

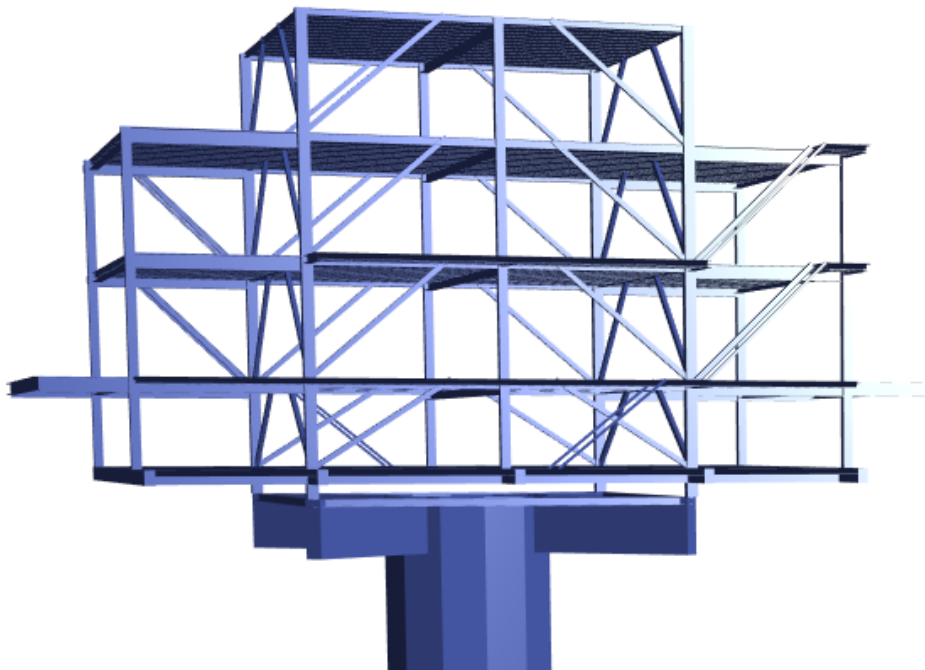


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ
ΜΟΝΟΠΑΣΣΑΛΟΥ ΥΠΟΣΤΑΘΜΟΥ ΗΛΕΚΤΡΙΚΗΣ
ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΓΙΑ ΠΑΡΚΟ ΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΩΝ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αθανασίου Χ. Παναγιώτα

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2019

ΕΜΚ ΜΕ 2019/10

Αθανασίου Π. (2019).
Σχεδιασμός και ανάλυση μεταλλικού μονοπάσσαλου υποσταθμού ηλεκτρικής ενέργειας
για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/10
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Athanasίου P. (2019).
Design and analysis of an electric substation monopile steel structure for an offshore wind
farm
MSc Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2019/10
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 Δομή Θαλάσσιου Αιολικού Πάρκου	7
1.3 Τύποι Θεμελίωσης	9
1.4 Κριτήρια Επιλογής Τοποθεσίας	10
1.5 Στάδια Κατασκευής	11
2 Φορέας	12
2.1 Περιγραφή Κατασκευής	12
2.1.1 Υποστυλώματα	12
2.1.2 Δοκοί	13
2.1.3 Ορθότροπες Πλάκες	14
2.1.4 Πάσσαλος	14
2.1.5 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	15
2.2 Προσομοίωση Φορέα	17
2.3 Υλικά	18
2.4 Κατόψεις Κατασκευής	19
3 Δράσεις	23
3.1 Μόνιμες Δράσεις (G)	23
3.2 Μεταβλητές Δράσεις (Q)	23
3.3 Φορτία Ανέμου	24
3.4 Φορτίο Χιονιού	33
3.5 Σεισμική Δράση	34
3.6 Τέμνουσα Δύναμη Βάσης	37
3.7 Κατανομή Οριζοντίων Σεισμικών Φορτίων	38
3.8 Συνδυασμοί Δράσεων	39
4 Ανάλυση	43
4.1 Υπολογισμός Μετακινήσεων	43
4.2 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών (DLR)	44
4.3 Φαινόμενα Ρ-Δ	45
4.4 Αποτελέσματα για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	46
5 Ανέγερση	48
6 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	50
6.1 Δοκοί Σύζευξης	53
6.2 Έλεγχος Διαγώνιων Μελών	61
6.3 Έλεγχος Υποστυλωμάτων	64
6.4 Τμήματα Δοκών Εκτός των Δοκών Σύζευξης	67
6.5 Έλεγχος Διαδοκίδων	70
6.6 Έλεγχος σε Κύρτωση Κοίλων Δοκών	73
7 Ιδιομορφική Ανάλυση	76

8	Συνδέσεις.....	79
8.1	Υποστύλωμα-Δοκός.....	79
8.2	Δοκός-Έκκεντρος Σύνδεσμος.....	81
8.3	Υποστύλωμα-Βάση.....	82
9	Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	83
9.1	Γενικά.....	83
9.2	Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	83
9.3	Καμπύλη Ικανότητας.....	84
9.4	Διαδικασία Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.....	85
9.5	Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	86
10	Συμπεράσματα.....	90
11	Βιβλιογραφία.....	91

Σχεδιασμός και ανάλυση μεταλλικού μονοπάσσαλου υποσταθμού ηλεκτρικής ενέργειας για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών

Αθανασίου. Π. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Παρουσιάζεται ο σχεδιασμός και η ανάλυση ενός μεταλλικού υποσταθμού ηλεκτρικής ενέργειας για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών. Ο υποσταθμός διαστασιολογείται για τον νομό Έβρου, ανοιχτά της Αλεξανδρούπολης. Η γενική μορφολογία της κατασκευής στηρίχτηκε στο πρότυπο του υποσταθμού “Sheringham Shoal 1” που βρίσκεται στην Βόρεια Θάλασσα κοντά στην ακτή του Norfolk της Ανατολικής Αγγλίας.

Η εν λόγω κατασκευή συνδέεται με το δίκτυο των ανεμογεννητριών και στεγάζει όλο τον απαραίτητο ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό για την αύξηση της τάσης και την περαιτέρω μεταφορά της ηλεκτρικής ενέργειας που προσφέρουν οι ανεμογεννήτριες. Για την διαστασιολόγηση του υποσταθμού λήφθηκαν υπόψη τα ιδιαίτερα απαιτητικά μόνιμα και κινητά φορτία του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού καθώς και τα τυχηματικά φορτία εξαιτίας των φυσικών φαινομένων. Η θεμελίωση του παράκτιου υποσταθμού ηλεκτρικής ενέργειας επιλέγηκε να γίνει με μονοπάσσαλο.

Μετά την διαστασιολόγηση του φορέα, εκτελείται μη γραμμική στατική ανάλυση, προκειμένου να εξεταστεί η συμπεριφορά του φορέα έναντι των δράσεων που ασκούνται, και να αποτιμηθεί η σεισμική του ικανότητα. Τέλος, ο σχεδιασμός του μεταλλικού υποσταθμού γίνεται βάσει των διατάξεων των κανονισμών EN1993 και EN1998, η δε προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών που απαρτίζουν την κατασκευή γίνεται βάση του κανονισμού ASCE 41-13 χρησιμοποιώντας ωστόσο, τις επιτρεπόμενες στάθμες επιτελεστικότητας του EN1998-3.

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

MSc THESIS
EMK ME 2019/10

**Design and analysis of an electric substation monopile steel structure for
an offshore wind farm**

Athanasίου P. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The design and analysis of an electric substation steel structure for an offshore wind farm is presented. The substation is designed for the special seismic and soil demands of the region near Alexandroupolis. The geometry of the substation is based on “Sheringham Shoal 1” substation in the North Sea off the coast of Norfolk in East England.

The structure houses all the necessary electrical and mechanical equipment, in order to increase the voltage of the energy coming from the wind turbines, and transmit this energy to the shore. For the design of the structure, all the permanent and live loads of the demanding electrical and mechanical equipment have been taken into account, as well as the accidental loads due to natural phenomena. A monopile foundation is chosen.

After the design of the steel structure, a non-linear static analysis is performed in order to examine the response of the structure due to the loads that are being applied on the structure, and its seismic response. The design of the substation is carried out in accordance with the requirements of EN1993 and EN1998 while assessment is performed as per ASCE 41-13 while employing the verification criteria of EN1998-3.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας την συγγραφή της διπλωματικής μου εργασίας, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τους ανθρώπους αυτούς που με στήριξαν και με βοήθησαν για να την φέρω εις πέρας.

Πρώτα από όλους θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την επιστημονική υποστήριξη με τις πολύ σημαντικές υποδείξεις του, καθώς και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε μέσω της ανάθεσης της συγκεκριμένης διατριβής. Παράλληλα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ για την βοήθεια που μου πρόσφερε και για τις χρήσιμες συμβουλές του. Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την στήριξή τους, και τους φίλους μου για τις ευχάριστες στιγμές που μου χάρισαν όλον αυτό τον χρόνο. Τους ευχαριστώ λοιπόν όλους, γιατί ένα μεγάλο ευχαριστώ δεν πρέπει μόνο να λέγεται αλλά και να γράφεται, να μένει.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Την τελευταία δεκαετία, παρατηρείται μια συνεχής τάση για αξιοποίηση ανανεώσιμων πηγών ενέργειας σε παγκόσμιο επίπεδο. Αυτή η τάση προέκυψε εξαιτίας των αρνητικών περιβαλλοντικών επιπτώσεων και του αυξημένου κόστους των συμβατικών μεθόδων παραγωγής ενέργειας. Ένας από τους πλέον διαδεδομένους τρόπους παραγωγής ανανεώσιμης ενέργειας είναι η κατασκευή αιολικών πάρκων για την εκμετάλλευση της αιολικής ενέργειας.

Τα αιολικά πάρκα, ανάλογα με την τοποθεσία τους διακρίνονται σε αιολικά πάρκα ξηράς και υπεράκτια αιολικά πάρκα. Τα υπεράκτια αιολικά πάρκα, είναι σχετικά μια νέα τεχνολογία, για τον λόγο αυτόν, το κόστος ολοένα και μειώνεται με την πάροδο του χρόνου, και η τεχνολογία αυτή γίνεται πιο αποδοτική και ανταγωνιστική. Ξεκίνησε από την Δανία το 1991 και εκ τότε ακολούθησε η κατασκευή και η λειτουργία τέτοιων πάρκων σε πολλές χώρες κυρίως της Βόρειας Ευρώπης, αποτελώντας σήμερα, ένα μεγάλο ποσοστό της ετήσιας συνολικής παραγωγής ενέργειας.

Ο λόγος την ραγδαία ανάπτυξης αυτής της νέας τάσης σε σχέση με τα χερσαία αιολικά πάρκα, είναι η πληθώρα πλεονεκτημάτων που προβάλλουν. Έχει παρατηρηθεί ότι τα θαλάσσια αιολικά πάρκα έχουν μεγαλύτερη παραγωγικότητα σε σχέση με τα χερσαία πάρκα λόγω της καλύτερης ποιότητας αιολικού δυναμικού στη θάλασσα. Παράλληλα, η μεταφορά των εξαρτημάτων για την κατασκευή των μεγάλης κλίμακας ανεμογεννητριών σε θαλάσσια αιολικά πάρκα είναι συνήθως ευκολότερη. Τέλος, οι αλλοιώσεις του φυσικού περιβάλλοντος και των ευαίσθητων οικοσυστημάτων καθώς και οι αντιδράσεις των τοπικών κοινωνιών που συνήθως παρατηρούνται κατά την δημιουργία χερσαίων αιολικών πάρκων, είναι ακόμα μερικοί λόγοι που κάνουν τα υπεράκτια αιολικά πάρκα να πλεονεκτούν.

Ωστόσο, παρά τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν τα υπεράκτια αιολικά πάρκα, θα πρέπει η επιλογή της θέσης τους να γίνεται με μεγάλη προσοχή έτσι ώστε να αποφευχθούν αντίθετα αποτελέσματα από τα προσδοκώμενα. Αρχικά η τοποθέτηση των ανεμογεννητριών θα πρέπει να επιλέγεται έτσι ώστε να μην διαταράσσουν τις δραστηριότητες αλιείας, ναυσιπλοΐας και τουρισμού. Παράλληλα θα πρέπει να υπάρχει μια επαρκής απόσταση από την ακτή ώστε να μην ενοχλεί οπτικά και ακουστικά, εξαιτίας των δονήσεων των ανεμογεννητριών, τους κατοίκους της περιοχής. Τέλος, η τοποθεσία θα πρέπει να επιλέγεται κοντά σε αστικά κέντρα, ώστε να είναι πρόσφορη η παραγωγή ηλεκτρισμού σε μικρή απόσταση από το σημείο που εδράζεται το υπεράκτιο αιολικό πάρκο.

1.2 Δομή Θαλάσσιου Αιολικού Πάρκου

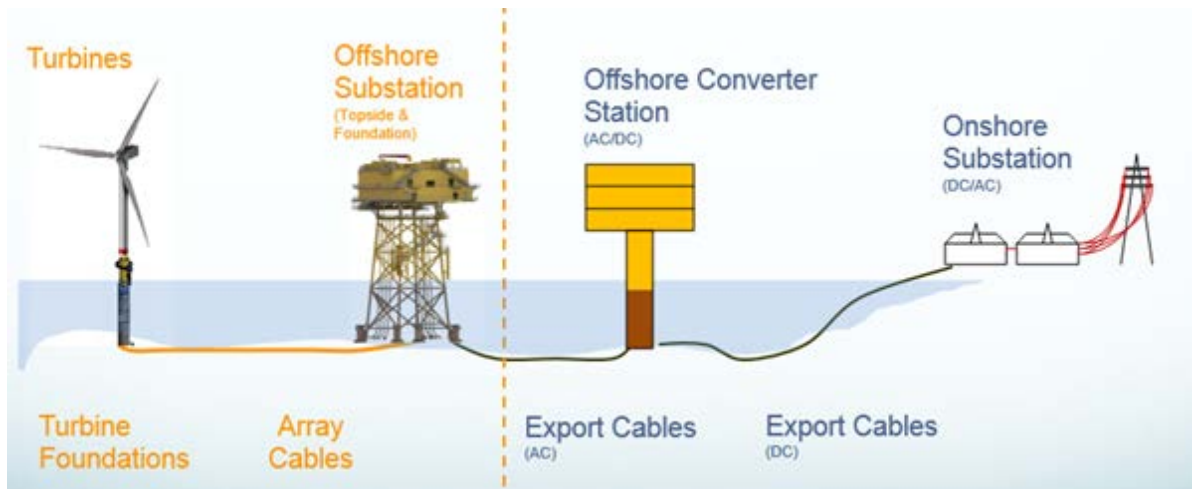
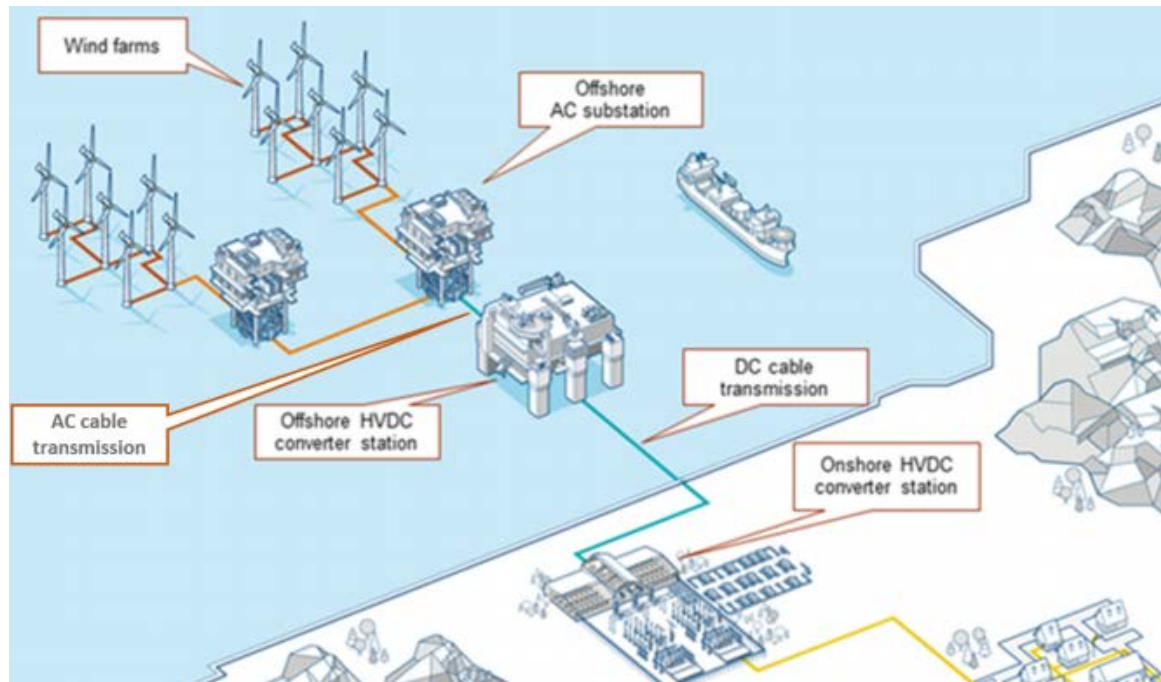
Η τυπική δομή των θαλάσσιων αιολικών πάρκων παρουσιάζεται στο Σχήμα 1-1. Τα βασικότερα μέλη που αποτελούν το ηλεκτρικό σύστημα ενός υπεράκτιου αιολικού πάρκου είναι τα παρακάτω:

- Σύστημα ανεμογεννητριών
- Καλώδια για την σύνδεση των ανεμογεννητριών μεταξύ τους και με τον υποσταθμό ηλεκτρικής ενέργειας
- Υπεράκτιος υποσταθμός
- Υπεράκτιος σταθμός μετασχηματισμού
- Σταθμός Στεριάς
- Καλώδια για την σύνδεση του υπεράκτιου υποσταθμού με τον σταθμό της στεριάς

Το σύστημα ανεμογεννητριών συνδέεται μέσω υποβρύχιων καλωδίων μέσης τάσης στον υποσταθμό εναλλασσόμενου ρεύματος. Η ύπαρξη ενός υπεράκτιου υποσταθμού δεν είναι απαραίτητη ωστόσο παίζει καθοριστικό ρόλο στην μεταφορά της ηλεκτρικής ενέργειας στην στεριά. Στον υποσταθμό βρίσκονται μετασχηματιστές οι οποίοι αυξάνουν την τάση που προέρχεται από τις ανεμογεννήτριες για περαιτέρω μετάδοση. Αυτή η αύξηση της τάσης είναι σημαντική για τη μείωση της ροής του ρεύματος μέσω των καλωδίων, ώστε να μειωθούν οι απώλειες.

Ο υπεράκτιος υποσταθμός μπορεί να συνδεθεί στο δίκτυο στην ακτή είτε με καλώδια υψηλής τάσης εναλλασσόμενου ρεύματος HVAC (High Voltage Alternating Current), είτε μέσω μετατροπών υψηλής τάσης συνεχούς ρεύματος HVDC (High Voltage Direct Current) και καλωδίων HVDC. Οι γραμμές μεταφοράς HVDC εφαρμόζονται όταν υπάρχει ανάγκη μεταφοράς ρεύματος υψηλής ηλεκτρικής ισχύος σε μεγάλες αποστάσεις με ελεγχόμενο τρόπο. Η τεχνολογία HVDC εφαρμόζεται κυρίως ή για τη σύνδεση με τις υπεράκτιες πλατφόρμες και ανεμογεννήτριες στην στεριά, ή για την μετάδοση ηλεκτρικής ενέργειας σε μεγάλες αποστάσεις μέσω θαλάσσης όπου δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν εναέριες γραμμές.

Στον υποσταθμό της στεριάς συνδέεται το αιολικό πάρκο με κεντρικό δίκτυο. Στον υποσταθμό αυτόν μπορούν να συνδεθούν περισσότερα του ενός αιολικά πάρκα. Εκεί βρίσκεται όλος ο απαραίτητος ηλεκτρολογικός εξοπλισμός μέσω του οποίου γίνεται η σύνδεση με το κεντρικό δίκτυο παροχής ρεύματος σε οικισμούς.

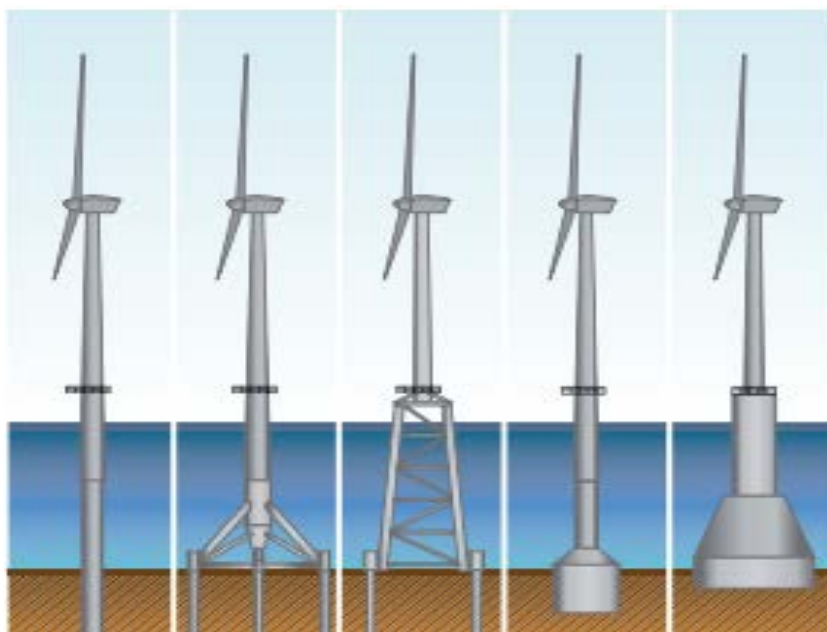


Σχήμα 1-1: Γενική διάταξη υπεράκτιου αιολικού πάρκου (Πηγή: α) Das K. & Cutululis N.A., (2017), β) <https://www.nordseeone.com>)

1.3 Τύποι Θεμελίωσης

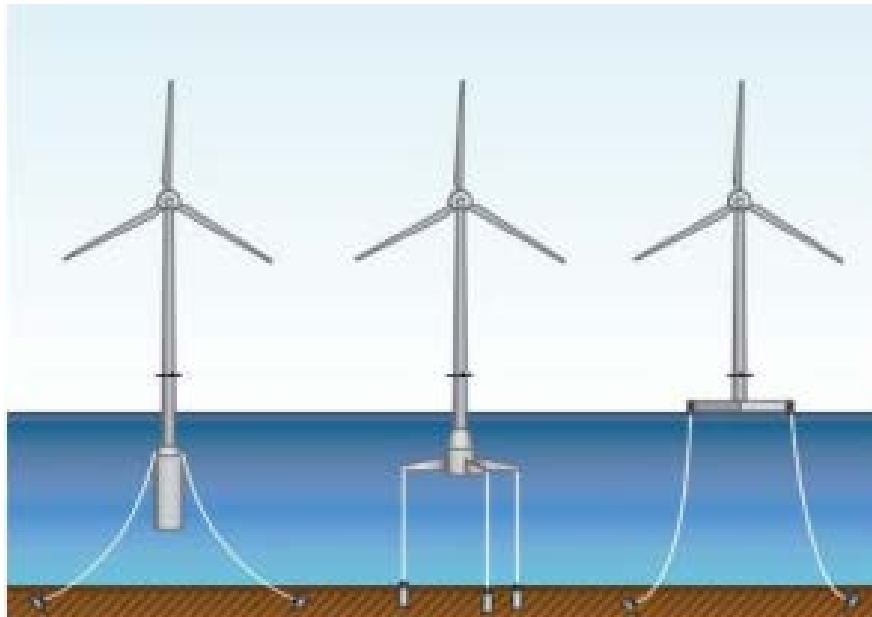
Οι υπεράκτιες ανεμογεννήτριες ακολουθούν συνήθως τις προδιαγραφές των υπεράκτιων συστημάτων εξόρυξης πετρελαίου και φυσικού αερίου. Στις περισσότερες εκ των περιπτώσεων, για ευκολία κατά την παραγωγή, επιλέγεται ο ίδιος τύπος θεμελίωσης και οι ίδιες διαστάσεις και για τον υποσταθμό παραγωγής ενέργειας. Έτσι λοιπόν η διατομές για την θεμελίωση διαστασιολογούνται για τις απαιτήσεις των ανεμογεννητριών που είναι ιδιαίτερα αυξημένες.

Ο συνηθέστερος τύπος θεμελίωσης των ανεμογεννητριών είναι η μονοπάσσαλη θεμελίωση, λόγω της σχετικής απλότητας και των μειωμένων απαιτήσεων κατά την κατασκευή. Ωστόσο ο τύπος θεμελίωσης εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό και από το βάθος του πυθμένα της περιοχής όπου θα τοποθετηθούν οι ανεμογεννήτριες, τις συνθήκες εδάφους, τις ανάγκες προστασίας από διάβρωση, το κόστος κ.α. Για σχετικά μικρά βάθη ($d < 20m$) επιλέγονται θεμελιώσεις βαρύτητας από σπλισμένο σκυρόδεμα (Σχήμα: 1-2(ε)) ενώ για μεσαία βάθη γίνεται επιλογή μεταξύ μονοπάσσαλης θεμελίωσης ($10m < d < 30m$) (Σχήμα: 1-2 (α)), θεμελίωσης τύπου τριπόδου ($25m < d < 50m$) (Σχήμα: 1-2 (β)) ή δικτυώματος ($20m < d < 60m$) (Σχήμα: 1-2 (γ)).



Σχήμα: 1-2: Είδη θεμελιώσεων θαλάσσιων ανεμογεννητριών (Wiser et al. 2011)

Ωστόσο, οι αυξημένες ανάγκες σε ενέργεια, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι σε μεγαλύτερα βάθη μπορεί να γίνει εκμετάλλευση νέων περιοχών όπου υπάρχουν ισχυροί και λιγότερο τυρβώδεις άνεμοι, αποτέλεσε το λίκνο της δημιουργίας ειδικών πλωτών κατασκευών. Οι πλωτές κατασκευές ενώ πλεονεκτούν στην εξοικονόμηση υλικού κατά την κατασκευή τους, ωστόσο επειδή βρίσκονται ακόμα σε πρώιμο στάδιο δεν μπορούμε ακόμα να υπολογίσουμε με σαφήνεια το κόστος κατασκευής τους.



Σχήμα 1-3: Είδη πλωτών συστημάτων (Wiser et al. 2011)

1.4 Κριτήρια Επιλογής Τοποθεσίας

Προκειμένου να γίνει η μελέτη και η εγκατάσταση ενός υπεράκτιου αιολικού πάρκου, θα πρέπει να γίνει αρχικά η επιλογή της κατάλληλης τοποθεσίας. Η επιλογή αυτή στηρίζεται σε ένα συνονθύλευμα κριτηρίων, τα οποία επηρεάζουν άμεσα το κόστος, την απόδοση και την διάρκεια ζωής του πάρκου. Οι κυριότεροι από τους παράγοντες αυτούς παρουσιάζονται παρακάτω:

- Το αιολικό δυναμικό της περιοχής
- Στοιχεία βαθυμετρίας και γεωλογίας της περιοχής.
- Γειτνίαση αιολικού πάρκου με προστατευόμενες περιοχές
- Γειτνίαση αιολικού πάρκου με υφιστάμενο δίκτυο τροφοδοσίας
- Η τοπογραφία της περιοχής
- Οι περιβαλλοντικοί και μετεωρολογικοί περιορισμοί.
- Τυχόν μεταβολές στην στάθμη της θάλασσας (παλίρροια)
- Εκτίμηση πιθανών υποσκαφών και μεταβολών στην στάθμη του πυθμένα (scour).
- Η ενδεχόμενη ανάπτυξη θαλάσσιων οργανισμών (marine growth)
- Τα οικονομικά στοιχεία
- Εύκολη πρόσβαση για συντήρηση

1.5 Στάδια Κατασκευής

Ο υποσταθμός κατασκευάζεται σε ναυπηγείο πλησίον της ακτής ώστε να εξασφαλιστεί ενιαία μετακίνηση της κατασκευής καθώς και να περιοριστεί ο χρόνος και το κόστος μεταφοράς. Για τον λόγο αυτό οι συνδέσεις επιλέγονται να γίνουν εξ ολοκλήρου συγκολλητές..

Πρωταρχικό βήμα στην κατασκευή του υποσταθμού αποτελεί η τοποθέτηση του πασσάλου. Ο μεταλλικός πάσσαλος κυκλικής διατομής μεταφέρεται ενιαίος μέσω φορηγίδων στο σημείο ενδιαφέροντος και εμπηνύεται στον πυθμένα μέσω ειδικής υδραυλικής σφύρας. Αφού εμψυχθεί και σταθεροποιηθεί ακολουθεί η τοποθέτηση ενός κομματιού συναρμογής. Η διάμετρός του τμήματος συναρμογής, είναι λίγο μεγαλύτερη από αυτή του πασσάλου ώστε να τον περικλείει. Το κομμάτι αυτό περιλαμβάνει συγκολλητές δοκούς σε σταυροειδή διάταξη ώστε να αποτελέσουν μια σταθερή βάση για την κατασκευή της ανωδομής. Το κενό μεταξύ πασσάλου και του τμήματος συναρμογής γεμίζεται με ειδικό ένεμα υψηλής αντοχής.

Έχοντας εξασφαλίσει μια σταθερή βάση στην συνέχεια ακολουθεί η μεταφορά της κατασκευής της ανωδομής. Ο υποσταθμός μεταφέρεται μέσω φορηγίδας στο σημείο όπου έχει τοποθετηθεί η βάση. Η κατασκευή προσδένεται και αναρτάται με την βοήθεια γερανού και τοποθετείται με ακρίβεια στην τελική της θέση. Κατά την φάση της ανέγερσης η κατασκευή περιλαμβάνει και όλον τον απαραίτητο μηχανολογικό εξοπλισμό.



Σχήμα 1-4: Μεταφορά κατασκευής ανωδομής με φορηγίδες (Πηγή: <https://hfg.heerema.com>)

2 Φορέας

2.1 Περιγραφή Κατασκευής

Ο υποσταθμός της παρούσας εργασίας στηρίχθηκε στο πρότυπο της γεωμετρίας του υποσταθμού “Sheringham Shoal 1” και πρόκειται να τοποθετηθεί σε πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών στην Αλεξανδρούπολη. Η κατασκευή έχει διαστάσεις 30.5 x 17.7 m και εδράζεται σε πάσσαλο ύψους 30.5 m από την στάθμη του εδάφους. Ο υποσταθμός αποτελείται από τέσσερις κύριους ορόφους χρήσης, στους οποίους βρίσκεται ο απαραίτητος ηλεκτρολογικός εξοπλισμός μεγάλου βάρους, και έναν ενδιάμεσο επίπεδο το οποίο εξυπηρετεί την πρόσβαση στον πάσσαλο και τυχόν ανάγκες επισκευής. Κάθε όροφος έχει καθαρό ύψος 4m με εξαίρεση το ενδιάμεσο επίπεδο ύψους 1m και του τελευταίου ορόφου ύψους 3m.

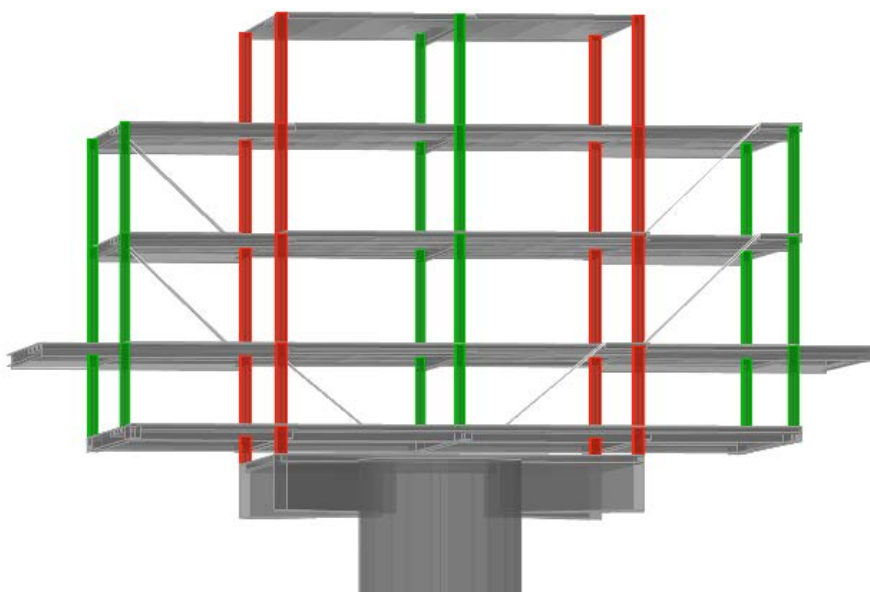


Σχήμα 2-1: Υποσταθμός “Sheringham Shoal 1” (Πηγή: α) <https://www.edp24.co.uk>, β) <https://www.offshorewind.biz>)

2.1.1 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα της κατασκευής της ανωδομής επιλέχθηκαν κοίλες συγκολλητές ορθογωνικές διατομές σταθερών διαστάσεων καθ’ ύψος, καθώς κατά την ανέγερση τα υποστυλώματα καταπονούνται περισσότερο στην κορυφή ενώ κατά την τοποθέτηση στην βάση τους. Η επιλογή κοίλων διατομών έγινε ώστε να εξασφαλιστεί καλύτερη απόκριση της κατασκευής σε διάβρωση λόγω των ιδιαίτερων περιβαλλοντικών συνθηκών που επικρατούν.

Ιδιαίτερη δυσμένεια έδειξαν τα τέσσερα κεντρικά υποστυλώματα τα οποία δέχονται το μεγαλύτερο ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων των ορόφων και το μεταβιβάζουν στο πάσσαλο ενώ παίζουν και τον πλέον καθοριστικό ρόλο κατά την φάση ανέγερσης του υποσταθμού από γερανό κατά την τοποθέτηση στον πάσσαλο. Για τα εν λόγω υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν διατομές RHS 380x380x20 τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 2-2 με κόκκινο χρώμα. Τα εξωτερικά υποστυλώματα και τα δύο ενδιάμεσα δεν παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων, αλλά παίζουν καθοριστικό ρόλο στην μείωση των ανοιγμάτων των δοκών, ώστε να περιορισθούν οι βυθίσεις. Για τα εν λόγω υποστυλώματα, επιλέχθηκαν διατομές RHS 320x320x17.5 τα οποία υποδεικνύονται στο Σχήμα 2-2 με πράσινο χρώμα. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων με τις δοκούς της βάσης έγινε αρθρωτά.



Σχήμα 2-2: Διάταξη υποστυλωμάτων φορέα

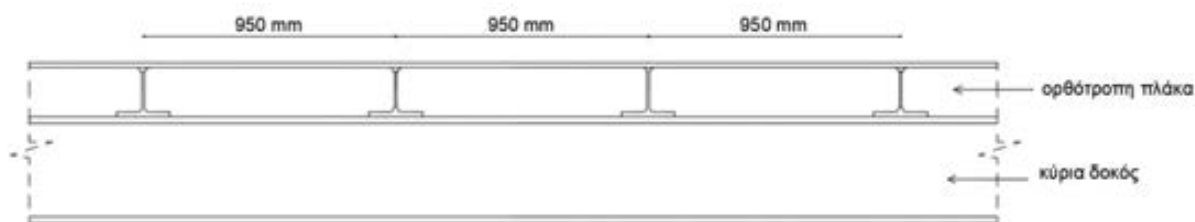
2.1.2 Δοκοί

Για την περίπτωση των δοκών επιλέχθηκαν πλατύπελμες διατομές HEB λόγω της μεγαλύτερης καμπτικής αντοχής τους σε μικρότερο ύψος. Εξαιρέση αποτέλεσαν οι διατομές του «Επιπέδου 0 & 1» στα οποία τοποθετήθηκαν κοίλες ορθογωνικές διατομές κατάλληλου πλάτους, έτσι ώστε να μπορούν να εδραστούν τα υποστυλώματα των ανωτέρω ορόφων. Καθοριστικοί παράγοντες στην επιλογή των κύριων δοκών αποτέλεσαν αρχικά οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, η ανάγκη περιορισμού της βύθισης σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ), η απαίτηση εξασφάλισης ενιαίας πλαστιμότητας καθ ύψος των φατνωμάτων με έκκεντρους συνδέσμους, η οικονομικότητα του φορέα. Η τοποθέτηση των δοκών έγινε με συνθήκες πάκτωσης και στις δύο διευθύνσεις ώστε να περιοριστεί το βέλος κάμψης. Οι διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε στάθμη ορόφου παρουσιάζονται αναλυτικά στις κατόψεις (Σχήμα 2-7-Σχήμα 2-14).

2.1.3 Ορθότροπες Πλάκες

Λόγω των αυξημένων απαιτήσεων του φορέα σε μόνιμα και κινητά φορτία απαιτήθηκε η τοποθέτηση ορθότροπων πλακών. Οι χαλύβδινες ορθότροπες πλάκες συντίθενται από επίπεδα ελάσματα, συνδεδεμένα προς τη μία τους πλευρά με διαμήκεις ή εγκάρσιες νευρώσεις. Η μεταξύ τους σύνδεση γίνεται με συγκόλληση. Οι νευρώσεις μπορεί να τοποθετούνται κατά την διαμήκη ή εγκάρσια διεύθυνση της πλάκας, ενώ πιο συνηθισμένη είναι η περίπτωση κατά την οποία τοποθετούνται κατά την μία μόνο διεύθυνση. Η περίπτωση διασταυρούμενων στοιχείων, είναι ιδιαίτερα δαπανηρή και δεν προτιμάται. Κύριο χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου τύπου πλάκας είναι οι διαφορετικές ακαμψίες κατά τις δύο διευθύνσεις.

Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας, οι ορθότροπες πλάκες αποτελούνται από διατομές IPE στις οποίες απαιτήθηκε η κατάτμηση του άνω πέλματος και η συγκόλληση τους σε μεταλλική πλάκα πάχους $t_s=15$ mm. Όσον αφορά τις διατομές των νευρώσεων, για τον ανώτατο όροφο, λόγω των μειωμένων απαιτήσεων σε κινητά φορτία, χρησιμοποιήθηκαν διατομές IPE 160, ενώ για τους υπόλοιπους ορόφους διατομές IPE 200. Οι νευρώσεις τοποθετήθηκαν ανά 1m κατά μήκος της διεύθυνσης x, έτσι ώστε να μειώσουν το άνοιγμα των πλακών. Η μόρφωση των ορθότροπων πλακών φαίνεται στο Σχήμα 2-3.



Σχήμα 2-3: Γενική διάταξη ορθότροπων πλακών

2.1.4 Πάσσαλος

Ο πάσσαλος ο οποίος χρησιμοποιήθηκε για την στήριξη της κατασκευής της ανωδομής έχει διαστασιολογηθεί για τις ανάγκες των ανεμογεννητριών, και συνεπώς οι διαστάσεις του είναι αρκετά πιο συντηρητικές από τις ανάγκες που θα έχριζε ο υποσταθμός για θεμελίωση. Ωστόσο, συνηθίζεται σε αυτές τις περιπτώσεις να επιλέγεται μια ενιαία διατομή ώστε να διευκολύνεται η κατασκευή στα ναυπηγεία.

Η διατομή του πασσάλου είναι κοίλη κυκλική με διάμετρο $D = 6$ m και πάχος $t = 6$ cm. Ο πάσσαλος έχει συνολικό ύψος 48 m εκ των οποίων 6 m είναι το ύψος του από την στάθμη της θάλασσας και 17.5 το βάθος έμπηξης του στο έδαφος. Το βάθος έμπηξης υπολογίστηκε με την θεώρηση ενός ισοδύναμου προβόλου καμπτικής δυσκαμψίας $(EI)_{ισ}$ και μήκους L_{cr} με εφαρμογή της Αρχής Δυνατών Έργων (Α.Δ.Ε).

2.1.5 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στην θεμελίωση των οριζοντίων φορτίων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Παράλληλα, συμβάλουν στην ευστάθεια της κατασκευής ενώ επίσης προσφέρουν ευστάθεια στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσης.

Για την μόρφωση του φορέα, λόγω των αυξημένων σεισμικών απαιτήσεων σε συνδυασμό με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, επιλέχθηκε η τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις. Παράλληλα, έγινε επιλογή έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας, λόγω των αρχιτεκτονικών πλεονεκτημάτων που προσφέρουν και των αυξημένων απαιτήσεων σε ανοίγματα στις περιοχές τοποθέτησής τους.

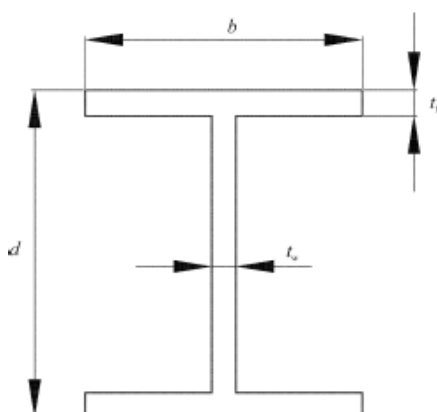
Οι έκκεντροι σεισμικοί σύνδεσμοι εντάσσονται σε τρεις κύριες κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο του πλαστικού μηχανισμού που αναπτύσσεται:

- Σύνδεσμοι μικρού μήκους, οι οποίοι αποσβαίνουν ενέργεια κυρίως μέσω διατμητικής διαρροής
- Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους, οι οποίοι αποσβένουν ενέργεια κυρίως μέσω καμπτικής διαρροής
- Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι, στους οποίους ο πλαστικός μηχανισμός σχετίζεται τόσο με την κάμψη όσο και με την τέμνουσα.

Για διατομές μορφής I, χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες παράμετροι για να ορίζουν τις αντοχές σχεδιασμού και τα όρια των κατηγοριών:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f (d - t_f) \quad (2.1)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w (d - t_f) \quad (2.2)$$



Σχήμα 2-4: Ορισμός των συμβόλων για σεισμικούς συνδέσμους με διατομή μορφής I (EN1998-1/§6.8.2)

Αν $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0.15$, η αντοχή σχεδιασμού του σεισμικού συνδέσμου θα πρέπει να ικανοποιεί και τις ακόλουθες σχέσεις, στα δύο άκρα του συνδέσμου:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (2.3)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (2.4)$$

Όπου:

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} είναι τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, στα δύο άκρα του συνδέσμου

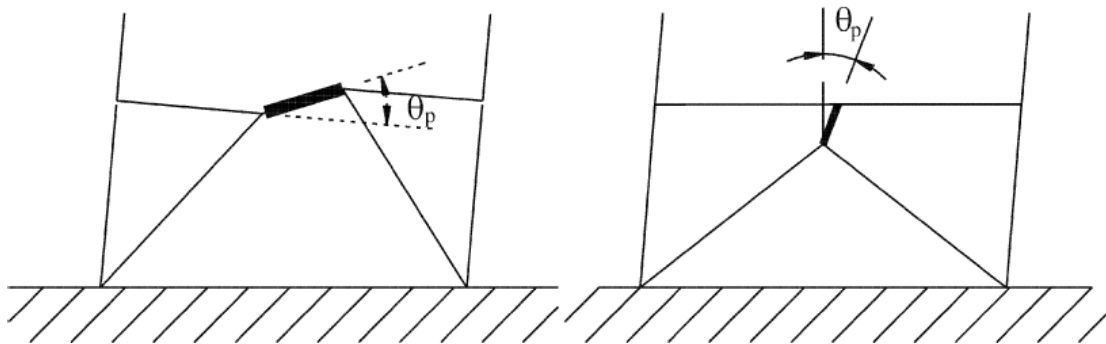
Αν $N_{Ed} / N_{pl,Rd} > 0.15$, οι σχέσεις (2.3)-(2.4) θα πρέπει να ικανοποιούνται με τις ακόλουθες μειωμένες τιμές $V_{p,link,r}$ και $M_{p,link,r}$ αντί των $V_{p,link}$ και $M_{p,link}$.

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (2.5)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right] \quad (2.6)$$

Στις περιπτώσεις σχεδιασμού στις οποίες ίσες ροπές αναπτύσσονται ταυτόχρονα και στα δύο άκρα του σεισμικού συνδέσμου, οι σύνδεσμοι μπορούν να κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με το μήκος e . Για διατομές μορφής I οι κατηγορίες είναι:

- Σύνδεσμοι μικρού μήκους: $e < e_S = 1.6 M_{p,link} / V_{p,link}$
- Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους: $e > e_L = 3.0 M_{p,link} / V_{p,link}$
- Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι: $e_S < e < e_L$



Σχήμα 2-5: α) ίσες ροπές στα άκρα των σεισμικών συνδέσμων β) άνισες ροπές στα άκρα των σεισμικών συνδέσμων (EN1998-1/§6.8.2)

Η γωνία στροφής του σεισμικού συνδέσμου θ_p ανάμεσα στο σύνδεσμο και στο στοιχείο έξω από τον σύνδεσμο, θα πρέπει να είναι συμβατή με τις συνολικές παραμορφώσεις και να μην ξεπερνούν τις ακόλουθες τιμές:

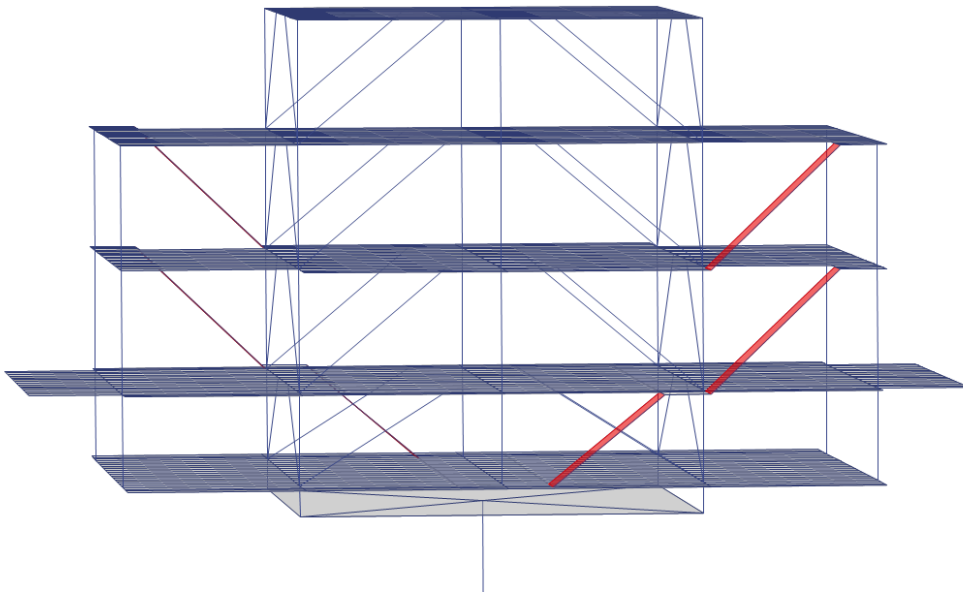
- Σύνδεσμοι μικρού μήκους: $\theta_p < \theta_{pR} = 0.08$ ακτίνια
- Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους: $\theta_p < \theta_{pR} = 0.02$ ακτίνια
- Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι: $\theta_p < \theta_{pR} =$ η τιμή η οποία προσδιορίζεται με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις παραπάνω τιμές.

2.2 Προσομοίωση Φορέα

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων csi Etabs. Οι δοκοί, τα υποστυλώματα οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καθώς και οι βραχίονες των κλιμάκων προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Στις περιοχές των κόμβων των πλαισίων, όπου συνδέονται τα δομικά στοιχεία, υπάρχει ένα στοιχείο το οποίο υπερκαλύπτεται από την διατομή του άλλου. Αυτή η υπερκάλυψη συνεπάγεται την μείωση του ελαστικού μήκους των στοιχείων, βάσει του οποίου υπολογίζεται η δυσκαμψία τους. Η προσομοίωση των περιοχών υπερκάλυψης, προσομοιώθηκε με πολύ δύσκαμπτα μέλη στα άκρα των μελών, μέσω της εντολής “End Length Offsets” που προσφέρει το πρόγραμμα. Οι κλίμακες τοποθετήθηκαν αρθρωτές στα άκρα τους έτσι ώστε να μην συμμετέχουν στην δυσκαμψία της κατασκευής. Όσον αφορά τον πάσσαλο, η προσομοίωση του έγινε επίσης με στοιχείο τύπου δοκού, με πάκτωση στην βάση, με την θεώρηση ιδιαίτερα δύσκαμπτου υποκείμενου εδάφους μετά το ισοδύναμο μήκος.

Για την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων στα δομικά μέλη του κάθε ορόφου, ορίστηκαν αβαρείς επιφάνειες, στις οποίες εφαρμόστηκε το κατανεμημένο φορτίο. Ομοίως, για το φορτίο του ανέμου, ορίστηκαν κατακόρυφες επιφάνειες περιμετρικά του κτιρίου, οι οποίες διακριτοποιήθηκαν κατάλληλα σε ζώνες, όπως ορίζει ο EN1991-1-3. Οι

πλάκες θεωρήθηκαν απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους και προσομοιώθηκε η διαφραγματική τους λειτουργία σε κάθε στάθμη ορόφου.



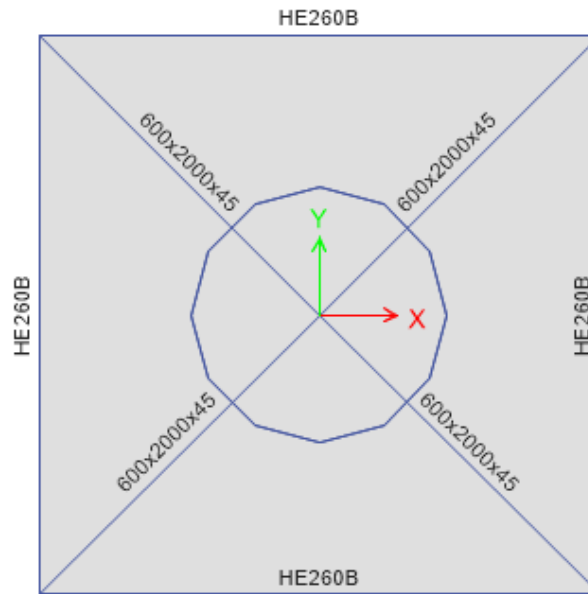
Σχήμα 2-6: Γεωμετρία υποσταθμού

2.3 Υλικά

Ο φέρων οργανισμός της εν λόγω κατασκευής είναι εξ ολοκλήρου χαλύβδινος. Για όλα τα δομικά μέλη επιλέγηκε χάλυβας κατηγορίας S355 Το όριο διαρροή του χάλυβα για πάχη $t < 40 \text{ mm}$ είναι $f_y = 355 \text{ MPa}$ και το όριο θραύσης $f_u = 510 \text{ MPa}$. Αντίστοιχα, για πάχη $40 \text{ mm} < t < 80 \text{ mm}$ έχουμε $f_y = 335 \text{ MPa}$ και $f_u = 470 \text{ MPa}$. Παρακάτω δίνονται οι ιδιότητες του χάλυβα:

- Μέτρο Ελαστικότητας $E=210 \text{ GPa}$
- Μέτρο διάτμησης: $G=81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson $\nu= 0.3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha= 12 \times 10^{-6}$ ανά $^\circ\text{C}$ (για $T < 100 \text{ }^\circ\text{C}$)
- Ειδικό βάρος $\gamma= 78.5 \text{ kN/m}^3$

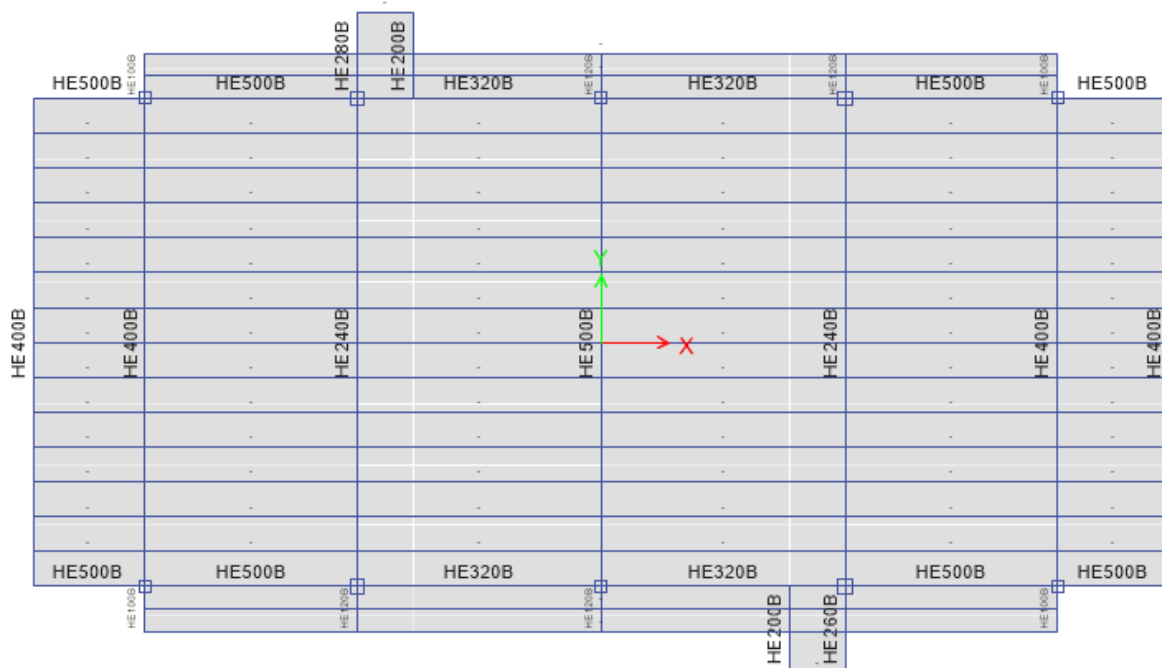
2.4 Κατόψεις Κατασκευής



Σχήμα 2-7: Κάτοψη «Επιπέδου 0»



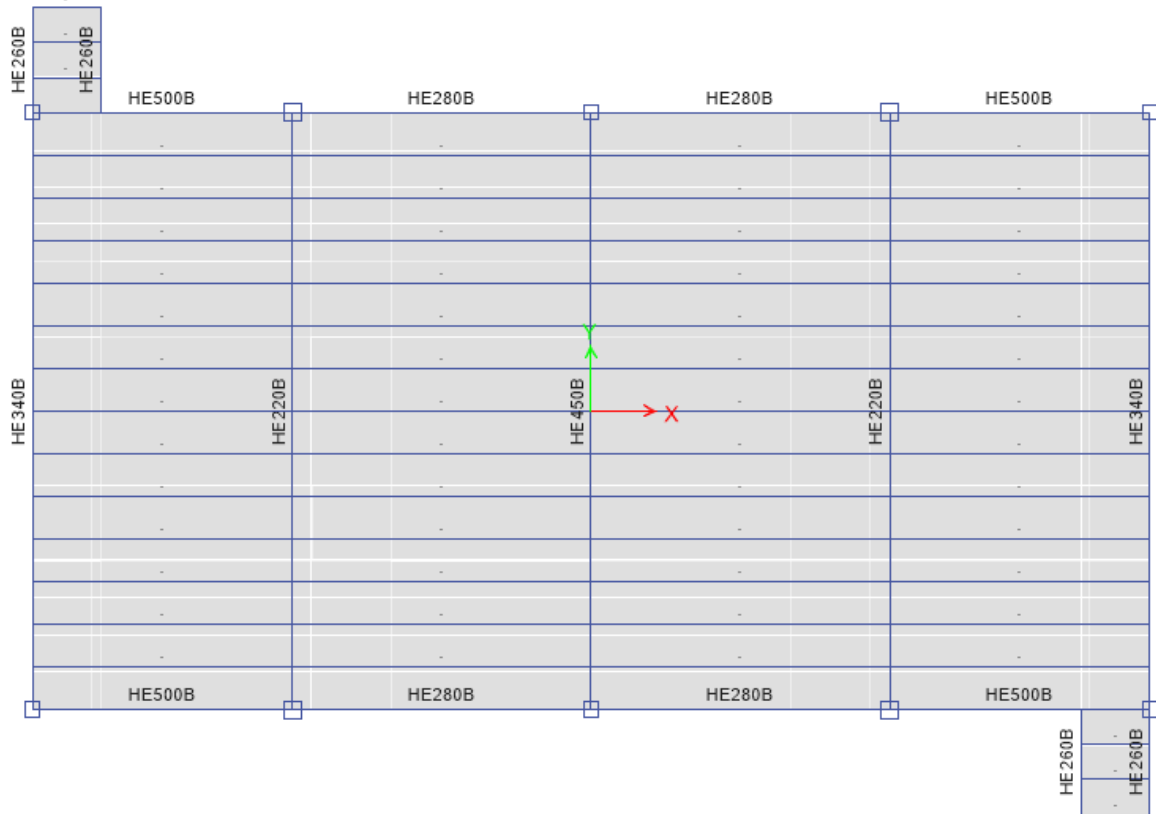
Σχήμα 2-8: Κάτοψη «Επιπέδου 1»



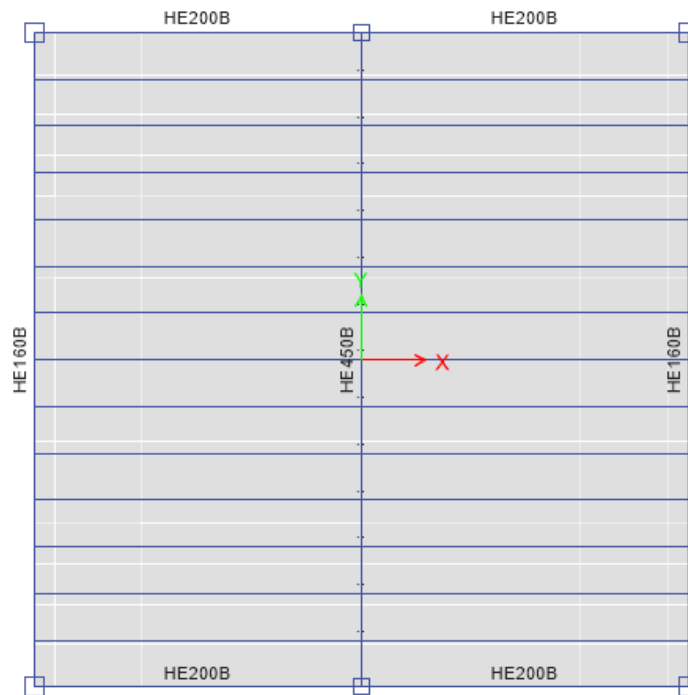
Σχήμα 2-9: Κάτοψη «Επιπέδου 2»



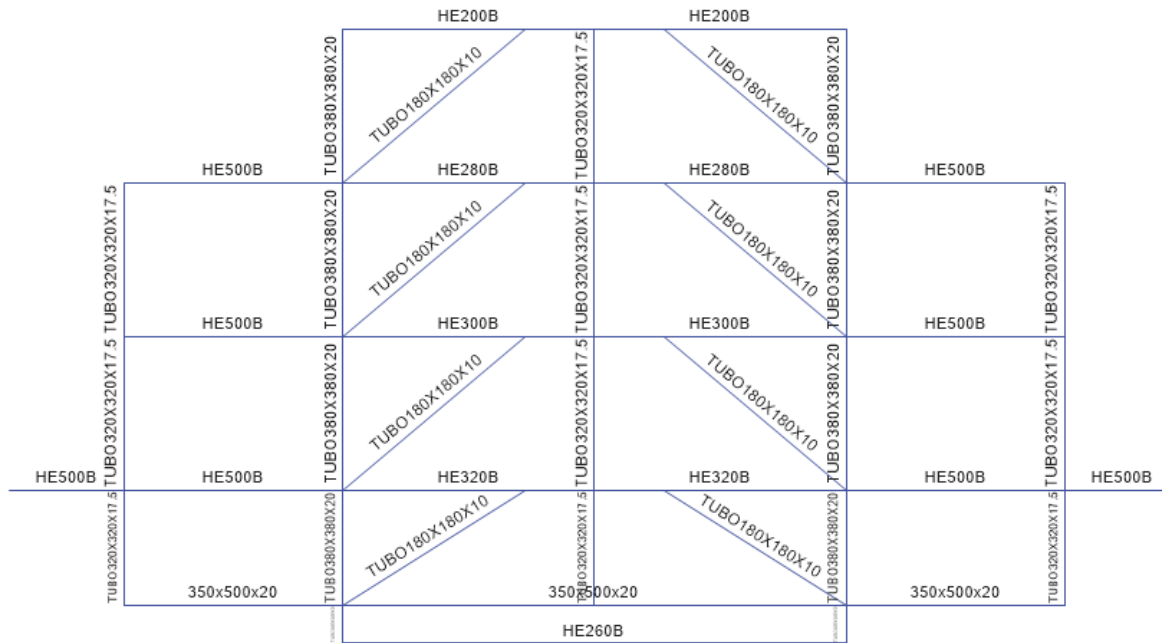
Σχήμα 2-10: Κάτοψη «Επιπέδου 3»



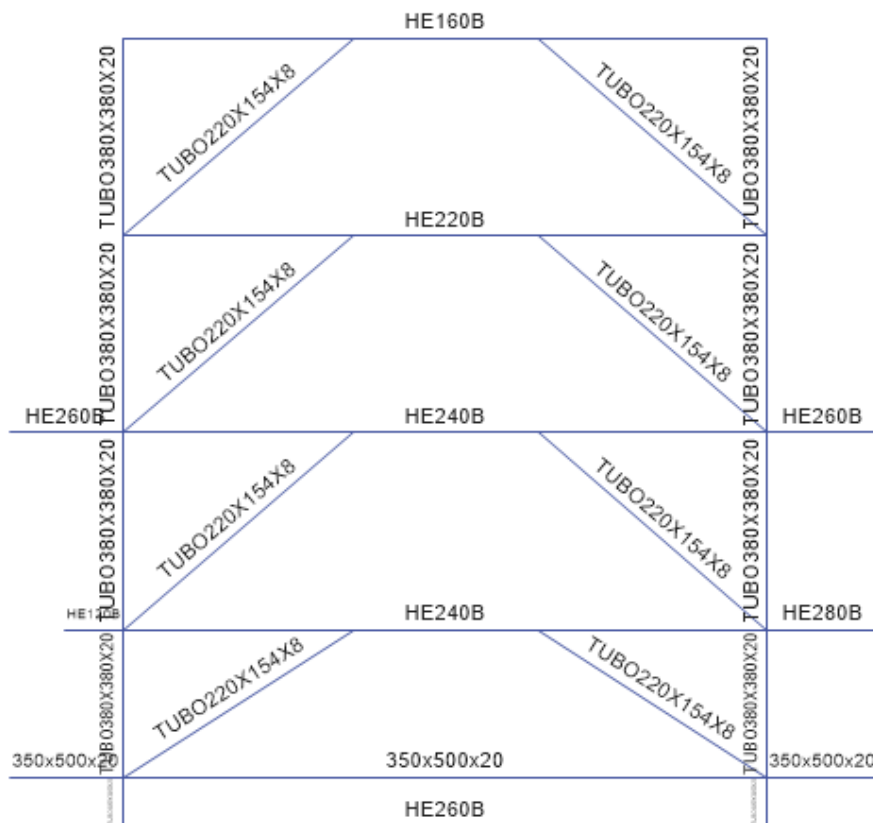
Σχήμα 2-11: Κάτοψη «Επιπέδου 4»



Σχήμα 2-12: Κάτοψη «Επιπέδου 5»



Σχήμα 2-13 Τομή διεύθυνσης x-x'



Σχήμα 2-14: Τομή διεύθυνσης y-y'

3 Δράσεις

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής βάσει του κανονισμού EN 1991-1-1. Οι δράσεις μπορεί να είναι στατικές ή δυναμικές, άμεσες ή έμμεσες. Ανάλογα με την μεταβολή με τον χρόνο και την πιθανότητα εμφάνισης τους κατά την διάρκεια της ζωής της κατασκευής διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G): Οι δράσεις οι οποίες δεν μεταβάλλονται ή μεταβάλλονται σπάνια ή πολύ λίγο σε σχέση με την μέση τιμή τους.
- Μεταβλητές δράσεις (Q): Οι δράσεις που το μέγεθός τους μεταβάλλεται συχνά ή συνεχώς σε σχέση με την μέση τιμή τους.
- Τυχηματικές δράσεις (A): Οι δράσεις που έχουν μικρή πιθανότητα εμφάνισης στην διάρκεια ζωής της κατασκευής

3.1 Μόνιμες Δράσεις (G)

Όπως έχει προαναφερθεί, μόνιμες δράσεις θεωρούνται οι δράσεις που αναμένονται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στις μόνιμες δράσεις εντάσσονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν όλη την διάρκεια της ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη φερόντων στοιχείων, τοιχοπλοιώσεων, ψευδοροφών, ηλεκτρολογικών και μηχανολογικών εξοπλισμών κ.α.

Στην περίπτωση της εν λόγω κατασκευής ορίστηκε ένα μόνιμο φορτίο το οποίο περιλάμβανε όλα τα ίδια βάρη των δομικών μελών της κατασκευής, το οποίο υπολογίστηκε από το πρόγραμμα. Παράλληλα λόγω του εγκατεστημένου μηχανολογικού εξοπλισμού, απαιτήθηκε να οριστεί ένα πρόσθετο μόνιμο φορτίο, κατανεμημένο στις πλάκες σε κάθε στάθμη ορόφου, το οποίο εκτιμήθηκε ίσο με 2.2 kN/m^2 . Εξαιρέση αποτέλεσε η πλάκα του ανώτατου ορόφου. Βάση των μόνιμων δράσεων, το συνολικό βάρος της κατασκευής προέκυψε 870 tn.

3.2 Μεταβλητές Δράσεις (Q)

Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία, που έρχονται ως απόρροια της χρήσης του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κ.α. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών, δεν είναι ακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό προσδιορίζονται στατικά. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες περιπτώσεις φόρτισης, και να ελέγχεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Το κτίριο της παρούσας εργασίας λόγω της χρήσης τους εντάσσεται, σύμφωνα με τον EN-1-1-1, σε κατηγορία «E2 - Κτίρια με Βιομηχανική χρήση». Το κινητό φορτίο

ορίστηκε, ομοιόμορφα κατανεμημένο στις πλάκες των ορόφων ίσο με 5 kN/m^2 , λαμβάνοντας υπόψη τον μηχανολογικό εξοπλισμό που πρόκειται να εγκατασταθεί. Όσον αφορά την οροφή, θεωρήθηκε κατηγορίας «I – Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D» και το κινητό φορτίο τέθηκε 1.5 kN/m^2 . Τέλος, για την περίπτωση των κλιμάκων και των εξωστών, το φορτίο ορίστηκε 3.5 kN/m^2 και 5 kN/m^2 αντίστοιχα.

3.3 Φορτία Ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις χαλύβδινες κατασκευές, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής, ενώ συχνά αποτελούν την βασική φόρτιση. Τα φορτία ανέμου εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως η τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κ.α.

Η συνολική απόκριση των κατασκευών κατά την δράση του ανέμου, μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μια «βασικής» και μιας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονοί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Ωστόσο, για την πλειοψηφία των κτιρίων (δύσκαμπτες κατασκευές) η δεύτερη μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα, και να αγνοηθεί. Κατ' επέκταση, ο υπολογισμός γίνεται βάση της πρώτης. Για την περίπτωση της εν λόγω κατασκευής, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας της, μπορούν να αγνοηθούν οι δυναμικές ταλαντώσεις που προέρχονται από την δράση του ανέμου. Συνεπώς, ο υπολογισμός των δράσεων έγινε μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνει ο EN1991-1-4. Η τελική πίεση που ασκείται σε μία κατασκευή από τον άνεμο είναι αποτέλεσμα της διαφοράς της εξωτερικής από την εσωτερική πίεση αυτής.

Εξωτερική πίεση

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.1)$$

Όπου:

- w_e Η πίεση του ανέμου στην εξωτερική επιφάνεια.
- $q_p(z_e)$ Η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_e Το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- c_{pe} Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Εσωτερική πίεση

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.2)$$

Όπου:

w_i Η πίεση του ανέμου στην εσωτερική επιφάνεια.

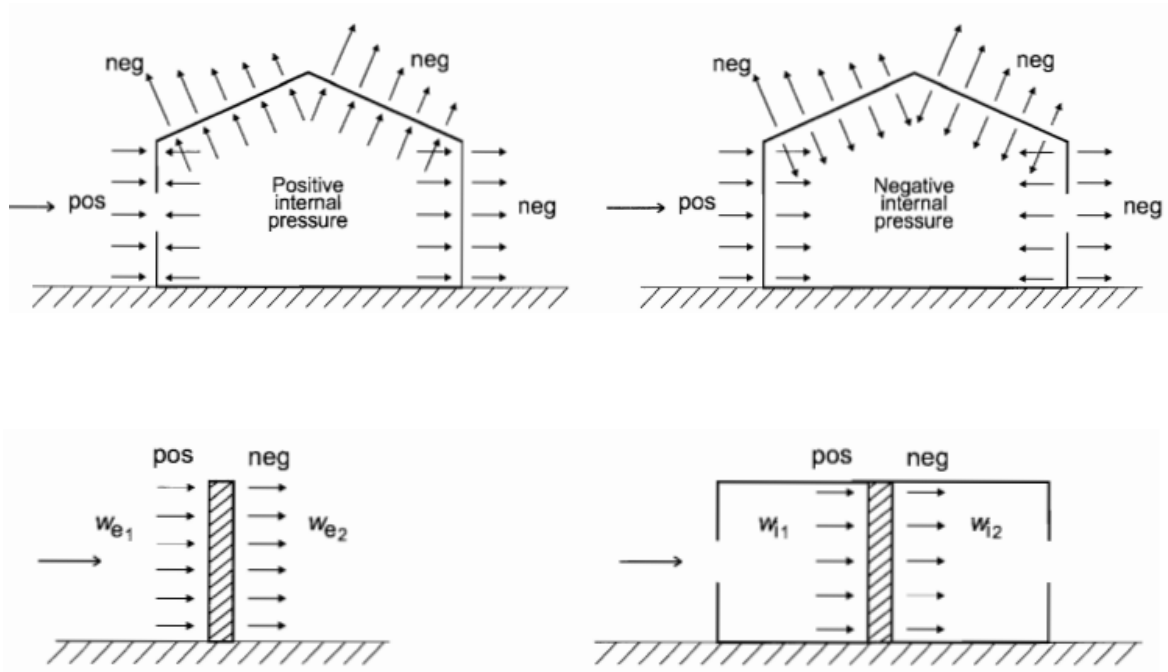
$q_p(z_i)$ Η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i Το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Τελική πίεση

Όπως προαναφέρθηκε, η τελική τιμή της εξωτερικής πίεσης προκύπτει από την διαφορά των δύο πιέσεων. Η πίεση που έχει φορά προς την επιφάνεια των κατασκευών χαρακτηρίζεται ως θετική ενώ η πίεση που απομακρύνεται από την επιφάνεια χαρακτηρίζεται ως αρνητική.



Σχήμα 3-1: Πίεση του ανέμου επί των επιφανειών (EN1991-1-4)

Πίνακας 3-1: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή	$z_0(\text{m})$	$z_{\min}(\text{m})$
0	Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα.	0.003	1
I	Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.	0.05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1	10

Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους και εκφράζεται από την εξίσωση (3.3)

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b0} \quad (3.3)$$

Όπου:

c_{dir} Συντελεστής διεύθυνσης ο οποίος λαμβάνεται $c_{dir}=1$.

c_{season} Συντελεστής εποχής ο οποίος λαμβάνεται $c_{season}=1$.

v_{b0} Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Η τιμή είναι ανεξάρτητη από την διεύθυνση και την εποχή του έτους, και ορίζεται για 10m από το έδαφος και για έδαφος κατηγορίας II. Η τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται $v_{b0}=33$ m/s για νησιά και παραλία μέχρι 10km από την ακτή $v_{b0}=27$ m/s για την υπόλοιπη χώρα. Στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνεται $v_{b0}=33$ m/s.

Η μέση ταχύτητα του εδάφους $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, δίνεται από την σχέση (3.4)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.4)$$

Όπου:

$c_r(z)$ Ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_0(z)$ Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης οποίος λαμβάνεται $c_0(z)=1$

Ο συντελεστής τραχύτητας δίνεται από την εξίσωση (3.5)

$$z_{min} \leq z \leq z_{max} : \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.5)$$

$$k_r = 0.019 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.6)$$

Όπου:

z_0 Το μήκος τραχύτητας το οποίο εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 3-1).

$z_{0,II}$ Το μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II

z Το ύψος από την στάθμη του εδάφους.

z_{min} Το ελάχιστο ύψος

z_{max} Το μέγιστο ύψος ίσο προς 200m

Με βάση τα παραπάνω από τις Εξισώσεις (3.5) - (3.6) προκύπτει $k_r = 0.16$ και $C_r = 1.51$ και κατ' επέκταση η μέση ταχύτητα του εδάφους $v_m(z) = 49.8 \text{ m/s}$.

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , που περιλαμβάνει διακυμάνσεις ταχύτητας του ανέμου μικρής διάρκειας, υπολογίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z)q_b \quad (3.7)$$

Όπου:

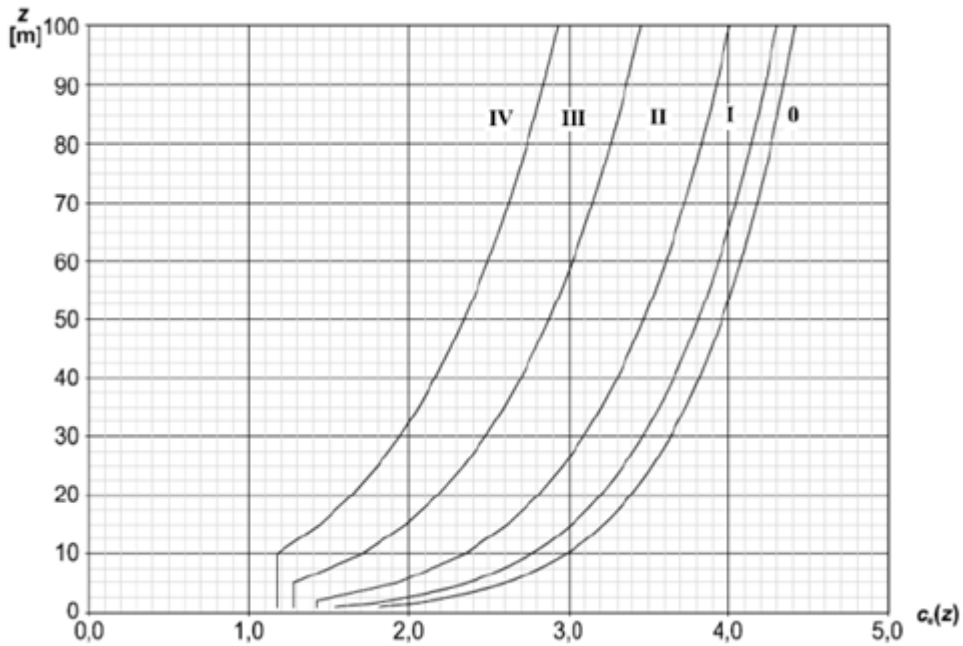
$l_v(z)$ Η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z .

ρ Η πυκνότητα του αέρα. Εξαρτάται από την θερμοκρασία, το υψόμετρο και την βαρομετρική πίεση που αναμένεται σε κάποια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας και ισούται με 1.25 kg/m^3

$c_e(z)$ Ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος μπορεί να υπολογιστεί συναρτήσει του ύψους και της κατηγορίας εδάφους από το διάγραμμα του σχήματος

q_b Η βασική πίεση η οποία υπολογίζεται από την σχέση (3.8)

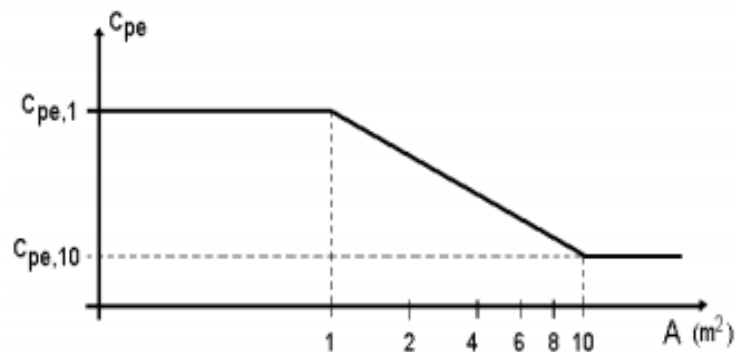
$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.68 \text{ kPa} \quad (3.8)$$



Σχήμα 3-2: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ για επίπεδο έδαφος (EN1991-1-4)

Συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κτίρια και μεμονωμένα τμήματα κτιρίων εξαρτώνται, από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A και συμβολίζονται ως $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ για επιφάνειες ίσες με 1m^2 και 10m^2 αντίστοιχα.

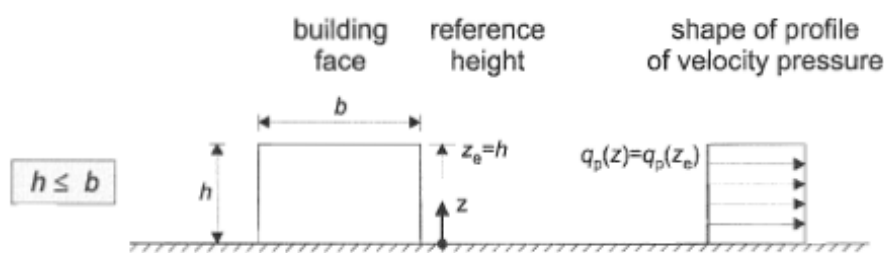


Σχήμα 3-3: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A (EN1991-1-4)

Για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης, ανάλογα με τον λόγο ύψος/πλάτος (h/b), τα κτίρια διακρίνονται σε τρεις κύριες κατηγορίες

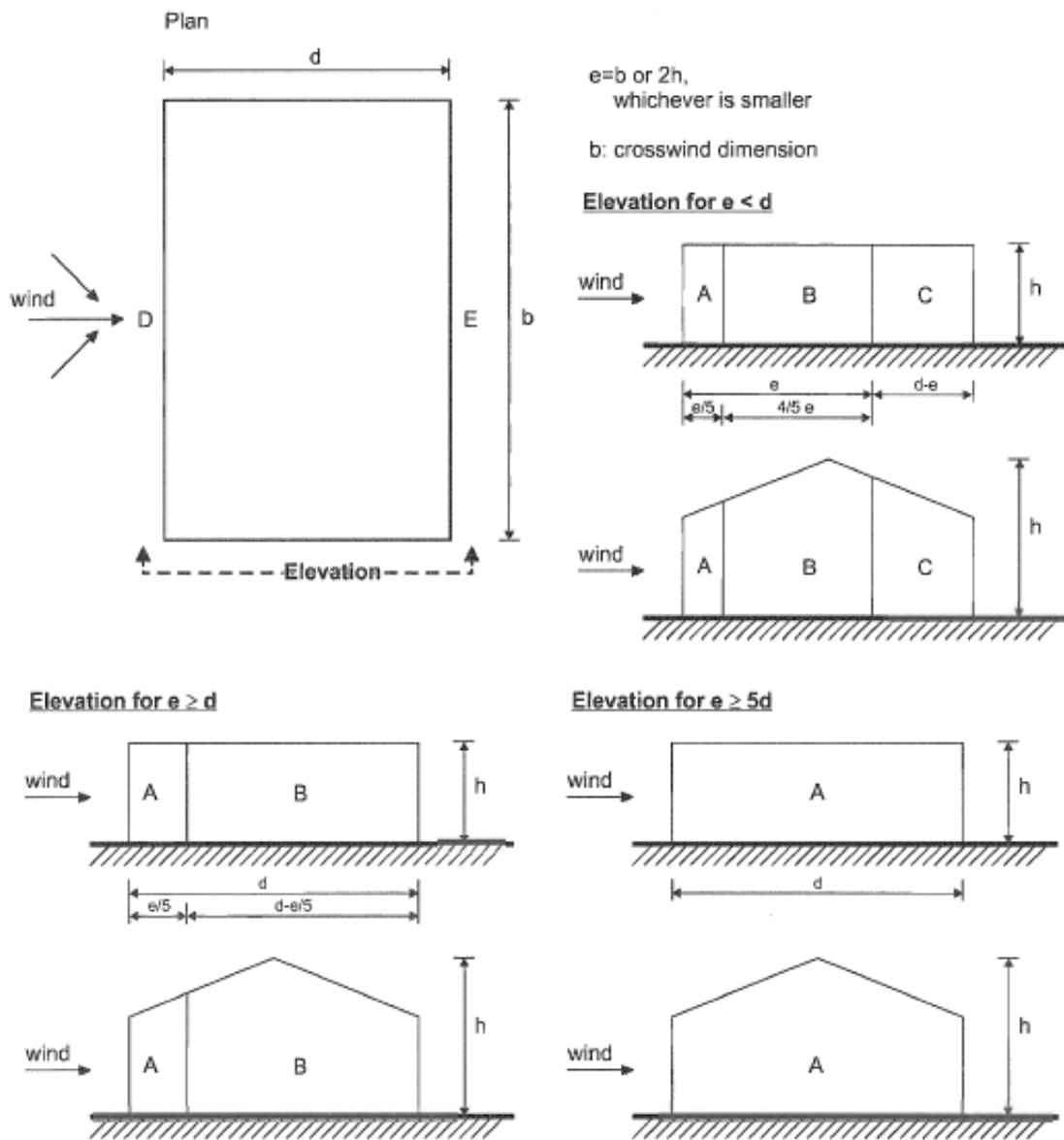
- Ένα κτίριο με ύψος (h) μικρότερο από το πλάτος (b) θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα
- Ένα κτίριο που το ύψος του (h) είναι μεγαλύτερο από το πλάτος (b), αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να θεωρηθεί ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα. Το πρώτο τμήμα ορίζεται από την βάση έως ένα ύψος ίσο με το πλάτος του κτιρίου b , και το δεύτερο τμήμα αποτελεί το εναπομένον τμήμα.
- Ένα κτίριο που το ύψος του (h) είναι μεγαλύτερο από το διπλάσιο του πλάτους του ($2b$), μπορεί να θεωρηθεί ότι απαρτίζεται από τρία τμήματα. Τα δύο τμήματα ορίζονται με ύψος όσο το πλάτος του κτιρίου και εκτείνονται από την βάση και την κορυφή του κτιρίου αντίστοιχα, ενώ το τρίτο είναι το εναπομένον τμήμα.

Με βάση όσα προαναφέρθηκαν, το κτίριο της παρούσας εργασίας εντάσσεται στην πρώτη κατηγορία κτιρίων. Έτσι λοιπόν η ταχύτητα αιχμής μπορεί να θεωρηθεί ομοιόμορφη σε όλο το ύψος όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-4.



Σχήμα 3-4: Κατανομή ταχύτητας αιχμής για κτίρια όπου $h < b$ (EN1991-1-4)

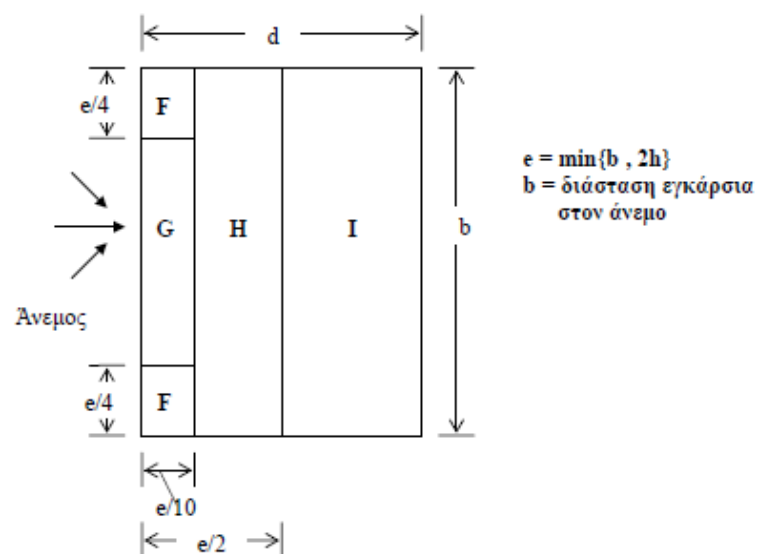
Για τον υπολογισμό των σταθερών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ απαιτείται η διαίρεση της κάτοψης σε ζώνες, όπου στην κάθε ζώνη αντιστοιχεί ένας συντελεστής. Οι συντελεστές που αντιστοιχούν σε κάθε ζώνη του κτιρίου όπως ορίζονται στο Σχήμα 3-5 δίνονται στον Πίνακα 3-2. Αντίστοιχα, για την περίπτωση οριζόντιας οροφής με αιχμηρά άκρα, οι ζώνες και οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στο Σχήμα 3-6 και στον Πίνακα 3-3 αντίστοιχα.



Σχήμα 3-5: Ορισμός ζωνών για κατακόρυφους τοίχους (EN1991-1-4)

Πίνακας 3-2: Συντελεστές εξωτερική πίεσης για κατακόρυφες επιφάνειες κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη (EN1991-1-4)

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



Σχήμα 3-6: Ορισμός ζωνών για επίπεδες στέγες και δώματα (EN1991-1-4)

Πίνακας 3-3: Συντελεστές εξωτερική πίεσης για ζώνες επίπεδων στεγών με αιχμηρά άκρα (EN1991-1-4)

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	

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Η εσωτερική πίεση δρα στις κατασκευές ταυτόχρονα με την εξωτερική και πρέπει να υπολογίζεται για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος των ανοιγμάτων, αλλά και από την κατανομή τους στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Στην περίπτωση όπου το κτίριο έχει μια καθοριστική πλευρά, δηλ. εάν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της, είναι τουλάχιστον διπλάσια της συνολικής επιφάνειας των ανοιγμάτων και λοιπών σημείων διαρροής των υπολοίπων πλευρών του κτιρίου, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης διαμορφώνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- Αν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της καθοριστικής πλευράς είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπολοίπων πλευρών τότε:

$$c_{pi} = 0.75 c_{pe} \quad (3.9)$$

- Αν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της καθοριστικής πλευράς είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπολοίπων πλευρών

$$c_{pi} = 0.90 c_{pe} \quad (3.10)$$

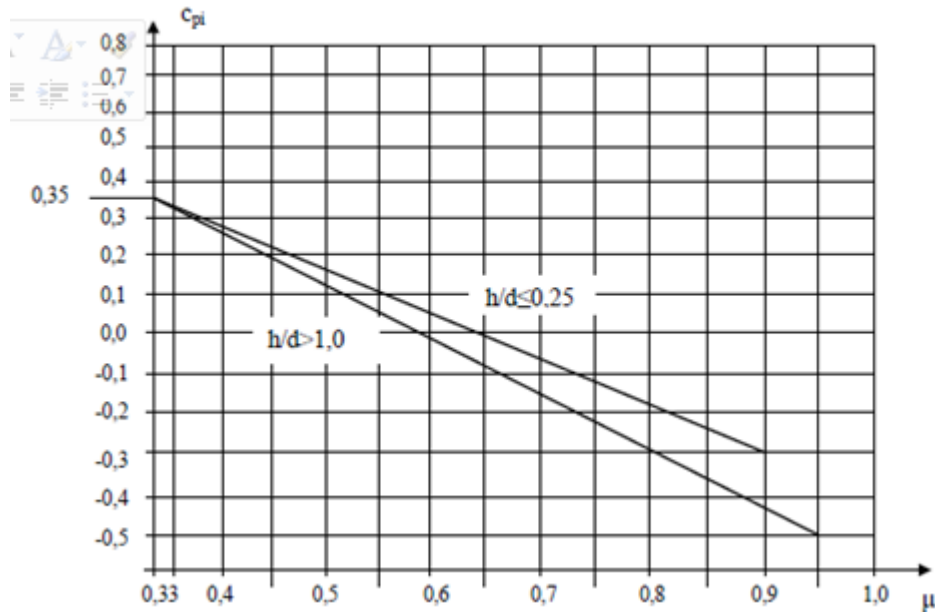
- Αν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της καθοριστικής πλευράς είναι μεταξύ του διπλάσιου και του τριπλάσιου της επιφάνειας των ανοιγμάτων των υπολοίπων πλευρών, τότε χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Στην περίπτωση των κτιρίων χωρίς καθοριστική πλευρά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης υπολογίζεται βάση του Σχήμα 3-7 συναρτήσει του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου των ανοιγμάτων « μ » για κάθε διεύθυνση του ανέμου.

Όπου:

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων όπου } c_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

Όπου δεν μπορεί να εκτιμηθεί το μ , όπως στην περίπτωση του εν λόγω κτιρίου, τότε ο συντελεστής της εσωτερικής πίεσης c_{pi} λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.



Σχήμα 3-7: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα (EN1991-1-4)

3.4 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία χιονιού κατατάσσονται ως μεταβλητές χρονικώς αλλά σταθερές στον χώρο δράσεις. Το φορτίο του χιονιού που ασκείται στην στέγη εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως, το σχήμα της στέγης, οι θερμικές ιδιότητες, η τραχύτητα της επιφάνειας, το κλίμα της περιοχής κ.α. Τα φορτία του χιονιού δίνονται από την εξίσωση (3.11)

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.11)$$

Όπου:

- μ_i Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού.
- s_k Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους .
- C_e Ο συντελεστής εκθέσεως. Στην προκειμένη περίπτωση C_e για «Κανονικά» τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- C_t Ο θερμικός συντελεστής. Στην προκειμένη περίπτωση μπορεί να θεωρηθεί $C_t=1$.

Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού για την περίπτωση μονοκλινούς στέγης δίνεται παρακάτω (Πίνακας 3-4).

Πίνακας 3-4: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0\text{o} \leq \alpha \leq 30\text{o}$	$30\text{o} < \alpha < 60\text{o}$	$\alpha \geq 60\text{o}$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--

Η τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους δίνεται συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου της περιοχής. Για την περίπτωση της προκειμένης κατασκευής η κλίση $\alpha=0^\circ$ και το $\mu_1=0.8$.

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.12)$$

Όπου:

- $s_{k,0}$ Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας. Στην προκειμένη περίπτωση ο νομός Έβρου κατατάσσεται σε Ζώνη II σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και ο συντελεστής μπορεί να λαμβάνεται $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$.
- A Το υψόμετρο της τοποθεσίας της κατασκευής από την στάθμη της θάλασσας. Το υψόμετρο θεωρήθηκε $A=6\text{m}$ όσο και το ύψος του πασσάλου από την στάθμη της θάλασσας.

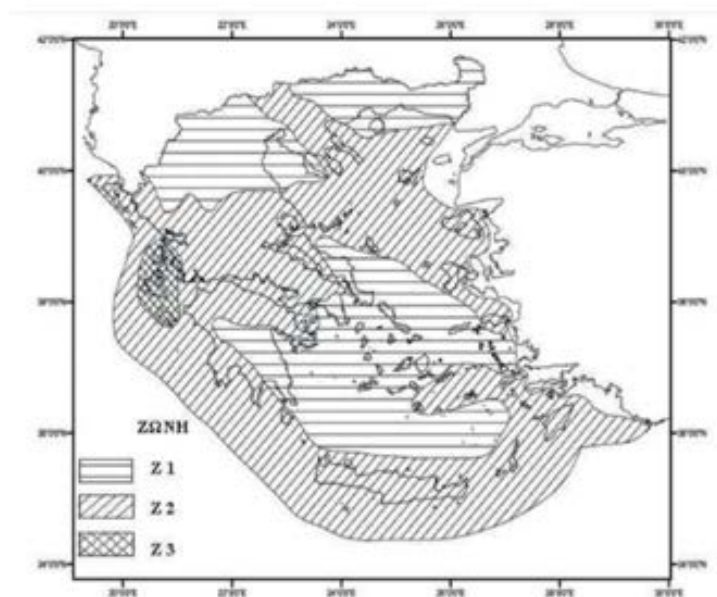
Με βάση όσα προαναφέρθηκαν από την εξίσωση (3.12) προέκυψε $s_k = 0.8 \text{ kN/m}^2$ ενώ το συνολικό φορτίο όπως προέκυψε από την εξίσωση (3.11) $s = 0.64 \text{ kN/m}^2$.

3.5 Σεισμική Δράση

Σε αντίθεση με τις μόνιμες και συνήθεις μεταβλητές δράσεις, η σεισμική δράση δεν συνίσταται σε εξωτερικά επιβεβλημένες δυνάμεις, αλλά σε επιβαλλόμενες επιταχύνσεις στην στάθμη του εδάφους στις δύο οριζόντιες και στην κατακόρυφη διεύθυνση. Στις επιταχύνσεις αυτές, η κατασκευή αποκρίνεται δυναμικά. Η ταλάντωση της κατασκευής καθορίζεται από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της, όπως η ιδιοπερίοδος της.

Βάση του EN1998-1, η «σεισμική δράση αναφοράς», δηλ. η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο αναφοράς 475 χρόνια, εκφράζεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} που αντιστοιχεί στην γεωγραφική θέση της κατασκευής και για κατηγορίας εδάφους A. Χάρη απλότητας, στο

Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, έχουν οριστεί τρεις Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα, με τις αντίστοιχες επιταχύνσεις.



Σχήμα 3-8: Σεισμικές ζώνες επικινδυνότητας (ΕΑΚ 2000)

Πίνακας 3-5: Τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης a_{gR} σε κατηγορία εδάφους A

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση a_{gR}
I	0.16g
II	0.24g
III	0.36g

Ένας επιπλέον παράγοντας, ο οποίος επιδρά στην «σεισμική δράση σχεδιασμού είναι η κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας ορίζεται ένας συντελεστής γ_1 με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η «σεισμική δράση αναφοράς». Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με της κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να επιφέρει μια ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Οι τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας, δίνονται στον Πίνακα 3-6.

Πίνακας 3-6: Συντελεστές σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίριο	Συντελεστής Σπουδαιότητας
I	Μικρή σπουδαιότητας για δημόσια ασφάλεια	0.8
II	Συνήθης σπουδαιότητα	1
III	Μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης	1.2
IV	Ζωτικής Σημασίας για την Πολιτική Προστασία	1.4

Η κατασκευή της εν λόγω εργασίας, διαστασιολογείται για τον Νομό Έβρου. Συνεπώς, σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, εντάσσεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, με εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{gR} = 0.24g$. Επιπλέον, η κατασκευή λόγω της χρήσης της ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας IV με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1.4$. Με βάση όσα προαναφέρθηκαν, η σεισμική δράση σχεδιασμού ορίζεται $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 0.336 g$.

Εδαφικές συνθήκες

Η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνο από την σεισμικότητα στην θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Ο Ευρωκώδικας ορίζει 5 τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους οι οποίες επηρεάζουν την μορφή του φάσματος. Οι κατηγορίες εδάφους και τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά τους δίνονται στον Πίνακα 3-7.

Πίνακας 3-7: Παράμετροι οριζοντίου ελαστικού φάσματος για τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (sec)	T_c (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Στην προκειμένη περίπτωση έγινε η παραδοχή ότι το έδαφος την εν προκειμένου τοποθεσίας είναι κατηγορίας B και ο συντελεστής $S=1.2$.

Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q , λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέχθηκε με βάση τον Πίνακα 3-8 για πλαίσια

με έκκεντρους συνδέσμους και σε συνδυασμό με το γεγονός ότι το κτίριο διαστασιολογείται για να τοποθετηθεί σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, δεν μπορεί να θεωρηθεί ελαστική η συμπεριφορά του. Συνεπώς επιλέχθηκε ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4$ και η Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση.

Πίνακας 3-8: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε κάτοψη

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2.5
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2 \alpha_u/\alpha_1$
Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Κεφάλαιο 5	
Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4 \alpha_u/\alpha_1$
Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου	Κεφάλαιο 7	
	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$

3.6 Τέμνουσα Δύναμη Βάσης

Η τέμνουσα δύναμη βάσης για τις δύο κύριες διευθύνσεις, μπορούν να υπολογιστούν με την χρήση της εξίσωσης

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.13)$$

Όπου:

$S_d(T_1)$ Η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε περίοδο T_1

T_1 Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ταλάντωσης για κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση.

m Η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης.

λ Ο συντελεστής διόρθωσης όπου για κτίριο με πάνω από δύο ορόφους και $T_1 \leq 2 T_c$ το $\lambda=0.85$, ενώ για κάθε άλλη περίπτωση $\lambda=1$

Με βάση τα χαρακτηριστικά του κτιρίου και του εδάφους, έγινε ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης, για κάθε διεύθυνση. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών παρουσιάζονται παρακάτω (Πίνακας 3-9).

Πίνακας 3-9: Υπολογισμός τεμνουσών βάσης για διεύθυνση x και y

Τέμνουσες Βάσης F_b			
Ιδιοπερίοδος για x Διεύθυνση (T_x)	1.995 (sec)	Ιδιοπερίοδος για y Διεύθυνση (T_y)	2.138 (sec)
Συντελεστής Εδάφους (S): 1.2			
Συντελεστής Συμπεριφοράς (α): 4			
Συντελεστής Σπουδαιότητας (γ): 1.4			
Εδαφική επιτάχυνση(ag): 0.24 g			
Φασματική επιτάχυνση για x Διεύθυνση (T_x)	0.672	Φασματική επιτάχυνση για y Διεύθυνση (T_x)	0.672
$F_{b,x} = F_{b,y} =$		1398.62 kN	

3.7 Κατανομή Οριζοντίων Σεισμικών Φορτίων.

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη που ασκούνται στις δύο κύριες διευθύνσεις της κατασκευής σε όλους τους ορόφους δίνονται από την Σχέση (3.14)

$$F_i = F_b \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.14)$$

Όπου:

F_i Το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

F_b Η σεισμική τέμνουσα βάσεως που υπολογίζεται σύμφωνα με όσο προαναφέρθηκαν στην ενότητα 3.6.

s_i, s_j Οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j Οι μάζες των ορόφων.

Στην περίπτωση που η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία μπορούν να υπολογιστούν βάση της σχέσης (3.15)

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.15)$$

Όπου:

z_i, z_j Είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης

Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας οι οριζόντιες μετακινήσεις την θεμελιώδους ιδιομορφής αυξάνονται καθ' ύψος. Συνεπώς τα οριζόντια σεισμικά φορτία μπορούν να προσεγγιστούν ικανοποιητικά από την σχέση (3.15). Οι σεισμικές δυνάμεις όπως υπολογίστηκαν σε κάθε διεύθυνση και για κάθε επίπεδο της κατασκευής δίνονται παρακάτω (Πίνακας 3-10).

Πίνακας 3-10: Υπολογισμός σεισμικών φορτίων σε κάθε στάθμη ορόφου

Επίπεδο	z_i	m_i (kg)	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$ (kN)	$F_{i,y}$ (kN)
Θεμελίωση	0	184554,14	0	0,0	0,0
Πάσσαλος	42	210919,02	8858599	123,3	123,3
Επίπεδο 0	48	176792,23	8486027	118,1	118,1
Επίπεδο 1	49	379212,55	18581415	258,5	258,5
Επίπεδο 2	53	403667,5	21394378	297,7	297,7
Επίπεδο 3	57	343169,51	19560662	272,2	272,2
Επίπεδο 4	61	291316,56	17770310	247,3	247,3
Επίπεδο 5	64	91650,9	5865658	81,6	81,6
Total		2081,28241	100517048,2		

3.8 Συνδυασμοί Δράσεων

Οι δράσεις που επενεργούν στις κατασκευές δεν αρκεί να εξετασθούν αυτόνομα αλλά πρέπει να εξετάζονται συνδυαστικά. Ο συνδυασμός των δράσεων αυτών βασίζεται στη λογική, στην εμπειρία χρόνων και στη πιθανότητα διαφόρων φαινομένων. Οι συνδυασμοί αυτοί χωρίζονται σε δύο κατηγορίες (Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας).

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

Βασικοί Συνδυασμοί

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

Τυχηματικοί Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{1,1} Q_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Σεισμικοί Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας:

Χαρακτηριστικός Συνδυασμός

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

Συχνός Συνδυασμός

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

Οιονεί Μόνιμος Συνδυασμός

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

Όπου:

" + " Σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: Χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P : Η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης. Στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνεται ίση με μηδέν.

A_d : Τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης.

A_{Ed} : Τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

Οι συντελεστές ψ_i δίνονται στον Πίνακα 3-11 και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας στον Πίνακα 3-12.

Πίνακας 3-11: Προτεινόμενες τιμές συντελεστές ψ_i

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια κατηγορίας Ε	1	0.9	0.8
Φορτία Ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0
Φορτία Χιονιού	0.5	0.2	0

Πίνακας 3-12: Συντελεστές ασφαλείας φορτίων

	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας		Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1.35	1.0	1.0	1.0
γ_Q	1.5	0	1.0	1.0

Με βάση όλα τα παραπάνω οι κρισιμότεροι συνδυασμοί που προκύπτουν για τις δύο επιμέρους περιπτώσεις οριακών καταστάσεων, παρουσιάζονται παρακάτω. Επισημαίνεται ότι κρισιμότερα φορτία στους συνδυασμούς φόρτισης θεωρήθηκαν το κινητά κατακόρυφα φορτία και ο άνεμος:

ο **Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:**

Ενδεικτικά προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί φόρτισης:

- ο $1.35G + 1.5Q \pm 0.9W$
- ο $1.35G \pm 1.5W + 1.5Q$
- ο $G + 0.8Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
- ο $G + 0.8Q \pm E_y \pm 0.3E_x$

ο **Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας**

Με τους παρακάτω συνδυασμούς ελέγχονται τα βέλη κάμψης, οι μετακινήσεις, και οι επιταχύνσεις της κατασκευής. Ενδεικτικά αναφέρονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

- ο $G + Q$
- ο $G + Q \pm W$
- ο $G + Q + S$
- ο $G + Q + 0.5S \pm W$

Όπου:

G: Το μόνιμο φορτίο που ασκείται στην κατασκευή. Περιλαμβάνει το ίδιο βάρος της κατασκευής καθώς και το πρόσθετο μόνιμο φορτίο.

Q: Το κινητό φορτίο των ορόφων.

W: Το φορτίο του ανέμου για κάθε διεύθυνση.

S: Το φορτίο του χιονιού.

4 Ανάλυση

4.1 Υπολογισμός Μετακινήσεων

Στην περίπτωση που πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση, οι μετακινήσεις ορόφων που προκαλούνται από την σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με την βοήθεια της Σχέσης (4.1) κατά EN1998-1/§ 4.3.4:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.1)$$

Όπου:

- d_s : η μετακίνηση ενός σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από την σεισμική δράση σχεδιασμού.
- q_d : ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, όπου στην συγκεκριμένη περίπτωση έχει οριστεί $q=4$
- d_e : η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης.

Τόσο για την στατική όσο και για τη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση, οι μετακινήσεις είναι ίσες με αυτές που λαμβάνονται άμεσα από την ανάλυση χωρίς περαιτέρω τροποποιήσεις.

Τα αποτελέσματα των δυσμενέστερων μετακινήσεων για τους συνδυασμούς φόρτισης "G + 0.3Q ± Ex ± 0.3Ey" και "G + 0.3Q ± Ey ± 0.3Ex» παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-1.

Πίνακας 4-1: Δυσμενέστερες μετακινήσεις για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

	$U_{x,max}$ (mm)	$U_{y,max}$ (mm)	q	$d_{s,x}$ (mm)	$d_{s,y}$ (mm)
Επίπεδο 0	50,8	51,9	4	203,2	207,6
Επίπεδο 1	54,2	55,5	4	216,8	222
Επίπεδο 2	62,7	69,89	4	250,8	279,56
Επίπεδο 3	73,2	89,84	4	292,8	359,36
Επίπεδο 4	84,5	109,45	4	338	437,8
Επίπεδο 5	91,16	123,4	4	364,64	493,6

4.2 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών (DLR)

Η απαίτηση «περιορισμού βλαβών» *DLR* (Damage Limitation Requirement) θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην απαίτηση «μη κατάρρευσης», οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται βάσει των σχέσεων (4.2)-(4.4) όπως ορίζεται στον EN1998-1/§ 4.4.3.2.

Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$dr * v \leq 0,005 * h \quad (4.2)$$

Για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία:

$$dr * v \leq 0,075 * h \quad (4.3)$$

Για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα ή για κτίρια που δεν έχουν φέροντα στοιχεία:

$$dr * v \leq 0,010 * h \quad (4.4)$$

Όπου:

- d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου, όπως ορίστηκε στο 4.1
- h : το ύψος του ορόφου.
- v : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση «περιορισμού βλαβών».

Για κτήριο της εν λόγω εργασίας, τα μη φέροντα στοιχεία θεωρήθηκαν αγκυρωμένα κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζουν τις παραμορφώσεις του φορέα, συνεπώς ο έλεγχος θα γίνει βάσει της εξίσωσης (4.4). Παράλληλα, ο συντελεστής v ορίστηκε 0,4 για κτίρια Κατηγορίας Σπουδαιότητας IV. Τα αποτελέσματα του ελέγχου περιορισμού βλαβών παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-2.

Πίνακας 4-2: Αποτελέσματα ελέγχου περιορισμού βλαβών

	ΥΨΟΣ (mm)	$d_{r,x}/h$	$d_{r,y}/h$	$DL_{drift,x}(\%)$	$DL_{drift,y}(\%)$
Επίπεδο 0	48000	0,0042	0,0043	0,168	0,1725
Επίπεδο 1	1000	0,0136	0,0144	0,544	0,576
Επίπεδο 2	4000	0,0085	0,0144	0,34	0,5756
Επίπεδο 3	4000	0,0105	0,0200	0,42	0,798
Επίπεδο 4	4000	0,0113	0,0196	0,452	0,7844
Επίπεδο 5	3000	0,0089	0,0186	0,3552	0,744

Παρατηρείται ότι βρισκόμαστε πολύ χαμηλότερα από την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του 1%. Συνεπώς ο έλεγχος «Περιορισμού Βλαβών» ικανοποιείται για κάθε στάθμη του κτιρίου.

4.3 Φαινόμενα P-Δ

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν σε όλους τους ορόφους ικανοποιείται η ακόλουθη Σχέση (4.5) κατά EN1998-1/§ 4.4.2.2:

$$\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h} \quad (4.5)$$

Όπου:

θ : είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} : το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων, δηλαδή το φορτίο που προκύπτει απ' τον συνδυασμό φόρτισης $G+0,8Q$ (μάζα).

dr : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, όπως ορίστηκε στην ενότητα 4.2.

V_{tot} : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

h : το ύψος του ορόφου.

Εάν $0.1 < \theta \leq 0.2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν προσεγγιστικά να ληφθούν υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά μεγέθη με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$. Ο συντελεστής θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.3.

Με βάση όσα προαναφέρθηκαν έγινε ο υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας για κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις του σεισμού x και y και για κάθε επίπεδο του κτιρίου. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά παρακάτω (Πίνακας 4-3).

Πίνακας 4-3 Τιμές ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξης

Επίπεδο	$d_{r,x}/h$	$d_{r,y}/h$	P_{tot} (kN)	$V_{i,x}$ (kN)	$V_{i,y}$ (kN)	θ_x	θ_y
Επίπεδο 1	0,0042	0,0043	14804,71	1051,620	1051,620	0,19	0,20
Επίπεδο 2	0,0040	0,0056	11126,65	902,814	902,814	0,10	0,18
Επίπεδο 3	0,0084	0,0138	7179,65	676,400	676,400	0,11	0,20
Επίπεδο 4	0,0105	0,0190	3816,67	407,290	407,290	0,11	0,18
Επίπεδο 5	0,0095	0,0201	937,43	113,370	113,340	0,07	0,15

Παρατηρείται λοιπόν ότι τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν μπορούν να αγνοηθούν σε καμία διεύθυνση. Όσον αφορά την διεύθυνση x , οι σεισμικές δυνάμεις θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με $1/(1 - \theta_{x,max}) = 1.23$ και αντίστοιχα στην διεύθυνση y με $1/(1 - \theta_{y,max}) = 1.25$.

4.4 Αποτελέσματα για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας επιβεβαιώνεται ότι, οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων, όπως ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης της κατασκευής, συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, οπτική ενόχληση στους χρήστες ενώ σε εξαιρετικές περιπτώσεις μπορούν να επιφέρουν αλλαγές στην στατική συμπεριφορά του φορέα και κατ' επέκταση να προκληθούν αστοχίες σε ολόκληρη την κατασκευή. Συνεπώς, τα βέλη κάμψης θα πρέπει να ελέγχονται κατά την διαστασιολόγηση του φορέα ώστε να μην ξεπερνούν τα επιτρεπόμενα όρια.

Το συνολικό βέλος κάμψης αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες ως εξής:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.6)$$

Όπου:

- δ_1 Το βέλος κάμψης λόγω μόνιμων δράσεων
- δ_2 Το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων.
- δ_0 Το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση.

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων βελών κάμψης όπως ορίζονται στον EN-3-1-1 δίνονται στον Πίνακα 4-4. Όπου L είναι το άνοιγμα της δοκού. Για δοκούς με λειτουργία προβόλου το μήκος L λαμβάνεται ως το διπλάσιο του προεξέχοντος μήκους της δοκού.

Πίνακας 4-4 Βέλη κάμψης-οριακές τιμές για μεταλλικά στοιχεία

ΦΟΡΕΑΣ	δ_{max}	$\delta_{2,max}$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Στην συνέχεια έγινε ο έλεγχος των βυθίσεων των δοκών του εν λόγω κτιρίου ώστε να μην ξεπερνούν της οριακές τιμές. Τα αποτελέσματα των δυσμενέστερων δομικών μελών για κάθε στάθμη του κτιρίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-5.

Πίνακας 4-5: Αποτελέσματα ανάλυσης-βέλη κάμψης για την φάση λειτουργίας

Επίπεδο	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (mm)	δ (mm)	δ_2 (mm)	δ_{max} (mm)	$\delta_{2,max}$ (mm)	Ανεπαρκεια δ_{max} (%)	Ανεπάρκεια δ_2 (%)
Επίπεδο 0	HEB 260	13100	32,1	30,7	43,67	52,4	0,74	0,59
Επίπεδο 1	RHS 350x500x20	5700	11,9	23,5	38,00	45,6	0,31	0,51
Επίπεδο 2	HEB 400	13100	28,1	37,8	43,67	52,4	0,64	0,72
Επίπεδο 3	HEB 450	13100	30,5	42,3	43,67	52,4	0,70	0,81
Επίπεδο 4	HEB 450	13100	33,8	47,1	43,67	52,4	0,77	0,90
Επίπεδο 5	HEB 450	13100	13,4	39,7	43,67	52,4	0,31	0,76

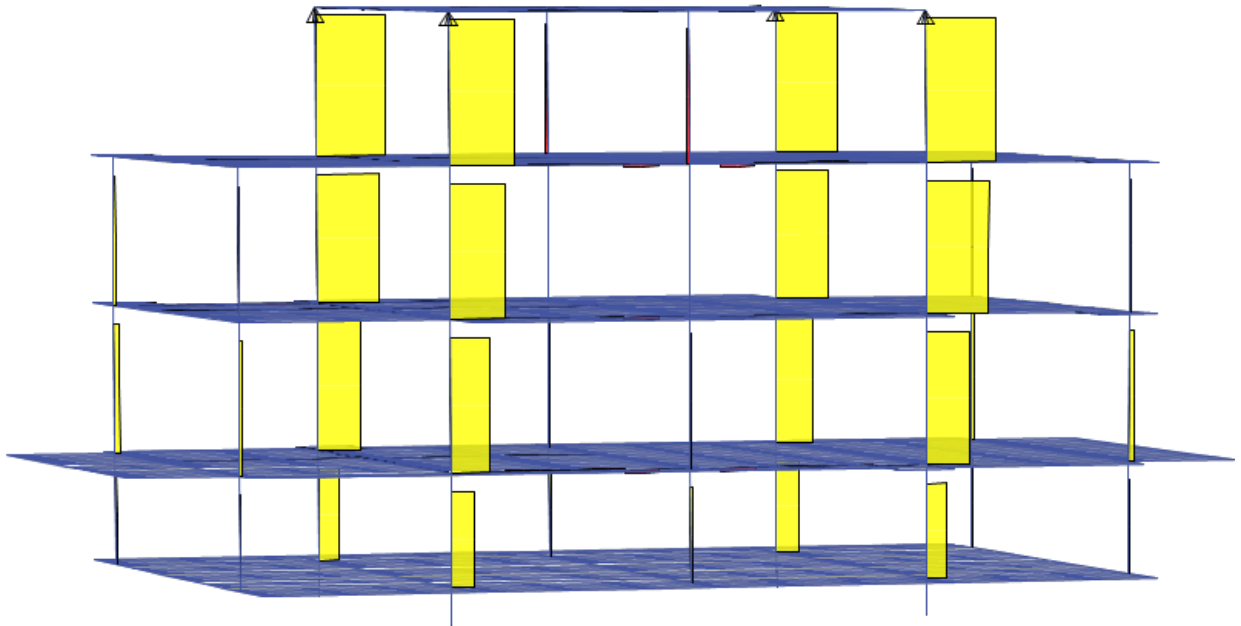
5 Ανέγερση

Όπως έχει προαναφερθεί ο υποσταθμός ανυψώνεται από το ανυψωτικό σκάφος και τοποθετείται στην τελική του θέση στον πάσσαλο. Κατά την διάρκεια της ανέγερσης, το στατικό σύστημα μεταβάλλεται και τα τέσσερα κεντρικά υποστυλώματα καλούνται να παραλάβουν τα συνολικά φορτία της κατασκευής. Ως φορτία λήφθηκαν υπόψη μόνο τα ίδια βάρη της κατασκευής καθώς και τα πρόσθετο μόνιμο φορτίο το οποίο προέρχεται από τον μηχανολογικό εξοπλισμό. Για ασφάλεια κατά τον έλεγχο, τα μόνιμα φορτία πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή 1.35. Στους κόμβους όπου εφαρμόζονται τα καλώδια πρόσδεσης με τα οποία γίνεται η ανύψωση του φορέα, τοποθετήθηκαν αρθρώσεις.

Αξίζει να αναφερθεί ότι τα φορτία κατά την φάση τοποθέτησης του υποσταθμού στον πάσσαλο είναι πολύ μεγαλύτερα συγκριτικά με τα αντίστοιχα κατά την φάση ανέγερσης, με μόνη εξαίρεση τις εφελκυστικές δυνάμεις των τεσσάρων κύριων υποστυλωμάτων. Επομένως, αρκεί μόνο ο έλεγχος των τεσσάρων υποστυλωμάτων του ανώτατου ορόφου που δέχονται τις μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις. Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στον Πίνακα 5-1.



Σχήμα 5-1: Ανέγερση και τοποθέτηση κατασκευής ανωδομής (Πηγή: <https://www.4coffshore.com>)



Σχήμα 5-2: Αξονικές δυνάμεις κατά την φάση ανέγερσης της κατασκευής

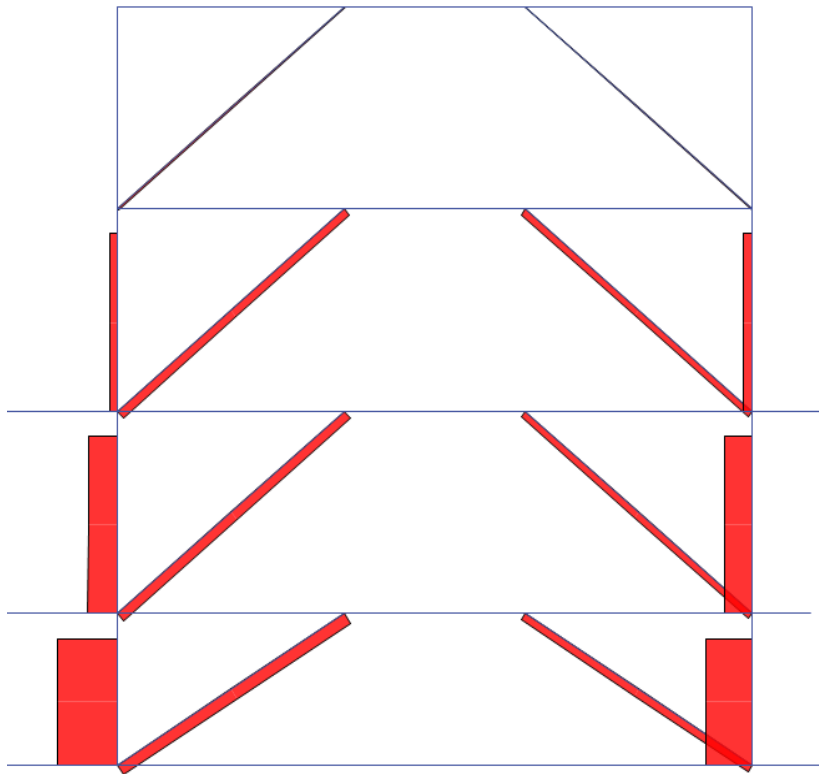
Πίνακας 5-1: Έλεγχος υποστυλωμάτων σε εφελκυσμό

	Υποσύλωμα	Ned (kN)	Npl,Rd (κN)
Επίπεδο 5	C1	2553.75	10224
	C2	2816.76	
	C3	2817.00	
	C4	2553.71	

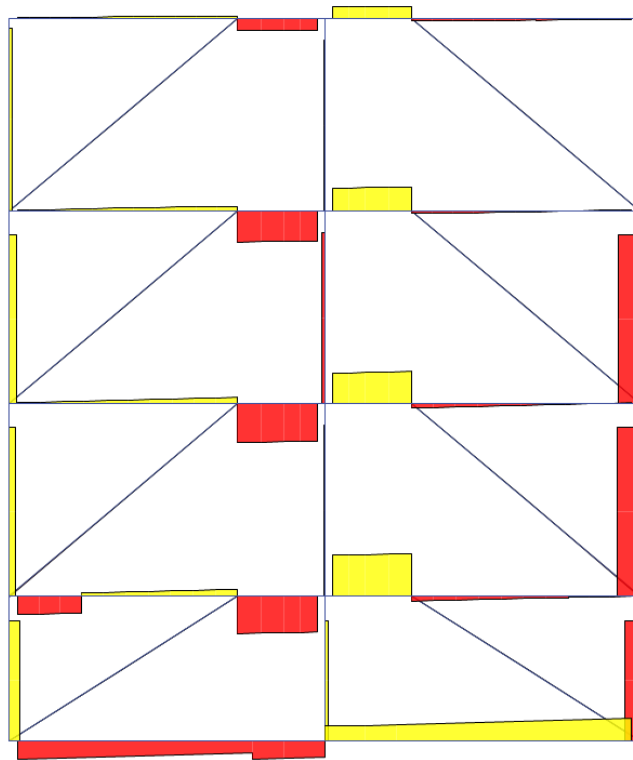
6 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Πέρα από τους ελέγχους που εκτελεί ικανοποιητικά το πρόγραμμα, λόγω των έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας, θα πρέπει να γίνουν κάποιοι επιπλέον έλεγχοι στα δομικά μέλη των πλαισίων που δεν περιέχονται στους σεισμικούς συνδέσμους, σύμφωνα με τον EN1998-1. Παρακάτω παρατίθενται ποιοτικά τα διαγράμματα καθώς και οι έλεγχοι των δυσμενέστερων μελών.

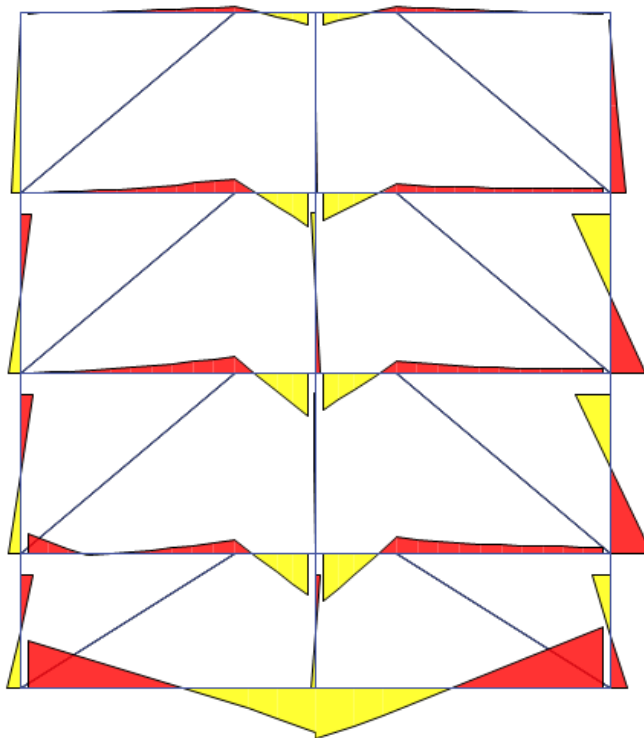
Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών:



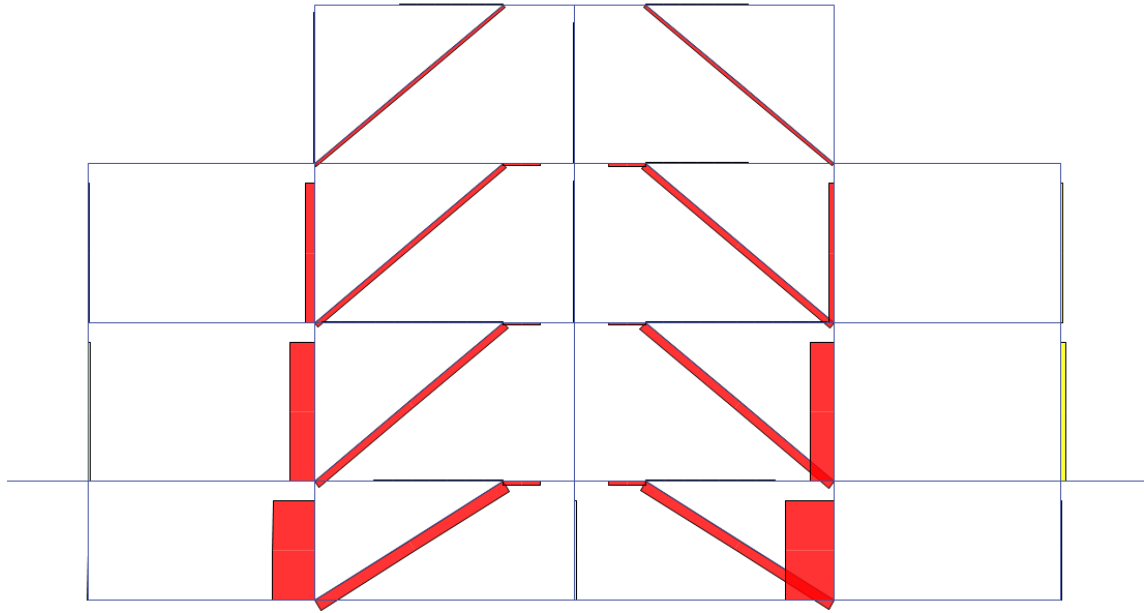
Σχήμα 6-1: Αξονικές δυνάμεις πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους διεύθυνσης y



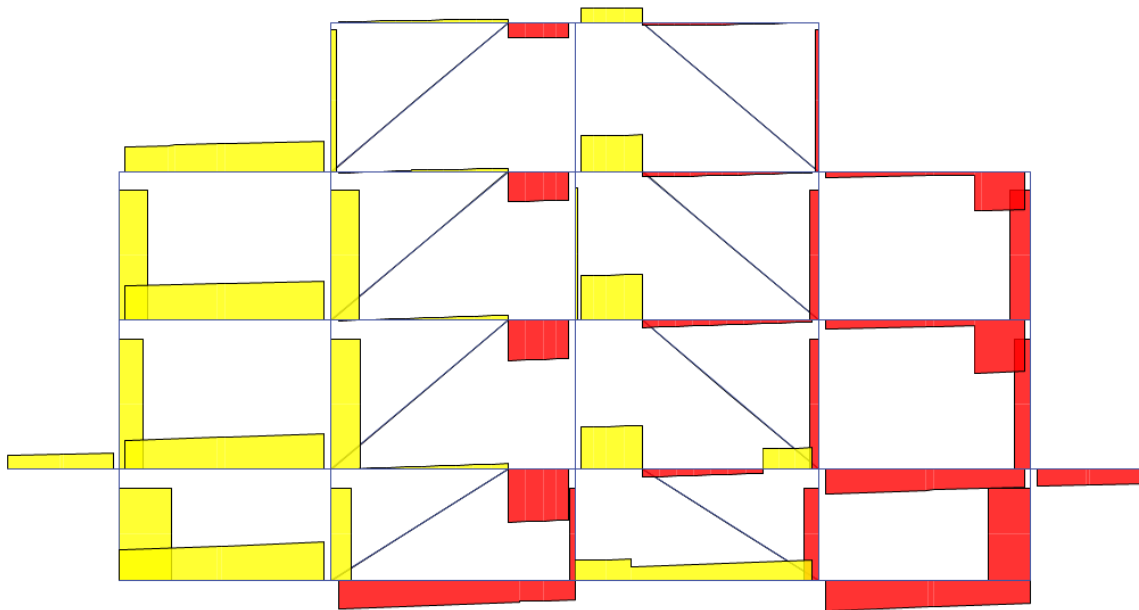
Σχήμα 6-2: Τέμνουσες δυνάμεις πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους διεύθυνση y



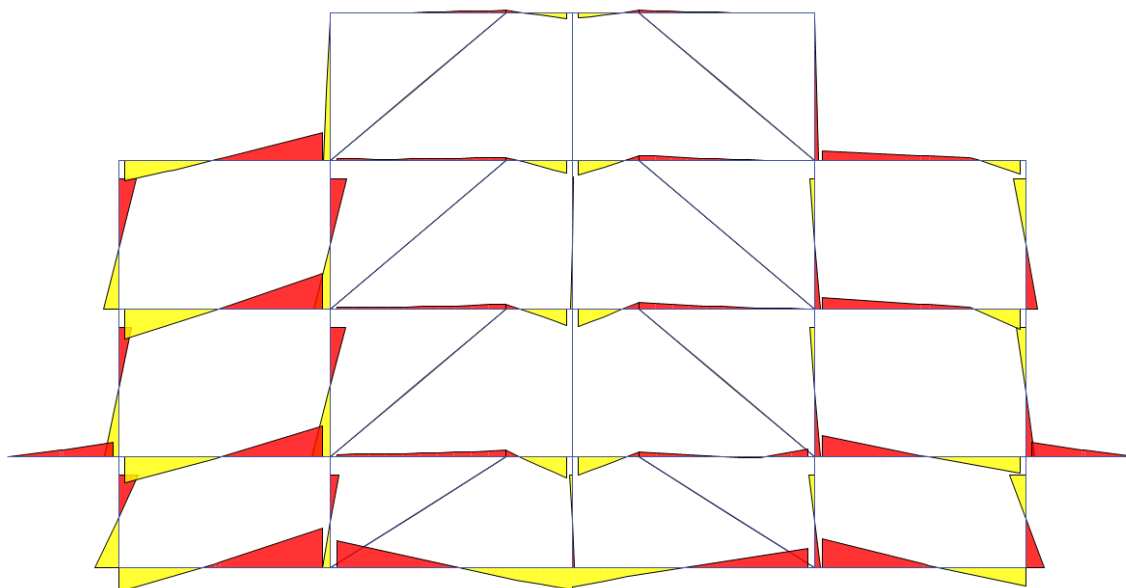
Σχήμα 6-3: Ροπές πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους διεύθυνση y



Σχήμα 6-4: Αξονικές δυνάμεις πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους διεύθυνσης x



Σχήμα 6-5: Αξονικές δυνάμεις πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους διεύθυνσης x



Σχήμα 6-6: Ροπές πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους διεύθυνσης x

6.1 Δοκοί Σύζευξης

Οι δοκοί σύζευξης ελέγχονται σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν στην παράγραφο 2.1.5 για κάθε όροφο. Για την διεύθυνση x του φορέα αρκεί ο έλεγχος των δύο δοκών σύζευξης της μίας όψης του κτιρίου, λόγω συμμετρίας. Για την διάκριση των δοκών σύζευξης των δύο φατνωμάτων στους ελέγχους χρησιμοποιούνται οι δείκτες $i=1,2$ αντίστοιχα. Αντίστοιχα στην διεύθυνση y αρκεί ο έλεγχος της μίας δοκού σύζευξης εκ των δύο όψεων.

Οροφή «Επίπεδου 1»

Πίνακας 6-1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής δοκού σύζευξης

HEB 320		
$h = 320 \text{ mm}$	$A = 161 \text{ cm}^2$	$W_{el,y} = 1930 \text{ cm}^3$
$b = 300 \text{ mm}$	$I_y = 30820 \text{ cm}^4$	$W_{el,z} = 616 \text{ cm}^3$
$t_s = 20.5 \text{ mm}$	$I_z = 9240 \text{ cm}^4$	$W_{pl,y} = 2149 \text{ cm}^3$
$t_w = 11.5 \text{ mm}$	$i_y = 13.8 \text{ cm}$	$W_{pl,z} = 939 \text{ cm}^3$
$r = 27 \text{ mm}$	$i_z = 7.57 \text{ cm}$	

Κατάταξη διατομής:

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/355)} = 0.81$$

Η κατάταξη της διατομής θα γίνει απλοποιητικά με την παραδοχή καθαρής θλίψης

$$\text{Κορμός: } d/t_w = 225/11.5 = 19.56 \leq 33\varepsilon$$

$$\text{Πέλματα: } c/t_f = 127/20.5 = 6.2 \leq 9\varepsilon$$

Συνεπώς ολόκληρη η διατομή ανήκει σε κατηγορία I.

Αρχικά απαιτείται έλεγχος των δοκών σύζευξης για τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού σε κάθε στάθμη ορόφου.

Εντατικά Μεγέθη

$$N_{ed} = -361.17 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 267.82 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = -494.4 \text{ kN}$$

$$N_{ed}/N_{pl} = 257.42/5715.5 = 0.063 < 0.15$$

Ο έλεγχος των εντατικών μεγεθών θα γίνει με βάση τα $M_{p,link}$ και $V_{p,link}$ όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 6-2.

Πίνακας 6-2: Έλεγχος επάρκειας δοκού σύζευξης

Εντατικά Μεγέθη (i=1)	Εντατικά Μεγέθη (i=2)	Μεγέθη Αντοχής	ΕΛΕΓΧΟΣ
$N_{ed} = -368.1 \text{ kN}$	$N_{ed} = -333,12 \text{ kN}$	$N_{pl} = 5715 \text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
$M_{ed} = 618,92 \text{ kNm}$	$M_{ed} = 522,45 \text{ kNm}$	$M_{p,link} = 650.89$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
$V_{ed} = -514.7 \text{ kN}$	$V_{ed} = 434,73 \text{ kN}$	$V_{p,link} = 658.79$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Στην συνέχεια απαιτείται η κατάταξη της δοκού σύζευξης, ανάλογα με το μήκος της, όπως έχει προαναφερθεί.

$$e_s = 1.6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1.58$$

$$e_L = 3.0 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 2.96$$

Συνεπώς $e_s < e = 1.8 < e_L$ ο σύνδεσμος κατατάσσεται στην κατηγορία των «ενδιάμεσων συνδέσμων».

Στην συνέχεια υπολογίζεται ο ικανοτικός συντελεστής Ω για κάθε δοκό σύζευξης. Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%. Το κριτήριο αυτό αποτέλεσε καθοριστικό για την επιλογή των διατομών των δοκών σύζευξης.

$$\Omega_1 = 1.5 \frac{M_{p,link}}{M_{Ed,i}} = 1.5 \frac{650.89}{358.5} = 2.73$$

$$\Omega_2 = 1.5 \frac{M_{p,link}}{M_{Ed,i}} = 1.5 \frac{650.89}{286.95} = 3.4$$

Όπου $M_{Ed,i}$ η ροπή σχεδιασμού στον σεισμικό σύνδεσμο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Η διαδικασία αυτή ακολουθήθηκε για τις δοκού σύζευξης όλων των ορόφων. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στους Πίνακας 6-3-Πίνακας 6-8 για τους σεισμικούς συνδέσμους στην διεύθυνση x και y αντίστοιχα.

Πίνακας 6-3: Έλεγχος σεισμικών συνδέσμων ανά όροφο για διεύθυνση x

	Σεισμικός Σύνδεσμος	Διατομή	Εντατικά Μεγέθη	Μεγέθη Αντοχής	ΕΛΕΓΧΟΣ
Οροφή «Επίπεδου 2»	i=1	HEB 300	$N_{ed} = -225.1\text{kN}$	$N_{pl} = 5289.5\text{kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
			$M_{ed}=485.1\text{kNm}$	$M_{p,link} = 568.6\text{ kNm}$	
			$V_{ed}=-406.13\text{kN}$	$V_{p,link} = 633.53\text{ kN}$	
	i=2	HEB 300	$N_{ed} = -259.1\text{kN}$	$N_{pl} = 5289.5\text{kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
			$M_{ed}=529.5\text{kNm}$	$M_{p,link} = 568.6\text{ kNm}$	
			$V_{ed}=457.96\text{kN}$	$V_{p,link} = 633.53\text{ kN}$	
Οροφή «Επίπεδου 3»	i=1	HEB 280	$N_{ed} = -179.68\text{kN}$	$N_{pl} = 4650.5\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
			$M_{ed}=372.43\text{kNm}$	$M_{p,link} = 468.7\text{kNm}$	
			$V_{ed}=-302.98\text{kN}$	$V_{p,link} = 563.84\text{kN}$	
	i=2	HEB 280	$N_{ed}=-223.87\text{ kN}$	$N_{pl} = 4650.5\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
			$M_{ed}=418.54\text{kNm}$	$M_{p,link} = 468.7\text{kNm}$	
			$V_{ed}=362.39\text{kN}$	$V_{p,link} = 563.84\text{kN}$	
Οροφή «Επίπεδου 4»	i=1	HEB 200	$N_{ed} = -75.64\text{kN}$	$N_{pl} = 2772.55\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
			$M_{ed}=162.98\text{kNm}$	$M_{p,link} = 197.02\text{ kNm}$	
			$V_{ed}=-146.78\text{ kN}$	$V_{p,link} = 341.25\text{ kN}$	
	i=2	HEB 200	$N_{ed} = -71.83\text{kN}$	$N_{pl} = 2772.55\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
			$M_{ed}=156.92\text{kNm}$	$M_{p,link} = 197.02\text{ kNm}$	
			$V_{ed}=139.89\text{kN}$	$V_{p,link} = 341.25\text{ kN}$	

Πίνακας 6-4: Έλεγχος σεισμικών συνδέσμων ανά όροφο για διεύθυνση y

	Διατομή	Εντατικά Μεγέθη	Μεγέθη Αντοχής	ΕΛΕΓΧΟΣ
Οροφή «Επίπεδου 1»	HEB 240	$N_{ed} = -107.45\text{kN}$	$N_{pl} = 3763.0\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
		$M_{ed} = -201.24\text{kNm}$	$M_{p,link} = 322.9\text{ kNm}$	
		$V_{ed} = 188.57\text{kN}$	$V_{p,link} = 457.1\text{ kN}$	
Οροφή «Επίπεδου 2»	HEB 240	$N_{ed} = -53.1\text{kN}$	$N_{pl} = 3763.0\text{kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
		$M_{ed} = -246.64\text{kNm}$	$M_{p,link} = 322.9\text{kNm}$	
		$V_{ed} = -215.7\text{kN}$	$V_{p,link} = 457.1\text{kN}$	
Οροφή «Επίπεδου 3»	HEB 220	$N_{ed} = -88.25\text{ kN}$	$N_{pl} = 3230.5\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
		$M_{ed} = -187.1\text{ kNm}$	$M_{p,link} = 254.9\text{ kNm}$	
		$V_{ed} = -191.89\text{ kN}$	$V_{p,link} = 397.21\text{ kN}$	
Οροφή «Επίπεδου 4»	HEB 160	$N_{ed} = -41.31\text{kN}$	$N_{pl} = 1927.65\text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
		$M_{ed} = -40.2\text{kNm}$	$M_{p,link} = 69.1\text{kNm}$	
		$V_{ed} = -34.1\text{kN}$	$V_{p,link} = 405\text{kN}$	

Πίνακας 6-5: Κατάταξη σεισμικών συνδέσμων διεύθυνση x

	Σεισμικός Σύνδεσμος	Διατομή	Μήκος σεισμικού συνδέσμου (e)	e_s	e_L	Κατάταξη
Οροφή «Επίπεδου 1»	i=1	HEB 320	1.8	1.58	2.96	Ενδιάμεσος σύνδεσμος
	i=2					
Οροφή «Επίπεδου 2»	i=1	HEB 300	1.8	1.44	2.69	Ενδιάμεσος σύνδεσμος
	i=2					
Οροφή «Επίπεδου 3»	i=1	HEB 280	1.8	1.33	2.49	Ενδιάμεσος σύνδεσμος
	i=2					
Οροφή «Επίπεδου 4»	i=1	HEB 200	1.8	0.92	1.73	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους
	i=2					

Πίνακας 6-6: Κατάταξη σεισμικών συνδέσμων διεύθυνση y

	Διατομή	Μήκος σεισμικού συνδέσμου (e)	e _s	e _l	Κατάταξη
Οροφή «Επίπεδου1»	HEB 240	3.6	1.13	2.12	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους
Οροφή «Επίπεδου2»	HEB 240	3.6	1.13	2.12	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους
Οροφή «Επίπεδου3»	HEB 220	3.6	1.03	1.93	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους
Οροφή «Επίπεδου4»	HEB 160	3.6	0.27	0.51	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους

Πίνακας 6-7: Υπολογισμός ικανοτικού συντελεστή Ω καθ' ύψος του κτιρίου για διεύθυνση x

	Σεισμικός Σύνδεσμος	Διατομή	M _{p,link} (kNm)	M _{Ed} (kNm)	$\Omega = 1.5 \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}}$
Οροφή «Επίπεδου 1»	i=1	HEB 320	650.89	358.5	2.73
	i=2			286.95	3.40
Οροφή «Επίπεδου 2»	i=1	HEB300	568.6	289.42	2.94
	i=2			290.3	2.93
Οροφή «Επίπεδου 3»	i=1	HEB 280	468.77	217.53	3.23
	i=2			222.79	3.15
Οροφή «Επίπεδου 4»	i=1	HEB 200	197.03	90.17	3.27
	i=2			86.59	3.4

Πίνακας 6-8: Υπολογισμός ικανοτικού συντελεστή Ω καθ' ύψος του κτιρίου για διεύθυνση y

	Διατομή	$M_{p,link}$ (kNm)	M_{Ed} (kNm)	$\Omega = 1.5 \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}}$
Οροφή «Επίπεδου1»	HEB 240	322.99	155.69	3.11
Οροφή «Επίπεδου2»	HEB 240	322.99	147.22	3.29
Οροφή «Επίπεδου3»	HEB 220	254.92	133.85	2.86
Οροφή «Επίπεδου4»	HEB 160	69.1	34.8	2.97

Όπου ο ελάχιστος ικανοτικός συντελεστής για την διεύθυνση x προέκυψε $\Omega_{min,x} = 2.73$ και για διεύθυνση y $\Omega_{min,y} = 2.86$. Με βάση του ικανοτικούς συντελεστές αυτούς θα γίνει ο έλεγχος των μελών που δεν περιέχονται στους σεισμικούς συνδέσμους.

Έλεγχος γωνίας στροφής συνδέσμου

Όπως έχει προαναφερθεί στο 2.1.5 η γωνία στροφής του σεισμικού συνδέσμου, δηλαδή η γωνία που σχηματίζεται ανάμεσα στον σύνδεσμο και στο στοιχείο έξω από τον σύνδεσμο, δεν θα πρέπει να ξεπερνάει κάποιες οριακές τιμές. Στην προκειμένη περίπτωση για τους συνδέσμους μεγάλου μήκους, η γωνία στροφής θα πρέπει να είναι μικρότερη από 0.02 ακτίνια, ενώ για την περίπτωση των ενδιάμεσων συνδέσμων, η τιμή καθορίζεται με γραμμική παρεμβολή. Ο έλεγχος έγινε για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης και για τις δύο διευθύνσεις κατά τις οποίες τοποθετούνται έκκεντροι σύνδεσμοι. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε κάθε σεισμικό σύνδεσμο, παρουσιάζονται παρακάτω (Πίνακας 6-9-Πίνακας 6-10).

Πίνακας 6-9: Γωνία στροφής σεισμικών συνδέσμων στην διεύθυνση x

	Κατάταξη	Σεισμικός Σύνδεσμος	$\Theta_{p,max}$
Οροφή «Επίπεδου1»	Ενδιάμεσος σύνδεσμος	i=1	0.0076
		i=2	0.011
Οροφή «Επίπεδου2»	Ενδιάμεσος σύνδεσμος	i=1	0.012
		i=2	0.0054
Οροφή «Επίπεδου3»	Ενδιάμεσος σύνδεσμος	i=1	0.0076
		i=2	0.0053
Οροφή «Επίπεδου4»	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους	i=1	0.011
		i=2	0.0063

Πίνακας 6-10: Γωνία στροφής σεισμικών συνδέσμων στην διεύθυνση y

	Κατάταξη	$\Theta_{p,max}$
Οροφή «Επίπεδου1»	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους	0.000717
Οροφή «Επίπεδου2»	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους	0.00234
Οροφή «Επίπεδου3»	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους	0.0031
Οροφή «Επίπεδου4»	Σύνδεσμος μεγάλου μήκους	0.0055

Με βάση τους πίνακες τόσο στην περίπτωση των συνδέσμων «μεγάλου μήκους» όσο και στην περίπτωση των «ενδιάμεσων συνδέσμων», η γωνία στροφής δεν ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή $\theta_p=2\%$. Συνεπώς το κριτήριο ικανοποιείται.

6.2 Έλεγχος Διαγώνιων Μελών

Για τα διαγώνια μέλη των έκκεντρων συνδέσμων επιλέχθηκαν διατομές RHS. Συγκεκριμένα στην διεύθυνση x τοποθετήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές 180x180x10 ενώ στην διεύθυνση y κοίλες ορθογωνικές 220x154x8 καθ' ύψος του κτιρίου.

Διεύθυνση x

Πίνακας 6-11: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαγώνιου μέλους

RHS 180x180x10	
A = 66.9 cm ²	W _{el,y} = 355 cm ³
I _y = 3193 cm ⁴	W _{el,z} = 355cm ³
I _z = 3193 cm ⁴	W _{pl,y} = 424 cm ³
i _y = 6.91 cm	W _{pl,z} = 424 cm ³
i _z = 6.91 cm	

Κατάταξη διατομής:

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/355)} = 0.81$$

Οι διαγώνιες ράβδοι δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις, συνεπώς η κατηγοριοποίηση της διατομής θα γίνει με βάση τις σχέσεις για καθαρή θλίψη.

$$c/t = 160/10 = 16 \leq 33\varepsilon$$

Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας I.

Εντατικά Μεγέθη

$$N_{ικαν.} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma \cdot \Omega \cdot N_{Ed,G}$$

$$M_{sd} = 0$$

$$V_{sd} = 0$$

Όπου:

$N_{Ed,G}$ Είναι η θλιπτική δύναμη στο διαγώνιο μέλος η οποία οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες περιλαμβάνονται στον σεισμικό συνδυασμό των δράσεων της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού. (G+0.8Q)

- $N_{ed,E}$ Είναι η θλιπτική δύναμη στο διαγώνιο μέλος η οποία οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού.
- γ_{ov} Ο συντελεστής υπεραντοχής ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.25
- Ω Ο συντελεστής υπεραντοχής ο οποίος υπολογίστηκε στο 6.1.

Καμπτικός λυγισμός

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.06$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = 1.06$$

$$\Phi = 0.5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 1.15$$

$$x_y = x_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.62$$

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1466.39 \text{ kN}$$

Όπου:

	1 ^{ος} Όροφος	Ανώτεροι όροφοι
Μήκος λυγισμού (L_{cr}):	5618mm	6200 mm
Κοίλη διατομή:		ψυχρή έλαση
Καμπύλη λυγισμού:		c
Συντελεστής ατελειών (a):		0.49

Οι έλεγχοι σε καμπτικό λυγισμό των διαγώνιων μελών για την διεύθυνση x παρουσιάζονται στον Πίνακα 6-12.

Πίνακας 6-12: Έλεγχος διαγώνιων μελών φατνωμάτων διεύθυνσης x σε καμπτικό λυγισμό

	Διαγώνιο Μέλος	NEd,G (kN)	NEd,E (kN)	Nικαν. (kN)	Nb,Rd (kN)	ΕΛΕΓΧΟΣ
Οροφή «Επίπεδου1»	i=1	356.25	149.22	916.38	1466.39	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	i=2	323.5	132.59	943.38	1466.39	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Οροφή «Επίπεδου2»	i=1	227.339	116.5	698.29	1289.5	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	i=2	264.86	94.083	644.93	1289.5	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Οροφή «Επίπεδου3»	i=1	212.48	70.63	526.40	1289.5	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	i=2	170.31	89.18	557.32	1289.5	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Οροφή «Επίπεδου4»	i=1	123.88	27.96	249.88	1289.5	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	i=2	120.25	17.056	200.3	1289.5	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Διεύθυνση y

Πίνακας 6-13: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαγώνιων μελών διεύθυνσης y

RHS 220x154x8	
A = 57.3 cm ²	W _{el,y} = 354.7 cm ³
I _y = 3902 cm ⁴	W _{el,z} = 289.4 cm ³
I _z = 2228 cm ⁴	W _{pl,y} = 427.6 cm ³
i _y = 8.25 cm	W _{pl,z} = 333.1 cm ³
i _z = 6.24 cm	

Κατάταξη διατομής:

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/355)} = 0.81$$

$$c/t = 204/8 = 25.5 \leq 33\varepsilon$$

Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας I.

Πίνακας 6-14: Αντοχή σε καμπτικό λυγισμό για διεύθυνση y

RHS 220x154x8	1 ^{ος} Όροφος	Ανώτεροι Όροφοι
$\lambda_1 =$		76.06
$L_{cr} =$	5558 mm	6155mm
$\bar{\lambda}_y =$		0.98
$\bar{\lambda}_z =$		1.29
$\alpha =$		0.21
$\chi_y =$		0.67
$\chi_z =$		1
$N_{b,Rd} =$	1511.9kN	1381.06 kN

Πίνακας 6-15: Έλεγχος διαγώνιων μελών διεύθυνσης y σε καμπτικό λυγισμό

	NEd,G (kN)	NEd,E (kN)	Νικαν. (kN)	Nb,Rd (kN)	ΕΛΕΓΧΟΣ
Οροφή «Επίπεδου1»	171.47	178.64	935.84	1511.9	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Οροφή «Επίπεδου2»	182.76	69.4	496.79	1381.06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Οροφή «Επίπεδου3»	180.88	53.05	389.26	1381.06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Οροφή «Επίπεδου4»	59.4	7.94	91.90	1381.06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

6.3 Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Ο έλεγχος έγινε ενδεικτικά σε ένα από τα τέσσερα δυσμενέστερα υποστυλώματα, τα οποία παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων και τα μεταβιβάζουν στον πάσσαλο.

Πίνακας 6-16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος

RHS 380x380x20	
A = 288 cm ²	W _{el,y} = 3284.2 cm ³
I _y = 62400 cm ⁴	W _{el,z} = 3284.2cm ³
I _z = 62400 cm ⁴	W _{pl,y} = 3892 cm ³
i _y = 147.2cm	W _{pl,z} = 3892cm ³
i _z = 147.2cm	

Ο συντελεστής χ_{LT} λήφθηκε 1, καθώς οι κοίλες διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Κατάταξη διατομής:

Η κατάταξη της διατομής έγινε με την παραδοχή καθαρής θλίψης των υποστυλωμάτων.

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/355)} = 0.81$$

$$c/t = 340/20 = 17 \leq 33\varepsilon$$

Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας I.

Εντατικά Μεγέθη

$$N_{Ed} = 4140.21\text{kN}$$

$$M_{z,Ed} = 196.3 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} = 2.44 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 128.12 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Ed} = 130.96 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 τα μέλη τα οποία υπόκεινται σε συνδυασμό αξονικής θλιπτικής δύναμης και καμπτικών ροπών, πρέπει να ικανοποιούν τις εξισώσεις (6.1)-(6.2).

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{x_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.1)$$

$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{x_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.2)$$

Εν προκειμένω, επειδή η διατομή είναι κατηγορίας I οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα, μπορούν να λαμβάνονται $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed} = 0$

Χαρακτηριστικές αντοχές

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 10224 \text{ kN}$$

$$M_{Rk,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1381.66 \text{ kNm}$$

$$M_{Rk,z} = W_{pl,z} \cdot f_y = 1381.66 \text{ kNm}$$

Συντελεστές λυγισμού (x_y, x_z)

Πίνακας 6-17: Υπολογισμός συντελεστών λυγισμού

RHS 380x380x20	
$\lambda_1 =$	76.06
Lcr=	2700mm
$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z =$	0.24
Συντελεστής ατελειών α:	0.49
$x_y = x_z =$	0.97

Όπου το μήκος λυγισμού για κοίλες διατομές μπορεί να ληφθεί ως 0.9 L για εντός και εκτός επιπέδου κάμψη.

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

Με βάση τα διαγράμματα ροπών υπολογίζονται οι συντελεστές ψ για κάθε διεύθυνση, ώστε να υπολογιστούν οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$\psi = 0.09: \quad C_{my} = 0.6 + 0.4\psi = 0.636 > 0.4$$

$$\psi = -0.97: \quad C_{mz} = 0.6 + 0.4\psi = 0.21 \leq 0.4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\frac{x_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.41 \leq 0.53$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\frac{x_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.21 \leq 0.28$$

$$k_{zy} = 0.6 k_{yy} = 0.25$$

$$k_{yz} = 0.6 k_{zz} = 0.13$$

Από τις εξισώσεις (6.1) και (6.2) προκύπτουν:

$$A = 0.43 \leq 1$$

$$B = 0.44 \leq 1$$

Ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό μπορεί να αγνοηθεί καθώς σε κλειστές διατομές, ο κίνδυνος για αστοχία από τον συγκεκριμένο τύπο καταπόνησης είναι περιορισμένος, λόγω της μεγάλης δυστρεψίας που διαθέτουν.

6.4 Τμήματα Δοκών Εκτός των Δοκών Σύζευξης

Στην ενότητα αυτή γίνεται ο έλεγχος της δυσμενέστερης δοκού στην οροφή του «Επιπέδου 1», στην οποία καταλήγει ο σύνδεσμος δυσκαμψίας. Ο έλεγχος γίνεται για το τμήμα της δοκού, στο οποίο δεν περιέχεται η δοκός σύζευξης.

Πίνακας 6-18: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής δοκού σύζευξης

HEB 320		
$h = 320 \text{ mm}$	$I_y = 30820 \text{ cm}^4$	$W_{el,y} = 1930 \text{ cm}^3$
$b = 300 \text{ mm}$	$I_z = 9240 \text{ cm}^4$	$W_{el,z} = 616 \text{ cm}^3$
$t_s = 20.5 \text{ mm}$	$I_T = 226 \text{ cm}^4$	$W_{pl,y} = 2149 \text{ cm}^3$
$t_w = 11.5 \text{ mm}$	$I_w = 2069000 \text{ cm}^6$	$W_{pl,z} = 939 \text{ cm}^3$
$r = 27 \text{ mm}$	$i_y = 13.8 \text{ cm}$	
$A = 161 \text{ cm}^2$	$i_z = 7.57 \text{ cm}$	

Εντατικά Μεγέθη

$$N_{ικαν.} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma \cdot \Omega \cdot N_{Ed,G} = 150.83 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 210.55 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 56.55 \text{ kN}$$

Αντοχές

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5715.5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1054 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = 762.89 \text{ kNm}$$

Έλεγχοι

ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ:	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	ΜΕΓΕΘΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ
Θλίψη:	$N_{ed} = 150.83 \text{ kN}$	$N_{pl,Rd} = 5725.5 \text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Διάτμηση:	$V_{ed} = 56.55 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} = 1054 \text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Κάμψη:	$M_{ed} = 210.5 \text{ kNm}$	$M_{pl,Rd} = 762.89 \text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Κάμψη και Αξονική	$N_{ed} = 67.6 \text{ kN}$	$0.25 \times N_{pl,Rd} = 1431.$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ (δεν απαιτείται απομείωση της ροπής λόγω θλίψης)
Κάμψη και Διάτμηση	$V_{ed} = 36.25 \text{ kN}$	$0.5 \times V_{pl,Rd} = 527 \text{ kN}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ (δεν απαιτείται απομείωση της ροπής λόγω τέμνουσας)

Επιπλέον για τον έλεγχο της δοκού απαιτούνται και κάποιοι επιπλέον συνδυαστικοί έλεγχοι:

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I}{I_w} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\} = 6762 \text{ kNm}$$

Όπου:

$$\begin{aligned} k &= 0.5 \text{ (αμφίπακτη δοκός)} \\ k_w &= 1 \\ C_1 &= 1.9 \\ Z_a &= 0 \\ Z_j &= 0 \text{ (για δοκούς διπλής συμμετρίας)} \end{aligned}$$

Ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό μπορεί να αγνοηθεί καθώς $M_{Ed}/M_{cr} = 0.03 < 0.4$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

Σύμφωνα με όσα έχουν προαναφερθεί στην ενότητα 6.3

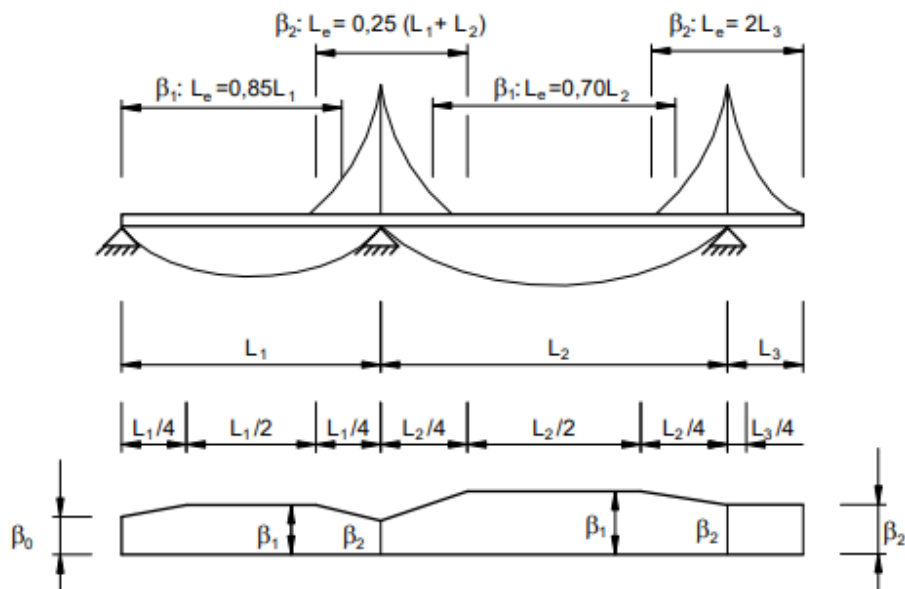
Συντελεστές Λυγισμού	
$\lambda_1 =$	76.06
$l_{cr} =$	$0.5 \times L = 2375 \text{ mm}$
$\bar{\lambda}_y =$	0.22
$\bar{\lambda}_z =$	0.42
$\alpha_y =$	0.34
$\alpha_z =$	0.49
$x_y =$	0.99
$x_z =$	0.89
$x_{LT} =$	0.95
$k_{yy} =$	0.4
$k_{zy} =$	0.24
$A =$	$0.14 < 1$
$B =$	$0.1 < 1$

6.5 Έλεγχος Διαδοκίδων

Για τον καθορισμό των ορθότροπων πλακών απαιτήθηκε η κατάτμηση των διατομών στην μέση και η συγκόλληση της διατομής σε μεταλλική πλάκα πάχους $t_s=15$ mm. Για τις ανάγκες του ανώτατου ορόφου τοποθετήθηκαν διατομές IPE 300, ενώ για τους κατώτερους ορόφους, λόγω των αυξημένων απαιτήσεων σε κινητά φορτία τοποθετήθηκαν διατομές IPE 400. Για την επιλογή των κατάλληλων διατομών έγινε έλεγχος σε όλα τα ανοίγματα και για όλους τους ορόφους. Παρακάτω παρουσιάζεται ο έλεγχος για ένα τυπικό άνοιγμα.

Έλεγχος απαίτησης διατμητικής υστέρησης:

Η διατμητική υστέρηση στα πέλματα μπορεί να αμελείται εάν $b_0 < L_e/50$ όπου το b_0 λαμβάνεται ως το εξωτερικό μέρος του πέλματος ή το μισό του πλάτους ενός εσωτερικού στοιχείου και L_e είναι το μήκος μεταξύ σημείων μηδενισμού της καμπτικής ροπής.



Σχήμα 6-7: Ενεργό μήκος L_e σε συνεχή δοκό και κατανομή ενεργού πλάτους (EN1993-1-5)

Όπου :

	Θετική Ροπή	Αρνητική Ροπή
b_0 (mm)	470	470
L_1 (mm)	5700	6550
L_e (mm)	4585	3062.5

Με βάση τα ανωτέρω ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, και πρέπει να γίνει έλεγχος σε διατμητική υστέρηση

Ενεργό πλάτος

$$b_{\text{eff}} = \beta b_0 \quad (6.3)$$

Όπου:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} = 1 \quad (\text{Περίπτωση χωρίς νευρώσεις})$$

Θετική Ροπή	$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_{e,1} = 0.097$	
Αρνητική Ροπή	$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_{e,2} = 0.15$	
$0.02 \leq \kappa \leq 0.70$	Θετική ροπή	$\beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4 \kappa_1^2} = 0.94$
	Αρνητική Ροπή	$\beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa} \right)} = 0.51$

Από Εξίσωση (6.3) προκύπτει:

$$b_{\text{eff},1} = 440.44 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},2} = 241.91 \text{ mm}$$

Πίνακας 6-19: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά νευρώσεων ορθότροπης πλάκας ενδιάμεσων ορόφων

Θετική Ροπή		Αρνητική Ροπή	
$h = 200 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$	$h = 200 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$
$b_{\text{eff}} = 880.8 \text{ mm}$	$A = 171.2 \text{ cm}^2$	$b_{\text{eff}} = 483.82 \text{ mm}$	$A = 111.6 \text{ cm}^2$
$b = 180 \text{ mm}$	$I_y = 8030.5 \text{ cm}^4$	$b = 180 \text{ mm}$	$I_y = 6938.5 \text{ cm}^4$
$t_{s1} = 15 \text{ mm}$	$I_z = 86064.2 \text{ cm}^4$	$t_{s1} = 15 \text{ mm}$	$I_z = 14813.7 \text{ cm}^4$
$t_{s2} = 15 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 634.1 \text{ cm}^3$	$t_{s2} = 15 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 608.2 \text{ cm}^3$
$t_w = 8.6 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 3021.6 \text{ cm}^3$	$t_w = 8.6 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 990.3 \text{ cm}^3$

Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/355)} = 0.81$$

Κορμός: $c/t = 158/8.6 = 18.37 \leq 72\varepsilon$, κατηγορία 1

Θετική Ροπή : $c/t = 440.5/15 = 29.36 < 38\varepsilon$, κατηγορία 2

Άνω πέλμα:

Αρνητική Ροπή : $c/t = 237.61/15 = 15.84 < 33\varepsilon$, κατηγορία 1

Κάτω πέλμα: $c/t = 58.7/15 = 3.91\varepsilon < 9\varepsilon$, κατηγορία 1

Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 2.

Έλεγχος

Πίνακας 6-20: Έλεγχος νευρώσεων ορθότροπης πλάκας ενδιάμεσων ορόφων

	Συγκολλητή διατομή για Θετική Ροπή	Συγκολλητή διατομή για Αρνητική Ροπή	Εντατικά Μεγέθη (max)	ΕΛΕΓΧΟΣ
$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	621.25 kN	617.7 kN	-46.27 kN	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$	225.1 kNm	225.84kNm	-62.89kNm	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Ομοίως για τον ανώτατο όροφο προκύπτει

$$b_{eff,1} = 449.5 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 250.35 \text{ mm}$$

Πίνακας 6-21: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά νευρώσεων ορθότροπης πλάκας ανώτατου ορόφου

Θετική Ροπή		Αρνητική Ροπή	
h = 165 mm	r = 15mm	h = 165 mm	r = 15mm
b _{eff} = 899 mm	A = 160.8 cm ²	b _{eff} = 500.7 mm	A = 101cm ²
b = 150 mm	I _y = 3852.1 cm ⁴	b = 150 mm	I _z = 3463.2 cm ⁴
t _{s1} = 15 mm	I _z = 91119.9 cm ⁴	t _{s1} = 15 mm	I _y = 15994 cm ⁴
t _{s2} = 10.7mm	W _{pl,y} = 368.2 cm ³	t _{s2} = 10.7mm	W _{pl,y} = 345.3 cm ³
t _w = 7.1 mm	W _{pl,z} = 3092.6 cm ³	t _w = 7.1 mm	W _{pl,z} = 1002.1 cm ³

Πίνακας 6-22: Έλεγχος νευρώσεων ορθότροπης πλάκας ανώτατου ορόφου

	Συγκολλητή διατομή για Θετική Ροπή	Συγκολλητή διατομή για Αρνητική Ροπή	Εντατικά Μεγέθη (max)	ΕΛΕΓΧΟΣ
$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	248 kN	245.95 kN	-16.74kN	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$	131.1 kNm	122.47kNm	-20.53kNm	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

6.6 Έλεγχος σε Κύρτωση Κοίλων Δοκών

RHS 350x500x20

Για να εξασφαλιστεί αντοχή σε κύρτωση τοποθετήθηκαν δύσκαμπτες εγκάρσιες νευρώσεις. Συγκεκριμένα οι νευρώσεις διατάχτηκαν ανά $a=2.6m$ στις δοκούς μήκους $L=13,1m$ ενώ στις δοκούς μήκους $L=5,7m$ ανά $a=3m$. Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος για δοκό μήκους $L=13.1m$ σε κύρτωση.

Πίνακας 6-23: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής RHS 350x500x20

RHS 350x500x20	
$A = 324 \text{ cm}^2$	$W_{el,y} = 4525.3 \text{ cm}^3$
$I_y = 113132 \text{ cm}^4$	$W_{el,z} = 3682.7 \text{ cm}^3$
$I_z = 64447 \text{ cm}^4$	$W_{pl,y} = 5476 \text{ cm}^3$
$i_y = 18.68 \text{ cm}$	$W_{pl,z} = 4261 \text{ cm}^3$
$i_z = 14.1 \text{ cm}$	

Πίνακας 6-24: Έλεγχος απαίτησης διατμητική υστέρηση δοκών

Δοκός Μήκους L	b_0 (mm)	L_e (mm)	$L_e / 50$	ΕΛΕΓΧΟΣ
$L = 13100 \text{ mm}$	175	$0.7 \times L = 9170 \text{ mm}$	183.4	Η διατμητική υστέρηση αμελείται
$L = 5700 \text{ mm}$	175	$2 \times L = 11400$	228	Η διατμητική υστέρηση αμελείται

Εντατικά Μεγέθη:

$N = 0 \text{ kN}$

$V_{ed} = -261.03 \text{ kN}$

$M_{ed} = -789.42 \text{ kN}$

Αντοχή:

Η συνεισφορά του κορμού σε διάτμηση δίνεται από την Εξίσωση (6.4)

$$V_{bw,Rd} = \frac{x_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (6.4)$$

$$k_t = 5.34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} = 5.48$$

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 620 \text{ MPa}$$

Όπου:

$k_{\tau sl} = 0$ Λόγω απουσίας διατμητικών νευρώσεων

h_w Το ύψος της διατομής $h_w = 500 \text{ mm}$

a Η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων όπου για τις δοκούς μήκους $L = 13,1 \text{ m}$ οι νευρώσεις διατάχτηκαν ανά 2.6 m

t Το πάχος της διατομής $t = 20 \text{ mm}$

b Το πλάτος της διατομής $b = 500 \text{ mm}$

$$\tau_{cr} = k_t \sigma_E = 3404.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0.24$$

Η συνεισφορά του κορμού $x_w = \eta = 1.2$ για $\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$. Με βάση όλα τα παραπάνω από την Εξίσωση (6.4) προκύπτει:

$$V_{bw,Rd} = \frac{1.2 \cdot 355 \cdot 500 \cdot 20}{\sqrt{3} \cdot 1} = 2459.51 \text{ kN}$$

Η συνεισφορά των πελμάτων για την περίπτωση όπου $M_{ed} < M_{f,Rd}$ μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (6.5)$$

$$c = \alpha \left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}} \right) = 766.48 \text{ mm}$$

Όπου:

b_f Το πλάτος του πέλματος που παρέχει την μικρότερη αξονική αντοχή. Λόγω συμμετρικής διατομής το $b_f = 350 \text{ mm}$.

t_f Το πάχος του πέλματος που παρέχει την μικρότερη αξονική αντοχή. Λόγω συμμετρικής διατομής το $t_f = 20 \text{ mm}$

$M_{f,Rd}$ Η ροπή αντοχής της διατομής που απαρτίζεται από την επιφάνεια μόνο των ενεργών πελμάτων και προκύπτει $M_{f,Rd} = 1242.5 \text{ kNm}$.

b Το πλάτος της διατομής $b = 500 \text{ mm}$

Από την σχέση 6.5 και θέτοντας $M_{ed} = 207.8 \text{ kNm}$ προκύπτει ότι η αντοχή των πελμάτων ισούται με $V_{bf,Rd} = 38.67 \text{ kN}$. Συνολικά η αντοχή σε τέμνουσα προκύπτει $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 2498.17 \text{ kN}$. Συνεπώς η δοκός υπερεπαρκεί.

7 Ιδιομορφική Ανάλυση

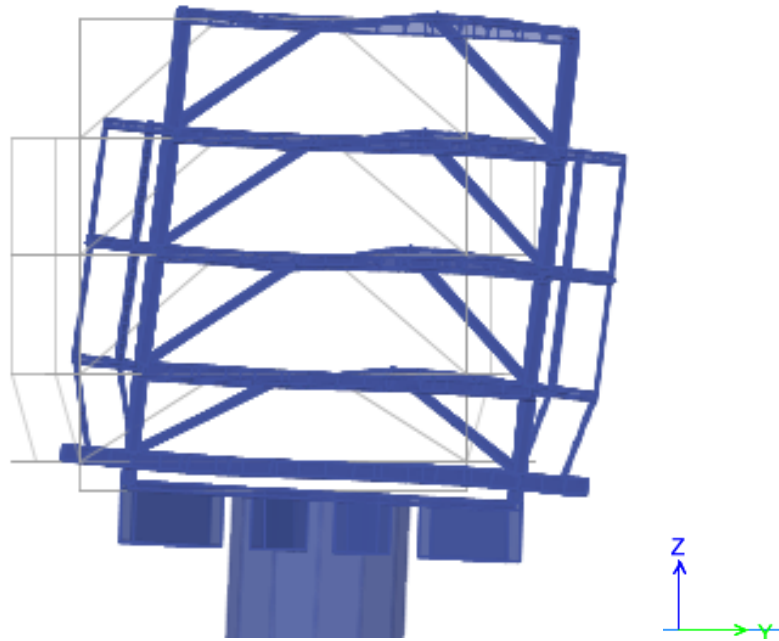
Προκειμένου να δοθεί μια πρώτη εκτίμηση της ποιοτικής συμπεριφοράς της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις, εφαρμόζεται ιδιομορφική ανάλυση. Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης θα προκύψει και ο βαθμός συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του φορέα, ως ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ανά διεύθυνση κίνησης. Βάσει του EN1998-1 (§4.3.3.3.1), πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συμβάλουν σημαντικά στην απόκριση της κατασκευής με ποσοστό μάζας τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου ανά διεύθυνση. Σημειώνεται ότι στη συνολική μάζα δεν περιλαμβάνονται οι μάζες οι οποίες δεν συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής όπως η μάζα θεμελίωσης.

Ο προσδιορισμός των ιδιομορφών του φορέα μέσω μια ιδιομορφικής ανάλυσης δεν αποτελεί μορφή φόρτισης και είναι εντελώς ανεξάρτητος από τις δράσεις που έχουν εφαρμοστεί. Σχετίζεται αποκλειστικά με τα χαρακτηριστικά της δυναμικής απόκρισης ενός κτιρίου, δηλαδή την μάζα και την δυσκαμψία της κατασκευής.

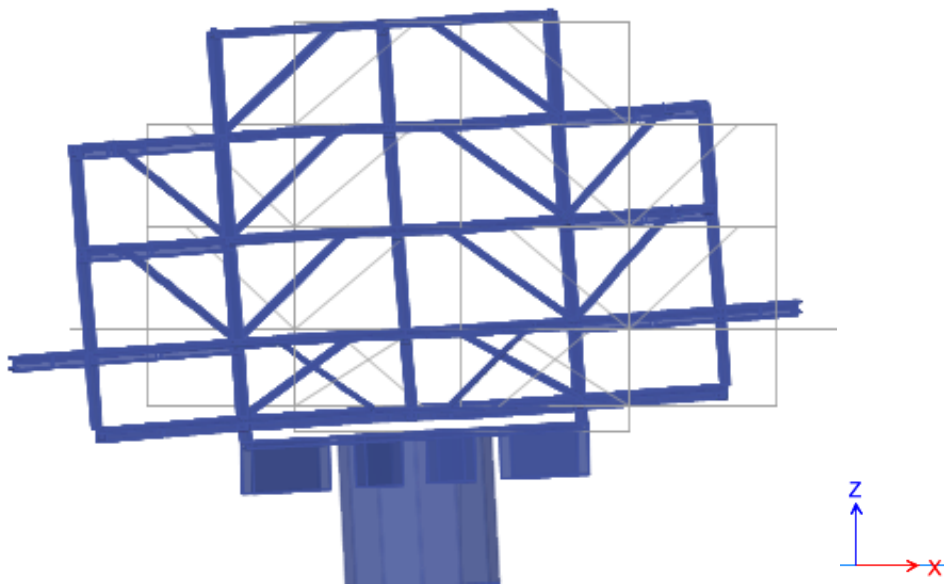
Από την ανάλυση της κατασκευής, προέκυψαν οι ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι που παρουσιάζονται στον Πίνακα 7-1. Όπως προκύπτει από την ανάλυση η συμμετοχή της μάζας φτάνει το 90% στην 1^η ιδιομορφή για την διεύθυνση y, στην 2^η ιδιομορφή για την διεύθυνση x και στην 3^η ιδιομορφή για την στροφή περί τον άξονα z. Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για τις τρεις κύριες ιδιομορφές.

Πίνακας 7-1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

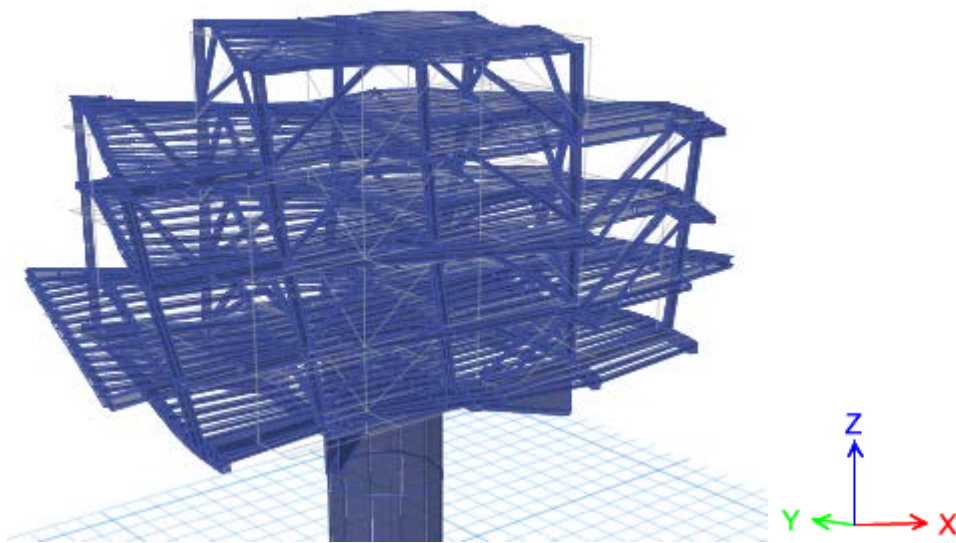
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
1	2.138	0.0001	0.917	0.0013
2	1.995	0.956	0.917	0.0021
3	0.795	0.957	0.917	0.916



Σχήμα 7-1: 1^η Ιδιομορφή στην διεύθυνση y



Σχήμα 7-2: 2^η Ιδιομορφή στην διεύθυνση x



Σχήμα 7-3: 3^η Ιδιομορφή στον στροφικό άξονα

8 Συνδέσεις

Όπως έχει προαναφερθεί, οι συνδέσεις των κόμβων των δομικών μελών επιλέχθηκαν να γίνουν συγκολλητές σε ναυπηγείο πλησίον της ακτής. Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Ανάλογα με τη διαμόρφωση των δομικών μελών που πρόκειται να συνδεθούν οι ραφές διακρίνονται σε εσωραφές, εξωραφές, ραφές πλήρωσης οπής ή σχισμής και ψευδο-εσωραφές. Παρακάτω περιγράφονται κάποια γενικά χαρακτηριστικά των δύο κυριοτέρων τύπων ραφών.

Εσωραφές: Οι εσωραφές εξασφαλίζουν μία κατά το δυνατόν ομοιόμορφη μορφή τάσεων στην σύνδεση. Διακρίνονται σε πλήρους και μερικής διείδυσης. Το πάχος των εσωραφών πλήρους διείδυσης είναι ίσο με το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων, αφού η συγκόλληση διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης. Αντίθετα, στις εσωραφές μερικής διείδυσης, το πάχος της εσωραφής είναι μικρότερο από το πάχος του μητρικού μετάλλου.

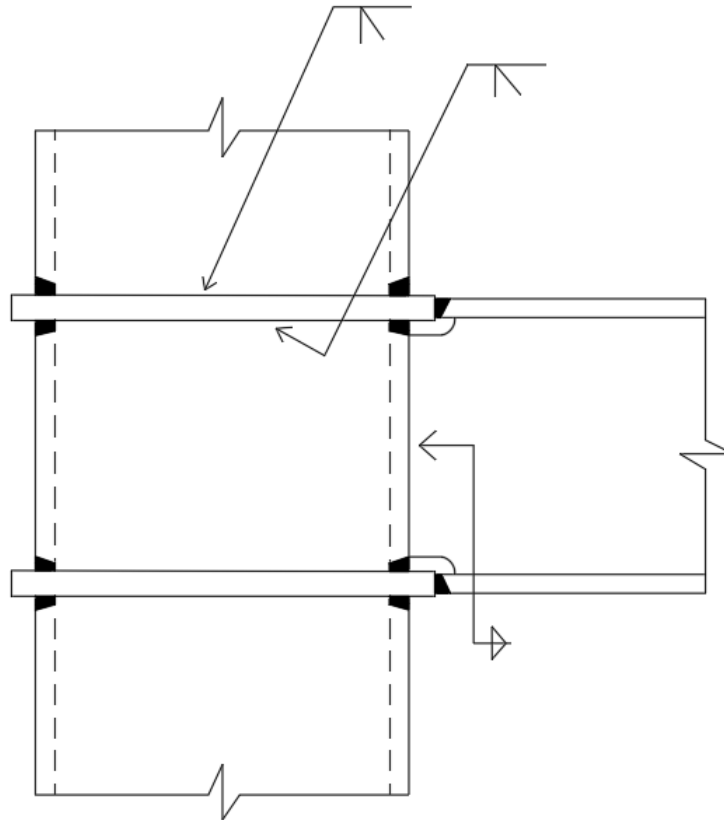
Εξωραφές: Το ελάχιστο πάχος των εξωραφών κατά τον Ευρωκώδικα 3 είναι 3mm, ενώ για το μέγιστο πάχος δεν υπάρχει κάποιος συγκεκριμένος περιορισμός. Συνιστάται να είναι ίσο με $0.7t$, όπου t είναι το μικρότερο από τα πάχη των προς σύνδεση ελασμάτων.

8.1 Υποστύλωμα-Δοκός

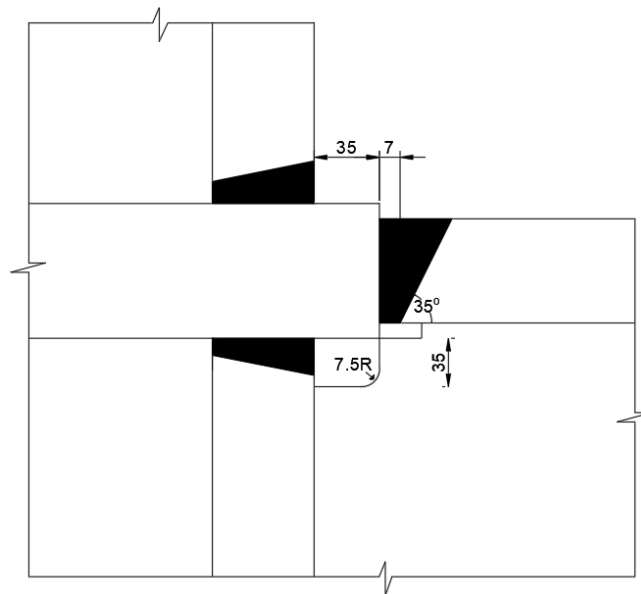
Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων διακρίνονται σε:

- Απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις.
- Άκαμπτες συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και λειτουργούν ως οιονεί πακτώσεις.
- Ημιάκαμπτες συνδέσεις, οι οποίες έχουν μια ενδιάμεση συμπεριφορά μεταξύ άρθρωσης και πλήρους πάκτωσης.

Για το εν λόγω κτίριο επιλέχθηκε η σύνδεση των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα να γίνει με συνδέσεις ροπής. Προκειμένου να αναπτυχθεί σύνδεση ροπής στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος, απαιτείται ενίσχυση του υποστυλώματος έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η μεταφορά του αξονικού φορτίου στα πέλαμα της δοκού. Η ενίσχυση γίνεται με διαφράγματα, τα οποία μπορεί να είναι διαμπερή, εσωτερικά ή εξωτερικά. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγονται διαμπερή διαφράγματα.



Σχήμα 8-1: Συγκολλητή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος



Σχήμα 8-2: Λεπτομέρειες συγκόλλησης δοκού-υποστυλώματος

Σύμφωνα με το Σχήμα 8-1 στα διαμπερή διαφράγματα το υποστύλωμα διαχωρίζεται σε τρία τμήματα. Το πάχος των διαφραγμάτων συνήθως επιλέγεται μεγαλύτερο από τα πέλματα των δοκών κατά 3-6 mm και τοποθετούνται έτσι ώστε να προεξέχουν λίγα

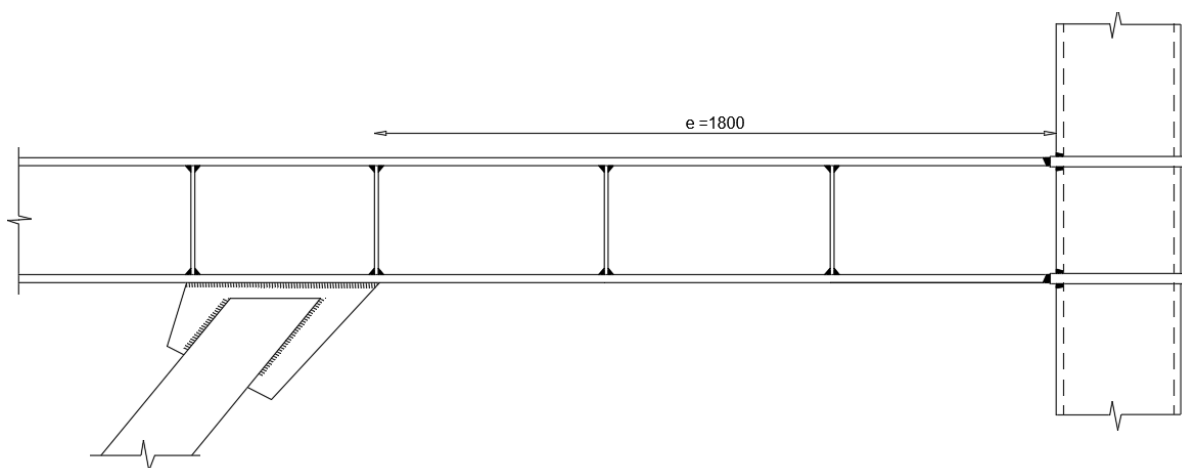
χιλιοστά εκατέρωθεν του υποστυλώματος. Στην συνέχεια γίνεται η κατάτμηση του άνω και κάτω πέλατος της δοκού ώστε να γίνει η σύνδεση των πελμάτων της δοκού με τα διαφράγματα. Η σύνδεση των πελμάτων καθώς και μικρού τμήματος της δοκού έγινε με εργοστασιακές ραφές.

8.2 Δοκός-Έκκεντρος Σύνδεσμος

Στο κάτω μέρος της δοκού σύζευξης συγκολλάται κομβοέλασμα, το οποίο με κατάλληλη τμήση του συνδέσμου δυσκαμψίας το διαπερνά. Η σύνδεση μεταξύ του κομβοελάσματος και του έκκεντρου συνδέσμου, γίνεται με εξωραφές.

Η δοκός σύζευξης θα πρέπει να ενισχύεται κατάλληλα με νευρώσεις όπως ορίζει ο EN1998-5. Συγκεκριμένα, ενισχύσεις κορμού σε όλο το ύψος του θα πρέπει να υπάρχουν και στις δύο πλευρές του κορμού του σεισμικού συνδέσμου στα άκρα των διαγωνίων. Οι ενισχύσεις αυτές θα πρέπει να διαθέτουν συνολικό πλάτος όχι μικρότερο από $(b_f - 2t_w)$ και πάχος όχι μικρότερο από το $\max(0.75t_w, 10 \text{ mm})$

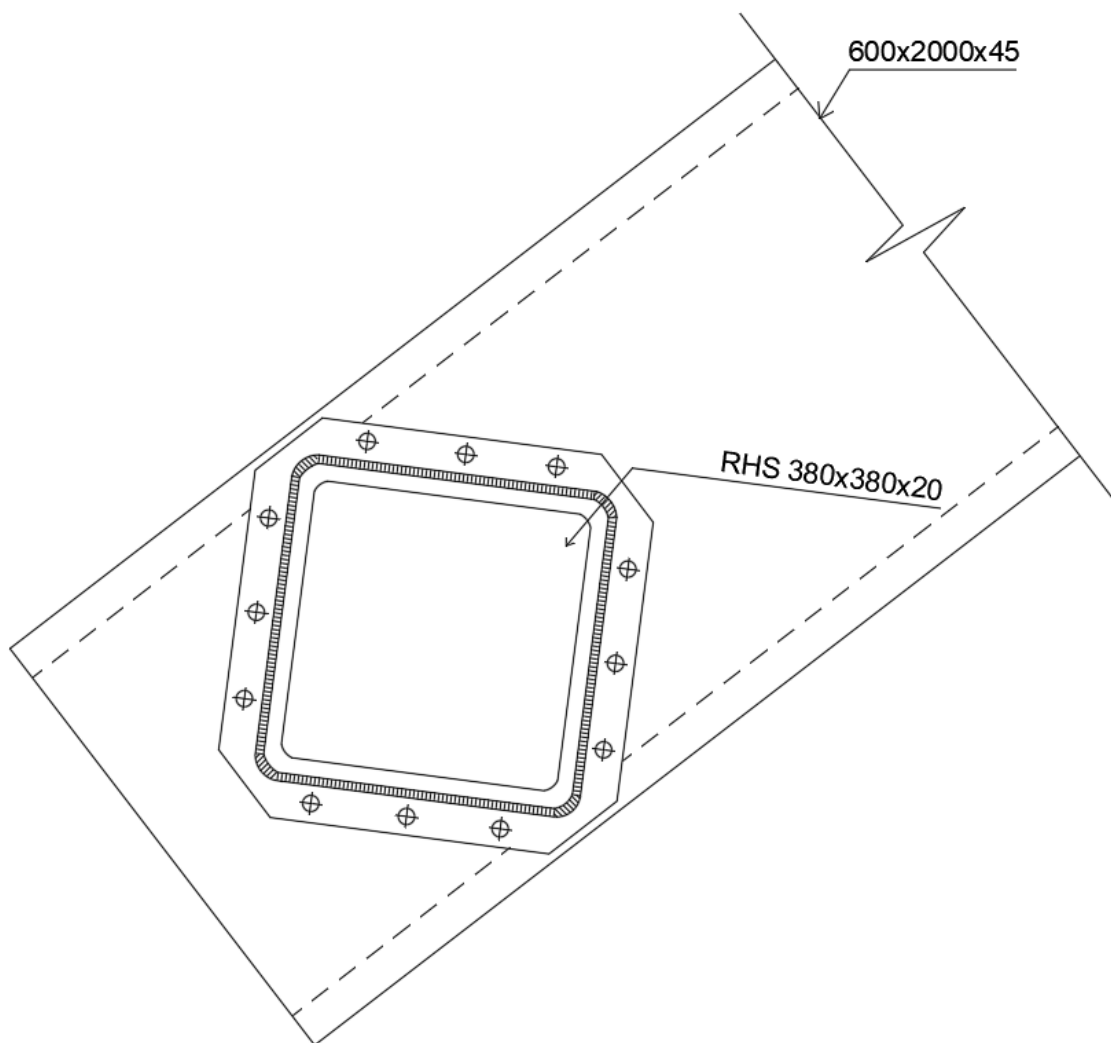
Οι σεισμικοί σύνδεσμοι μεγάλου μήκους θα πρέπει να διαθέτουν μια ενδιάμεση ενίσχυση κορμού τοποθετημένη σε απόσταση 1.5 φορές το b από κάθε άκρο του σεισμικού συνδέσμου όπου προβλέπεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση. Αντίθετα για τους ενδιάμεσους συνδέσμους οι ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να τοποθετούνται ανά αποστάσεις $(52 t_w - \frac{d}{5})$ για γωνίες στροφής συνδέσμου $\theta p \leq 0.02$ και εφόσον αυτή η απόσταση δεν είναι μεγαλύτερη από 1.5 φορές το b από το κάθε άκρο του σεισμικού συνδέσμου όπου αναπτύσσεται πλαστική άρθρωση. Οι ενδιάμεσες ενισχύσεις θα πρέπει να καλύπτουν ολόκληρο το ύψος της διατομής. Για συνδέσμους με ύψος d μικρότερο από 600 mm, όπως ισχύει για όλους τους σεισμικούς συνδέσμους της εν λόγω κατασκευής, απαιτούνται ενισχύσεις μόνο στην μία πλευρά του κορμού του συνδέσμου. Το πάχος των μονόπλευρων ενισχύσεων θα πρέπει να μην είναι μικρότερο από t_w ή 10mm.



Σχήμα 8-3: Ενδεικτική σύνδεση έκκεντρο συνδέσμου δυσκαμψίας με δοκό

8.3 Υποστώλωμα-Βάση

Εξάιρεση στην περίπτωση των συγκολλητών συνδέσεων μεταξύ των κόμβων των δομικών μελών, αποτέλεσε η σύνδεση των τεσσάρων κυρίων υποστυλωμάτων της βάσης με τις δοκούς του τμήματος συναρμογής του πασσάλου, όπου απαιτήθηκε και η συνεισφορά κοχλιών. Συγκεκριμένα, για την σύνδεση θα απαιτηθεί κατάτμηση των ακμών της μετωπικής πλάκας ώστε να προσαρμόζεται κατάλληλα στις δοκούς του τμήματος συναρμογής. Η μετωπική πλάκα θα συγκολληθεί με το υποστώλωμα. Λόγω του αυξημένου πάχους των υποστυλωμάτων προτιμούνται εσωραφές. Στην συνέχεια το έλασμα κοχλιώνεται περιμετρικά στην δοκό όπως φαίνεται στο Σχήμα 8-3. Εσωτερικά του υποστυλώματος τοποθετούνται εγκάρσιες νευρώσεις για την ανάληψη των συγκεντρωμένων φορτίων που προέρχονται από τα υποστυλώματα.



Σχήμα 8-4: Ενδεικτική σύνδεση υποστυλώματος με δοκό τμήματος συναρμογής στην βάση

9 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

9.1 Γενικά

Η ανελαστική στατική ανάλυση γνωστή και ως pushover analysis είναι μια από τις πλέον αναγνωρισμένες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού. Κατά την μη γραμμική μέθοδο αυτή, εξετάζεται η απόκριση του φορέα έναντι σταθερών φορτίων βαρύτητας, και συνεχώς μεταβαλλόμενων οριζόντιων φορτίων μέχρι ο φορέας να φτάσει σε αστοχία.

Η μη γραμμική συμπεριφορά των γραμμικών στοιχείων του μοντέλου θεωρείται συγκεντρωμένη σε περιοχές πολύ κοντά στους κόμβους των στοιχείων (πλαστικές αρθρώσεις). Σε αυτές τις περιοχές δίνονται διγραμμικοί νόμοι, συνήθως ροπών-στροφών, ή ροπών-στροφών χορδής, ενώ το υπόλοιπο μέλος θεωρείται ότι λειτουργεί γραμμικά ελαστικά.

Από την μη γραμμική αυτή ανάλυση προκύπτει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής V-δ, η οποία εκφράζει την μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου, λαμβάνοντας υπόψη την μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει σε προηγούμενα βήματα. Η επιβολή των οριζόντιων φορτίων μπορεί να γίνει με ομοιόμορφη, ιδιομορφική ή τριγωνική κατανομή των μετακινήσεων.

9.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν εισάγει τις τελευταίες δεκαετίες την έννοια του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας. Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης και της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής του κτίσματος.

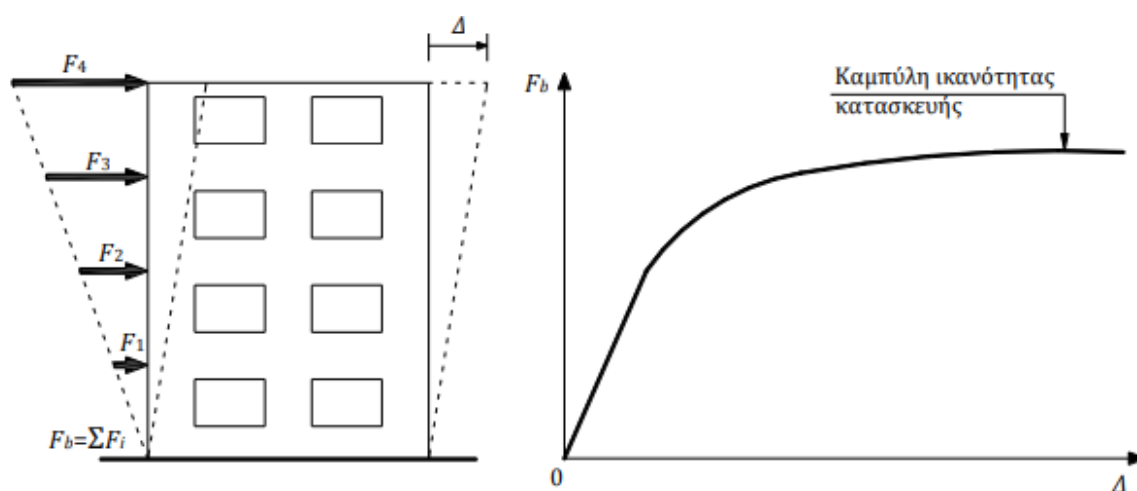
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3 ορίζονται τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας συναρτήσει του βαθμού βλάβης στον φέροντα οργανισμό.

- ο Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Limit state of Damage Limitation): το επίπεδο των βλαβών είναι μικρό, τα δομικά μέλη δεν έχουν διαρρεύσει σε μεγάλο βαθμό και διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η περίοδος επαναφοράς της σεισμικής δράσης για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι 225 χρόνια και αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 20% τα 50 χρόνια.

- Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Limit state of Significant Damage): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία για να αναλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια δηλ. πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.
- Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες ή μη επισκευάσιμες ζημιές. Αντίστοιχα η περίοδος επαναφοράς της σεισμικής διέγερσης είναι 2475 χρόνια με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια

9.3 Καμπύλη Ικανότητας

Ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου. Η καμπύλη ικανότητας προκύπτει έπειτα από την καταγραφή της μετακίνησης του σημείου αναφοράς, το οποίο για κτιριακές κατασκευές συνήθως ορίζεται ως το κέντρο μάζας του ανώτατου ορόφου, συναρτήσει του συνολικού οριζοντίου φορτίου F_b για δεδομένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος των ορόφων. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή άλλες πιο περίπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη την συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Η καμπύλη προκύπτει από τον υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.



Σχήμα 9-1: Καμπύλη Ικανότητας πολυωρόφου κτιρίου (Ψυχάρης Γ. (2015))

9.4 Διαδικασία Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Αρχικά ως πρώτο βήμα για την εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης απαιτείται ο ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των μελών στις κρίσιμες περιοχές (πλαστικές αρθρώσεις) όπου αναπτύσσεται η μέγιστη ένταση στα δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Στην περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων δίνονται διγραμμικά διαγράμματα F-δ, όπου F η κρίση φόρτιση του δομικού μέλους.

Στα υποστυλώματα λόγω της επιβολής και αξονικής δύναμης εκτός από τις ροπές απαιτείται και η δημιουργία διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Αντίθετα, στις δοκούς λόγω της επιβολής μόνο ροπής δίνεται μόνο ο διγραμμικός νόμος (M-θ). Για την περίπτωση των συνδέσμων δυσκαμψίας, επειδή η κρίσιμη δύναμη είναι η αξονική, στις πλαστικές αρθρώσεις δίνεται διάγραμμα αξονικής-μετακίνησης (P-δ). Η μη γραμμικότητα του πασσάλου δόθηκε σε όρους ροπής-καμπυλότητας (M-φ) και για μήκος πλαστικής άρθρωσης 2D, όπου D η διάμετρος του πασσάλου. Οι νευρώσεις των ορθότροπων πλακών θεωρήθηκαν δευτερεύοντα μέλη και δεν δόθηκε διγραμμικός νόμος που να τις περιγράφει.

Αρχικά πριν την επιβολή των οριζοντίων φορτίων απαιτείται μια πρώτη ανελαστική στατική ανάλυση εφαρμόζοντας τα κατακόρυφα φορτία του φέροντος οργανισμού που ασκούνται κατά την διάρκεια του σεισμού. Έπειτα εφαρμόζεται μια δεύτερη ανελαστική ανάλυση στην οποία εφαρμόζονται τα οριζόντια φορτία σε κάθε στάθμη διαφράγματος. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα, και επιλέχθηκε τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων με βάση τα σεισμικά φορτία στην υπό εξέταση διεύθυνση.

P-M2-M3 Interaction Surface Definition for C1H1

User Interaction Surface Options

Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves: 16

Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P, kN	M2, kN-m	M3, kN-m
14665.2	925.892	1973.752


Include Scale Factors in Plots

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-0.652109	0	0
11	1	0	0

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

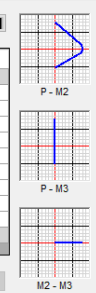
- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).



Interaction Curve Data

Current Curve: 1

Point	P/SF	M2/SF	M3/SF
1	-0.652109	0	0
2	-0.521687	0.236	0
3	-0.391265	0.472	0
4	-0.260844	0.708	0
5	-0.130422	0.944	0
6	0	1	0
7	0.2	0.944	0
8	0.4	0.708	0
9	0.6	0.472	0
10	0.8	0.236	0
11	1	0	0



3D Plot

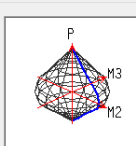
Plan, deg: 315

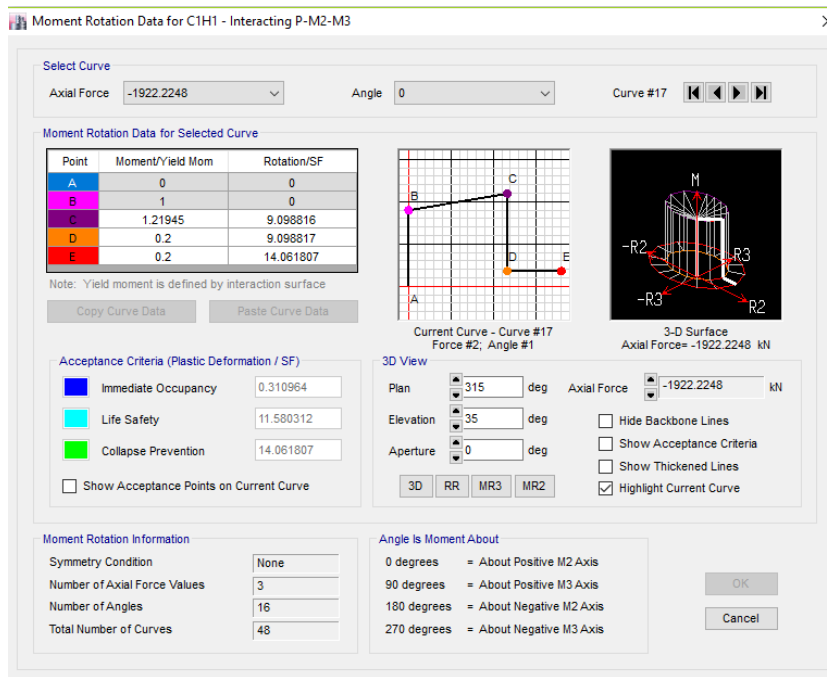
Elevation, deg: 25

Aperture, deg: 0

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines

Highlight Current Curve





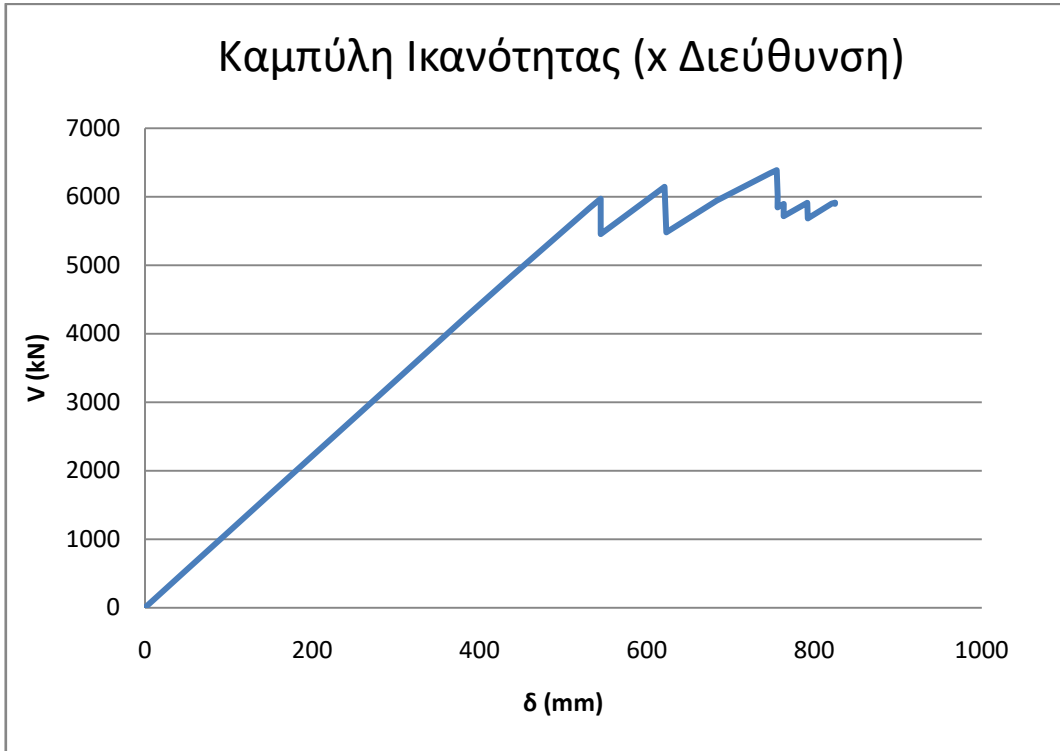
Σχήμα 9-2: α)Εισαγωγή διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής β) ροπής-γωνίας στροφής στο csi Etabs

9.5 Αποτελέσματα Ανάλυσης

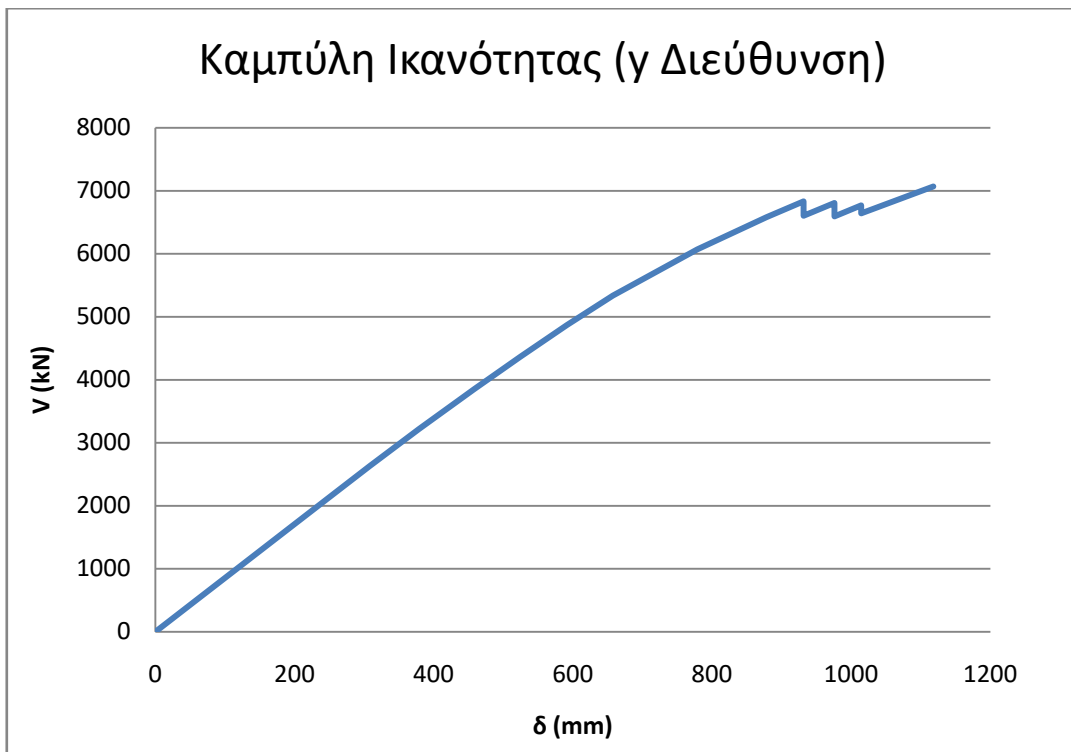
Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση), η οποία υποδεικνύει το σημείο επιτελεσματικότητας της κατασκευής για τον σεισμό αυτό. Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για κάθε διεύθυνση του σεισμού έγινε βάσει των διατάξεων του EN 1998-1 παρουσιάζονται στον Πίνακα 9-1.

Πίνακας 9-1: Στοχευόμενη μετακίνηση για τις δύο κύριες διευθύνσεις

Στοχευόμενη Μετακίνηση	
Διεύθυνση x	104,824 mm
Διεύθυνση γ	133,063 mm

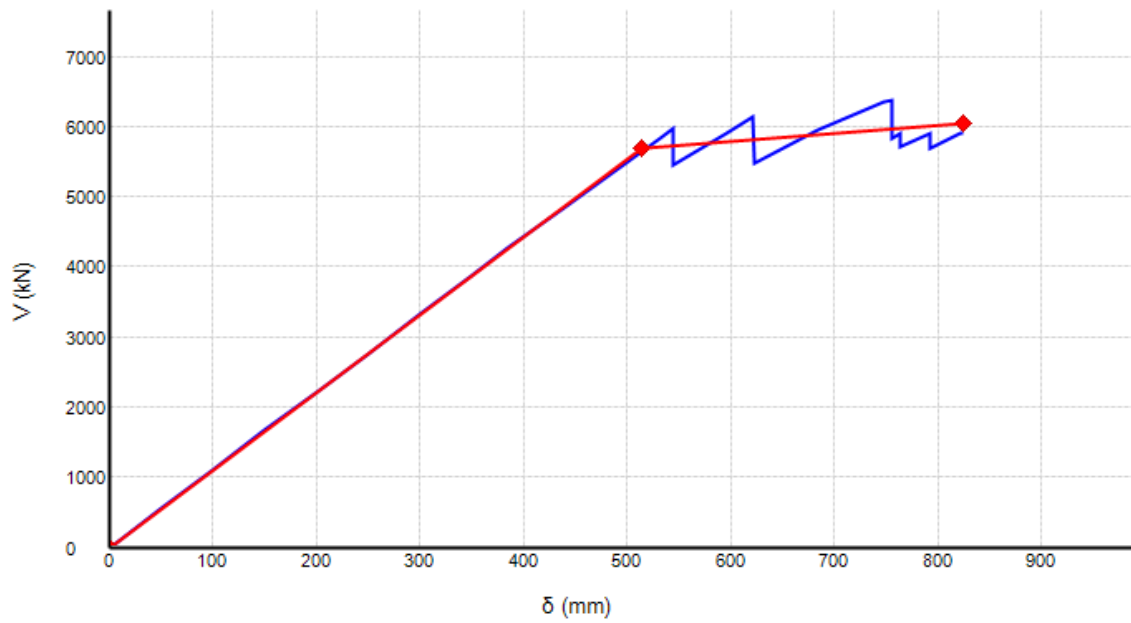


Σχήμα 9-3: Καμπύλη αντίστασης για x διεύθυνση



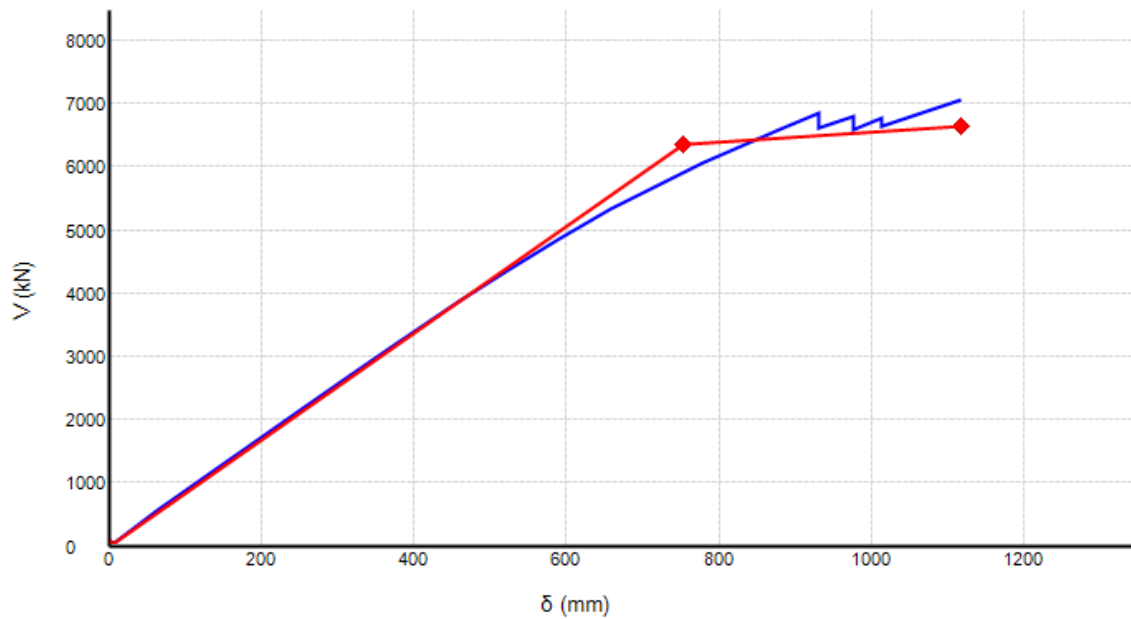
Σχήμα 9-4: Καμπύλη αντίστασης για y διεύθυνση

Διγραμμικοποίηση Καμπύλης (x Διεύθυνση)



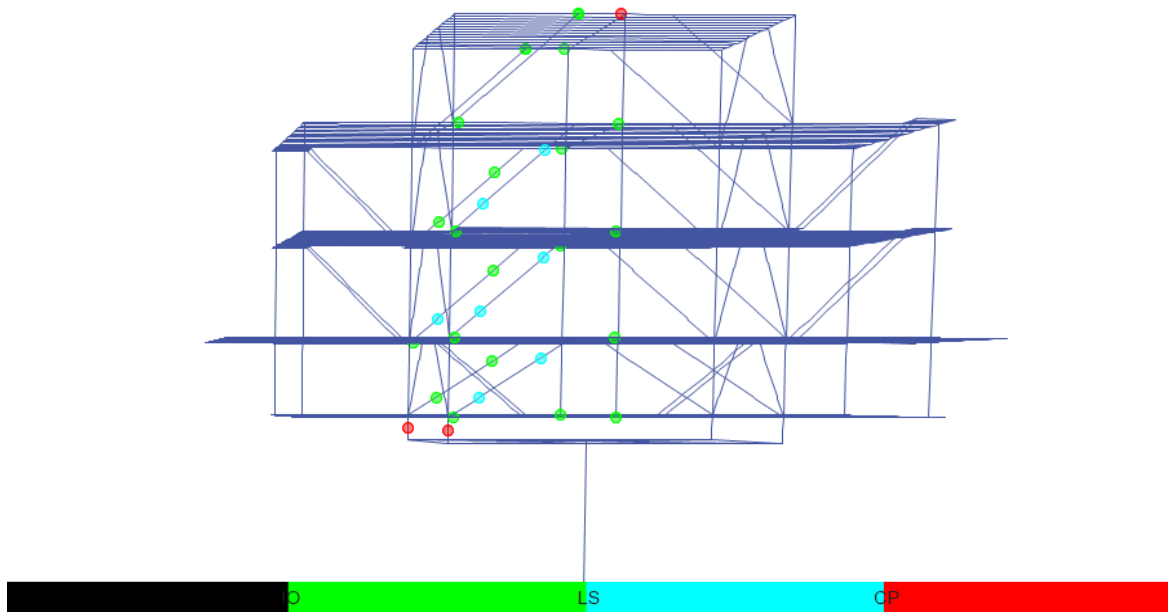
Σχήμα 9-5: Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης για διεύθυνση x

Διγραμμικοποίηση Καμπύλης (y Διεύθυνση)

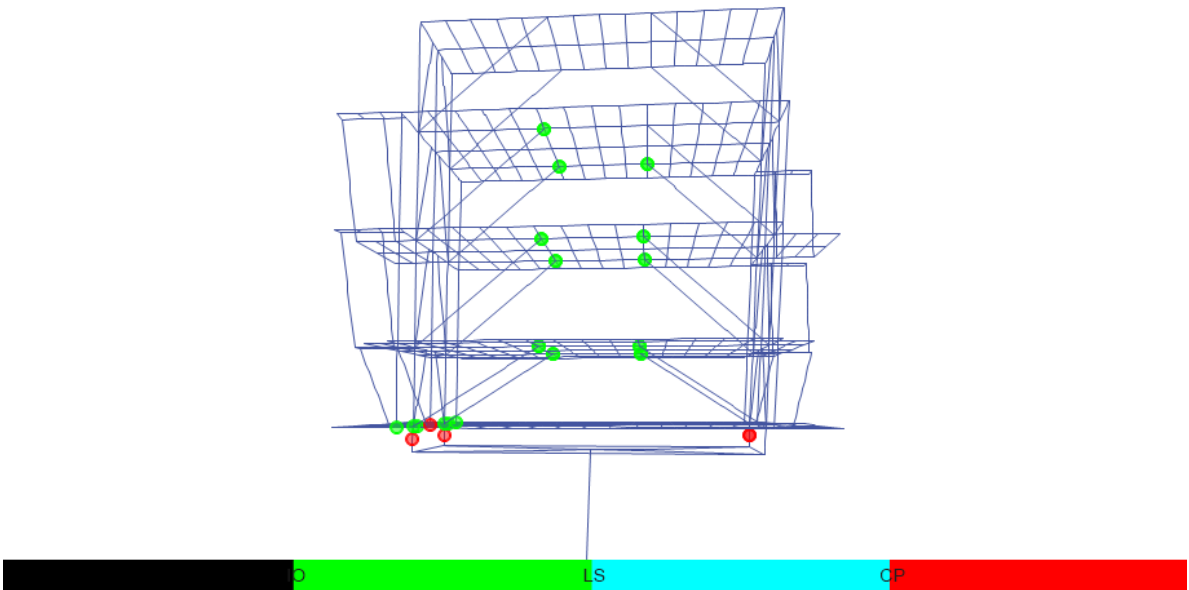


Σχήμα 9-6: Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης για διεύθυνση y

Διεύθυνση	V_y (kN)	V_u (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)
x	5696.1	6039.4	514.49	824.56
y	6342.2	6648.7	753.74	1117.95



Σχήμα 9-7: Παραμορφωμένος φορέας για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την μετακίνηση αστοχίας για την διεύθυνση x της κατασκευής



Σχήμα 9-8: Παραμορφωμένος φορέας για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την μετακίνηση αστοχίας για την διεύθυνση y της κατασκευής

10 Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάστηκε ο σχεδιασμός ενός μεταλλικού υποσταθμού ηλεκτρικής ενέργειας για θαλάσσιο πάρκο ανεμογεννητριών βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 8. Έπειτα, εκτελέστηκε μη γραμμική στατική ανάλυση προκειμένου να εξεταστεί η σεισμική συμπεριφορά του φορέα καθώς και να εξεταστούν τα πλέον τρωτά δομικά μέλη της κατασκευής. Από τις αναλύσεις προέκυψαν κάποια συμπεράσματα τα οποία παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω:

- Κρίσιμα φορτία για την επιλογή των διατομών της εν λόγω κατασκευής ήταν τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία λόγω του ηλεκτρολογικού και μηχανολογικού εξοπλισμού, εν αντιθέσει με τα οριζόντια φορτία λόγω του σεισμού και του ανέμου.
- Οι ορθότροπες πλάκες προσέφεραν διπλάσια αντοχή σε κάμψη και διάτμηση σε σχέση με την τοποθέτηση διαδοκίδων ίδιου ύψους.
- Οι έκκεντροι σύνδεσμοι συνέβαλαν ικανοποιητικά στην ευστάθεια της κατασκευής, ενώ ανταποκρίθηκαν και στις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις του κτιρίου για ανοίγματα στην περιοχή τοποθέτησής τους.
- Από τις καμπύλες ικανότητας προκύπτει έντονη γραμμική συμπεριφορά του φορέα, λόγω της ελαστικής παραμόρφωσης του πασσάλου.
- Από την μη γραμμική στατική ανάλυση προέκυψε ότι για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη, ο φορέας λειτουργεί γραμμικά ελαστικά και κατ' επέκταση δεν έχει διαρρεύσει κανένα δομικό μέλος της κατασκευής.
- Η διαρροή επικεντρώνεται στις δοκούς σύζευξης των διαγώνιων συνδέσμων, ενώ τα πλέον τρωτά δομικά μέλη της κατασκευής είναι τα υποστυλώματα του κατώτατου ορόφου.
- Ο δείκτης πλαστιμότητας για την x διεύθυνση $\mu = du / dy = 1.6$ ενώ για την y διεύθυνση $\mu = 1.48$. Συνεπώς ο φορέας παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερη πλαστιμότητα στην διεύθυνση x.

11 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
5. Ερμόπουλος Ι. 2000, «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες-Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8», Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
7. EN1991-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»
8. EN1993-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
9. EN 1998, Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών»
10. Ψυχάρης Γ. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1». Αθήνα ΕΜΠ 2015
11. Κίρτας Ε., Παναγόπουλος Γ. (2015), «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή: Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000», Σέρρες
12. Κούνε Ι. (2018), «Σχεδιασμός και σεισμική αποτίμηση μεταλλικού φορέα υποσταθμού ηλεκτρισμού για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
13. Μπούσιος Ν. (2018), «Σχεδιασμός Δικτυωτού Μεταλλικού Φορέα για Υποσταθμό Ηλεκτρικής Ενέργειας Θαλάσσιου Αιολικού Πάρκου», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
14. Πρόγραμμα Bilin, Γιώργος Παναγόπουλος, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας
15. Χατζημπίρος Κ. «Υπεράκτια Αιολικά Πάρκα στην Προοπτική του 2050», Πρακτ. 6^ο Πανελληνίου Συνεδρίου Διαχείρισης και Βελτίωσης Παράκτιων Ζωνών, ΕΜΠ, Αθήνα
16. Ψυχάρης Γ. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2». Αθήνα ΕΜΠ 2015
17. Computers & Structures INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California
18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
19. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003

20. IEA (2013), IEA Technology Roadmap: Wind Energy, OECD/IEA, Paris.2013 Edition.
21. Das K. & Cutululis N.A., (2017) “Offshore Wind Power Plant Technology Catalogue-Components of wind power plants, AC collection system and HVDC systems”, Technical University of Denmark.
22. SeaWind (2015). “Παραδοτέο Π8.1: Οδηγίες Προκαταρκτικού Σχεδιασμού Σταθερών Υπεράκτιων Ανεμογεννητριών.”
23. SeaWind (2015). “Παραδοτέο Π8.2: Πιλοτικός Προκαταρκτικός Σχεδιασμός & Διαστασιολόγηση Σταθερής Υπεράκτιας Ανεμογεννήτριας.”
24. Wiser, R. et al. (2011), “Wind Energy” in O. Edenhofer et al. (eds), IPCC Special Report on Renewable Energy Sources and Climate Change Mitigation, Cambridge University Press, Cambridge and New York.