδοκίδες ικανοποιούν τις απαιτήσεις αντοχής.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (5.34)$$

5.4 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας πλαισίου

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του πλαισίου αποτελούνται από διατομές CHS, τα χαρακτηριστικά των οποίων δίνονται στον παρακάτω πίνακα. Ελέγχεται η επάρκειά τους σε εφελκυσμό για τους σεισμικούς συνδυασμούς καθώς και η ικανοποίηση των περιορισμών στην ανηγμένη λυγηρότητα που θέτει ο ΕΚ8 [19].

Πίνακας 5.25: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομών CHS.

	1 ^{ος} όροφος CHS 114.3 x 6.3	2 ^{ος} όροφος CHS 101.6 x 5.0	3 ^{ος} όροφος CHS 76.1 x 3.2
A (cm ²) =	21,38	15,17	7,33
I_y (cm ⁴) =	312,71	177,47	48,80
i_y (cm) =	3,82	3,42	2,580
$W_{el,y}$ (cm ³) =	54,72	34,93	12,80
$W_{pl,y}$ (cm ³) =	72,86	46,25	17,00

⁸ Η ροπή $M_{Ed,z}$ προέρχεται από την δράση πλάγιων φορτίων ανέμου στις ακραίες διαδοκίδες.

D (cm) =	11,43	10,16	7,61
t (cm) =	0,63	0,50	0,32

Για όλες τις διατομές ισχύει $d/t \leq 33,1 = 50 \cdot \varepsilon^2$ και επομένως ανήκουν στην κατηγορία 1. Οι μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις που ασκούνται στους συνδέσμους για τους σεισμικούς συνδυασμούς και οι αντίστοιχες αντοχές των συνδέσμων είναι:

- CHS 114.3x6.3 : $N_{pl,Rd} = 758,99 \text{ kN} > 620,12 \text{ kN} = N_{Ed}$
- CHS 101.6x5.0 : $N_{pl,Rd} = 538,53 \text{ kN} > 457,78 \text{ kN} = N_{Ed}$
- CHS 76.1x3.2 : $N_{pl,Rd} = 260,22 \text{ kN} > 189,66 \text{ kN} = N_{Ed}$

Οι διατομές ικανοποιούν τις απαιτήσεις αντοχής σε εφελκυσμό. Υπολογίζεται επιπλέον για κάθε σύνδεσμο η ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον ΕΚ8 οι τιμές της πρέπει να περιορίζονται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2,0 \quad (5.35)$$

Όπου $N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L^2$ το κρίσιμο φορτίο Euler του μέλους. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το μισό του πλήρους μήκους της κάθε διαγωνίου, $L = 3,91 \text{ m}$. Καταγράφεται επιπλέον η υπεραντοχή $\Omega_i = N_{Ed,i} / N_{pl,Rd,i}$ για κάθε σύνδεσμο και ελέγχεται η διαφορά μέγιστης και ελάχιστης υπεραντοχής ώστε η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην υπερβαίνει την ελάχιστη κατά περισσότερο από 25%.

- CHS 114.3x6.3 : $\bar{\lambda} = 1,34$, $\Omega = 1,22$.
- CHS 101.6x5.0 : $\bar{\lambda} = 1,50$, $\Omega = 1,18$.
- CHS 76.1x3.2 : $\bar{\lambda} = 1,98$, $\Omega = 1,37$

Οι ανηγμένες λυγηρότητες βρίσκονται εντός των ορίων και η διαφορά $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min}$ είναι ίση με 16,39%.

5.5 Κλίμακες

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών U 300 που χρησιμοποιούνται για τις κλίμακες δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.26: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής U 300.

A (cm ²) =	58,74	$W_{el,y}$ (cm ³) =	534,80	h (cm) =	30,00
I_y (cm ⁴) =	8022,00	$W_{el,z}$ (cm ³) =	67,55	$b_{f,top}$ (cm) =	10,00
I_z (cm ⁴) =	494,00	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	646,90	$b_{f,bot}$ (cm) =	10,00
I_t (cm ⁴) =	36,24	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	144,60	$t_{f,top}$ (cm) =	1,60
i_y (cm) =	11,69	$A_{v,y}$ (cm ²) =	30,00	$t_{f,bot}$ (cm) =	1,60
i_z (cm) =	2,90	$A_{v,z}$ (cm ²) =	26,67	t_w (cm) =	1,00
I_w (cm ⁶) =	78,95			r (cm) =	1,60

Οι κλίμακες φέρουν κινητό κατανεμημένο φορτίο, καθώς και ίδια βάρη και μόνιμα φορτία. Συνδέονται στις δοκούς του φορέα με άρθρωση στο άνω μέρος και κύλιση κάτω, επομένως δεν φορτίζονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς (βλ. 7.3). Η κατάταξη της σε κατηγορία θα γίνει με την θεώρηση πως βρίσκεται σε καθαρή κάμψη, αφού για κανένα συνδυασμό δράσεων δεν εμφανίζεται θλίψη.

- Κορμός: $c/t = 23,60 < 58,58 = 72 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Πέλμα: $c/t = 5,25 < 7,32 = 9 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Τα πλαστικά μεγέθη αντοχής της διατομής είναι:

- $N_{pl,Rd} = 2085,27 \text{ kN}$
- $M_{pl,Rd,y} = 229,65 \text{ kNm}$
- $M_{pl,Rd,z} = 51,33 \text{ kNm}$
- $V_{pl,Rd,y} = 614,88 \text{ kN}$
- $V_{pl,Rd,z} = 546,63 \text{ kN}$

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τη διατομή δίνονται στον Πίνακα 5.27.

Πίνακας 5.27: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη κλιμάκων U 300 για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

N_{Ed} (kN)	22,44
$M_{Ed,y}$ (kNm)	51,76
$M_{Ed,z}$ (kNm)	8,74
$V_{Ed,y}$ (kN)	18,49
$V_{Ed,z}$ (kN)	-2,30

Η διατομή U 300 διαθέτει επαρκή αντοχή έναντι αυτών των εντατικών μεγεθών. Εξετάζεται επιπλέον η αντοχή των κλιμάκων σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με την θεώρηση πως τα σκαλοπάτια προσφέρουν πλευρική στήριξη στις δοκούς ανά 0,35 m. Τα αποτελέσματα δίνονται στον παρακάτω πίνακα όπου φαίνεται πως ικανοποιούνται οι απαιτήσεις αντοχής.

Πίνακας 5.28: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κλιμάκων διατομής U 300.

k	1,00
C_1	1,132
C_2	0,459
C_3	0,525
M_{cr} (kNm)	8512,95
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,16
Καμπύλη λυγισμού	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,76
Φ_{LT}	0,50
χ_{LT}	1
$M_{b,Rd}$ (kNm)	229,65

5.6 Υποστυλώματα jacket

Τα υποστυλώματα jacket αποτελούνται από σωληνωτές διατομές διαμέτρου $d = 99$ cm και πάχους τοιχώματος $t = 3$ cm. Κάθε υποστυλώμα χωρίζεται σε τρία τμήματα με μήκη 14,93, 13,57 και 12,21 m. Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται στον Πίνακα 5.29.

Πίνακας 5.29: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά σωληνωτής διατομής υποστυλωμάτων jacket.

A (cm ²) =	904,78	$W_{el,y}$ (cm ³) =	21077,23	d (cm) =	99,00
I_y (cm ⁴) =	1043322,92	$W_{el,z}$ (cm ³) =	21077,23	t (cm) =	3,00
I_z (cm ⁴) =	1043322,92	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	27391,29		
I_t (cm ⁴) =	2056693,84	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	27391,29		
i_y (cm) =	33,96	$A_{v,y}$ (cm ²) =	603,26		
i_z (cm) =	33,96	$A_{v,z}$ (cm ²) =	603,26		

Είναι $d/t = 33,00 \leq 33,10 = 50 \cdot \varepsilon^2$, επομένως η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1. Η αντοχή της διατομής σε αξονική δύναμη, κάμψη και διάτμηση είναι:

- $N_{Rd} = 32119,64$ kN
- $M_{el,Rd,y} = 7482,42$ kNm
- $M_{el,Rd,z} = 7482,42$ kNm
- $V_{Rd,y} = 12364,46$ kN
- $V_{Rd,z} = 12364,46$ kN

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές και για καταστάσεις σεισμού δίνονται στον Πίνακα 5.30:

Πίνακας 5.30: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων jacket για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές		Καταστάσεις σεισμού	
	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή	Μέγιστη αξονική	Μέγιστη ροπή
N_{Ed} (kN)	-14572,17	-10797,78	-15278,05	-9642,92
$M_{Ed,y}$ (kNm)	450,45	2746,49	563,24	2452,95
$M_{Ed,z}$ (kNm)	236,64	548,66	201,50	798,35
$V_{Ed,y}$ (kN)	67,80	-327,67	41,28	-272,41
$V_{Ed,z}$ (kN)	-48,26	-91,57	8,60	-93,59

Επειδή $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης. Η αντοχή των υποστυλωμάτων σε καμπτικό λυγισμό υπολογίστηκε για το μέγιστο κρίσιμο μήκος λυγισμού $L_{cr} = 14,93$ m. Για σωληνωτές διατομές θερμής έλασης επιλέγεται καμπύλη λυγισμού α που αντιστοιχεί σε συντελεστή ατελειών $\alpha = 0,21$. Τα αποτελέσματα δίνονται στον παρακάτω Πίνακα:

Πίνακας 5.31: Συντελεστές λυγισμού υποστυλωμάτων jacket.

$\bar{\lambda}$	0,58
-----------------	------

Καμπύλη λυγισμού	a
Συντελεστής ατελειών α	0,21
Φ	0,71
χ	0,90
$N_{b,Rd}$ (kN)	28877,15

Επομένως το μέλος επαρκεί σε καμπτικό λυγισμό. Με την δυσμενή θεώρηση πως για την κατανομή ροπής περί τον άξονα y-y ισχύει $\psi = 0,25$ έγινε έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, τα αποτελέσματα του οποίου δίνονται στον Πίνακα 5.32.

Πίνακας 5.32: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υποστυλωμάτων jacket.

k	0,50
C_1	1,788
C_2	0,000
C_3	2,235
M_{cr} (kNm)	1437586,31
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,08
Καμπύλη λυγισμού	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,76
Φ_{LT}	0,46
χ_{LT}	1,00
$M_{b,Rd}$ (kNm)	7482,42

Θεωρώντας πως για την κατανομή ροπής περί τον άξονα z-z είναι $\psi = 1,00$ προκύπτουν οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής $C_{my} = 0,50$, $C_{mz} = 1,00$ και $C_{mLT} = 1,00$. Τα αποτελέσματα του ελέγχου μέλους σε λυγισμό υπό την συνδυασμένη δράση κάμψης και θλίψης δίνονται στον Πίνακα 5.33 για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Προκύπτει πως τα υποστυλώματα επαρκούν σε συνδυασμένη δράση κάμψης και θλίψης.

Πίνακας 5.33: Έλεγχος λυγισμού υπό κάμψη και θλίψη υποστυλωμάτων jacket..

N_{Ed} (kN)	-15278,05	-10797,78
$M_{Ed,y}$ (kNm)	563,24	2746,49
$M_{Ed,z}$ (kNm)	201,50	548,66
k_{yy}	0,60	0,57
k_{zz}	1,29	1,21
k_{zy}	0,36	0,34
k_{yz}	0,77	0,72
$P.A.y$	0,59	0,62
$P.A.z$	0,59	0,58

5.7 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας jacket

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του jacket αποτελούνται από σωληνωτές διατομές διαμέτρου $d = 47$ cm και πάχους τοιχωμάτων $t = 1,5$ cm. Οι ιδιότητες της διατομής δίνονται στον Πίνακα 5.34.

Πίνακας 5.34: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά σωληνωτής διατομής συνδέσμων δυσκαμψίας jacket.

A (cm ²) =	214,41	$W_{el,y}$ (cm ³) =	2363,68	d (cm) =	47,00
I_y (cm ⁴) =	55546,55	$W_{el,z}$ (cm ³) =	2363,68	t (cm) =	1,50
I_z (cm ⁴) =	55546,55	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	3076,65		
I_t (cm ⁴) =	109498,00	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	3076,65		
i_y (cm) =	16,10	$A_{v,y}$ (cm ²) =	142,99		
i_z (cm) =	16,10	$A_{v,z}$ (cm ²) =	142,99		

Είναι $d/t = 31,33 \leq 33,10 = 50 \cdot \varepsilon^2$, επομένως η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1. Η αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό είναι $N_{t,Rd} = 7611,69$ kN. Οι μέγιστες εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις που της διατομής προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς και είναι $N_{Ed,max} = 1885,42$ kN και $N_{Ed,min} = -2420,87$ kN. Επιπλέον έγινε έλεγχος της αντοχής σε καμπτικό λυγισμό για το μέγιστο κρίσιμο μήκος λυγισμού $L_{cr} = 11,91$ m. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Πίνακα 5.35.

Πίνακας 5.35: Συντελεστές λυγισμού συνδέσμων δυσκαμψίας jacket.

$\bar{\lambda}$	0,97
Καμπύλη λυγισμού	a
Συντελεστής ατελειών α	0,21
Φ	1,05
χ	0,69
$N_{b,Rd}$ (kN)	5232,99

Ομοίως ελέγχονται οι σύνδεσμοι των κεφαλών των υποστυλωμάτων για μήκος λυγισμού $L_{cr} = 12,00$ m. Η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι $N_{Ed} = 3123,40$ kN. Τα αποτελέσματα δίνονται στον παρακάτω Πίνακα:

Πίνακας 5.36: Συντελεστές λυγισμού συνδέσμων κεφαλών υποστυλωμάτων jacket.

$\bar{\lambda}$	0,98
Καμπύλη λυγισμού	a
Συντελεστής ατελειών α	0,21
Φ	1,06
χ	0,68
$N_{b,Rd}$ (kN)	5194,36

Από τα παραπάνω προκύπτει πως οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι σύνδεσμοι κεφαλών υποστυλωμάτων του jacket διαθέτουν επαρκή αντοχή.

5.8 Κύριες δοκοί ορθογωνικής διατομής 2150x1000

Τα υποστυλώματα του πλαισίου εδράζονται σε κύριες δοκούς ορθογωνικής διατομής, μέσω των οποίων τα πλάγια και κατακόρυφα φορτία του ανώτερου τμήματος της κατασκευής μεταφέρονται στην κατασκευή έδρασης. Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται στον Πίνακα 5.37. Το εσωτερικό τμήμα της δοκού μήκους 12 μέτρων και οι πρόβολοι σε κάθε πλευρά μήκους 9 μέτρων βρίσκονται υπό διαφορετικές συνθήκες φόρτισης και στήριξης και μελετώνται ξεχωριστά ενώ εξετάζεται και η επάρκεια των εγκάρσιων νευρώσεων που τοποθετούνται ανά δύο μέτρα. Επιπλέον στους παρακάτω

ελέγχους η επιρροή της στρέβλωσης θεωρείται αμελητέα και εξαιρείται από τον υπολογισμό των εντάσεων αφού πρόκειται για κλειστή διατομή.

Πίνακας 5.37: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά ορθογωνικής διατομής κύριας δοκού 2150 x 1000.

A (cm ²) =	1535,28	$W_{el,y}$ (cm ³) =	98262,43	h (cm) =	215,00
I_y (cm ⁴) =	10563210,85	$W_{el,z}$ (cm ³) =	52951,65	$b_{f,top}$ (cm) =	100,00
I_z (cm ⁴) =	2647582,26	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	115463,09	$b_{f,bot}$ (cm) =	100,00
I_t (cm ⁴) =	6647120,32	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	59344,96	$t_{f,top}$ (cm) =	3,30
i_y (cm) =	82,95	$A_{v,y}$ (cm ²) =	880,63	$t_{f,bot}$ (cm) =	3,30
i_z (cm) =	41,53	$A_{v,z}$ (cm ²) =	653,56	t_w (cm) =	2,10

Οι κύριες δοκοί δεν φέρουν αξονική δύναμη. Η κατάταξη του κορμού έγινε για καθαρή κάμψη ενώ των πελμάτων για καθαρή θλίψη.

- Κορμός: $c/t = 99,24 < 100,89 = 124 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 3.
- Πέλμα: $c/t = 29,03 < 30,92 = 38 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 2.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 3.

Οι κύριες δοκοί σχεδιάζονται για ελαστική συμπεριφορά κατά την διάρκεια σεισμού. Επομένως ο έλεγχος έγινε με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους μη σεισμικούς συνδυασμούς της οριακής κατάστασης αστοχίας, καθώς και για τα εντατικά μεγέθη των σεισμικών συνδυασμών για ελαστικό φάσμα. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.38.

Πίνακας 5.38: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη κύριων δοκών ορθογωνικής διατομής 2150x1000 για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές		Κατάσεις σεισμού	
	Εσωτερικό τμήμα L = 12 m	Ακραίο τμήμα L = 9 m	Εσωτερικό τμήμα L = 12 m	Ακραίο τμήμα L = 9 m
N_{Ed} (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-22844,66	-30208,45	-18924,35	-25076,36
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	-1765,00	-4901,67	-1753,72	-3879,58
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
T_{Ed} (kNm)	621,45	1519,46	1910,55	-3081,48

Πραγματοποιήθηκε έλεγχος του κορμού σε κύρτωση και υπολογίστηκε η αντοχή της διατομής σε τέμνουσα δύναμη μέσω της Σχέσης 5.36 [17].

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (5.36)$$

Όπου:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (5.37)$$

η συνεισφορά του κορμού στην συνολική διατμητική αντοχή και $V_{bf,Rd}$ η συνεισφορά των πελμάτων που αναλύεται παρακάτω. Για την εύρεση του μειωτικού συντελεστή διατμητικής κύρτωσης χ_w , λαμβάνεται αρχικά η τάση αναφοράς από την Σχέση (5.38) και ο συντελεστής κύρτωσης k_τ από την Σχέση (5.39).

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [MPa]} \quad (5.38)$$

$$k_\tau = \begin{cases} 5,34 + 4,00 \cdot (h_w/\alpha)^2 + k_{\tau sl}, & \text{για } \alpha/h_w \geq 1 \\ 4,00 + 5,34 \cdot (h_w/\alpha)^2 + k_{\tau sl}, & \text{για } \alpha/h_w < 1 \end{cases} \quad (5.39)$$

Όπου α η απόσταση μεταξύ διαδοχικών εγκάρσιων νευρώσεων, $\alpha = 2 \text{ m}$. Η τάση αναφοράς προκύπτει ίση με 19,29 MPa και $k_\tau = 8,918$ για $\alpha/h_w = 0,96$. Με γνωστά αυτά τα μεγέθη και θεωρώντας πως η δοκός δεν διαθέτει άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις υπολογίζεται η ελαστική κρίσιμη τάση τ_{cr} (5.40), η τροποποιημένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_w$ (5.41) και τέλος ο μειωτικός συντελεστής χ_w (5.42).

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E \quad (5.40)$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (5.41)$$

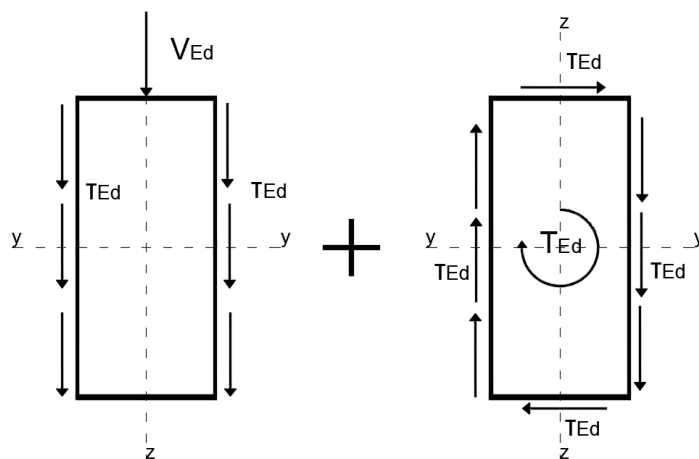
$$\chi_w = 0,83/\bar{\lambda}_w \quad (5.42)$$

Η παραπάνω σχέση δίνει $\tau_{cr} = 172,06 \text{ MPa}$, $\bar{\lambda}_w = 1,092$ και $\chi_w = 0,760$. Με εφαρμογή της Σχέσης (5.37) προκύπτει $V_{bw,Rd} = 6819,80 \text{ kN}$.

Η συνεισφορά των πελμάτων στην αντοχή έναντι τέμνουσας συνυπολογίζεται στην περίπτωση που διαθέτουν περίσσεια αντοχής, υπό την θεώρηση πως αναλαμβάνουν πλήρως την ροπή κάμψης ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$). Το κριτήριο αυτό δεν ικανοποιείται για όλες τις εντατικές καταστάσεις αφού $M_{f,Rd} = 24424,00 \text{ kN} < M_{Ed,y,max} = -30208,45$. Υπέρ της ασφαλείας θα αμεληθεί σε όλους τους συνδυασμούς η διατμητική αντοχή των πελμάτων. Ο έλεγχος της διατομής λαμβάνοντας υπ' όψη την συνδυασμένη δράση κάμψης, διάτμησης, στρέψης καθώς και της μείωσης της αντοχής λόγω διατμητικής κύρτωσης θα γίνει σε όρους τάσεων von Mises σύμφωνα με την Σχέση 5.43:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{z,Ed}}{\chi_w \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (5.43)$$

Όπου $\tau_{z,Ed}$ το άθροισμα διατμητικών τάσεων στον κορμό λόγω διάτμησης και στρέψης (Σχέσεις 5.45 και 5.46) και $\sigma_{x,Ed}$ η μέγιστη ορθή τάση (Σχέση 5.44). Οι τάσεις που παράγονται από την συνδυασμένη δράση διάτμησης και στρέψης απεικονίζονται στο Σχήμα 5.5.



Σχήμα 5.5: Διατμητικές τάσεις διατομής από την συνδυασμένη δράση τέμνουσας και στρέψης.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} \quad (5.44)$$

$$\tau_{xz,Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (5.45)$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_m \cdot \min(t_i)} \quad (5.46)$$

Όπου A_m το εμβαδό της επιφάνειας που ορίζεται από την μέση γραμμή των ελασμάτων που σχηματίζουν την διατομή ίσο με $2,0725 \text{ m}^2$ και $\min(t_i) = 21 \text{ mm}$. Για τον μη σεισμικό συνδυασμό στην στήριξη:

- $M_{Ed,y} = -30208,45 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = -4901,67 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 1519,46 \text{ kNm}$

Οι τάσεις στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής είναι:

- $\sigma_{x,Ed} = -307,43 \text{ MPa}$
- $\tau_{xz,Ed} = -56,00 \text{ MPa}$
- $\tau_{T,Ed} = 17,46 \text{ MPa}$

Με εφαρμογή της Σχέσης 5.43 λαμβάνουμε:

$$\left(\frac{-307,43}{355,00/1,00} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{56,00+17,46}{0,76 \cdot 355,00/1,00} \right)^2 = 0,97 \leq 1,0 \quad (5.47)$$

Αντίστοιχα για τον σεισμικό συνδυασμό τα εντατικά μεγέθη είναι:

- $M_{Ed,y} = -25076,36 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = -3879,58 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = -3081,48 \text{ kNm}$

Οι τάσεις στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής είναι:

- $\sigma_{x,Ed} = -255,20 \text{ MPa}$
- $\tau_{xz,Ed} = -44,32 \text{ MPa}$
- $\tau_{T,Ed} = 35,40 \text{ MPa}$

Με εφαρμογή της Σχέσης 5.43 λαμβάνουμε:

$$\left(\frac{-255,20}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{44,32+35,40}{0,76 \cdot 355,00/1,00}\right)^2 = 0,78 \leq 1,0 \quad (5.48)$$

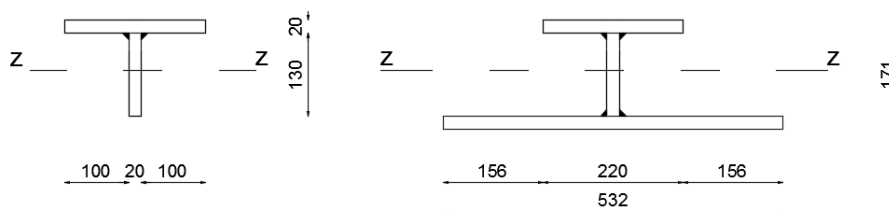
Επομένως οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται.

Ως προς τους ελέγχους μέλους έγινε υπολογισμός της αντοχής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού με χρήση της Σχέσης 5.30. Για συγκολλητή ορθογωνική διατομή γίνεται χρήση της καμπύλης λυγισμού d ενώ η απόσταση μεταξύ πλευρικών στηρίξεων λαμβάνεται ίση με 6 m. Οι συντελεστές και τα αποτελέσματα του ελέγχου σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.39 όπου φαίνεται πως η ροπή αντοχής του μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό είναι ίση με την ελαστική ροπή αντοχής.

Πίνακας 5.39: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κύριας δοκού ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 2150 x 1000.

k	0,5
C_1	1,000
C_2	0,000
C_3	1,144
M_{cr} (kNm)	2864786,63
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,12
Καμπύλη λυγισμού	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,76
Φ_{LT}	0,48
χ_{LT}	1,00
$M_{b,Rd}$ (kNm)	34883,16

Οι εγκάρσιες νευρώσεις πρέπει να εξασφαλίζουν την στήριξη των πλακών από τις οποίες αποτελείται η δοκός και κατ' επέκταση να διαθέτουν επαρκή αντοχή και δυσκαμψία για να αναλάβουν τα αντίστοιχα φορτία. Η επάρκεια των νευρώσεων εξασφαλίζεται μέσω της Σχέσης 5.49 που δίνει την ελάχιστη τιμή της ροπής αδράνειας περί τον άξονα z-z (Σχήμα 5.6). Στην διατομή της νευρώσης συνυπολογίζεται και πλάτος γειτονικού ελάσματος ίσο με $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ εκατέρωθεν του κορμού.



Σχήμα 5.6: Καθαρή και ενεργός διατομή εγκάρσιας ενίσχυσης δοκού.

$$I_{St} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right) \quad (5.49)$$

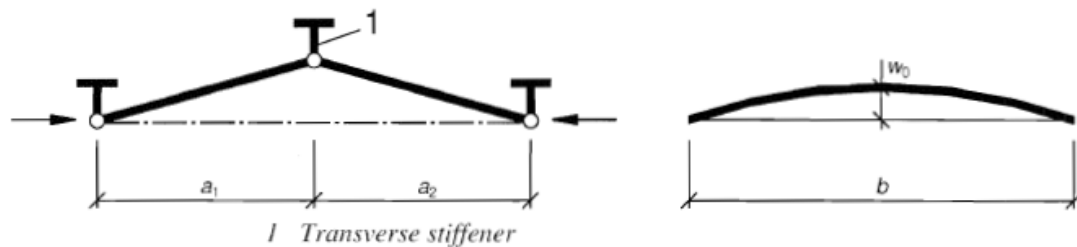
Όπου:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \quad (5.50)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max}}{f_y \cdot 300 \cdot b \cdot \gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (5.51)$$

Στις παραπάνω σχέσεις είναι:

- e_{max} : Απόσταση της ακραίας ίνας της ενίσχυσης από το κεντροειδές.
- N_{Ed} : Μέγιστη θλιπτική δύναμη γειτονικών ελασμάτων αλλά όχι μικρότερη από το γινόμενο της μέγιστης θλιπτικής τάσης επί το μισό της ενεργού θλιπτικής επιφάνειας των ελασμάτων.
- $\sigma_{cr,p}$: Η ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού πλάκας στο άκρο του φατνώματος με την μέγιστη θλιπτική τάση
- $\sigma_{cr,c}$: Ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού πλάκας ως υποστύλωμα.
- w_0 : Ημιτονοειδής ατέλεια ίση με $s/300$ όπου s το μικρότερο των a_1 , a_2 , b (Σχήμα 5.7)



Σχήμα 5.7: Σχηματική επεξήγηση μεγεθών a_1 , a_2 , b και w_0 .

Με εφαρμογή των παραπάνω προκύπτει $u = 1,103$, $\sigma_m = 22,88$ MPa και $I_{St} = 8254 \text{ cm}^4 > 4588 \text{ cm}^4$.

Έγινε επιπλέον έλεγχος σε όρους τάσεων von Mises των μέσων και ακραίων διατομών των μεταβλητών τμημάτων των κύριων δοκών. Τα ύψη των διατομών αυτών είναι 1,767 m και 1,000 m αντίστοιχα ενώ τα λοιπά γεωμετρικά χαρακτηριστικά δεν μεταβάλλονται. Με εφαρμογή της Σχέσης 5.43 για την μέση και ακραία διατομή αντίστοιχα προκύπτουν:

$$\left(\frac{-89,30}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{66,50+21,34}{355,00/1,00}\right)^2 = 0,25 \leq 1,0 \quad (5.52)$$

$$\left(\frac{-11,35}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{43,85+34,32}{355,00/1,00}\right)^2 = 0,15 \leq 1,0 \quad (5.53)$$

5.9 Κύριες δοκοί ορθογωνικής διατομής 1850x1000

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε με διαδικασία παρόμοια με αυτή της προηγούμενης περίπτωσης. Τα χαρακτηριστικά των δοκών δίνονται στον Πίνακα 5.40 και στην συνέχεια η διατομή κατατάσσεται σε κατηγορία. Στον Πίνακα 5.41 δίνονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές και καταστάσεις σεισμού.

Πίνακας 5.40: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά ορθογωνικής διατομής κύριας δοκού 1850 x 1000.

A (cm ²) =	1340,80	$W_{el,y}$ (cm ³) =	80621,99	h (cm) =	185,00
I_y (cm ⁴) =	7457533,93	$W_{el,z}$ (cm ³) =	42567,07	$b_{f,top}$ (cm) =	100,00
I_z (cm ⁴) =	2128353,40	$W_{pl,y}$ (cm ³) =	92040,60	$b_{f,bot}$ (cm) =	100,00
I_t (cm ⁴) =	4986708,79	$W_{pl,z}$ (cm ³) =	48963,28	$t_{f,top}$ (cm) =	3,50
i_y (cm) =	74,58	$A_{v,y}$ (cm ²) =	655,32	$t_{f,bot}$ (cm) =	3,50
i_z (cm) =	39,84	$A_{v,z}$ (cm ²) =	688,44	t_w (cm) =	1,80

- Κορμός: $c/t = 98,89 < 100,89 = 124 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 3.
- Πέλμα: $c/t = 27,54 < 30,92 = 38 \cdot \varepsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 2.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 3.

Πίνακας 5.41: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη κύριων δοκών ορθογωνικής διατομής 1850x1000 για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές		Καταστάσεις σεισμού	
	Εσωτερικό τμήμα L = 12 m	Ακραίο τμήμα L = 9 m	Εσωτερικό τμήμα L = 12 m	Ακραίο τμήμα L = 9 m
N_{Ed} (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-11834,30	-18403,40	-14795,37	-21819,71
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{Ed,y}$ (kN)	-877,12	-2541,09	1547,04	2773,90
$V_{Ed,z}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
T_{Ed} (kNm)	-175,57	-287,51	-807,25	-735,86

Η απόσταση μεταξύ εγκάρσιων ενισχύσεων είναι $a = 2$ m. Για $a/h_w = 1,12 > 1,00$ με εφαρμογή των Σχέσεων 5.38 έως 5.42 προκύπτουν $k_\tau = 10,39$, $\sigma_E = 19,43$ MPa, $\tau_{cr} = 201,87$ MPa και $\bar{\lambda}_w = 1,01$. Για δοκό που δεν διαθέτει άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις είναι $\chi_w = 0,824$. Με την υπόθεση πως η τέμνουσα αναλαμβάνεται αποκλειστικά από τον κορμό, η αντοχή θα είναι $V_{bw,Rd} = 5408,10$ kN, επομένως η δοκός διαθέτει επαρκή αντοχή έναντι τέμνουσας.

Οι δυσμενέστερες διατομές ελέγχονται σε όρους τάσεων von Mises μέσω των Σχέσεων 5.44, 5.45 και 5.46. Το εμβαδό που ορίζεται από την μέση γραμμή των ελασμάτων που αποτελούν την διατομή είναι $A_m = 1,782$ m² και το ελάχιστο πάχος ελάσματος είναι $\min(t_i) = 0,018$ m. Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές είναι:

- $M_{Ed,y} = -18403,40$ kNm
- $V_{Ed} = -2541,09$ kN
- $T_{Ed} = 287,51$ kNm

Οι αντίστοιχες τάσεις στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής (Σχήμα 5.5) είναι:

- $\sigma_{x,Ed} = -228,27 \text{ MPa}$
- $\tau_{xz,Ed} = -39,66 \text{ MPa}$
- $\tau_{T,Ed} = 4,48 \text{ MPa}$

Με εφαρμογή της Σχέσης 5.43 λαμβάνουμε:

$$\left(\frac{-228,27}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{39,66+4,48}{0,824 \cdot 355,00/1,00}\right)^2 = 0,48 \leq 1,0 \quad (5.54)$$

Ομοίως για καταστάσεις σεισμού:

- $M_{Ed,y} = -21819,71 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = -2773,90 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = -735,86 \text{ kNm}$

Οι τάσεις στην διατομή είναι:

- $\sigma_{x,Ed} = -270,64 \text{ MPa}$
- $\tau_{xz,Ed} = -43,29 \text{ MPa}$
- $\tau_{T,Ed} = -11,47 \text{ MPa}$

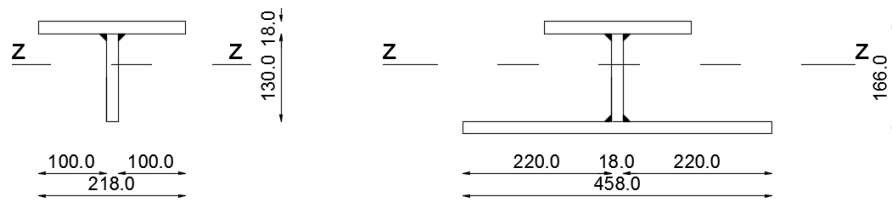
$$\left(\frac{-270,64}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{43,29+11,47}{0,824 \cdot 355,00/1,00}\right)^2 = 0,69 \leq 1,0 \quad (5.55)$$

Για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό επαναλαμβάνεται η διαδικασία της προηγούμενης παραγράφου. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Πίνακα 5.42.

Πίνακας 5.42: Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κύριας δοκού ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 1850 x 1000.

k	0,5
C_1	1,000
C_2	0,000
C_3	1,144
M_{cr} (kNm)	2224742,00
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,12
Καμπύλη λυγισμού	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,76
Φ_{LT}	0,48
χ_{LT}	1,00
$M_{b,Rd}$ (kNm)	28620,81

Ελέγχθηκε πως οι εγκάρσιες νευρώσεις διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία (Σχέση 5.49). Προέκυψε $u = 1,126$, $\sigma_m = 12,59$ MPa και $I_{st} = 6321$ cm⁴ > 1420 cm⁴. Η καθαρή και η ενεργός διατομή των εγκάρσιων νευρώσεων δίνεται στο Σχήμα 5.8



Σχήμα 5.8: Καθαρή και ενεργός διατομή εγκάρσιας ενίσχυσης δοκού.

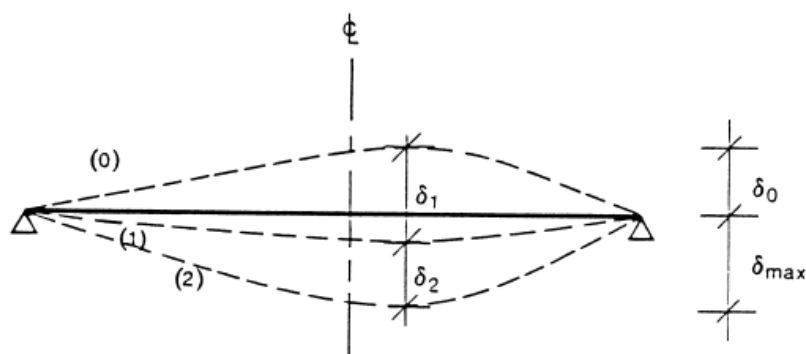
Οι έλεγχοι επάρκειας σε όρους τάσεων του μεταβλητού τμήματος της δοκού δίνουν για την μεσαία και ακραία διατομή αντίστοιχα:

$$\left(\frac{-149,35}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{47,75+13,59}{355,00/1,00}\right)^2 = 0,27 \leq 1,0 \quad (5.56)$$

$$\left(\frac{-15,62}{355,00/1,00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{70,77+21,57}{355,00/1,00}\right)^2 = 0,21 \leq 1,0 \quad (5.57)$$

6 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για τα εντατικά μεγέθη του φορέα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πραγματοποιούνται έλεγχοι που εξασφαλίζουν πως η κατασκευή ικανοποιεί τις απαιτήσεις λειτουργικότητας και ασφάλειας που έχουν τεθεί υπό τις κανονικές συνθήκες χρήσης. Η εμφάνιση υπερβολικών παραμορφώσεων στο φορέα οδηγεί σε σημαντικά προβλήματα στην λειτουργία όπως ζημιές στα χωρίσματα και τελειώματα, συσσώρευση και διαρροή νερού στην στέγη και αισθήματα ανασφάλειας στους χρήστες [1]. Στις σύγχρονες κατασκευές επικρατεί γενικώς η χρήση χαλύβων υψηλής αντοχής και μεγάλων ανοιγμάτων, γεγονός που οδηγεί σε κατασκευές με μικρή δυσκαμψία όπου ο έλεγχος των παραμορφώσεων είναι απαραίτητος, ενώ συχνά αποτελεί το κρίσιμο κριτήριο σχεδιασμού. Για τον σκοπό αυτό στην παρούσα μελέτη πραγματοποιήθηκε έλεγχος των παραμορφώσεων των πλακών, διαδοκίδων και δοκών υπό τα φορτία του χαρακτηριστικού, συχνού και οιονεί μόνιμου συνδυασμού και επιβεβαιώθηκε πως δεν υπερβαίνουν τα όρια που θέτει ο ΕΚ3. Τα μεγέθη των κατακόρυφων παραμορφώσεων δίνονται στο Σχήμα 6.1:



Σχήμα 6.1: Μεγέθη κατακόρυφων παραμορφώσεων

Όπου $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$ με δ_1 το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων, δ_2 το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και δ_0 το αρχικό αντιβέλος της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση. Η υπό μελέτη κατασκευή δεν περιλαμβάνει ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα. Θεωρείται επιπλέον πως δεν θα φέρει προσωπικό πέρα από αυτό για την περιστασιακή συντήρηση και επισκευή του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Υπό τις προϋποθέσεις αυτές τίθεται αποδεκτό όριο παραμορφώσεων $\delta_{max} = L/250$ γενικά. Οι μέγιστες παραμορφώσεις στους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας για τις δοκούς πλαισίου με μήκος $L = 12$ m και $L = 9$ m δίνονται στον Πίνακα 6.1 και βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων.

Πίνακας 6.1: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις και αντίστοιχα μέγιστα όρια δοκών πλαισίου.

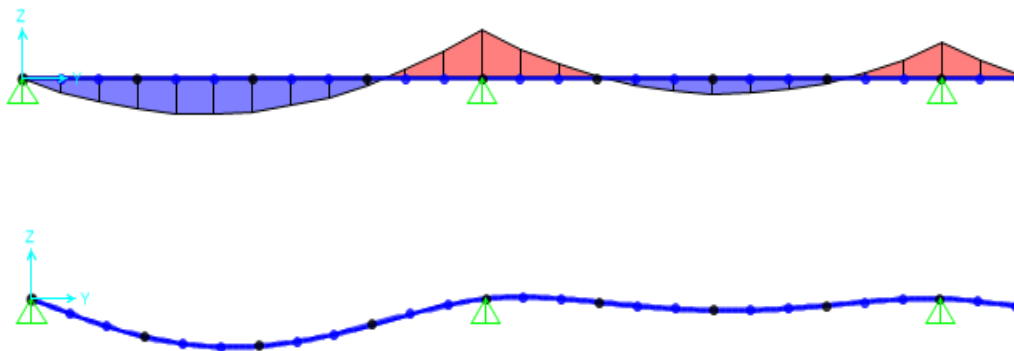
Μέλος	$\delta(m)$	$\delta_{max}(m)$
Δοκοί HEM 450, $L = 12$ m	0,0390	0,0480
Δοκοί HEM 360, $L = 12$ m	0,0300	0,0480
Δοκοί HEM 450, $L = 9$ m	0,0125	0,0360
Δοκοί HEM 360, $L = 9$ m	0,008	0,0360

Ομοίως πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος παραμορφώσεων των διαδοκίδων, τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.2 και από όπου φαίνεται πως ικανοποιούνται οι περιορισμοί που τέθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 6.2: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις και αντίστοιχα μέγιστα όρια διαδοκίδων

Μέλος	$\delta(m)$	$\delta_{max}(m)$
Διαδοκίδες, $L = 6$ m	0,0130	0,0240
Διαδοκίδες, $L = 4,5$ m	0,0040	0,0180

Για τον υπολογισμό των μεγεθών βέλους κάμψης της χαλύβδινης πλάκας πραγματοποιήθηκε ξεχωριστή ανάλυση σε βοηθητικό ραβδωτό προσομοίωμα της πλάκας με διατομή πλάτους ενός μέτρου και αρθρωτές στηρίξεις ανά ένα μέτρο. Τα ίδια βάρη καθώς και τα επιφανειακά φορτία μετά από κατάλληλη αναγωγή τους σε γραμμικά για λωρίδα πλάτους ενός μέτρου επιβλήθηκαν στην πλάκα και έγινε επαλληλία τους με βάση τους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Το προσομοίωμα αυτό (Σχήμα 6.2) αποτυπώνει με επαρκή ακρίβεια την συμπεριφορά της πλάκας και την παραμόρφωσή των σημείων της που βρίσκονται ενδιάμεσα των διαδοκίδων.



Σχήμα 6.2: Τυπική μορφή διαγράμματος ροπής και παραμορφωμένη εικόνα ραβδωτού προσομοιώματος πλάκας με τις διαδοκίδες θεωρούμενες ως αρθρωτές στηρίξεις.

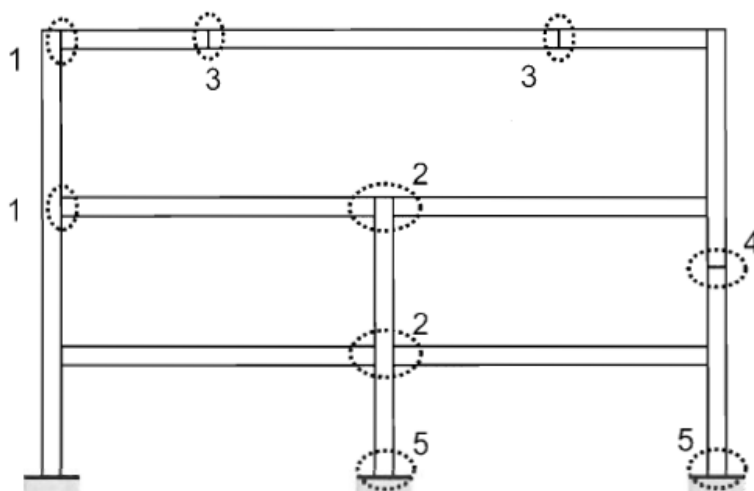
Τα μέγιστα βέλη που προκύπτουν για τις πλάκες ορόφων και την πλάκα οροφής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3 και είναι αποδεκτά.

Πίνακας 6.3: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις και αντίστοιχα μέγιστα όρια πλάκας οροφής και ορόφων

Μέλος	$\delta(m)$ πλάκας ορόφου	$\delta(m)$ πλάκας οροφής	$\delta_{max}(m)$
Εσωτερικό άνοιγμα	0,0015	0,0012	0,005
Εξωτερικό άνοιγμα	0,0040	0,0027	0,005

7 Συνδέσεις

Κατά την διαδικασία κατασκευής και ανέγερσης μεταλλικών κτηρίων, προκατασκευασμένα τμήματα του φορέα μεταφέρονται στο εργοτάξιο όπου συνδέονται κατάλληλα ώστε να μορφώσουν τον τελικό φορέα. Το σύνολο των επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη αποτελούν τις συνδέσεις [1]. Στο Σχήμα 7.1 παρουσιάζονται παραδείγματα τέτοιων συνδέσεων.



Σχήμα 7.1: Παραδείγματα συνδέσεων σε τυπικό πλαίσιο. 1)Μονόπλευρη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος. 2)Αμφίπλευρη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος. 3)Αποκατάσταση συνέχειας δοκού. 4)Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος. 5)Βάση υποστυλώματος [18]

Η τελική διαμόρφωση των συνδέσεων σε ένα φορέα οφείλει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της μελέτης, να μεταφέρει δηλαδή με ασφάλεια τα φορτία των μελών που συνδέονται. Επιπλέον είναι απαραίτητο ο σχεδιασμός να είναι πραγματοποιήσιμος πρακτικά, λαμβάνοντας υπ' όψη τις συνθήκες και τα διαθέσιμα μέσα, ενώ τα χαρακτηριστικά της σύνδεσης (είδος σύνδεσης, αντοχή, δυσκαμψία) πρέπει να περιλαμβάνονται στο υπολογιστικό προσομοίωμα ώστε να μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια η συμπεριφορά της κατασκευής. Η συμπεριφορά και αντοχή της σύνδεσης καθορίζει επιπλέον το είδος του κόμβου και κατ' επέκταση την στατική λειτουργία των μελών του φορέα. Με βάση τα χαρακτηριστικά αυτά διακρίνονται οι εξής κατηγορίες συνδέσεων:

- *Απλές συνδέσεις*, οι οποίες μεταφέρουν μόνο αξονική και τέμνουσα δύναμη. Θεωρείται απλοποιητικά πως επιτρέπουν την σχετική στροφή των συνδεόμενων μελών χωρίς την ανάπτυξη ροπής.
- *Συνδέσεις ροπής*, που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπή, χωρίς να επιτρέπουν την ελεύθερη στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Στις συνδέσεις ροπής διακρίνεται επιπλέον ο διαχωρισμός με βάση την αντοχή τους σε σχέση με την αντοχή σε ροπή των συνδεόμενων μελών. Για ροπή αντοχής μεγαλύτερη αυτής των συνδεόμενων μελών η σύνδεση χαρακτηρίζεται ως *πλήρους αντοχής* ενώ στην αντίθετη περίπτωση πρόκειται για σύνδεση *μερικής αντοχής*. Παρακάτω παρουσιάζεται η διαδικασία σχεδιασμού τυπικών συνδέσεων του φορέα. Σημειώνεται πως λόγω της προκατασκευής των δύο τμημάτων του φορέα σε ναυπηγείο, δίνεται η δυνατότητα σύνδεσης με συγκόλληση για

τα περισσότερα τμήματα του φορέα. Η δυνατότητα αυτή δεν θα υπήρχε στην περίπτωση της ανέγερσης σε εργοταξιακές συνθήκες όπως συνηθίζεται στις μεταλλικές κατασκευές.

7.1 Συνδέσεις διαγωνίων

Οι κεντρικοί διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναλαμβάνουν πλήρως τα οριζόντια φορτία της κατασκευής στην διεύθυνσή τους και εξασφαλίζουν την πλαστιμότητα της στην διεύθυνση αυτή μέσω της πλαστικοποίησης των εφελκόμενων συνδέσμων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτελεσματική λειτουργία τους είναι η συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων εντός των διαγωνίων, σε απόσταση από τους κόμβους σύνδεσης με τα λοιπά μέλη της κατασκευής. Για το σκοπό αυτό οι συνδέσεις στα σημεία αυτά σχεδιάζονται λαμβάνοντας υπ' όψη την υπεραντοχή των διαγωνίων. Αυτό εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση της Σχέσης (7.1) [19]:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy} \quad (7.1)$$

Όπου:

R_d	:	Αντοχή της σύνδεσης.
R_{fy}	:	Πλαστική αντοχή συνδεόμενου πλαστικού μέλους.
γ_{ov}	:	Συντελεστής υπεραντοχής, λαμβάνεται ίσος με 1,25.

Επιβάλλεται επιπλέον η μόρφωση των συνδέσεων ως κατηγορίας B ή C με επιφάνειες τριβής κατηγορίας A ή B. Οι συνδέσεις των διαγωνίων σχεδιάστηκαν ως κατηγορίας C (προεντεταμένες, ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας) με επιφάνειες τριβής κατηγορίας A. Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η πορεία μελέτης των συνδέσεων διαγωνίων του πρώτου ορόφου. Στον Πίνακα 7.1 δίνονται τα στοιχεία των διατομών των διαγωνίων και οι αντίστοιχες απαιτούμενες αντοχές σύνδεσης ανά όροφο.

Πίνακας 7.1: Στοιχεία διατομών διαγωνίων και αντίστοιχες απαιτούμενες αντοχές σύνδεσης ανά όροφο.

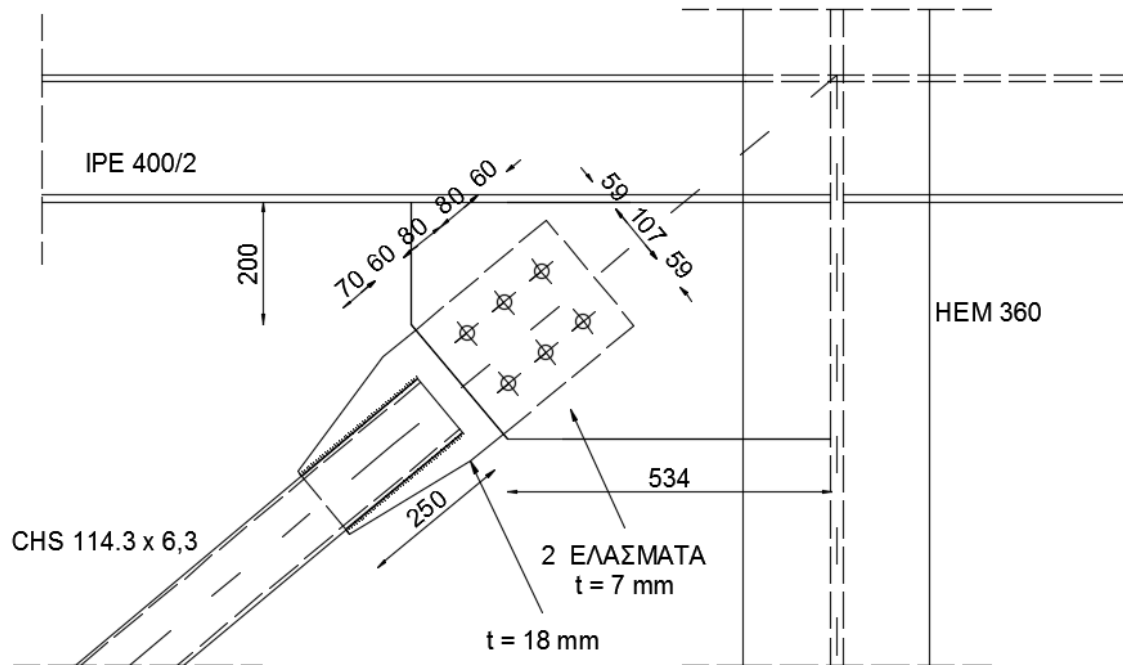
Όροφος	Διατομή	A (cm ²)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$ (kN)
1 ^{ος}	CHS 114.3 x 6.3	21,38	758,83	1043,39
2 ^{ος}	CHS 101.6 x 5.0	15,17	538,67	740,68
3 ^{ος}	CHS 76.1 x 3.2	7,33	260,18	357,75

Οι κοχλίες που επιλέχθηκαν είναι M22, κατηγορίας αντοχής 10.9. Οι ιδιότητες των κοχλιών δίνονται στον Πίνακα 7.2.

Πίνακας 7.2: Ιδιότητες κοχλιών σύνδεσης διαγωνίων M22 ποιότητας 10.9.

d (mm) =	22	A (mm ²) =	380
d_m (mm) =	34,5	A_s (mm ²) =	303
p (mm) =	2,5	d_o (mm) =	24
f_{yb} (N/mm ²) =	900	f_{ub} (N/mm ²) =	1000

Η σύνδεση πραγματοποιείται με έξι δίτητους κοχλίες όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.2 και φέρει δύναμη ίση με 1043,39 KN. Η αντοχή της σε ολίσθηση δίνεται από την Σχέση 7.2 [18] και είναι ίση με 1159,91 KN.



Σχήμα 7.2: Λεπτομέρεια σύνδεσης διαγωνίων συνδέσμων.

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} \quad (7.2)$$

Όπου:

- k_s : Συντελεστής σχήματος οπής ίσος με 1 για κανονικές οπές.
- n : Αριθμός επιφανειών τριβής.
- μ : Συντελεστής τριβής ίσος με 0,5 για επιφάνειες κατηγορίας A.
- γ_{M3} : Συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,10.
- $F_{p,C}$: Δύναμη προέντασης ίση με $0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$.

Οι ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών λαμβάνονται από τον ΕΚ3 με την θεώρηση πως ο χάλυβας είναι εκτεθειμένος σε διαβρωτικό περιβάλλον και παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.3.

Πίνακας 7.3: Ελάχιστες, μέγιστες και επιλεγμένες αποστάσεις κοχλιών διαγωνίων συνδέσμων.

$e_{1,min}$ (mm) =	28,8	$e_{1,max}$ (mm) =	68
$e_{2,min}$ (mm) =	28,8	$e_{2,max}$ (mm) =	68
$p_{1,min}$ (mm) =	52,8	$p_{1,max}$ (mm) =	98
$p_{1,min}$ (mm) =	57,6	$p_{2,max}$ (mm) =	98

e_1 (mm) =	60	e_2 (mm) =	65
p_1 (mm) =	80	p_2 (mm) =	95

Υπολογίζεται επιπλέον η αντοχή της σύνδεσης σε σύνθλιψη άντυγας μέσω των Σχέσεων 7.3, 7.4, 7.5 και 7.6. Προκύπτει $F_{b,Rd} = 1570,80$ kN.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (7.3)$$

$$a_b = \min \left\{ a_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad (7.4)$$

$$a_d = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \right\} \quad (7.5)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \quad (7.6)$$

Η αντοχές των ελασμάτων κόμβου και διαγωνίου σε εφελκυσμό είναι 1211,19 kN και 1131,03 kN αντίστοιχα και λαμβάνονται από την Σχέση 7.7, όπου $A_{net} = 34,118$ cm² για τα κομβοελάσματα και $A_{net} = 40,50$ cm² για το έλασμα διαγωνίου.

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.7)$$

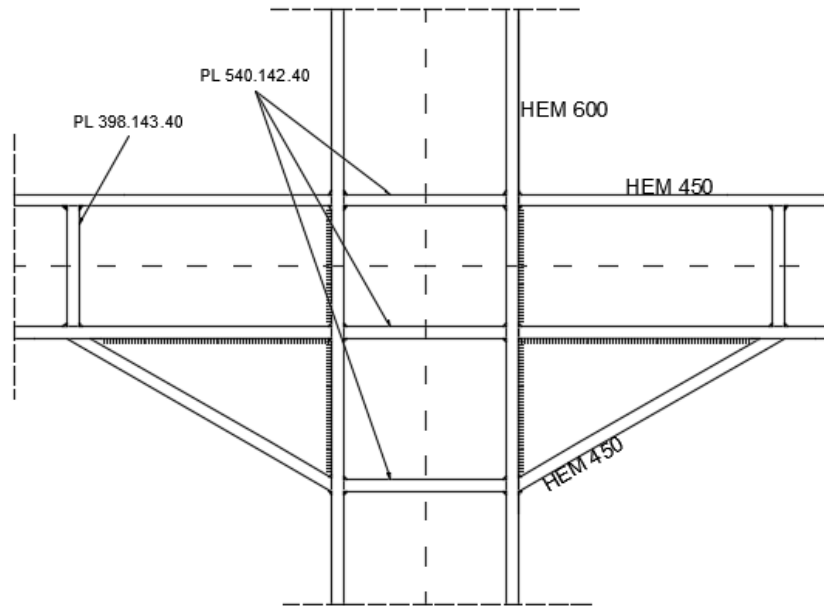
Η αντοχή της συγκόλλησης μεταξύ του συνδέσμου διατομής CHS και του ελάσματος δίνεται από τη Σχέση 7.8.

$$F_{w,Ed} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \cdot l \quad (7.8)$$

Για μήκος συγκόλλησης $l = 250$ mm και πάχος $a = 5$ mm προκύπτει ίση με 1308,66 KN.

7.2 Συνδέσεις ροπής δοκών – υποστυλωμάτων

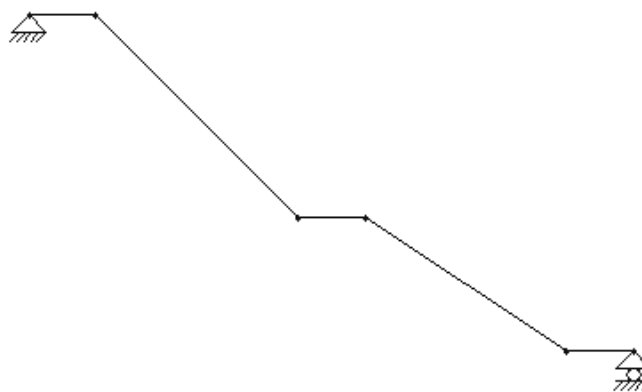
Παρουσιάζεται σχηματικά η μορφή των συνδέσεων ροπής μεταξύ δοκών πλαισίου HEM 450 και υποστυλωμάτων HEM 600. Για την ικανοποίηση των απαιτήσεων πλαστιμότητας του πλαισίου διαμορφώνονται ως συγκολλητές συνδέσεις πλήρους αντοχής με πρόβλεψη τοπικών ενισχύσεων των συνδεόμενων δοκών και υποστυλωμάτων. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην διατομή της δοκού, μακριά από τον κόμβο.



Σχήμα 7.3: Ενδιάμεση συγκολλητή σύνδεση ροπής δοκών HEM 450 – υποστύλωματος HEM 600

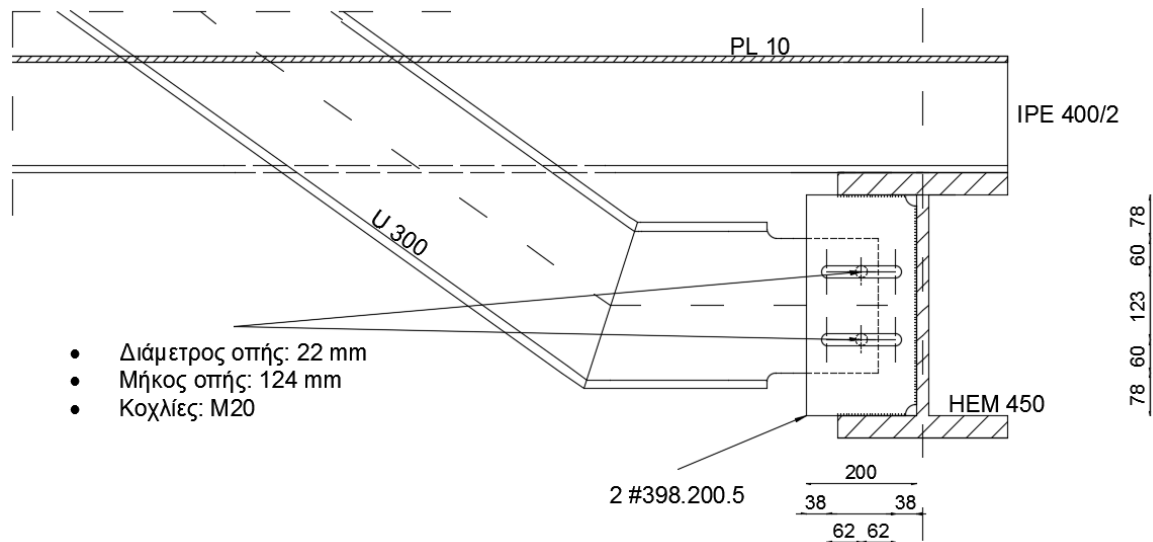
7.3 Συνδέσεις κλιμάκων – δοκών

Οι κλίμακες του κτηρίου διαμορφώνονται με διπλές δοκούς U 300 και συνδέονται στο άνω και κάτω μέρος τους με τις δοκούς των πλαισίων διατομής HEM 450. Κατά την διάρκεια σεισμού στην καθολική διεύθυνση X της κατασκευής αναπτύσσονται στις δοκούς των κλιμάκων αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης λόγω της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Με σκοπό τον περιορισμό των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών οι κλίμακες διαμορφώνονται με αρθρωτή σύνδεση στο άνω άκρο και κύλιση στο κάτω άκρο (Σχήμα 7.4) κατά την διεύθυνση του διαμήκη άξονα των δοκών U 300.



Σχήμα 7.4: Συνθήκες στήριξης δοκών κλιμάκων

Η κύλιση στο κάτω άκρο της κλίμακας επιτυγχάνεται με τη χρήση επιμήκων οπών που επιτρέπουν την ολίσθηση του κοιλία κατά την σχετική μετακίνηση των ορόφων. Το μήκος της οπής έχει ληφθεί ως το διπλάσιο της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφων για ελαστικό φάσμα. Η τελική διαμόρφωση της σύνδεσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.5.



Σχήμα 7.5⁹: Σύνδεση κλίμακας – δοκού με κύλιση.

Για την σύνδεση κατηγορίας A επιλέγονται κοχλίες M20 ποιότητας 10.9. Τα χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 7.4: Ιδιότητες κοχλιών σύνδεσης διαγωνίων M20 ποιότητας 10.9.

d (mm) =	20	A (mm ²) =	314
d_m (mm) =	32,5	A_s (mm ²) =	245
p (mm) =	2,5	d_o (mm) =	22
f_{yb} (N/mm ²) =	900	f_{ub} (N/mm ²) =	1000

Για έναν κοχλία με δύο επίπεδα διάτμησης η αντοχή σε διάτμηση υπολογίζεται από την Σχέση 7.9 όπου $\alpha_v = 0,6$ και γ_{M2} συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,25. Προκύπτει $F_{v,Rd} = 301,44$ kN. Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας προκύπτει ως το ελάχιστο των αντοχών των ελασμάτων πάχους $t = 5$ mm και του κορμού της δοκού U 300 από τη Σχέση 7.3¹⁰ και είναι $F_{b,Rd} = 122,40$ kN

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (7.9)$$

7.4 Συνδέσεις jacket – κύριων δοκών

Η σύνδεση μεταξύ κύριων δοκών ορθογωνικής διατομής και jacket επιτυγχάνεται με συνδυασμό συγκολλήσεων και κοχλιώσεων. Μέλος σωληνωτής διατομής συνδέεται με συγκόλληση στον κόμβο των κύριων δοκών στο ένα άκρο και με κοχλιώση στην κορυφή του υποστυλώματος στο άλλο άκρο. Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου αριθμού και μεγέθους κοχλιών θεωρείται ισοδύναμος δακτύλιος πάχους t και μέσης ακτίνας R για τον

⁹ Η τελική σύνδεση θα διαμορφωθεί με τουλάχιστον δύο κοχλίες για λόγους ασφαλείας.

¹⁰ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ελασμάτων με επιμήκεις οπές όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στην διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου είναι ίση με το 60% της αντίστοιχης αντοχής για κανονικές οπές.

οποίο υπολογίζονται γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά μέσω των παρακάτω Σχέσεων:

$$A = 2\pi tR \quad (7.10)$$

$$I = \pi tR^3 \quad (7.11)$$

$$W_{el} = \pi tR^2 \quad (7.12)$$

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει:

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{\pi tR^2} + \frac{N_{Ed}}{2\pi Rt} = \frac{f_{ub} \cdot k_2}{\gamma_{M2}} \quad (7.13)$$

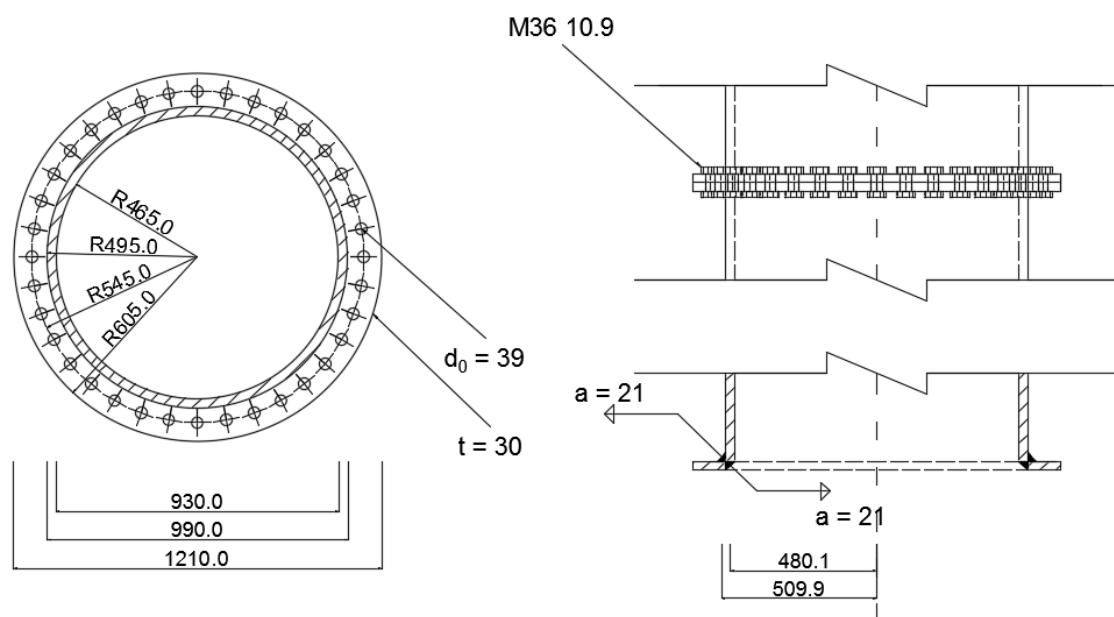
Και επιλύοντας ως προς t :

$$t = \frac{M_{Ed}}{\frac{f_{ub} \cdot k_2}{\gamma_{M2}}} + \frac{N_{Ed}}{2 \frac{f_{ub} \cdot k_2}{\gamma_{M2}} \pi R} \quad (7.14)$$

Το εμβαδό ανά κοιλία προκύπτει με διαίρεση του συνολικού εμβαδού με τον αριθμό κοιλιών. Απαιτούνται 36 κοιλίες μεγέθους M36, ποιότητας 10.9. Επιλέγεται προεντεταμένη σύνδεση ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας (Κατηγορία C). Εξετάζεται η αντοχή της για την μέγιστη ροπή κάμψης και τέμνουσα υπό την ελάχιστη θλιπτική δύναμη:

- $N_{Ed} = -3108,34 \text{ kN}$
- $M_{Ed} = 8206,52 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = 3287,54 \text{ kN}$

Η τελική διαμόρφωση της σύνδεσης δίνεται στο Σχήμα 7.6, ενώ στον Πίνακα 7.5 παρουσιάζεται ο έλεγχος ελάχιστων και μέγιστων αποστάσεων κατά τον Ευρωκώδικα.



Σχήμα 7.6: Κάτοψη, όψη και τομή κοχλιωτής σύνδεσης κύριων δοκών – υποστυλωμάτων jacket.

Πίνακας 7.5: Ελάχιστες, μέγιστες και επιλεγμένες αποστάσεις κοχλιών κατά ΕΚ3.

Απόσταση	Ελάχιστη	Μέγιστη	Επιλεγμένη
e_1 (mm)	46,8	160	60
e_2 (mm)	46,8	160	-
p_1 (mm)	85,8	200	94,6
p_2 (mm)	93,6	200	94,6

Ο έλεγχος της σύνδεσης σε διάτμηση έγινε με εφαρμογή της Σχέσης 7.2. Με την θεώρηση κατηγορίας τριβής A σε ένα επίπεδο προκύπτει $F_{p,C} = 571,90$ kN και $F_{s,Rd} = 9358,36$ kN, επομένως η σύνδεση διαθέτει επαρκή αντοχή έναντι διάτμησης. Ο έλεγχος απομείωσης αντοχής σε διάτμηση λόγω απώλειας δύναμης προέντασης από εφελκυσμό αμελείται αφού ακόμα και στην ακραία περίπτωση πλήρους απώλειας προέντασης του 50% των κοχλιών (καθαρή κάμψη), η σύνδεση διαθέτει επαρκή αντοχή σε ολίσθηση. Η αντοχές σε σύνθλιψη άντυγας και διάτμηση προκύπτουν από τις Σχέσεις 7.3 και 7.15 αντίστοιχα και είναι $F_{b,Rd} = 20337,23$ kN και $B_{p,Rd} = 1372,76$ kN.

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7.15)$$

Εξετάστηκε επιπλέον η αντοχή της συγκόλλησης για τα ίδια εντατικά μεγέθη. Θεωρώντας ως ακτίνα της κάθε συγκόλλησης την μέση απόσταση της από το κέντρο του κύκλου προκύπτει $R_1 = 480$ mm και $R_2 = 510$ mm, με μέγιστο πάχος συγκόλλησης $a = 0,7t_{min} = 21$ mm. Το εμβαδό και η ροπή αδράνειας της σύνδεσης θα είναι $A = 32359,38$ mm² και $I_x = 16046,99 \cdot 10^6$ mm². Οι ορθές και διατμητικές τάσεις στην συγκόλληση πρέπει να ικανοποιούν τις σχέσεις:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (7.16)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7.17)$$

Προκύπτει $355869,57 < 453333,30$ και $260765,60 < 408000,00$ kPa, επομένως η συγκόλληση διαθέτει επαρκή αντοχή.

7.5 Συνδέσεις jacket

Παρουσιάζεται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της αντοχής των συνδέσεων μεταξύ σωληνωτών διατομών του jacket με την διαδικασία που περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 3 [18]. Γενικά απαιτείται έλεγχος της αντοχής των συνδέσεων έναντι των παρακάτω μορφών αστοχίας:

- Αστοχία πλευράς υποστυλώματος λόγω πλαστικοποίησης.
- Αστοχία πλευρικών τοιχωμάτων υποστυλώματος από διαρροή ή αστάθεια.
- Αστοχία υποστυλώματος σε διάτμηση.

- Διάτρηση τοιχώματος υποστυλώματος από έναρξη ρηγμάτωσης που οδηγεί σε αποκόλληση των συνδεόμενων μελών.
- Αστοχία συνδέσμου με μειωμένο ενεργό πλάτος λόγω ρηγμάτωσης της συγκόλλησης ή του μέλους.
- Τοπικός λυγισμός μέλους στο σημείο της σύνδεσης.

Ελέγχθηκε αρχικά πως ικανοποιούνται οι περιορισμοί που θέτει ο κανονισμός. Επιβάλλεται οι διατομές να ανήκουν στην κατηγορία 1 ή 2, απαίτηση που ικανοποιείται σύμφωνα με τις Παραγράφους 5.6 και 5.7. Επιπλέον ικανοποιούνται οι απαιτήσεις περί ελάχιστης επιτρεπόμενης γωνίας και ελάχιστου διάκενου μεταξύ συνδεόμενων μελών. Οι απαιτήσεις που αφορούν τις διαμέτρους και τα πάχη τοιχωμάτων των συνδεόμενων μελών δίνονται στον Πίνακα 7.6. Για συνδέσεις όπου τα συνδεόμενα μέλη ικανοποιούν αυτούς τους περιορισμούς απαιτείται μόνο έλεγχος σε αστοχία πλευράς λόγω πλαστικοποίησης και σε διάτρηση, ενώ οι λοιποί έλεγχοι μπορούν να αγνοηθούν.

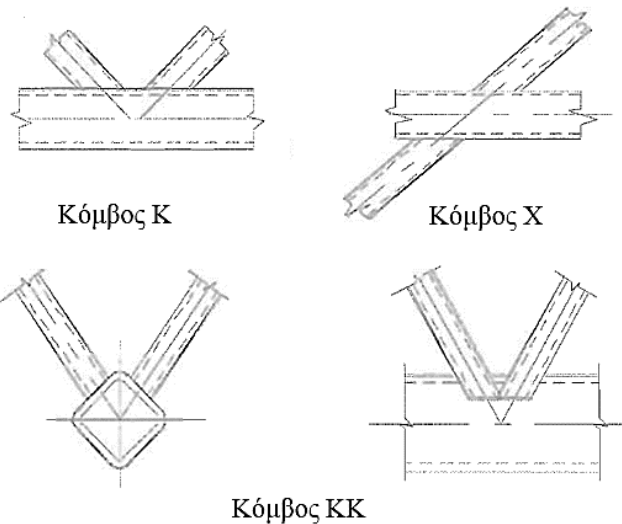
Πίνακας 7.6: Εύρος εφαρμογής μεθόδου υπολογισμού συνδέσεων μεταξύ διατομών CHS κατά τον ΕΚ3.

Λόγος διαμέτρων		$0,2 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$
Υποστυλώματα	Εφέλκυσμός	$10 \leq d_0/t_0 \leq 50$
	Θλίψη	Κατηγορία 1 ή 2 και $10 \leq d_0/t_0 \leq 50$
Σύνδεσμοι	Εφέλκυσμός	$d_i/t_i \leq 50$
	Θλίψη	Κατηγορία 1 ή 2

Είναι d_0 , t_0 η διάμετρος και το πάχος τοιχωμάτων του υποστυλώματος και d_i , t_i τα αντίστοιχα μεγέθη των συνδέσμων. Από τα παραπάνω προκύπτει:

- $d_i/d_0 = 0,48$
- $d_0/t_0 = 33,00$
- $d_i/t_i = 31,33$

Οι τιμές αυτές βρίσκονται εντός του εύρους εφαρμογής της μεθόδου. Στον φορέα χρησιμοποιούνται κυρίως κόμβοι τύπου ΚΚ (Σχήμα 7.7) μεταξύ των συνδέσμων και των υποστυλωμάτων, καθώς και κόμβοι τύπου Χ στην ενδιάμεση σύνδεση μεταξύ των συνδέσμων.



Σχήμα 7.7: Κατηγορίες κόμβων σωληνωτών διατομών. [18]

Η αντοχή σε αστοχία πλευράς υποστυλώματος ή συνδέσμου υπό αξονική δύναμη δίνεται από τον Πίνακα 7.7:

Πίνακας 7.7: Αντοχή σε αστοχία πλευράς υποστυλώματος ή συνδέσμου για κόμβους τύπου Χ και Κ κατά ΕΚ3.

Chord face failure - X joints	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_p f_y t_0^2}{\sin \theta_1} \frac{5,2}{(1 - 0,81\beta)} / \gamma_{M5}$
Chord face failure - K and N gap or overlap joints	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_y t_0^2}{\sin \theta_1} \left(1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$

Στον παραπάνω Πίνακα είναι:

$$k_g = \gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024\gamma^{1,2}}{1 + \exp(0,5g/t_0 - 1,33)} \right) \quad (7.18)$$

$$k_p = \begin{cases} 1 - 0,3n_p(1 + n_p) \leq 1,00 & \text{για } n_p > 0 \\ 1,00 & \text{για } n_p \leq 0 \end{cases} \quad (7.19)$$

Όπου:

n_p : Ο λόγος $(\sigma_p, Ed/f_y t_0) / \gamma_{M5}$.

- $\sigma_{p,Ed}$: Η μέγιστη θλιπτική τάση στο υποστύλωμα χωρίς την συμβολή των συνδέσμων.
- β : Λόγος διαμέτρου συνδέσμου προς διάμετρο υποστυλώματος.
- γ : Λόγος διαμέτρου υποστυλώματος προς το διπλάσιο του πάχους τοιχωμάτων.
- γ_{M5} : Συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,0.

Η αντοχή κόμβου σε διάτρηση δίνεται από την Σχέση 7.20:

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M5} \text{ για } d_i \leq d_0 - 2t_0 \quad (7.20)$$

Για συνδέσεις σε πολλαπλά επίπεδα (τύπου ΚΚ) η ελάχιστη από τις παραπάνω αντοχές πολλαπλασιάζεται με μειωτικό συντελεστή $\mu = 0,9$ υπό την προϋπόθεση πως ικανοποιείται η Σχέση 7.21.

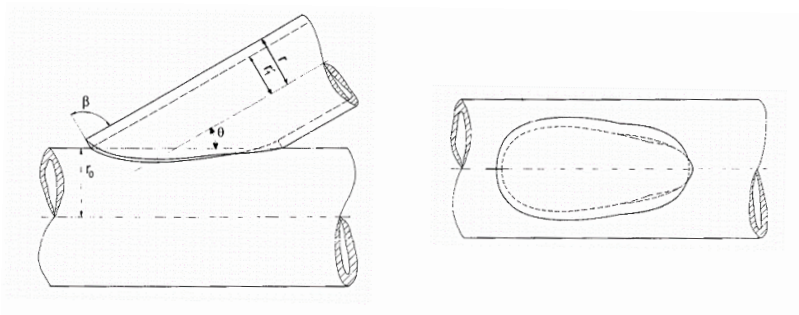
$$\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl0,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0 \quad (7.21)$$

Με εφαρμογή των παραπάνω στις συνδέσεις υποστυλωμάτων – συνδέσμων λαμβάνονται τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.8. Η καμπτική ροπή των συνδέσμων δυσκαμψίας θεωρείται αμελητέα, επομένως δεν πραγματοποιήθηκαν οι αντίστοιχοι έλεγχοι συνδέσεων.

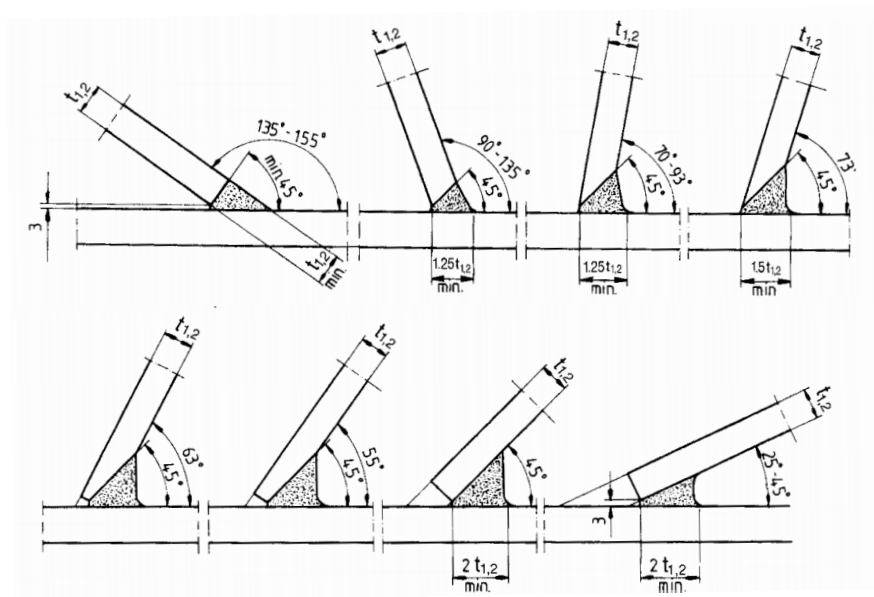
Πίνακας 7.8: Αντοχή σύνδεσης υποστυλωμάτων – συνδέσμων δυσκαμψίας jacket.

γ	=	16,50	f_{y0} (kPa)	=	355000,00
θ_1	=	43,29°	θ_2	=	52,40°
$\sigma_{p,Ed}$ (kPa)	=	-194377,38	n_p	=	0,55
k_g	=	1,80	k_p	=	0,75
d_0 (mm)	=	990,00	t_0 (mm)	=	30,00
d_1 (mm)	=	470,00	t_1 (mm)	=	15,00
Αντοχή σε αστοχία πλευράς υποστυλώματος:					
$N_{1,Rd}$ (kN)	=				7518,30
$N_{2,Rd}$ (kN)	=				6506,76
Αντοχή σε διάτρηση:					
$N_{1,Rd}$ (kN)	=				16275,24
$N_{2,Rd}$ (kN)	=				12961,25
Ελάχιστη αντοχή σύνδεσης σε πολλαπλά επίπεδα:					
N_{Rd} (kN)	=				5856,08

Η συγκόλληση των μελών πραγματοποιείται με εσωραφές πλήρους διεύθυνσης. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται πως η αντοχή της σύνδεσης είναι τουλάχιστον ίση με την αντοχή των συνδεόμενων μελών. Ο μεγάλος λόγος διαμέτρων υποστυλώματος – συνδέσμου καθιστά απαραίτητη την προετοιμασία των άκρων των συνδέσμων [26]. Η προετοιμασία περιλαμβάνει την κοπή των άκρων σε σχήμα κατάλληλο για σύνδεση (Σχήμα 7.8) και την επεξεργασία (φρεζάρισμα) των ακμών (Σχήμα 7.9).



Σχήμα 7.8: Κοπή άκρων συνδέσμων CHS για συγκόλληση με υποστόλωμα [11].



Σχήμα 7.9: Προετοιμασία (φρεζάρισμα) ακμών για διάφορες κλίσεις μεταξύ συνδέσμων και υποστολωμάτων [11].

8 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

8.1 Γενικά

8.1.1 Περιγραφή μεθόδου

Κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση ασκούνται στον φορέα σταθερά κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, καθώς και μονοτονικά αυξανόμενα πλάγια φορτία που αναπαριστούν τα αδρανειακά φορτία της κατασκευής κατά την διάρκεια σεισμικής δόνησης. Ταυτόχρονα με την άσκηση των φορτίων καταγράφεται η μετακίνηση οροφής d_{top} ενός ή περισσότερων προεπιλεγμένων κόμβων αναφοράς και η αντίστοιχη τέμνουσα δύναμη βάσης V_{base} έως την κατάρρευση του φορέα ή την επίτευξη προκαθορισμένης μετακίνησης οροφής. Μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοσθεί με σκοπό [19]:

- Την επαλήθευση ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής a_u/a_1 ¹¹.
- Την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής βλαβών στο φορέα.
- Την εκτίμηση της απόδοσης καινούργιων ή υφιστάμενων κατασκευών
- Ως εναλλακτική στο σχεδιασμό με βάση την γραμμική ελαστική ανάλυση που κάνει χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Με εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας προκύπτει η καμπύλη μετακίνησης οροφής – τέμνουσας βάσης στην οποία αποτυπώνεται η μετελαστική συμπεριφορά του φορέα και μέσω της οποίας προκύπτει η απόδοση της κατασκευής για προκαθορισμένο επίπεδο έντασης σεισμικής δόνησης.

Είναι απαραίτητο το μαθηματικό μοντέλο της κατασκευής να περιλαμβάνει την μη γραμμική σχέση φορτίου-μετατόπισης κάθε στοιχείου ώστε να αποκτηθεί ακριβής εικόνα της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Για τον σκοπό αυτό καθορίζονται σε κάθε μέλος του φορέα οι υποψήφιες θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων

Η μη γραμμική στατική ανάλυση αποτελεί γενικά ποιο αξιόπιστη και με μεγαλύτερη ακρίβεια μέθοδο προσδιορισμού της απόδοσης και συμπεριφοράς μίας κατασκευής σε σύγκριση με γραμμικές μεθόδους. Δεν είναι όμως απόλυτα αξιόπιστη και δεν μπορεί να αποδώσει με ακρίβεια αλλαγές στην δυναμική απόκριση του φορέα που προκύπτουν από μείωση της δυσκαμψίας του κατά την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, ούτε και να προβλέψει την επιρροή ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά του. Στα παρακάτω εφαρμόζονται οι μέθοδοι και οδηγίες που περιγράφονται στους κανονισμούς FEMA-356 [20] και FEMA-440 [21].

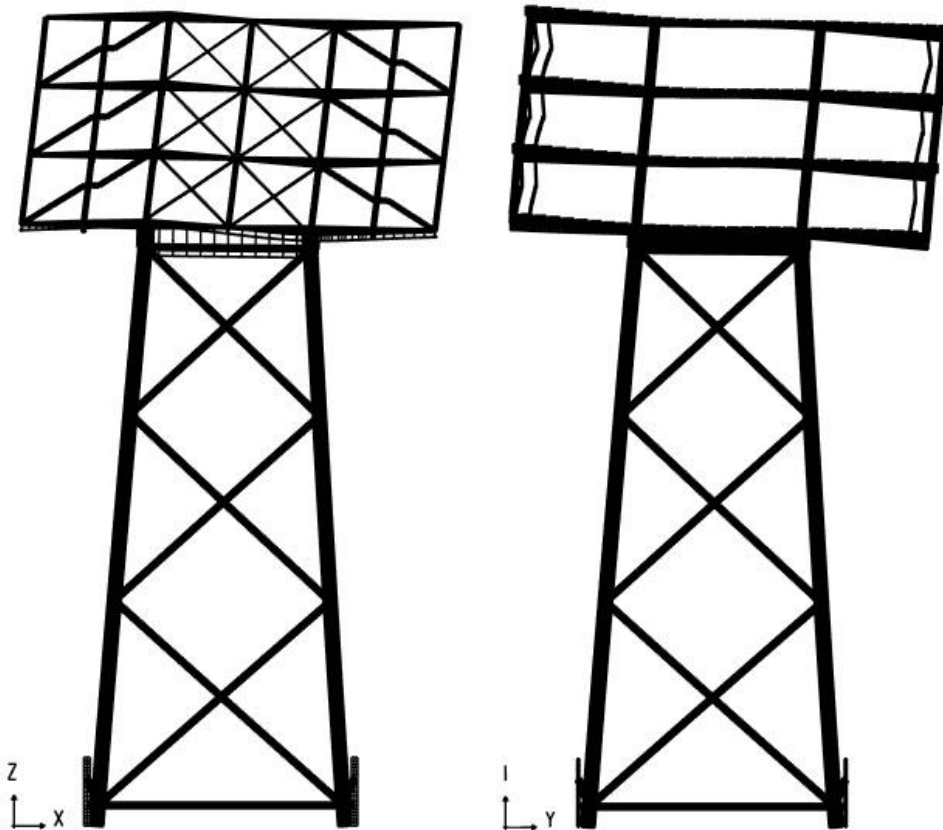
8.1.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Εφαρμογή της μεθόδου μη γραμμικής στατικής ανάλυσης επιτρέπεται σε κατασκευές στις οποίες η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Με σκοπό τον καθορισμό της επιρροής ανώτερων ιδιομορφών πραγματοποιούνται δύο ελαστικές ιδιομορφικές αναλύσεις φάσματος απόκρισης σε κάθε διεύθυνση, η πρώτη με αριθμό

¹¹ a_1 : Η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε οποιοδήποτε μέλος του φορέα.

a_u : Η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε να σχηματιστεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων για την δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.

ιδιομορφών τέτοιο ώστε να συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συμμετέχουσας μάζας και η δεύτερη με συμμετοχή μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής. Η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της κατασκευής μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα εφόσον η τέμνουσα δύναμη σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση δεν είναι μεγαλύτερη από το 130% της αντίστοιχης τέμνουσας δύναμης από την δεύτερη ανάλυση [20]. Το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής για κάθε διεύθυνση φαίνεται στο Σχήμα 8.1.



Σχήμα 8.1: Πρώτες ιδιομορφές φορέα κατά X (αριστερά) και κατά Y (δεξιά)

Οι τέμνουσες ορόφων και βάσης για κάθε ανάλυση καθώς και οι τιμές τέμνουσας για την πρώτη μόνο ιδιομορφή αυξημένες κατά 30% δίνονται για τις διευθύνσεις X και Y στον Πίνακα 8.1 και Πίνακα 8.2 αντίστοιχα.

Πίνακας 8.1: Τέμνουσες βάσης και ορόφων κατά την διεύθυνση X σε KN.

	Βάση	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος	3 ^{ος} όροφος
Με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών	8420,16	5799,27	4515,5	1463,03
Χωρίς συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών	6818,68	5767,68	3922,76	1144,76
Χωρίς συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών με αύξηση κατά 30%	8864,29	7497,98	5099,59	1488,19

Πίνακας 8.2: Τέμνουσες βάσης και ορόφων κατά την διεύθυνση Y σε KN.

	Βάση	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος	3 ^{ος} όροφος
Με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών	8971,89	6011,94	4166,45	1375,44
Χωρίς συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών	7222,73	5909,19	4025,19	1185,67
Χωρίς συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών με αύξηση κατά 30%	9389,55	7681,95	5232,73	1541,37

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων διαπιστώνεται πώς ικανοποιείται η προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου.

8.2 Κατανομή πλάγιων φορτίων

8.2.1 Γενικά

Η μορφή της κατανομής των πλάγιων φορτίων κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση προσδιορίζει τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις των μελών του φορέα. Κατά την διέγερση της κατασκευής από σεισμικές δονήσεις η κατανομή αυτή μεταβάλλεται διαρκώς, καθώς μέλη της κατασκευής εισέρχονται σε κατάσταση διαρροής με συνεπαγόμενη μεταβολή της δυσκαμψίας τους. Κρίνεται επομένως απαραίτητη η πραγματοποίηση πολλαπλών αναλύσεων με διαφορετικές κατανομές φορτίων καθ' ύψος ώστε να καλυφθεί μεγαλύτερο εύρος πιθανών εντατικών και παραμορφωσιακών καταστάσεων του φορέα που θα μπορούσαν να προκύψουν σε πραγματικές συνθήκες φόρτισης. Διακρίνονται γενικότερα δύο κατηγορίες κατανομής πλάγιων φορτίων των οποίων η χρήση προτείνεται τόσο από τον ΕΚ8 όσο και από τον FEMA-356:

- Η *ομοιόμορφη κατανομή*, οδηγεί σε συντηρητικές τιμές απαίτησης στους χαμηλότερους ορόφους και δίνει υψηλότερες τιμές τέμνουσών ορόφων.
- Η *ιδιομορφική κατανομή*, λαμβάνει υπ' όψη την επίδραση ελαστικών φαινομένων ανώτερων ιδιομορφών.[7]

Παρουσιάζεται στην συνέχεια η διαδικασία υπολογισμού των κατανομών πλάγιων φορτίων στις δύο διευθύνσεις και η προσομοίωσή τους στο SAP2000.

8.2.2 Ιδιομορφική κατανομή

Η ιδιομορφική κατανομή πλάγιων φορτίων βασίζεται στο σχήμα της πρώτης ιδιομορφής. Η κατανομή αυτή είναι αποδεκτή εφόσον η δρώσα μάζα της πρώτης ιδιομορφής σε κάθε διεύθυνση περιλαμβάνει τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας. Οι μετακινήσεις $U_{x,i}$ και $U_{y,i}$ της πρώτης ιδιομορφής σε κάθε διεύθυνση διαιρούνται με τις μετακινήσεις οροφής $U_{x,top}$ και $U_{y,top}$ δίνοντας τις κανονικοποιημένες μετακινήσεις $\Phi_i = U_i / U_{top}$. Η καθ' ύψος του πλαισίου κατανομή δυνάμεων δίνεται από τη σχέση [3] :

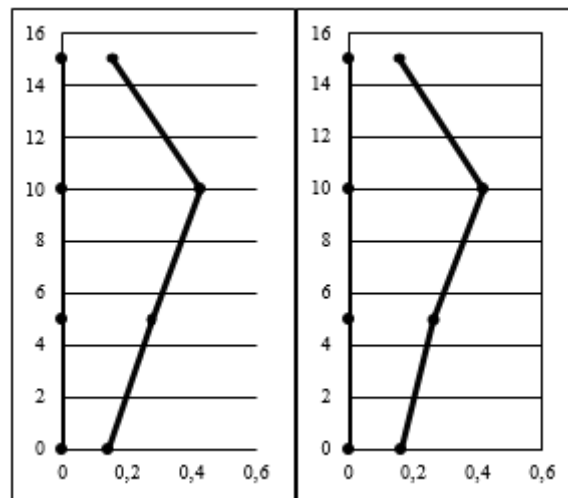
$$F_i = F_b \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (8.1)$$

Μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης προκύπτει η κατανομή μετακινήσεων ανά όροφο στο ύψος των διαφραγμάτων και παρουσιάζεται μαζί με τις κανονικοποιημένες μετακινήσεις στον Πίνακα 8.3 όπου τα διαφράγματα αριθμούνται από 0 (βάση πλαισίου) έως 3 (οροφή πλαισίου)

Πίνακας 8.3: Ιδιομορφικές και κανονικοποιημένες μετακινήσεις ανά διάφραγμα και διεύθυνση

Διάφραγμα	$M_{i,x}$	$M_{i,y}$	$U_{i,x}$ (m)	$U_{i,y}$ (m)	$\Phi_{i,x}$	$\Phi_{i,y}$
0	811,14	811,14	0,007463	0,008199	0,221618	0,247248
1	701,17	701,17	0,016701	0,015484	0,495947	0,466934
2	700,97	700,97	0,025815	0,024593	0,766592	0,741624
3	192,88	192,88	0,033675	0,033161	1	1
$\sum_i m_i =$	2406,16	2406,16	$\sum_i m_i \varphi_i =$		1257,75	1240,69
			$\sum_i m_i \varphi_i^2 =$		817,12	780,88

Από τα παραπάνω και με εφαρμογή τα σχέσης (8.1) για τέμνουσα βάσης $Fb = 1$ kN προκύπτει η κατανομή φορτίων του Σχήματος 8.2:



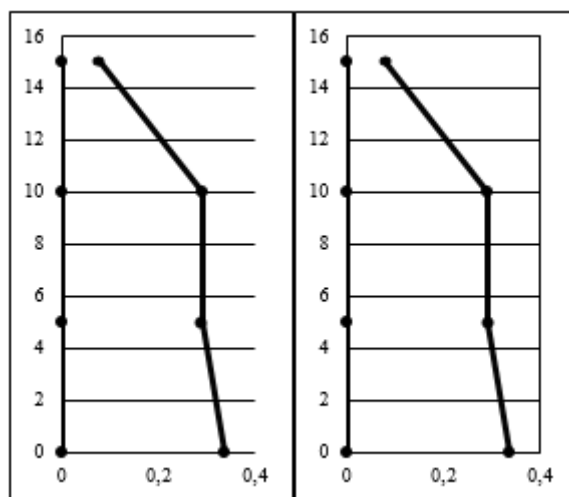
Σχήμα 8.2: Ιδιομορφική κατανομή πλάγιων φορτίων κατά X (αριστερά) και κατά Y (δεξιά).

8.2.3 Ομοιόμορφη κατανομή

Η ομοιόμορφη κατανομή φορτίων είναι ανάλογη της μάζας που αντιστοιχεί σε κάθε διάφραγμα. Λαμβάνεται από την Σχέση (8.2) :

$$F_i = F_b \frac{m_i}{\sum_j m_j} \quad (8.2)$$

Στο Σχήμα 8.3 δίνεται το σχήμα της κατανομής στις δύο διευθύνσεις του πλαισίου.

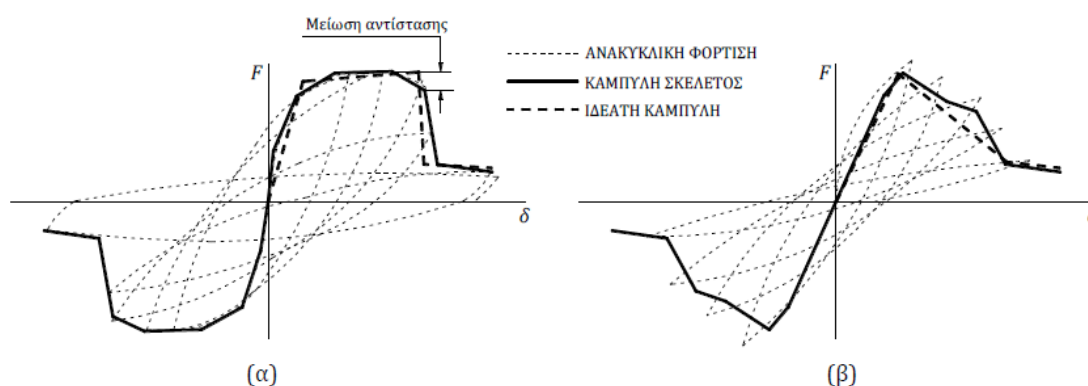


Σχήμα 8.3: Ομοιόμορφη κατανομή πλάγιων φορτίων κατά X (αριστερά) και κατά Y (δεξιά)

8.3 Πλαστικές αρθρώσεις

8.3.1 Γενικά

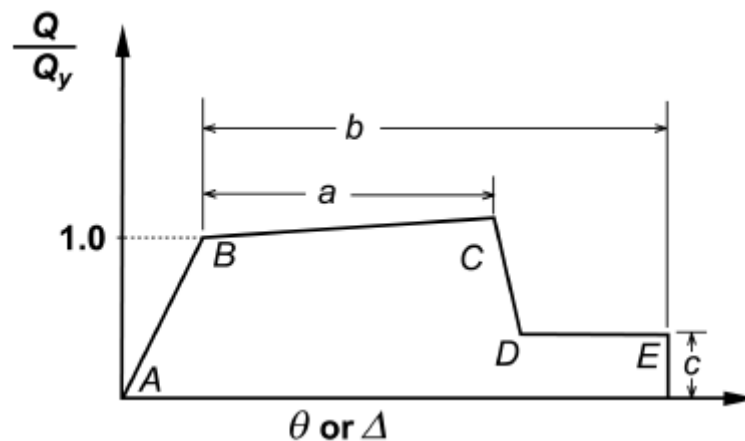
Η μη γραμμικότητα της μεθόδου προκύπτει από τον ορισμό μη γραμμικών ιδιοτήτων υλικού. Συγκεκριμένα ορίζονται θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε σημεία στα οποία αναμένεται διαρροή του μέλους, υπό τη μορφή εξιδανικευμένης καμπύλης εντατικών μεγεθών (F) – σχετικών μετακινήσεων (δ). Ως μέγεθος F ορίζεται η δύναμη ή ροπή που ασκείται στη διατομή, ενώ ως μέγεθος σχετικής μετακίνησης δ ορίζεται συνήθως η μετατόπιση, παραμόρφωση, καμπυλότητα ή στροφή. Η μορφή της καμπύλης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του υλικού καθώς και από την συμπεριφορά του μέλους και διακρίνεται γενικά σε ψαθυρή, στην οποία προηγείται η αστοχία από διάτμηση και όλκιμη στην οποία προηγείται η αστοχία σε κάμψη. Η κατασκευή της γίνεται με βάση την συμπεριφορά του μέλους σε ανακυκλική φόρτιση, μέσω της οποίας προκύπτει η σπονδυλική καμπύλη (backbone curve). Η γραμμικοποίηση της σπονδυλικής καμπύλης δίνει την εξιδανικευμένη καμπύλη η οποία χρησιμοποιείται στο προσομοίωμα. Τυπικές μορφές της καμπύλης φαίνονται στο Σχήμα 8.4.



Σχήμα 8.4: Τυπικό διάγραμμα ανακυκλικής φόρτισης, σπονδυλική καμπύλη και ιδεατή καμπύλη για όλκιμη (α) και ψαθυρή (β) συμπεριφορά. [4]

Συγκεκριμένα, η ιδεατή καμπύλη αποτελείται από πέντε διακριτές περιοχές που αντιπροσωπεύουν την συμπεριφορά του στοιχείου για διαφορετικά επίπεδα δύναμης F (Σχήμα 8.5).

- *Περιοχή AB*: Ελαστική συμπεριφορά του στοιχείου πριν τη διαρροή στο σημείο B.
- *Περιοχή BC*: Μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μετά την διαρροή ως το θεωρητικό σημείο αστοχίας C. Επιτρέπονται μικρές θετικές κλίσεις της τάξης του 3 έως 6% λόγω κράτυνσης.
- *Περιοχή CD*: Φθίνων κλάδος του στοιχείου μετά το θεωρητικό σημείο αστοχίας D. Ο κλάδος αυτός λαμβάνεται με αρνητική κλίση και όχι κατακόρυφος για λόγους αριθμητικής σύγκλισης κατά την εκτέλεση της ανάλυσης.
- *Περιοχή DE*: Απομένουσα αντοχή του στοιχείου. Θεωρείται πώς το στοιχείο συνεχίζει να διαθέτει ικανότητα παραλαβής φορτίων ως το σημείο E, κατά κανόνα ίση με το 20% της μέγιστης αντοχής.



Σχήμα 8.5: Μορφή ιδεατής καμπύλης έντασης – παραμόρφωσης για πλαστική συμπεριφορά στοιχείου. [20]

Τιμές για τις παραμέτρους a , b , και c που καθορίζουν την οριακή αντοχή, τη μέγιστη παραμόρφωση και την απομένουσα αντοχή αντίστοιχα δίνονται ανάλογα με το είδος, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και την εντατική κατάσταση του μέλους στο πρότυπο ASCE 41-13.

8.3.2 Δοκοί

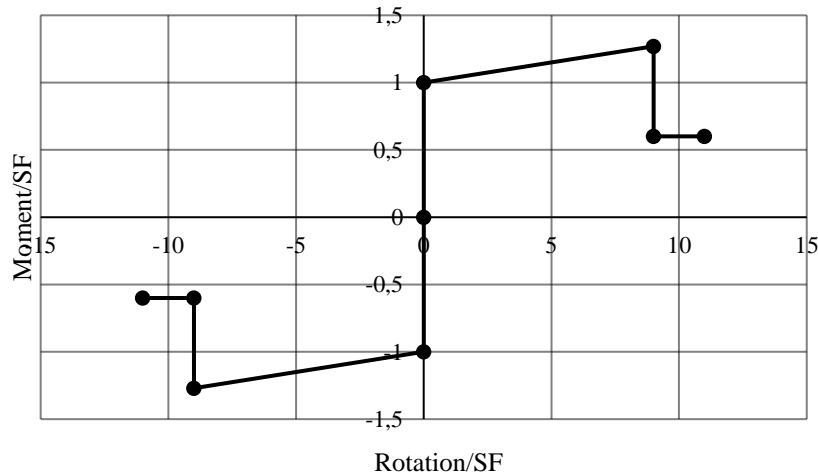
Υποψήφιες θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων αποτελούν στις δοκούς οι ακραίοι κόμβοι στους οποίους εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές ροπής κάμψης λόγω σεισμικών δράσεων. Το SAP2000 προσφέρει την δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων κατά ASCE [5] βάσει του επιλεγμένου τύπου άρθρωσης και των χαρακτηριστικών του στοιχείου. Οι παράμετροι της καμπύλης έντασης παραμόρφωσης για δοκούς υπό καθαρή κάμψη παρουσιάζονται στον Πίνακα 8.4.

Πίνακας 8.4: Ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων δοκών κατά ASCE/SEI 41-13.

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yc}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{yc}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other						

Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used

Για τις αρθρώσεις δοκών, ορίζεται ως μέγεθος δύναμης ο λόγος M/M_y και ως μέγεθος παραμόρφωσης ο λόγος θ/θ_y όπου θ και θ_y η πλαστική στροφή και στροφή διαρροής αντίστοιχα. Οι ιδιότητες των αρθρώσεων για τις δοκούς του φορέα δίνονται στο Σχήμα 8.6.



Σχήμα 8.6: Σχέση ροπής – πλαστικής στροφής αρθρώσεων δοκών.

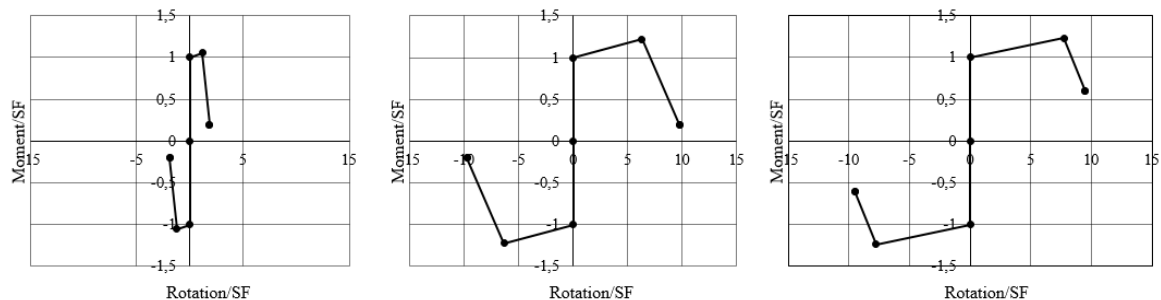
8.3.3 Υποστυλώματα πλαισίου

Με ανάλογο τρόπο ορίζονται πλαστικές αρθρώσεις στη βάση και κορυφή των υποστυλωμάτων για κάθε όροφο του πλαισίου, με την διαφορά πως πρέπει να ληφθεί υπ' όψη η αλληλεπίδραση αξονικής έντασης – ροπής για τα υποστυλώματα που βρίσκονται σε θλίψη και η συνεπαγόμενη απομείωση καμπτικής αντοχής για μεγάλες τιμές θλίψης. Ορίζονται έτσι διαφορετικές ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων για καθορισμένες τιμές του λόγου P/P_{CL} , όπου P και P_{CL} η θλιπτική δύναμη και αντοχή σε θλίψη αντίστοιχα του υποστυλώματος.

Πίνακας 8.5: Ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων κατά ASCE/SEI 41-13

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Columns—Flexure^{a,b}						
For $P/P_{CL} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{yc}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{yc}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{yc}}}$	— ^c	— ^d	0.2	$0.25\theta_y$	— ^e	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{yc}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					

Με βάση τον παραπάνω πίνακα προκύπτουν οι καμπύλες ροπής – πλαστικής στροφής που φαίνονται στο Σχήμα 8.7. Το σημείο D έχει μετατοπιστεί ώστε να συμπίπτει με το σημείο E για λόγους αριθμητικής σύγκλισης κατά την εκτέλεση της ανάλυσης.



Σχήμα 8.7: Σχέση ροπής – πλαστικής στροφής αρθρώσεων υποστυλωμάτων για $P/P_{CL} > 0.50$, $0.20 \leq P/P_{CL} \leq 0.50$ και $P/P_{CL} < 0.20$ από αριστερά προς τα δεξιά.

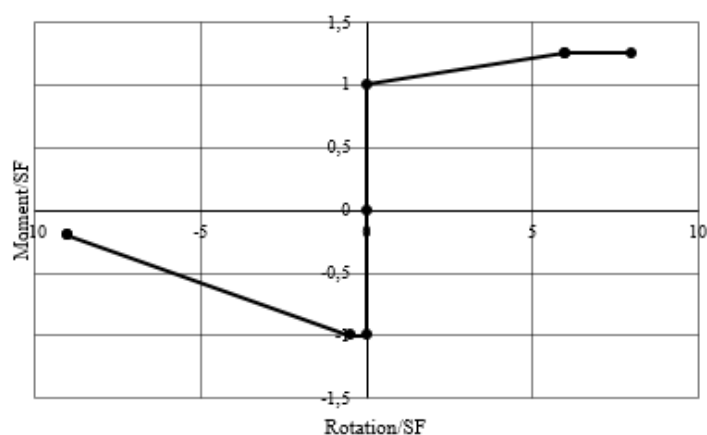
8.3.4 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας πλαισίου

Μη γραμμικά αξονικά ελατήρια ορίζονται στο $\frac{1}{4}$ και $\frac{3}{4}$ του μήκους των συνδέσμων δυσκαμψίας με σκοπό να αποτυπώσουν την ψαθυρή μορφή αστοχίας σε λυγισμό λόγω θλίψης και την πλάστιμη αστοχία σε εφελκυσμό. Στην καμπύλη έντασης – παραμόρφωσης η δύναμη N στο θεωρητικό σημείο διαρροής σε εφελκυσμό (B+) θα ικανοποιεί την σχέση $N/N_{t,Rd} = 1$, ενώ στο σημείο αστοχίας σε θλίψη (B-) την σχέση $N/N_{b,Rd} = 1$. Στον Πίνακα 8.6 δίνονται οι τιμές αντοχής σε εφελκυσμό και θλίψη των διαγωνίων καθώς και οι παραμορφώσεις για αυτές τις τιμές αξονικής δύναμης.

Πίνακας 8.6: Τιμές αντοχής σε αξονική δύναμη και αντίστοιχης παραμόρφωσης διαγώνιων συνδέσμων ανά όροφο.

Όροφος	Διατομή	A (mm ²)	N _{pl,Rd} (kN)	N _{b,Rd} (kN)	Δl ⁺ (mm)	Δl ⁻ (mm)
1	CHS 114.3 x 6.3	2138	758,83	341,81	6,60	2,97
2	CHS 101.6 x 5.0	1517	538,67	201,86	6,60	2,47
3	CHS 76.1 x 3.2	733	260,18	58,87	6,60	1,49

Ο κλάδος BC είναι ανοδικός για εφελκυσμό και πτωτικός για θλίψη, αντανακλώντας την διαφορετική μορφή αστοχίας για τις δύο αυτές φορτίσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.8 όπου παρουσιάζονται οι ιδεατές καμπύλες αξονικής δύναμης – παραμόρφωσης των συνδέσμων. Ομοίως με τα υποστυλώματα, το σημείο D ταυτίζεται με το σημείο E για λόγους σύγκλισης.



Σχήμα 8.8: Αξονική πλαστική άρθρωση συνδέσμων δυσκαμψίας

8.3.5 Υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας jacket

Ομοίως με τα υποστυλώματα του πλαισίου υπολογίστηκαν οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων του jacket. Η στροφή διαρροής θ_y βρέθηκε σύμφωνα με την παρακάτω σχέση [20]:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (8.3)$$

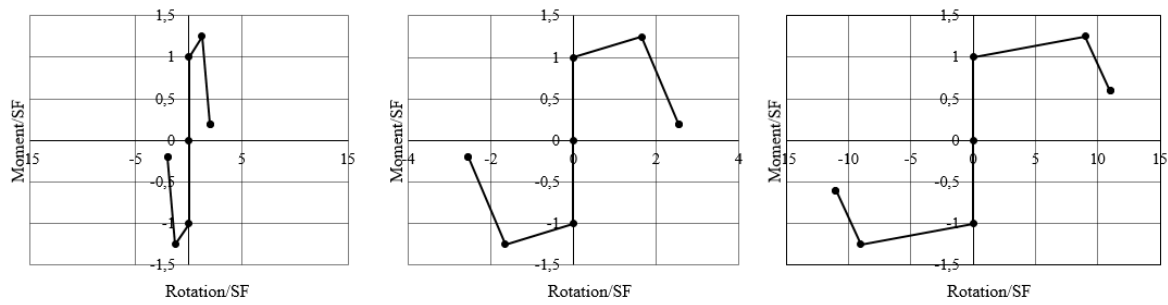
Η στροφή διαρροής στα άκρα κάθε τμήματος των υποστυλωμάτων δίνεται στον Πίνακα 8.7:

Πίνακας 8.7: Στροφή διαρροής ανά τμήμα των υποστυλωμάτων του jacket.

Τμήμα	L (m)	θ_y (rad)
1	14,93	0,01120377
2	13,57	0,01018320
3	12,21	0,00916262

Ο υπολογισμός των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων έγινε βάση των Πινάκων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Ενδεικτικά παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπής – πλαστικής

παραμόρφωσης για τις αρθρώσεις στο κατώτερο επίπεδο των υποστυλωμάτων στο Σχήμα 8.9.



Σχήμα 8.9: Σχέση ροπής – πλαστικής στροφής αρθρώσεων υποστυλωμάτων για $P/P_{CL} > 0.50$, $0.20 \leq P/P_{CL} \leq 0.50$ και $P/P_{CL} < 0.20$ από αριστερά προς τα δεξιά.

Επιπλέον στα μέσα των τμημάτων ορίστηκαν μη γραμμικά αξονικά ελατήρια με σκοπό την ορθή αποτύπωση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε περίπτωση αστοχίας από καμπτικό λυγισμό των υποστυλωμάτων. Οι ιδιότητές τους δίνονται στον Πίνακα 8.8.

Πίνακας 8.8: Τιμές αντοχής σε αξονική δύναμη και αντίστοιχης παραμόρφωσης τμημάτων υποστυλωμάτων jacket.

Τμήμα	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Δl^+ (mm)	Δl^- (mm)
1	32119,64	28877,15	22,69	25,23
2	32119,64	29452,31	21,03	22,93
3	32119,64	29972,32	19,26	20,64

Στους συνδέσμους δυσκαμψίας του jacket καθώς και στους συνδέσμους μεταξύ των κεφαλών των υποστυλωμάτων ορίστηκαν μη γραμμικά αξονικά ελατήρια με μέγιστη θλιπτική δύναμη την αντοχή των συνδέσμων σε καμπτικό λυγισμό και μέγιστη εφελκυστική δύναμη την εφελκυστική αντοχή του κάθε μέλους. Οι ιδιότητες των ελατηρίων παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα:

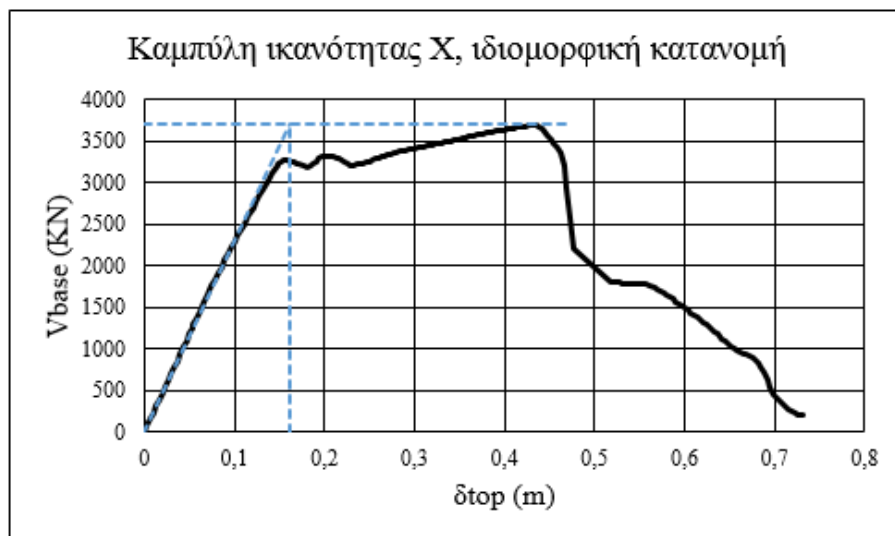
Πίνακας 8.9: Τιμές αντοχής σε αξονική δύναμη και αντίστοιχης παραμόρφωσης συνδέσμων δυσκαμψίας και συνδέσμων κεφαλών υποστυλωμάτων jacket.

Τμήμα	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Δl^+ (mm)	Δl^- (mm)
1	7611,69	5815,39	13,57	17,77
2	7611,69	6226,25	12,94	15,82
3	7611,69	6550,77	12,04	13,99
4	7611,69	5194,36	13,87	20,33

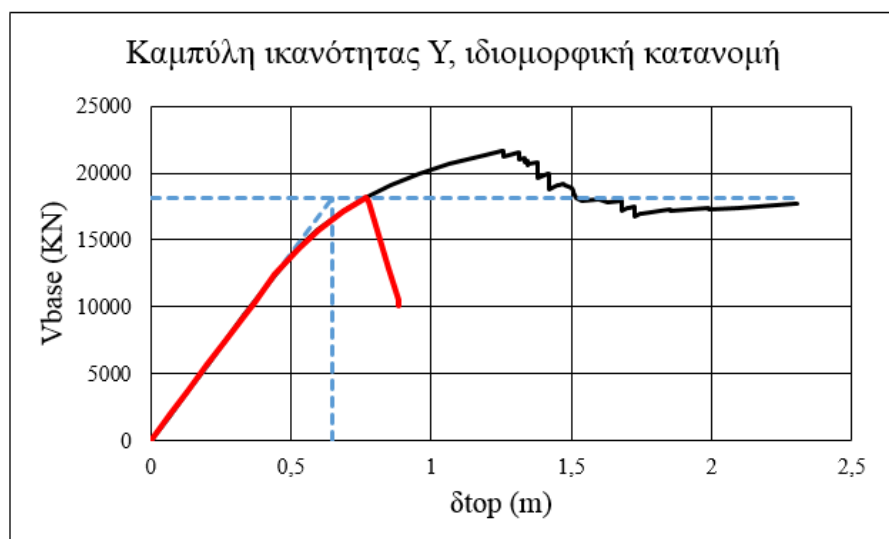
Οι κύριες δοκοί ορθογωνικής διατομής ανήκουν στην κατηγορία 3 και σχεδιάστηκαν ελαστικά. Θεωρήθηκε πως δεν διαθέτουν δυνατότητα ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων και το σημείο αστοχίας τους ορίστηκε με βάση τα ελαστικά μεγέθη αντοχής τους.

8.4 Καμπύλες ικανότητας

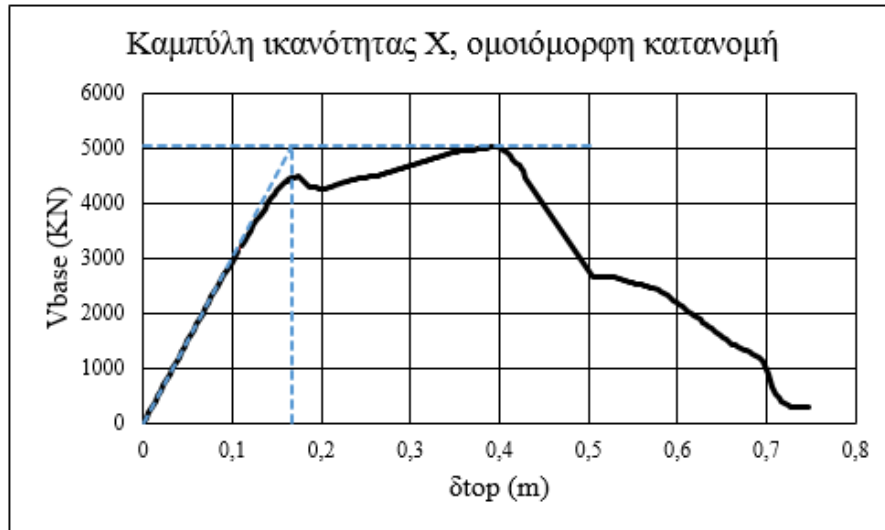
Εκτελέστηκε επαρκής αριθμός αναλύσεων για κάθε συνδυασμό κατανομής φορτίου και διεύθυνσης με διαφορετικές παραμέτρους με σκοπό την επίτευξη της βέλτιστης αριθμητικής σύγκλισης και την καταγραφή καμπύλης ικανότητας που αντιπροσωπεύει όσο το δυνατόν ορθότερα την πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Πέρα από την μη γραμμικότητα υλικού, λαμβάνονται υπ' όψη στην ανάλυση και τα φαινόμενα P- Δ , όχι όμως και η μη γραμμικότητα γεωμετρίας αφού πρόκειται για δύσκαμπτο φορέα ενώ από δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση του υπολογιστικού χρόνου με αμελητέα διαφορά στα αποτελέσματα. Θα γίνει έλεγχος της για την στοχευόμενη μετακίνηση σε μετέπειτα στάδιο. Στα παρακάτω Σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις αναλύσεις. Σημειώνεται πως εκτελέστηκαν αναλύσεις με (κόκκινες καμπύλες) και χωρίς (μαύρες καμπύλες) ορισμό μη γραμμικών ιδιοτήτων στην κατασκευή βάσης (jacket). Επιπλέον εκτελέστηκαν αναλύσεις μόνο του ανώτερου τμήματος της κατασκευής για επαλήθευση των υποθέσεων του σχεδιασμού. Τα αποτελέσματα τους παρουσιάζονται σε μορφή πινάκων παρακάτω.



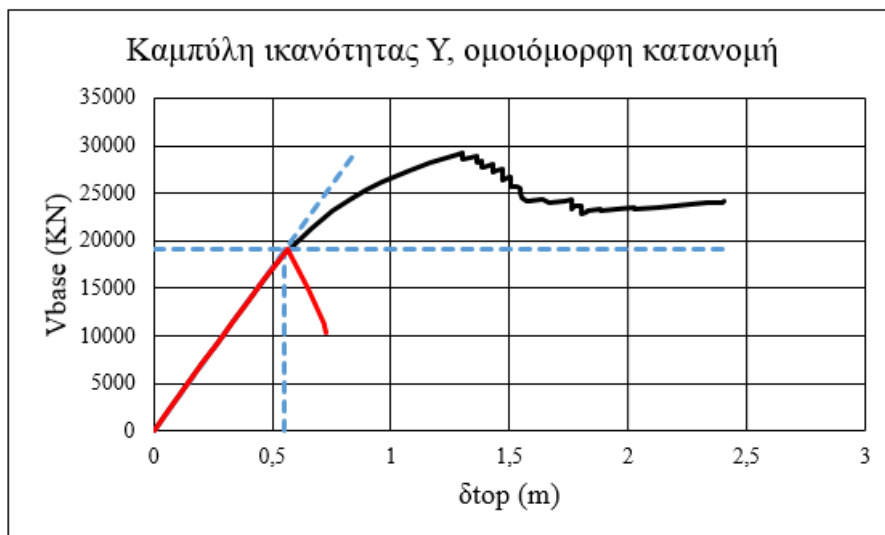
Σχήμα 8.10: Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίου στην διεύθυνση X.



Σχήμα 8.11: Καμπύλες ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίου στην διεύθυνση Y με ελαστική και ελαστοπλαστική συμπεριφορά jacket.



Σχήμα 8.12: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίου στη διεύθυνση X.



Σχήμα 8.13: Καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίου στη διεύθυνση Y με ελαστική και ελαστοπλαστική συμπεριφορά jacket.

Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα θα επαληθευθεί η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε κατά τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων. Για κάθε διάγραμμα βρίσκονται τα μεγέθη τέμνουσας βάσης και μετατόπισης οροφής που αντιστοιχούν στην διαρροή της κατασκευής, την πρώτη διαρροή μέλους, καθώς και η μέγιστη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης. Ως σημείο διαρροής της κατασκευής λαμβάνεται το σημείο στο οποίο ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης τέμνει οριζόντια ευθεία της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_u . Στο σημείο αυτό υπολογίζονται τα μεγέθη V_y και δ_y . Ως μέγιστη μετακίνηση δ_u λαμβάνεται η μετακίνηση για την οποία παρατηρείται πτώση της V_{base} κατά 20% σε σχέση με την V_u ή το σημείο στο οποίο σχηματίζεται μηχανισμός κατάρρευσης και η ανάλυση τερματίζει. Οι τιμές για όλες τις περιπτώσεις δίνονται στον Πίνακα 8.10:

Πίνακας 8.10: Μετακίνηση κατά την πρώτη διαρροή δ_l , μετακίνηση διαρροής δ_y , μέγιστη μετακίνηση δ_{max} και αντίστοιχες τέμνουσες βάσης για κάθε ανάλυση.

Κατανομή	Διεύθυνση	V_l (κN) ¹²	δ_l (cm)	V_y (κN)	δ_y (cm)	V_{max} (κN)	δ_u (cm)
Ιδιομορφική	X	1256,94	5,46	3265,12	16,05	3694,43	46,94
	Y	10335,84	36,82	16445,01	64,64	18144,73	81,47
Ομοιόμορφη	X	2294,56	7,65	4475,59	16,75	5024,74	50,48
	Y	13520,44	39,21	18720,03	55,26	19056,82	65,17
Ιδιομορφική – άνω τμήμα	X	1235,95	3,49	3206,41	10,40	3684,59	41,74
	Y	10170,93	22,16	17140,06	47,11	21624,69	207,04
Ομοιόμορφη – άνω τμήμα	X	2219,02	4,45	4362,21	10,05	5012,44	41,68
	Y	13305,51	21,03	23342,97	46,00	29107,25	209,21

Με τα παραπάνω μεγέθη υπολογίζονται για κάθε περίπτωση η πλαστιμότητα μ (Σχέση 8.4) και η υπεραντοχή Ω (Σχέση 8.5). Το γινόμενο τους ισούται προσεγγιστικά με τον συντελεστή συμπεριφοράς q (Σχέση 8.6).

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (8.4)$$

$$\Omega = \frac{V_u}{V_y} \quad (8.5)$$

$$q \cong \Omega \cdot \mu \quad (8.6)$$

Από τις Σχέσεις αυτές εκτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς για κάθε περίπτωση. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Πίνακα 8.11.

Πίνακας 8.11: Πλαστιμότητα μ , υπεραντοχή Ω και εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q για κάθε ανάλυση.

Κατανομή	Διεύθυνση	μ	Ω	q
Ιδιομορφική	X	2,924054	1,131178	3,307624
	Y	1,260302	1,103358	1,390564
Ομοιόμορφη	X	3,013558	1,122698	3,383317
	Y	1,179293	1,017991	1,20051
Ιδιομορφική – άνω τμήμα	X	4,013005	1,149132	4,611473
	Y	4,39503	1,261646	5,544972
Ομοιόμορφη – άνω τμήμα	X	4,147686	1,149058	4,765933
	Y	4,548173	1,246939	5,671293

¹² Στην ανάλυση κατά την καθολική διεύθυνση X, η πρώτη διαρροή προκύπτει από λυγισμό των θλιβόμενων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Για ανάλυση κατά την καθολική διεύθυνση Y η αστοχία επέρχεται από καμπτικό λυγισμό των υποστυλωμάτων του jacket, ενώ στην διεύθυνση X από αστοχία των εφελκόμενων διαγωνίων. Στον Πίνακα 8.12 δίνονται τα μεγέθη τέμνουσας βάσης σχεδιασμού για $q = 1,5$ και $q = 4$, καθώς και η ελαστική επιτάχυνση και η περίοδος για κάθε διεύθυνση.

Πίνακας 8.12: Τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, περίοδος και ελαστική επιτάχυνση ανά διεύθυνση.

Διεύθυνση	$V_{des} (q = 4)$ (kN)	$V_{des} (q = 1,5)$ (kN)	T (s)	S_e (T) (g)
X	2174,21	5797,893	1,54	0,335
Y	2260,9	6029,067	1,47	0,351

8.5 Στοχευόμενη μετακίνηση κατά FEMA-356 και FEMA-440

Απαραίτητο βήμα για την εφαρμογή μη γραμμικής στατικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (target displacement, δ_t) της κατασκευής. Ως στοχευόμενη μετακίνηση ορίζεται η σεισμική απαίτηση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης ως μετακίνηση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Ο υπολογισμός της γίνεται με χρήση της Σχέσης 8.8:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T e^2}{4\pi^2} g \quad (8.7)$$

Στην παραπάνω σχέση το C_0 είναι συντελεστής που συνδέει την φασματική μετακίνηση ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με την μετακίνηση οροφής του πολυβάθμιου συστήματος. Είναι ισοδύναμος με τον συντελεστή συμμετοχής Γ όπως περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 8 και υπολογίζεται από την Σχέση (8.8):

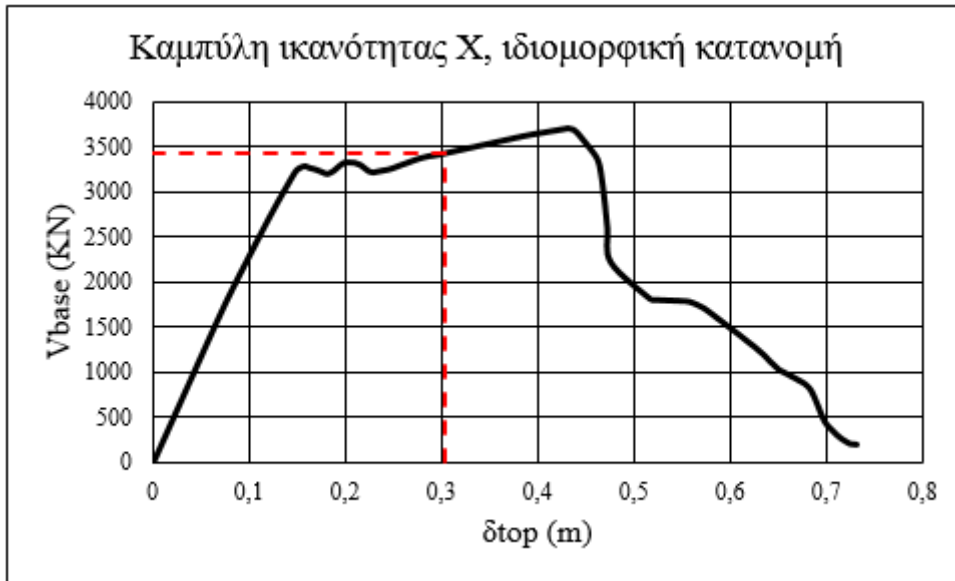
$$C_0 = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (8.8)$$

Ο συντελεστής C_1 συνδέει την μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις για γραμμικά ελαστική απόκριση. Στην περίπτωση που ισχύει $T_i \geq T_c$ λαμβάνεται $C_1 = 1$, το οποίο ισχύει στον υπο μελέτη φορέα. Ο συντελεστής C_2 εκφράζει την μεταβολή της μέγιστης μετατόπισης που προκαλείται από το σχήμα του βρόγχου υστέρησης και την μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Για περιόδους μεγαλύτερες από 0,7s μπορεί να τεθεί ίσος με 1. Τέλος το C_3 αντιπροσωπεύει τις αυξημένες μετακινήσεις λόγω φαινομένων P-Δ και η τιμή του εξαρτάται από την κλίση του μετελαστικού κλάδου της καμπύλης ικανότητας του φορέα [20][21]. Απλοποιητικά λαμβάνεται ίσος με 1.

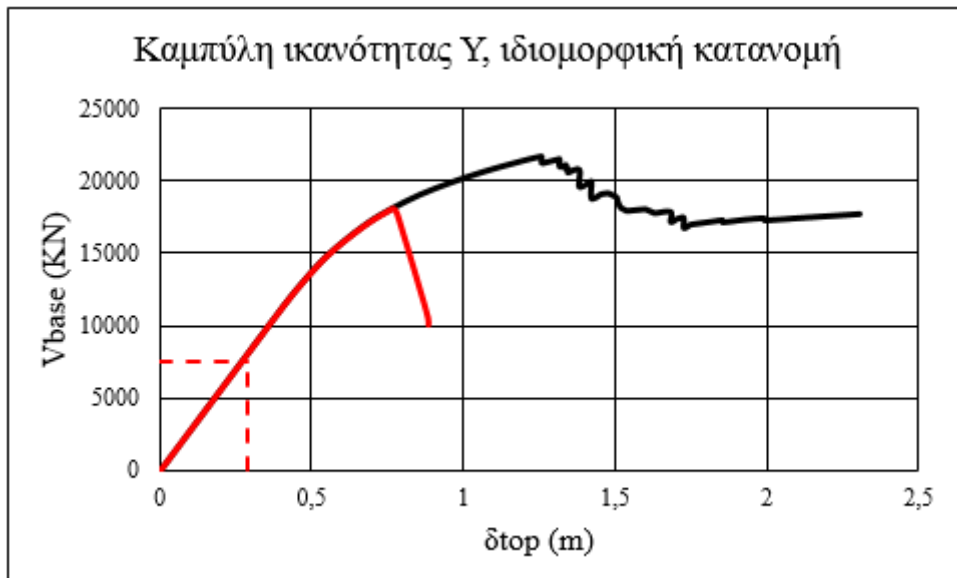
Με εφαρμογή της Σχέσης 8.8 προκύπτουν οι στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε διεύθυνση:

- $\delta_{t,X} = 30,36$ cm
- $\delta_{t,Y} = 28,65$ cm

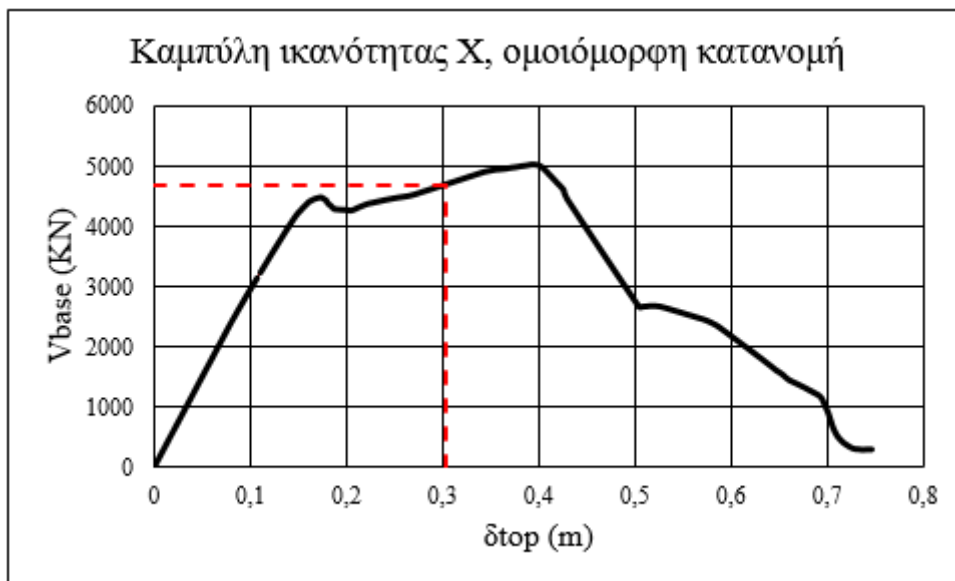
Στις παρακάτω καμπύλες ικανότητας σημειώνονται οι αντίστοιχες στοχευόμενες μετακινήσεις:



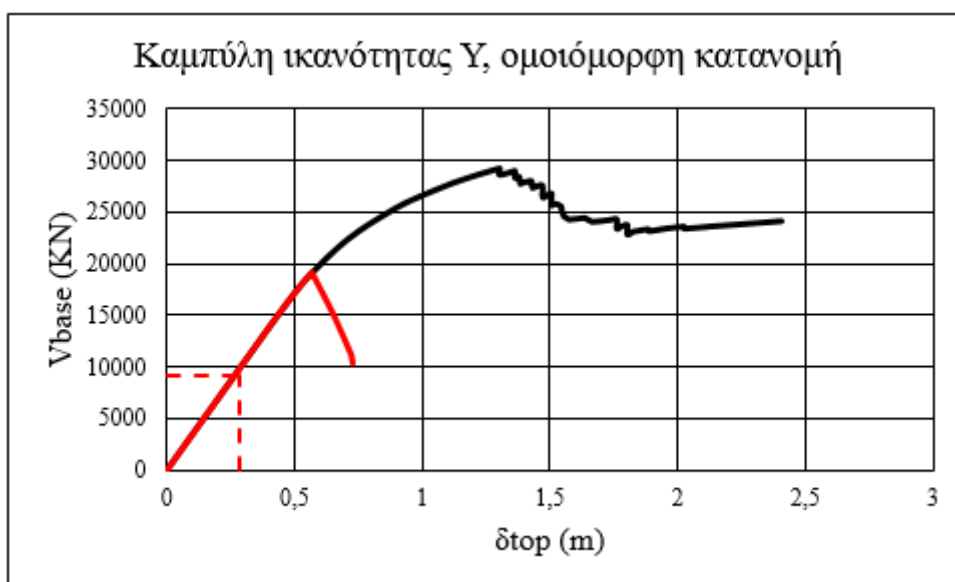
Σχήμα 8.14: Καμπύλη ικανότητας και στοχευόμενη μετακίνηση για ιδιομορφική κατανομή φορτίου στην διεύθυνση X.



Σχήμα 8.15: Καμπύλες ικανότητας και στοχευόμενη μετακίνηση για ιδιομορφική κατανομή φορτίου στην διεύθυνση Y.



Σχήμα 8.16: Καμπύλη ικανότητας και στοχευόμενη μετακίνηση για ομοιόμορφη κατανομή φορτίου στην διεύθυνση X.



Σχήμα 8.17: Καμπύλες ικανότητας και στοχευόμενη μετακίνηση για ομοιόμορφη κατανομή φορτίου στην διεύθυνση X.

8.6 Συμπεράσματα

Οι προσεγγιστικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q που παρουσιάζονται στον Πίνακα 8.11 είναι γενικώς οι αναμενόμενες. Για μη γραμμική στατική ανάλυση μόνο του ανώτερου τμήματος του φορέα οι τιμές είναι σύμφωνες με τις προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα και με αυτές που λήφθηκαν υπ' όψη στη μελέτη. Οι τιμές που προκύπτουν από ανάλυση ολόκληρου του φορέα είναι σημαντικά μικρότερες, όπως ήταν αναμενόμενο λόγω της ελαστικής συμπεριφοράς του jacket.

Στην καθολική διεύθυνση X, η αστοχία των εφελκυσόμενων διαγωνίων εξασφαλίζει την απαραίτητη πλαστιμότητα. Η συμπεριφορά της κατασκευής είναι αποδεκτή με βάση την στοχευόμενη μετακίνηση, η οποία βρίσκεται εντός του ανοδικού τμήματος του

μετελαστικού κλάδου. Στην καθολική διεύθυνση Y το ανώτερο τμήμα της κατασκευής παρουσιάζει σημαντική υπεραντοχή, με αποτέλεσμα να προηγείται η μη πλάστιμη αστοχία του jacket. Η κατασκευή θα συμπεριφερθεί πλήρως ελαστικά κατά την διεύθυνση Y για τον σεισμό σχεδιασμού, αφού η τέμνουσα βάσης κατά την αστοχία είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την απαιτούμενη.

9 Μεταφορά και ανέγερση

Ο προγραμματισμός της διαδικασίας μεταφοράς και ανέγερσης της κατασκευής λαμβάνει υπ' όψη μεγάλο πλήθος κριτηρίων με σκοπό την ασφαλή και οικονομική περάτωση των εργασιών εντός καθορισμένου χρονικού διαστήματος. Στα κριτήρια αυτά περιλαμβάνονται τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, οι συνθήκες και η θέση της περιοχής στην οποία θα βρίσκεται η κατασκευή και τα διαθέσιμα μέσα παραγωγής και μεταφοράς. Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά η διαδικασία κατασκευής, μεταφοράς και ανέγερσης και ελέγχεται η αντοχή και ασφάλεια του φορέα όπου είναι απαραίτητο. Η διαδικασία περιλαμβάνει τέσσερα κύρια στάδια:

- Την ξεχωριστή συναρμολόγηση των δύο τμημάτων του φορέα.
- Την μεταφορά των τμημάτων στην τελική θέση της κατασκευής.
- Την τοποθέτηση της κατασκευής βάσης στην κατάλληλη θέση και σύνδεσή της με την θεμελίωση.
- Την επιτόπου σύνδεση της κατασκευής βάσης με το ανώτερο τμήμα του φορέα.

Στο πρώτο στάδιο της διαδικασίας γίνεται ανέγερση των δύο ξεχωριστών τμημάτων που αποτελούν τον φορέα σε ναυπηγείο. Κυριότερος σκοπός αυτής της επιλογής είναι η μείωση της απόστασης του σημείου συναρμολόγησης με την τελική θέση της κατασκευής. Έτσι επιτυγχάνεται σημαντική μείωση του κόστους και του χρόνου μεταφοράς. Απλοποιείται επιπλέον η διαδικασία κατασκευής και ο σχεδιασμός του φορέα αφού οι εργοστασιακές συνθήκες επιτρέπουν την εκτεταμένη χρήση συγκολλητών συνδέσεων και στα δύο τμήματα του φορέα.

Η μεταφορά των τμημάτων της κατασκευής στην θέση ανέγερσης γίνεται με χρήση φορηγίδων (Εικόνα 9.1). Το κατώτερο τμήμα συνήθως τοποθετείται και στηρίζεται πλευρικά, καθιστώντας την μεταφορά ασφαλέστερη και μειώνοντας τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις στην κατασκευή. Επιπλέον στο τελικό στάδιο της μελέτης πρέπει να εξετάζεται ο τρόπος σύνδεσης της κατασκευής με το σκάφος μεταφοράς και η αντοχή των συνδέσεων [6]. Με τον ίδιο τρόπο μεταφέρεται και το ανώτερο τμήμα της κατασκευής.



Εικόνα 9.1: Μεταφορά κατώτερου και ανώτερου τμήματος υποσταθμού με φορτηγίδα (Πηγή: ISC Consulting Engineers A/S).

Η θεμελίωση στον βυθό της θάλασσας γίνεται με μεταλλικούς πασσάλους. Το βάθος διείδυσης των πασσάλων πρέπει να επαρκεί ώστε να μεταφέρονται με ασφάλεια στο έδαφος τα φορτία της ανωδομής. Επιπλέον απαιτείται γεωτεχνική μελέτη για να εξασφαλιστεί κατάλληλη αντοχή των πασσάλων και του εδάφους θεμελίωσης. Αφού ολοκληρωθεί η έμπηξη των πασσάλων έως το καθορισμένο βάθος, αφήνεται τμήμα τους να προεξέχει από το έδαφος. Στα τμήματα αυτά αγκυρώνονται σκέλη της κατασκευής στήριξης τα οποία στην συνέχεια συνδέονται μέσω συγκόλλησης ή κοχλίωσης εξασφαλίζοντας την ακλόνητη στήριξη της κατασκευής έδρασης στους πασσάλους θεμελίωσης. Για την τοποθέτηση χρησιμοποιείται σκάφος με γερανό το οποίο ανυψώνει το jacket από το ανώτερο τμήμα του μέχρι να έρθει στην όρθια θέση. Στην συνέχεια κατεβαίνει μέχρι τον βυθό όπου συνδέεται με τους πασσάλους όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Μετά την τοποθέτηση του jacket στην κατάλληλη θέση και την εξασφάλιση ακλόνητης θεμελίωσής του γίνεται η τοποθέτηση του ανώτερου τμήματος της κατασκευής. Ανυψώνεται από γερανό μέσω ελασμάτων που συνδέονται με τα υποστυλώματα της οροφής (βλ. Εικόνα 9.2).

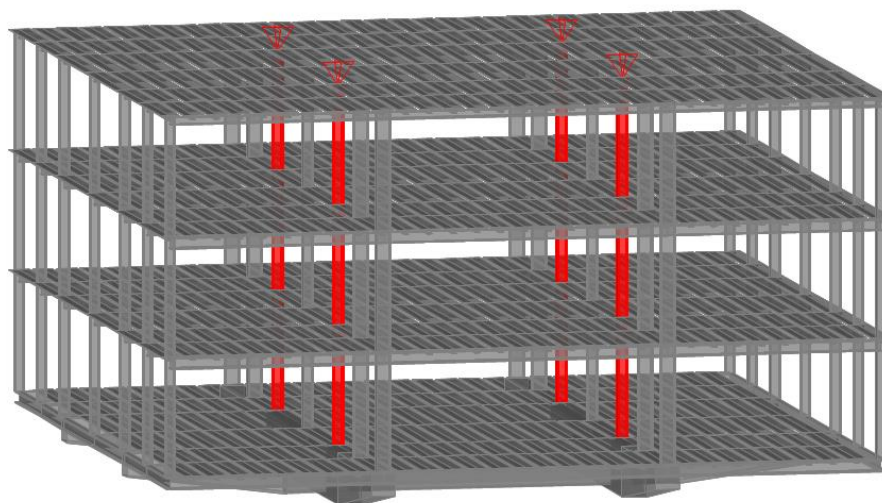


Εικόνα 9.2: Ανάρτηση και ανύψωση ανώτερου τμήματος κατασκευής για τοποθέτηση (Πηγή: ISC Consulting Engineers A/S).

Στην συνέχεια τοποθετείται στην κατάλληλη θέση και οι προεξοχές στο κάτω μέρος των κύριων δοκών ευθυγραμμίζονται με τις υποδοχές στο άνω μέρος των υποστυλωμάτων του jacket με τις οποίες συνδέονται με κοχλίωση. Κατά την διάρκεια της μεταφοράς αναπτύσσονται στην κατασκευή στατικά και δυναμικά φορτία. Η στατική επίλυση της κατασκευής κατά την ανύψωση του ανώτερου τμήματος περιγράφεται παρακάτω.

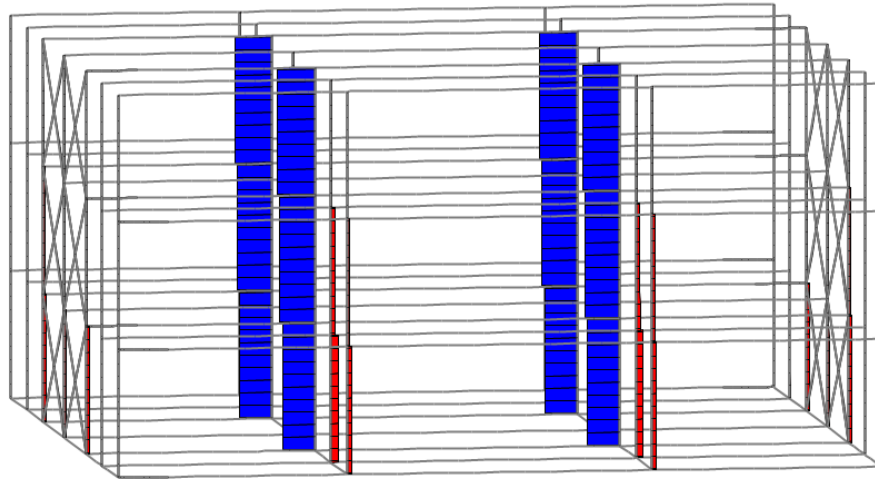
9.1 Στατική επίλυση κατασκευής κατά την μεταφορά

Η ανύψωση και μετακίνηση της κατασκευής σε συνθήκες ανοιχτής θάλασσας έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη δυναμικών φορτίων στα μέσα ανύψωσης και σύνδεσης, καθώς και στα μέλη του φορέα. Πραγματοποιήθηκε στατική επίλυση του ανώτερου τμήματος του φορέα με θεώρηση αρθρωτών στηρίξεων στα σημεία από τα οποία γίνεται η ανάρτηση (Σχήμα 9.3) στην κορυφή των υποστυλωμάτων. Η επίλυση περιλαμβάνει τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία του φορέα, ενώ τα αποτελέσματα πολλαπλασιάζονται με δυναμικό συντελεστή ίσο με 1,35 [6].

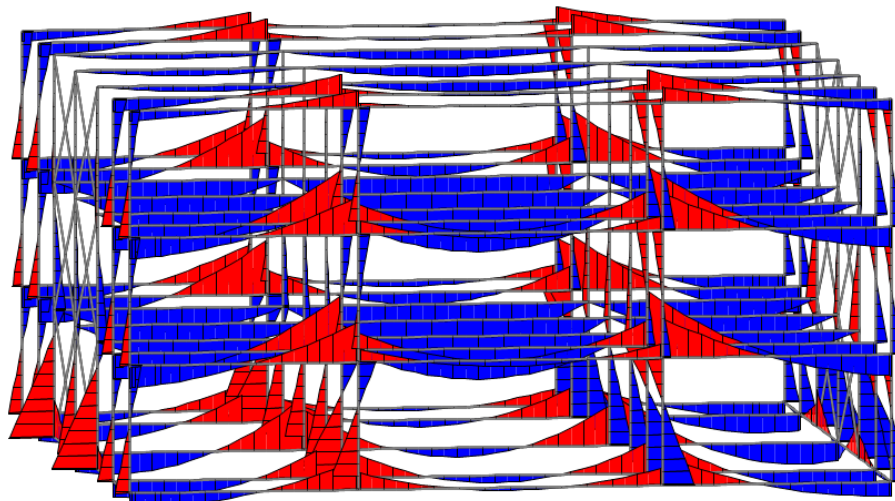


Σχήμα 9.3: Θέσεις ανάρτησης του φορέα κατά την διαδικασία ανύψωσης και μεταφοράς.

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών καταγράφονται στον Πίνακα 9.1. Τα διαγράμματα αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής που προκύπτουν από την ανάλυση παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα. Για λόγους ευκρίνειας εμφανίζονται μόνο επιλεγμένα μέλη του φορέα.



Σχήμα 9.4: Αξονικές δυνάμεις φορέα κατά την διαδικασία ανύψωσης και μεταφοράς.



Σχήμα 9.5: Καμπτικές ροπές φορέα κατά την διαδικασία ανύψωσης και μεταφοράς.

Πίνακας 9.1: Μέγιστα εντατικά μεγέθη μελών κατά την διαδικασία ανύψωσης και μεταφοράς.

Μέλος	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{Ed,min}$ (kN)	$V_{Ed,max}$ (kN)	$V_{Ed,min}$ (kN)	$M_{Ed,max}$ (kNm)	$M_{Ed,min}$ (kNm)
Υποστυλώματα HEM 600	-126,04	-1428,87	253,05	-253,05	841,93	-841,93
Υποστυλώματα HEM 400	7387,35	-1291,64	221,62	-221,62	896,60	-896,60
Υποστυλώματα HEM 360	45,30	-334,26	114,68	-114,68	357,97	-357,97
Δοκοί HEM 450	-	-	371,32	-371,32	953,44	-1087,49
Δοκοί HEM 360	-	-	115,08	-115,08	254,35	-410,45
Δοκοί RHS 2150x1000	-	-	3373,02	-3373,02	-	-20641,78

Δοκοί RHS 1850x1000	-	-	1520,18	-1520,18	899,99	-10674,08
Σύνδεσμοι CHS 114.3x6.3	59,30	-86,25	-	-	-	-
Σύνδεσμοι CHS 101.6x5.0	42,15	-53,04	-	-	-	-
Σύνδεσμοι CHS 76.1x3.2	22,30	-23,40	-	-	-	-

Οι τιμές των εντατικών μεγεθών του φορέα κατά την ανάρτηση είναι γενικά μικρότερες από τις αντίστοιχες που προκύπτουν στην οριακή κατάσταση αστοχίας, με παρόμοια κατανομή. Εξαίρεση αποτελεί η εφελκυστική δύναμη στα υποστυλώματα από τα οποία αναρτάται ο φορέας, η οποία είναι όμως μικρότερη της εφελκυστικής αντοχής της διατομής. Με βάση τα παραπάνω δεν κρίθηκε απαραίτητος ο λεπτομερέστερος έλεγχος της επάρκειας του φορέα κατά την μεταφορά σε αυτό το στάδιο της μελέτης.

10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013), “Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. ΕΛ.ΚΕ.Θ.Ε, (2005), “Ποσειδών - Σύστημα παρακολούθησης, πρόγνωσης και πληροφόρησης για την κατάσταση των Ελληνικών θαλασσών”, Ελληνικό Κέντρο Θαλάσσιων Ερευνών, Αθήνα, Ελλάδα, <http://poseidon.hcmr.gr> [6/9/2018]
3. Ψυχάρης Γ. Ν., (2016), “Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας - Τεύχος 1”, Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα.
4. Ψυχάρης Γ. Ν., (2016), “Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας - Τεύχος 2”, Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα.
5. American Society of Civil Engineers (ASCE). (2014). “*Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*” ASCE/SEI 41-13, Reston, V.A.
6. API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, Dec. 2000, “*Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*”, American Petroleum Institute, Washington, D.C.
7. Bentaou R., Falcao S., Rodrigues F. (Aug. 2004). “*Non-linear static procedures in performance based seismic design*”, 13th World conference on earthquake engineering, Vancouver, B.C., Canada
8. Computers & Structures Inc., May 2011, “*Automated Wave Loads - SAP2000 Technical note*”, Berkeley, California
9. Computers & Structures Inc., Nov 2017, “*Automated Lateral Loads Manual for SAP2000*”, Berkeley, California
10. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “*The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.*” ASCE Journal of Structural Engineering, 128(4), 526–533
11. Dutta D., Wardenier J., Yeomans N., Sakae K., Bucak Ö., Packer J.A., (1998), “*Design guide for fabrication, assembly and erection of hollow section structures*”, Verlag TÜV Rheinland GmbH, Köln, Germany
12. EFEHR, (2013), “*European Facilities for Earthquake Hazard and Risk*”, Swiss Seismological Service, Zurich, Switzerland, <http://www.efehr.org/en/home/> [25/5/2018]
13. EN 1990, 2002, “*Eurocode – Basis of structural design*”, CEN, European committee for standardization
14. EN 1991-1-3, 2003, “*Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: General actions – Snow loads*”, CEN, European committee for standardization
15. EN 1991-1-4, 2005, “*Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions*”, CEN, European committee for standardization
16. EN 1993-1-1, 2005, “*Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*”, CEN, European committee for standardization
17. EN 1993-1-5, 2006, “*Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: General rules – Plated structural elements*”, CEN, European committee for standardization
18. EN 1993-1-8, 2005, “*Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints*”, CEN, European committee for standardization
19. EN 1998-1, 2004, “*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*”, CEN, European committee for standardization
20. FEMA 356, Nov. 2000, “*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

21. FEMA 440, June 2005, “*Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
22. Global Wind Energy Council (2017). “*GWEC Global Wind 2017 Report / A Snapshot of Top Wind Markets in 2017: Offshore Wind*” Brussels, Belgium.
23. Jiang Z., Hu W., Dong W., Gao Z., Ren Z. (2017). “*Structural Reliability Analysis of Wind Turbines: A Review*” *Energies* 2017, 10(12), 2099; doi:10.3390/en10122099
24. Rodrigues S., Restrepo C., Katsouris G., Pinto R. T., Soleimanzadeh M., Bosman P., Bauer P. (2016). “*A Multi-Objective Optimization Framework for Offshore Windfarm Layouts and Electric Infrastructures*” *Energies* 2016, 9(3), 216; doi:10.3390/en9030216
25. The Crown Estate (2013). “*Transmission infrastructure associated with connecting offshore generation*”, London, United Kingdom
26. Wardenier J., Kurobane Y., Packer J.A., Dutta D., Yeomans N., (1991), “*Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading*”, Verlag TÜV Rheinland GmbH, Köln, Germany
27. Yun S., Hamburger R. O., Cornell C. A., Foutch D. A. (2002), “*Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames*”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 534-545