

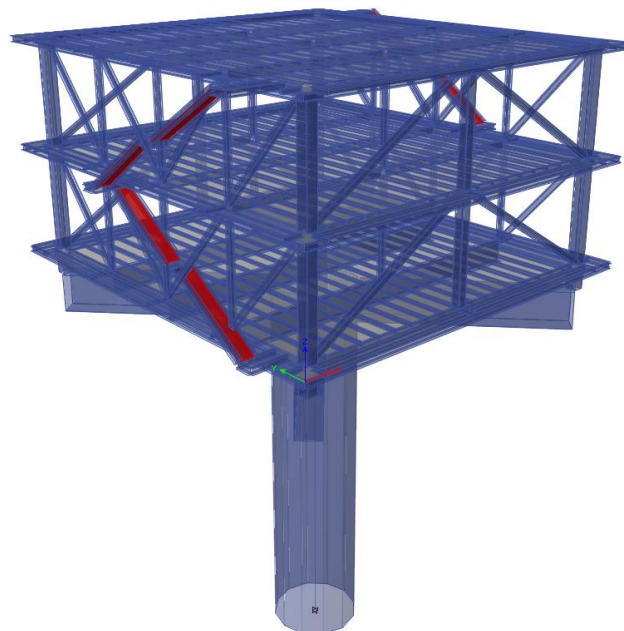


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Δικτυωτού Μεταλλικού Φορέα για
Υποσταθμό Ηλεκτρικής Ενέργειας Θαλάσσιου
Αιολικού Πάρκου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νικόλαος Ν. Μπούσιος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/23

Μπούσιος Ν. (2018).
Σχεδιασμός δικτυωτού μεταλλικού φορέα για υποσταθμό ηλεκτρικής ενέργειας θαλάσσιου
αιολικού πάρκου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/23
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bousios N. (2018).
Design of a steel truss structure for an offshore wind farm electrical substation
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/23
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά Στοιχεία	6
1.2 Σκοπός	9
1.3 Οργάνωση περιεχομένων	9
2 Περιγραφή του προβλήματος	10
2.1 Εισαγωγή	10
2.2 Γεωμετρία	11
2.3 Υλικά	11
2.4 Στατικό σύστημα	11
2.5 Φάση Ανέγερσης	22
3 Δράσεις Υπολογισμού	28
3.1 Μόνιμα Φορτία	28
3.1.1 Ίδιο βάρος φορέα	28
3.1.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία	29
3.2 Μεταβλητές δράσεις	29
3.3 Φορτία Ανέμου	31
3.3.1 Ταχύτητα ανέμου και πίεση ταχύτητας αιχμής	32
3.3.2 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης cp	34
3.3.3 Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής cscd	37
3.3.4 Υπολογισμός φορτίων ανέμου	38
3.4 Φορτία Χιονιού	39
3.5 Φορτία Σεισμού	40
3.5.1 Σεισμικές ζώνες – Εδαφική επιτάχυνση – Συντελεστής σπουδαιότητας	40
3.5.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης	42
3.5.3 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά	44
3.5.4 Υπολογισμός μαζών	44
3.5.5 Κατηγορίες πλαστιμότητας	45
3.5.6 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης – Τέμνουσα δύναμη βάσης	46
3.5.7 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων	47
3.5.8 Ιδιομορφές φορέα	50
4 Συνδυασμοί Δράσεων	54
4.1 Οριακές καταστάσεις	54
4.1.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας	54
4.1.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	54
4.2 Βασική ανίσωση ελέγχου και συντελεστές ασφαλείας	54
4.3 Είδη δράσεων και επιμέρους συντελεστών ασφαλείας	55
4.4 Συνδυασμοί δράσεων	57
4.4.1 Συνδυασμοί οριακών καταστάσεων αστοχίας	57
4.4.2 Συνδυασμοί οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας	59
5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση	60
5.1 Μέθοδοι ανάλυσης	60
5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	60

5.2.1	Αντοχή διατομών	60
5.2.2	Αντοχή μελών	62
5.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	65
5.4	Περιορισμός βλαβών	66
5.5	Αποτελέσματα ανάλυσης	67
5.5.1	Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερου βασικού συνδυασμού αστοχίας	69
5.5.2	Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού	80
5.5.3	Εντατικά μεγέθη κατά τη φάση ανέγερσης	88
5.5.4	Μετακινήσεις σχεδιασμού.....	90
5.5.5	Ποσοστά εκμετάλλευσης	91
5.5.6	Βάρος μεταλλικού φορέα	95
6	Βιβλιογραφία	96

**Σχεδιασμός δικτυωτού μεταλλικού φορέα για υποσταθμό ηλεκτρικής
ενέργειας θαλάσσιου αιολικού πάρκου
Μπούσιος Ν. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)**

Περίληψη

Μελετάται και διαστασιολογείται βάσει Ευρωκωδίκων ο μεταλλικός φορέας υποσταθμού για θαλάσσιο αιολικό πάρκο εγκατεστημένης ισχύος 216 MW στα ανοιχτά της Αλεξανδρούπολης. Το στατικό σύστημα, η γεωμετρία, το βάρος και ο τύπος του εξοπλισμού επιλέχθηκαν στα πρότυπα του εν λειτουργία υποσταθμού του θαλάσσιου αιολικού πάρκου «London Array» που βρίσκεται νοτιοανατολικά του Ηνωμένου Βασιλείου. Πρόκειται για δικτυωτό φορέα σχεδιασμένο ώστε να επιτρέπεται η μεταφορά και ανύψωσή του ως ενιαία κατασκευή για την τοποθέτησή επί μονού πασσάλου διαμέτρου 6 m.

Ο υποσταθμός είναι κατασκευασμένος εξ' ολοκλήρου από χάλυβα ποιότητας S355. Αποτελείται από 2 ορόφους διαστάσεων 26 m x 28 m, δηλαδή η κάτοψή του καλύπτει επιφάνεια 728 m², ενώ το ύψος του φορέα είναι 14 m. Τα φορτία μεταφέρονται στον πάσσαλο μέσω ενός σταυροειδούς τμήματος προσαρμογής από τέσσερις δοκούς που λειτουργούν ως πρόβολοι. Το κομμάτι προσαρμογής συνδέεται στην κορυφή του πασσάλου, ο οποίος έχει ύψος 28 m από το βυθό. Ο υποσταθμός, το κομμάτι προσαρμογής και ο πάσσαλος κατασκευάζονται σε ναυπηγείο στη στεριά και στη συνέχεια μεταφέρονται και τοποθετούνται στη θέση του έργου με τη βοήθεια φορητών πλοίων και γερανών.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2018/23

**Design of a steel truss structure for an offshore wind farm electrical
substation**

Bousios N. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The steel structure for an offshore electrical substation of a 216 MW wind farm, located near Alexandroupoli, is designed based on the Eurocodes. The load resisting system, the geometry of the structure and the weight of the electro-mechanical equipment were chosen based on the substation of the offshore wind farm “London Array”, located south east of the United Kingdom. It is a steel truss structure designed to allow transportation to the site and erection in the form of a single building that is placed on top of a 6 m diameter monopile.

The substation is made entirely of S355 structural steel. There are 2 storeys with dimensions 26 m x 28 m, for a total plan area of 728 m², and a structure height of 14 m. The applied loads reach the pile through a cross-shaped transition piece that consists of four cantilever beams. The transition piece is connected with the top of the pile at a height of 28 m from the seabed. The substation, the transition piece and the pile are constructed at a shipyard onshore and then they are transported and lifted into position with heavy-lift vessels.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, που στάθηκε δίπλα μου καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου. Τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την πολύτιμη βοήθειά του κατά την επίβλεψη της εργασίας και τέλος, τους φίλους μου που με τη στήριξή τους συνέβαλλαν σημαντικά στην πορεία μου τα τελευταία χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά Στοιχεία

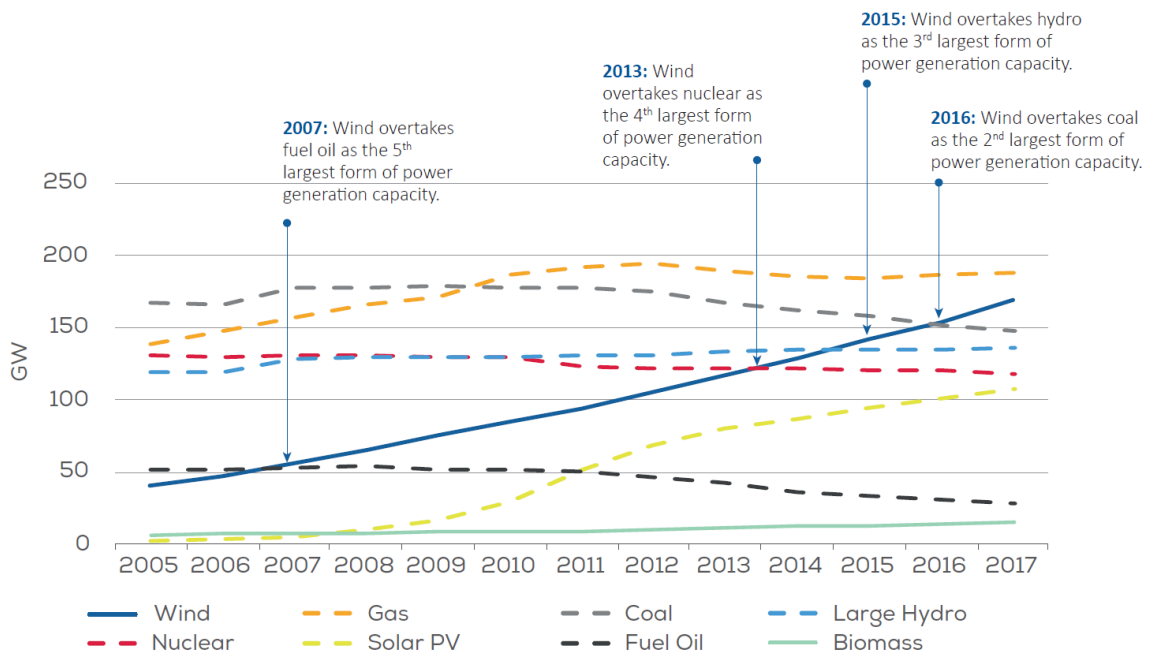
Η διαρκώς αυξανόμενη ενεργειακή ζήτηση σε συνδυασμό με τις περιβαλλοντικές επιπτώσεις αυτής κάνουν φανερή την ανάγκη για εκμετάλλευση των ανανεώσιμων πηγών ενέργειας (ΑΠΕ). Συνηθισμένες τέτοιες πηγές ενέργειας είναι ο ήλιος, ο άνεμος, η γεωθερμία και η θάλασσα. Αυτές είναι σαφώς φιλικότερες προς το περιβάλλον καθώς μειώνουν τις εκπομπές αερίων που ευθύνονται για το φαινόμενο του θερμοκηπίου. Η αιολική ενέργεια συγκεκριμένα έχει γίνει ιδιαίτερα δημοφιλής στην Ευρώπη τα τελευταία χρόνια και η τεχνολογία αναπτύσσεται ταχύτατα. Αυτό φαίνεται και από το Σχήμα 1.1 το οποίο δείχνει την εγκατεστημένη παραγωγική ικανότητα από τις διάφορες πηγές ενέργειας την περίοδο 2005 – 2017 (πηγή: [WindEurope](#)). Ενδιαφέρον έχει το γεγονός πως η αιολική ενέργεια μετά το 2016 βρίσκεται στη 2^η θέση εγκατεστημένης παραγωγικής ικανότητας στην Ευρώπη, ενώ πρώτο παραμένει το φυσικό αέριο.

Για να έχουν μέγιστη απόδοση, τα αιολικά πάρκα κατασκευάζονται σε περιοχές με υψηλές ταχύτητες ανέμου καθ' όλη τη διάρκεια του έτους. Τέτοιες είναι οι ορεινές, παράκτιες και υπεράκτιες. Τα υπεράκτια αιολικά πάρκα παρουσιάζουν αρκετά πλεονεκτήματα. Τα κυριότερα είναι πως δε δεσμεύονται από τους εδαφικούς περιορισμούς της στεριάς όπως η εύρεση επαρκούς χώρου τοποθέτησης των ανεμογεννητριών, ενώ η ταχύτητες ανέμου φαίνεται να είναι μεγαλύτερες και με μικρότερη τύρβη, αφού στη θάλασσα δεν υπάρχουν εμπόδια και άλλοι μορφολογικοί παράγοντες που την επηρεάζουν.

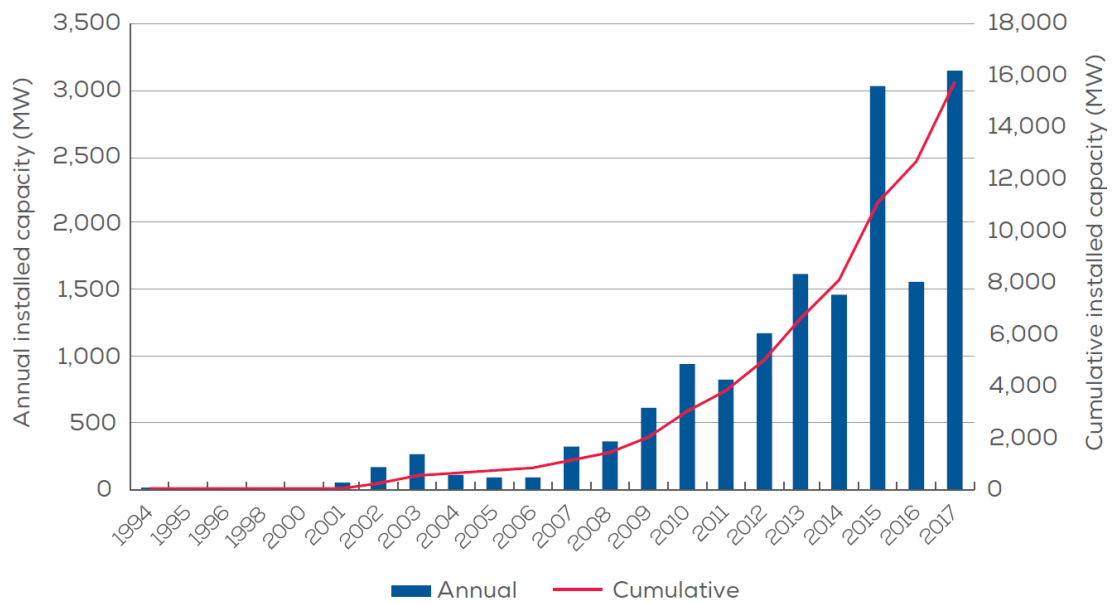
Παλαιότερα η διαφορά του κόστους των υπεράκτιων αιολικών πάρκων σε σχέση με αυτό των χερσαίων ήταν αρκετά μεγάλο. Το κόστος της τοποθέτησης, του απαραίτητου εξοπλισμού και τα έξοδα συντήρησης κατά της διάβρωσης τα καθιστούσαν ασύμφορα και έτσι τα υπεράκτια πάρκα ήταν ελάχιστα. Με την ανάπτυξη όμως της τεχνολογίας των ανεμογεννητριών και την αύξηση της απόδοσής τους, σε συνδυασμό με τα πλεονεκτήματα που προσφέρουν τα θαλάσσια αιολικά πάρκα αποτελούν μία ταχύτατα αναπτυσσόμενη εναλλακτική, κάτι που φαίνεται και από το Σχήμα 1.2.

Το 2017 μόνο εγκαταστάθηκαν 15640 MW σε χερσαία και 3150 MW σε υπεράκτια αιολικά πάρκα. Σύμφωνα με την [WindEurope](#), σε σχέση με το 2016 υπήρξε αύξηση κατά 14.3% στις χερσαίες και 101% στις υπεράκτιες εγκαταστάσεις. Επίσης, η συνολική υπεράκτια εγκατεστημένη ισχύς στα τέλη του 2017 υπολογίζεται 15.7 GW ενώ το 2020 προβλέπεται πως η ισχύς αυτή θα φτάσει τα 25 GW. Τέλος, το 2017 κατασκευάστηκε το πρώτο πλωτό αιολικό πάρκο στην Ευρώπη δίνοντας ακόμα περισσότερες προοπτικές ανάπτυξης στην τεχνολογία.

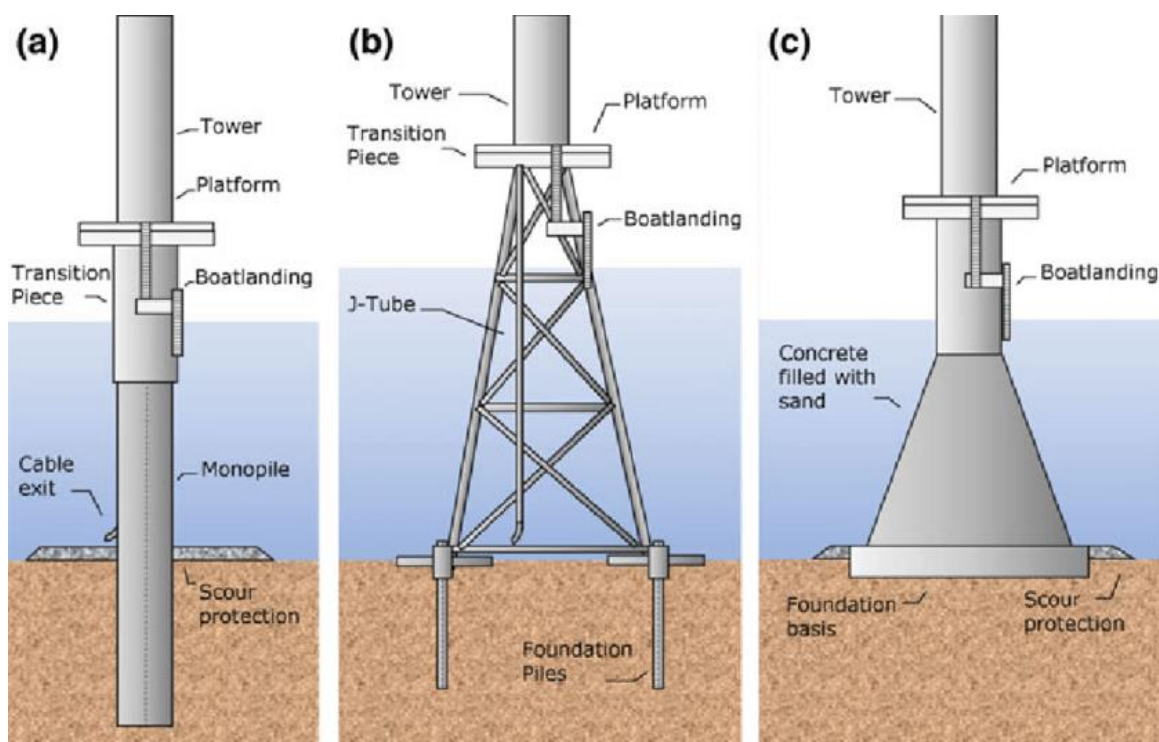
Εκτός από το πλωτό αιολικό πάρκο, ο πιο συνηθισμένος φορέας που χρησιμοποιείται για τη θεμελίωση είναι ο μονοπάσσαλος (monopile) που καταλαμβάνει το 87% των περιπτώσεων. Αυτός είναι ουσιαστικά ένας πάσσαλος κυκλικής διατομής που εμπηγνύεται στον πυθμένα. Ο πάσσαλος έχει συνήθως διάμετρο 4.5-9m ενώ το πάχος της διατομής που χρησιμοποιείται ποικίλλει ανάλογα με την περίπτωση, φτάνοντας μέχρι και τα 150mm. Άλλες μορφές θεμελίωσης είναι ο δικτυωτός φορέας (jacket) και η βάση από σκυρόδεμα καταλαμβάνοντας το 9% και 2% αντίστοιχα (Σχήμα 1.3).



Σχήμα 1.1: Η συνολική εγκατεστημένη ισχύς στην Ευρωπαϊκή Ένωση την περίοδο 2005-2017.



Σχήμα 1.2: Η ετήσια και η συσσωρευμένη παραγωγική ικανότητα των υπεράκτιων αιολικών πάρκων στην Ευρώπη.



Σχήμα 1.3: Συνηθισμένοι τρόποι θεμελίωσης υπεράκτιων αιολικών πάρκων (πηγή <https://www.researchgate.net>, J. Klijnsstra et al, 2017).

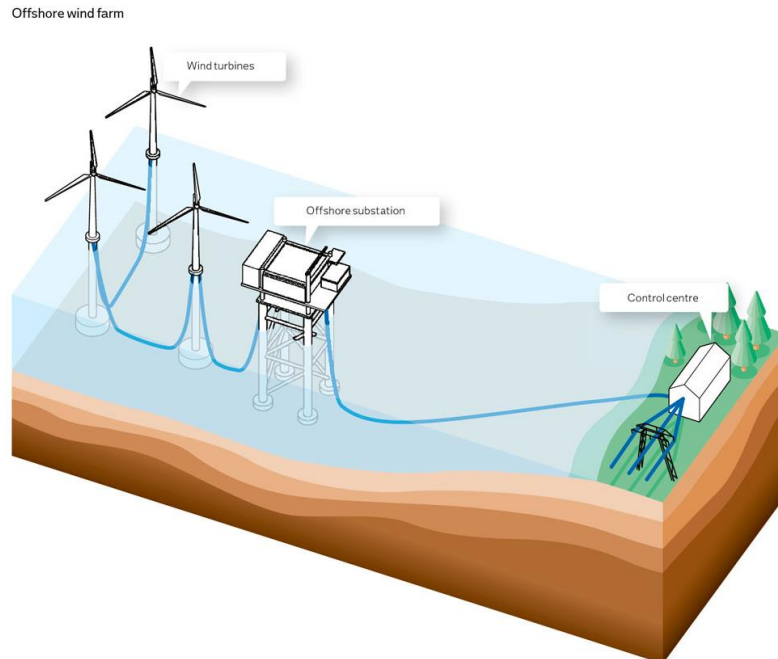
Τα βασικά μέρη ενός υπεράκτιου αιολικού πάρκου είναι τρία: οι ανεμογεννήτριες, ο υπεράκτιος υποσταθμός και ο χερσαίος υποσταθμός. Οι ανεμογεννήτριες συνδέονται με τον υπεράκτιο υποσταθμό, αυτός συνδέεται με το χερσαίο και από εκεί γίνεται η σύνδεση στο δίκτυο. Η διάταξη αυτή φαίνεται στο Σχήμα 1.4.

Ο υπεράκτιος υποσταθμός είναι προαιρετικός στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Η απόσταση του πάρκου από τη στεριά είναι μικρή (πχ λιγότερο από 15 km)
- Η σύνδεση με το δίκτυο γίνεται στο επίπεδο της τάσης του πάρκου, μικρότερη από 33 kV
- Η εγκατεστημένη ισχύς του πάρκου είναι μικρή (πχ λιγότερο από 100 MW)

Λόγω των μεγάλων αποστάσεων μεταξύ των ανεμογεννητριών και της απόστασης από τη στεριά των υπεράκτιων αιολικών πάρκων, αλλά και της μεγάλης ισχύς που έχουν συνήθως, οι συνδέσεις πρέπει να γίνονται σε υψηλό επίπεδο τάσης για να μειωθούν οι απώλειες. Με την αύξηση της τάσης επιτυγχάνεται και η μείωση του αριθμού των υποβρύχιων καλωδίων που φτάνουν στη στεριά.

Η αύξηση αυτή της τάσης γίνεται με μετασχηματιστές στην έξοδο των ανεμογεννητριών και ύστερα σε μεγαλύτερο βαθμό γίνεται στον υπεράκτιο υποσταθμό. Για τη μεταφορά στη στεριά υπάρχουν δύο τεχνολογίες: η High Voltage – Alternating Current (HVAC), που χρησιμοποιεί εναλλασσόμενο ρεύμα υψηλής τάσης, και η High Voltage – Direct Current (HVDC), που χρησιμοποιεί συνεχές ρεύμα υψηλής τάσης. Γενικά η AC τεχνολογία έχει μεγαλύτερες διηλεκτρικές απώλειες ανάλογες του μήκους των καλωδίων ενώ η DC τεχνολογία απαιτεί ακριβό αλλά και αρκετά πιο βαρύ εξοπλισμό μετασχηματισμού. Σχετικά με το περιβάλλον, η AC τεχνολογία παράγει χαμηλότερο μαγνητικό πεδίο αλλά απαιτεί μεγαλύτερο αριθμό καλωδίων σε σχέση με την DC. Η επιλογή τεχνολογίας δεν είναι ξεκάθαρη και απαιτεί ειδική μελέτη.



Σχήμα 1.4: Διάταξη ενός υπεράκτιου αιολικού πάρκου. (Πηγή: <https://corporate.vattenfall.com>)

1.2 Σκοπός

Σκοπός της εργασίας που ακολουθεί είναι η μελέτη, δηλαδή ο σχεδιασμός και διαστασιολόγηση, ενός υπεράκτιου υποσταθμού σε αιολικό πάρκο ισχύος 216 MW στα ανοιχτά της Αλεξανδρούπολης. Η κατασκευή αυτή είναι μείζονος σημασίας για το αιολικό πάρκο, καθώς μία βλάβη ή δυσλειτουργία σημαίνει τη διακοπή παραγωγής ενέργειας ολόκληρου του πάρκου. Έτσι έγινε προσπάθεια να παρουσιαστεί μια λύση όσο το δυνατόν ασφαλέστερη αλλά και οικονομικότερη.

Ο σχεδιασμός έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες. Η προσομοίωση του φορέα έγινε με τη χρήση του προγράμματος ETABS 2016 της CSI. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε θα παρουσιαστεί αναλυτικά στα επόμενα κεφάλαια.

1.3 Οργάνωση περιεχομένων

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του προβλήματος. Αναλύεται η γεωμετρία, το στατικό σύστημα και των υλικών που επιλέχθηκαν. Επίσης γίνεται εκτενής παρουσίαση της φάσης ανέγερσης του έργου. Στο τρίτο κεφάλαιο αναφέρονται οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη κατά την ανάλυση του υποσταθμού, ενώ στο τέταρτο κεφάλαιο αναπτύσσονται οι συνδυασμοί των δράσεων αυτών με τους οποίους έγινε η διαστασιολόγηση. Τέλος, στο πέμπτο κεφάλαιο φαίνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι του σχεδιασμού και τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

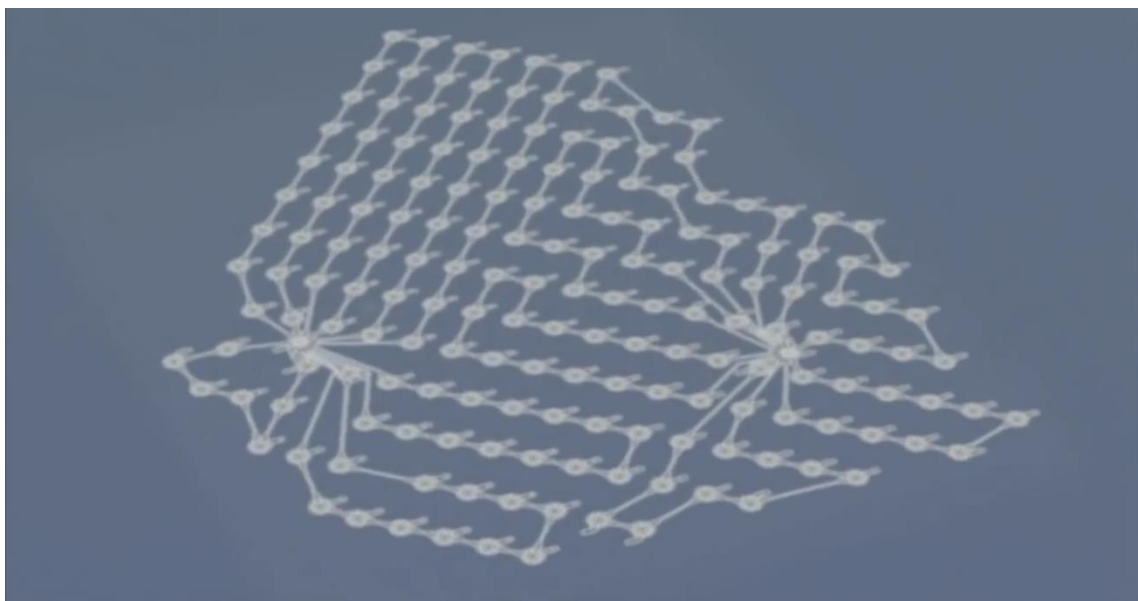
2 Περιγραφή του προβλήματος

2.1 Εισαγωγή

Ο σχεδιασμός του υποσταθμού έγινε έχοντας σαν πρότυπο παρόμοιους υποσταθμούς που κατασκευάστηκαν για το πάρκο London Array. Συνοπτικά αυτό βρίσκεται στο ανατολικό προς νότιο μέρος του Ηνωμένου Βασιλείου, αποτελείται από 175 ανεμογεννήτριες ισχύος 3.6 MW η καθεμία, δίνοντας μια συνολική εγκατεστημένη ισχύ 630 MW. Την ανύψωση της τάσης και τη μεταφορά της ενέργειας στη στεριά τη διαχειρίζονται δύο όμοιοι υπεράκτιοι υποσταθμοί ενώ η τεχνολογία που χρησιμοποιείται είναι HVAC. Ο ένας εκ των δύο υποσταθμών φαίνεται στο Σχήμα 2.1, ενώ η διάταξη των ανεμογεννητριών και των υποσταθμών φαίνονται στο Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.1: Υποσταθμός του πάρκου London Array



Σχήμα 2.2: Διάταξη ανεμογεννητριών και υποσταθμών στο πάρκο London Array. Οι καταλήξεις των καλωδίων είναι η θέση του κάθε υποσταθμού.

2.2 Γεωμετρία

Ο υποσταθμός που σχεδιάστηκε έχει 2 ορόφους, ύψους 7 m έκαστος, με σημαντικό μηχανολογικό εξοπλισμό τοποθετημένο και στην πλάκα της οροφής, έχοντας συνολικό ύψος φορέα τα 14 m, αλλά συνολικό ύψος κτιρίου σχεδόν 21 m. Η κάτοψή του είναι ορθογωνική με διαστάσεις 26 m x 28 m, δηλαδή κάθε όροφος καλύπτει 728 m². Οι διαστάσεις επιλέχθηκαν με τη λογική της ανάγκης χώρου σε ένα τέτοιο έργο που φιλοξενεί βαρύ εξοπλισμό. Ο τρόπος θεμελίωσης επιλέχθηκε ο μονοπάσσαλος (monopile), ενώ το βάθος έμπηξης του πασσάλου θεωρήθηκε στα 28 m.

Η μετάβαση μεταξύ των ορόφων πραγματοποιείται με σκάλες που τοποθετήθηκαν εξωτερικά της κάτοψης ώστε να μην δεσμεύεται χώρος στο εσωτερικό του φορέα. Ο σχεδιασμός έγινε με βάση τις οδηγίες άνεσης και ασφάλειας που αναφέρονται στο σύγγραμμα του Neufert (2003). Έτσι επιλέχθηκε το πάτημα 0.3 m και το ρίχι 0.2 m. Για το ύψος του ορόφου που είναι 7m προκύπτουν 35 σκαλοπάτια σε κάθε όροφο. Επιλέχθηκε λοιπόν, ύστερα από τα πρώτα 18 σκαλοπάτια να τοποθετηθεί ένα πλατύσκαλο για να διευκολυνθεί η ανάβαση. Το πλάτος της σκάλας ορίστηκε στο 1 m, το ίδιο και το πλάτος των πλατύσκαλων.

2.3 Υλικά

Το υλικό της κατασκευής είναι εξ ολοκλήρου δομικός χάλυβας ποιότητας S355. Έχουμε χαλύβδινα υποστυλώματα, δοκούς αλλά και πλάκες. Οι πλάκες έχουν πάχος 10 mm. Το όριο διαρροής του εν λόγω χάλυβα είναι $f_y = 355 \text{ MPa}$ και το όριο θραύσης του είναι $f_u = 510 \text{ MPa}$ για πάχη $t < 40 \text{ mm}$, ενώ για πάχη $40 \text{ mm} < t < 80 \text{ mm}$ έχουμε $f_y = 335 \text{ MPa}$ και $f_u = 470 \text{ MPa}$. Οι τιμές αυτές δίνονται στην παράγραφο 3.2.3 του EN1993-1-1:2005.

Στην ίδια παράγραφο δίνονται και οι υπόλοιπες τιμές υπολογισμού για τον δομικό χάλυβα. Πιο συγκεκριμένα:

- | | |
|---|---|
| - το μέτρο ελαστικότητας | $E = 210000 \text{ MPa}$ |
| - το μέτρο διάτμησης | $G = 81000 \text{ MPa}$, |
| - ο λόγος Poisson | $\nu = 0.3$ |
| - συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής (για $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$) | $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ |

Τέλος, ο χάλυβας έχει ειδικό βάρος $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ και πυκνότητα $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$.

2.4 Στατικό σύστημα

Το κύριο στατικό σύστημα του φορέα είναι το δικτύωμα. Συγκεκριμένα αποτελείται από τέσσερα δικτύωματα, ένα σε κάθε πλευρά όπως φαίνεται σε κάτοψη στο Σχήμα 2.5. Τα δικτύωματα είναι ανά δύο όμοια. Η μορφή τους σε όψη φαίνεται στις τομές στα Σχήματα 2.10 και 2.11.

Για τα υποστυλώματα έγινε προσπάθεια οι αποστάσεις μεταξύ τους να είναι μεγάλες ώστε να ικανοποιείται η ανάγκη του ελεύθερου χώρου. Έτσι στη διεύθυνση των 28 m έχουμε τέσσερα υποστυλώματα, ένα κάθε 6.25 m, ενώ στη διεύθυνση των 26 m έχουμε 3 υποστυλώματα, ένα κάθε 11.5 m. Η θέση των υποστυλωμάτων φαίνεται στις κατόψεις που ακολουθούν. Σε κάθε πλευρά και σε κάθε όροφο υπάρχει εξώστης πλάτους 1.5 m που εξυπηρετεί κυρίως την πρόσβαση στο κλιμακοστάσιο. Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τα μέλη φαίνονται παρακάτω στις κατόψεις του κάθε ορόφου και στις διαμήκεις τομές του υποσταθμού.

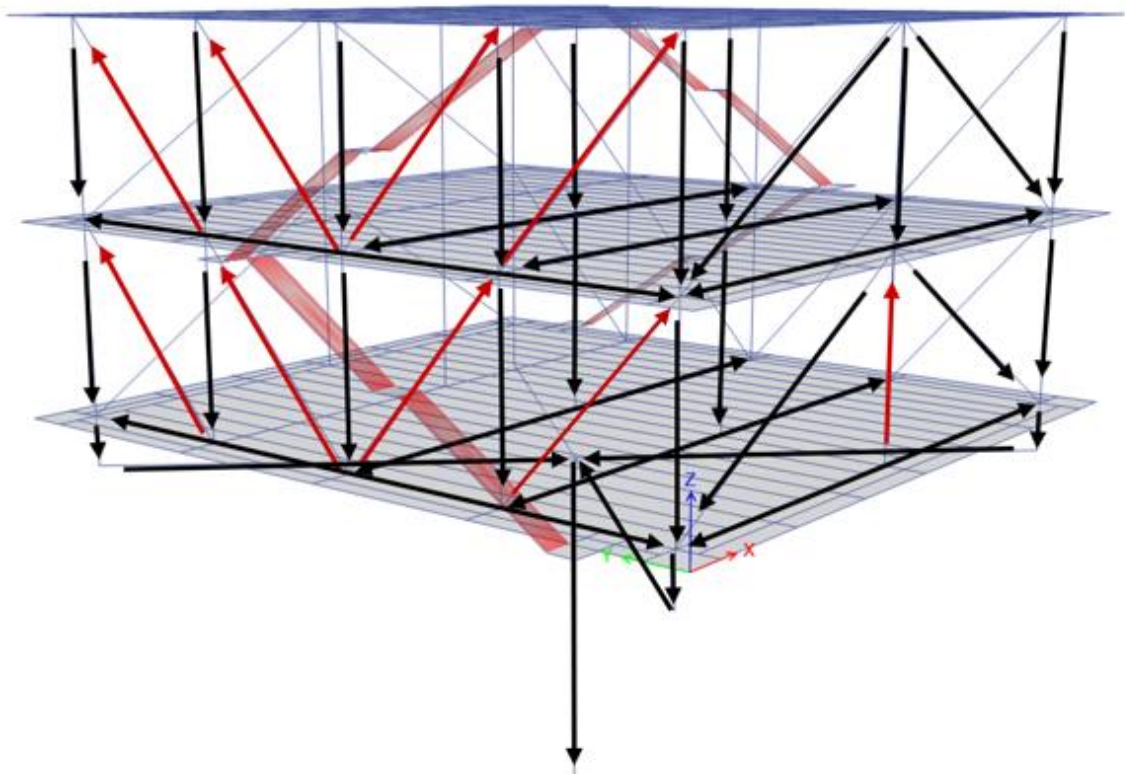
Ο τρόπος σύνδεσης του φορέα με το μονοπάσσαλο παρουσιάζει ενδιαφέρον. Ο πάσσαλος φέρει στην κορυφή του τέσσερις δοκούς μήκους 17 m που λειτουργούν ως πρόβολοι, και οι οποίες φαίνονται στην κάτοψη του Σχήματος 2.6. Οι διατομές των δοκών αυτών είναι κοίλες ορθογωνικές, με ύψος 2600mm, πλάτος 1500mm και πάχος τοιχωμάτων 60mm. Η σύνδεση του φορέα με τον πάσσαλο γίνεται μέσω αυτών των δοκών αποκλειστικά στα τέσσερα γωνιακά υποστυλώματα με τη μορφή άρθρωσης. Κατά το σχεδιασμό θεωρήθηκε πως ο φορέας με τις δοκούς δεν έχουν επαφή σε άλλο σημείο. Αυτός ο τρόπος σύνδεσης προκαλεί μεγάλη βύθιση στο κέντρο της κατασκευής λόγω των κατακόρυφων φορτίων, όμως θεωρείται απαραίτητος καθότι διευκολύνει τη ανάρτηση της πλήρους κατασκευής από γερανό για την ταχεία ανέγερση χωρίς να αλλάζει το στατικό σύστημα. Αυτό φαίνεται και από τη ροή των δυνάμεων που για την κάθε περίπτωση φαίνεται σχηματικά στα Σχήματα 2.3 και 2.4. Για αυτό το λόγο στη βάση της κατασκευής υπάρχουν 3 μεγάλες κύριες δοκοί μήκους 23 m, διατομής διπλού T, ύψους 1500mm, πλάτους πελμάτων 600mm και πάχους 40mm. Αυτές δίνουν δυσκαμψία ώστε να περιορίσουν τη βύθιση στο μέσο των πλακών και μεταφέρουν τα φορτία στα δικτυώματα που τις φέρουν (Σχήμα 2.5, Modded_1500).

Όπως έχει αναφερθεί, οι πλάκες είναι μεταλλικές πάχους 10 mm. Τα φορτία οδηγούνται από τις πλάκες στις δοκούς μέσω των διαδοκίδων και από εκεί στα υποστυλώματα για να καταλήξουν στα δικτυώματα. Ο αριθμός και το μέγεθος των διαδοκίδων προέκυψε από την ανάγκη του περιορισμού της βύθισης της πλάκας σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) καθώς ο τρόπος στήριξης προκαλεί έντονες κατακόρυφες μετατοπίσεις. Έτσι τοποθετήθηκαν διαδοκίδες ανά 1.64 m, δηλαδή 8 διαδοκίδες σε κάθε άνοιγμα των 11.5 m. Οι διαδοκίδες συνδέονται αρθρωτά με τις ενδιάμεσες κύριες δοκούς ενώ το μήκος τους είναι 6.25 m. Στην πλάκα του ισογείου και την πλάκα του 1^{ου} επιπέδου χρησιμοποιήθηκαν διαδοκίδες HEA 200 (Σχήματα 2.7 και 2.8), ενώ στην πλάκα του 2^{ου} επιπέδου χρησιμοποιήθηκαν διαδοκίδες HEA 220 (Σχήμα 2.9).

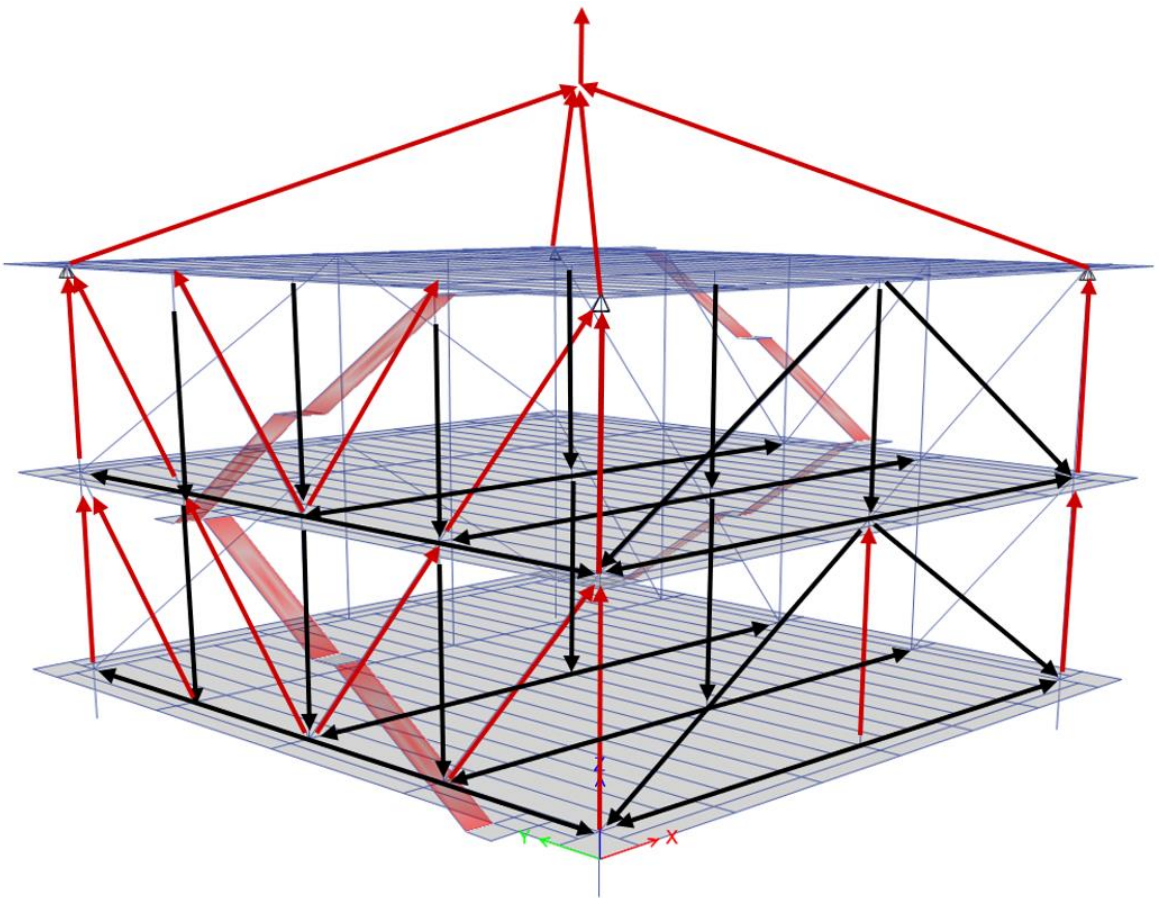
Οι ενδιάμεσες κύριες δοκοί της κάθε πλάκας συνδέονται επίσης αρθρωτά στα υποστυλώματα που τις φέρουν. Η σύνδεση των κύριων δοκών της βάσης έγινε επίσης αρθρωτά. Συνεχείς θεωρήθηκαν μόνο οι περιμετρικές δοκοί.

Αρθρωτή θεωρήθηκε και η σύνδεση των εσωτερικών υποστυλωμάτων στη βάση. Γενικά τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν συνεχή από τη βάση μέχρι την κορυφή. Από τα περιμετρικά υποστυλώματα μόνο τα γωνιακά θεωρήθηκε πως στη βάση τους συνδέονται με άρθρωση και αυτό λόγω της σύνδεσής τους με τις δοκούς του πασσάλου. Τα γωνιακά υποστυλώματα συνδέονται με τις δοκούς αυτές σε απόσταση 2.0 m από τη βάση του υποσταθμού για να μην έρχονται σε επαφή άλλα μέλη του φορέα με αυτές στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, καθώς εάν ο υποσταθμός ερχόταν σε άμεση επαφή με τον πάσσαλο θα άλλαζε το στατικό σύστημα και η ανακατανομή των δυνάμεων θα οδηγούσε σε αστοχία των μελών. Συγκεκριμένα, η απόσταση αυτή επιλέχθηκε εξ' αιτίας των μεγάλων κύριων δοκών (Modded_1500) στη βάση του υποσταθμού που το ύψος της διατομής τους φτάνει το 1.5 m ενώ η μεγαλύτερη βύθιση του ισογείου κατά το σχεδιασμό υπολογίστηκε ίση με 305mm. Έτσι υπάρχει κενό 195 mm μεταξύ του πασσάλου και των κύριων δοκών που δεν υπερβαίνεται για κανέναν συνδυασμό δράσεων.

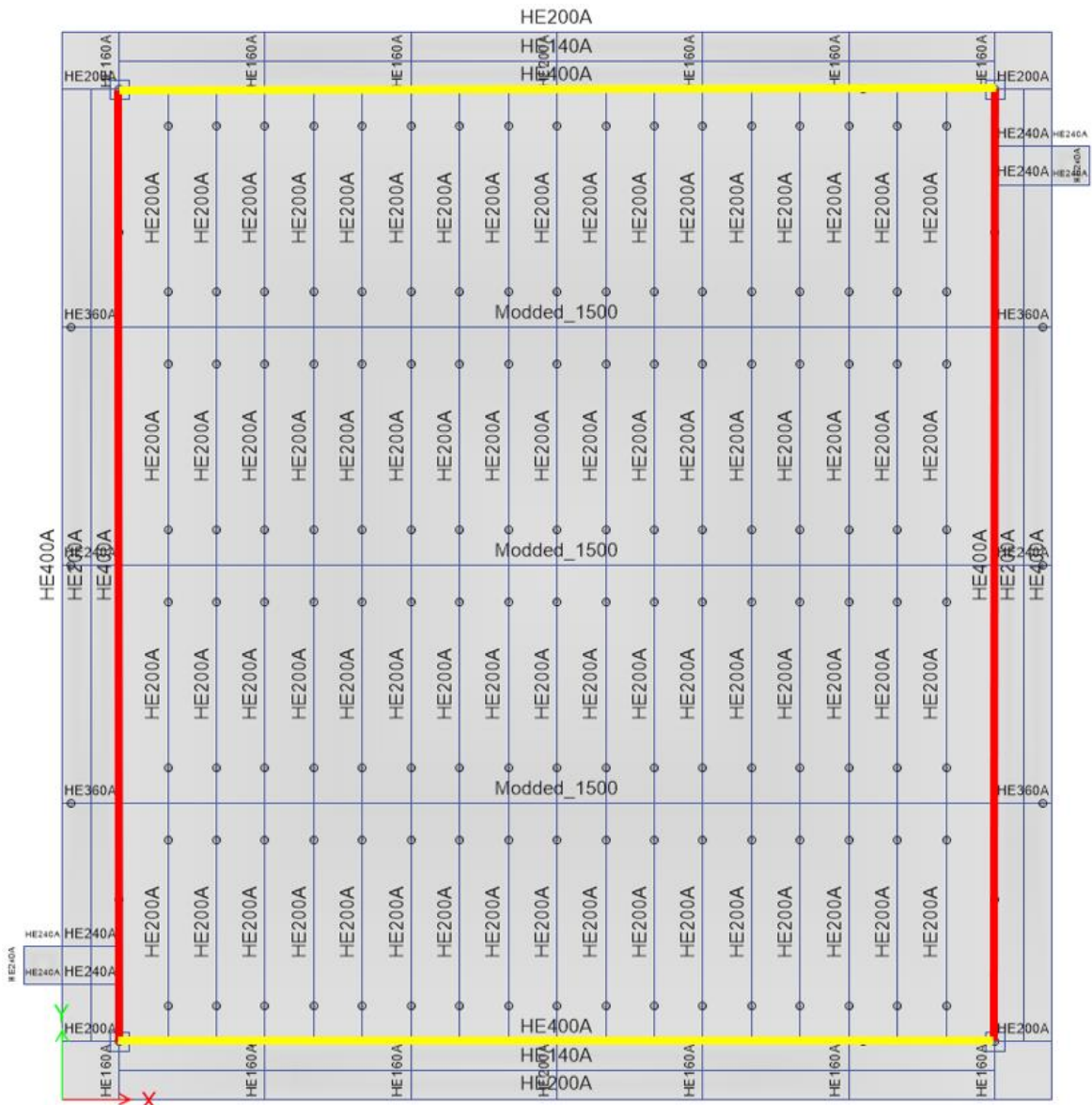
Τέλος, ο πάσσαλος θεωρείται πως εδράζεται σε πάκτωση στη βάση του. Η διατομή του είναι κυκλική, διαμέτρου 6 m και πάχους τοιχώματος 60 mm. Το ύψος του από τη θεμελίωση μέχρι τη θέση σύνδεσης με τον υποσταθμό θεωρήθηκε στα 28 m. Για τη διατομή του ακολουθήθηκε μια συνηθισμένη τακτική όπου ο πάσσαλος που φέρει τον υποσταθμό είναι ο ίδιος με αυτόν των ανεμογεννητριών. Σαν διατομή μπορεί να μην είναι η πιο οικονομική αποκλειστικά για τον υποσταθμό αλλά κατά την παραγγελία των πασσάλων όλου του πάρκου δεν υπάρχουν διαφορετικές διατομές και δημιουργείται τυποποίηση.



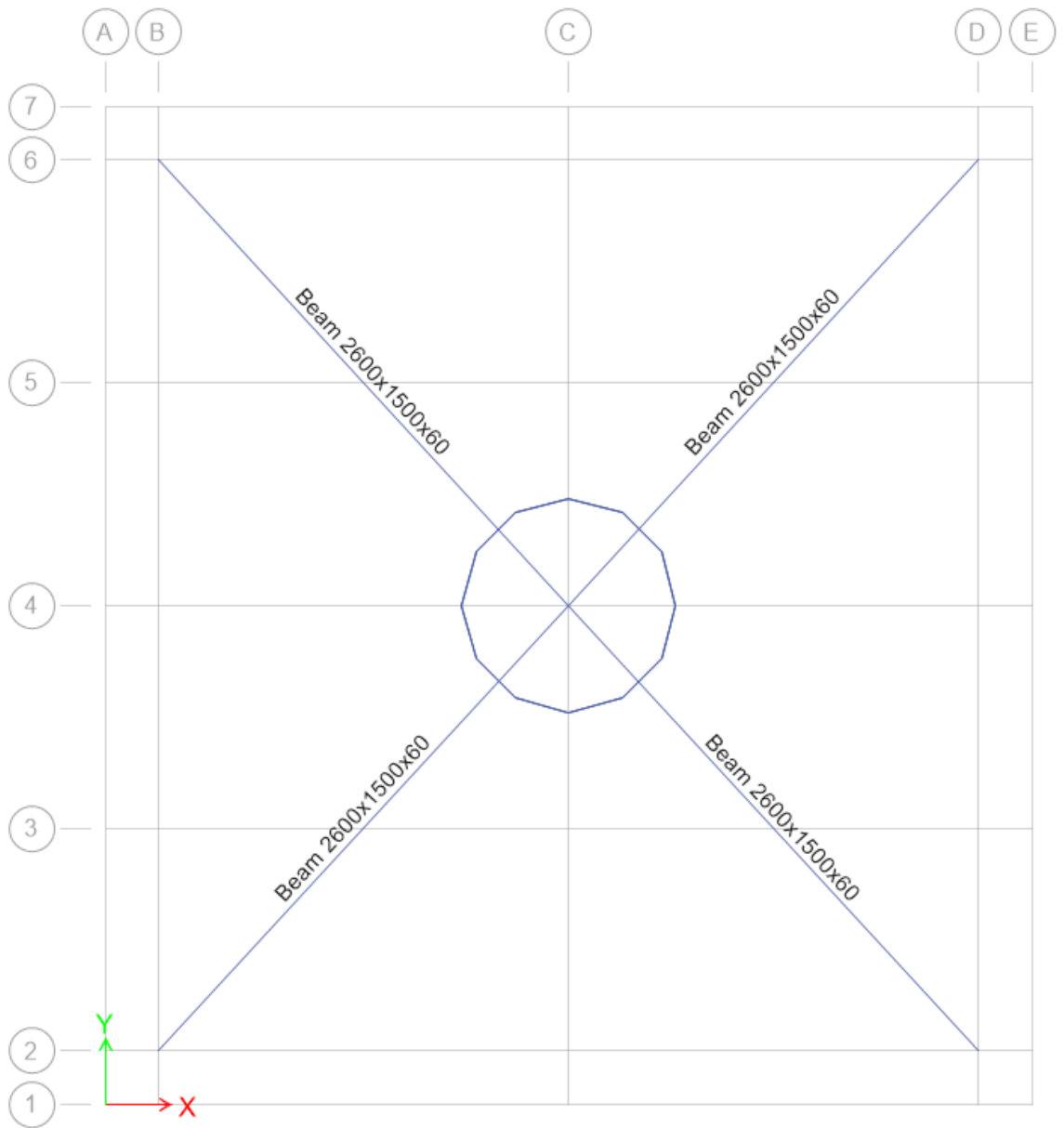
Σχήμα 2.3: Ροή των δυνάμεων κατά τη φάση λειτουργίας του υποσταθμού.



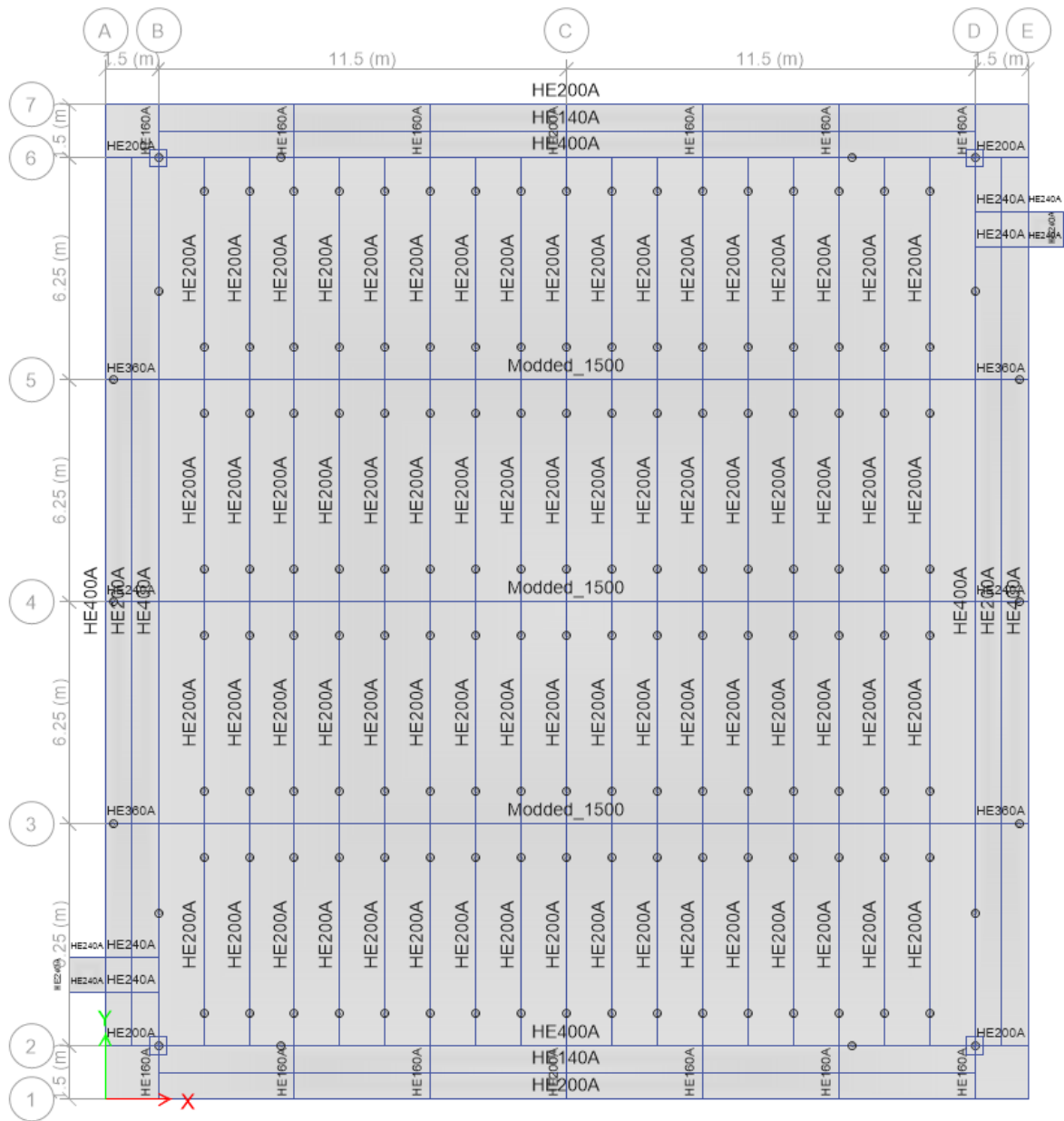
Σχήμα 2.4: Ροή των δυνάμεων κατά τη φάση ανέγερσης του υποσταθμού.



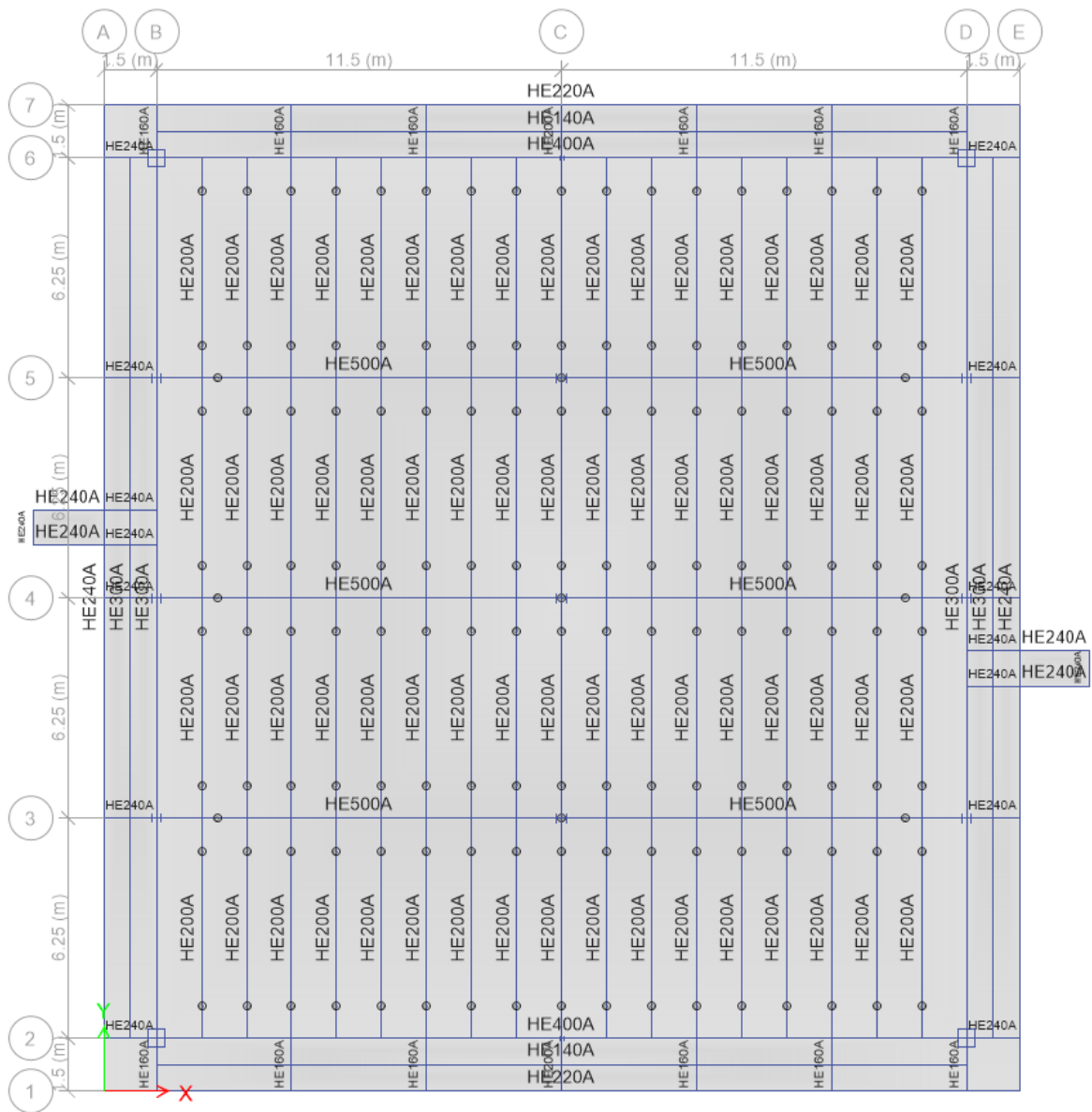
Σχήμα 2.5: Κάτοψη του φορέα. Με χρώμα φαίνονται οι θέσεις των δικτυωμάτων τα οποία ανά 2 είναι όμοια.



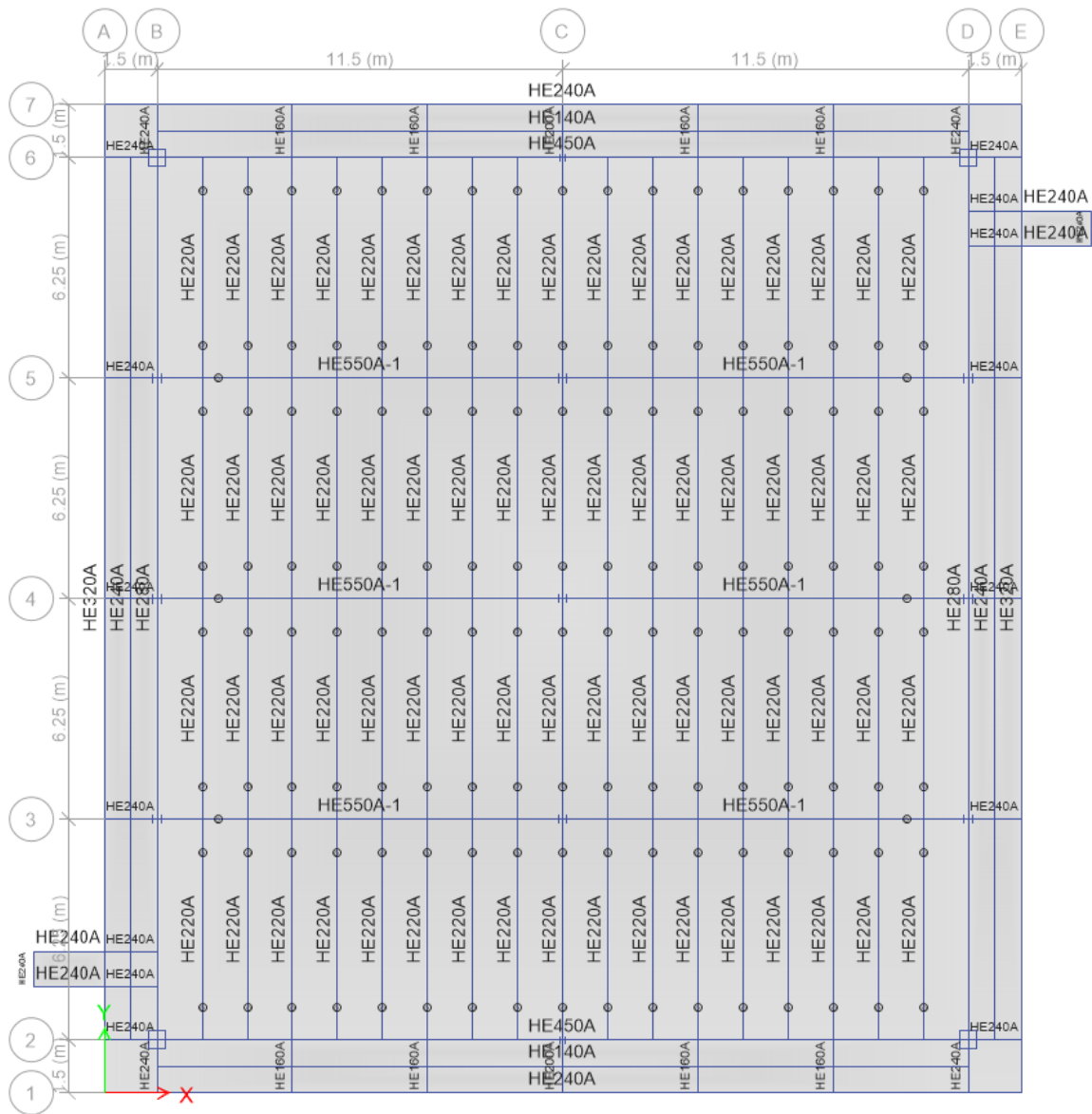
Σχήμα 2.6: Κάτοψη κορυφής πασσάλου. Στις άκρες των δοκών γίνεται η σύνδεση με το φορέα..



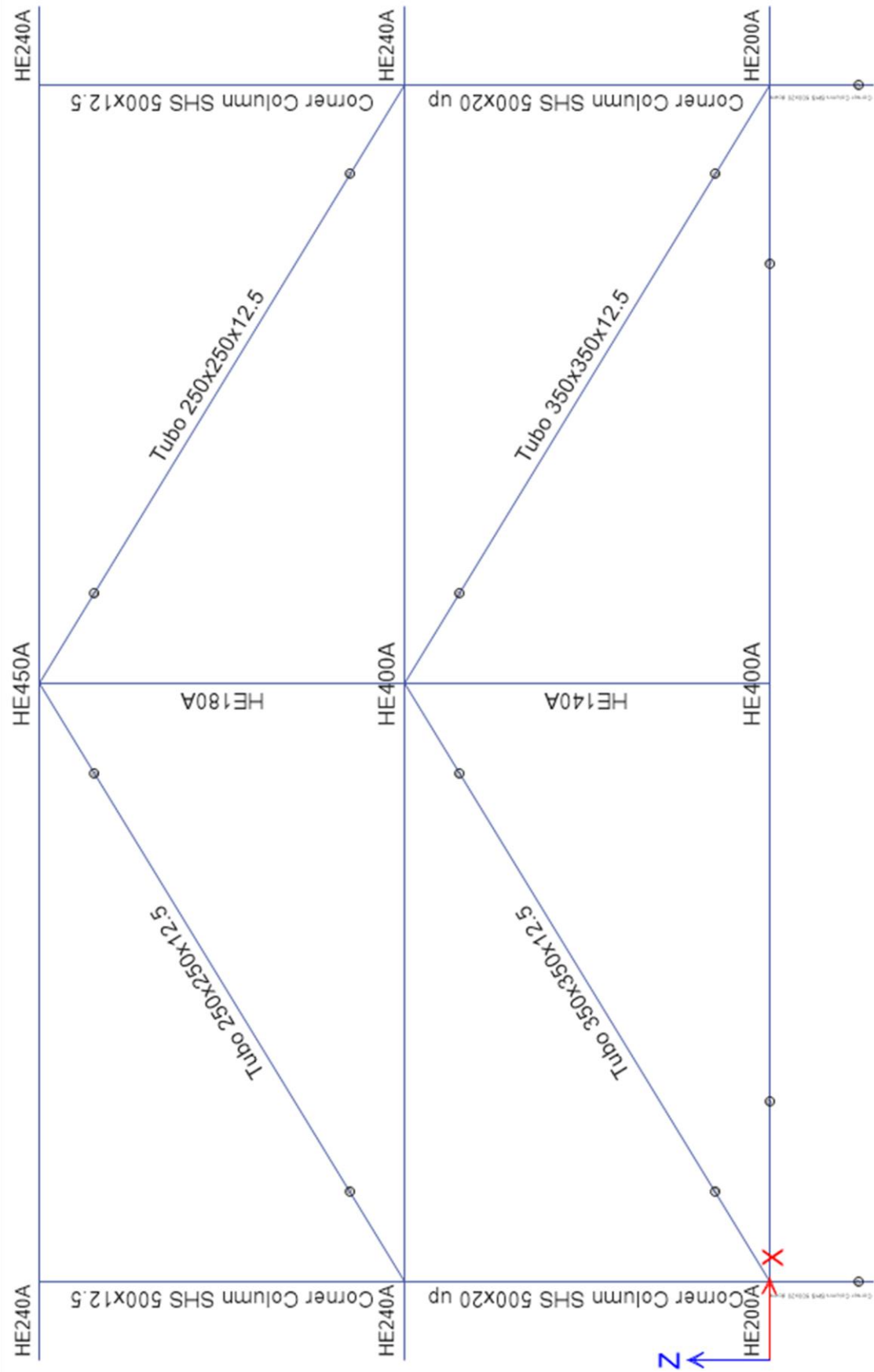
Σχήμα 2.7: Κάτοψη «ισογείου» ($z = 0$ m).



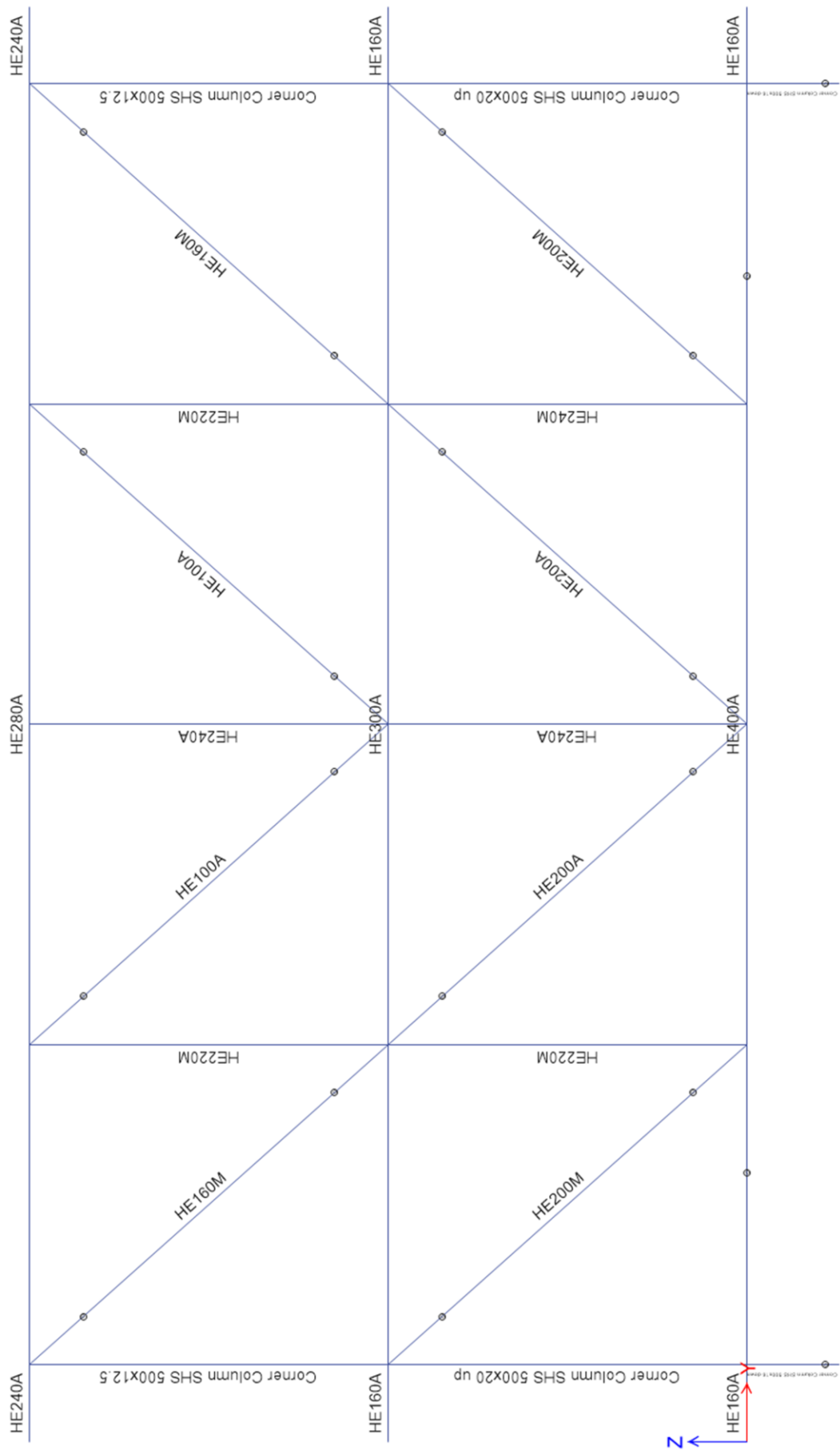
Σχήμα 2.8: Κάτοψη 1^{ου} ορόφου (z = 7 m).



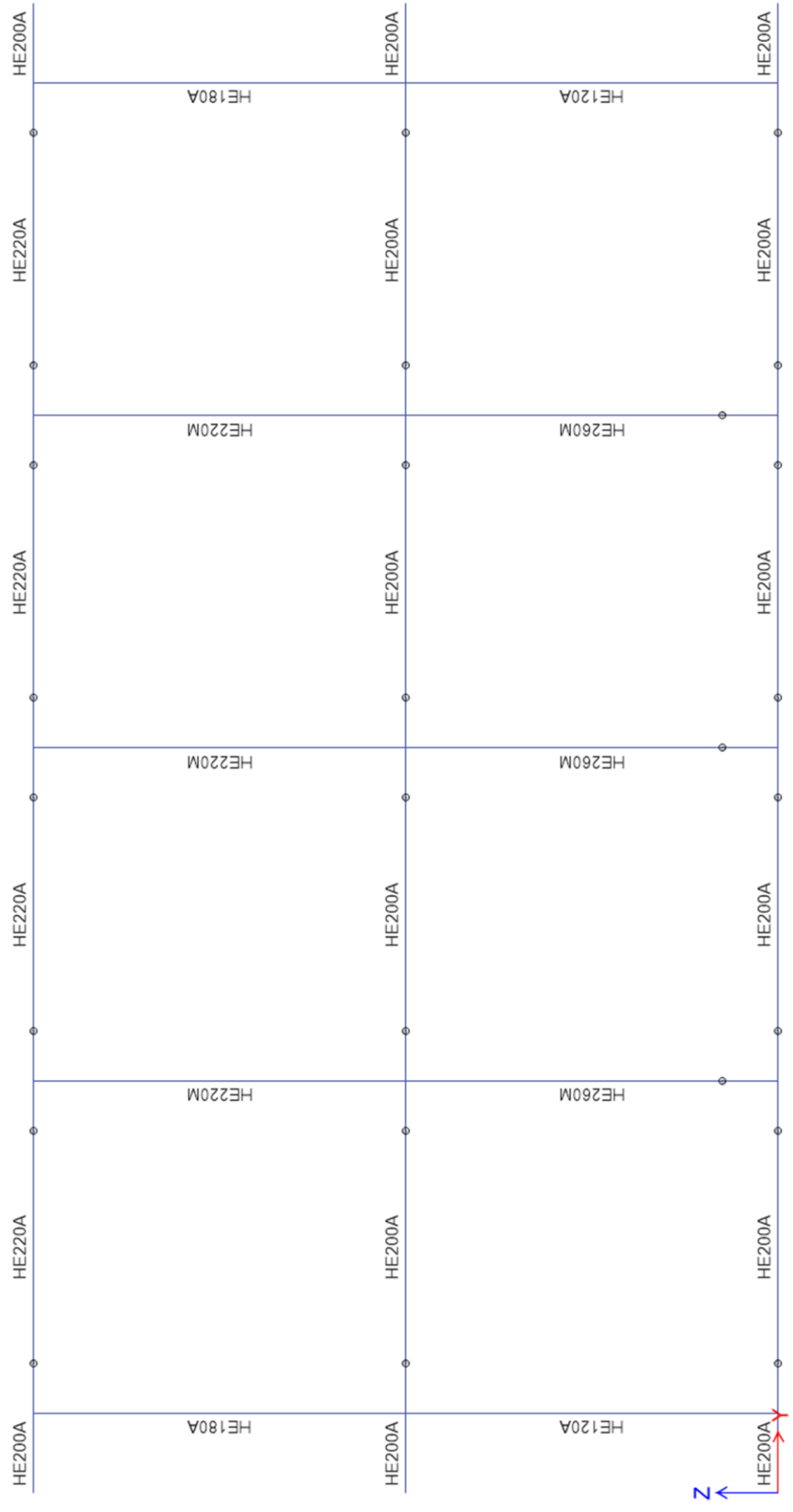
Σχήμα 2.9: Κάτοψη 2^{ου} ορόφου (z = 14 m).



Σχήμα 2.10: Τομή 2-2



Σχήμα 2.11: Τομή Β-Β



Σχήμα 2.12: Τομή C-C

2.5 Φάση Ανέγερσης

Η κατασκευή του υποσταθμού γίνεται σε ναυπηγείο για να εξασφαλιστούν οι κατάλληλες συνθήκες για να γίνουν οι συγκολλήσεις των συνδέσεων χωρίς πρόβλημα, καθώς η ποιότητα των συγκολλήσεων εξαρτάται κατά μεγάλο βαθμό από τους περιβαλλοντικούς παράγοντες. Ωστόσο, ο κύριος λόγος που η κατασκευή υλοποιείται στο ναυπηγείο είναι πως είναι πιο οικονομικός και πιο εύκολος από την περίπτωση που η κατασκευή γινόταν εξ' ολοκλήρου στη θάλασσα. Σε ναυπηγείο κατασκευάζονται επίσης ο πάσσαλος της θεμελίωσης αλλά και το κομμάτι προσαρμογής με το οποίο μεταφέρονται οι δράσεις από τον υποσταθμό στο μονοπάσσαλο. Από τα ναυπηγεία τα τμήματα τοποθετούνται σε φορτηγά πλοία με προορισμό τη θέση του έργου.

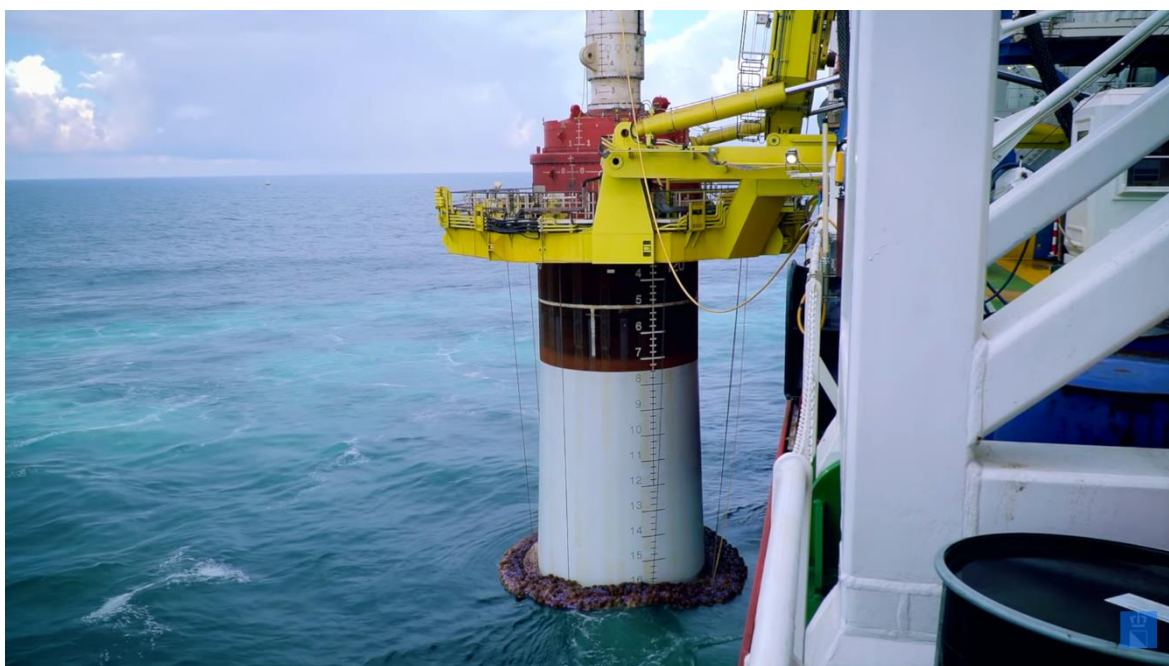
Αρχικά πρέπει να τοποθετηθεί και να εμπευχθεί ο πάσσαλος στο βυθό. Αυτό γίνεται με τη χρήση ενός γερανού – σκάφους το οποίο αναρτά τον πάσσαλο πάνω από τη θέση της μελέτης και τον ακουμπά με ακρίβεια στο βυθό (Σχήμα 2.13). Για να μη χαθεί η θέση της μελέτης από τα καιρικά φαινόμενα της μελέτης πολλές φορές κατασκευάζεται και τοποθετείται πρώτα ένας οδηγός κυλινδρικού σχήματος ενώ τα σκάφη που συμμετέχουν είναι καλά αγκυρωμένα. Τελικά ο πάσσαλος εμπευγνύεται στο έδαφος, συνήθως με χρήση υδραυλικής σφύρας (Σχήμα 2.14).

Αφού εμπευχθεί ο πάσσαλος στο έδαφος μεταφέρεται στο έργο το κομμάτι συναρμογής (transition piece). Ο πάσσαλος καθαρίζεται και απομακρύνονται τυχόν προϊόντα που έχουν αναπτυχθεί στην κορυφή του λόγω της έκθεσης στο θαλασσινό νερό, και ακολουθεί η ανέγερση του κομματιού συναρμογής από κρίκους που έχουν συγκολληθεί πάνω στις δοκούς και η τοποθέτηση πάνω στον πάσσαλο (Σχήμα 2.15). Η διάμετρος του κομματιού αυτού είναι ελάχιστα μεγαλύτερη από αυτή του πασσάλου. Το κομμάτι αυτό χρησιμοποιείται για να δημιουργηθεί μια επίπεδη βάση για τον υποσταθμό και να καλυφθεί ο παραμορφωμένος πάσσαλος. Πάνω σε αυτό είναι συγκολλημένες από το ναυπηγείο οι κύριες δοκοί στις οποίες γίνεται η σύνδεση με τον υποσταθμό, ενώ φέρει και κάποιες σωληνώσεις που αποσκοπούν στη διαχείριση και προστασία των καλωδίων που καταλήγουν στον υποσταθμό από τις ανεμογεννήτριες. Το κομμάτι προσαρμογής προεξέχει πάνω από τη στάθμη της θάλασσας και είναι βαμμένο έντονο κίτρινο για λόγους ορατότητας. Η σύνδεση με τον πάσσαλο γίνεται με τη χρήση γερανού σκάφους που αναρτά το κομμάτι πάνω από τον πάσσαλο και στη συνέχεια το “φοράει” στην κορυφή του (Σχήμα 2.16). Σε μερικές περιπτώσεις στο τέλος συμπληρώνεται κονίαμα για καλύτερη συμπεριφορά της σύνδεσης αλλά και για προστασία των τμημάτων σε εκείνο το σημείο από τις περιβαλλοντικές συνθήκες.

Τέλος, μεταφέρεται στο έργο ο υποσταθμός με φορτηγό πλοίο (Σχήμα 2.17). Εκεί ανυψώνεται από το ανυψωτικό σκάφος πάνω από το σύστημα του πασσάλου με το κομμάτι προσαρμογής και με μεγάλη προσοχή και ακρίβεια ο υποσταθμός τοποθετείται στην τελική του θέση (Σχήμα 2.18). Τα μηχανήματα και ο εξοπλισμός του υποσταθμού βρίσκονται ήδη στη θέση τους και γι αυτό το λόγο η διαδικασία της τοποθέτησης γίνεται με αρκετά πιο αργές και προσεκτικές κινήσεις. Τελευταία τοποθετούνται τα καλώδια που θα συνδέσουν τις ανεμογεννήτριες με τον υποσταθμό αλλά και αυτόν με τον αντίστοιχο υποσταθμό στη στεριά.



Σχήμα 2.13: Ανέγερση και τοποθέτηση του πασσάλου.



Σχήμα 2.14: Ο πάσσαλος που εμπιγνύεται στο έδαφος με χρήση υδραυλικής σφύρας.



Σχήμα 2.15: Ανέγερση του κομματιού προσαρμογής.



Σχήμα 2.16: Σύνδεση μεταξύ του πασσάλου και του κομματιού προσαρμογής.



Σχήμα 2.17: Μεταφορά του υποσταθμού στη θέση του έργου.



Σχήμα 2.18: Τοποθέτηση του υποσταθμού στην τελική του θέση.

Τα σκάφη που χρησιμοποιήθηκαν για την ανέγερση των υποσταθμών του αιολικού πάρκου London Array είναι τα εξής:

- SEAWORKER: Ένα σκάφος - πλατφόρμα που ανυψώνεται μόνο του με τέσσερα μακριά πόδια που ακουμπάνε στο βυθό ώστε να δημιουργηθεί μια επίπεδη και σταθερή βάση εργασίας. Το σκάφος έχει διαστάσεις 55.5 m x 33.0 m, η ελεύθερη επιφάνειά του είναι 750 m² ενώ ο γερανός έχει μήκος 60 m.



Σχήμα 2.19: Το σκάφος Seaworker κατά τη διάρκεια πλεύσης



Σχήμα 2.20: Το σκάφος Seaworker κατά τη φάση ανέγερσης

- MATADOR 3: Ανυψωτικό σκάφος με διαστάσεις 70 m x 32 m, δυνατότητα ανύψωσης 1500 t σε οριζόντια απόσταση περίπου 25 m και σε ύψος περίπου 35 m. Χρησιμοποιήθηκε για την τοποθέτηση των πασσάλων και των κομματιών προσαρμογής.



Σχήμα 2.21: Το ανυψωτικό σκάφος Matador 3

- RAMBIZ: Επίσης ανυψωτικό σκάφος διαστάσεων 85 m x 44.4 m που χρησιμοποιήθηκε για την τοποθέτηση του υποσταθμού πάνω στο κομμάτι προσαρμογής. Έχει ικανότητα ανύψωσης 3500 t σε οριζόντια απόσταση 35 m και σε ύψος 40 m.



Σχήμα 2.22: Το ανυψωτικό σκάφος Rambiz

3 Δράσεις Υπολογισμού

Οι διάφορες δράσεις υπολογισμού διακρίνονται σε:

- Μόνιμες δράσεις G, που είναι το ίδιο βάρος της φέρουσας κατασκευής και λοιπά μόνιμα φορτία
- Μεταβλητές δράσεις Q, που είναι τα ωφέλιμα φορτία, το χιόνι, ο άνεμος.
- Σεισμικές δράσεις E

3.1 Μόνιμα Φορτία

Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος των μελών του φορέα καθώς και το βάρος των μηχανημάτων και λοιπού εξοπλισμού που χρειάζεται για να λειτουργήσει ο υποσταθμός. Το ίδιο βάρος του φορέα περιλαμβάνει τα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία. Στα μη φέροντα στοιχεία, σύμφωνα με την παράγραφο 5.1 του Ευρωκώδικα EN1991-1-1, συμπεριλαμβάνονται τα ακόλουθα:

- στέγες
- διαμορφώσεις επιφανειών κι επικαλύψεις
- χωρίσματα και ταπετσαρίες
- χειρολαβές, κιγκλιδώματα, στηθαία ασφαλείας, κράσπεδα
- στοιχεία επένδυσης τοίχων
- ψευδοροφές/ αναρτημένες οροφές
- μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης.

Οι μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης περιλαμβάνουν:

- εξοπλισμό για ανελκυστήρες και κυλιόμενες σκάλες
- εξοπλισμό θέρμανσης, εξαερισμού και κλιματισμού
- ηλεκτρικό εξοπλισμό
- σωλήνες χωρίς το περιεχόμενό τους
- καλώδια και αγωγούς καλωδίων

3.1.1 Ίδιο βάρος φορέα

Τα φορτία του ίδιου βάρους υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα προσομοίωσης, ETABS 2016. Αυτό γίνεται αρχικά με την εισαγωγή της πυκνότητας του υλικού στο πρόγραμμα. Έπειτα εισάγεται σαν φόρτιση ορίζοντας μόνιμο φορτίο (τύπου DEAD) με πολλαπλασιαστή ίδιου βάρους ίσο με 1 (self-weight multiplier). Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, ο χάλυβας έχει πυκνότητα $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$. Το φορτίο αυτό τοποθετείται έπειτα στο φορέα με τη μορφή κατανεμημένου. Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται περίπου ίσο με 490 t. Να σημειωθεί πως στην περίπτωση που χρησιμοποιούνταν κοχλιωτές συνδέσεις, το βάρος των κοχλίων και των ελασμάτων θα έπρεπε να εισαχθεί στο πρόγραμμα με μια προσαύξηση του ίδιου βάρους, καθώς αυτά δεν υπολογίζονται αυτόματα.

3.1.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία δεν περιορίζονται στο ίδιο βάρος του φορέα, αλλά και στα φορτία που τοποθετούνται μετά την κατασκευή του. Τέτοια φορτία σε ένα σύνηθες έργο θα μπορούσαν να είναι πλακάκια, επιχρίσματα, μάρμαρα κ.λπ. Στην περίπτωση του υποσταθμού τα φορτία αυτά αντιπροσωπεύουν τα μηχανήματα μετασχηματισμού, τα γραφεία, οι ηλεκτρικοί πίνακες που διαθέτει αλλά και όλος ο υπόλοιπος εξοπλισμός που είναι απαραίτητος για τη λειτουργία και τη συντήρησή του. Τα φορτία αυτά όπως είναι προφανές μεταβάλλονται ανάλογα και με την ενέργεια που καλούνται να διαχειριστούν.

Ύστερα από μελέτη παρόμοιων υποσταθμών θεωρήθηκε πως το επιπλέον μόνιμο φορτίο είναι περίπου ίσο με 760 t. Επιπλέον, μια συνηθισμένη τακτική είναι τα βαριά μηχανήματα μετασχηματισμού να τοποθετούνται στον τελευταίο όροφο, επειδή δεν υπάρχει κανένας σχεδόν περιορισμός χώρου. Οι υπόλοιποι όροφοι συνήθως χρησιμοποιούνται σαν χώροι γραφείων, χώροι αποθήκευσης και δωμάτια ηλεκτρικών πινάκων. Έτσι κατά την προσομοίωση του φορέα αποφασίστηκε να τοποθετηθεί το $\frac{1}{2}$ του φορτίου στον τελευταίο όροφο, δηλαδή 380 t, ενώ οι υπόλοιποι δύο όροφοι να αναλάβουν από $\frac{1}{4}$ του φορτίου, δηλαδή από 190 t. Οι τιμές αυτές μετατράπηκαν σε κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο για την επιφάνεια του κάθε ορόφου. Τελικά υπολογίστηκε 6.6 kN/m² στον τελευταίο όροφο και 3.3 kN/m² στους δύο εναπομείναντες ορόφους. Η επιφάνεια που δρουν τα φορτία είναι αυτή που ορίζεται από τα γωνιακά υποστυλώματα, δηλαδή δεν έχουν θεωρηθεί πρόσθετα μόνιμα φορτία στους εξώστες και στις σκάλες.

3.2 Μεταβλητές δράσεις

Τα επιβαλλόμενα ή αλλιώς μεταβλητά φορτία είναι αυτά που προκύπτουν από τη χρήση. Αυτά, σύμφωνα με την παράγραφο 6.1 του Ευρωκώδικα EN1991-1-1, περιλαμβάνουν:

- τη φυσιολογική χρήση από άτομα
- έπιπλα και μετακινήσιμα αντικείμενα (π.χ. μετακινήσιμα χωρίσματα, αποθήκευση, περιεχόμενο εμπορευματοκιβωτίων)
- οχήματα
- αναμενόμενα σπάνια συμβάντα, όπως για παράδειγμα η συγκέντρωση ατόμων ή επίπλων, ή η μετακίνηση ή στοίβαξη αντικειμένων που μπορεί να εμφανιστεί κατά την αναδιοργάνωση ή ανά-διακόσμηση χώρων.

Τα φορτία αυτά έχουν τη μορφή ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων, γραμμικών ή συγκεντρωμένων φορτίων ή συνδυασμό μεταξύ των φορτίων αυτών. Ο βαρύς εξοπλισμός δεν περιλαμβάνεται σε αυτά τα φορτία. Για τους λόγους που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο υπολογίστηκαν σαν πρόσθετα μόνιμα.

Στην περίπτωση των δαπέδων, τα επιβαλλόμενα φορτία λαμβάνονται υπόψη ως ελεύθερη δράση που εφαρμόζεται στο πιο δυσμενές τμήμα της επιφάνειας επιρροής των υπό εξέταση εντατικών μεγεθών. Με τη σειρά τους, τα υποστυλώματα που δέχονται φόρτιση από πολλαπλούς ορόφους, τα συνολικά επιβαλλόμενα φορτία κάθε ορόφου θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Ο Ευρωκώδικας EN1991-1-1 στην παράγραφο 6.3 δίνει τις χαρακτηριστικές τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων. Αρχικά χωρίζει τέσσερις κατηγορίες ανάλογα με τη χρήση, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1. Στη συνέχεια για κάθε κατηγορία δίνει χαρακτηριστικές τιμές για τα κατανεμημένα και τα συγκεντρωμένα οι οποίες φαίνονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες Χρήσεις

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

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

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

Στην περίπτωση του υποσταθμού επιλέχθηκε $q = 3 \text{ kN/m}^2$ για τους εσωτερικούς χώρους σαν χώροι γραφείων (κατηγορία B), ενώ για τους εξώστες και τις σκάλες επιλέχθηκε $q = 5 \text{ kN/m}^2$ ως χώροι συνάθροισης κατηγορίας C3 (χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού).

3.3 Φορτία Ανέμου

Για τα φορτία του ανέμου ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1991-1-4, εφ' όσον το ύψος της κατασκευής είναι μέχρι 200 m. Οι κλειστές κατασκευές θεωρείται πως δέχονται άμεσες πιέσεις στις εξωτερικές τους επιφάνειες και έμμεσες στις εσωτερικές επιφάνειες. Οι ανοιχτές κατασκευές φορτίζονται άμεσα από τις δράσεις του ανέμου.

Η πίεση του ανέμου κάθετη στις επιφάνειες της κατασκευής δίνεται από τη σχέση 3.1, με τους συντελεστές να διαμορφώνονται ανάλογα με το είδος της:

$$w = q_p(z) \cdot c_p \quad (3.1)$$

όπου $q_p(z)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , z είναι το ύψος αναφοράς της πίεσης και c_p είναι ο συντελεστής εξωτερικής ή εσωτερικής πίεσης.

Η δύναμη του ανέμου δίνεται από τη σχέση 3.2:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (3.2)$$

όπου $c_s c_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής, c_f ο συντελεστής δύναμης (για συνήθειες κατασκευές = 1) και A_{ref} η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής. Ο συντελεστής κατασκευής $c_s c_d$ αποτελείται από τον συντελεστή μεγέθους c_s και τον δυναμικό συντελεστή c_d (για $c_d > 1.2$ η κατασκευή είναι δυναμικά ευαίσθητη). Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται αναλυτικά στην παράγραφο 6 του Ευρωκώδικα EN1991-1-4 ενώ δίνονται εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού του στα παραρτήματα Β, C και D.

Διαφορετικά, η δύναμη του ανέμου μπορεί να υπολογιστεί αθροίζοντας τις εξωτερικές δυνάμεις, τις εσωτερικές δυνάμεις και τις δυνάμεις τριβής:

εξωτερικές δυνάμεις:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{surfaces} w_e \cdot A_{ref} \quad (3.3)$$

εσωτερικές δυνάμεις:

$$F_{w,i} = \sum_{surfaces} w_i \cdot A_{ref} \quad (3.4)$$

δυνάμεις τριβής:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (3.5)$$

όπου w_e είναι η εξωτερική πίεση μιας επιφάνειας σε ύψος z_e με $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$, w_i είναι η εσωτερική πίεση μιας επιφάνειας σε ύψος z_i με $w_{pi} = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$, A_{ref} είναι το εμβαδόν της επιφάνειας, c_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής και A_{fr} είναι το εμβαδόν της εξωτερικής επιφάνειας που είναι παράλληλη προς τον άνεμο.

3.3.1 Ταχύτητα ανέμου και πίεση ταχύτητας αιχμής

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$ εξαρτάται από την τραχύτητα και την τοπογραφία του εδάφους, αλλά και από τη βασική ταχύτητα ανέμου v_b . Υπολογίζεται με βάση την εξίσωση 3.7:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.7)$$

όπου $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας και $c_o(z)$ ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους $c_o(z)$ λαμβάνεται υπ' όψη όταν οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται περισσότερο από 5% λόγω ανάγλυφου (π.χ. λόφοι, γκρεμοί). Συνήθως λαμβάνεται ίσος με 1. Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b στην Ελλάδα λαμβάνεται ίση με 33 km/h.

Ο συντελεστής τραχύτητας εξαρτάται από το ύψος της κατασκευής αλλά και από την τραχύτητα του εδάφους της προσήνεμης πλευράς στη διεύθυνση του ανέμου που μελετάται. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.4 υπολογίζεται ως τη σχέση 3.8:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z < z_{max} \quad (3.8)$$
$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$

όπου z_o είναι το μήκος τραχύτητας, z_{min} το ελάχιστο ύψος. Αυτά δίνονται στον Πίνακα 3.3. Το z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200m, ενώ το k_r είναι ο συντελεστής εδάφους σύμφωνα με τη σχέση 3.9:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0.07} \quad (3.9)$$

με $z_{o,II} = 0.05$ σύμφωνα με τον Πίνακα 3.3.

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

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l \quad (3.10)$$

k_l είναι ο συντελεστής στροβιλισμού και η προτεινόμενη τιμή του είναι $k_l = 1.0$.

Έτσι, η ένταση στροβιλισμού δίνεται από τη σχέση 3.11:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z < z_{max} \quad (3.11)$$
$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

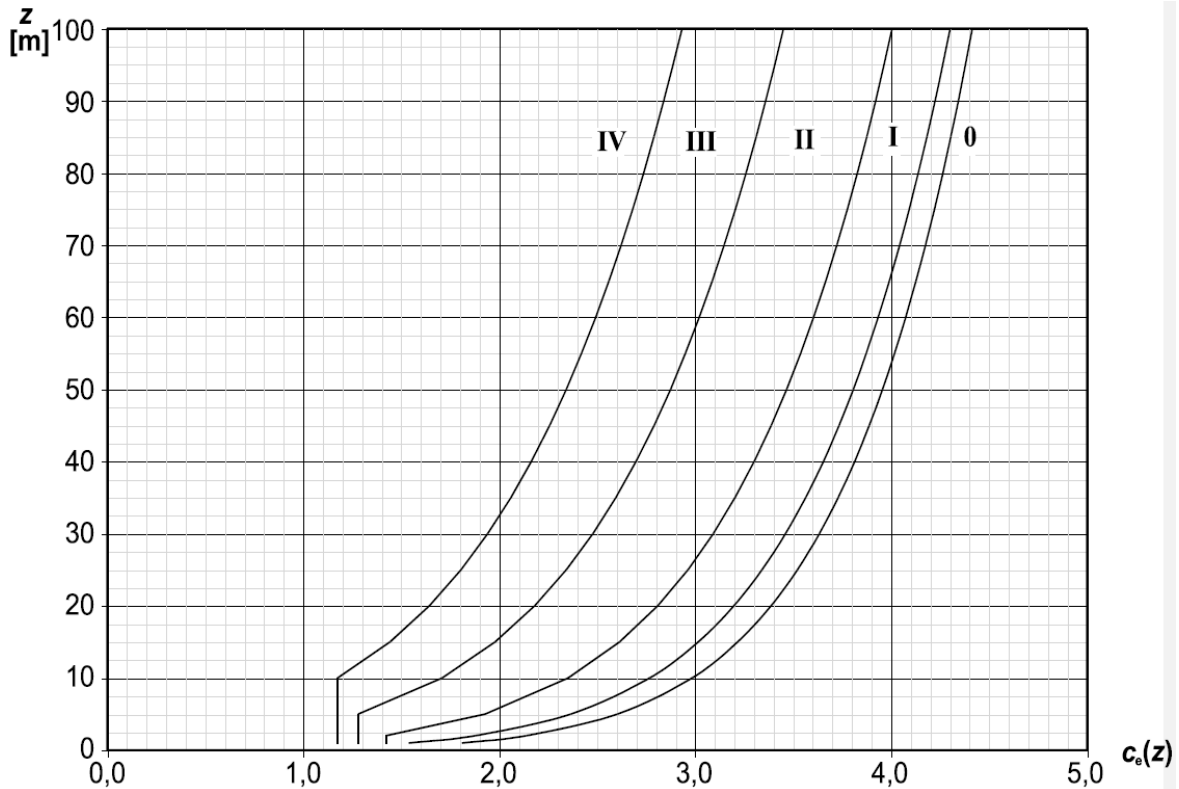
Κατηγορία εδάφους	z_o m	z_{min} m
0. Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I. Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέες βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II. Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III. Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV. Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1.0	10

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z περιλαμβάνει διακυμάνσεις ταχύτητας μέσης και μικρής διάρκειας. Ο προτεινόμενος κανόνας για τον υπολογισμό του $q_p(z)$ δίνεται από τον κανονισμό σύμφωνα με την εξίσωση 3.6:

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

όπου: $I_v(z)$ είναι η ένταση στροβιλισμού του ανέμου σε ύψος z , ρ είναι η πυκνότητα του αέρα στην περιοχή και εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασιακή και τη βαρομετρική πίεση κατά τη διάρκεια των ανέμων που αναμένονται και $v_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος. Ο $c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και ισούται με $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$, και q_b είναι η βασική πίεση και ισούται με $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$.

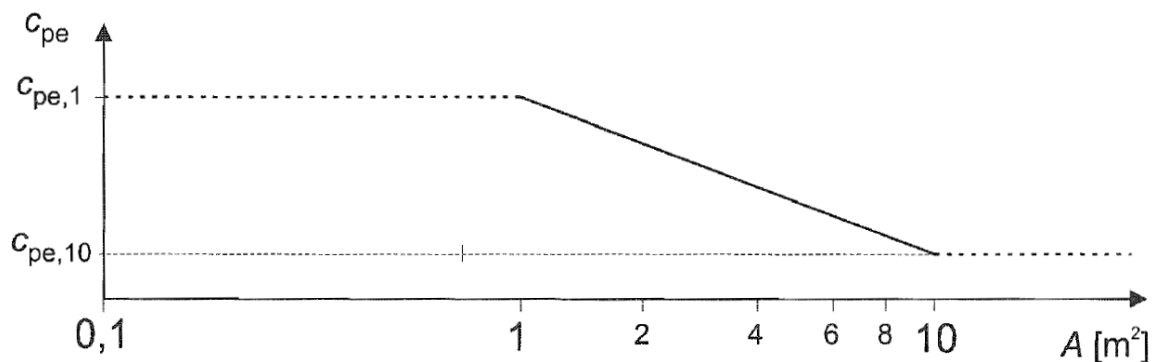
Για επίπεδο έδαφος με $c_o(z) = 1.0$ ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται από το διάγραμμα στο σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ συναρτήσει του ύψους και της κατηγορίας εδάφους, για $c_o(z) = 1.0$

3.3.2 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_p

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe} για τα κτίρια εξαρτάται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δέχεται τα φορτία του ανέμου στο τμήμα που μελετάται. Οι τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A για 1 m^2 και για 10 m^2 ως $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ αντίστοιχα. Για ενδιάμεσες τιμές ο Ευρωκώδικας EN1991-1-4 στην παράγραφο 7.2 δίνει το Σχήμα 3.2:



Σχήμα 3.2: Τιμές του συντελεστή c_{pe} για φορτιζόμενες επιφάνειες $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$

Το Σχήμα 3.2 βασίζεται στη σχέση 3.7: για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$

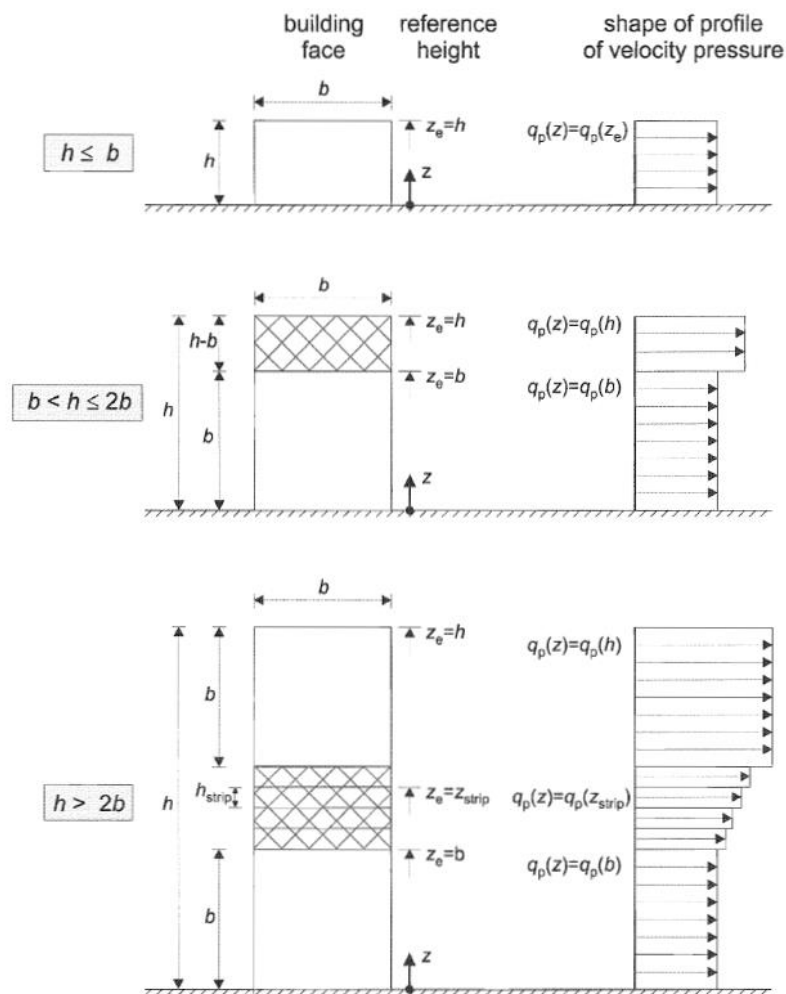
$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A \quad (3.7)$$

Για κατακόρυφους τοίχους που βρίσκονται στην προσήνεμη πλευρά κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη, το ύψος αναφοράς z_e εξαρτάται από το λόγο ύψους προς το πλάτος του κτιρίου και υπάρχουν οι εξής περιπτώσεις, οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 3.3:

- Ένα κτίριο του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από το πλάτος b θεωρείται πως είναι ένα τμήμα.
- Ένα κτίριο του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο του πλάτους b αλλά και μικρότερο από $2b$ θεωρείται πως αποτελείται από δύο τμήματα. Ένα τμήμα ορίζεται από τη βάση του κτιρίου μέχρι ύψος ίσο με το πλάτος b και ένα τμήμα που αποτελείται από αυτό που απομένει.
- Ένα κτίριο του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο του διπλάσιου του πλάτους $2b$ αποτελείται από πολλαπλά τμήματα. Κάθε τμήμα έχει ύψος ίσο με b εκτός από το τελευταίο που έχει ύψος τόσο όσο απομένει.

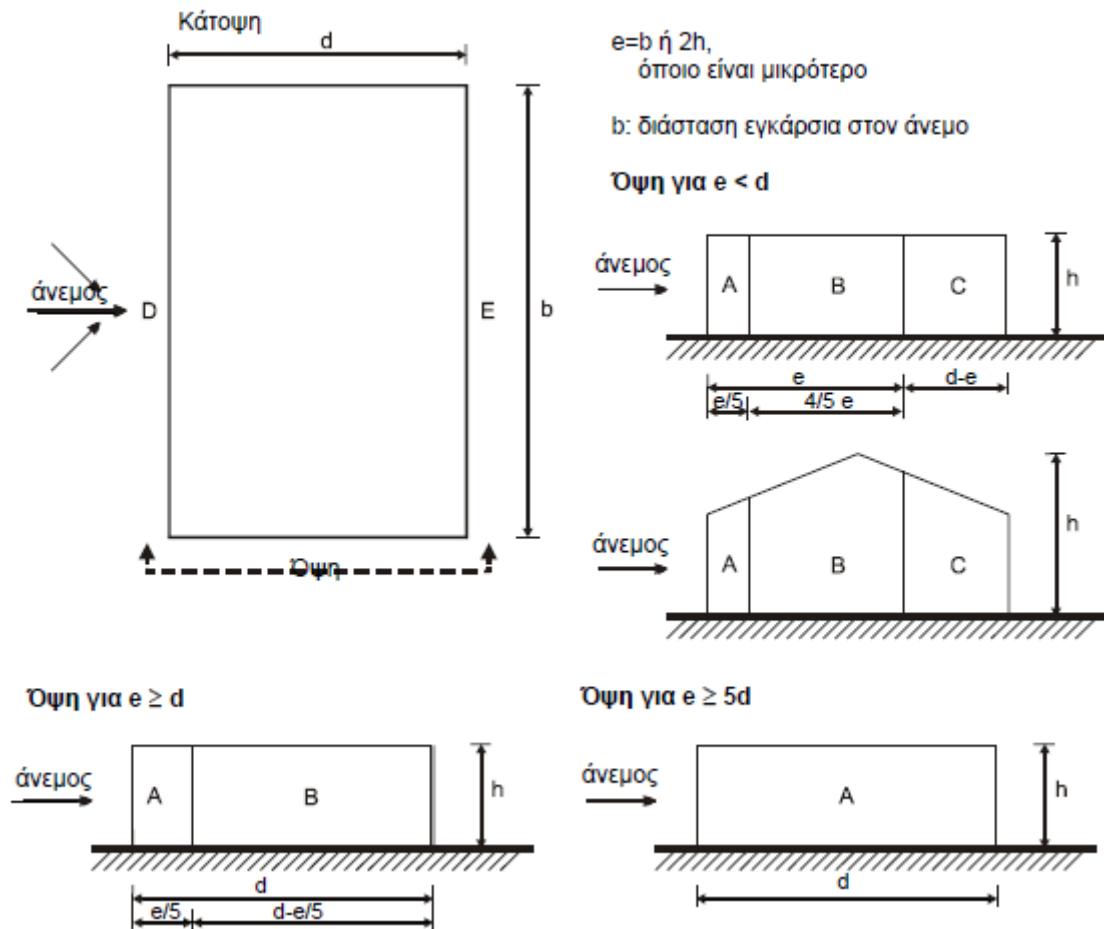
Με βάση τον χωρισμό των τμημάτων αυτών, το ύψος αναφοράς z_e είναι το μεγαλύτερο ύψος κάθε τμήματος. Η πίεση του ανέμου θεωρείται σταθερή σε κάθε τμήμα και ίση με $q_p(z_e)$.

Για την υπήνεμη πλευρά και τους πλάγιους τοίχους το ύψος αναφοράς μπορεί να θεωρηθεί ίσο με το ύψος του κτιρίου σε όλες τις περιπτώσεις.



Σχήμα 3.3: Διάκριση τμημάτων ανάλογα με το λόγο του ύψους προς το πλάτος ενός κτιρίου

Οι κατακόρυφοι τοίχοι χωρίζονται σε ζώνες ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου. Η προσήνεμη πλευρά είναι η ζώνη D, η υπήνεμη πλευρά είναι η ζώνη E, ενώ οι πλαϊνές όψεις χωρίζονται σε A-B-C ή A-B ή μόνο A ανάλογα με το λόγο του πλάτους της προσήνεμης πλευράς προς το πλάτος της πλαϊνής πλευράς. Ο χωρισμός σε ζώνες φαίνεται στο Σχήμα 3.4, ανάλογα με τα πλάτη και το σχήμα της όψης. Σε κάθε ζώνη ο κανονισμός δίνει τιμές για τα $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$. Οι τιμές αυτές φαίνονται στον Πίνακα 3.4 για κάθε ζώνη και για διαφορετικούς λόγους ύψους κτιρίου προς το πλάτος h/d .



Σχήμα 3.4: Ζώνες κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης.

Πίνακας 3.4: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη.

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

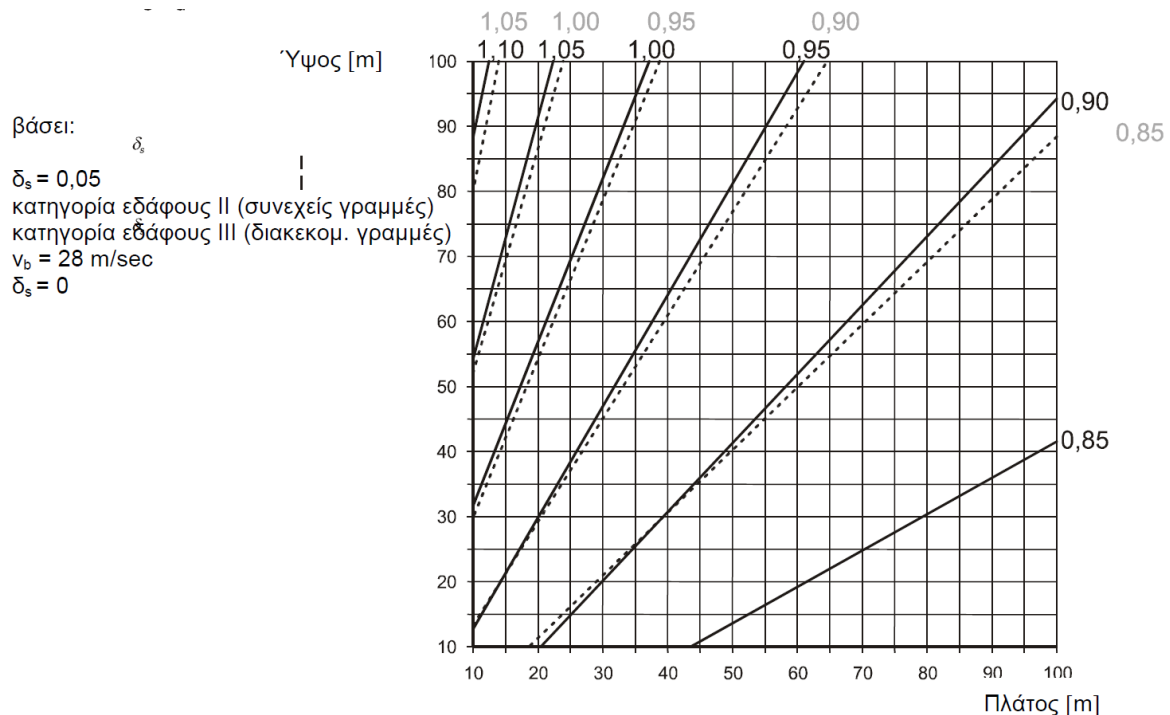
3.3.3 Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ λαμβάνει υπ' όψη τις μη ταυτόχρονες αιχμές πίεσης στην επιφάνεια που μελετάται μαζί με τις ταλαντώσεις που προκαλούνται στην κατασκευή λόγω του στροβιλισμού. Αποτελείται από τον συντελεστή c_s που είναι ο παράγοντας μεγέθους και από τον συντελεστή c_d που είναι ο δυναμικός παράγοντας. Μπορούν να υπολογιστούν μαζί ή ξεχωριστά ανάλογα με τις οδηγίες του Εθνικού Προσαρτήματος.

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ υπολογίζεται στην παράγραφο 6 του EN1991-1-4. Σύμφωνα με αυτή, για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15m ο $c_s c_d$ λαμβάνεται ίσος με 1. Το ίδιο ισχύει και για πλαισιακά κτίρια με τοιχοποιία με ύψος μικρότερο από 100m των οποίων όμως το ύψος είναι 4 φορές μικρότερο από το βάθος του κτιρίου στην διεύθυνση που λαμβάνεται ο άνεμος. Τέλος, δεν χρειάζεται να υπολογιστεί και λαμβάνεται ίσος με 1 σε καμινάδες με κυκλικές διατομές με ύψος μικρότερο από 60 m αλλά και από 6.5 φορές τη διάμετρο.

Στον κανονισμό δίνεται και η αναλυτική διαδικασία υπολογισμού του αλλά και απλοποιητικά μέσω σχημάτων στο παράρτημα D του ίδιου. Τα σχήματα δίνουν τον συντελεστή $c_s c_d$ για διάφορους τύπους κτιρίων και αποτελούνται από περιβάλλουσες ασφαλών τιμών που έχουν προκύψει από προσομοιώματα της αναλυτικής διαδικασίας. Ο υπολογισμός του $c_s c_d$ επιτρέπεται να γίνει και με τους δύο τρόπους.

Το διάγραμμα υπολογισμού του $c_s c_d$ για πολυώροφα μεταλλικά κτίρια δίνεται στο σχήμα 3.5:



Σχήμα 3.5: $c_s c_d$ για πολυώροφα μεταλλικά κτίρια με ορθογωνική κάτοψη και κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας.

3.3.4 Υπολογισμός φορτίων ανέμου

- Ταχύτητα ανέμου και πίεση αιχμής

Στην περιοχή του έργου η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται ίση με $v_b = 33 \text{ m/sec}$.
Ο συντελεστής $c_0(z)$ επιλέχθηκε ίσος με 1.

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.003}{0.05} \right)^{0.07} = 0.156$$

Το ύψος της κατασκευής για τα φορτία του ανέμου λήφθηκε ίσο με $z = 21 \text{ m}$ καθώς στο δώμα τοποθετείται ο εξοπλισμός που έχει ύψος περίπου 7 m .

η περιοχή είναι θαλάσσια και εκτεθειμένη σε ανοιχτή θάλασσα, οπότε ο συντελεστής $z_0 = 0.003$.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{21}{0.003} \right) = 1.38$$

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_f = 0.156 \cdot 33 \cdot 1 = 5.148 \text{ m/sec}$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = 0.1130$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0.113] \cdot 0.5 \cdot 1.2 \cdot 45.54^2 = 2.23 \text{ kPa}$$

- Υπολογισμός του συντελεστή c_p

$e = b = 25 \text{ m} > d = 23 \text{ m}$, άρα έχουμε τις κατακόρυφες ζώνες A, B, D και E του Σχήματος 3.4. Η επιφάνεια της φορτιζόμενης επιφάνειας είναι μεγαλύτερη από 10 m^2 οπότε ο συντελεστής $c_{pe} = c_{pe,10}$. Για $h/d = 0.84$ προκύπτουν οι εξής τιμές για τους συντελεστές:

A $c_{pe,10} = -1.2$

B $c_{pe,10} = -0.8$

D $c_{pe,10} = 0.779$

E $c_{pe,10} = -0.457$

- Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής $c_s c_d$ λήφθηκε από το Σχήμα 3.5 ίσος με $c_s c_d = 0.93$ για ύψος $h = 21 \text{ m}$ και πλάτος $b = 25 \text{ m}$.

Εισάγοντας τις τιμές των συντελεστών στο πρόγραμμα, προκύπτει η δύναμη ανέμου ίση με $F_w = 1185 \text{ kN}$.

3.4 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1991-1-3 και με βάση στατιστικών δεδομένων της περιοχής. Ακραίες καταγραφές χιονόπτωσης έξω από το εύρος αυτό το φορτίο χιονιού θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική δράση.

Το φορτίο του χιονιού είναι ανάλογο της μορφής της στέγης, των θερμικών χαρακτηριστικών της, της τραχύτητας της επιφάνειας που επιβαρύνει, αλλά και από τον περιβάλλοντα χώρο, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες. Όταν δεν πνέει άνεμος θεωρείται πως η κατανομή είναι ομοιόμορφη, ενώ όταν επικρατούν άνεμοι στην περιοχή μπορεί να θεωρηθεί πως συσσωρεύεται σε προεξοχές και εμπόδια.

Η τιμή του φορτίου υπολογίζεται από τη Σχέση 3.8 :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.8)$$

όπου:

- μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- C_e συντελεστής έκθεσης
- C_t συντελεστής θερμότητας, που λαμβάνεται ίσος με 1 σε φυσιολογικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης
- s_k χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί εδάφους, που υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$s_k = 0.289 \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{453} \right)^2 \right) \quad (3.9)$$

με A το υψόμετρο τοποθεσίας από την επιφάνεια της θάλασσας.

Ο συντελεστής C_e λαμβάνεται ανάλογα με την τοπογραφία της περιοχής σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5:

Πίνακας 3.5: Τιμές συντελεστή έκθεσης C_e ανάλογα με την τοπογραφία:

Τοπογραφία	C_e
Εκτεθειμένο σε ισχυρούς ανέμους	0.8
Φυσιολογικό	1.0
Προστατευμένο, με ψηλά κτίρια ή ψηλά δέντρα	1.2

Τέλος, ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού εξαρτάται από τον τύπο και τη μορφή της στέγης. Για μονοκλιείς στέγες διαμορφώνεται ως εξής:

Πίνακας 3.6: Τιμές συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού μ_i για μονοκλιείς στέγες.

Κλίση της οροφής α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0.0

Ο υποσταθμός βρίσκεται σε ύψος 0 m από την επιφάνεια της θάλασσας, οπότε η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού υπολογίζεται ως εξής:

$$s_k = 0.289 \cdot \left(1 + \left(\frac{21}{453} \right)^2 \right) = 0.29 \text{ kN/m}^2$$

Η τοπογραφία του περιβάλλοντος χώρου προσβάλλεται από ισχυρούς ανέμους χωρίς εμπόδια αφού η κατασκευή βρίσκεται στη θάλασσα. Για το λόγο αυτό ο συντελεστής έκθεσης C_e λήφθηκε ίσος με 0.8, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5. Τέλος, ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού μ_i λήφθηκε από τον Πίνακα 3.6 για την περίπτωση μηδενικής κλίσης της στέγης ίσος με 0.8. Έτσι τα φορτία του χιονιού υπολογίζονται τελικά από τη Σχέση 3.8:

$$s = 0.8 \cdot 0.8 \cdot 1.0 \cdot 0.29 = 0.19 \text{ kN/m}^2$$

3.5 Φορτία Σεισμού

Η διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού περιγράφεται στον Ευρωκώδικα EN1998-1:2004. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή, τη σεισμικότητα της περιοχής και τη σπουδαιότητα του κτιρίου.

3.5.1 Σεισμικές ζώνες – Εδαφική επιτάχυνση – Συντελεστής σπουδαιότητας

Στον κανονισμό προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων (Πίνακας 3.6). Συνήθως η κατάταξη αυτή γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στα πρώτα 30 m του εδάφους.

Πίνακας 3.6: Κατάταξη εδαφών κατά ΕΚ8 (EN1998-1 Πίνακας 3.1)

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	$V_{S,30}$
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 – 800
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 – 360
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	<180
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές V_s κατηγορίας C ή D και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $V_s > 800\text{m/sec}$	

Στο Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, οι Z1, Z2 και Z3. Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους α_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας A. Οι τιμές των α_{gR}/g δίνονται στον Πίνακα 3.7.

Τέλος, ο κανονισμός ορίζει το συντελεστή σπουδαιότητας. Η τιμή αναφοράς α_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και για έδαφος κατηγορίας A αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη – κατάρρευσης. Η εδαφική επιτάχυνση αυτή έχει πιθανότητα υπέρβασης $p = 10\%$ σε 50 χρόνια για τα συνήθη κτίρια. Για άλλες περιόδους επαναφοράς ορίζεται ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i και η επιτάχυνση σχεδιασμού σε κατηγορία εδάφους A προκύπτει από τη Σχέση 3.10:

$$\alpha_g = \gamma_i \cdot \alpha_{gR} \quad (3.10)$$

Υπάρχουν τέσσερις κατηγορίες για το συντελεστή σπουδαιότητας, οι I, II, III και IV. Η κατηγοριοποίηση σύμφωνα με τον κανονισμό αλλά και οι τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας για κάθε κατηγορία δίνεται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.7: Τιμές α_{gR}/g

Zώνη	α_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.8: Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων (EN1998-1 Πίνακας 4.3)

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_i	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημοτική ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια κ.λπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κ.λπ.
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κ.λπ.

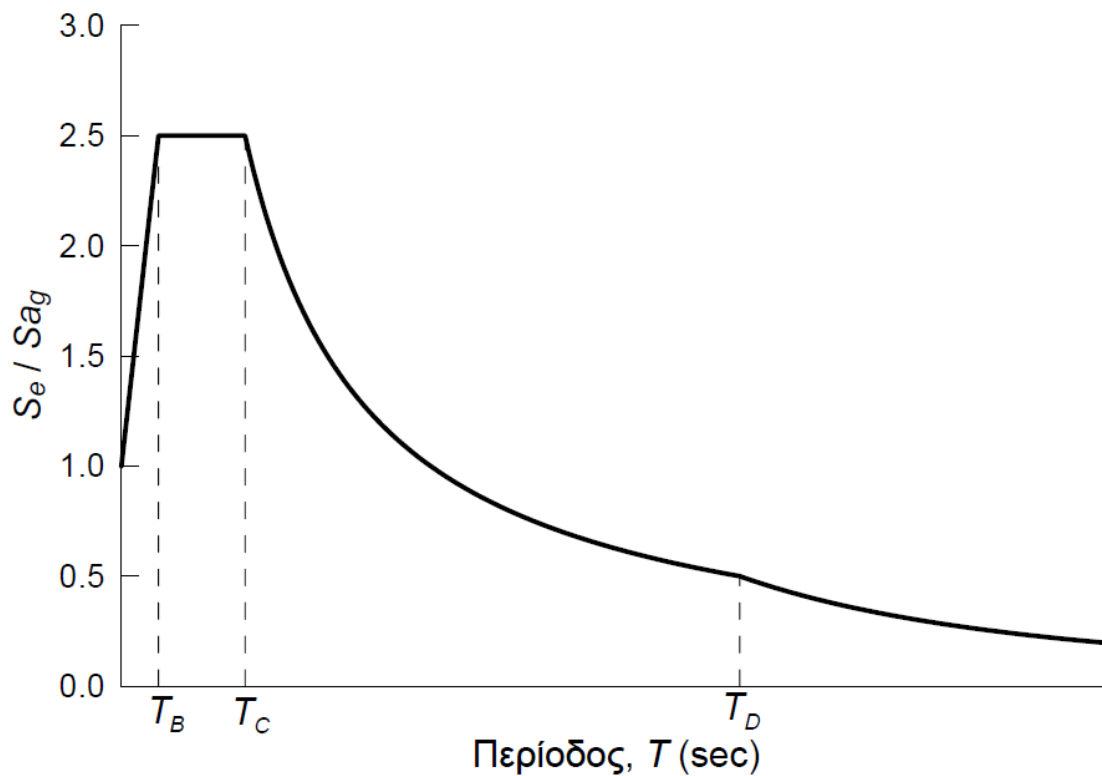
3.5.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών που θέλουμε να συμπεριφερθούν ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Η γενική μορφή του δίνεται στο Σχήμα 3.6. Διακρίνονται τρεις περιοχές:

- Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, για $T_B \leq T \leq T_C$
- Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας, για $T_C \leq T \leq T_D$
- Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, για $T_D \leq T \leq 4.0$

Από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων προκύπτει και το αντίστοιχο φάσμα μετακινήσεων με τη Σχέση 3.11:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{t}{2\pi}\right)^2 \quad (3.11)$$



Σχήμα 3.6: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

Από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την οριζόντια συνιστώσα προκύπτει η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού για κάθε περιοχή του φάσματος. Υπάρχουν τέσσερις περιπτώσεις:

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.12\alpha)$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.12\beta)$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.12\gamma)$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (3.12\delta)$$

όπου

$$\alpha_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

S = συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 3.9

T_B = η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής της σταθερής φασματικής επιτάχυνσης. Η τιμή της προκύπτει από τον Πίνακα 3.8 για την ανάλογη κατηγορία εδάφους.

T_C = η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής της σταθερής φασματικής ταχύτητας και στο τέλος της σταθερής φασματικής επιτάχυνσης. Η τιμή της προκύπτει από τον Πίνακα 3.9 για την ανάλογη κατηγορία εδάφους.

T_D = η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της σταθερής φασματικής μετακίνησης και στο τέλος της σταθερής φασματικής ταχύτητας. Η τιμή της προκύπτει από τον Πίνακα 3.8 για την ανάλογη κατηγορία εδάφους.

η = συντελεστής απόσβεσης. Για $\zeta = 5\%$ έχουμε $\eta = 1$. Για διαφορετικές τιμές του ζ , η τιμή του η υπολογίζεται από τη Σχέση 3.13:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55 \quad (3.13)$$

Ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικών φασμάτων σχεδιασμού, στους οποίους δίνονται διαφορετικές τιμές για τις περιόδους T_B , T_C , και T_D αλλά και για το συντελεστή εδάφους S . Στην Ελλάδα εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα τύπου 1 για το οποίο οι τιμές φαίνονται στον Πίνακα 3.9:

Πίνακας 3.9: Χαρακτηριστικές τιμές περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δύναμης (EN1998-1 Πίνακας 3.2).

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

3.5.3 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

Υπάρχει περίπτωση η κατασκευή να σχεδιάζεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, όπου γίνεται απορρόφηση ενέργειας μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων του κτιρίου. Για την αποφυγή της ανελαστικής ανάλυσης γίνεται χρήση μειωμένου φάσματος σχεδιασμού, σε σχέση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση αυτή γίνεται με χρήση ενός συντελεστή συμπεριφοράς q . Έτσι, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής φόρτισης είναι:

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.14\alpha)$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.14\beta)$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.14\gamma)$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g \text{ για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.14\delta)$$

Στο Εθνικό Προσάρτημα δίνεται η τιμή του $\beta = 0.2$. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εξαρτάται από το υλικό αλλά και από το στατικό σύστημα της κατασκευής. Ο κανονισμός δίνει τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα το υλικό και το στατικό σύστημα. Επίσης ορίζει τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας, τη χαμηλή (ΚΠΧ), τη μέση (ΚΠΜ) και την υψηλή (ΚΠΥ). Ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας που θα επιλεγεί αλλάζει και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Στον συντελεστή συμπεριφοράς έχει συμπεριληφθεί και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης και για αυτό το λόγο δεν υπάρχει η μεταβλητή η στις Σχέσεις 3.14. Για την περίπτωση Χαμηλής Κατηγορίας Πλαστιμότητας επιτρέπεται να ληφθεί $q = 1.5$ χωρίς την απαίτηση ικανοτικών ελέγχων.

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που δίνονται στον Ευρωκώδικα 8 ισχύουν για κτίρια που είναι κανονικά σε κάτοψη και σε όψη (καθ' ύψος), κάτι που ισχύει στην περίπτωση του υποσταθμού αφού η κατασκευή είναι συμμετρική. Οι διάφορες περιπτώσεις και έλεγχοι που γίνονται για να διαπιστωθεί αν ένα κτίριο είναι κανονικό σε όψη και σε κάτοψη αναφέρονται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 8.

3.5.4 Υπολογισμός μαζών

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων του σχεδιασμού κατά τον κανονισμό, πρέπει να ληφθούν υπόψη οι μάζες που αντιστοιχούν στα φορτία βαρύτητας και που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό (Σχέση 3.15):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.15)$$

όπου

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

φ = μειωτικός συντελεστής (Πίνακας 3.10)

ψ_{2i} = συντελεστής συνδυασμού της μεταβλητής δράσης I (Πίνακας 3.11)

Πίνακας 3.10: Τιμές του συντελεστή φ

Κατηγορία κτιρίου	Όροφος	Φ
A-C	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0.5
D-F		1.0

Πίνακας 3.11: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_2 για κτίρια

Δράση	ψ_2
Γραφεία (Κατηγορία Β)	0.3
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0.0
Φορτία ανέμου	0.0

Παρατηρούμε ότι ο συντελεστής $\varphi \leq 1$ οπότε ο συντελεστής συνδυασμού $\psi_{E,i}$ είναι γενικά μικρότερος ή ίσος του συντελεστή ψ_{2i} . Αυτό γιατί λαμβάνεται η πιθανότητα τα φορτία Q_i να μην είναι παρόντα σε όλο τον φορέα όταν θα συμβεί ο σεισμός αλλά και επειδή τα κινητά φορτία δεν έχουν την ίδια συμμετοχή στη μάζα του κτιρίου όπως τα μόνιμα που έχουν στερεή σύνδεση με αυτό. Τέλος, ο συντελεστής φ λαμβάνεται υπόψη μόνο κατά τον υπολογισμό των μαζών για τα κινητά φορτία και όχι για τα εντατικά μεγέθη που αυτά προκαλούν στο σεισμικό συνδυασμό.

Τέλος, για να ληφθεί υπόψη η αβεβαιότητα στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα πρέπει να θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση κατά μία τυχαματική εκκεντρότητα e :

$$e_{ai} = \pm 0.05L_i \quad (3.16)$$

όπου

e_{ai} = η τυχαματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από τη θέση του εφαρμοζόμενου στην κατά την ίδια διεύθυνση σε κάθε όροφο

L_i = η διάσταση του ορόφου κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης

3.5.5 Κατηγορίες πλαστιμότητας

Οι κατηγορίες πλαστιμότητας, όπως αναφέρθηκε, είναι τρεις: Χαμηλή, Μέτρια και Υψηλή. Ανάλογα με την αρχή σχεδιασμού που ακολουθείται επιλέγεται η αντίστοιχη πλαστιμότητα σχεδιασμού. Ο EN1998-1 συγκεκριμένα για τις κατασκευές από χάλυβα δίνει τις εξής αρχές σχεδιασμού (Πίνακας 3.12):

Πίνακας 3.12: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορίες πλαστιμότητας	Τιμές q
α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1.5 - 2$
β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	$\leq 2 - 4$
	ΚΠΥ (Υψηλή)	$\leq 2.5 - 6$

Στην περίπτωση που ληφθεί Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.5 και επιτρέπεται να μην ελεγχθούν οι ικανοτικοί έλεγχοι.

3.5.6 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης – Τέμνουσα δύναμη βάσης

Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί στα κτίρια των οποίων η απόκριση σε κάθε διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Για να εφαρμοστεί πρέπει επίσης:

1. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης T_1 σε κάθε διεύθυνση να είναι μικρότερη από: $T_1 \leq 4 \cdot T_C \leq 2sec$, και
2. Το κτίριο να είναι κανονικό σε όψη

Η τέμνουσα δύναμη βάσης F_b , υπολογίζεται για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο με τη χρήση της Σχέσης 3.17:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.17)$$

όπου:

$S_d(T_1)$ είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο T_1

T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην διεύθυνση που εξετάζεται

m είναι η συνολική μάζα του κτιρίου

λ είναι ο συντελεστής διόρθωσης που ισούται με $\lambda = 0.85$ εάν $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ και το κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους, και $\lambda = 1.00$ σε κάθε άλλη περίπτωση.

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων στους ορόφους της κατασκευής γίνεται με τη χρήση της Σχέσης 3.18:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.18)$$

όπου

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες των ορόφων

Αντί για τη Σχέση 3.18, στην περίπτωση που η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα φορτία F_i μπορούν να υπολογιστούν από τη Σχέση 3.19:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.19)$$

όπου

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο που εφαρμόζεται η σεισμική δράση.

3.5.7 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων

Για την κατασκευή που μελετήθηκε επιλέχθηκε ζώνη Z2, που σημαίνει πως $\alpha_{gR}/g = 0.24$. Ο συντελεστής σπουδαιότητας επιλέχθηκε να είναι κατηγορίας IV αφού ο υποσταθμός ανήκει στην κατηγορία σταθμών παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας. Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με $\alpha_g = \gamma_i \cdot \alpha_{gR} = 1.4 \cdot 0.24 = 0.336g$.

Το έδαφος στη θέση της κατασκευής ανήκει στην κατηγορία B του Πίνακα 3.5. Από τον Πίνακα 3.8 και γι αυτή την κατηγορία εδάφους προκύπτουν οι παρακάτω τιμές:

$S = 1.2$	$T_B = 0.15 \text{ sec}$	$T_C = 0.5 \text{ sec}$	$T_D = 2.5 \text{ sec}$
-----------	--------------------------	-------------------------	-------------------------

Η περίοδος της κατασκευής υπολογίζεται από το πρόγραμμα χρησιμοποιώντας σαν μάζα το συνδυασμό $G + \varphi \cdot 0.3 \cdot Q$, με $\varphi = 1$. Έτσι, το βάρος της κατασκευής υπολογίστηκε από το πρόγραμμα $W = 18045.23 \text{ kN}$. Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής υπολογίζεται επίσης από το πρόγραμμα για τη διεύθυνση x-x και για τη διεύθυνση y-y: $T(x-x) = 1.403 \text{ sec}$ και $T(y-y) = 1.395 \text{ sec}$.

Ο υποσταθμός θεωρείται πως είναι κανονικός σε κάτοψη αλλά και σε όψη αφού είναι συμμετρικός, πληρούνται όλες οι προϋποθέσεις και δεν παρουσιάζει εσοχές σε όψη, οπότε ο συντελεστής συμπεριφοράς q δεν θα παρουσιάζε μειώσεις. Παρ' όλα αυτά ο υποσταθμός εφόσον στηρίζεται σε μονοπάσσαλο μέσα στη θάλασσα, και επειδή η πλαστική άρθρωση θα συμβεί στη βάση του πασσάλου, την καθιστά μη επισκευάσιμη και δεν είναι αποδεκτή. Έτσι ο σχεδιασμός γίνεται για Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή (ΚΠΧ) και συγκεκριμένα ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέχθηκε $q = 1.5$.

Με τα παραπάνω στοιχεία προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Διεύθυνση X-X

$$T_1 = 1.403 \text{ sec}$$

$$\alpha_g = 0.336 \cdot g = 3.296 \text{ m/sec}^2$$

$$W = 17935.69 \text{ kN} \rightarrow W = m \cdot g \rightarrow m = 1828.31 \text{ Mg}$$

Από το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού:

$$T_C \leq T_1 \leq T_D \quad (3.13\gamma) \rightarrow$$

$$S_d(1.403) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} \geq \beta \cdot \alpha_g$$

$$\rightarrow S_d(1.403) = 2.35 m/sec^2$$

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού προκύπτει από τη Σχέση 3.17 για $\lambda=1$:

$$F_b = S_d(1.403) \cdot m \cdot \lambda \rightarrow$$

$$F_b = 2.35 \cdot 1828.31 \cdot 1 = 4296.53 kN$$

Η κατανομή των δυνάμεων για τη διεύθυνση X, σύμφωνα με τη Σχέση 3.19, φαίνεται στον Πίνακα 3.13. Λόγω των μεγάλων και βαριών δοκών που συνδέουν τον υποσταθμό με τον πάσσαλο αλλά και επειδή η σύνδεση αυτή έχει θεωρηθεί πως γίνεται στη συνέχεια των υποστυλωμάτων και κάτω από τη βάση του υποσταθμού κατά 2.0 m υπολογίσθηκαν τα φορτία που αντιστοιχούν και σε αυτό το επίπεδο.

Πίνακας 3.13: Κατανομή σεισμικών δυνάμεων στον υποσταθμό για τη διεύθυνση X.

	$z_i(m)$	$m_i(Mg)$	$z_i \cdot m_i$	$\sum(z_i \cdot m_i)$	$F_b(kN)$	$F_i(kN)$
Story 2	42	609.3075	25590.92	62164.11	4296.53	1768.74
Story 1	35	430.02	15050.7			1040.243
Base	28	463.891	12988.95			897.7431
Beams	26	325.708	8533.55			589.8042

- Διεύθυνση Y-Y

$$T_1 = 1.395 \text{ sec}$$

$$a_g = 3.296 m/sec^2$$

$$W = 17935.69 \text{ kN} \rightarrow W = m \cdot g \rightarrow m = 1828.31 \text{ Mg}$$

Από το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού:

$$T_c \leq T_1 \leq T_D \quad (3.13\gamma) \rightarrow$$

$$S_d(1.395) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T_1} \geq \beta \cdot a_g$$

$$\rightarrow S_d(1.395) = 2.36 m/sec^2$$

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού προκύπτει από τη Σχέση 3.17 για $\lambda=1$:

$$F_b = S_d(1.395) \cdot m \cdot \lambda \rightarrow$$

$$F_b = 2.36 \cdot 1828.31 \cdot 1 = 4314.81 kN$$

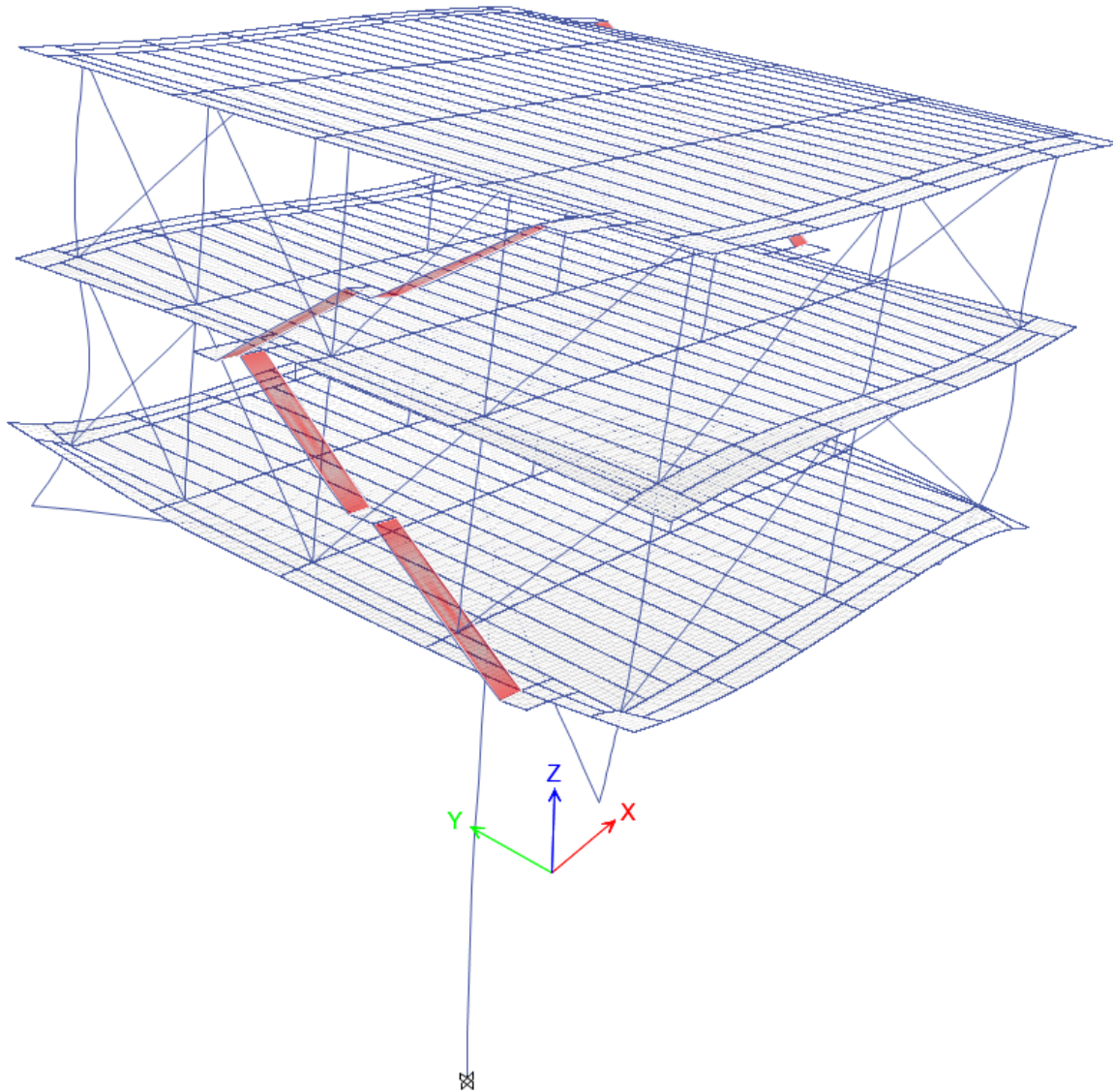
Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων για τη διεύθυνση Y φαίνεται στον Πίνακα 3.14:

Πίνακας 3.14: Κατανομή σεισμικών δυνάμεων στον υποσταθμό για τη διεύθυνση Y.

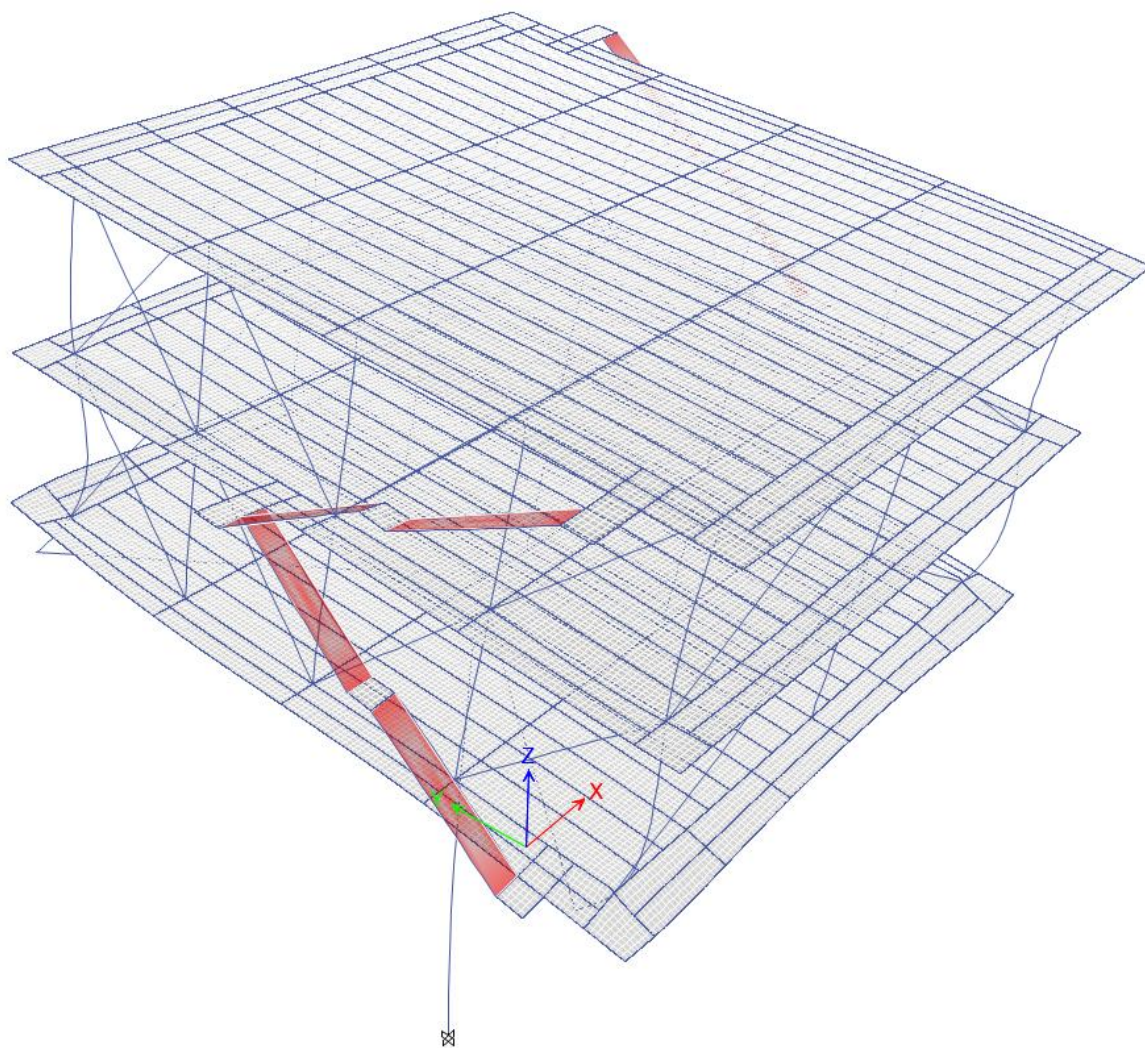
	$z_i(m)$	$m_i(Mg)$	$z_i \cdot m_i$	$\Sigma(z_i \cdot m_i)$	$F_b(kN)$	$F_i(kN)$
<i>Story 2</i>	42	609.3075	25590.92	62164.11	4314.81	1768.74
<i>Story 1</i>	35	430.02	15050.7			1040.243
<i>Base</i>	28	463.891	12988.95			897.7431
<i>Beams</i>	26	325.708	8533.55			589.8042

3.5.8 Ιδιομορφές φορέα

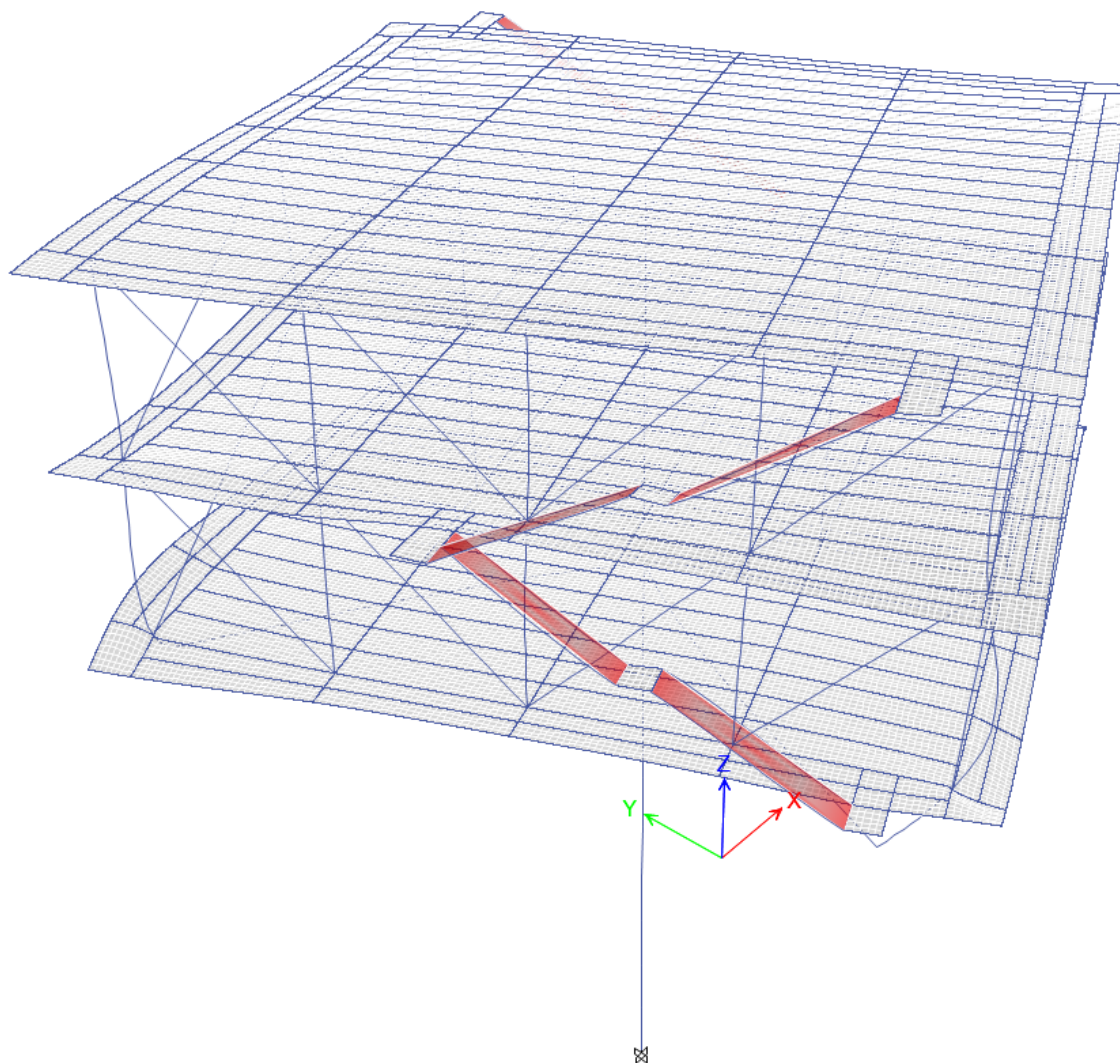
Τέλος, οι τέσσερις πρώτες ιδιομορφές του φορέα, όπως τις υπολόγισε το πρόγραμμα, φαίνονται στα επόμενα Σχήματα μαζί με τις περιόδους τους.



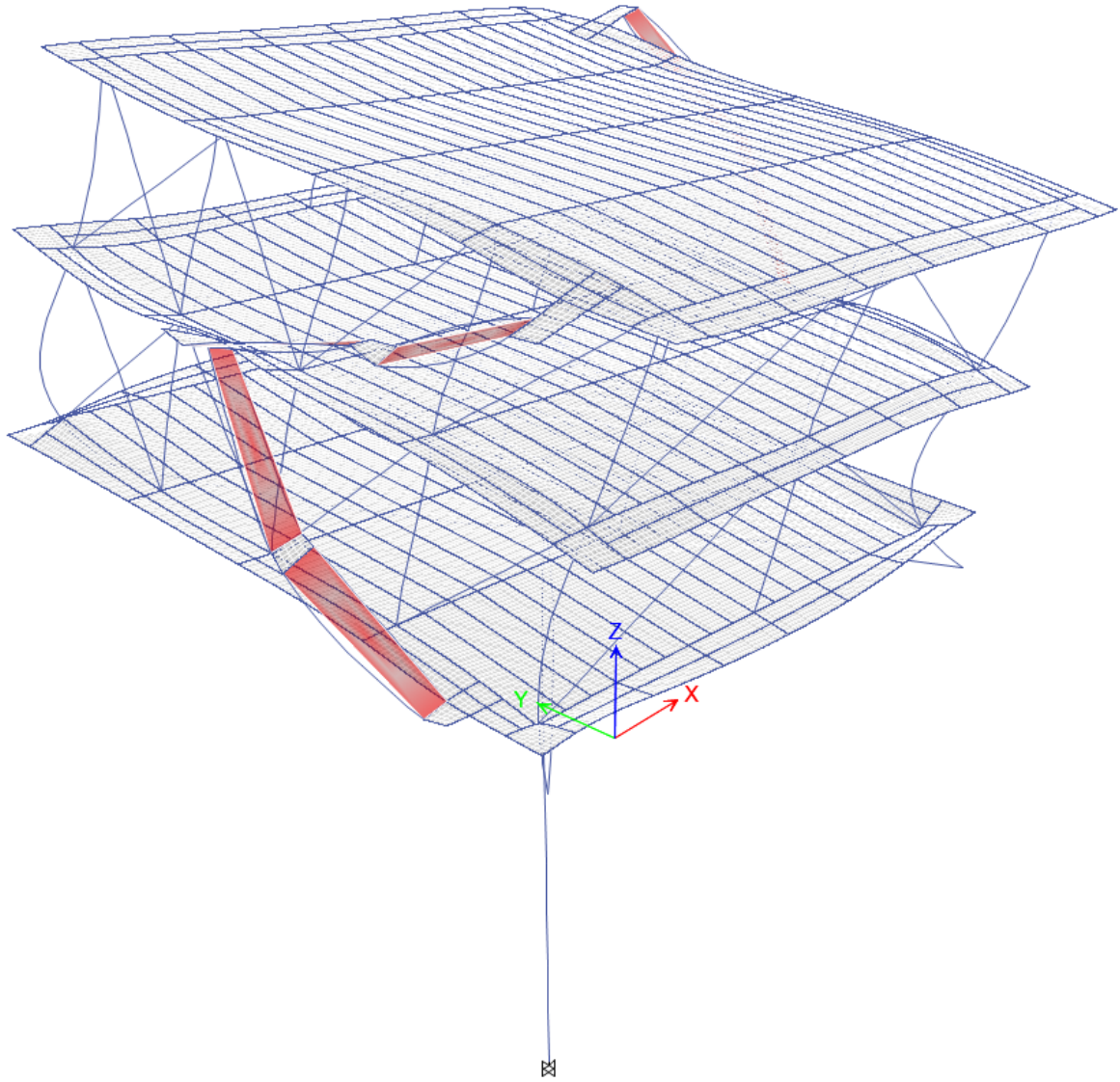
Σχήμα 3.7: 1^η ιδιομορφή φορέα – Στροφή περί τον Y-Y ($T = 1.403$ sec).



Σχήμα 3.8: 2^η ιδιομορφή φορέα – Στροφή περί τον X-X ($T = 1.395$ sec).



Σχήμα 3.9: 3^η ιδιομορφή φορέα - Στροφή περί τον Z – Z ($T = 0.903$ sec).



Σχήμα 3.10: 4^η ιδιομορφή φορέα – Ταλάντωση μόνο του υποσταθμού ($T = 0.303 \text{ sec}$).

4 Συνδυασμοί Δράσεων

4.1 Οριακές καταστάσεις

Στους κανονισμούς ορίζονται διάφορες οριακές καταστάσεις, για τις οποίες ο φορέας πρέπει να ικανοποιεί κάποια κριτήρια σχεδιασμού. Υπάρχει η διάκριση μεταξύ των οριακών καταστάσεων αστοχίας (ΟΚΑ) και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

4.1.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με κάποια μορφή αστοχίας όπως είναι η κατάρρευση και αφορά την ασφάλεια των ανθρώπων μέσα στην κατασκευή. Οι οριακές καταστάσεις αυτές περιλαμβάνουν:

- την απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα ή μέρους αυτού
- εσωτερική αστοχία ή αστοχία εξ' αιτίας υπερβολικών παραμορφώσεων είτε του φορέα είτε δομικών μελών του, όπως υποστρωμάτων, δοκών κλπ., μετατροπή μηχανισμού τμήματος ή ολόκληρου το φορέα ή απώλεια της ευστάθειας
- αστοχία του εδάφους ή υπερβολική παραμόρφωσή του
- αστοχία του φορέα ή μελών του έναντι χρόνιων επιρροών, όπως είναι η κόπωση

4.1.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με τις συνθήκες της προβλεπόμενης χρήσης της κατασκευής. Αυτές οι συνθήκες έχουν σαν σκοπό την καλή λειτουργία του έργου αλλά και των μελών του, την άνεση των ανθρώπων που κάνουν χρήση της κατασκευής και τέλος την εμφάνιση του έργου. Για να ικανοποιηθούν οι παραπάνω απαιτήσεις, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας περιλαμβάνουν:

- παραμορφώσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση του έργου αλλά και τη λειτουργία του
- ταλαντώσεις που επηρεάζουν τη λειτουργία του έργου ή την άνεση των χρηστών
- ρηγματώσεις που επηρεάζουν άμεσα την εμφάνιση του έργου, την αντοχή του στο χρόνο αλλά και την αίσθηση ασφάλειας στους χρήστες

4.2 Βασική ανίσωση ελέγχου και συντελεστές ασφαλείας

Η βασική ανίσωση ελέγχου έναντι των οριακών καταστάσεων συγκρίνει τις τιμές σχεδιασμού των δράσεων ή των αποτελεσμάτων τους στην κατασκευή (E_d), με την αντιστάσεις τους αντίστοιχα (R_d). Η βασική ανίσωση ελέγχου είναι η εξής: (Σχέση 4.1)

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Η δράση, ή αποτέλεσμα δράσης, E_d εισέρχεται στη βασική ανίσωση ελέγχου με τιμή:

$$E_d = S(\gamma_F \cdot \psi \cdot F_k) \quad (4.2\alpha)$$

Ενώ η αντίσταση εισέρχεται με την τιμή:

$$R_d = R \left(\frac{f_k}{\gamma_M} \right) \quad (4.2\beta)$$

όπου

γ_F	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας δράσεων
γ_M	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας αντιστάσεων
ψ	συντελεστές συνδυασμού

Οι συντελεστές ασφαλείας γ_M και γ_F εισάγονται καθώς κατά τον υπολογισμό των δράσεων από τις δράσεις και των αντιστάσεων από τις αντοχές των υλικών έχει προηγηθεί μια σειρά πειραμάτων και υπολογισμών στα οποία υπάρχουν αβεβαιότητες. Οι συντελεστές αυτοί μπορούν να υπολογιστούν ανάλογα με το μέγεθος των δράσεων, τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος, των αντοχών των δομικών υλικών που υπολογίστηκαν εργαστηριακώς και των διαφορών μεταξύ εργαστηριακών συνθηκών και συνθηκών επί τόπου του έργου. Στους Ευρωκώδικες όμως και στους περισσότερους κανονισμούς δίνονται οι τελικές τιμές των συντελεστών για τα υλικά και τις κατηγορίες των δράσεων.

4.3 Είδη δράσεων και επιμέρους συντελεστών ασφαλείας

Για κάθε μία κατηγορία δράσεων (μόνιμες, μεταβλητές, τυχηματικές και σεισμικές) εφαρμόζονται συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_A$ και γ_E αντιστοίχως. Οι τιμές των συντελεστών αυτών εξαρτώνται από:

- Το συντελεστή μεταβλητότητας της προς εξέταση δράσης
- Την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση
- Την πιθανότητα εμφάνισης της δράσης αυτής
- Και την επιρροή της δράσης για το εξεταζόμενο μέγεθος (ευμενής ή δυσμενής)

Με βάση τα παραπάνω, εύκολα φαίνεται πως οι συντελεστές γ_G , που έχουν μικρή μεταβλητότητα, είναι γενικά μικρότεροι από τους συντελεστές γ_Q . Οι συντελεστές που αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) είναι μεγαλύτερη από τους αντίστοιχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και οι συντελεστές γ_A, γ_E , λόγω της μικρής πιθανότητας εμφάνισής τους είναι μικρότεροι από τους γ_G και γ_Q . Οι προβλεπόμενες τιμές των συντελεστών ασφαλείας σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες φαίνονται στον Πίνακα 4.1.

Για τους συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων, υπάρχει ομαδοποίηση ανάλογα με τον τύπο αστοχίας και την οριακή κατάσταση που μελετάται. Οι τιμές του γ_M για τους διαφορετικούς τύπους αστοχίας στην οριακή κατάσταση αστοχίας και τους συντελεστές στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας φαίνονται στον Πίνακα 4.2.

Τέλος, οι δράσεις υπολογισμού, όπως περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 3, υπενθυμίζεται πως περιλαμβάνουν τις μόνιμες, όπου υπολογίζεται το ίδιο βάρος του φορέα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία του εξοπλισμού, τα μεταβλητά που περιλαμβάνουν τα φορτία χρήσης, τα φορτία ανέμου και τα φορτία χιονιού, και τέλος τα σεισμικά. Οι δράσεις αυτές φαίνονται συνοπτικά και με το συμβολισμό τους στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.1: Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων γ_F

	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας		Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επιρροή	Ευμενής επιρροή	Δυσμενής επιρροή	Ευμενής επιρροή
γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
γ_Q	1.50	0	1.00	0
γ_A, γ_E	1.00	0	-	-

Πίνακας 4.2: Συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων γ_M

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	
Διαρροή ή τοπικός λυγισμός (Συνάρτηση του f_{ey})	$\gamma_{M0} = 1.00$
Απώλεια ευστάθειας	$\gamma_{M1} = 1.00$
Θραύση και μέσα σύνδεσης (Συνάρτηση του f_u)	$\gamma_{M2} = 1.25$
Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
Γενικώς	$\gamma_{serv} = 1.00$
Ολίσθηση σε προεντεταμένους κοχλίες	$\gamma_{s,serv} = 1.10$

Πίνακας 4.3: Δράσεις υπολογισμού και συμβολισμός τους

G_{dead}	Ίδιο βάρος φορέα
G_{S-dead}	Πρόσθετα μόνιμα φορτία
Q	Φορτία χρήσης
W	Άνεμος
S	Χιόνι
E	Σεισμός

Ο συμβολισμός αυτός θα χρησιμοποιηθεί όταν αναλυθούν οι συνδυασμοί δράσεων που υπολογίστηκαν στην εργασία.

4.4 Συνδυασμοί δράσεων

Η πιθανότητα να συμβούν ταυτόχρονα τα μέγιστα των διάφορων δράσεων είναι μικρή, και γι αυτό το λόγο στο σχεδιασμό μια κατασκευής εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί συμβολίζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης που έχει μεγάλη πιθανότητα να συμβεί ταυτόχρονα με τις υπόλοιπες εξεταζόμενες. Έτσι, χωρίζονται σε χαρακτηριστικές τιμές, τιμές συνδυασμού, συχνές τιμές και οιονεί μόνιμες τιμές, όπως φαίνεται παρακάτω:

- Χαρακτηριστική τιμή Q_k
- Τιμή συνδυασμού $\psi_0 \cdot Q_k$
- Συχνή τιμή $\psi_1 \cdot Q_k$
- Οιονεί μόνιμη τιμή $\psi_2 \cdot Q_k$

Οι τιμές που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα (EN1990) για τους συντελεστές ψ φαίνονται στον Πίνακα 4.4.

Πίνακας 4.4: Συντελεστές ψ για τα κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ωφέλιμα φορτία κτιρίων			
Κατηγορία Β: Γραφεία	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,5	0

Οι διαφορετικοί συνδυασμοί δράσεων για τις διάφορες οριακές καταστάσεις περιγράφονται στη συνέχεια.

4.4.1 Συνδυασμοί οριακών καταστάσεων αστοχίας

Παρατηρούνται τρεις κατηγορίες συνδυασμών: οι βασικοί συνδυασμοί, οι τυχηματικοί συνδυασμοί και οι σεισμικοί συνδυασμοί:

- Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{ki} \quad (4.3)$$

- Τυχηματικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + A + \psi_1 Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (4.4)$$

- Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + E + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (4.5)$$

Στους συνδυασμούς αυτούς, κάθε μεταβλητή δράση Q εισάγεται διαδοχικά ως κύρια σαν Q_{k1} όπου και υπάρχει σαν μεταβλητή. Παρατηρείται πως στους τυχηματικούς συνδυασμούς οι τυχηματικές δράσεις A δεν συνδυάζονται μεταξύ τους. Αυτό σημαίνει πως δύο τυχηματικές δράσεις, όπως η πρόσκρουση αυτοκινήτου και η πυρκαγιά, κατά το σχεδιασμό θεωρείται πως δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα. Επίσης παρατηρείται πως ο σεισμός συνδυάζεται μόνο με τα οιονεί μόνιμα τμήματα των μεταβλητών δράσεων και όχι με τις συχνές τιμές τους.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι συνδυασμοί αστοχίας που ελέγχθηκαν στην παρούσα εργασία:

- 1) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}}$
- 2) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot Q$
- 3) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W$
- 4) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot Q - 0.90 \cdot W$
- 5) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.05 \cdot Q + 1.50 \cdot W$
- 6) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.05 \cdot Q - 1.50 \cdot W$
- 7) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot W$
- 8) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} - 1.50 \cdot W$
- 9) $1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot W$
- 10) $1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{S-dead}} - 1.50 \cdot W$
- 11) $1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{S-dead}} \pm 1.00 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_y + 0.3 \cdot Q$
- 12) $1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{S-dead}} \pm 1.00 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_x + 0.3 \cdot Q$
- 13) $1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{S-dead}} \pm 1.00 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_y$
- 14) $1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{S-dead}} \pm 1.00 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_x$
- 15) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W + 0.75 \cdot S$
- 16) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.50 \cdot Q - 0.90 \cdot W + 0.75 \cdot S$
- 17) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.05 \cdot Q + 1.50 \cdot W + 0.75 \cdot S$
- 18) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.05 \cdot Q - 1.50 \cdot W + 0.75 \cdot S$
- 19) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.05 \cdot Q + 0.90 \cdot W + 1.50 \cdot S$
- 20) $1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{S-dead}} + 1.05 \cdot Q - 0.90 \cdot W + 1.50 \cdot S$

4.4.2 Συνδυασμοί οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας

Εδώ παρατηρούνται τρεις κατηγορίες συνδυασμών: οι χαρακτηριστικοί, οι συχνοί και οι οιονεί μόνιμοι. Δεν υπάρχει συνδυασμός που να περιλαμβάνει τις τυχηματικές δράσεις καθώς αυτές θεωρείται ότι ανήκουν αποκλειστικά στους συνδυασμούς αστοχίας.

- Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (4.6)$$

- Συχνοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_1 Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (4.7)$$

- Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (4.8)$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι συνδυασμοί που εξετάστηκαν στην εργασία αυτή για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι εξής:

- 1) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead}$
- 2) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 1.00 \cdot Q$
- 3) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W + 0.50 \cdot S$
- 4) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 1.00 \cdot Q - 0.60 \cdot W + 0.50 \cdot S$
- 5) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 1.00 \cdot W$
- 6) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} - 1.00 \cdot W$
- 7) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.70 \cdot Q + 1.00 \cdot W + 0.50 \cdot S$
- 8) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.70 \cdot Q - 1.00 \cdot W + 0.50 \cdot S$
- 9) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.70 \cdot Q + 0.60 \cdot W + 1.00 \cdot S$
- 10) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.70 \cdot Q - 0.60 \cdot W + 1.00 \cdot S$
- 11) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.50 \cdot Q$
- 12) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.30 \cdot Q + 0.50 \cdot W$
- 13) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.30 \cdot Q - 0.50 \cdot W$
- 14) $1.00 \cdot G_{dead} + 1.00 \cdot G_{s-dead} + 0.30 \cdot Q + 0.20 \cdot S$

5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση

5.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του φορέα γίνεται είτε με ελαστική ανάλυση, είτε με πλαστική ανάλυση.

Η ανάλυση μπορεί να γίνει είτε στον απαραμόρφωτο φορέα (ανάλυση πρώτης τάξης), είτε στον παραμορφωμένο (ανάλυση δεύτερης τάξης). Για τον υποσταθμό πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με τη βοήθεια του προγράμματος ETABS 2016.

Η ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις, ακόμα και αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με την πλαστική αντοχή τους. Στην ελαστική ανάλυση θεωρείται πως η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων του υλικού είναι γραμμική για οποιαδήποτε τιμή των τάσεων. Αυτό σημαίνει πως για όποια φόρτιση, η παραμόρφωση είναι ανάλογη αυτής.

Στην ελαστική ανάλυση τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν είτε από τις εξισώσεις ισορροπίας στους ισοστατικούς φορείς, είτε από τη μέθοδο των δυνάμεων ή τη μέθοδο των μετακινήσεων στους υπερστατικούς. Επιτρέπεται να γίνει ελαστική ανάλυση 1ης τάξης αλλά και 2ης τάξης, όταν αυτό είναι απαραίτητο, ανεξάρτητα πάλι του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται ελαστικά ή πλαστικά.

5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

5.2.1 Αντοχή διατομών

Κατά το σχεδιασμό τη κατασκευής, ο στόχος είναι να υπάρχει ικανοποιητικό επίπεδο ασφαλείας έναντι αστοχίας, αλλά και αποφυγή υπερβολικών παραμορφώσεων και ταλαντώσεων που επηρεάζουν τη λειτουργία. Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται οι έλεγχοι που αφορούν την αντοχή των διατομών αλλά και την ευστάθεια των μελών. Ο προσδιορισμός των αντοχών γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1993-1-1.

5.2.1.1 Γενικά

Σε όλες τις κατηγορίες των διατομών επιτρέπεται να γίνει ελαστική ανάλυση και ελαστικός έλεγχος. Με τον έλεγχο αυτό εξετάζεται η αποφυγή της διαρροής όλων των ινών της διατομής. Ο ελαστικός έλεγχος ή ο πλαστικός έλεγχος αντίστοιχα μπορεί να γίνει συντηρητικά με βάση γραμμική σχέση αλληλεπίδρασης. Η συνθήκη αντοχής που θα πρέπει να ικανοποιούν όλα τα φέροντα στοιχεία είναι η εξής:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

όπου:

E_d η τιμή σχεδιασμού εντατικού μεγέθους λόγω της δυσμενέστερης κατάστασης, που περιλαμβάνει, αν είναι αναγκαίο φαινόμενα δευτέρας τάξεως.

R_d η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού του στοιχείου που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανόνες του κάθε υλικού για τις ιδιότητες και τους συντελεστές ασφαλείας.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 , αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα Ρ-Δ) δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη αν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε κάθε όροφο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (5.2)$$

όπου:

θ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου

d_r η σχετική μετακίνηση του ορόφου, δηλαδή η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των δαπέδων του εξεταζόμενου ορόφου.

V_{tot} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h το ύψος του ορόφου.

Στην περίπτωση του υποσταθμού δε χρειάζεται να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως αφού:

- Για το 2^ο επίπεδο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{5821.56 \cdot 0.0299}{1770.2 \cdot 7} = 0.014 < 0.10$$

- Για το 1^ο επίπεδο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{9997.08 \cdot 0.032}{2817.67 \cdot 7} = 0.016 < 0.10$$

- Για το ισόγειο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{14733.06 \cdot 0.0408}{3727.33 \cdot 2.0} = 0.081 < 0.10$$

- Για τον πάσσαλο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{16806.75 \cdot 0.0386}{4320.39 \cdot 28} = 0.00536 < 0.10$$

5.2.1.2 Βασικός έλεγχος διατομών

Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υποβάλλονται σε εντατική κατάσταση με N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, και $M_{z,Ed}$ η σχέση αλληλεπίδρασης είναι η εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (5.3)$$

όπου με συντελεστή E_d συμβολίζονται οι δράσεις ενώ με R_d οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής, πλαστικής ή ελαστικής. Για διατομές κατηγορίας 4 η σχέση αλληλεπίδρασης:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (5.4)$$

όπου

A_{eff} το εμβαδόν της ενεργού διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη
 $W_{eff,min}$ ροπή αντίστασης της ενεργού διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα
 e_N μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα μεταξύ πλήρους και ενεργού διατομής, όταν αυτή βρίσκεται μόνο σε θλίψη.

5.2.2 Αντοχή μελών

Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής δεν είναι η καθοριστική αφού για κάποιο φορτίο μικρότερο από το φορτίο αντοχής της διατομής το μέλος μπορεί να χάσει την ευστάθειά του. Έτσι χάνει τη δυνατότητά του να ισορροπεί στην αρχική του θέση και θεωρείται πως έχει αστοχήσει. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται λυγισμός.

5.2.2.1 Καμπτικός λυγισμός

Αυτή είναι η πιο συνηθισμένη μορφή αστάθειας και συμβαίνει σε θλιβόμενα μέλη. Το φαινόμενο συμβαίνει πριν η διατομή αναπτύξει την πλαστική αντοχή της και γι αυτό τις περισσότερες φορές ο έλεγχος είναι ο καθοριστικός.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό δίνεται στις επόμενες σχέσεις:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.5\alpha)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίες 4} \quad (5.5\beta)$$

όπου

χ ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού

Ένας μεγάλος παράγοντας που επηρεάζει το φορτίο για το οποίο το μέλος θα λυγίσει είναι οι αρχικές ατέλειες του μέλους αλλά και οι παραμένουσες τάσεις που έχει από τον τρόπο κατασκευής του. Για το λόγο αυτό, ανάλογα με την περίπτωση που εξετάζεται, υπάρχουν πέντε διαφορετικές καμπύλες που δίνουν το μειωτικό συντελεστή χ ανάλογα και με τη λυγηρότητα. Η σχέση υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή χ είναι η εξής:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (5.6)$$

όπου

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (5.7)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.8)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.9)$$

α είναι ο συντελεστής ατελειών που λαμβάνεται ανάλογα με το είδος της διατομής και τον τρόπο κατασκευής της.

Η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί ο λυγισμός αν:

$$\bar{\lambda} \leq 0.2 \quad \text{ή} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.4 \quad (5.10)$$

Σε αυτή την περίπτωση δε χρειάζεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού.

5.2.2.2 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι μια μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου ή καμπτόμενου μέλους, ή συνδυασμού των δύο δράσεων. Όταν συμβαίνει, οι διατομές παρουσιάζουν στροφή περί το κέντρο διάτμησης και μετατόπιση σχετικά με τον αρχικά ευθύγραμμο άξονα του μέλους πριν το λυγισμό. Ο διαμήκης άξονας του μέλους παύει να είναι ευθύγραμμος μετά την παραμόρφωση. Από τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό κινδυνεύουν κυρίως οι ανοιχτές διατομές αφού οι κλειστές έχουν μεγάλη δυστρεψία και αντιστέκονται από την αστάθεια αυτή ευκολότερα. Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός εμφανίζεται σε μέλη υπό θλίψη, σε μη πλευρικά προστατευμένα μέλη υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα και τέλος σε μέλη που υποβάλλονται σε θλίψη και κάμψη ταυτόχρονα.

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός σε μέλος υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Όταν ένα μέλος μη πλευρικά εξασφαλισμένο υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής, λόγω ακραίων ροπών ή λόγω εγκάρσιου φορτίου, το ένα πέλμα της διατομής θλίβεται οπότε και κινδυνεύει έναντι λυγισμού. Ο λυγισμός στο επίπεδο του κορμού είναι εξασφαλισμένος λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του κορμού, ενώ το άλλο πέλμα είναι ευσταθές αφού εφελκύεται. Έτσι, ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος εκδηλώνεται εκτός του επιπέδου του κορμού και στρίβουν ταυτόχρονα οι κύριοι άξονες της διατομής σε σχέση με τη θέση που ήταν αρχικά. Η κρίσιμη ροπή που ευθύνεται για τον πλευρικό λυγισμό σε δοκό που φορτίζεται κατά την ισχυρή διεύθυνση κάμψης επηρεάζεται από τη θέση του φορτίου, το είδος των στηρίξεων στα άκρα της δοκού, τη μορφή της διατομής αλλά και τυχόν γεωμετρικές ατέλειες και παραμένουσες τάσεις.

Ο λυγισμός αυτός περιλαμβάνει κάμψη περί τον ασθενή άξονα της διατομής και στρέψη. Γι' αυτό το λόγο, η κρίσιμη ροπή κάμψης εκφράζεται συναρτήσει του μήκους της δοκού L , της δυστρεψίας GI_t , την καμπτική ροπή αντίστασης περί τον ασθενή άξονα EI_z αλλά και

από τη δυσκαμψία στρέβλωσης EI_w . Σε μία αμφιέρειστη ευθύγραμμη δοκό που φορτίζεται αποκλειστικά με ίσες και αντίθετες ροπές στα άκρα η ροπή αυτή δίνεται από τη Σχέση 5.42.

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5} \quad (5.11)$$

όπου:

- I_t η σταθερά στρέψης
- I_w η σταθερά στρέβλωσης
- I_z η ροπή αδράνειας της διατομής περί τον ασθενή άξονα z-z
- L το μήκος του μέλους

Συνήθως στην περίπτωση των δοκών υπάρχει μια πλάκα σκυροδέματος σε σύμμικτες κατασκευές ή μια πλάκα μεταλλική. Αυτές οι πλάκες δίνουν συνεχώς πλευρική στήριξη στις δοκούς και παρεμποδίζουν την εμφάνιση του πλευρικού λυγισμού. Κατά τη φάση της ανέγερσης όμως, η δοκός δεν έχει κάποια πλευρική στήριξη αφού οι πλάκες δεν έχουν τοποθετηθεί ακόμα και θα πρέπει να γίνεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Κάποια μέλη δεν είναι ευπαθή σε πλευρικό λυγισμό. Τέτοια είναι οι δοκοί που έχουν πλευρική εξασφάλιση, ή μέλη με κλειστές διατομές όπως κυκλικές ή τετραγωνικές. Η ροπή αντοχής ενός μέλους σε πλευρικό λυγισμό δίνεται από τη Σχέση 5.43:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.12)$$

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής στην περίπτωση του πλευρικού λυγισμού και υπολογίζεται σύμφωνα με τη Σχέση 5.44:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (5.13)$$

όπου:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + a_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.14)$$

Ο συντελεστής a_{LT} δίνεται από τον κανονισμό ανάλογα με το είδος της διατομής και τον τρόπο κατασκευής της, όπως και στον καμπτικό λυγισμό.

Η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού $\bar{\lambda}_{LT}$ δίνεται από τη Σχέση 5.46:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (5.15)$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού. Εξαρτάται από τις ιδιότητες της πλήρους διατομής, από τις συνθήκες φόρτισης, τις πλευρικές δεσμεύσεις και την πραγματική κατανομή της ροπής.

Ο κίνδυνος αστοχίας έναντι πλευρικού λυγισμού μπορεί να μη ληφθεί υπόψη όταν:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2 \text{ ή για } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0.04$$

Σε αυτή την περίπτωση γίνονται μόνο οι έλεγχοι διατομών.

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός σε μέλη υπό θλίψη και κάμψη

Αυτή η περίπτωση δομικών στοιχείων, δηλαδή μέλη που καταπονούνται από αξονική δύναμη και κάμψη περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα, αποτελούν τη γενική περίπτωση καταπόνησης. Συναντάται κυρίως σε κατακόρυφα μέλη πλαισιωτών φορέων. Η ακριβής ανάλυση των στοιχείων αυτών είναι δύσκολη λόγω των πολλών διαφορετικών μετατοπίσεων και στροφών που αναπτύσσονται. Για το λόγο αυτό, και για λόγους συνέπειας με τις άλλες μορφές αστάθειας, δίνονται στον κανονισμό ενοποιημένες σχέσεις σχεδιασμού με τη μορφή εξισώσεων αλληλεπίδρασης (Σχέσεις 5.48α και 5.48β). Οι σχέσεις αυτές ισχύουν για μέλη σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.16\alpha)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.16\beta)$$

Για τους συντελεστές k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} και k_{zz} δίνονται από τον κανονισμό δύο εναλλακτικές μέθοδοι υπολογισμού. Επιτρέπεται η χρήση οποιασδήποτε μεθόδου από τις δύο.

5.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι έλεγχοι της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας είναι αυτοί που επιβεβαιώνουν ότι τα βέλη και οι μετατοπίσεις της κατασκευής κάτω από φυσιολογικές συνθήκες λειτουργίας δεν είναι υπερβολικά. Μέσα στους ελέγχους αυτούς περιλαμβάνονται οι έλεγχοι ταλαντώσεων στις περιπτώσεις που χρειάζεται ή έλεγχοι σε άλλα δυναμικά φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή (πχ λόγω του εξοπλισμού). Σε αυτούς τους ελέγχους κύριο ρόλο παίζει η δυσκαμψία που έχει ο φορέας, ώστε να μην επιτρέπει την εμφάνιση μεγάλων παραμορφώσεων, και όχι η αντοχή του. Τα φορτία για τα οποία γίνονται οι έλεγχοι παραμορφώσεων προκύπτουν από τους αντίστοιχους συνδυασμούς οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, αφού αυτά είναι και τα φορτία της κατασκευής σε συνθήκες λειτουργίας.

Οι μεγάλες παραμορφώσεις είναι ανεπιθύμητες καθώς μπορεί να προκαλέσουν ζημιές σε κάποια μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής, όπως είναι τα παράθυρα, οι πόρτες κλπ. Επίσης, προσδίδουν αίσθημα ανασφάλειας στους χρήστες αλλά και προκαλούν οπτική όχληση. Τέλος, σε περίπτωση υποστρωμάτων που έχουν μελετηθεί για μεγάλα θλιπτικά φορτία, μια μεγάλη οριζόντια μετατόπιση θα προκαλέσει στο μέλος αυτό καμπτικές ροπές που δεν έχουν συμπεριληφθεί στο σχεδιασμό.

Το συνολικό βέλος δ_{max} προκύπτει από τρεις παράγοντες:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (5.17)$$

όπου:

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 αντιβέλος (εφ' όσον υπάρχει) του μέλους σε αφόρτιστη κατάσταση

Ο έλεγχος γίνεται στο συνολικό βέλος δ_{max} αλλά και στο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων δ_2 . Οι τιμές αυτές που υπολογίζονται από την ανάλυση συγκρίνονται με τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του κανονισμού, που δίνονται στον Πίνακα 5.1:

Πίνακας 5.1: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές κατακόρυφων βελών.

Φορέας	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Βατές στέγες και πατώματα	L/250	L/300

Για τις οριζόντιες μετακινήσεις ο κανονισμός δίνει στην περίπτωση μονώροφων κτιρίων χωρίς γερανογέφυρες μέγιστη τιμή $u \leq H/150$, ενώ στην περίπτωση των πολυώροφων κτιρίων τα όρια των οριζόντιων μετακινήσεων περιορίζονται στην αντισεισμική μελέτη. Οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις των πολυώροφων κτιρίων σε φάση λειτουργίας κατά συνέπεια προσδιορίζονται από το μελετητή.

5.4 Περιορισμός βλαβών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 απαιτείται να γίνει έλεγχος περιορισμού βλαβών για σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από το σεισμό σχεδιασμού. Ο έλεγχος που πρέπει να γίνει σε κάθε όροφο είναι ο εξής:

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

$$d_r v \leq 0.005h \quad (5.18\alpha)$$

2. Για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r v \leq 0.0075h \quad (5.18\beta)$$

3. Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα:

$$d_r v \leq 0.010h \quad (5.18\gamma)$$

όπου:

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου

h το ύψος του ορόφου

v συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς του εξεταζόμενου σεισμού. Ο συντελεστής αυτός συνδέεται με τη σπουδαιότητα του κτιρίου και δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Για κτίρια σπουδαιότητας I ή II έχουμε $v = 0.5$, ενώ για κτίρια σπουδαιότητας III ή IV έχουμε $v = 0.4$.

Ο υποσταθμός ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας IV άρα και ο συντελεστής v λήφθηκε ίσος με 0.4, ενώ θεωρούμε πως τα μη φέροντα στοιχεία του είναι αγκυρωμένα και πως δεν επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα. Ο έλεγχος φαίνεται στη συνέχεια:

- 2^ο Επίπεδο:

$$d_r v = 0.0299 \cdot 0.4 = 0.01196 < 0.010 \cdot h = 0.07$$

- 1^ο Επίπεδο:

$$d_r v = 0.032 \cdot 0.4 = 0.0128 < 0.010 \cdot h = 0.07$$

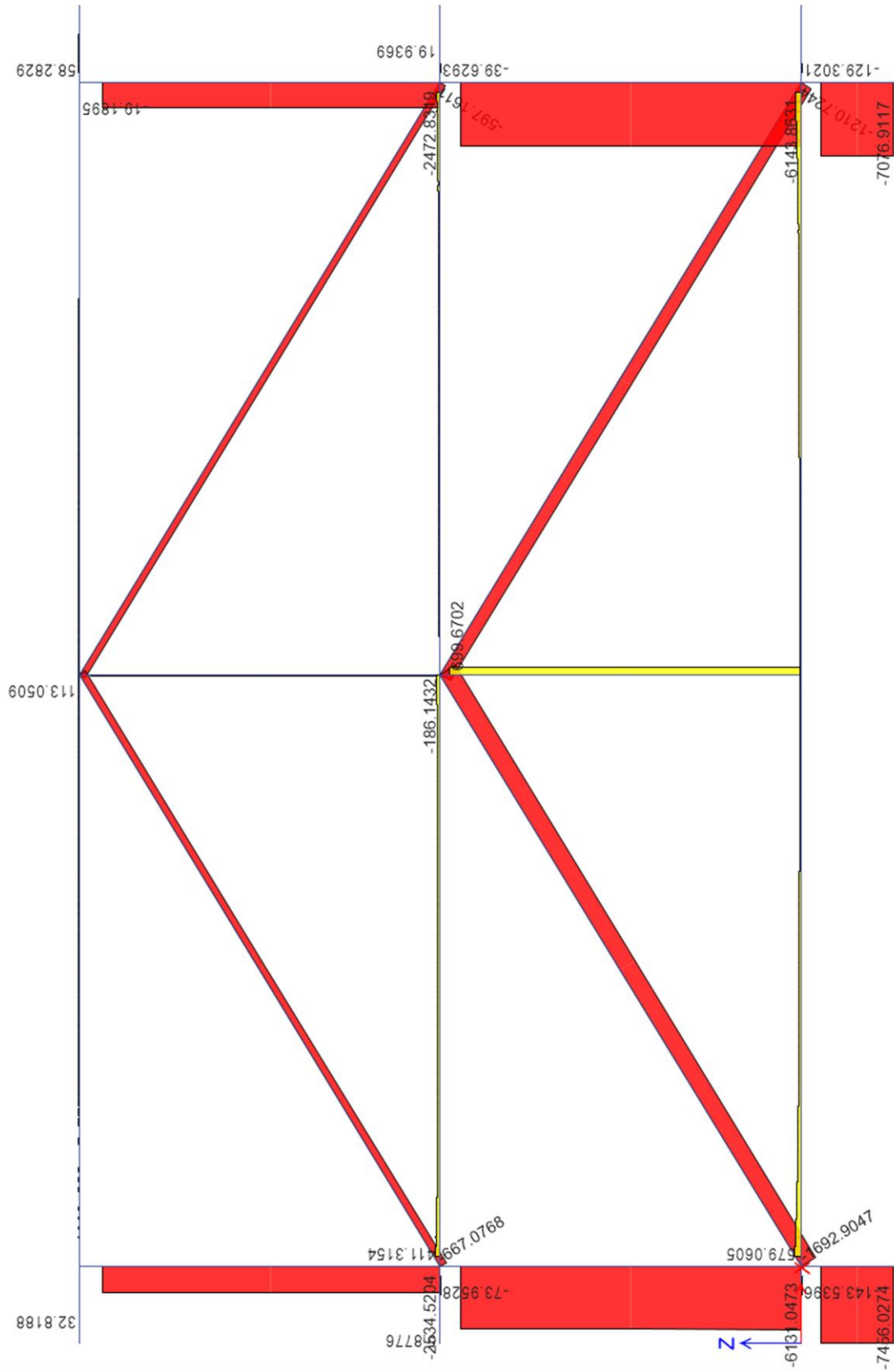
5.5 Αποτελέσματα ανάλυσης

Στον Πίνακα 5.2 φαίνονται οι συνδυασμοί των δράσεων σχεδιασμού που περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο με τον τρόπο που ονομάστηκαν στο πρόγραμμα ανάλυσης. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης σε Σχήματα που δείχνουν τις αξονικές δυνάμεις, τις ροπές και τις τέμνουσες των δυσμενέστερων συνδυασμών. Έπειτα παρουσιάζονται οι πρώτες τέσσερις ιδιομορφές του φορέα όπως τις εξήγαγε το πρόγραμμα. Τέλος παρουσιάζονται σε Πίνακες τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών και πως αυτά διαμοιράζονται σε αξονική καταπόνηση, ροπή κατά τον ισχυρό άξονα και ροπή κατά τον ασθενή άξονα και φαίνονται το είδος του μέλους (υποστύλωμα - column, δοκός - beam ή σύνδεσμος δυσκαμψίας - brace), η διατομή του μέλους με την οποία έγινε η ανάλυση του φορέα και ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης. Δεν παρουσιάζονται τα ποσοστά εκμετάλλευσης όσων αφορά τις τέμνουσες καθώς είχαν πολύ χαμηλές τιμές.

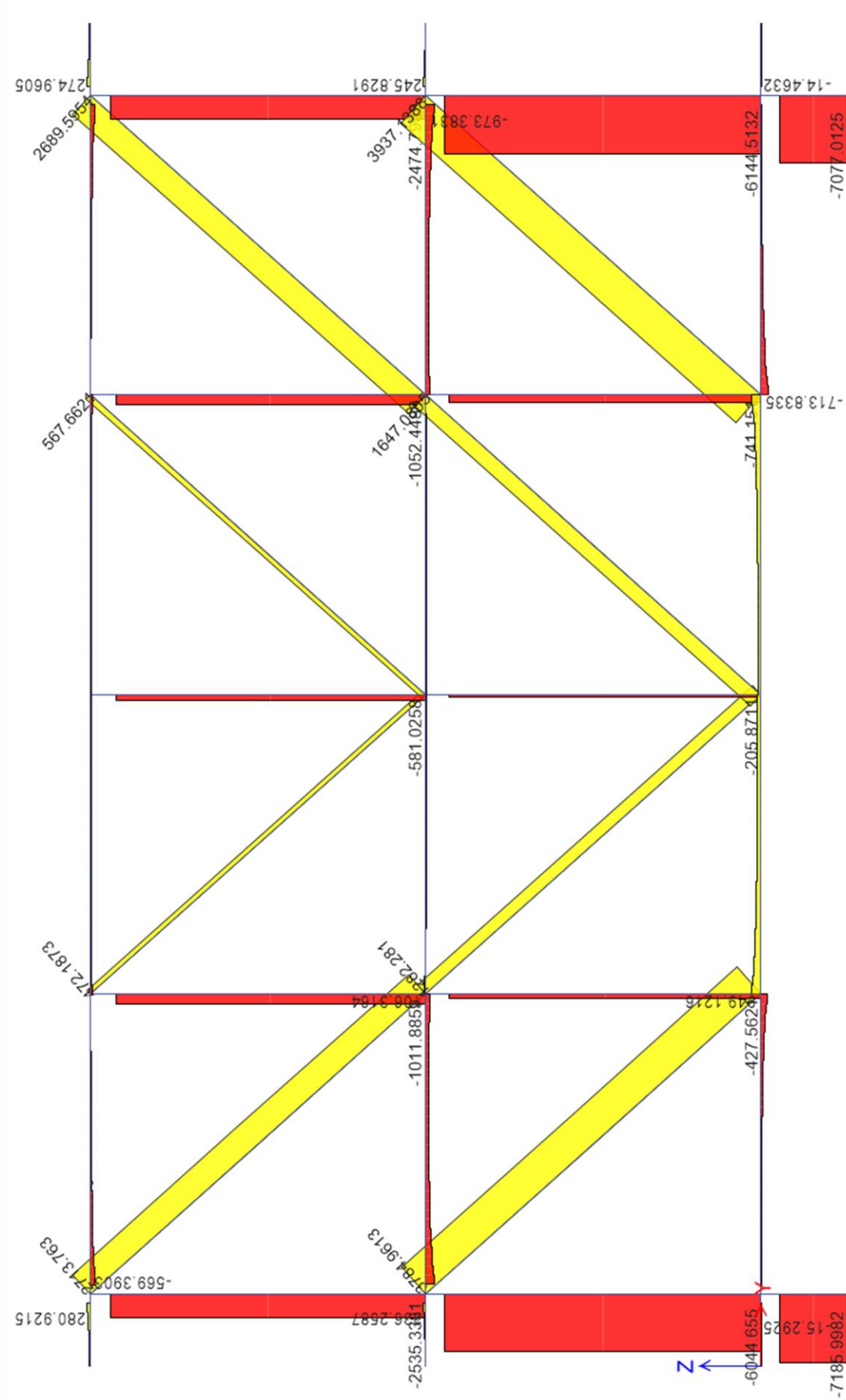
Πίνακας 5.2: Οι συνδυασμοί δράσεων και οι συμβολισμοί τους στο πρόγραμμα ανάλυσης.

DStlS1	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}}$
DStlS2	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot Q$
DStlS3	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W$
DStlS4	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot Q - 0.90 \cdot W$
DStlS5	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.05 \cdot Q + 1.50 \cdot W$
DStlS6	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.05 \cdot Q - 1.50 \cdot W$
DStlS7	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot W$
DStlS8	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} - 1.50 \cdot W$
DStlS9	$1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot W$
DStlS10	$1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{s-dead}} - 1.50 \cdot W$
DStlS11	$1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.00 \cdot E + 0.3 \cdot Q$
DStlS12	$1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{s-dead}} - 1.00 \cdot E + 0.3 \cdot Q$
DStlS13	$1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.00 \cdot E$
DStlS14	$1.00 \cdot G_{\text{dead}} + 1.00 \cdot G_{\text{s-dead}} - 1.00 \cdot E$
DStlS15	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W + 0.75 \cdot S$
DStlS16	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.50 \cdot Q - 0.90 \cdot W + 0.75 \cdot S$
DStlS17	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.05 \cdot Q + 1.50 \cdot W + 0.75 \cdot S$
DStlS18	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.05 \cdot Q - 1.50 \cdot W + 0.75 \cdot S$
DStlS19	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.05 \cdot Q + 0.90 \cdot W + 1.50 \cdot S$
DStlS20	$1.35 \cdot G_{\text{dead}} + 1.35 \cdot G_{\text{s-dead}} + 1.05 \cdot Q - 0.90 \cdot W + 1.50 \cdot S$

5.5.1 Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερου βασικού συνδυασμού αστοχίας



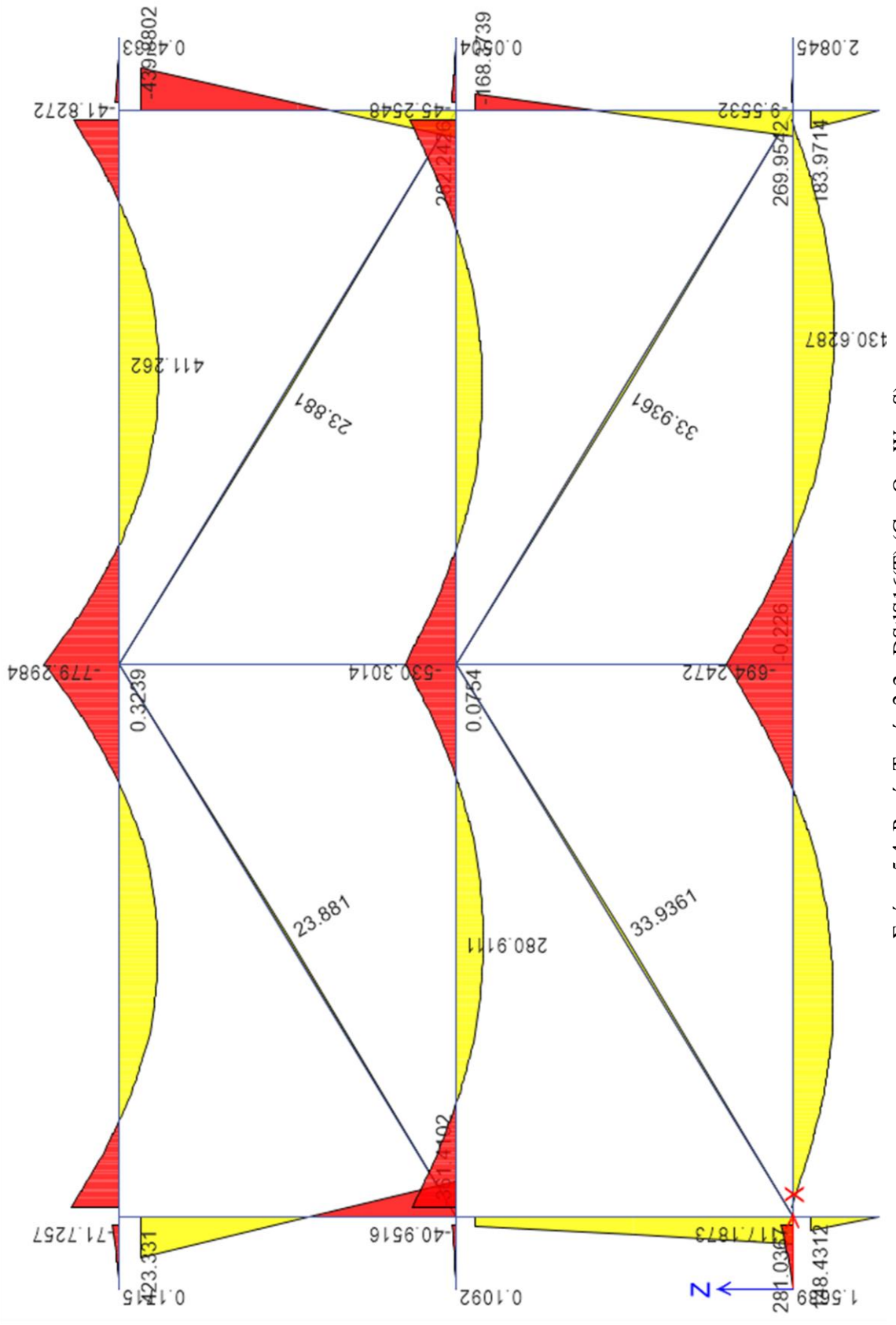
Σχήμα 5.1: Αξονικές δυνάμεις Τομή 2-2 - DSUS16(T) (G + Q + W + S)



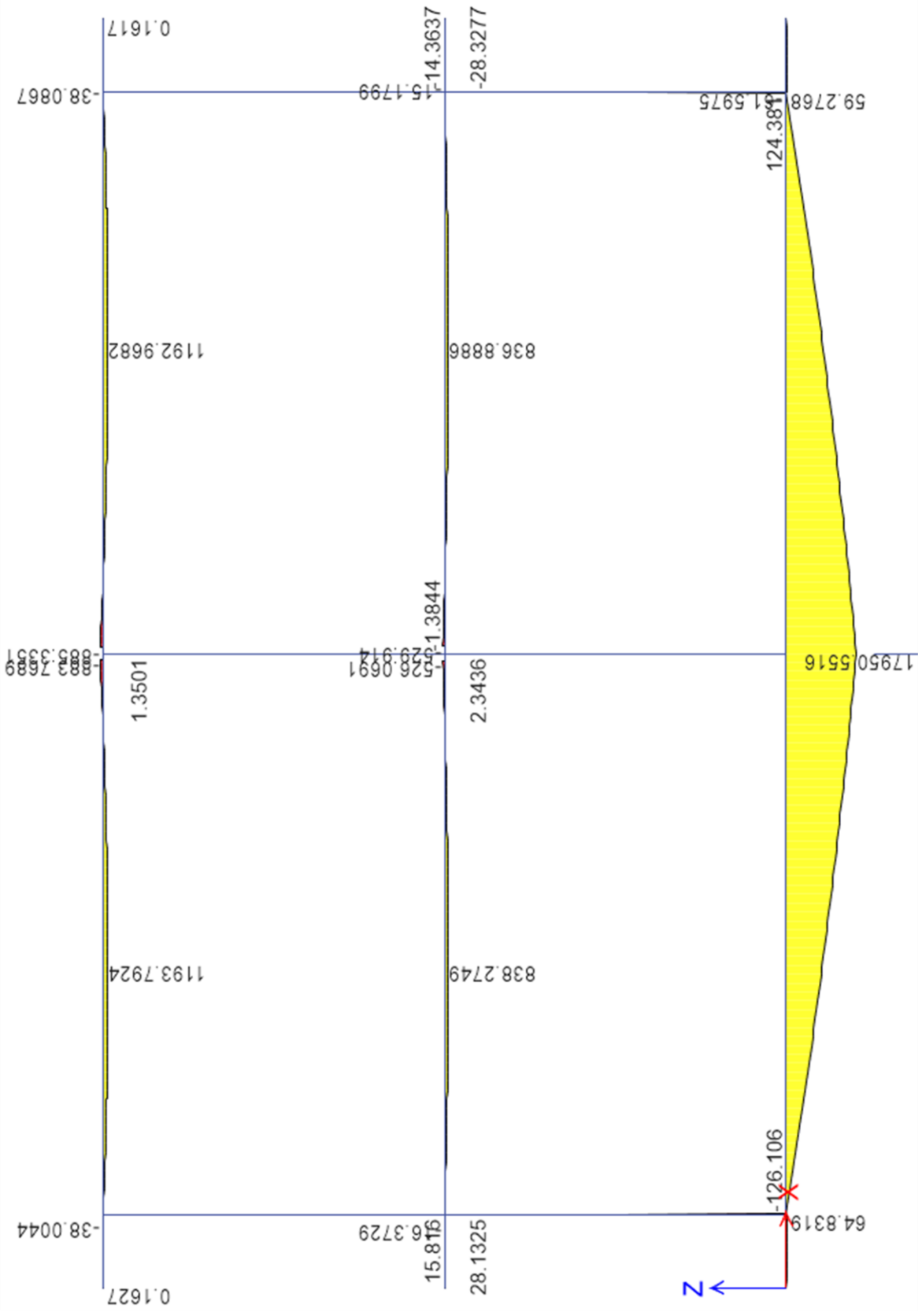
Σχήμα 5.2: Αξονικές δυνάμεις Τομής Β-Β - DStIS16(T) (G + Q + W + S)



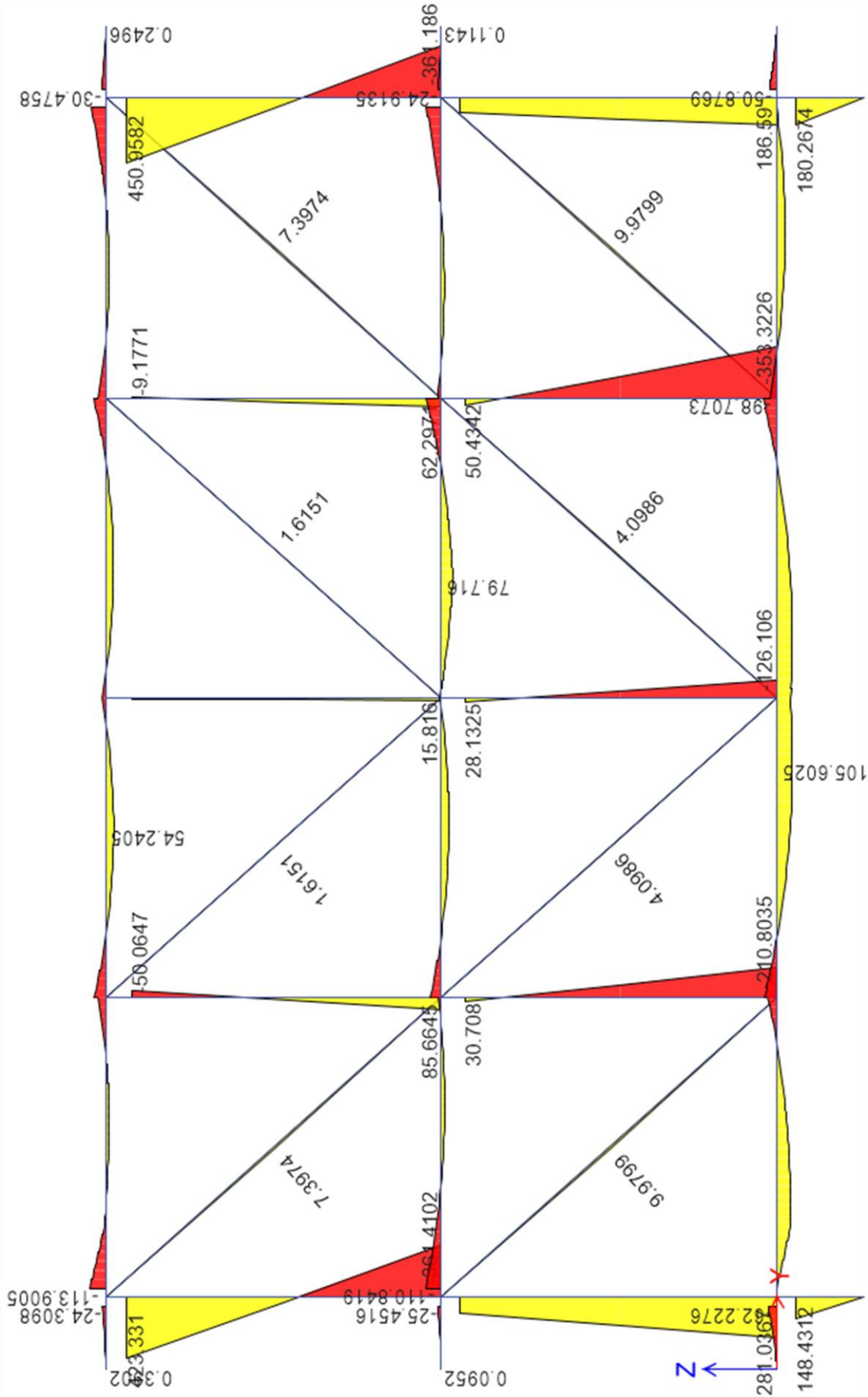
Σχήμα 5.3: Αξονικές δυνάμεις Τομής C-C - DSt1S16(T) (G + Q + W + S)



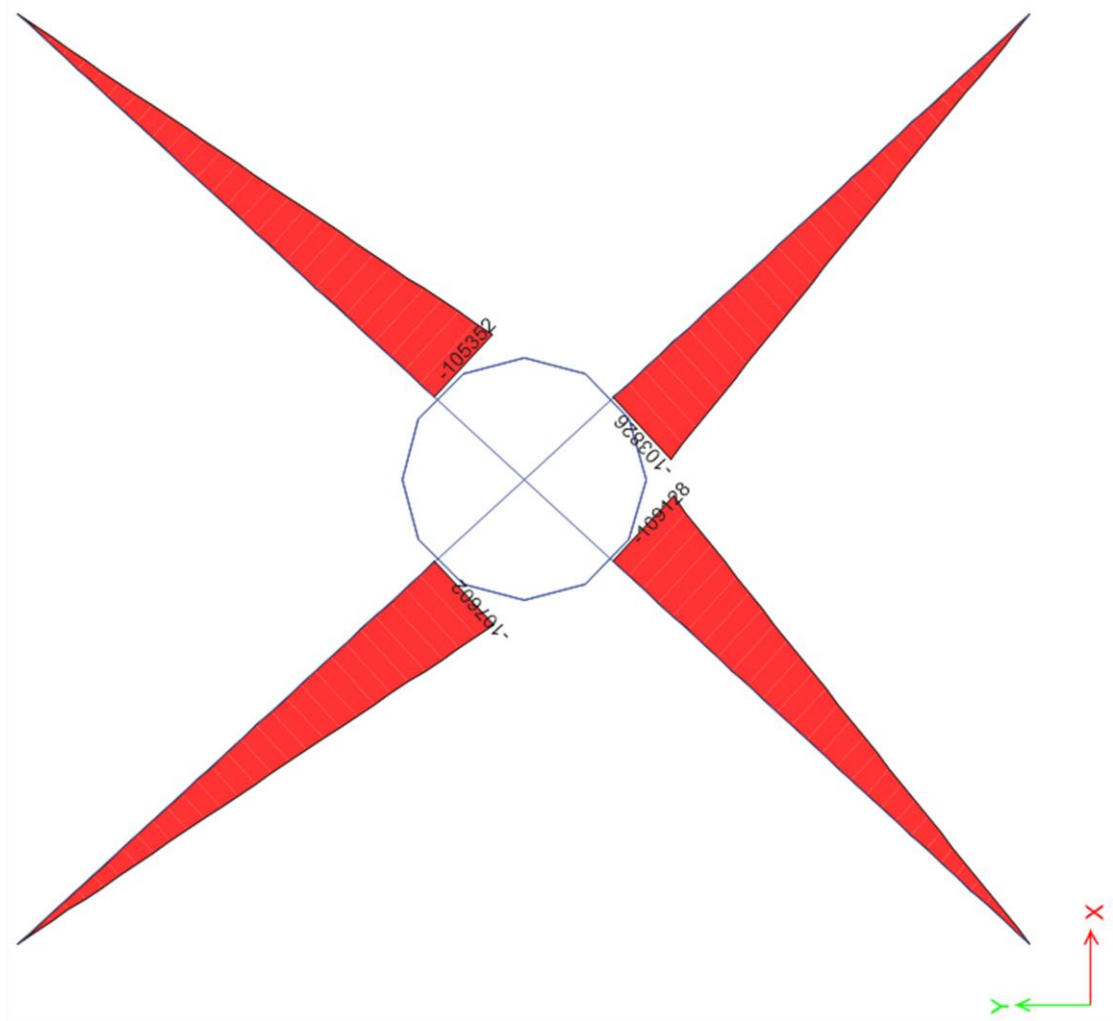
Σχήμα 5.4: Πορές Τομή 2-2 - DStIS16(T) (G + Q + W + S)



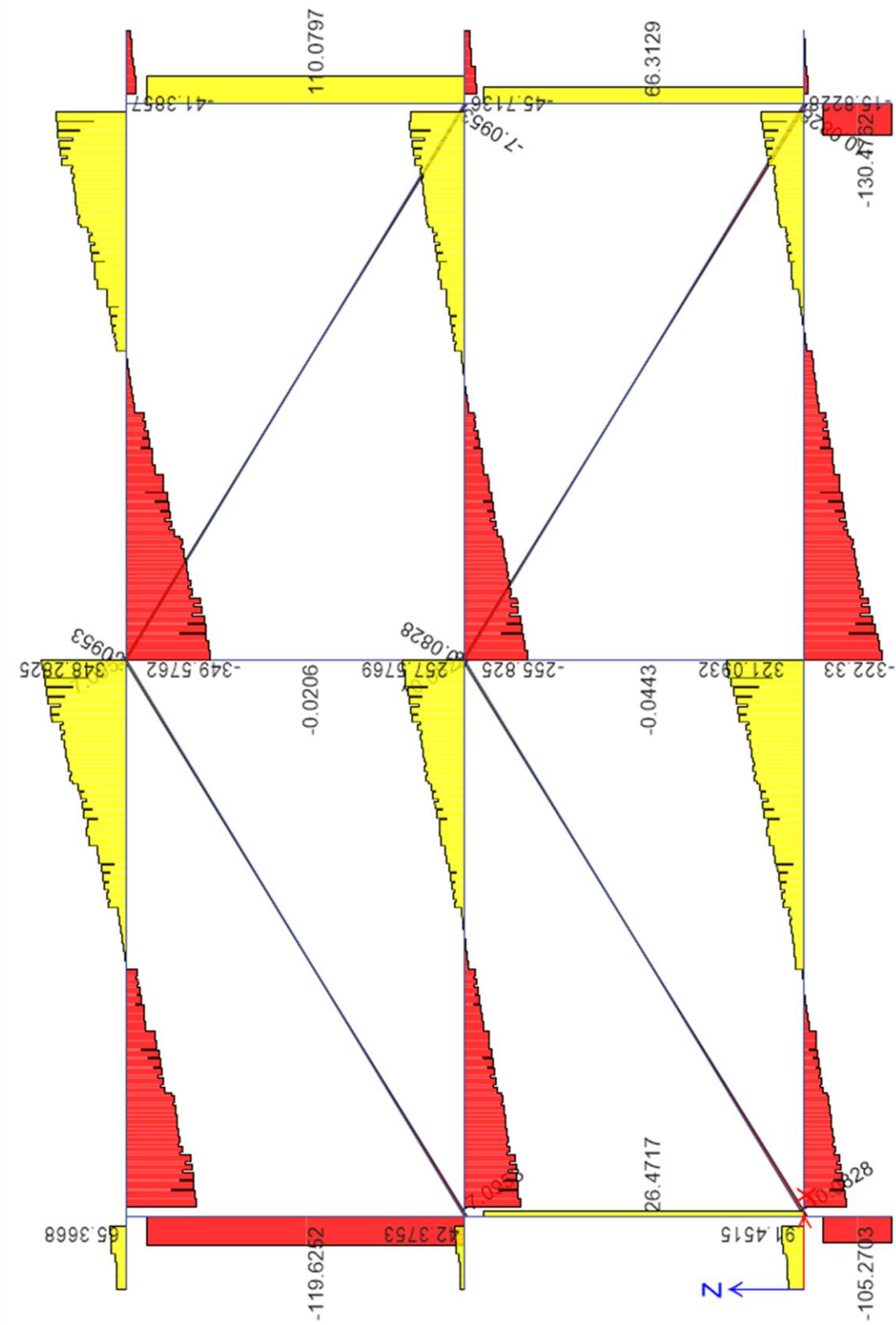
Σχήμα 5.5: Ποιές Τομή 4-4 - DStIS16(T) (G + Q + W + S)



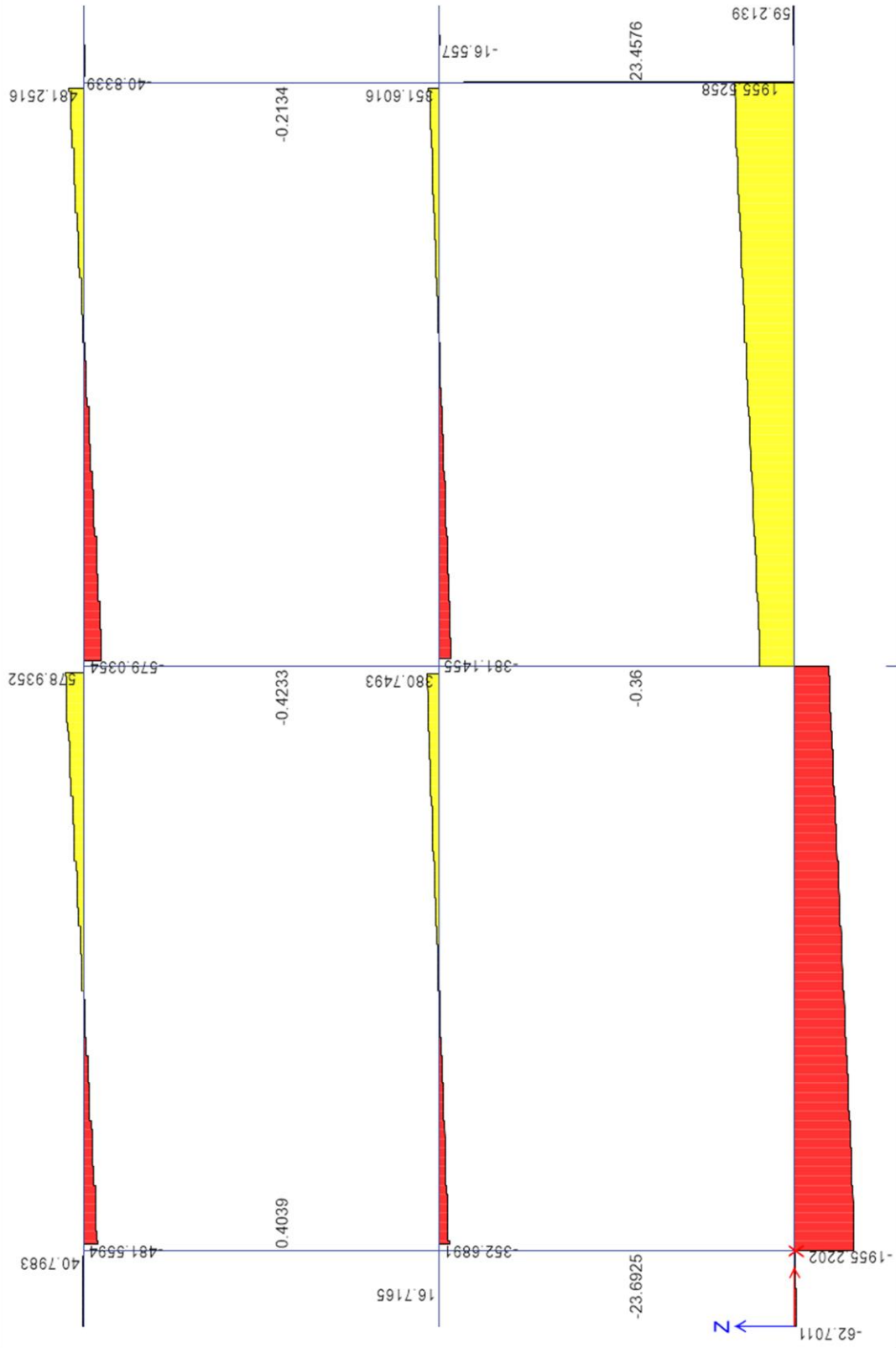
Σχήμα 5.6: Ροπές Τομής Β-Β - DStIS16(T) (G + Q + W + S)

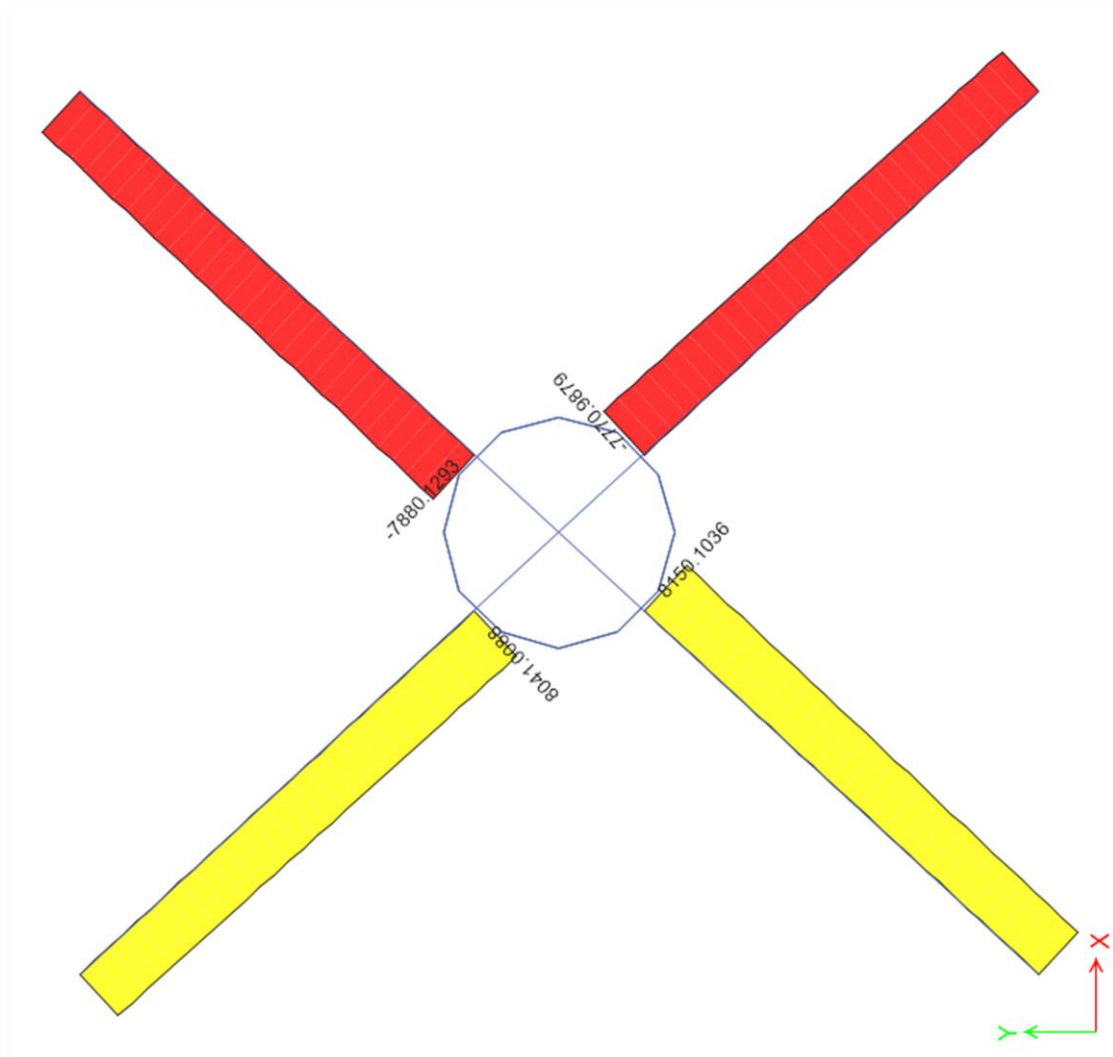


Σχήμα 5.7: Ροπές δοκών πασσάλου σε κάτοψη - DSIS16(T) (G + Q + W + S)



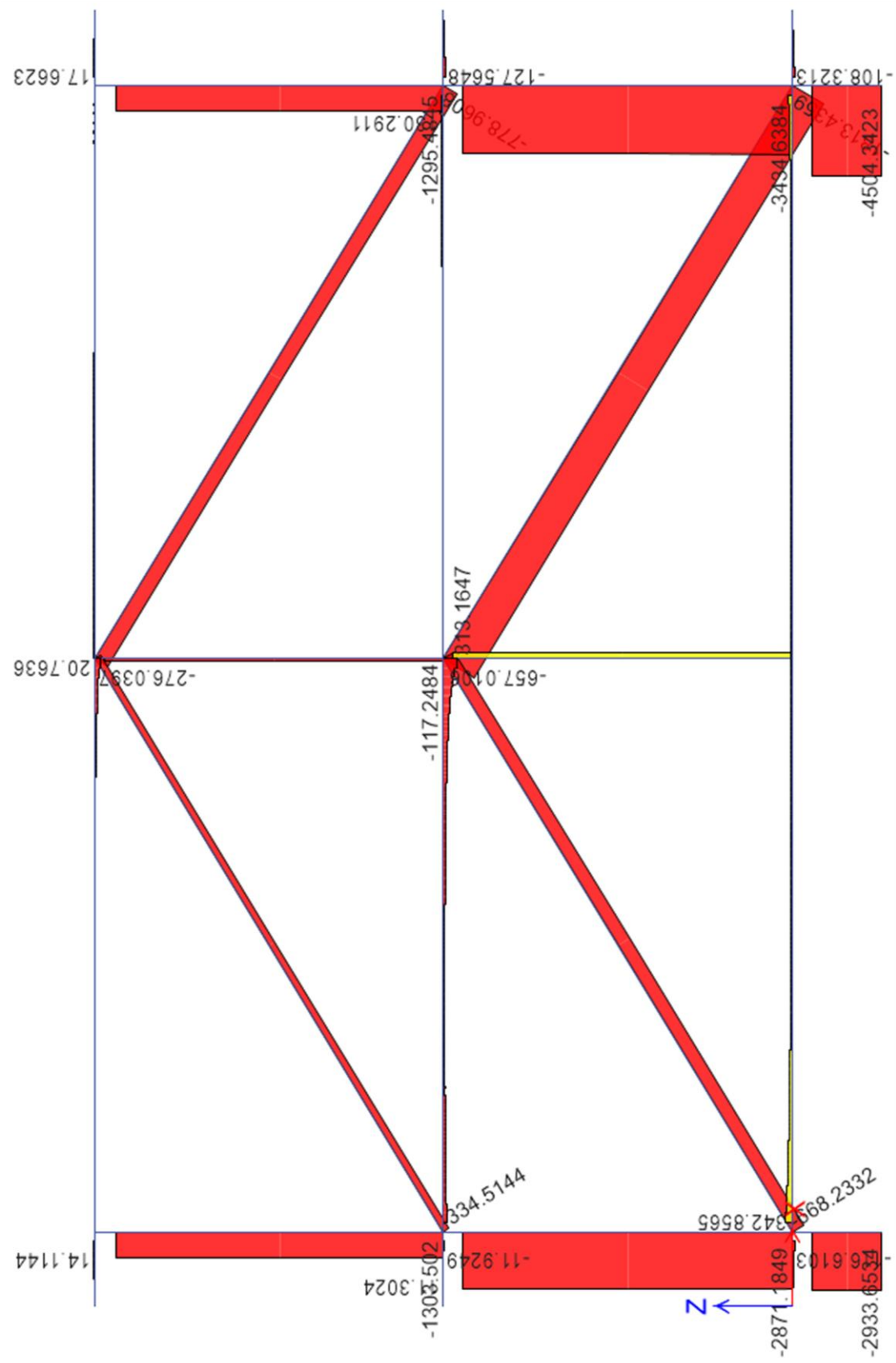
Σχήμα 5.8: Τέμνουσες Τομής 2-2 - DSuS16(T) (G + Q + W + S)



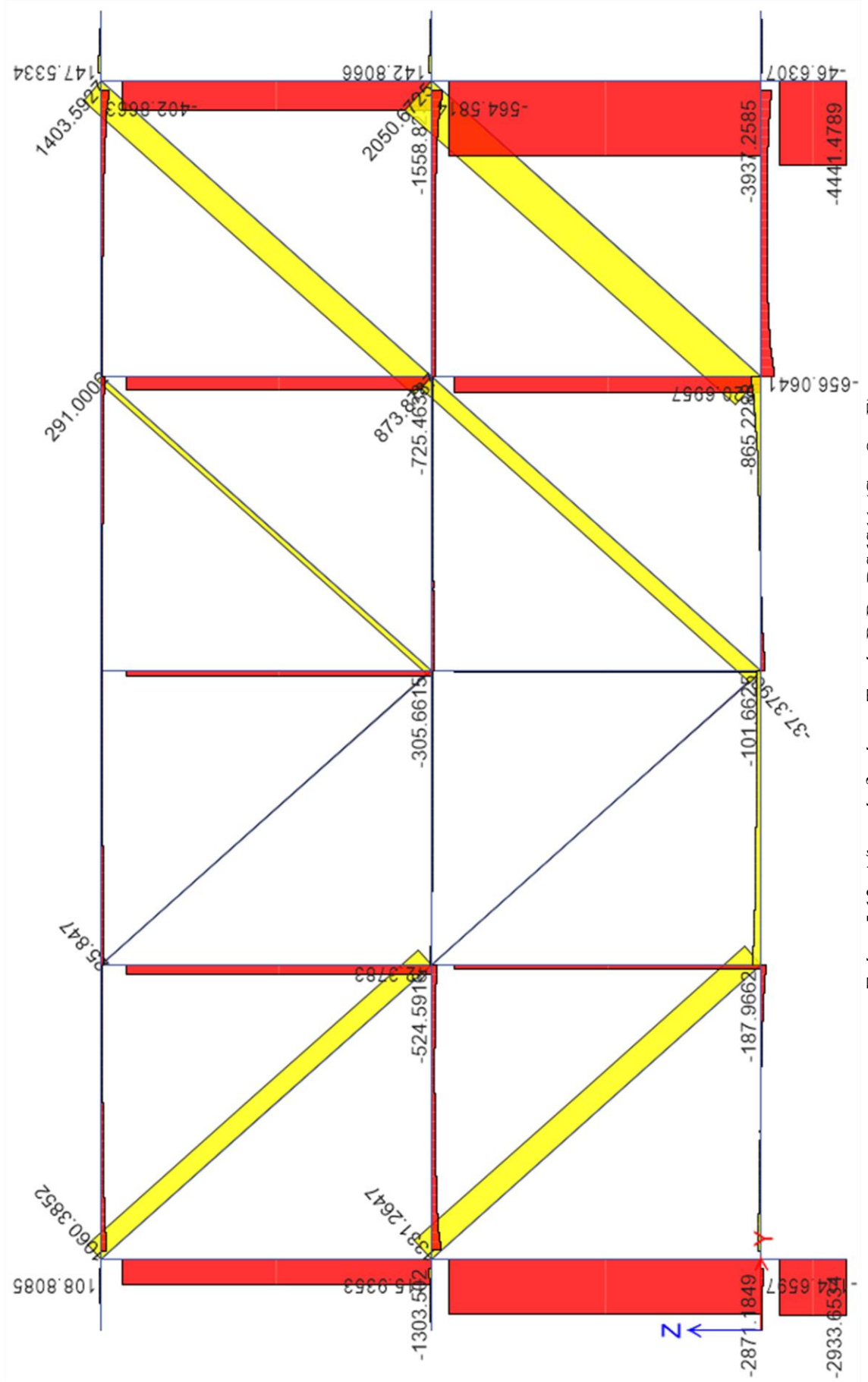


Σχήμα 5.11: Τέμνουσες δοκών πασσάλου σε κάτοψη - DS16(T) (G + Q + W + S)

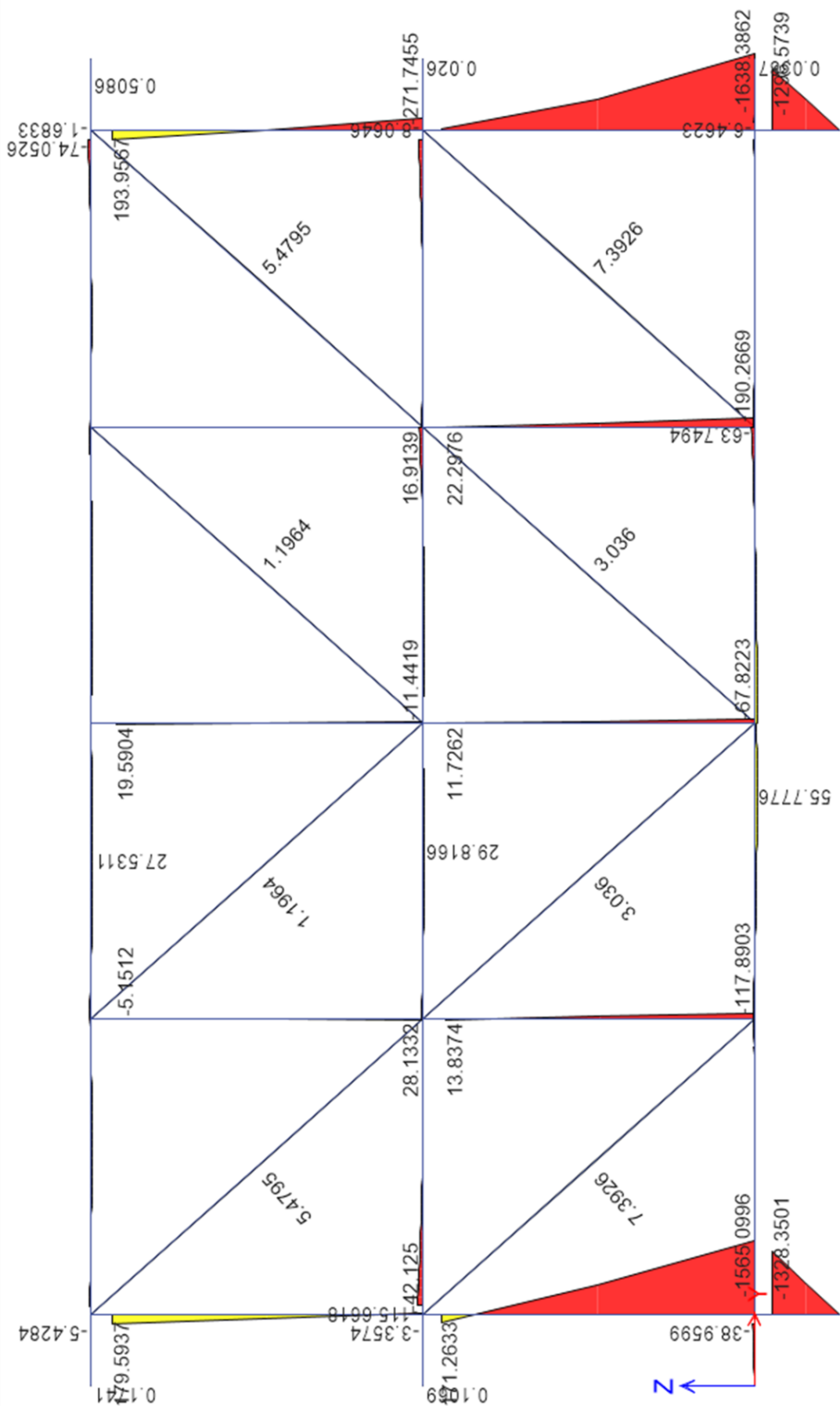
5.5.2 Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού



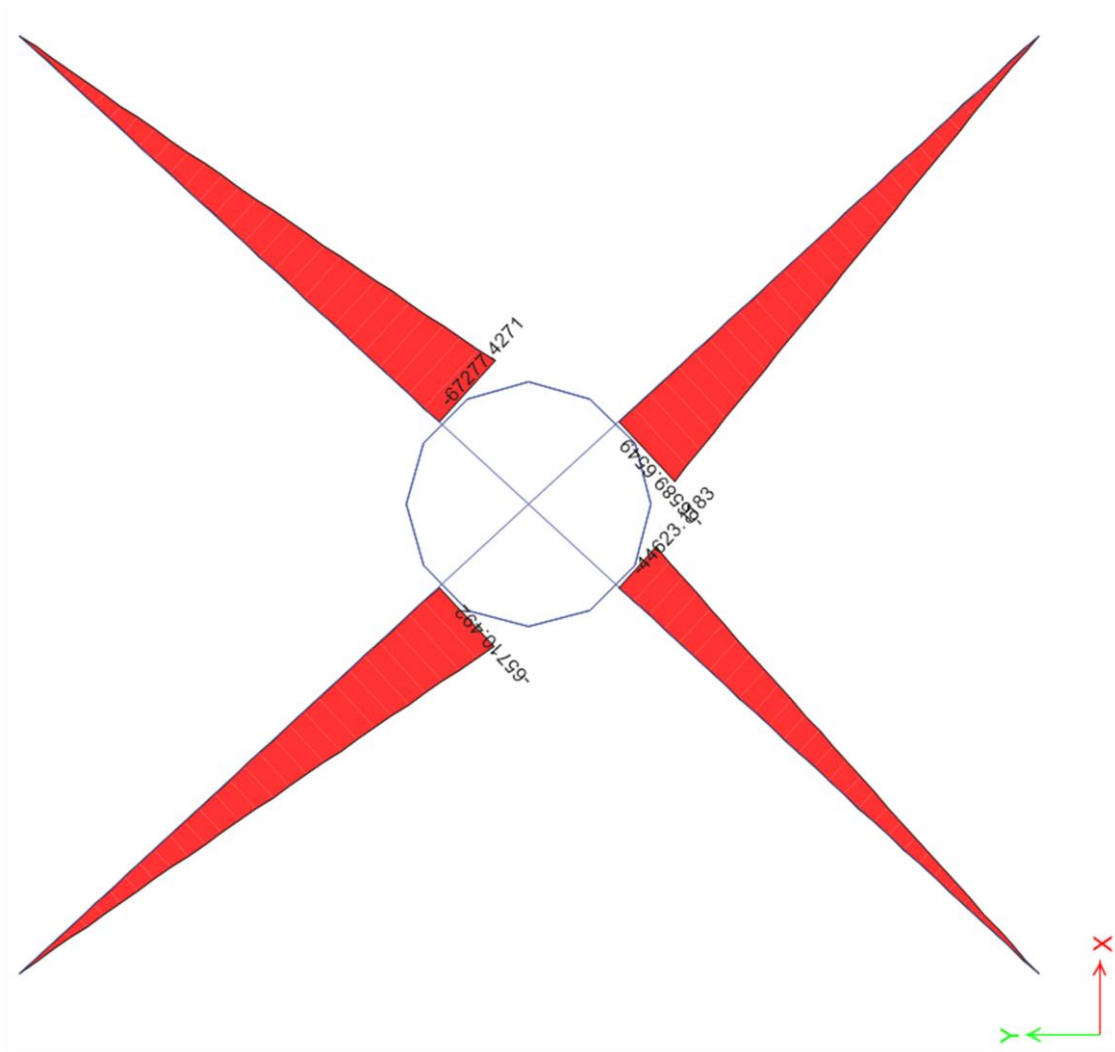
Σχήμα 5.12: Αξονικές δυνάμεις Τομής 2-2 - DStIS11 (G + Q + E)



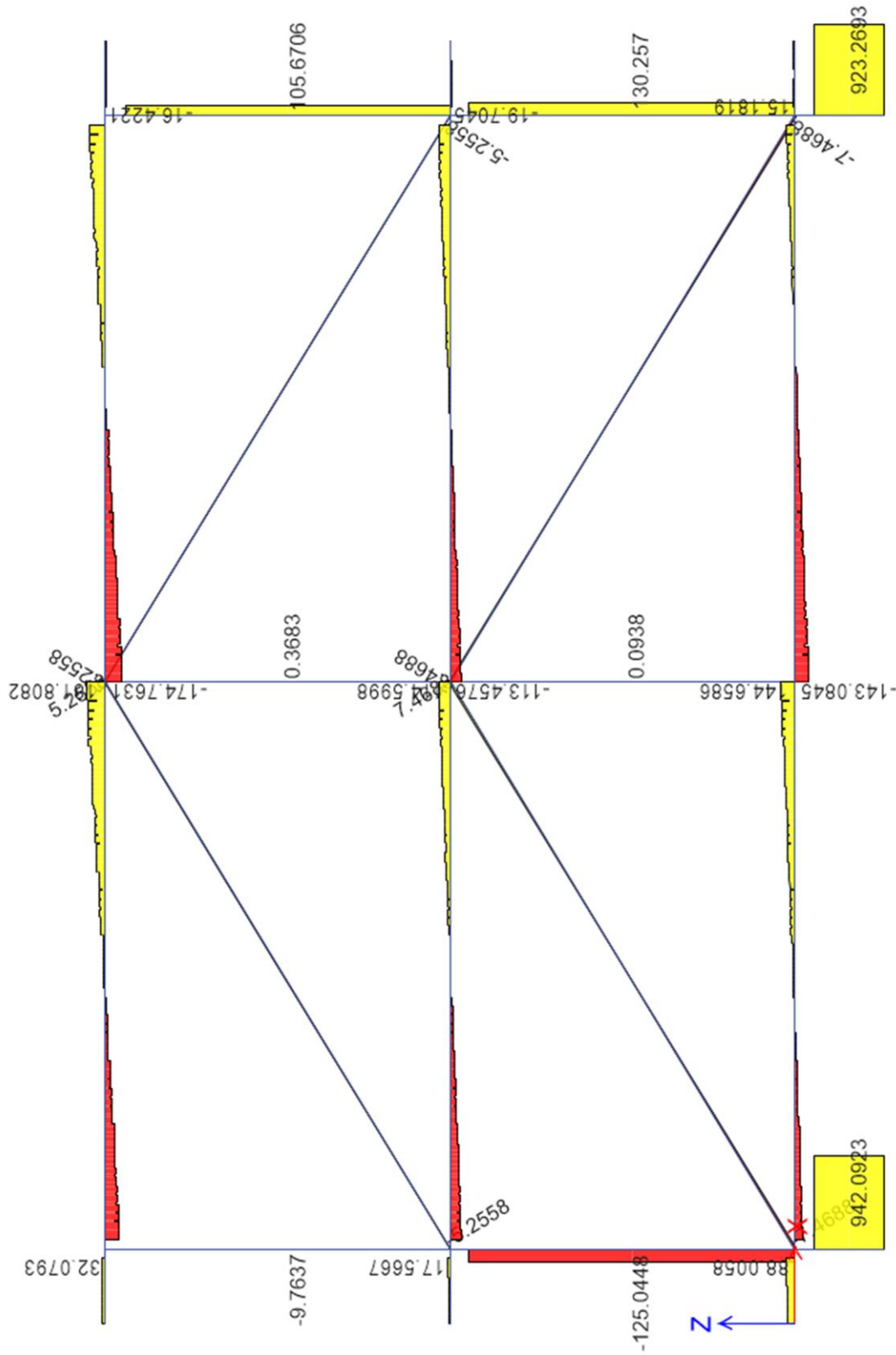
Σχήμα 5.13: Αξονικές δυνάμεις Τομής Β-Β - DStIS11 (G + Q + E)



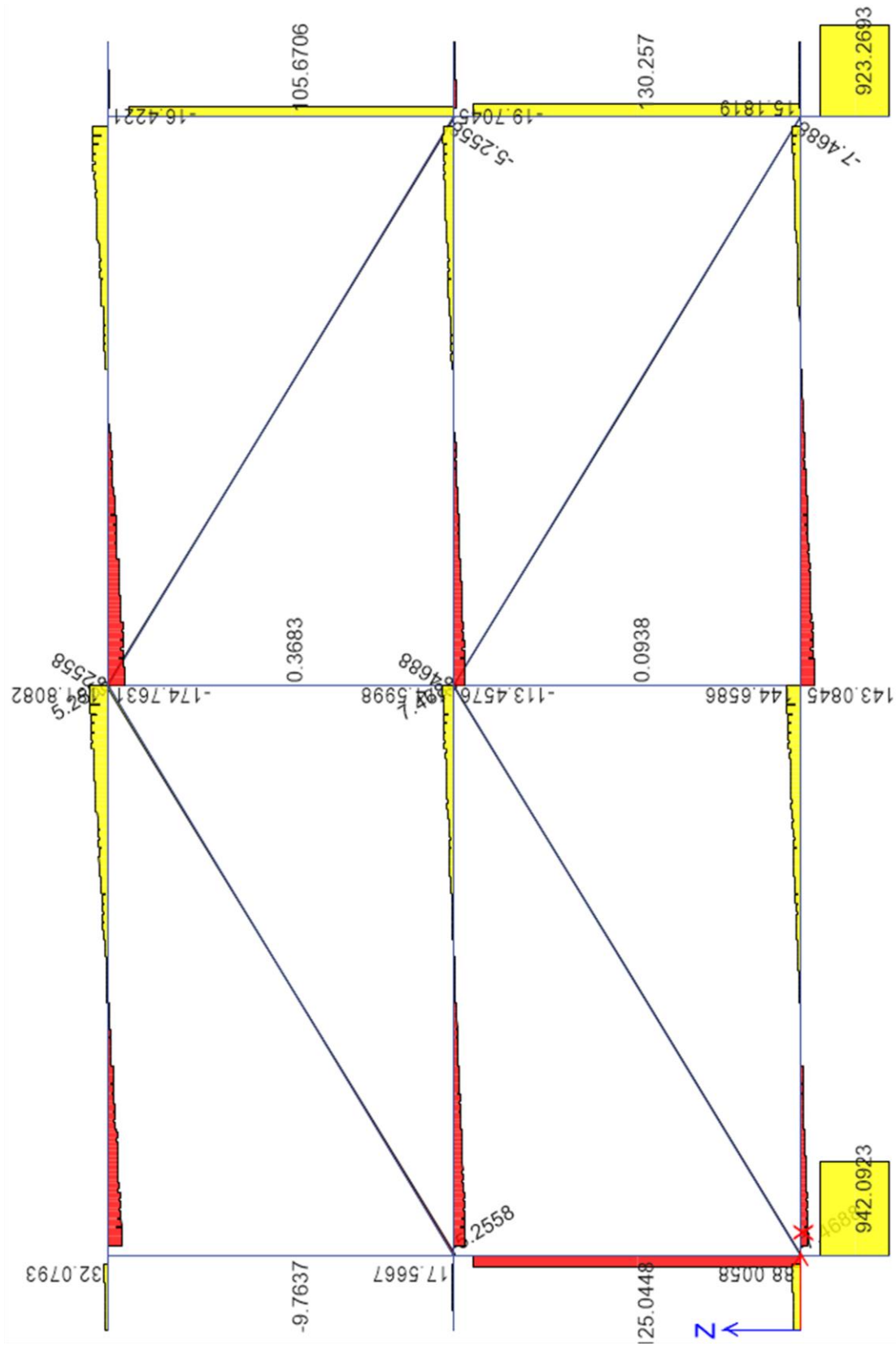
Σχήμα 5.16: Ποσές Τομές Β-Β - DSUS11 (G + Q + E)



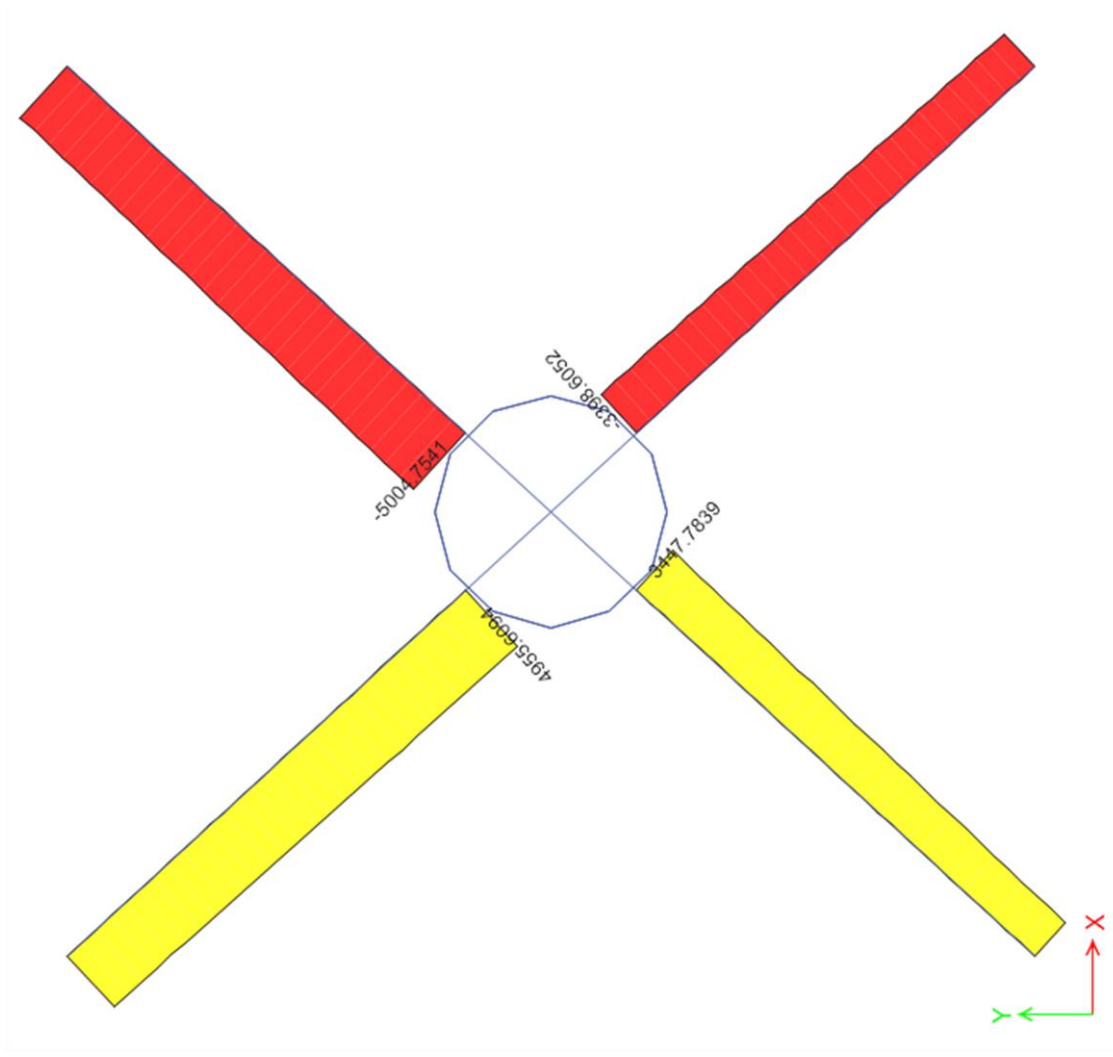
Σχήμα 5.17: Ροπές δοκών πασσάλου σε κάτοψη - DStlS11 (G + Q + E)



Σχήμα 5.18: Τέμνουσες Τομής 2-2 - DStIS11 (G + Q + E)

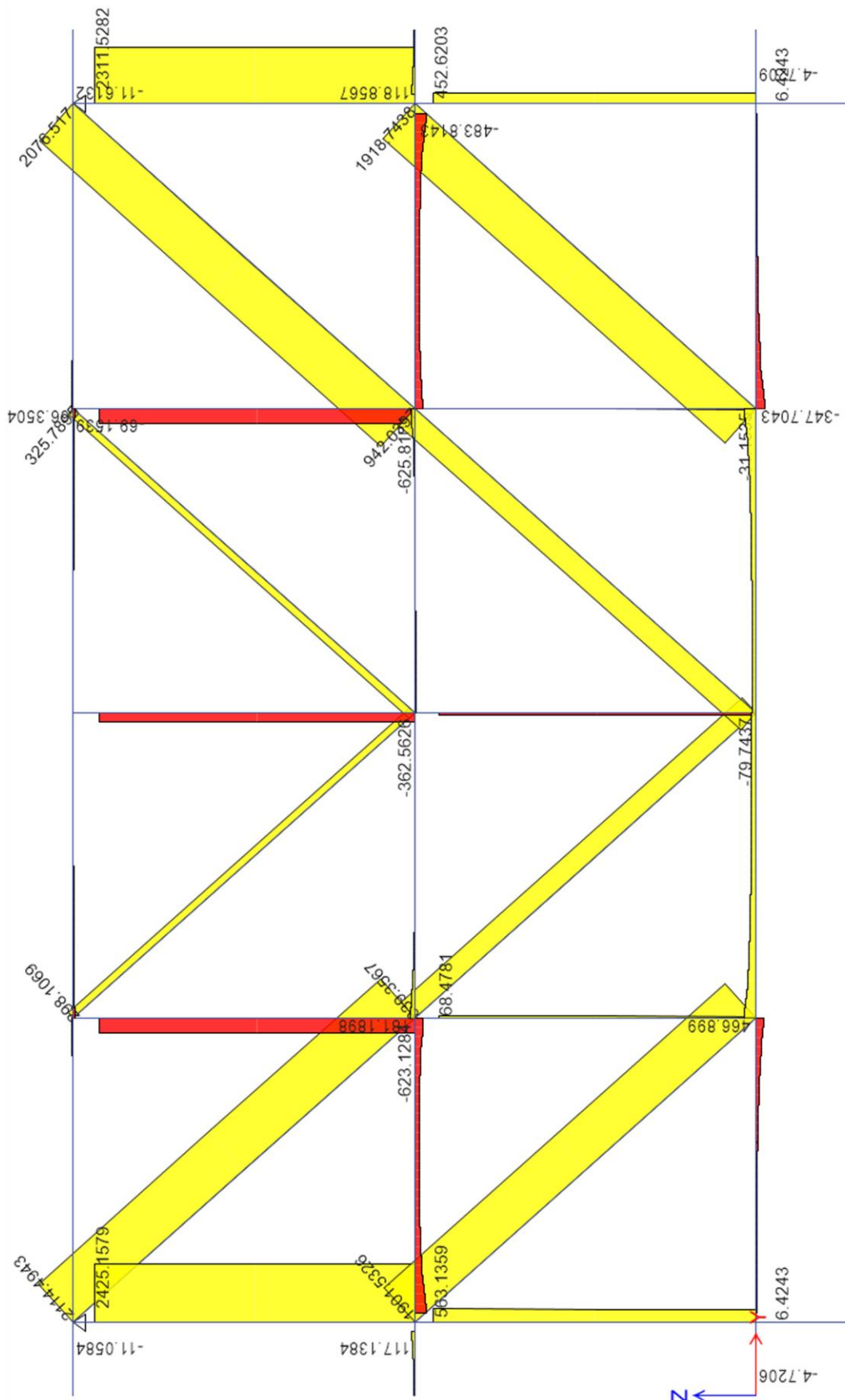


Σχήμα 5.19: Τέμνουσες Τομής 2-2 - DStIS11 (G + Q + E)

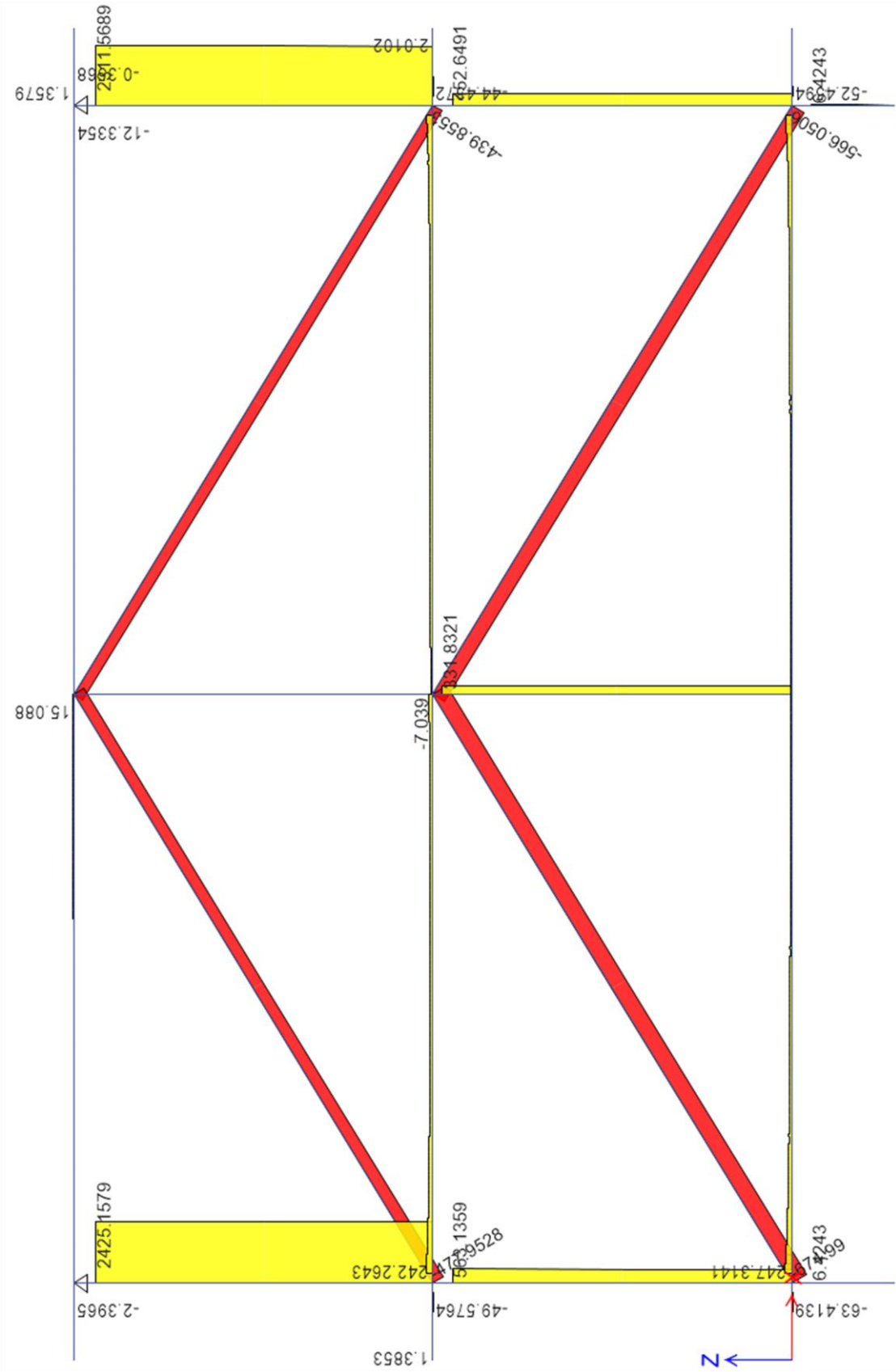


Σχήμα 5.20: Τέμνουσες δοκόν πασσάλου σε κάτοψη - DSUS11 (G + Q + E)

5.5.3 Εντατικά μεγέθη κατά τη φάση ανέγερσης



Σχήμα 5.21: Αξονικές δυνάμεις Τομής Β-Β -Φάση ανέγερσης.



Σχήμα 5.22: Αξονικές δυνάμεις Τομής 2-2 – Φάση ανέγερσης.

5.5.4 Μετακινήσεις σχεδιασμού

Οι μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων φαίνονται στους παρακάτω πίνακες για τους κρισιμότερους συνδυασμούς.

- Συνδυασμός DStlS16 (G + Q + W +S):

Πίνακας 5.3: Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων για το συνδυασμό DStlS16.

	<i>ux</i>	<i>uy</i>	<i>uz</i>
<i>Story 2</i>	-22.58	-0.012	-311.67
<i>Story 1</i>	-18.14	-0.011	-308.69
<i>Base</i>	-13.36	0.015	-305.31
<i>Σύνδεση με πάσσαλο Κορυφή πασσάλου</i>	-6.945	-1.49	-147.48
	-5.29	0	-3.69

- Συνδυασμός DStlS11 (G + Q + E):

Πίνακας 5.4: Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων για το συνδυασμό DStlS11.

	<i>ux</i>	<i>uy</i>	<i>uz</i>
<i>Story 2</i>	155.8	155.6	-465.34
<i>Story 1</i>	126.56	125.542	-163.66
<i>Base</i>	95.067	93.483	-161.81
<i>Σύνδεση με πάσσαλο Κορυφή πασσάλου</i>	53.308	50.737	-116.58
	38.59	38.8	-1.98

5.5.5 Ποσοστά εκμετάλλευσης

Πίνακας 5.5: Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών 2ου ορόφου. Δίπλα από τον κρίσιμο συνδυασμό του μέλους σε παρένθεση φαίνεται αν αυτό το μέλος θλιβεται (C) ή εφελκύεται (T).

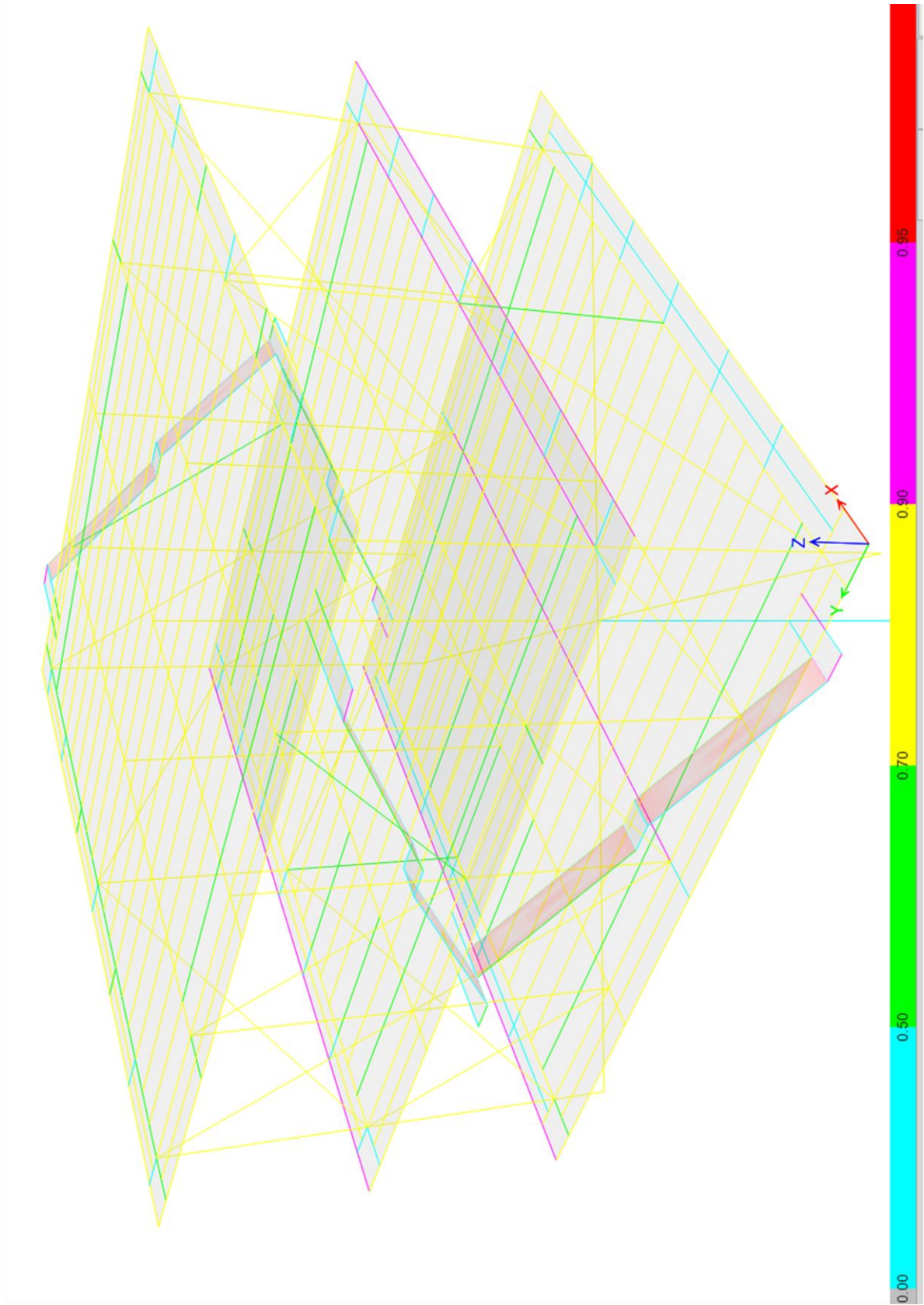
Τύπος	Διατομή	Κρίσιμος Συνδυασμός	Ποσοστό εκμετάλλευσης	Ποσοστό αξονικής	Ποσοστό Ροπής - Ισχυρός Άξονας	Ποσοστό Ροπής - Ασθενής άξονας
Column	HE180A	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.87	0.573	0.004	0.293
Column	HE220M	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.805	0.605	0.107	0.093
Column	HE240A	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.701	0.616	0.079	0.006
Column	SHS 500x12.5	DStIS15(C) (G + Q + W + S)	0.716	0.32	0.326	0.07
Beam	HE450A	DStIS16(T) (G + Q + W + S)	0.694	0	0.683	0.011
Beam	HE280A	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.766	0.412	0.327	0.027
Beam	HE550A	DStIS15(T) (G + Q + W + S)	0.729	0	0.729	0
Brace	HE160M	DStIS16(T) (G + Q + W + S)	0.787	0.787	0	0
Brace	HE100A	DStIS15(T) (G + Q + W + S)	0.628	0.628	0	0
Brace	SHS 250x12.5	DStIS12(C) (G + Q + E)	0.876	0.799	0.077	0

Πίνακας 5.6: Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών Ιου ορόφου. Δίπλα από τον κρίσιμο συνδυασμό του μέλους σε παρένθεση φαίνεται αν αυτό το μέλος θλιβεται (C) ή εφελκύεται (T).

Τύπος	Διατομή	Κρίσιμος Συνδυασμός	Ποσοστό εκμετάλλευσης	Ποσοστό αξονικής	Ποσοστό Ροπής - Ισχυρός Άξονας	Ποσοστό Ροπής - Ασθενής άξονας
Column	HE140A	DStIS16(T) (G + Q + W + S)	0.630	0.630	0.004	0.429
Column	HE240M	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.815	0.279	0.459	0.078
Column	HE220M	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.732	0.254	0.419	0.06
Column	HE260M	DStIS15(C) (G + Q + W + S)	0.878	0.876	0.002	0
Column	SHS 500x20	DStIS11(C) (G + Q + E)	0.826	0.324	0.108	0.394
Column	HE240A	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.739	0.225	0.507	0.006
Beam	HE400A	DStIS16(T) (G + Q + W + S)	0.601	0	0.583	0.017
Beam	HE300A	DStIS16(C) (G + Q + W + S)	0.795	0.521	0.243	0.031
Beam	HE500A	DStIS16(T) (G + Q + W + S)	0.6	0	0.599	0.001
Brace	HE200M	DStIS16(T) (G + Q + W + S)	0.848	0.848	0	0
Brace	HE200A	DStIS15(T) (G + Q + W + S)	0.862	0.862	0	0
Brace	SHS 350x12.5	DStIS11(C) (G + Q + E)	0.837	0.785	0.052	0

Πίνακας 5.7: Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών ισογείου, δοκών και πασσάλου. Δίπλα από τον κρίσιμο συνδυασμό του μέλους σε παρένθεση φαίνεται αν αυτό το μέλος θλιβεται (C) ή εφελκάζεται (T).

Τύπος	Διατομή	Κρίσιμος Συνδυασμός	Ποσοστό εκμετάλλευσης	Ποσοστό αξονικής	Ποσοστό Ροπής - Ισχυρός Άξονας	Ποσοστό Ροπής - Ασθενής Άξονας
Column	SHS 500x16	DStlS12(C) (G + Q + E)	0.883	0.414	0.373	0.096
Beam	Modded_1500x600x40	DStlS15(T) (G + Q + W + S)	0.916	0	0.916	0.000205
Beam	HE400A	DStlS16(C) (G + Q + W + S)	0.876	0.26	0.601	0.015
Beam	HE400A	DStlS15(T) (G + Q + W + S)	0.766	0	0.764	0.001
Beam	SHS 2600x1500x60	DStlS15(T) (G + Q + W + S)	0.793	0	0.789	0.004
Column	Pile	DStlS11(C) (G + Q + E)	0.327	0.051	0	0.276



Σχήμα 5.23: Χρωματική απεικόνιση των ποσοστών εκμετάλλευσης των διατομών

5.5.6 Βάρος μεταλλικού φορέα

Τέλος, στον Πίνακα 5.8 φαίνεται το συνολικό βάρος του μεταλλικού φορέα που επιλέχθηκε για τον υποσταθμό και το βάρος ανηγμένο στην επιφάνεια που καλύπτει σε κάτοψη.

Πίνακας 5.8: Βάρος μεταλλικού φορέα

Συνολικό βάρος φορέα	Επιφάνεια κάτοψης	kg/m ²
490000 kg	728 m ²	673 kg/m ²

6 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. Ευρωκώδικας 0 «Βάσεις Σχεδιασμού»
5. Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στους φορείς»
6. Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα»
7. Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός»
8. Ψυχάρης Γ. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2». Αθήνα 2015
9. CSI (2016). Computers and Structures. User's Guide ETABS® 2016 Integrated Building Design Software.
10. Ernst Neufert (2000). “Οικοδομική Και Αρχιτεκτονική Σύνθεση”. Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας.
11. London Array YouTube channel (2012). “London Array offshore substation construction and installation”.
https://www.youtube.com/channel/UC_QAVjc5XseuLCYxuuSCN1w
12. WindEurope <https://windeurope.org/>