



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

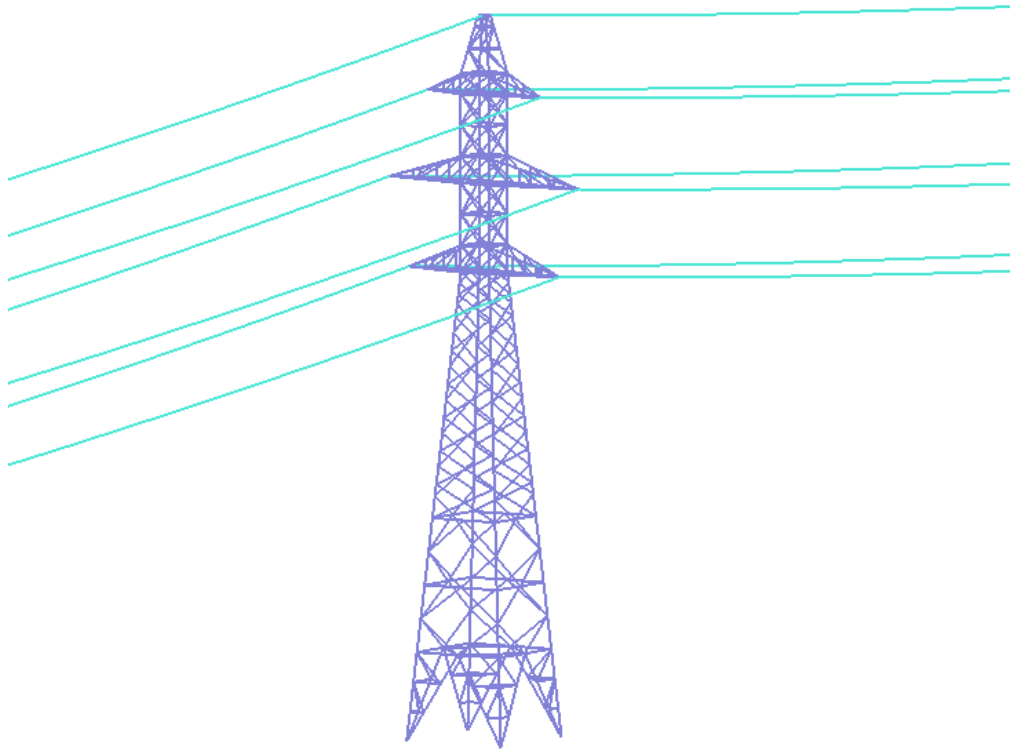
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών

«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»

Σχεδιασμός Μεταλλικού Δικτυωτού Πυλώνα Μεταφοράς Ηλεκτρικής Ενέργειας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μαρία Θ. Καφάρáκη

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2018

ΕΜΚ ΜΕ 2018/4

Καφάρκη Μ. Θ. (2018)
Σχεδιασμός Μεταλλικού Δικτυωτού Πυλώνα Μεταφοράς Ηλεκτρικής Ενέργειας
Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/4
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kafaraki M. T. (2018)
Design of a steel lattice electric energy transmission tower
Postmaster Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2018/04
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
1 Εισαγωγή.....	5
1.1 Σκοπός της εργασίας	5
1.2 Γενικά στοιχεία για τους πυλώνες.....	6
1.3 Παρουσίαση φορέα	8
1.3.1 Γεωμετρία πυλώνα.....	8
1.3.2 Προσομοίωση πυλώνα	11
1.3.3 Προσομοίωση γραμμής μεταφοράς ενέργειας.....	13
2 Φορτία κατασκευής.....	16
2.1 Μόνιμες δράσεις.....	16
2.2 Μεταβλητές δράσεις.....	17
2.2.1 Φορτία ανέμου	17
2.2.2 Φορτία χιονιού	26
2.3 Φορτία σπασμένου αγωγού	28
2.4 Σεισμικές δράσεις.....	29
2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων	33
3 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα	36
3.1 Εισαγωγή.....	36
3.2 Αντοχή διατομών.....	36
3.2.1 Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό.....	37
3.2.2 Έλεγχος σε αξονική θλίψη	37
3.3 Αντοχή μελών.....	37
3.3.1 Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.....	37
3.4 Έλεγχος μελών	41
3.4.1 Ορθοστάτες	41
3.4.2 Χιαστί σύνδεσμοι.....	42
3.4.3 Οριζόντια στοιχεία.....	42
3.4.4 Γέφυρες	43
3.4.5 Κάτω μέρος κορμού πυλώνα.....	43
3.5 Έλεγχος συνδέσεων.....	44
3.6 Συμπεράσματα.....	49
4 Εναλλακτικός σχεδιασμός πυλώνα.....	53
4.1 Εισαγωγή.....	53
4.2 Πυλώνας με ορθοστάτες κυκλικής διατομής.....	55
4.2.1 Φορτία ανέμου	55
4.2.2 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα.....	58
4.3 Πυλώνας με κυκλικές διατομές.....	61
4.3.1 Φορτία ανέμου	61
4.3.2 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα.....	62
4.4 Συμπεράσματα.....	65
5 Δυναμική ανάλυση ιστορίας ανέμου	69
5.1 Εισαγωγή.....	69
5.2 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης ιστορίας ανέμου	73
6 Συμπεράσματα και μελλοντική έρευνα	77

7 Βιβλιογραφία	79
----------------------	----

Σχεδιασμός Μεταλλικού Δικτυωτού Πυλώνα Μεταφοράς Ηλεκτρικής Ενέργειας

Καφαράκη Μ. Θ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός μεταλλικού δικτυωτού πυλώνα μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας, σε διάταξη ευθυγραμμίας και μικρής γωνίας, για γραμμή μεταφοράς τάσης 150KV. Ο πυλώνας έχει συνολικό ύψος 32.5m, τετραγωνική κάτωτη διαστάσεων 5m x 5m στην βάση του, και αποτελείται από τρεις γέφυρες τριγωνικής κάτωτης, στις οποίες συνδέονται οι αγωγοί μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας.

Η προσομοίωση του πυλώνα έγινε με την βοήθεια λογισμικού του εμπορίου (Sofistik). Προκειμένου να εκτιμηθούν οι αντιδράσεις των αγωγών στον πυλώνα, δημιουργήθηκε επίσης ένα προσομοίωμα με την γραμμή μεταφοράς ενέργειας, που αποτελείται από πέντε πανομοιότυπους πυλώνες, απόστασης 300m, και απόκλισης 5° από την ευθυγραμμία, καθώς και από τους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας και τα καλώδια προστασίας.

Έγινε υπολογισμός των φορτίων που δέχεται η κατασκευή, και στην συνέχεια, ακολούθησε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των μελών της, με βάση τους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα..

Ο πυλώνας που μελετήθηκε αρχικά έχει μέλη από γωνιακές διατομές. Με στόχο, όμως, τον βέλτιστο οικονομικό σχεδιασμό δημιουργήθηκαν δύο εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού του πυλώνα, με διατήρηση της ίδιας γεωμετρίας αλλά με διαφορετικό τύπο διατομών. Στον πρώτο, ο πυλώνας αποτελείται από ορθοστάτες κυκλικής διατομής και συνδέσμους δυσκαμψίας γωνιακής διατομής, ενώ στον δεύτερο, όλα τα μέλη του πυλώνα έχουν κυκλικές διατομές.

Στην συνέχεια, τα αποτελέσματα της φόρτισης του ανέμου και του συνολικού βάρους του κάθε πυλώνα παρουσιάζονται και συγκρίνονται, και γίνεται αναφορά στους επιπλέον παράγοντες που θα οδηγήσουν στην τελική επιλογή, όπως είναι το κόστος, ο χρόνος κατασκευής και η ευκολία των συνδέσεων.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μια δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ανέμου, και τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται και συγκρίνονται με αυτά που προέκυψαν από την στατική ανάλυση.

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

POSTMASTER DIPLOMA THESIS
EMK ME 2018/04

Design of a steel lattice energy transmission tower

Kafaraki M. T. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The present thesis addresses the design and study of a steel lattice energy transmission tower, of a 150KV transmission line with small angle and double circuit. The total height of the tower is 32.5m, of square plan form 5mx5m, with three bridges of triangular plan form, where the conductors are placed.

The tower was simulated using an analysis and design software (Sofistik). In order to estimate the reactions of the conductors at the tower, the transmission line was also simulated. The model consisted of the conductors and the ground wire and five towers, with 300m distance from each other and 5° angular deviation.

The environmental loads acting on the examined structure were calculated, followed by the analysis and design of the structure, according to the European Standards, namely the EN 1990, 1991, 1993, 1998 and the national appendices.

The tower that was firstly studied consisted of members from angle sections. In order to accomplish an optimal design in terms of weight and cost, two alternative towers with the same geometry but with different section profiles were investigated. The first one, had legs from circular sections and angle bracing members, while for the second alternative all the members of the tower had circular sections.

The results of the calculated wind loads and the total structure weight are demonstrated for comparing reasons, while some additional parameters, like the material cost, the delivery time and the construction cost of the joints are also discussed.

Finally, a wind time-history dynamic analysis is also examined, and the results are compared with the corresponding ones from the static analysis. Some interesting conclusions are delivered and highlighted.

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός μεταλλικού δικτυωτού πυλώνα, ευθυγραμμίας και μικρής γωνίας, μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας καθώς και η μελέτη εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού, με στόχο τον βέλτιστο σχεδιασμό του πυλώνα. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση λογισμικού του εμπορίου (Sofistik) και η διαστασιολόγηση βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα.

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τις μεταλλικές κατασκευές. Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας είναι, μέσω της μελέτης μίας πιο εξειδικευμένης δικτυωτής μεταλλικής κατασκευής, να εφαρμοστούν οι βασικές γνώσεις κορμού που αποκτήθηκαν τα προηγούμενα χρόνια από τη φοίτηση στο ΔΠΜΣ, καθώς και να συνδυαστούν με νέες γνώσεις που απαιτούνται για τη διερεύνηση απαιτητικών αναλύσεων χρονο-ιστοριών ανέμου για τις πολύπλοκες κατασκευές της παρούσας εργασίας. Παράλληλα, σκοπός της εργασίας είναι να αναπτυχθούν δεξιότητες που αφορούν στο σχεδιασμό και στην ανάλυση προσομοιωμένων κατασκευών με τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ, αλλά και να εφαρμοστούν οι κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων.

Το περιεχόμενο της παρούσας εργασίας παρουσιάζεται περιληπτικά για κάθε κεφάλαιο ως ακολούθως:

Στο 1ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται ο πυλώνας και αναλύεται η γεωμετρία του. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφεται ο τρόπος προσομοίωσης του πυλώνα καθώς και μιας τυπικής γραμμής μεταφοράς ενέργειας στο λογισμικό του εμπορίου.

Στο 2ο Κεφάλαιο αναφέρονται αναλυτικά τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή, καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο 3ο Κεφάλαιο διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς με τη βοήθεια του λογισμικού.

Στο 4ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται δύο εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού του πυλώνα, με διαφορετικό τύπο διατομών και γίνεται σύγκριση των φορτίων ανέμου και των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, με στόχο την επιλογή του βέλτιστου οικονομικού σχεδιασμού με κριτήριο το συνολικό βάρος του φορέα.

Στο 5ο Κεφάλαιο περιγράφεται η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ανέμου που πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού, και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων, με αυτά που προέκυψαν από την στατική ανάλυση.

1.2 Γενικά στοιχεία για τους πυλώνες

Το σύστημα της γραμμής μεταφοράς ενέργειας, που αποτελείται από τους πυλώνες στήριξης και τους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας, είναι ένα έργο μεγάλης σημασίας λόγω της χρησιμότητας του ως προς την ηλεκτρική ενέργεια υψηλής τάσης που μεταφέρει, και παίζει σημαντικό ρόλο στο σύστημα υποδομών πολλών χωρών.

Οι πυλώνες μεταφοράς ενέργειας είναι, συνήθως, σύνθετες δικτυωτές μεταλλικές κατασκευές τετραγωνικής κάτοψης και μεγάλου ύψους με μεγάλο ενδιαφέρον λόγω της ιδιαίτερης γεωμετρίας τους. Η απόσταση μεταξύ δυο διαδοχικών πυλώνων κυμαίνεται μεταξύ 150m και 500m, ενώ μπορεί να φτάσει μέχρι 1200m σε περιπτώσεις ποταμών ή κοιλάδων.



Σχήμα 1.1: Δικτυωτοί πυλώνες μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας

Οι αγωγοί ρεύματος συνδέονται με τον πύργο στα ειδικά διαμορφωμένα τμήματά του, τις γέφυρες. Στα στοιχεία των πύργων περιλαμβάνονται ακόμη τα καλώδια προστασίας, τα εξαρτήματα πρόσδεσης των εξαρτημάτων γραμμής, όπως δίχαλα, επιμηκύνσεις πρόσδεσης αλυσίδων μονωτήρων, στελέχη σχήματος U, κ.λπ.. Όλοι οι πυλώνες φέρουν οριζόντια πλαίσια στις κατώτερες επιφάνειες των γεφυρών, στο άνω μέρος των σκελών και στα σημεία αλλαγής κλίσης των ορθοστατών.

Λόγω των περιβαλλοντικών δράσεων, όπως η δράση του ανέμου και του χιονιού, έχουν παρατηρηθεί περιπτώσεις τοπικών αστοχιών ή ακόμα και κατάρρευσης πυλώνων μεταφοράς ενέργειας, που έχουν ως άμεση συνέπεια τις οικονομικές απώλειες της κάθε περιοχής. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζεται ένας από τους 82 πυλώνες μεταφοράς ενέργεια που κατέρρευσε στην Γερμανία, λόγω φαινομένων έντονης χιονόπτωσης σε συνδυασμό με δυνατούς ανέμους.



Σχήμα 1.2: Παράδειγμα κατάρρευσης πυλώνα από φόρτιση ανέμου με την συνύπαρξη παγετού [Klinger, 2011]

Ανάλογα με τις απαιτήσεις διαθεσιμότητας και αναγκαιότητας ως προς τη ζώνη διέλευσης, οι γραμμές μεταφοράς ενέργειας διακρίνονται σε γραμμές απλού κυκλώματος, διπλού κυκλώματος και πολλαπλών κυκλωμάτων. Ακόμη, ανάλογα με τη διεύθυνση της γραμμής μεταφοράς ενέργειας, οι πύργοι διακρίνονται σε πύργους ευθυγραμμίας, μικρής γωνίας, γωνίας 45° και γωνίας 75° ή τέρματος. Στην παρούσα εργασία ασχολούμαστε με πυλώνες μεταφοράς τάσης 150KV, οι οποίοι διακρίνονται σε 12 τύπους, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 1.1.

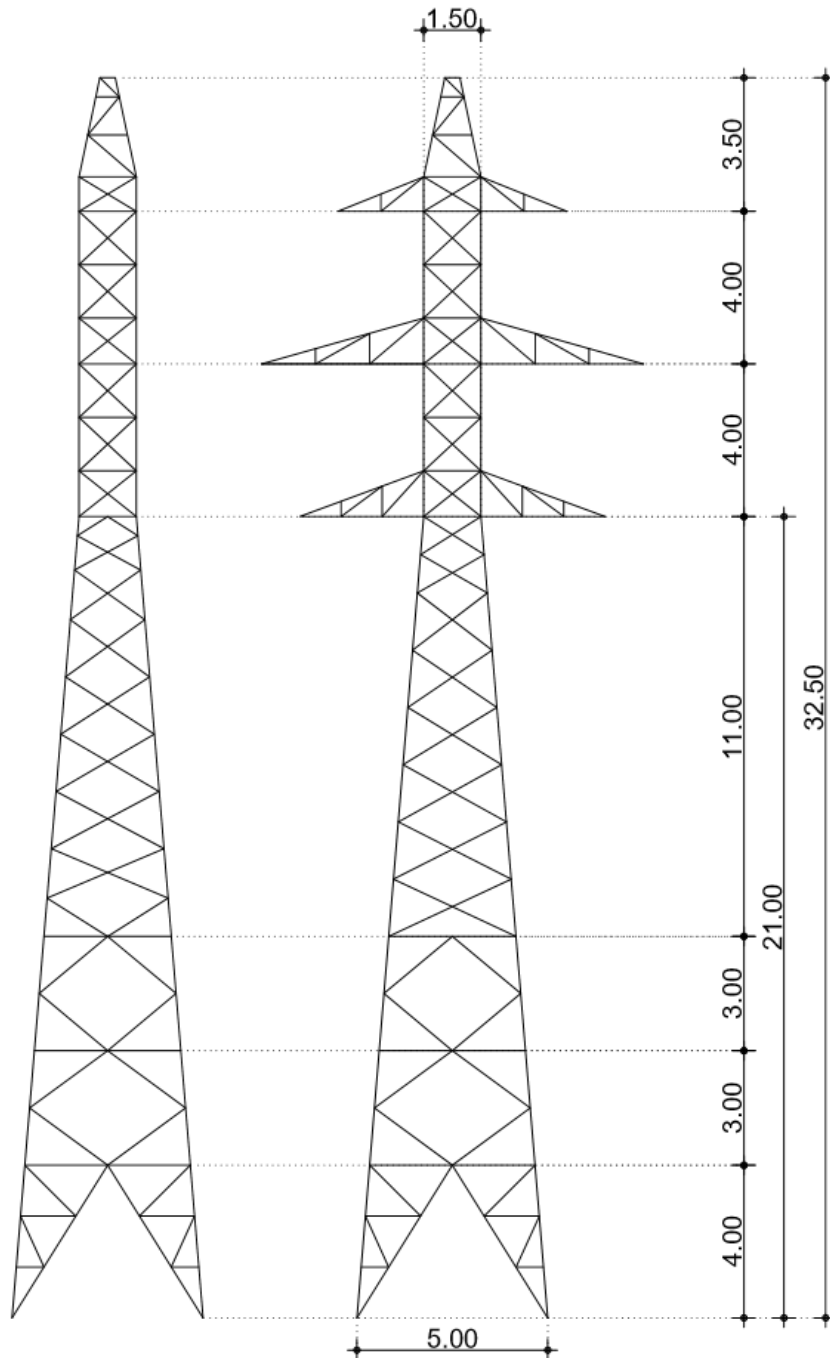
Πίνακας 1.1: Τύποι πυλώνων 150KV

Κατηγορία	E	B	2B
Τύπος πύργου	Απλό κύκλωμα ελαφρού τύπου	Απλό κύκλωμα βαρέως τύπου	Διπλό κύκλωμα βαρέως τύπου
ευθυγραμμίας	S2	S3	S4
μικρής γωνίας	R2	R3	R4
γωνίας 45°	T2	T3	T4
γωνίας 75° ή τέρματος	Z2	Z3	Z4

1.3 Παρουσίαση φορέα

1.3.1 Γεωμετρία πυλώνα

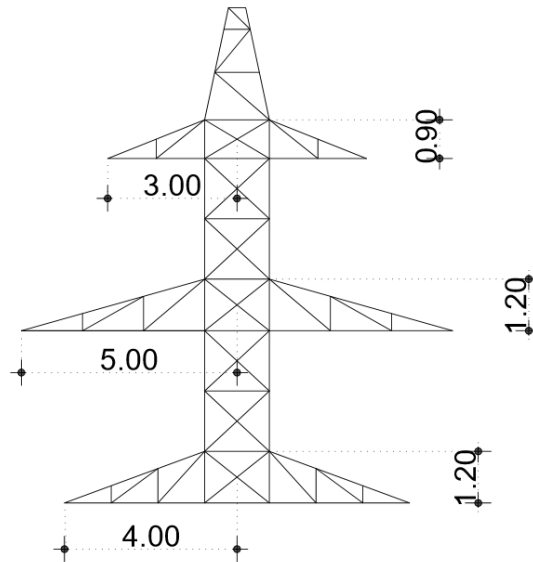
Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένας δικτυωτός μεταλλικός πυλώνας μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας για γραμμή μεταφοράς τάσης 150KV διπλού κυκλώματος. Η γεωμετρία του φορέα προέκυψε από διερεύνηση σύμφωνα με την διαθέσιμη βιβλιογραφία. Το συνολικό ύψος του πυλώνα είναι 32.5m και η βάση του έχει τετραγωνική κάτοψη 5.0m x 5.0m.



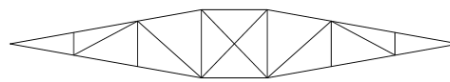
Σχήμα 1.3: Διαμήκης και εγκάρσια όψη πυλώνα

Το κάτω μέρος του πυλώνα έχει ύψος 21m και στο επίπεδο αυτό η κάτοψη του έχει διαστάσεις 1.5m x 1.5m. Η κλίση των ορθοστατών, στο τμήμα αυτό, ως προς τον κατακόρυφο άξονα, είναι 7°.

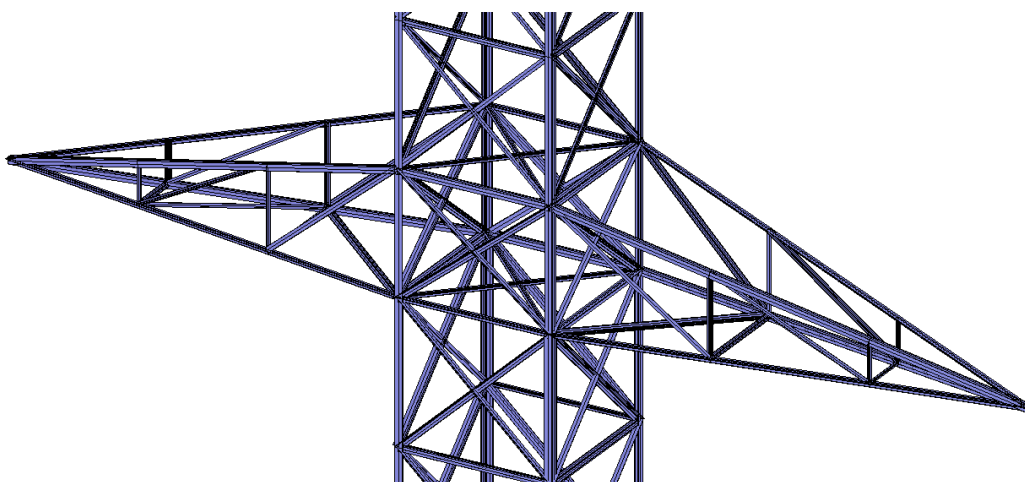
Το πάνω μέρος του πυλώνα, δηλαδή από το σημείο που οι ορθοστατές γίνονται παράλληλοι και πάνω, έχει ύψος 11.5m. Η κλίση των ορθοστατών στα τελευταία 2.60m του ύψους του πυλώνα έχουν κλίση, ως προς τον κατακόρυφο άξονα, 17°. Ο πυλώνας, στο τμήμα αυτό, αποτελείται από 3 γέφυρες τριγωνικής κατόψεως.



Σχήμα 1.4: Εγκάρσια όψη των γεφυρών του πυλώνα

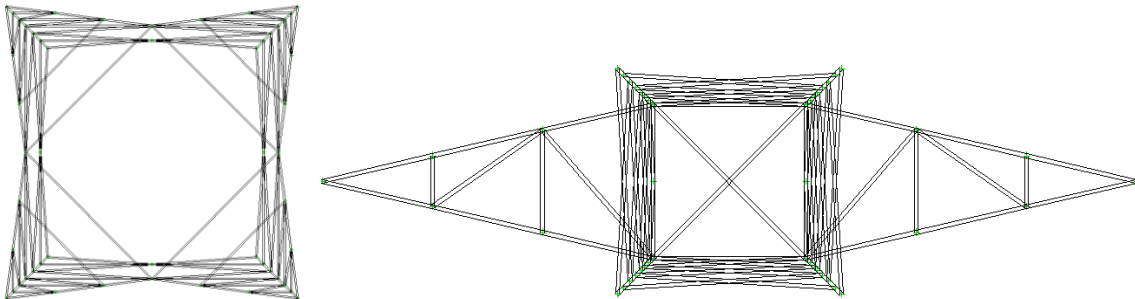


Σχήμα 1.5: Κάτοψη κάτω πέλματος γέφυρας



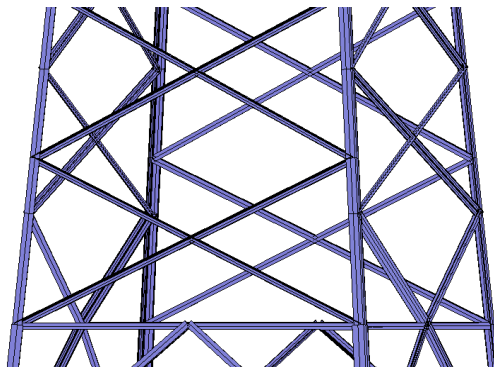
Σχήμα 1.6: Τρισδιάστατη απεικόνιση περιοχής γέφυρας

Σε στάθμη +2.5m και +4.0m καθώς και στα οριζόντια επίπεδα πάνω και κάτω από κάθε γέφυρα, έχουν τοποθετηθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι, για την ενίσχυση της οριζόντιας δυσκαμψίας του πυλώνα, οι οποίοι συνδέουν τα τέσσερα δικτυώματα του πυλώνα, όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα:



Σχήμα 1.7: Τομή στο επίπεδα +4.0m (αριστερά) και +21.0m (δεξιά)

Τα τέσσερα δικτυώματα της βάσης του πυλώνα είναι συμμετρικά, εκτός από την στάθμη +10.0m μέχρι +21.0m, όπου οι χιαστί σύνδεσμοι στη διαμήκη διεύθυνση έχουν τοποθετηθεί έτσι ώστε η σύνδεση τους με τους ορθοστάτες να γίνεται σε διαφορετική στάθμη από αυτή που συνδέονται στην εγκάρσια διεύθυνση, προκειμένου οι συνδέσεις αυτές να κατασκευάζονται ευκολότερα.

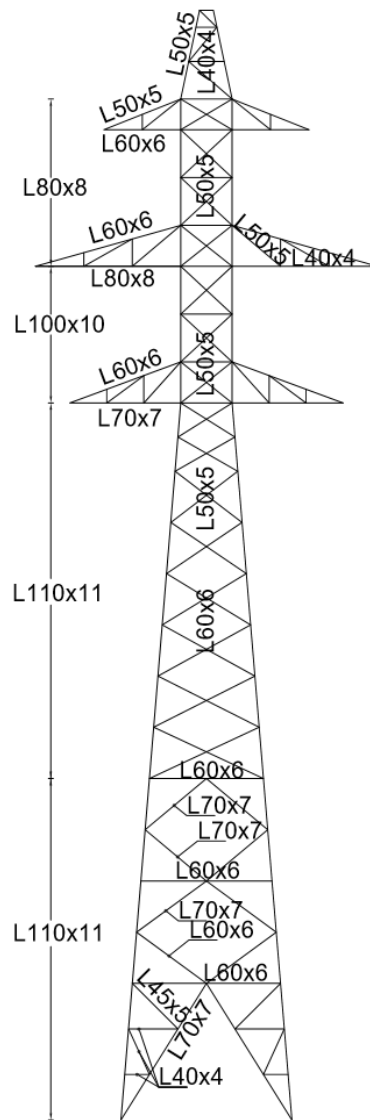


Σχήμα 1.8: Χιαστί σύνδεσμοι στις δύο διευθύνσεις

Όλα τα δομικά στοιχεία του πυλώνα αποτελούνται από γωνιακές διατομές με λόγο πάχους προς πλάτος ίσο με 0.10. Οι ορθοστάτες αποτελούνται από διατομές L110x11 μέχρι τη στάθμη +21.0m, οι χιαστί-διαγώνιοι σύνδεσμοι από διατομές L70x7, L60x6, και L50x5, και τα οριζόντια στοιχεία από διατομές L60x6. Πάνω από την στάθμη +21.0m, όπου τα δικτυώματα του πυλώνα γίνονται παράλληλα, οι ορθοστάτες αποτελούνται από διατομές L100x10 και L80x8 και οι χιαστί σύνδεσμοι από L50x5, μέχρι την στάθμη +29.9m, όπου οι ορθοστάτες αποτελούνται από διατομές L50x5, και οι χιαστί σύνδεσμοι από διατομές L40x4.

Στην γέφυρα του πυλώνα που βρίσκεται σε στάθμη +21.0m, οι δοκοί της γέφυρας αποτελούνται από διατομές L70x7 και L60x6, στην γέφυρα στάθμης +25.0m από διατομές L80x8 και L60x6, και στην γέφυρα στάθμης +29.0m από διατομές L60x6 και L50x5, ενώ οι χιαστί σύνδεσμοι των γεφυρών αποτελούνται από διατομές L50x5 και L40x4.

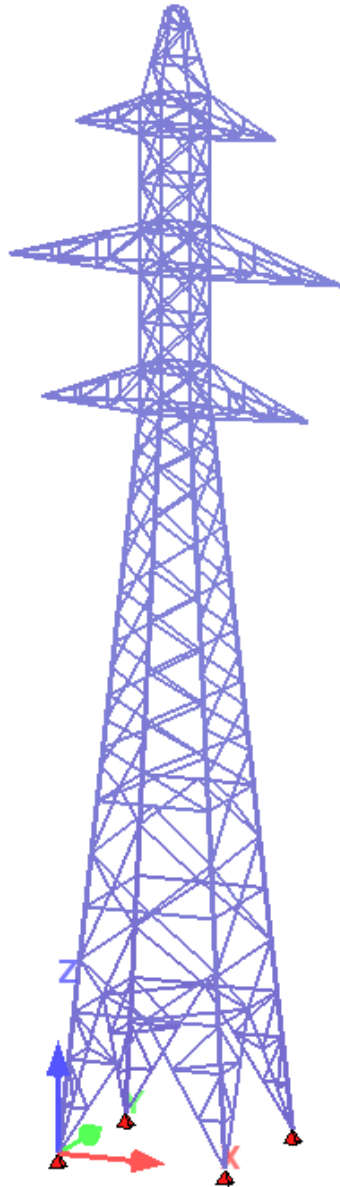
Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.9.



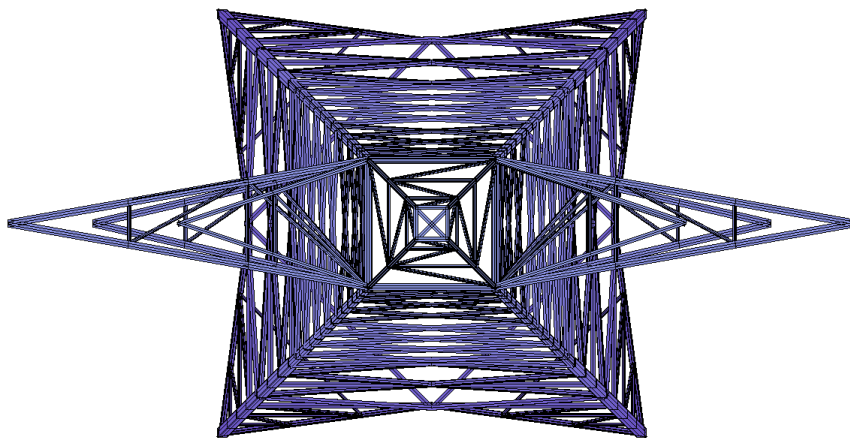
Σχήμα 1.9: Διατομές του πυλώνα στην εγκάρσια όψη

1.3.2 Προσομοίωση πυλώνα

Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε με την βοήθεια του λογισμικού Sofistik. Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 και μέτρου ελαστικότητας $E=210\text{GPa}$. Τα στοιχεία του πυλώνα προσομοιώθηκαν σαν στοιχεία δοκών-υποστυλωμάτων (beam elements). Στα άκρα συγκεκριμένων συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς και δευτερευόντων στοιχείων έγιναν απελευθερώσεις ροπών (hinges), θεωρώντας ότι η σύνδεση τους γίνεται με έναν κοχλία.



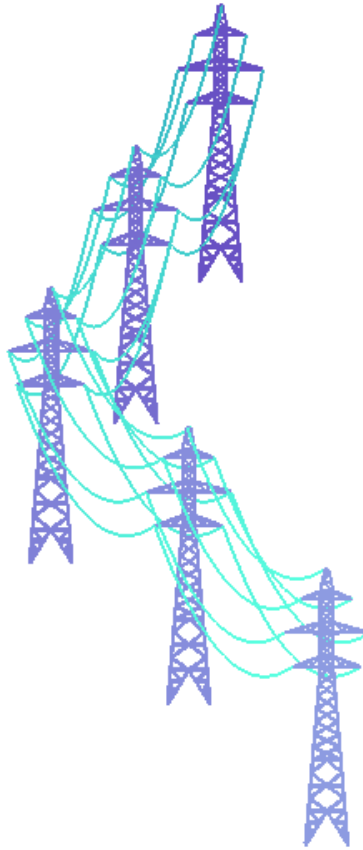
Σχήμα 1.10: Τρισδιάστατη απεικόνιση πύλωνα από το περιβάλλον του Sofistik



Σχήμα 1.11: Κάτοψη πύλωνα από το περιβάλλον του Sofistik

1.3.3 Προσομοίωση γραμμής μεταφοράς ενέργειας

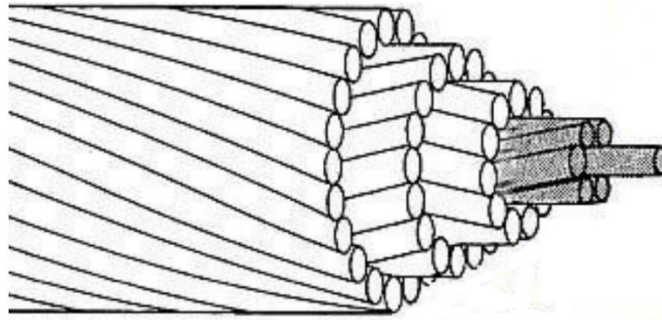
Προκειμένου να εκτιμηθούν οι αντιδράσεις των αγωγών στον πυλώνα, δημιουργήθηκε ένα τρισδιάστατο προσομοίωμα της γραμμής μεταφοράς ενέργειας που αποτελείται από πέντε πανομοιότυπους πυλώνες, όπως αυτοί περιγράφηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Η απόσταση των πυλώνων είναι 300m, ενώ οριζοντιογραφικά η απόκλισή τους από την ευθυγραμμία είναι 5°.



Σχήμα 1.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση γραμμής μεταφοράς ενέργειας από το περιβάλλον του Sofistik

Οι αγωγοί μεταφοράς ενέργειας και τα καλώδια προστασίας έχουν προσομοιωθεί σαν στοιχεία καλωδίων (cable elements). Το προσομοίωμα αποτελείται από τρεις σειρές καλωδίων που συνδέονται με τις γέφυρες των πυλώνων και αντιπροσωπεύουν τους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας, και ένα καλώδιο που συνδέεται στην κορυφή των πυλώνων και αντιπροσωπεύει το καλώδιο προστασίας.

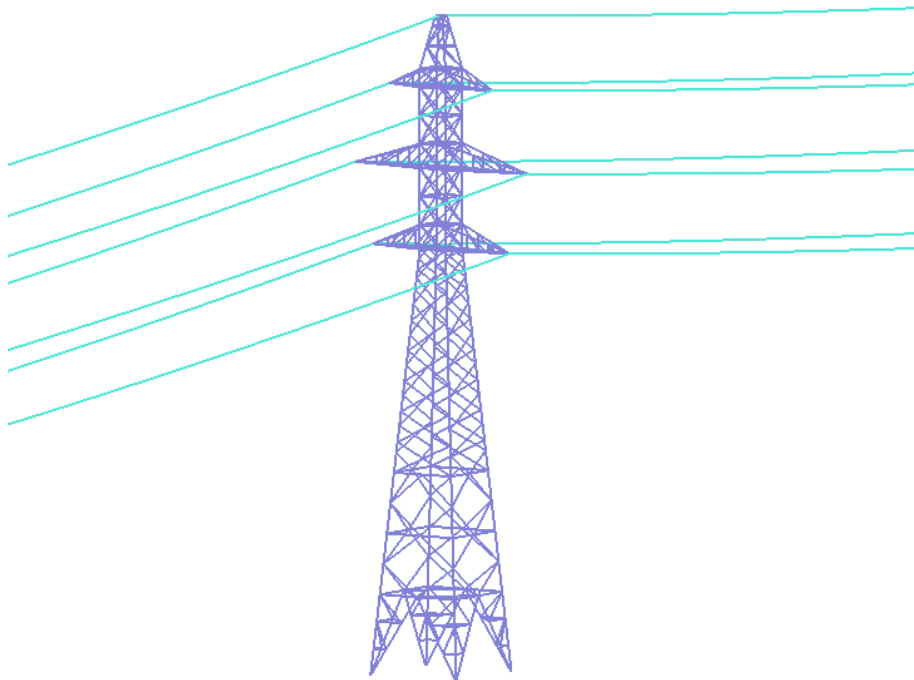
Τα χαρακτηριστικά των καλωδίων προέκυψαν από διερεύνηση σύμφωνα με την διαθέσιμη βιβλιογραφία, και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.2. Στο Σχήμα 1.15 απεικονίζεται η εγκάρσια και η διαμήκης διεύθυνση του πυλώνα.



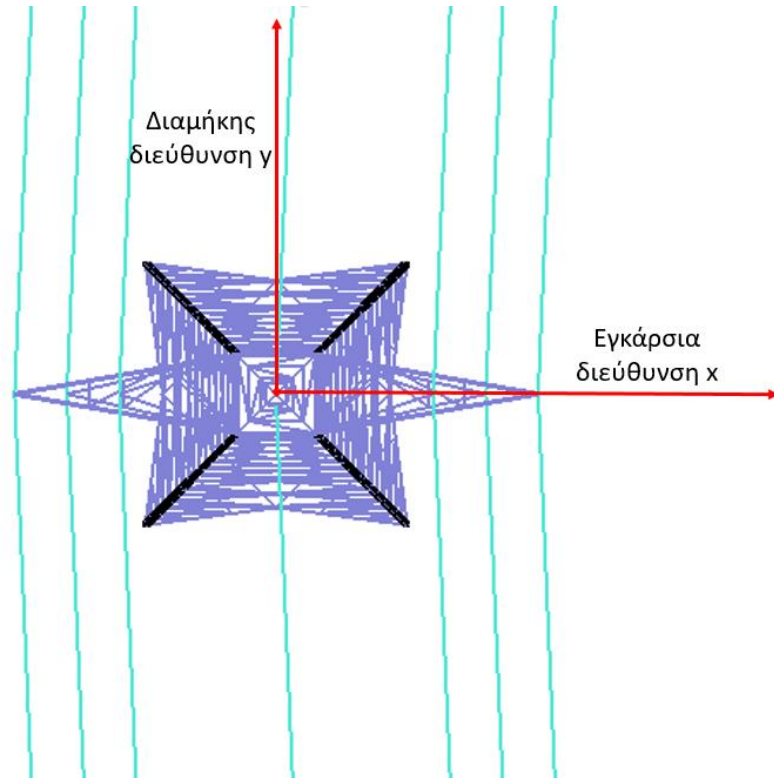
Σχήμα 1.13: Μορφή αγωγών μεταφοράς ενέργειας με κλώνους αλουμίνιου ενισχυμένους με κλώνους χάλυβα στον πυρήνα

Πίνακας 1.2: Χαρακτηριστικά αγωγών και καλωδίων

Τύπος	αγωγοί μεταφοράς ενέργειας	καλώδια προστασίας
εξωτερική διάμετρος	25mm	9mm
ειδικό βάρος	27kN/m ³	78.5kN/m ³
μέτρο ελαστικότητας	100GPa	193GPa
μάζα ανά μονάδα μήκους	1.3kg/m	0.5kg/m



Σχήμα 1.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση του πυλώνα μαζί με τα καλώδια από το περιβάλλον του Sofistik



Σχήμα 1.15: Διαμήκης και εγκάρσια διεύθυνση πλώνα

2 Φορτία κατασκευής

2.1 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο μόνιμες νοούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μια δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, δηλαδή τα ίδια βάρη φερόντων στοιχείων, και τα δευτερεύοντα στοιχεία, όπως οι συνδέσεις, οι λεπίδες αποκατάστασης της συνέχειας, τα κιγκλιδώματα, οι αγωγοί καλωδίων και τα καλώδια προστασίας. Το ίδιο βάρος του φορέα έχει προσαυξηθεί κατά 5% ώστε να ληφθούν υπόψη τα δευτερεύοντα αυτά στοιχεία του πυλώνα, εκτός των αγωγών και των καλωδίων προστασίας, που έχουν υπολογιστεί αναλυτικά.

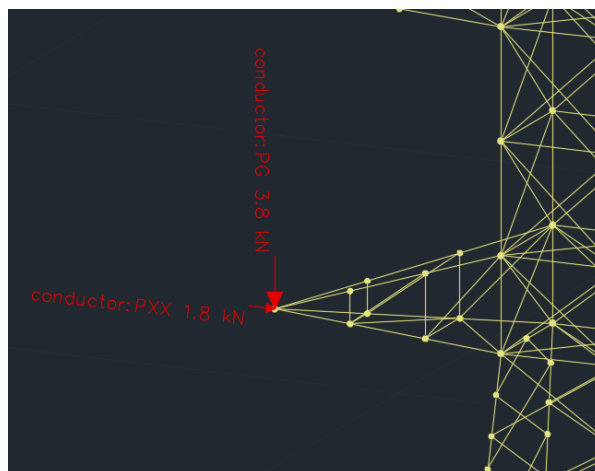
Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στον φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα: $g=78.5 \text{ kN/m}^3$
2. Βάρος αγωγών μεταφοράς ενέργειας κ καλωδίων προστασίας

Το βάρος των καλωδίων ασκείται σαν συγκεντρωμένο φορτίο στους κόμβους του φορέα από τους οποίους διέρχονται τα καλώδια. Οι τιμές τους έχουν υπολογιστεί από το προσομοίωμα της γραμμής μεταφοράς ενέργειας.

Για τους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας προέκυψαν:

- 3.8 kN στην κατακόρυφη διεύθυνση
 - 1.8 kN στην οριζόντια διεύθυνση x
- ενώ για τα καλώδια προστασίας:
- 0.7 kN στην κατακόρυφη διεύθυνση
 - 0.3 kN στην οριζόντια διεύθυνση y



Σχήμα 2.1: Φορτία αγωγών μεταφοράς ενέργειας

2.2 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή των δράσεων εντάσσονται τα φορτία ανέμου για τις διευθύνσεις 0°, 45° και 90°, και τα φορτία χιονιού, ο υπολογισμός των οποίων περιγράφεται στις παρακάτω ενότητες.

2.2.1 Φορτία ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Για κατασκευές ύψους μέχρι 200m, ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-1-4. Συγκεκριμένα, για τις γραμμές μεταφοράς ενέργειας, ο άνεμος θεωρείται από τους κρισιμότερους παράγοντες που οδηγεί σε αστοχία, ενώ για τον υπολογισμό του λήφθηκε υπόψη και ο EN 1993-3-1. Σε σχέση με άλλους κανονισμούς που επενεργούν με την ριπή του ανέμου (μέγιστη ταχύτητα ανέμου τριών δευτερολέπτων), ο EN 1993-3-1 χρησιμοποιεί την βασική ταχύτητα ανέμου με μια επαύξηση των δυνάμεων ανέμου με τον συντελεστή ριπής.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές (π.χ. δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρηθούν ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά όπως επίσης να σχεδιάζονται και για φορτία κόπωσης.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης για τους μεταλλικούς πυλώνες είναι:

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της κατασκευής
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις του πυλώνα
- Οι διατομές του πυλώνα
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η διεύθυνση του ανέμου

Οι μέσες ταχύτητες του ανέμου υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον EN 1991-1-4. Ο πυλώνας χωρίστηκε σε 7 τμήματα καθ' ύψος, και η μέση ταχύτητα του ανέμου για την μέση στάθμη κάθε τμήματος υπολογίστηκε από την σχέση (2.1):

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2.1)$$

όπου:

$c_o(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης. Για επίπεδο έδαφος θεωρείται ίσος με 1.00

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης. Λαμβάνεται ίσος με 1.00

c_{season} ο συντελεστής εποχής. Λαμβάνεται ίσος με 1.00

$V_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές του ύψους των

εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,o}$, για την χώρα μας ορίζεται στα 33m/sec για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/sec για την υπόλοιπη χώρα. Στην περίπτωση μας λαμβάνεται ίση με 27m/sec

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας. Υπολογίζεται βάση της σχέσης:

$$c_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.2)$$

$$c_r = c_r(z_{\min}), \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (2.3)$$

όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας που δίνεται στον Πίνακα 2.1

K_r ο συντελεστής εδάφους. Εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας z_0 και δίνεται από τη σχέση:

$$K_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2.4)$$

όπου:

$z_{0,II}$ ίσο με 0,05m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.1)

z_{\min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 2.1

z_{\max} λαμβάνεται ίσος προς 200m.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι [EN 1991-1-4]

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θαλάσσης	0.003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δένδρα, κτήρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστηση ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων	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

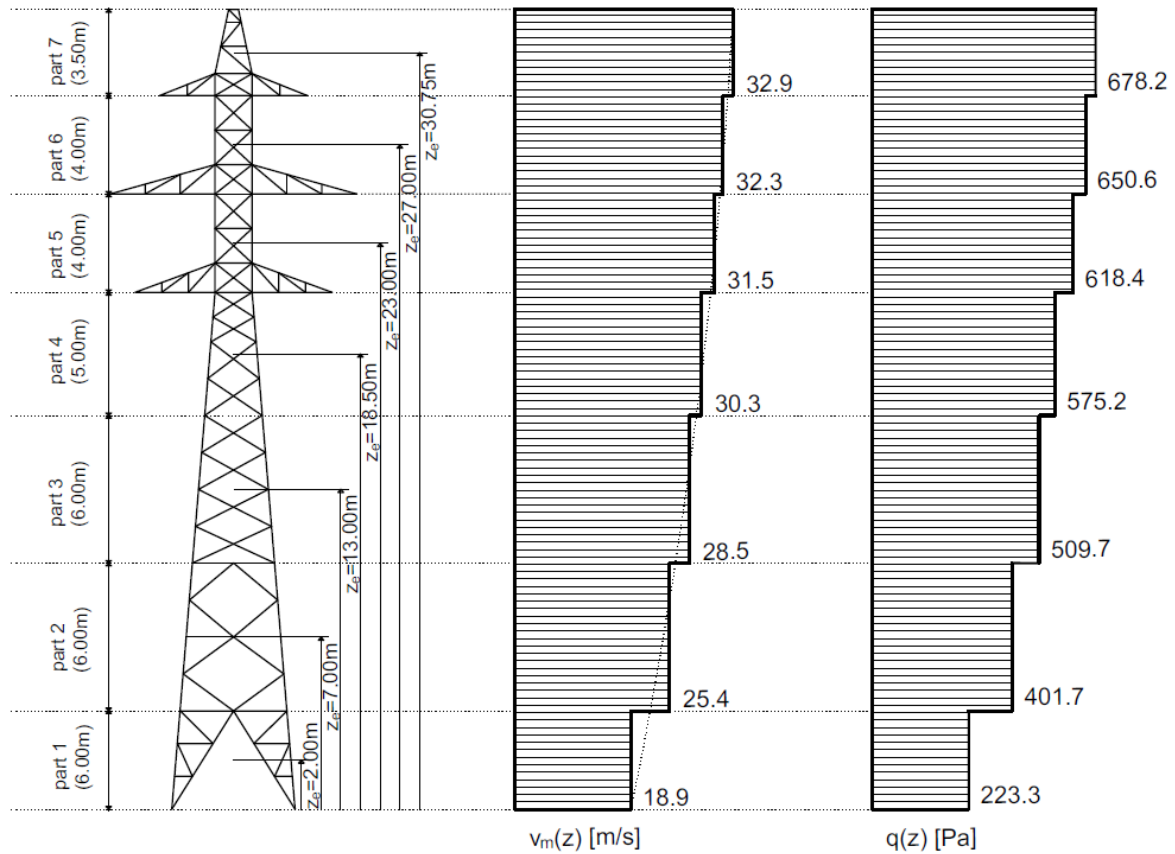
Η μέση πίεση q που προκαλεί ο άνεμος ταχύτητας v_m δίνεται από τη σχέση:

$$q = \rho \cdot \frac{v_m^2}{2} \quad (2.5)$$

όπου:

q η πίεση σε N/m^2

ρ η πυκνότητα του αέρα η οποία μπορεί να λαμβάνεται ίση με $1,25kg/m^3$.



Σχήμα 2.2: Κατανομή των μέσων ταχυτήτων του ανέμου $v_m(z)$ και των πιέσεων $q(z)$ συναρτήσει του ύψους του πύργου

Οι μέσες δυνάμεις του ανέμου στα μέλη του πυλώνα υπολογίστηκαν σε τρεις διευθύνσεις 0° (εγκάρσια διεύθυνση x), 45° , και 90° (διαμήκης διεύθυνση y), σύμφωνα με την σχέση (2.6) του EN 1993-3-1. Οι δυνάμεις στις συμμετρικές τους διευθύνσεις δεν υπολογίστηκαν, καθώς για την συγκεκριμένη οριζοντιογραφική διάταξη των πυλώνων, αυτές οι διευθύνσεις ήταν οι πιο δυσμενείς.

$$F_{m,w}(z_e) = \frac{\rho}{2} \cdot v_m^2(z_e) \cdot \sum c_f \cdot A_{ref} \quad (2.6)$$

όπου:

z_e η μέση στάθμη κάθε μέρους καθ' ύψους του πυλώνα

A_{ref} η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής

c_f ο συντελεστής δύναμης δικτυωτών κατασκευών και υπολογίζεται για κάθε περιοχή του πυλώνα και για γωνιακές διατομές σύμφωνα με τη σχέση:

$$c_{f,s} = K_\theta \cdot c_{f,s,0} \cdot \frac{A_s}{\sum A} \quad (2.7)$$

όπου:

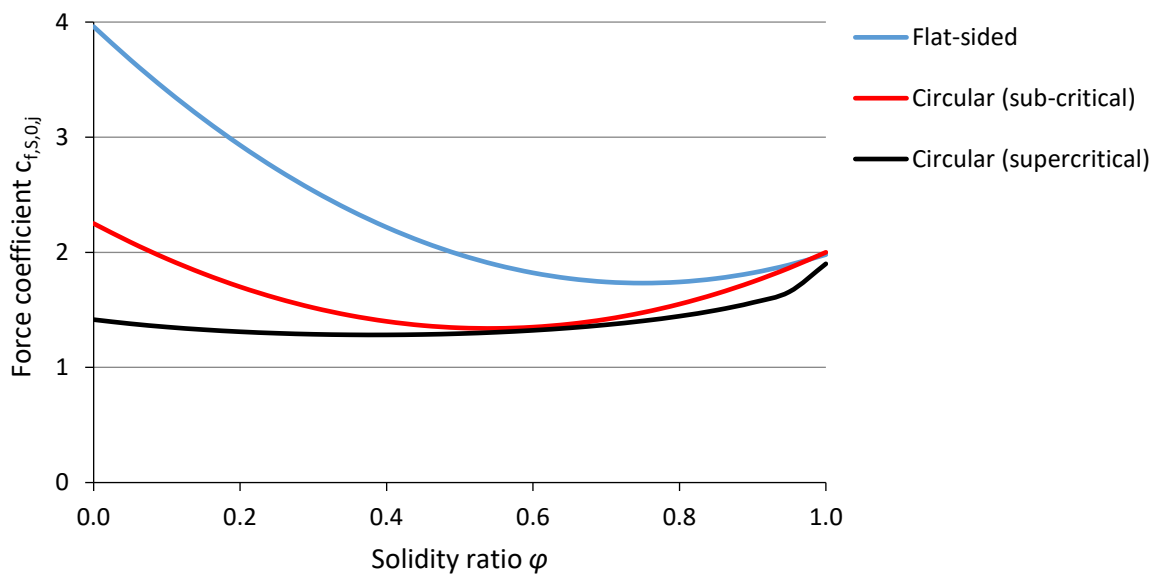
K_θ ο συντελεστής διεύθυνσης του ανέμου, για 0° και 90° ισούται με 1

- A_s η συνολική κάθετη προβολή της επιφάνειας των όλων στοιχείων, συμπεριλαμβανομένου και του χιονιού όπου απαιτείται
- ΣA η συνολική, κάθετη στον άνεμο, προβαλλόμενη επιφάνεια όλων στοιχείων της κατασκευής
- $c_{f,s,o}$ ο συντελεστής δύναμης δικτυωτών κατασκευών χωρίς την επίδραση άκρων και, για γωνιακές διατομές, υπολογίζεται από την σχέση (2.8),

$$c_{f,s,o,f} = 1.76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2] \quad (2.8)$$

όπου:

$C_1=2.25$ και $C_2=1.5$ για τετραγωνικούς πυλώνες.



Σχήμα 2.3: Συντελεστής δύναμης $c_{f,s,o}$ συναρτήσεως του λόγου πληρώσεως φ [EN 1993-3-1]

Στην περίπτωση συνύπαρξης ανέμου και παγετού, τότε οι επιφάνειες όλων των μελών που εκτίθενται στον άνεμο, αυξάνονται περιμετρικά κατά ένα σταθερό πάχος $s=25\text{mm}$.

Ο λόγος πληρώσεως φ καθορίζεται από την εξίσωση:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (2.9)$$

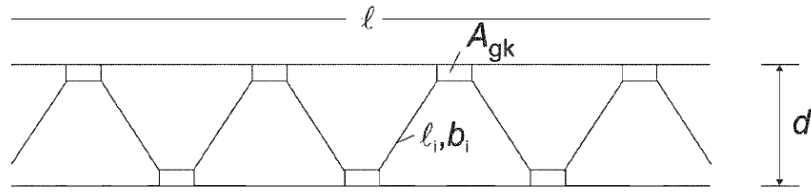
όπου:

A η συνολική προβαλλόμενη επιφάνεια των μελών και κομβοελασμάτων κάθετα στον άνεμο ($A=\Sigma A$):

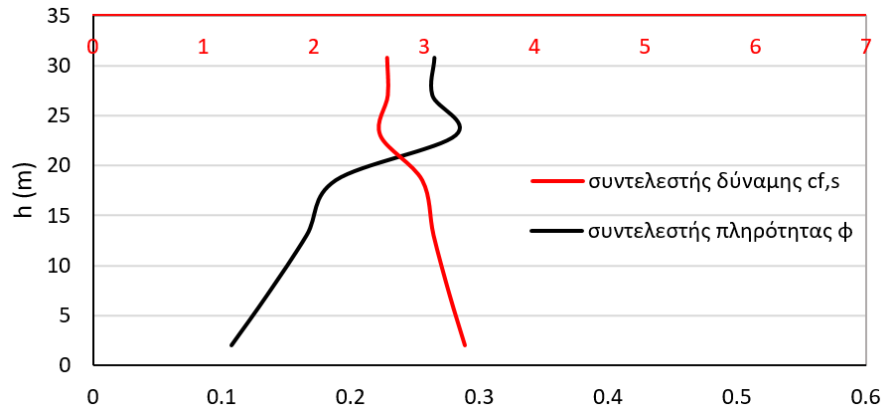
$$A = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk} \quad (2.10)$$

A_c η επιφάνεια προβολής του περιγράμματος σε επίπεδο κάθετο προς τον άνεμο:

$$A_c = l \cdot b \quad (2.11)$$



Σχήμα 2.4: Ορισμός του λόγου πληρώσεως ϕ [EN 1991-1-4]



Σχήμα 2.5: Κατανομή του λόγου πληρώσεως ϕ και του συντελεστή δύναμης $c_{f,s}$ (για διεύθυνση ανέμου 90°) καθ' ύψος του πυλώνα

Οι ισοδύναμες προσαυξημένες δυνάμεις ανέμου στα μέλη του πυλώνα, λαμβάνοντας υπόψη τις ριπές ανέμου, υπολογίστηκαν σε κάθε διεύθυνση, σύμφωνα με την σχέση του EN1993-3-1:

$$F_{T,w}(z_e) = F_{m,w}(z_e) \cdot \left[1 + \left(1 + 0.2 \left(\frac{z_e}{h} \right)^2 \cdot \frac{[1+7I_v(z_e)] \cdot c_s \cdot c_d - 1}{c_o(z_e)} \right) \right] \quad (2.12)$$

όπου:

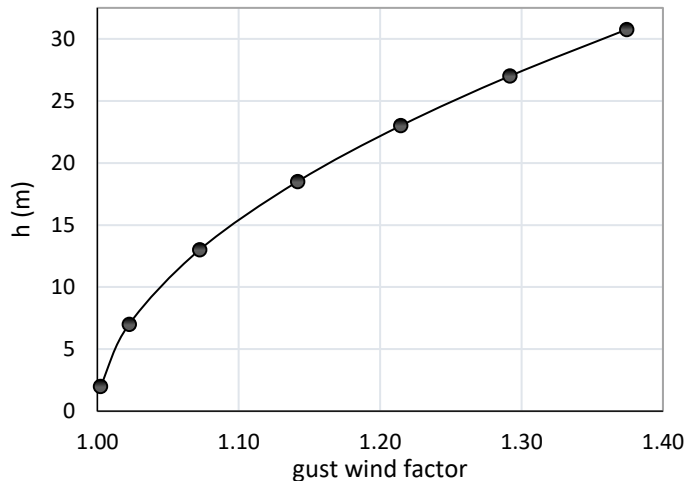
I_v η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z σύμφωνα με τον EN1991-1-4

$c_s c_d$ ο τροποποιητικός συντελεστής φαινομένων κλίμακας και δυναμικών φαινομένων, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0

h το συνολικό ύψος της κατασκευής.

Ο όρος $\left[1 + \left(1 + 0.2 \left(\frac{z_e}{h} \right)^2 \cdot \frac{[1+7I_v(z_e)] \cdot c_s \cdot c_d - 1}{c_o(z_e)} \right) \right]$ της σχέσης (2.12) ονομάζεται συντελεστής ριπής ανέμου (gust wind factor).

Στο παρακάτω Σχήμα παρουσιάζεται η προσαύξηση της δύναμης του ανέμου λόγω του συντελεστή ριπής.



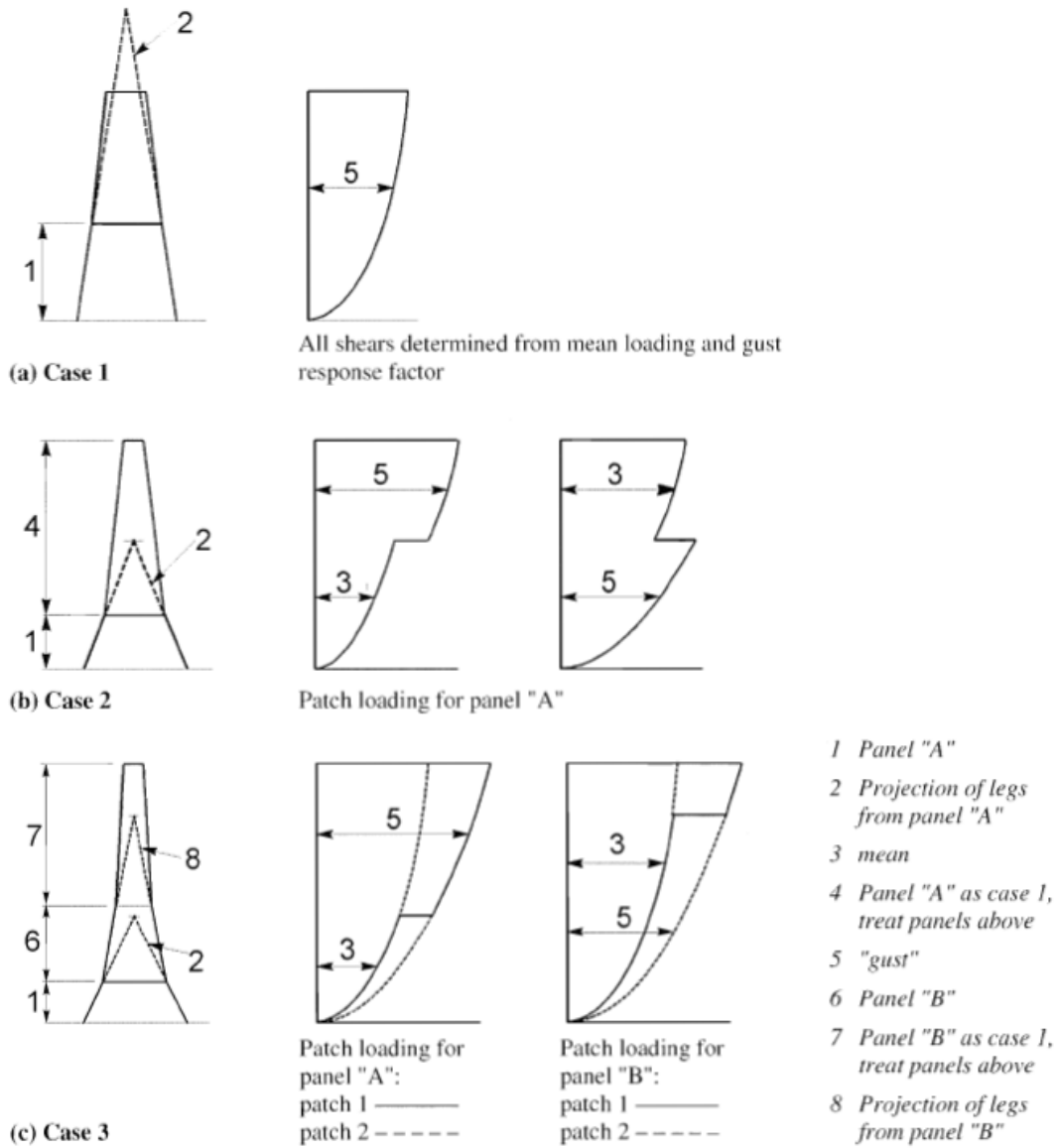
Σχήμα 2.6: Συντελεστής ριπής ανέμου συναρτήσει του ύψους του πυλώνα

Για την καλύτερη κατανόηση του βαθμού προσαύξησης της δύναμης του ανέμου λόγω των ριπών ανέμου, ακολουθώντας την αντίστροφη πορεία υπολογισμού, υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες βασικές ταχύτητες ανέμου που θα προκαλούσαν μέσες δυνάμεις ανέμου ίσες με τις προσαυξημένες. Η ταχύτητα αυτή μεταβάλλεται καθ' ύψος του πυλώνα, αφού μεταβάλλεται και ο συντελεστής ριπής ανέμου. Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου υπενθυμίζεται ότι έχει ληφθεί ίση με 27m/s.

Πίνακας 2.2: Βασική ταχύτητα ανέμου που θα προκαλούσε μέσες δυνάμεις ανέμου ίσες με τις προσαυξημένες

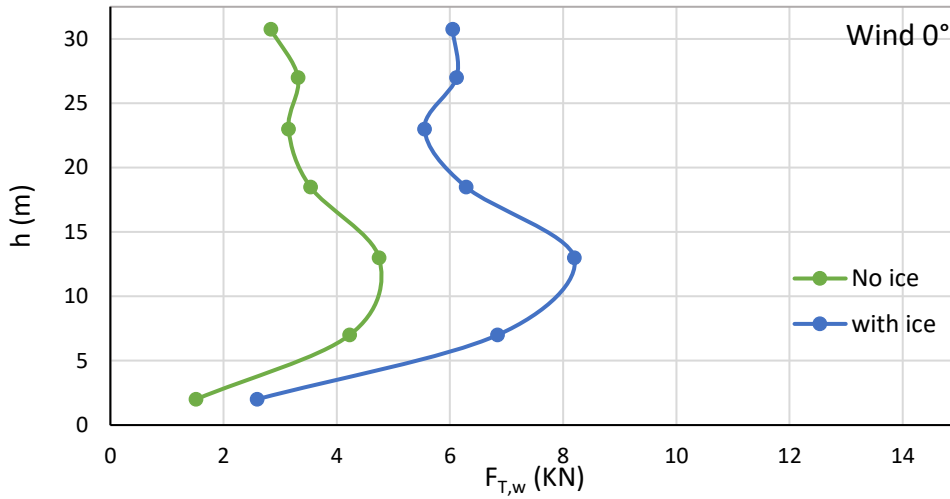
Part	$V_{b,o}^*$ (m/s)
Part 1 (0-4m)	27.03
Part 2 (4-10m)	27.30
Part 3 (10-16m)	27.96
Part 4 (16-21m)	28.85
Part 5 (21-25m)	29.76
Part 6 (25-29m)	30.69
Part 7 (29-32.5m)	31.65

Σύμφωνα με τον EN 1993-3-1, η φόρτιση του ανέμου που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των στοιχείων του πυλώνα εξαρτάται από την γεωμετρία του φορέα. Ανάλογα με το που βρίσκεται το σημείο τομής των στύλων του πυλώνα, χρησιμοποιούμε είτε την μέση δύναμη ανέμου, είτε την προσαυξημένη δύναμη ανέμου λόγω ριπής ανέμου (gust wind), όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.7. Στον υπό μελέτη φορέα, η τομή των υποστυλωμάτων βρίσκεται κοντά στην κορυφή του πυλώνα (κατηγορία 1). Οι αναλύσεις, λοιπόν, έγιναν με τις προσαυξημένες δυνάμεις ανέμου $F_{T,w}$ λόγω των ριπών του ανέμου.

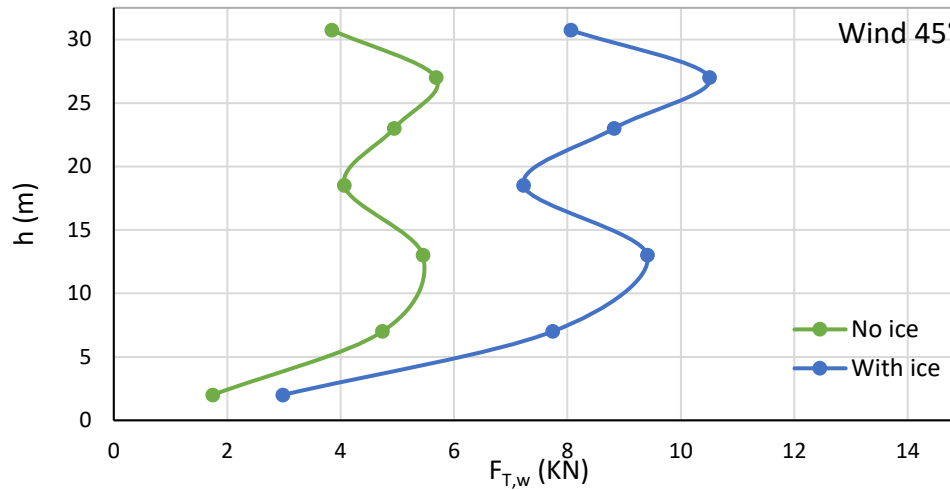


Σχήμα 2.7: Φόρτιση ανέμου [EN 1993-3-1]

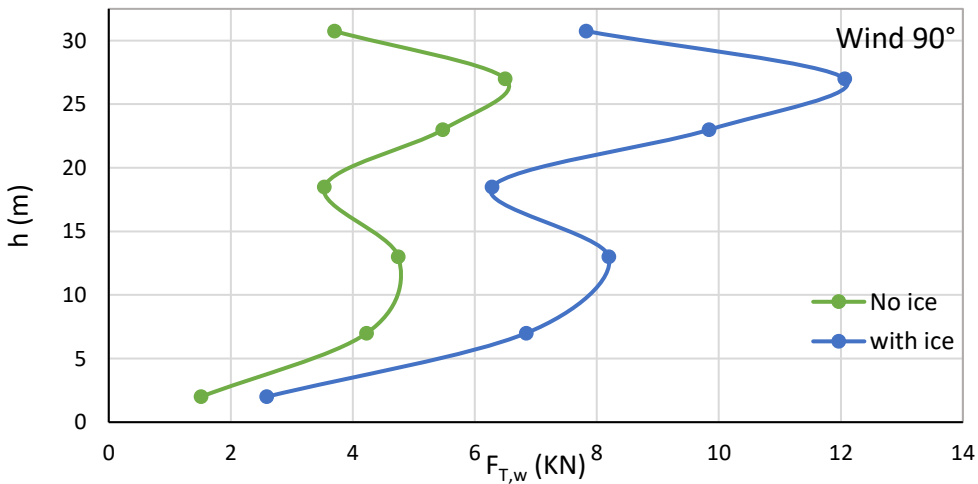
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται οι δυνάμεις ανέμου που τελικά προέκυψαν στους πυλώνες συναρτήσει του ύψους τους, αλλά και συνολικά, για κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 2.8: Προσαυξημένες δυνάμεις ανέμου $F_{T,w}$ συναρτήσει του ύψους του πυλώνα σε διεύθυνση ανέμου 0° (εγκάρσια διεύθυνση x)



Σχήμα 2.9: Προσαυξημένες δυνάμεις ανέμου $F_{T,w}$ συναρτήσει του ύψους του πυλώνα σε διεύθυνση ανέμου 45°



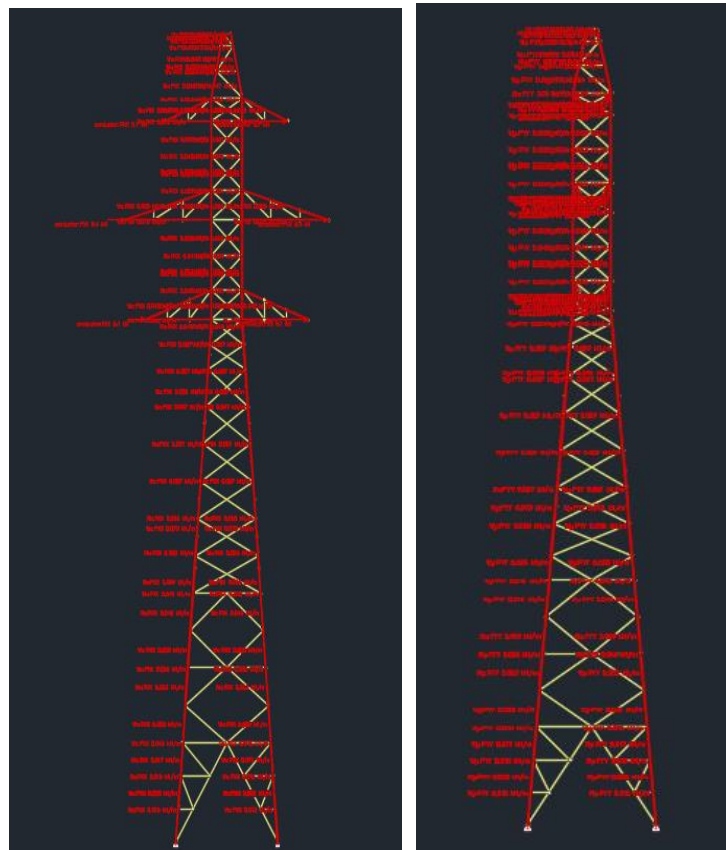
Σχήμα 2.10: Προσαυξημένες δυνάμεις ανέμου $F_{T,w}$ συναρτήσει του ύψους του πυλώνα σε διεύθυνση ανέμου 90° (διαμήκης διεύθυνση y)

Πίνακας 2.3: Συνολικές δυνάμεις ανέμου στην κατασκευή

	Χωρίς παγετό	Με παγετό
Άνεμος 0°	23.2 kN	41.5 kN
Άνεμος 45°	30.5 kN	54.7 kN
Άνεμος 90°	29.8 kN	53.7 kN

Τα στοιχεία του φορέα στα οποία εφαρμόζονται οι δυνάμεις ανέμου είναι όλα τα στοιχεία των δύο όψεων x,y, όπως φαίνεται και στις παρακάτω εικόνες από το γραφικό περιβάλλον του Sofistik.

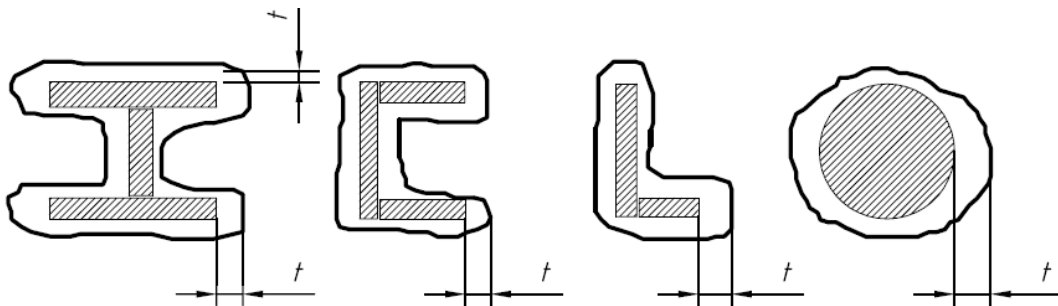
Ταυτόχρονα, στους κόμβους του πυλώνα από τους οποίους διέρχονται οι αγωγοί, έχουν επιβληθεί και οι αντιδράσεις από τις δυνάμεις ανέμου στους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας και στα καλώδια προστασίας. Αυτές οι αντιδράσεις έχουν υπολογιστεί από το προσομοίωμα της γραμμής μεταφοράς ενέργειας. Οι δυνάμεις ανέμου που έχουν εφαρμοστεί στους αγωγούς προκύπτουν με αντίστοιχη διαδικασία υπολογισμού, όπως περιγράφεται παραπάνω, και είναι ανάλογες με την πίεση ανέμου στο ύψος του κάθε αγωγού, με την διάμετρο των αγωγών και με το συντελεστή σχήματος c_f που ισούται με 1.1 για τα καλώδια προστασίας, και 1.2 για τους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας, [Zhang, 2013].



Σχήμα 2.11: Δυνάμεις ανέμου στην διεύθυνση x (0°) και y (90°) αντίστοιχα από το περιβάλλον του Sofistik

2.2.2 Φορτία χιονιού

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό και κατατάσσεται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Επειδή η κατασκευή μας πρόκειται για δικτύωμα, το φορτίο του χιονιού δεν υπολογίζεται αναλυτικά σύμφωνα με τον EN 1991-1-3, αλλά σύμφωνα με το ISO 12494. Ο παγετός που προσκολλάται στα μέλη του πυλώνα αυξάνει το πάχος τους, συνεπώς, αυξάνει και το πάχος της προβαλλόμενης επιφάνειας κάθε μέλους στην διεύθυνση κάθετη στον άνεμο. Για την δυσμενή περίπτωση του glaze ice, δηλαδή χιόνι που έχει παραμείνει στάσιμο και έχει παγώσει πάνω στα μέλη του φορέα, μπορεί να ληφθεί πάχος χιονιού περιμετρικά κάθε μέλους ίσο με 25mm. Η επιφάνεια του χιονιού αντιμετωπίζεται σαν επιφάνεια διατομής πυκνότητας $d_{glaze}=900\text{kg/m}^3$.



Σχήμα 2.12: Φορτία χιονιού στα μέλη του πυλώνα [ISO 12494]

Αναλυτικότερα, το φορτίο του χιονιού υπολογίζεται από το εμβαδό της επιφάνειας του χιονιού, σταθερού πάχους 25mm, σε κάθε διατομή ξεχωριστά ανάλογα με τις διαστάσεις της, πολλαπλασιασμένο με το ειδικό βάρος του χιονιού $\gamma_{glaze}=9 \text{ kN/m}^3$. Στον Πίνακα 2.4 παρουσιάζονται τα φορτία χιονιού για κάθε διατομή. Τα φορτία αυτά έχουν την διεύθυνση της βαρύτητας και εφαρμόζονται κατανεμημένα σε όλα τα μέλη του φορέα.



Σχήμα 2.13: Παγετός περιμετρικά στύλου πυλώνα, διαμέτρου 13cm κατά προσέγγιση [Klinger, 2011]

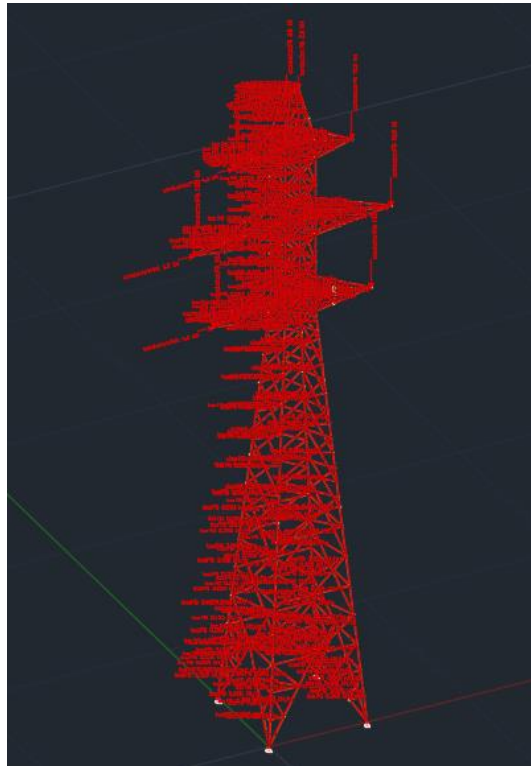
Πίνακας 2.4: Φορτία χιονιού στα στοιχεία του πυλώνα

Διατομή	Φορτίο χιονιού (kN/m)
L40x4	0.058
L45x5	0.063
L50x5	0.067
L60x6	0.076
L70x7	0.085
L80x8	0.094
L100x10	0.112
L110x11	0.123

Ταυτόχρονα, στους κόμβους του πυλώνα που διέρχονται οι αγωγοί, έχουν επιβληθεί και οι αντιδράσεις που προέρχονται από τα φορτία χιονιού στους αγωγούς μεταφοράς ενέργειας και στα καλώδια προστασίας. Αυτές οι αντιδράσεις έχουν υπολογιστεί από το προσομοίωμα της γραμμής μεταφοράς ενέργειας. Τα φορτία χιονιού προκύπτουν για τις διατομές των αγωγών, με αντίστοιχη διαδικασία υπολογισμού, όπως και για τις διατομές του πυλώνα.

Πίνακας 2.5: Φορτία χιονιού στους αγωγούς

Διατομή	Φορτίο χιονιού (kN/m)
Φ25	0.035
Φ9	0.024



Σχήμα 2.14: Φορτίο χιονιού από το περιβάλλον του Sofistik

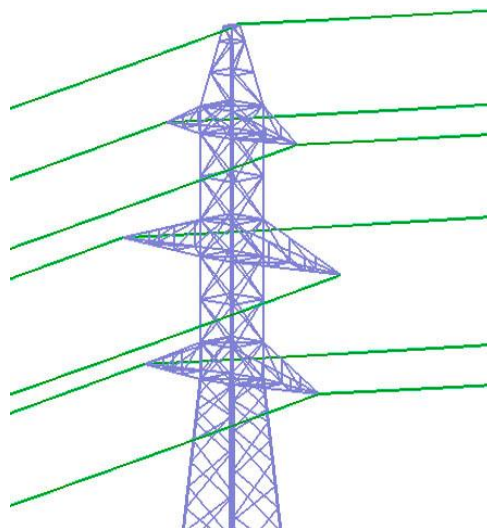
2.3 Φορτία σπασμένου αγωγού

Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι δράσεις από τα φορτία των αγωγών που διέρχονται από τους κόμβους του πυλώνα στην περίπτωση που ένα αγωγός του πυλώνα σπάσει. Τα φορτία αυτά εντάσσονται στις τυχηματικές δράσεις, και συνδυάζονται με τις μόνιμες δράσεις, και τα φορτία ανέμου και χιονιού, όπως περιγράφεται σε επόμενη ενότητα.

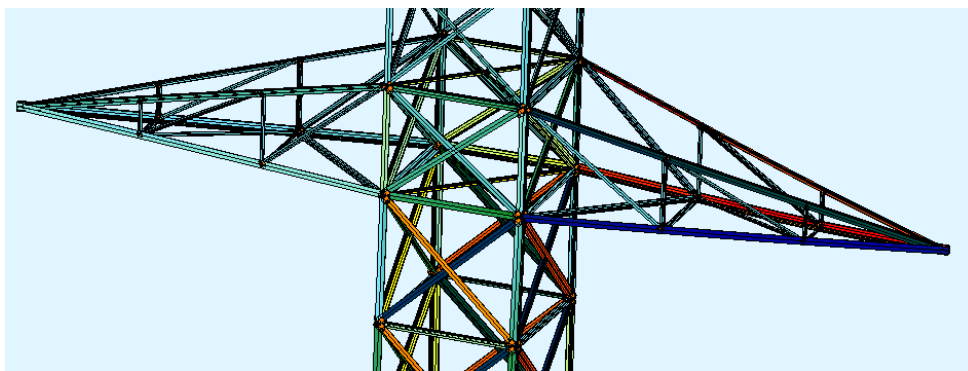
Τα φορτία σπασμένου αγωγού υπολογίστηκαν από το προσομοίωμα της γραμμής μεταφοράς ενέργειας, αφαιρώντας από τον μεσαίο πυλώνα έναν αγωγό από την δεύτερη γέφυρα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.15. Οι τιμές των δράσεων στην γέφυρα με τον σπασμένο αγωγό παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.6, όπου κόμβος 1 είναι ο κόμβος του σπασμένου αγωγού, ενώ κόμβος 2 είναι ο έτερος αντιδιαμετρικός κόμβος της ίδιας γέφυρας.

Πίνακας 2.6: Φορτία σπασμένου αγωγού

	κόμβος 1	κόμβος 2
Ny	25.66 kN	0.11 kN
Nx	0.71 kN	1.74 kN
Nz	2.65 kN	5.03 kN

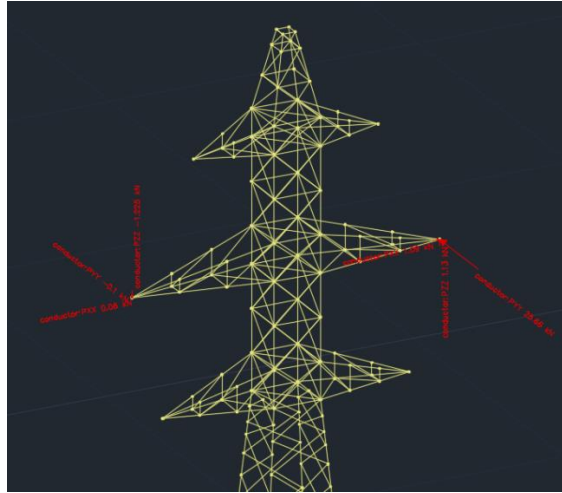


Σχήμα 2.15: Απεικόνιση σπασμένου αγωγού από το περιβάλλον του Sofistik



Σχήμα 2.16: Απεικόνιση της έντασης στη γέφυρα με τον σπασμένο αγωγό, με κόκκινο χρώμα τα στοιχεία με πάνω από 60% εκμετάλλευση της διατομής

Τα φορτία αυτά ασκούνται στους κόμβους την γέφυρας από τους οποίους διέρχονται οι αγωγοί των καλωδίων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.17.



Σχήμα 2.17: Φορτία σπασμένου αγωγού από το περιβάλλον του Sofistik

2.4 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αναλυτικότερα, τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως είναι πολύ σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρία αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ο σεισμός εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις. Στην παρούσα διπλωματική εργασία η ανάλυση της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του EN 1998-1, και έγινε χρήση της στατικής μεθόδου με ισοδύναμα οριζόντια σεισμικά φορτία (μέθοδος οριζόντιας φόρτισης).

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται με την βοήθεια φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής έχουν εξεταστεί μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού για τις οποίες το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.13)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}, \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.14)$$

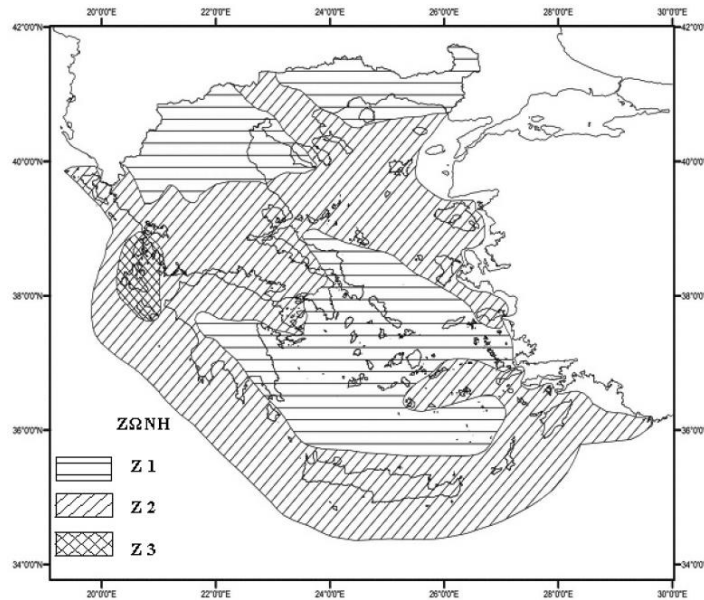
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq 0.2 \cdot a_g, \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.15)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \geq 0.2 \cdot a_g, \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.16)$$

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους a_g ισούται με $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$. Ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας προβλέπονται τρεις τιμές εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} που δίνονται στον Πίνακα 2.7. Για κατασκευές μεγάλης αξίας, οι τιμές του πίνακα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , οι τιμές του οποίου δίνονται στον Πίνακα 2.8.

Πίνακας 2.7: Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας [EN 1998-1]

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36



Σχήμα 2.18: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Πίνακας 2.8: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I [EN 1998-1]

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Η τιμή a_g αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους S , ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40 ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.9).

Πίνακας 2.9: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος σχεδιασμού [EN 1998-1]

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

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικά συστήματα. Οι μέγιστες τιμές του q δίδονται στον Πίνακα 2.10 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

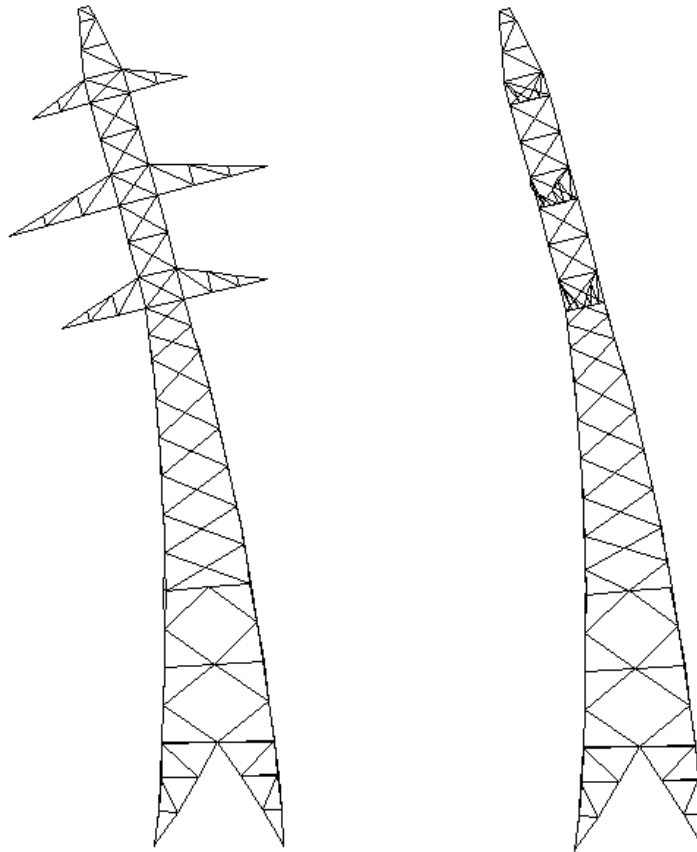
Πίνακας 2.10: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q

Υλικό	Δομικό σύστημα	q
Οπλισμένο Σκυρόδεμα	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν ως πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2.00
Χάλυβας	Πλαίσια	4.00
	Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50	
• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00	
Τοιχοποιία	Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
Ξύλο	Πρόβολοι	1.00
	Δοκοί-Τόξα-Κολλητά πετάσματα	1.50
	Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Στην κατασκευή μας υπάρχουν σύνδεσμοι με εκκεντρότητα, όμως για λόγους συντηρητικού σχεδιασμού επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.50$. Επίσης, βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II ($a_{gR}=0.24g$) και θεωρήθηκε κατασκευή μεγάλης σπουδαιότητας ($\gamma_I=1.20$). Το έδαφος είναι κατηγορίας B, άρα ο συντελεστής εδάφους ισούται με $S=1.20$.

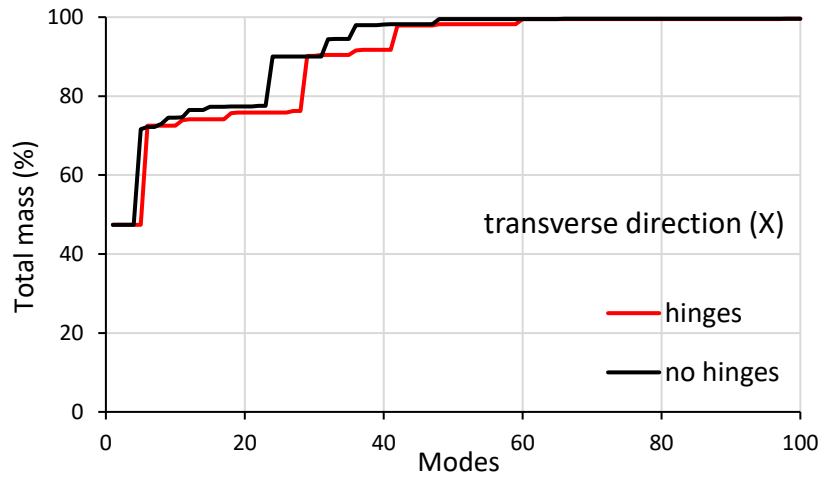
Όλα τα παραπάνω δεδομένα της σεισμικής διέγερσης εισήχθησαν στο Sofistik για τον υπολογισμό του σεισμού κατά x και κατά y.

Στην συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση x ισούται με $T=0.294\text{sec}$ που δίνεται στην 1^η ιδιομορφή με ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 47.4% και η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση y ισούται με $T=0.293\text{sec}$ που δίνεται στην 2^η ιδιομορφή με ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 48.3%. Στο Σχήμα 2.19 που ακολουθεί απεικονίζονται οι δεσπόζουσες ιδιομορφές του κτιρίου.

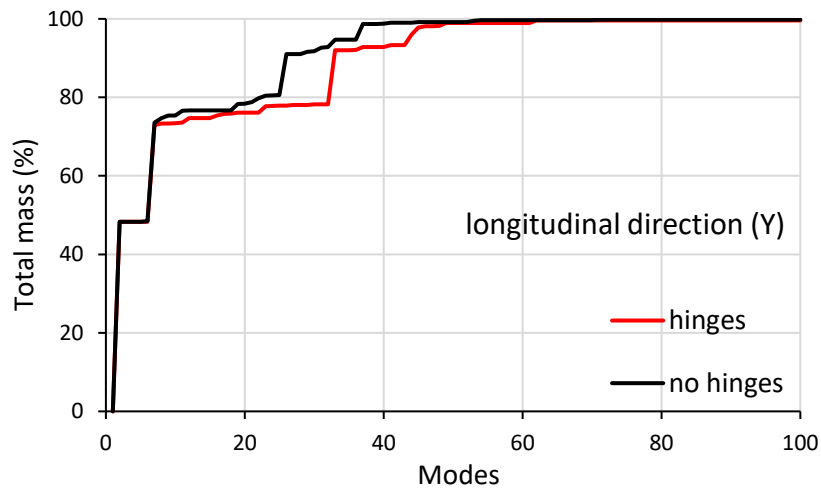


Σχήμα 2.19: 1^η ιδιομορφή κατά x (αριστερά) με $T=0.294\text{sec}$ και κατά y (δεξιά) με $T=0.293\text{sec}$

Για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) κατά την διεύθυνση X απαιτήθηκαν 31 ιδιομορφές ενώ κατά την Y απαιτήθηκαν 34 ιδιομορφές. Στα διαγράμματα που ακολουθούν, παρουσιάζεται το ποσοστό ιδιομορφικής μάζας συναρτήσει του αριθμού των ιδιομορφών που απαιτούνται για να επιτευχθεί, για τις δυο διευθύνσεις x και y. Επίσης, γίνεται μία σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν για τον πυλώνα, στον οποίο, συγκεκριμένες συνδέσεις με συνδέσμους δυσκαμψίας γίνονται με έναν κοχλία (απελευθερώσεις ροπών - hinges), με αυτά που προκύπτουν στην περίπτωση που δεν γίνονται απελευθερώσεις ροπών (no hinges). Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την σύγκριση αυτή (hinges - no hinges) είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους, και δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές.



Σχήμα 2.20: Ποσοστό ιδιομορφικής μάζας συναρτήσει του αριθμού των απαιτούμενων ιδιομορφών, για την εγκάρσια διεύθυνση x



Σχήμα 2.21: Ποσοστό ιδιομορφικής μάζας συναρτήσει του αριθμού των απαιτούμενων ιδιομορφών, για την διαμήκη διεύθυνση y

2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για την οριακή κατάσταση αστοχίας και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς ενεργούν ταυτόχρονα.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.).

Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, την οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).

Η οριακή κατάσταση αστοχίας σχετίζεται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό, θραύσης και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων για πύργους στην Ο.Κ.Α. εξαρτώνται από την κατηγορία αξιοπιστίας του έργου. Οι κατηγορίες αυτές παρουσιάζονται στον Πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 2.11: Κατηγορίες αξιοπιστίας για πύργους [EN 1993-3-1]

Reliability Class	
3	towers and masts erected in urban locations, or where their failure is likely to cause injury or loss of life; towers and masts used for vital telecommunication facilities; other major structures where the consequences of failure would be likely to be very high
2	all towers and masts that cannot be defined as class 1 or 3
1	towers and masts built on unmanned sites in open countryside; towers and masts, the failure of which would not be likely to cause injury to people

Στην παρούσα εργασία, ο πύλωνας εντάσσεται στην κατηγορία αξιοπιστίας 2. Για την κατηγορία αυτή, ο συντελεστής δυσμενούς επίδρασης μόνιμων δράσεων είναι $\gamma_g=1,1$ και μεταβλητών δράσεων $\gamma_q=1,4$, ενώ για τυχηματικές δράσεις $\gamma_g=\gamma_q=1,0$.

Πίνακας 2.12: Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων στην Ο.Κ.Α. [EN 1993-3-1]

Type of Effect	Reliability Class, see NOTE to 2.1.2	Permanent Actions	Variable Actions (Q_s)
unfavourable	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
favourable	All Classes	1,0	0,0
Accidental situations		1,0	1,0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Για την περίπτωση της φόρτισης ανέμου λαμβάνεται $\psi=0.60$ και χιονιού $\psi=0.50$.

Επιπλέον, όταν το χιόνι συνδυάζεται με τον άνεμο, η πίεση του ανέμου που ασκείται σε διατομές που περιβάλλονται από πάγο είναι μικρότερη από την χαρακτηριστική πίεση που ασκείται σε άλλες περιπτώσεις. Αυτό, σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-3-1 και του ISO 12494, το λαμβάνουμε υπόψη πολλαπλασιάζοντας τη δράση ανέμου με τον συντελεστή $k=0.60$.

Συνοψίζοντας, οι συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 2.13: Συνδυασμοί φορτίσεων στην Ο.Κ.Α.

Comb 301	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot W_0$
Comb 302	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot W_{90}$
Comb 303	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot W_{45}$
Comb 304	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot Q_{ice}$
Comb 305	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot 0.6 \cdot W_{0,ice} + 1.4 \cdot 0.5 \cdot Q_{ice}$
Comb 306	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot 0.6 \cdot W_{90,ice} + 1.4 \cdot 0.5 \cdot Q_{ice}$
Comb 307	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot 0.6 \cdot W_{45,ice} + 1.4 \cdot 0.5 \cdot Q_{ice}$
Comb 308	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot Q_{ice} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot W_{0,ice}$
Comb 309	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot Q_{ice} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot W_{90,ice}$
Comb 310	$1.1 \cdot G + 1.4 \cdot Q_{ice} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot W_{45,ice}$
Comb 311	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q_{b.c}$
Comb 312	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q_{b.c} + 1.0 \cdot W_{0,b.c}$
Comb 313	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q_{b.c} + 1.0 \cdot W_{90,b.c}$
Comb 314	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q_{b.c} + 1.0 \cdot W_{45,b.c}$
Comb 315	$1.0 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 1.0 \cdot G$
Comb 316	$-1.0 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 1.0 \cdot G$
Comb 317	$1.0 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_x + 1.0 \cdot G$
Comb 318	$1.0 \cdot E_y - 0.3 \cdot E_x + 1.0 \cdot G$

Όπου:

- G το ίδιο βάρος του φορέα
 W_0 το φορτίο χιονιού σε διεύθυνση 0°
 W_{45} το φορτίο χιονιού σε διεύθυνση 45°
 W_{90} το φορτίο χιονιού σε διεύθυνση 90°
 Q_{ice} το φορτίο χιονιού
 $Q_{b.c}$ το φορτίο σπασμένου αγωγού
 E_x το σεισμικό φορτίο κατά x
 E_y το σεισμικό φορτίο κατά y

Να σημειωθεί ότι το $b.c$ αναφέρεται στα φορτία σπασμένου αγωγού (broken conductor), και ότι λόγω συμμετρίας της σεισμικής δράσης ως προς y , έχει αγνοηθεί η φόρτιση $-E_y$.

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σχετίζεται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.). Οι συνδυασμοί φορτίσεων στην Ο.Κ.Α διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 2.14: Συνδυασμοί φορτίσεων στην Ο.Κ.Α.

Comb 401	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_0$
Comb 402	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{90}$
Comb 403	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{45}$
Comb 404	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{0,ice} + 1.0 \cdot Q_{ice}$
Comb 405	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{90,ice} + 1.0 \cdot Q_{ice}$
Comb 406	$1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{45,ice} + 1.0 \cdot Q_{ice}$

3 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα

3.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του EN 1993-1-1 και EN 1993-3-1, η ανάλυση που έγινε ήταν ελαστική και πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Sofistik. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και για να γίνεται η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με σκοπό την οικονομία υλικού.

Τα φορτία που δρουν επί της κατασκευής υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 2 και περάστηκαν στο φορέα ως ελεύθερα γραμμικά ή σημειακά φορτία, το ίδιο βάρος υπολογίστηκε αυτόματα, ενώ η σεισμική δράση υπολογίστηκε από τα πρόγραμμα αφού πρώτα εισήχθησαν οι απαραίτητες παράμετροι.

Στην παράγραφο αυτή, εκτός από την αντοχή των δομικών στοιχείων, θα ελεγχθούν και τα βέλη από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Τα όρια των βελών προέκυψαν από την διαθέσιμη βιβλιογραφία.

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων χρησιμοποιήθηκε ο περιορισμός:

$$u \leq H/120 = 270mm$$

ενώ για τα όρια των κατακόρυφων μετακινήσεων στις γέφυρες ο περιορισμός που χρησιμοποιήθηκε είναι:

$$v \leq L/200$$

που ισοδυναμεί με:

$v \leq 16.25mm$, για την γέφυρα στην στάθμη +21.0m

$v \leq 21.25mm$, για την γέφυρα στην στάθμη +25.0m

$v \leq 11.25mm$, για την γέφυρα στην στάθμη +29.0m

όπου:

u η οριζόντια μετακίνηση

H το ύψος του πυλώνα

v η κατακόρυφη μετακίνηση των γεφυρών

L το μήκος της κάθε γέφυρας.

3.2 Αντοχή διατομών

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού των διατομών γίνεται με βάση κατάταξη αυτών. Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από τον λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Οι διατομές του πυλώνα ανήκουν στις κατηγορίες 1, 2 ή 3 που σημαίνει ότι όλες μπορούν να φτάσουν το όριο διαρροής τους.

Τα μέλη του δικτυωτού πυλώνα υποβάλλονται κυρίως σε αξονικά φορτία, ενώ η καμπτική ροπή και η τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσονται είναι τόσο μικρές που είναι ασήμαντες σε σύγκριση με τις αξονικές δυνάμεις.

3.2.1 Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (3.1)$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό. Για διατομές με οπές η $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{t,Rd} = \min\left[\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}\right] \quad (3.2)$$

όπου:

A	το εμβαδό της πλήρους διατομής
A_{net}	το εμβαδόν της καθαρής διατομής
f_y	το όριο διαρροής του χάλυβα
γ_{M0}	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα
γ_{M2}	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

3.2.2 Έλεγχος σε αξονική θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (3.3)$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη. Για διατομές κατηγορίας 1,2,3 η $N_{c,Rd}$ υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.4)$$

3.3 Αντοχή μελών

3.3.1 Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωση του σε μια καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (3.5)$$

όπου:

N_{Ed}	η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης
$N_{b,Rd}$	η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Για διατομές κατηγορίας 1,2,3 η $N_{b,Rd}$ υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.6)$$

όπου:

χ ο μειωτικός συντελεστής
 γ_{MI} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα έναντι απώλειας της ευστάθειας

Ο μειωτικός συντελεστής χ δίνεται από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (3.7)$$

όπου:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}, \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3}$$

όπου,

α ο συντελεστής ατελειών
 N_{cr} το ελαστικό κρίσιμο φορτίο

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ η οριακή χαρακτηριστική λυγηρότητα}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \text{ η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού}$$

L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

Σύμφωνα με τον EN 1993-3-1, ο μειωτικός συντελεστής χ για τα θλιβόμενα μέλη σταθερής διατομής του δικτυωτού πυλώνα πρέπει να υπολογίζεται με την ενεργή λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{eff}$ αντί για την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, η οποία προσδιορίζεται από τη Σχέση (3.8). Έτσι λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες στήριξης των θλιβόμενων μελών.

$$\bar{\lambda}_{eff} = k\bar{\lambda} \quad (3.8)$$

όπου:

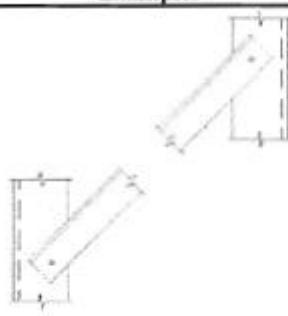
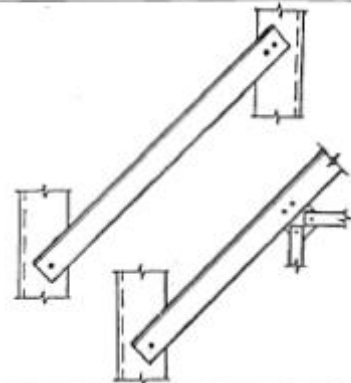
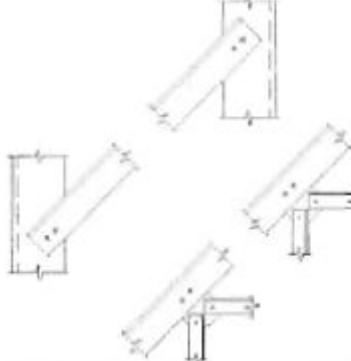
k ο συντελεστής ενεργούς λυγηρότητας και προκύπτει από τους Πίνακες 3.1 και 3.2.

Τέλος, σύμφωνα με τον EN 1993-3-1, η λυγηρότητα λ των ορθοστατών δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 120, ενώ των συνδέσμων δυσκαμψίας δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 180.

Πίνακας 3.1: Συντελεστής k για ορθοστάτες [EN 1993-3-1]

Symmetrical bracing			Unsymmetrical bracing			
Section	L ⁽³⁾		Section	L ⁽³⁾		
Axis	v - v	y - y	Axis	v - v	y - y	y - y
<p>Case (a) Primary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	<p>discontinuous top end with horizontals</p>	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ but $\geq 1,08$ and $\leq 1,2$ on $L_2^{(2)}$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ but $\geq 1,08$ and $\leq 1,2$ on L_1	$1,0$ on $L_1^{(1)}$
<p>asymmetric</p> <p>symmetric</p> <p>Case (b) Primary bracing at one end and secondary bracing at the other</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	<p>Case (d) Primary bracing at both ends</p>			
<p>Case (c) Secondary bracing at both ends ^(AC1)</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0$	<p>Case (e) Primary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$ on $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$ on L_1	$1,0$ on $L_1^{(1)}$

Πίνακας 3.2: Συντελεστής k για συνδέσμους δυσκαμψίας [EN 1993-3-1]

Type of restraint	Examples	Axis	k
Discontinuous both end (i.e. single bolted at both ends of member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
Continuous one end (i.e. single bolted at one end and either double bolted or continuous at other end of member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
Continuous both ends (i.e. double bolted at both ends, double bolted at one end and continuous at other end, or continuous at both ends of the member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$

3.4 Έλεγχος μελών

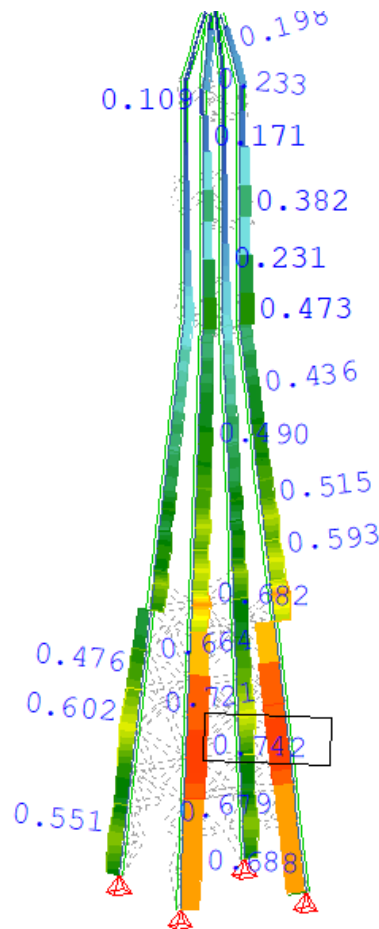
3.4.1 Ορθοστάτες

Οι ορθοστάτες του πυλώνα αποτελούνται από διατομές (ξεκινώντας από τη βάση) L110x11, L100x10, L80x8, L50x5, και υπόκεινται κυρίως σε αξονική θλίψη και αξονικό εφελκυσμό. Η στήριξή τους γίνεται με αρθρώσεις, ενώ είναι προσανατολισμένοι με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός τους άξονας να είναι στραμμένος προς το κέντρο του πυλώνα με την εσωτερική πλευρά στραμμένη προς το εσωτερικό του.

Τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού που προκύπτουν με την βοήθεια του Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους ορθοστάτες προκύπτουν από τον συνδυασμό 305 (άνεμος 0°, σε συνδυασμό με χιόνι), όμως η επιλογή των διατομών έγινε με κριτήριο τον περιορισμό των οριζόντιων βελών με κρισιμότερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Λ. τον 404 (άνεμος 0°, σε συνδυασμό με χιόνι).

Πίνακας 3.3: Ισοδύναμα μήκη λυγισμού ορθοστατών

Διατομή	Μήκη λυγισμού
L110x11	0.90L
L100x10	0.90L
L80x8	0.92L
L50x5	0.95L



Σχήμα 3.1: Ποσοστό αξιοποίησης ορθοστατών

3.4.2 Χιαστί σύνδεσμοι

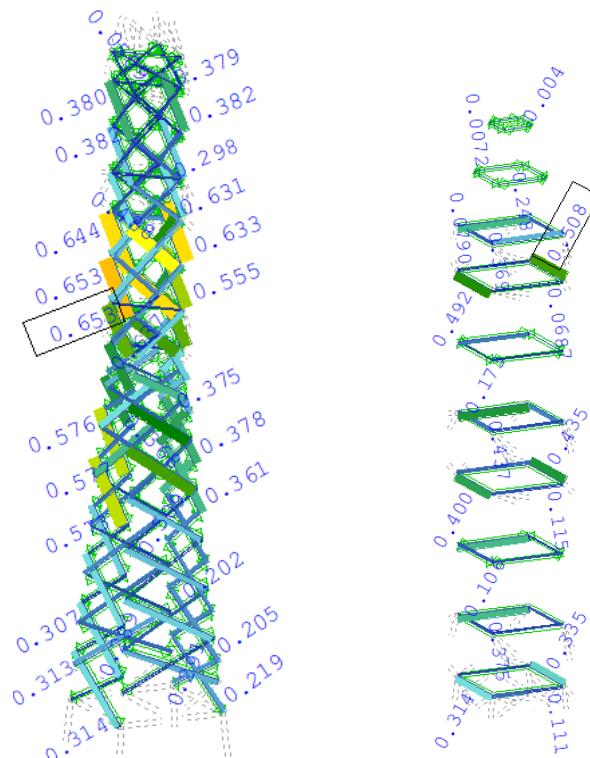
Οι χιαστί σύνδεσμοι του πυλώνα που βρίσκονται στη στάθμη από +10.0m έως +30.0m, αποτελούνται από διατομές L60x6 και L50x5 και υπόκεινται κυρίως σε αξονική θλίψη και αξονικό εφελκυσμό. Στις άκρες τους είναι αρθρωτοί (σύνδεση με έναν κοχλία). Οι χιαστί σύνδεσμοι του πυλώνα είναι συνεχείς και οι συνδέσεις στα σημεία τομής τους γίνονται με έναν κοχλία και μία ροδέλα.

Τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού έχουν υπολογιστεί από τον Πίνακα 3.2 για την περίπτωση ενός κοχλία σε κάθε άκρο. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους χιαστί συνδέσμους προκύπτουν από τον συνδυασμό 312 (σπασμένος αγωγός, σε συνδυασμό με άνεμο 0°). Το ποσοστό αξιοποίησης των χιαστί συνδέσμων απεικονίζεται στο Σχήμα 3.2.

3.4.3 Οριζόντια στοιχεία

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι του πυλώνα που βρίσκονται στη στάθμη από +21.0m έως +30.0m, αποτελούνται από διατομές L60x6 και L50x5 και υπόκεινται κυρίως σε αξονική θλίψη και αξονικό εφελκυσμό. Στις άκρες τους είναι αρθρωτοί.

Τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού έχουν υπολογιστεί από τον Πίνακα 3.2 για την περίπτωση ενός κοχλία σε κάθε άκρο. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τα οριζόντια αυτά στοιχεία προκύπτουν από τον συνδυασμό 305 (άνεμος 0°, σε συνδυασμό με χιόνι).



Σχήμα 3.2: Ποσοστό αξιοποίησης χιαστί συνδέσμων (αριστερά) και οριζόντιων συνδέσμων (δεξιά)

3.4.4 Γέφυρες

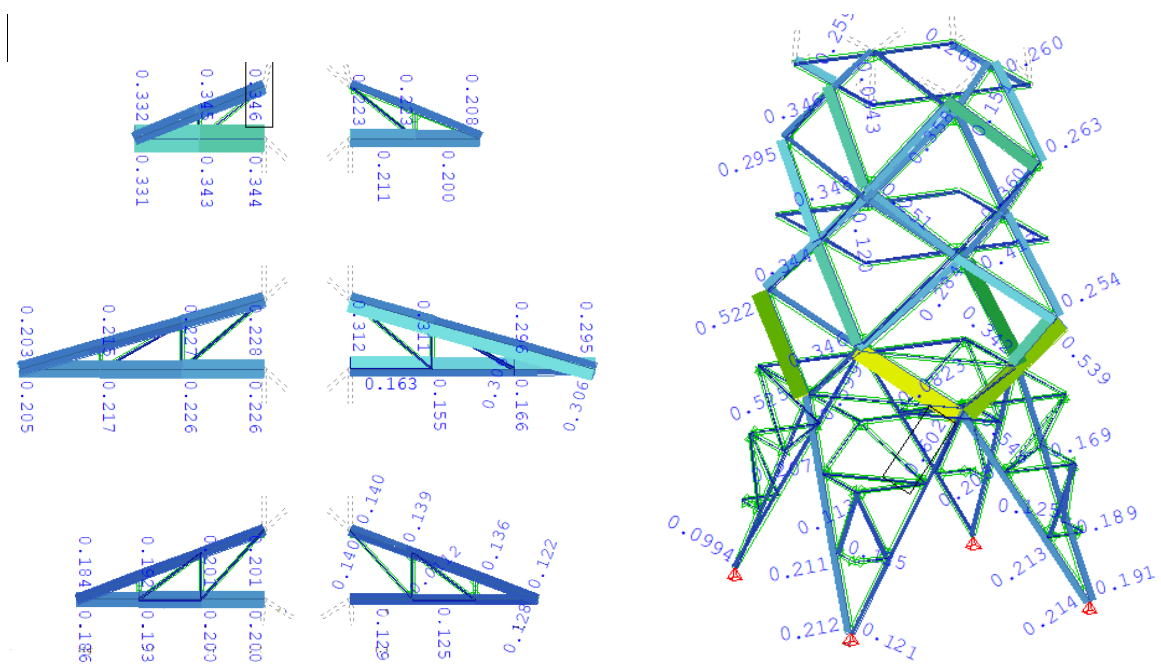
Οι δοκοί των γεφυρών αποτελούνται από διατομές L50x5, L60x6, L70x7 και L80x8, ενώ σύνδεσμοι των γεφυρών από διατομές L40x4 και L50x5, και στις άκρες τους είναι αρθρωτοί. Υπόκεινται κυρίως σε αξονική θλίψη και αξονικό εφελκυσμό.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους συνδέσμους αυτούς προκύπτουν από τον συνδυασμό 313 (σπασμένος αγωγός, σε συνδυασμό με άνεμο 90°), όμως η επιλογή των διατομών έγινε με κριτήριο τον περιορισμό των κατακόρυφων βελών με κρισιμότερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. τον 404 (άνεμος 0°, σε συνδυασμό με χιόνι).

3.4.5 Στοιχεία κάτω μέρους κορμού

Οι σύνδεσμοι του πυλώνα που βρίσκονται στη στάθμη από +0.0m έως +10.0m αποτελούνται από διατομές L40x4, L45x5, L60x6 και L70x7, και υπόκεινται κυρίως σε αξονική θλίψη και αξονικό εφελκυσμό.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους συνδέσμους αυτούς προκύπτουν από τον συνδυασμό 305 (άνεμος 0°, σε συνδυασμό με χιόνι).

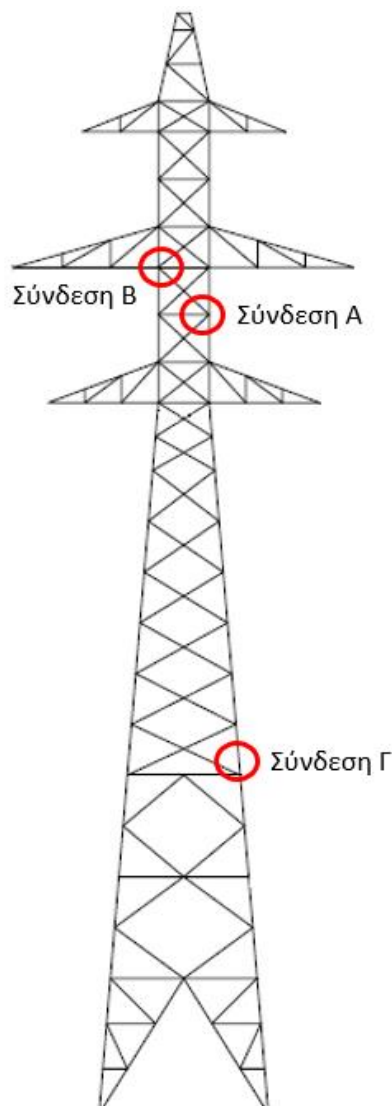


Σχήμα 3.3: Ποσοστό αξιοποίησης συνδέσμων γεφυρών (αριστερά) και συνδέσμων του κάτω μέρους του πυλώνα (δεξιά)

3.5 Έλεγχος συνδέσεων

Όλα τα μέλη του φορέα συνδέονται, σύμφωνα με τον κανονισμό, αρθρωτά με κοχλίες, με συνδέσεις άντυγας. Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται σε όλες τις συνδέσεις είναι υψηλής αντοχής, ποιότητας 8.8 ($f_{yb}=640\text{MPa}$, $f_{ub}=800\text{MPa}$), ενώ οι διαστάσεις των κοχλιών διαφέρουν, καθώς εξαρτώνται από το μέγεθος της διατομής του συνδεόμενου μέλους.

Στην συνέχεια, παρουσιάζονται οι έλεγχοι τριών τυπικών συνδέσεων, του υποστυλώματος με έναν χιαστί σύνδεσμο, του υποστυλώματος με έναν οριζόντιο σύνδεσμο του κάτω πέλματος γέφυρας, και της αποκατάστασης της συνέχειας του υποστυλώματος. Τα σημεία ελέγχου των συνδέσεων που επιλέχθηκαν αφορούν τα πιο καταπονημένα στοιχεία του φορέα για κάθε τύπο σύνδεσης. Οι συνδέσεις υπολογίστηκαν με την παραδοχή της μερικής αντοχής της σύνδεσης, δηλαδή για τον έλεγχο της αντοχής χρησιμοποιήθηκαν τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση στα σημεία των κόμβων, και όχι οι αντοχές των συνδεόμενων στοιχείων. Ο έλεγχος αποκατάστασης της συνέχειας έγινε με πλήρη αποκατάσταση της αντοχής των ορθοστατών.



Σχήμα 3.4: Σημεία ελέγχου συνδέσεων



Σχήμα 3.5: Σύνδεση συνδέσμων με τους ορθοστάτες με την χρήση ενός κοχλία

Σύνδεση A: Αφορά την σύνδεση του χιαστί συνδέσμου διατομής L50x5 με το υποστύλωμα διατομής L100x10 στην στάθμη +23.5m. Η σύνδεση γίνεται με την χρήση ενός κοχλία M14 (διάμετρος κοχλία $d=14\text{mm}$, εμβαδόν κοχλία $A=1.54\text{cm}^2$, διάμετρος οπής $d_o=15\text{mm}$), και η αξονική δύναμη που δέχεται το συνδεόμενο μέλος στον κόμβο της σύνδεσης είναι $N_{Ed}=42\text{kN}$.

Η αντοχή του κορμού του κοχλία σε διάτμηση υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 59.1\text{kN} \quad (3.9)$$

όπου:

$\alpha_v=0.6$ για κατηγορία κοχλία 8.8

$\gamma_{M2}=1.25$.

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας των οπών υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 47.6\text{kN} \quad (3.10)$$

όπου:

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_o}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = 0.67$$

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_o} - 1.7, 2.5 \right\} = 2.5$$

$$e_1 = 30\text{mm}$$

$$e_2 = 25\text{mm}$$

$$t = t_{min} = 5\text{mm}.$$

$$f_u = 510\text{MPa}$$

Η τελική αντοχή της σύνδεσης ισούται με:

$$F_{Rd} = \min\{F_{v,Rd}, F_{b,Rd}\} = 47.6\text{kN} \geq N_{Ed} = 42\text{kN} \quad (3.11)$$

Σε μέλη που συνδέονται στα άκρα τους κατά μη συμμετρικό τρόπο, ή εάν το ένα μέλος καθαυτό δεν είναι συμμετρικό ως προς κάποιον άξονα του (γωνιακά, ταυ) πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η εκκεντρότητα της σύνδεσης. Στην ειδική περίπτωση ενός γωνιακού συνδεδεμένου με απλή διάταξη οπών στο ένα σκέλος του, το μέλος μπορεί να αντιμετωπιστεί ως κεντρικά φορτιζόμενο, και η οριακή αντοχή του να υπολογιστεί με βάση μια απομειωμένη καθαρή διατομή. Για σύνδεση με ένα κοχλία, η αντοχή της απομειωμένης διατομής υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$N_{u,Rd} = \frac{2.0 \cdot (e_2 - 0.5d_o) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 95.9kN \geq N_{Ed} = 42kN \quad (3.12)$$

Σύνδεση Β: Αφορά την σύνδεση οριζόντιου στοιχείου της μεσαίας γέφυρας διατομής L80x8 με τον ορθοστάτη διατομής L100x10 στην στάθμη +25m. Η σύνδεση γίνεται με την χρήση δύο κοχλιών M20 (διάμετρος κοχλία $d=20mm$, εμβαδόν κοχλία $A=3.14cm^2$, διάμετρος οπής $d_o=22mm$). Τα εντατικά μεγέθη που δέχεται το συνδεδεμένο μέλος στον κόμβο της σύνδεσης είναι $N_{Ed}=34.8kN$ ($F_{Ed,x}=17.4kN$ σε κάθε κοχλία) και $M_{Ed,z}=0.36kNm$ η οποία αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων στους δύο κοχλίες και δίνει $F_{Ed,y}=M_{Ed,z}/z=7.2kN$ σε κάθε κοχλία.

Η συνολική τέμνουσα δύναμη που ασκείται σε κάθε κοχλία ισούται με:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{Ed,x}^2 + F_{Ed,y}^2} = 18.8kN \quad (3.13)$$

Η αντοχή του κορμού του κοχλία σε διάτμηση υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 120.6kN \geq F_{v,Ed} = 18.8kN \quad (3.14)$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας των οπών κατά x υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{b,Rd,x} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 82.8kN \geq F_{Ed,x} = 17.4kN \quad (3.15)$$

όπου:

$$\alpha_{b,x} = \min \left\{ \frac{e_{1x}}{3d_o}, \frac{p_{1x}}{3d_o} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = 0.51$$

$$k_{1,x} = \min \left\{ 2.8 \frac{e_{2x}}{d_o} - 1.7, 2.5 \right\} = 2.5$$

$$e_{1,x} = 45mm$$

$$e_{2,x} = 40mm$$

$$p_{1,x} = 50mm$$

$$t = t_{min} = 8mm.$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας των οπών κατά y υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{b,Rd,y} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 59.4kN \geq F_{Ed,y} = 7.2kN \quad (3.16)$$

όπου:

$$\alpha_{b,y} = \min \left\{ \frac{e_{1,y}}{3d_o}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = 0.61$$

$$k_{1,y} = \min \left\{ 2.8 \frac{e_{2,y}}{d_o} - 1.7, 1.4 \frac{p_{2,y}}{d_o} - 1.7, 2.5 \right\} = 1.48$$

$$e_{1,y} = 40\text{mm}$$

$$e_{2,y} = 45\text{mm}$$

$$p_{2,y} = 50\text{mm}$$

Ο έλεγχος έναντι σύνθλιψης άντυγας γίνεται με βάση τη σχέση αλληλεπίδρασης:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{Ed,x}}{F_{b,Rd,x}}\right)^2 + \left(\frac{F_{Ed,y}}{F_{b,Rd,y}}\right)^2} = 0.24 \leq 1 \quad (3.17)$$

Η αντοχή της απομειωμένης γωνιακής διατομής, λαμβάνοντας υπόψη την εκκεντρότητα της σύνδεσης, για την σύνδεση με δύο κοχλίες υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 143.3\text{kN} \geq N_{Ed} = 34.8\text{kN} \quad (3.18)$$

όπου:

$\beta_2=0.4$ για $p_1 \leq 2.5d_o$.



Σχήμα 3.6: Απεικόνιση του τρόπου σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων με τους ορθοστάτες με δυο κοχλίες και της αποκατάστασης της συνέχειας των ορθοστατών

Σύνδεση Γ: Αφορά την αποκατάσταση της συνέχειας του ορθοστάτη διατομής L110x11 στην στάθμη +10.5m. Η σύνδεση γίνεται με την χρήση οχτώ κοχλιών M20 (διάμετρος κοχλία $d=20\text{mm}$, εμβαδόν κοχλία $A=3.14\text{cm}^2$, διάμετρος οπής $d_o=22\text{mm}$), και δυο ελασμάτων διατομής 120x12, ένα σε κάθε σκέλος του γωνιακού υποστυλώματος. Το κάθε έλασμα αποτελείται από τέσσερις κοχλίες με αποστάσεις $e_1=p_1=55\text{mm}$, άρα το συνολικό του μήκος είναι 27.5cm. Η σύνδεση έγινε με πλήρη αποκατάσταση της αντοχής του ορθοστάτη σε αξονικές δυνάμεις, και μετά την διαστασιολόγηση έγινε έλεγχος της αντοχής της σύνδεσης για τα εντατικά μεγέθη που δέχεται (N_{Ed} , M_{Ed}), η οποία και επαρκεί.

Η αντοχή του υποστυλώματος σε αξονική δύναμη ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{21.2 \text{ cm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1} = 752.6 \text{ kN} \quad (3.19)$$

Η αντοχή του κορμού των κοχλίων σε διάτμηση υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \cdot m = 965.1 \text{ kN} \quad (3.20)$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας των οπών υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m = 1047.2 \text{ kN} \quad (3.21)$$

όπου:

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_o}, \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = 0.58$$

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_o} - 1.7, 2.5 \right\} = 2.5$$

$$e_1 = e_2 = 55 \text{ mm}$$

$$p_1 = 55 \text{ mm}$$

$$t = t_{\min} = 11 \text{ mm}$$

$$m = 8 \text{ κοχλίες.}$$

Η τελική αντοχή της σύνδεσης ισούται με:

$$F_{Rd} = \min \{ F_{v,Rd}, F_{r,Rd} \} = 965.1 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 752.6 \text{ kN} \quad (3.22)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής του ελάσματος στις θέσεις με οπές κοχλίων υπολογίζεται από την σχέση:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 863.7 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 752.6 \text{ kN} \quad (3.23)$$

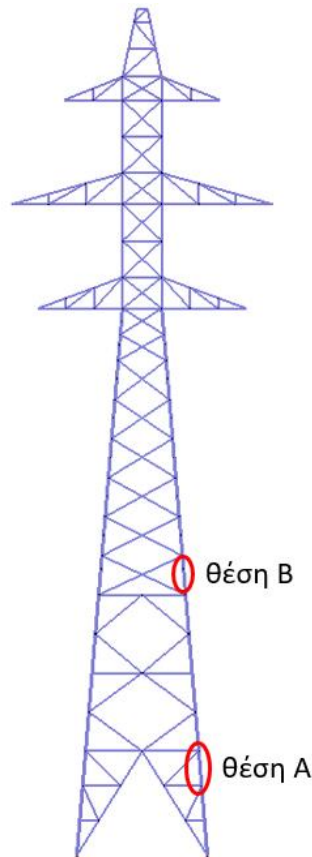
όπου:

A_{net} το εμβαδό της καθαρής διατομής του ελάσματος.

Άρα οι συνδέσεις επαρκούν.

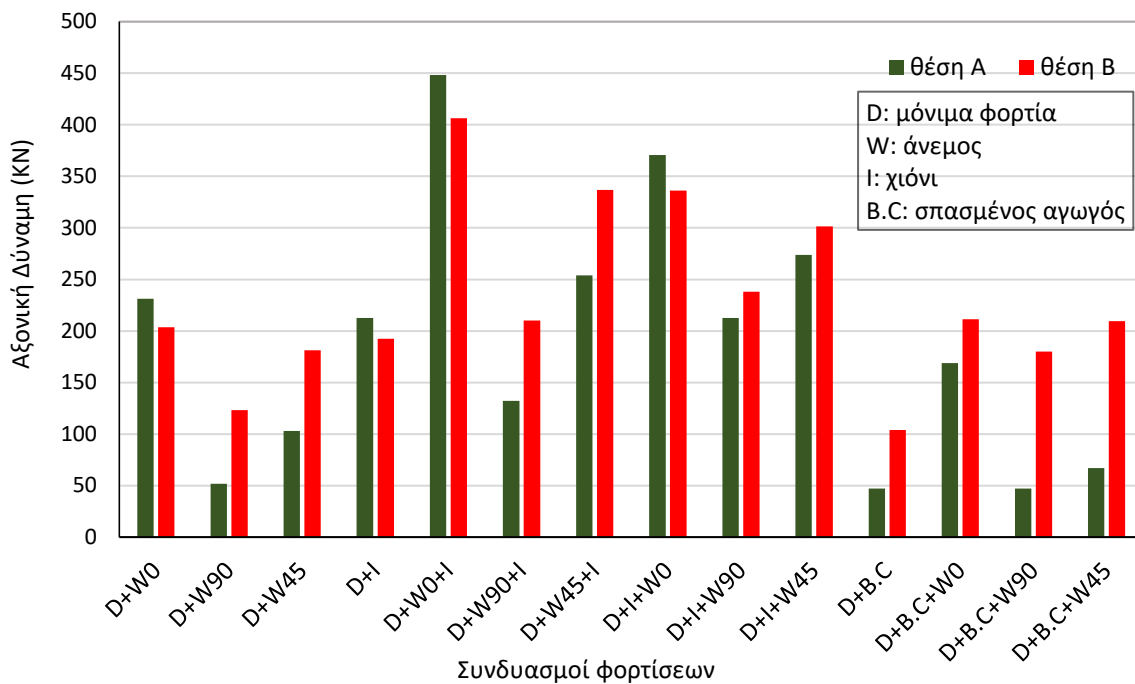
3.6 Συμπεράσματα

Με βάση τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων που προηγήθηκαν, ακολουθεί μια σύγκριση των αξονικών δυνάμεων σε δύο δυσμενείς θέσεις των ορθοστατών για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Η θέση *A* αφορά το υποστύλωμα διατομής L110x11, σε στάθμη +3.0m που δέχεται την μεγαλύτερη θλιπτική αξονική δύναμη, ενώ η θέση *B* αφορά το υποστύλωμα διατομής L110x11 στη στάθμη +10.5m που παρουσιάζει μεγάλο ποσοστό αξιοποίησης της διατομής.



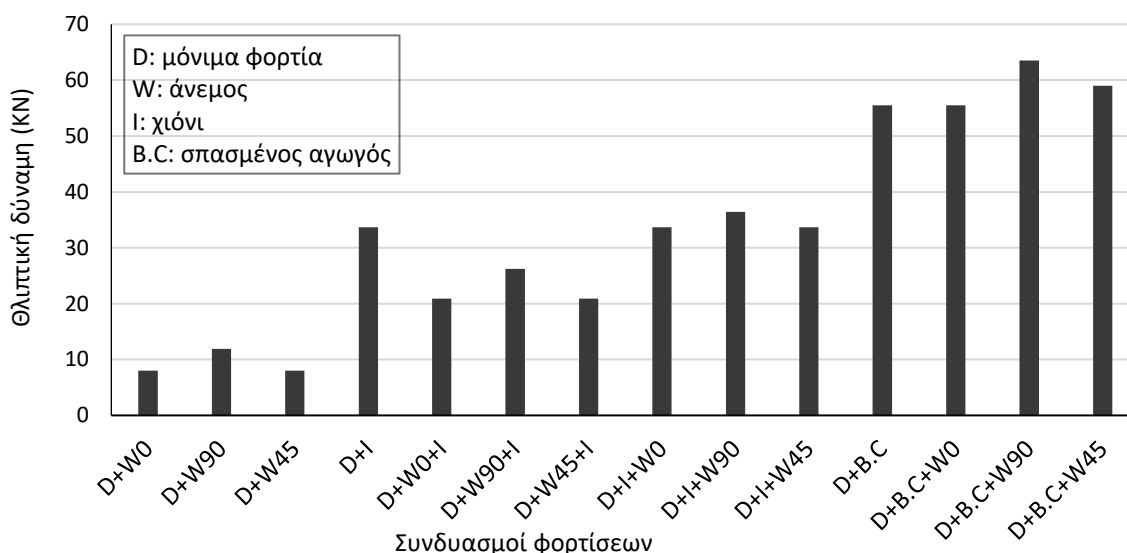
Σχήμα 3.7: Θέσεις A και B στους ορθοστάτες του πυλώνα

Από τη σύγκριση αυτή παρατηρούμε ότι τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από την φόρτιση ανέμου στην διεύθυνση 0° (διεύθυνση x) με την ταυτόχρονη ύπαρξη παγετού. Παρά το γεγονός ότι η φόρτιση του ανέμου στις διευθύνσεις 45° και 90° ήταν πιο μεγάλη, λόγω της μεγαλύτερης επιφάνειας των στοιχείων του πυλώνα που εκτίθενται στον άνεμο, όπως υπολογίστηκε αναλυτικώς στο Κεφάλαιο 2.2.1, παρατηρούμε τώρα ότι ο άνεμος στην εγκάρσια διεύθυνση 0° είναι πιο κρίσιμος για την διαστασιολόγηση του πυλώνα. Αυτό συμβαίνει, διότι στην εγκάρσια διεύθυνση ο πυλώνας δέχεται πολύ μεγαλύτερη φόρτιση από την επίδραση του ανέμου στους αγωγούς μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας, καθώς η προβολή των αγωγών στην διεύθυνση αυτή είναι σχεδόν όση και το μήκος τους, σε αντίθεση με τις άλλες διευθύνσεις που είναι σημαντικά μικρότερη.



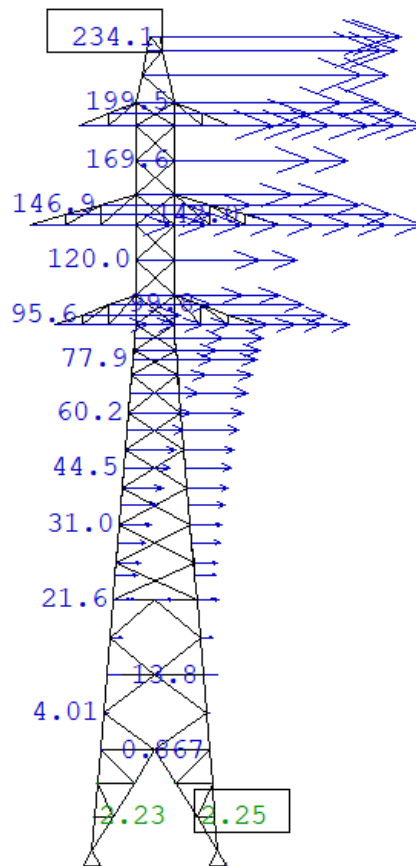
Σχήμα 3.8: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων σε δύο δυσμενείς θέσεις των ορθοστατών (η μεταβλητή δράση που αναφέρεται πρώτη είναι και η κυρίαρχη για κάθε συνδυασμό)

Στη συνέχεια, στο ιστόγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 3.9) παρουσιάζεται η θλιπτική δύναμη που δέχεται ένα οριζόντιο στοιχείο της γέφυρας με τον σπασμένο αγωγό. Παρατηρούμε πως από τα 36.4kN που είναι η μέγιστη θλιπτική δύναμη που δέχεται, χωρίς την τυχηματική φόρτιση του σπασμένου αγωγού, φτάνει μέχρι και τα 63.5kN για την περίπτωση σπασμένου αγωγού με άνεμο στην διεύθυνση y, που ισοδυναμεί με 43% αύξηση της δύναμης που ασκείται στο μέλος.



Σχήμα 3.9: Θλιπτικές αξονικές δυνάμεις σε οριζόντιο στοιχείο της γέφυρας με τον σπασμένο αγωγό (η μεταβλητή δράση που αναφέρεται πρώτη είναι και η κυρίαρχη για κάθε συνδυασμό)

Είναι σημαντικό να αναφερθεί εδώ, ότι πολύ κρίσιμος παράγοντας για την διαστασιολόγηση των ορθοστατών και των δοκών των γεφυρών του πυλώνα ήταν ο περιορισμός των βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Δυσμενέστερος συνδυασμός στην Ο.Κ.Λ για τα οριζόντια και τα κατακόρυφα βέλη προέκυψε ο 404 ($1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{0,ice} + 1.0 \cdot Q_{ice}$), δηλαδή ο συνδυασμός ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση x, χιονιού και ίδιου βάρους.



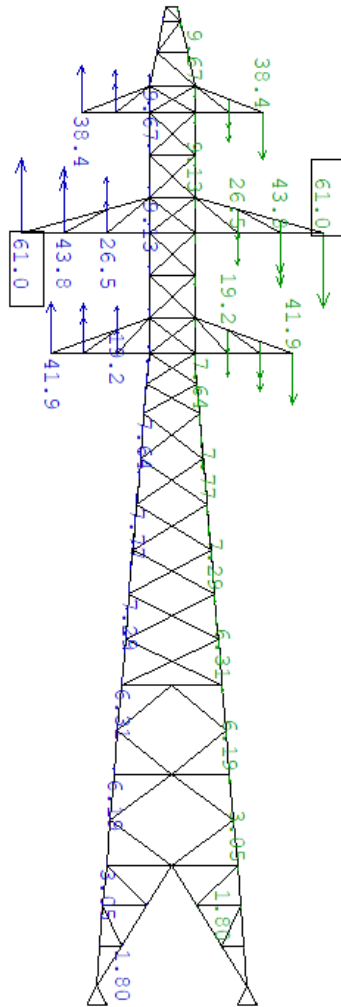
Σχήμα 3.10: Οριζόντιες μετακινήσεις καθ' ύψος του πυλώνα (σε mm)

Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ήταν $u = 234.1\text{mm} \leq H/120 = 270\text{mm}$, ενώ οι κατακόρυφες μετακινήσεις στις γέφυρες, οι οποίες προέκυψαν έπειτα από επεξεργασία των αποτελεσμάτων των μετακινήσεων, ήταν:

$$v = 12.8\text{mm} \leq L/200 = 16.25\text{mm}, \text{ για την γέφυρα στην στάθμη } +21.0\text{m}$$

$$v = 20.8\text{mm} \leq L/200 = 21.25\text{mm}, \text{ για την γέφυρα στην στάθμη } +25.0\text{m}$$

$$v = 5.2\text{mm} \leq L/200 = 11.25\text{mm}, \text{ για την γέφυρα στην στάθμη } +29.0\text{m}$$



Σχήμα 3.11: Συνολικές κατακόρυφες μετακινήσεις στις γέφυρες του πυλώνα (σε mm)

Το συνολικό βάρος της κατασκευής προέκυψε ίσο με 56.2kN.

4 Εναλλακτικός σχεδιασμός πυλώνα

4.1 Εισαγωγή

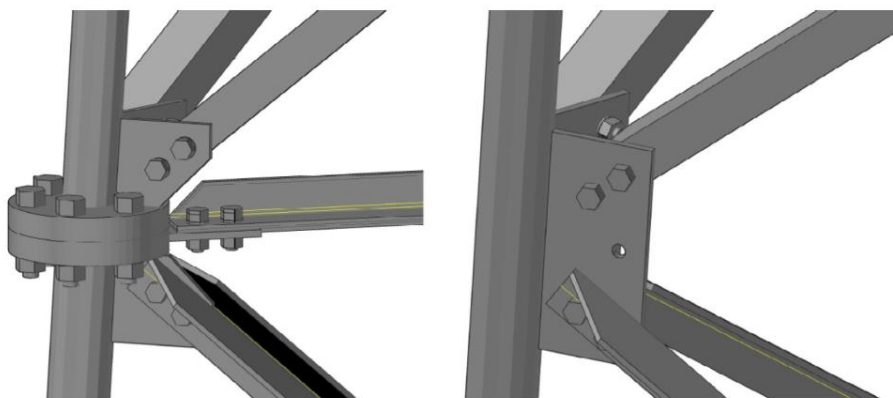
Καθώς η κυρίαρχη φόρτιση στους πυλώνες είναι σχεδόν πάντα ο άνεμος, είναι πολύ σημαντική η ελαχιστοποίηση της φόρτισης αυτής στην κατασκευή. Η επίδραση του ανέμου σε μια δικτυωτή κατασκευή εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την επιλογή του τύπου των διατομών, γωνιακές ή κυκλικές, που θα επιλεγθούν για τους ορθοστάτες και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Ως επί το πλείστον, για την κατασκευή δικτυωτών πυλώνων μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας στην Ελλάδα επιλέγονται οι γωνιακές διατομές. Οι συνδέσεις των μελών με γωνιακές διατομές είναι κατά κανόνα πιο απλές και λιγότερο χρονοβόρες στην κατασκευή, σε σχέση με τις συνδέσεις κυκλικών διατομών που είναι αρκετά πιο πολύπλοκες. Οι διατομές αυτές όμως, μειονεκτούν, σε σχέση με τις κυκλικές, στην απόκριση τους στην φόρτιση του ανέμου.

Η χρήση κυκλικών διατομών, από την άλλη, λόγω του σχήματός τους, μπορεί να οδηγήσει σε έναν βέλτιστο σχεδιασμό της κατασκευής με την ελάχιστη αντίσταση στον άνεμο, ενώ λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας που διαθέτουν, αναλογικά με το εμβαδόν τους, είναι πολύ αποτελεσματικές σε δικτυωτές κατασκευές, όπου ο σχεδιασμός γίνεται κυρίως με θλιπτικές δυνάμεις.

Για τους λόγους αυτούς θεωρήθηκε εύστοχο να γίνει μια περαιτέρω διερεύνηση ως προς την επιλογή του τύπου των διατομών του πυλώνα, τόσο για τους ορθοστάτες, όσο και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Σύμφωνα με μια πειραματική διερεύνηση [Szafran, 2015] που πραγματοποιήθηκε σε ένα πυλώνα τηλεπικοινωνιών συνολικού ύψους 40m και τριγωνικής κάτοψης, με ορθοστάτες κυκλικής διατομής και συνδέσμους γωνιακής διατομής (Σχήμα 4.1), έγινε μια δοκιμή φόρτισης με αυξανόμενα φορτία (pushover), σε πραγματική κλίμακα ώστε να μελετηθεί ο μηχανισμός αστοχίας του πυλώνα.



Σχήμα 4.1: Λεπτομέρειες σύνδεσης υποστυλωμάτων με διαγώνιους συνδέσμους [Szafran, 2015]

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.2, το πρώτο σύμπτωμα τις αστοχίας του πυλώνα ήταν ο λυγισμός του υποστυλώματος σε μια διατομή στην βάση του. Η αιτία του λυγισμού αυτού ήταν η κάθετη μετακίνηση των λεπίδων των συνδέσεων, που οδήγησε στην κάμψη και την παραμόρφωση των χιαστί συνδέσμων. Η παραμόρφωση αυτή απεικονίζεται στο Σχήμα 4.3. Από το πείραμα αυτό προέκυψε επίσης, ότι τα κυκλικά υποστυλώματα είναι αυτά που καθόρισαν την ικανότητα της κατασκευής και όχι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Σχήμα 4.2: Λυγισμός υποστυλώματος κυκλικής διατομής [Szafran, 2016]

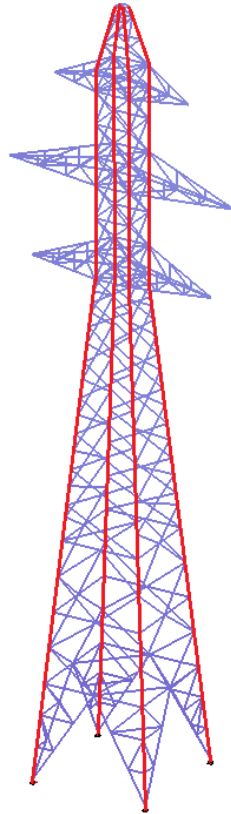


Σχήμα 4.3: Παραμορφωμένο υποστυλωμα κυκλικής διατομής [Szafran, 2015]

Στο κεφάλαιο αυτό, παρουσιάζονται κάποιες εναλλακτικές λύσεις σχεδιασμού του πυλώνα, με αντικατάσταση των γωνιακών διατομών των υποστυλωμάτων ή και των συνδέσμων δυσκαμψίας του πυλώνα, με κυκλικές κοίλες διατομές, και γίνεται μια σύγκριση των φορτίων ανέμου και του ίδιου βάρους του κάθε φορέα.

4.2 Πυλώνας με ορθοστάτες κυκλικής διατομής

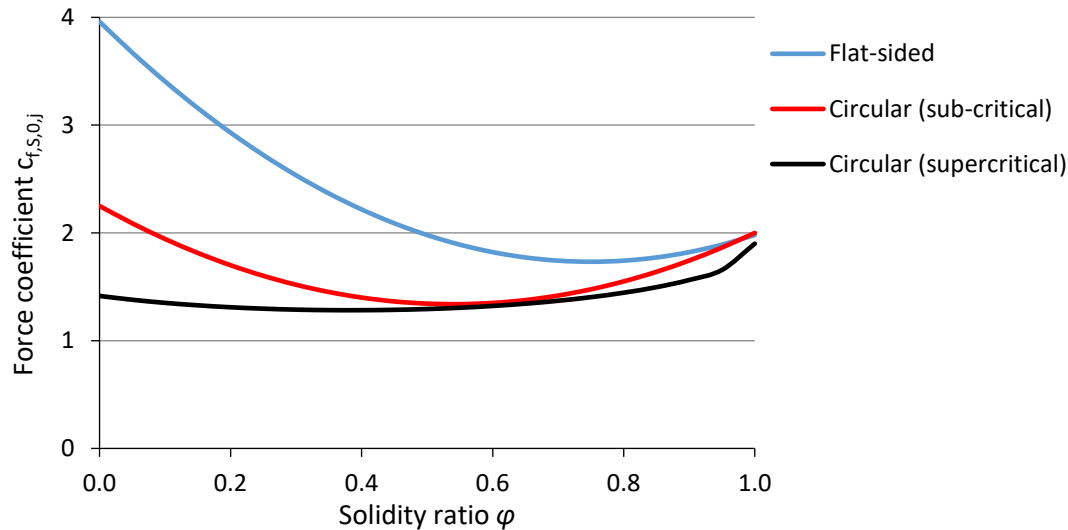
Στον φορέα αυτό, έγινε αντικατάσταση των γωνιακών διατομών των υποστυλωμάτων του πυλώνα με κυκλικές διατομές. Στο Σχήμα 4.4 απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα τα μέλη του πυλώνα που αποτελούνται από κυκλικές διατομές.



Σχήμα 4.4: Μέλη πυλώνα με κυκλικές διατομές CHS (με έντονο κόκκινο χρώμα)

4.2.1 Φορτία ανέμου

Όσον αφορά τις δράσεις υπολογισμού, ακολουθήθηκε αντίστοιχη διαδικασία, όπως αυτή που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2, με κάποιες διαφορές στον υπολογισμό των φορτίων ανέμου. Αυτό συμβαίνει διότι ο συντελεστής δύναμης $c_{f,s,o}$, όπως είναι προφανές, είναι μικρότερος για μια συγκεκριμένη τιμή του συντελεστή πληρότητας φ , για κυκλικές διατομές σε σχέση με τις γωνιακές, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.5 που αφορά δικτυωτούς πυλώνες τετραγωνικής κάτοψης.



Σχήμα 4.5: Συντελεστής δύναμης $c_{f,s,o}$ συναρτήσει του συντελεστή πληρότητας φ για γωνιακές και κυκλικές διατομές [EN 1993-3-1]

Αναλυτικότερα, οι μέσες δυνάμεις του ανέμου στα μέλη του πλώνα υπολογίστηκαν σε διευθύνσεις 0° (διεύθυνση x), 45° και 90° (διεύθυνση y), σύμφωνα με την σχέση του EN 1993-3-1:

$$F_{m,w}(z_e) = \frac{\rho}{2} \cdot v_m^2(z_e) \cdot \sum c_f \cdot A_{ref} \quad (4.1)$$

όπου:

z_e είναι η μέση στάθμη κάθε μέρους καθ' ύψους του πλώνα
 A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής
 c_f είναι ο συντελεστής δύναμης δικτυωτών κατασκευών, και για πλώνα με γωνιακές και κυκλικές διατομές, υπολογίζεται για κάθε περιοχή σύμφωνα με τη σχέση:

$$c_{f,s} = K_\theta \cdot c_{f,s,o} \cdot \frac{A_s}{\sum A} \quad (4.2)$$

όπου:

K_θ είναι ο συντελεστής διεύθυνσης του ανέμου, για 0° και 90° ισούται με 1
 A_s είναι η συνολική κάθετη προβολή της επιφάνειας των όλων στοιχείων, συμπεριλαμβανομένου και του χιονιού όπου απαιτείται
 $\sum A$ είναι η συνολική, κάθετη στον άνεμο, προβαλλόμενη επιφάνεια όλων στοιχείων της κατασκευής
 $c_{f,s,o}$ είναι ο συντελεστής δύναμης δικτυωτών κατασκευών χωρίς την επίδραση άκρων, και υπολογίζεται από την σχέση:

$$c_{f,s,o} = c_{f,o,f} \cdot \frac{A_f}{A_s} + c_{f,o,c} \cdot \frac{A_c}{A_s} + c_{f,o,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_s} \quad (4.3)$$

όπου:

$$c_{f,o,f} = 1.76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2]$$

$$c_{f,o,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0.875) \cdot \varphi^2$$

$$c_{f,o,c,sup} = 1.9 - \sqrt{(1 - \varphi)(2.8 - 1.14 \cdot C_1 + \varphi)}$$

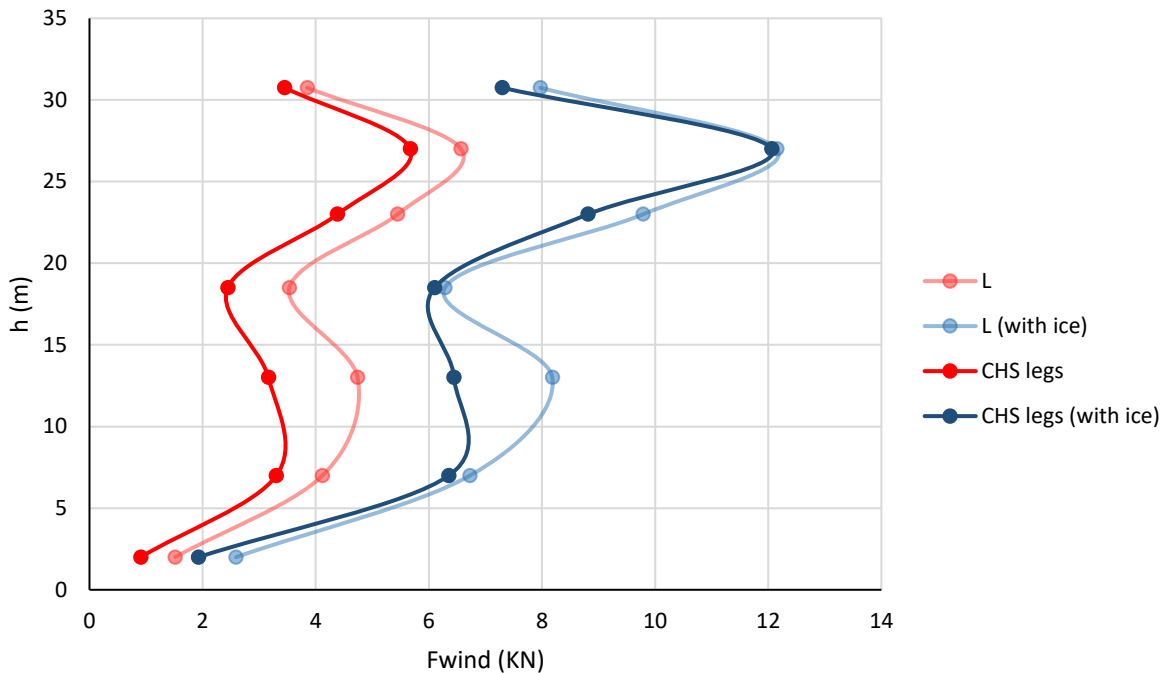
$C_1 = 2.25$ και $C_2 = 1.5$ για πλώνες τετραγωνικής κάτοψης

- A_f είναι η συνολική κάθετη προβολή της επιφάνειας των όλων στοιχείων γωνιακής διατομής, συμπεριλαμβανομένου και του χιονιού όπου απαιτείται
- A_c είναι η συνολική κάθετη προβολή της επιφάνειας όλων των στοιχείων κυκλικής διατομής σε υπό κρίσιμες περιοχές (όταν δηλαδή ο αριθμός Reynold $Re \leq 4 \cdot 10^5$), συμπεριλαμβανομένου και του χιονιού όπου απαιτείται
- $A_{c,sup}$ είναι η συνολική κάθετη προβολή της επιφάνειας των όλων στοιχείων κυκλικής διατομής σε υπερ-κρίσιμες περιοχές (όταν δηλαδή ο αριθμός Reynold $Re \geq 4 \cdot 10^5$ και δεν καλύπτονται με χιόνι).

Σημείωση: $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup}$

Η υπόλοιπη διαδικασία υπολογισμού των δράσεων ανέμου είναι όμοια με αυτή του Κεφαλαίου 2.

Στα παρακάτω διαγράμματα γίνεται μια σύγκριση των δυνάμεων ανέμου που τελικά προέκυψαν στον πυλώνα με κυκλικά υποστρώματα (CHS legs) σε σχέση με αυτόν που αποτελείται εξ ολοκλήρου από γωνιακές διατομές (L), ενδεικτικά για διεύθυνση ανέμου 90° .



Σχήμα 4.6: Σύγκριση των δυνάμεων ανέμου $F_{T,w}$ (χωρίς και σε συνδυασμό με παγετό) συναρτήσει του ύψους του πυλώνα σε διεύθυνση 90° (διεύθυνση y) για τους δυο πυλώνες

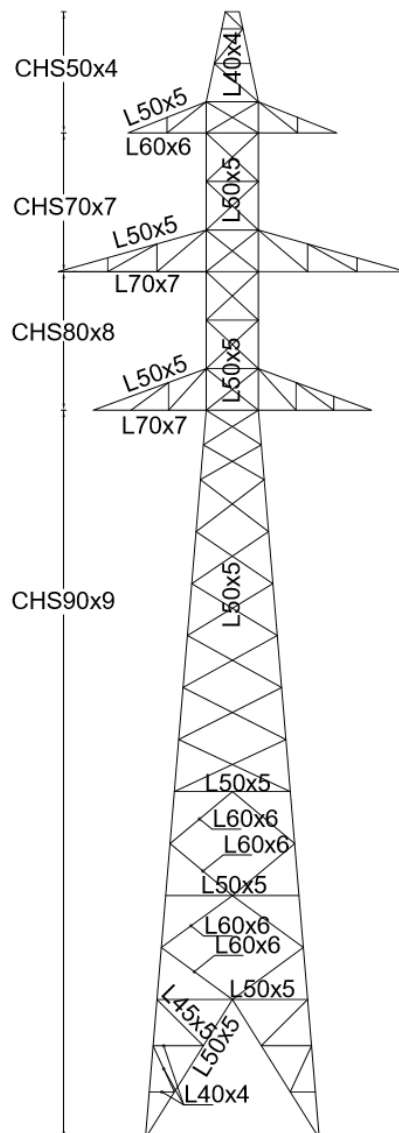
Πίνακας 4.1: Συνολικές δυνάμεις ανέμου (διεύθυνσης 90°) σε κάθε κατασκευή

	Χωρίς παγετό	Με παγετό
L	29.8 kN	53.7 kN
CHS legs	23.3 kN	49 kN

4.2.2 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα

Οι διατομές των ορθοστατών επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων σε Ο.Κ.Α και Ο.Κ.Λ. και για να γίνεται η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με σκοπό την οικονομία υλικού.

Λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας των ορθοστατών με κυκλικές διατομές που χρησιμοποιήθηκαν έναντι αυτών με γωνιακές, παρατηρήθηκε ότι μειώθηκε το ποσοστό εκμετάλλευσης των υπόλοιπων στοιχείων του φορέα. Έτσι, εκτός από την οικονομία υλικού που επιτεύχθηκε με διατομές μικρότερου εμβαδού στα υποστυλώματα, έγινε δυνατή η περαιτέρω μείωση των συνδέσμων γωνιακής διατομής του πυλώνα. Πιο συγκεκριμένα, οι διατομές των δοκών των γεφυρών μειώθηκαν, οι χιαστί σύνδεσμοι έγιναν όλοι διατομής L50x5, ενώ στους συνδέσμους του κάτω μέρους του πυλώνα η μέγιστη διατομή είναι L60x6. Οι τελικές διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στον πυλώνα αυτό απεικονίζονται στο Σχήμα 4.7.

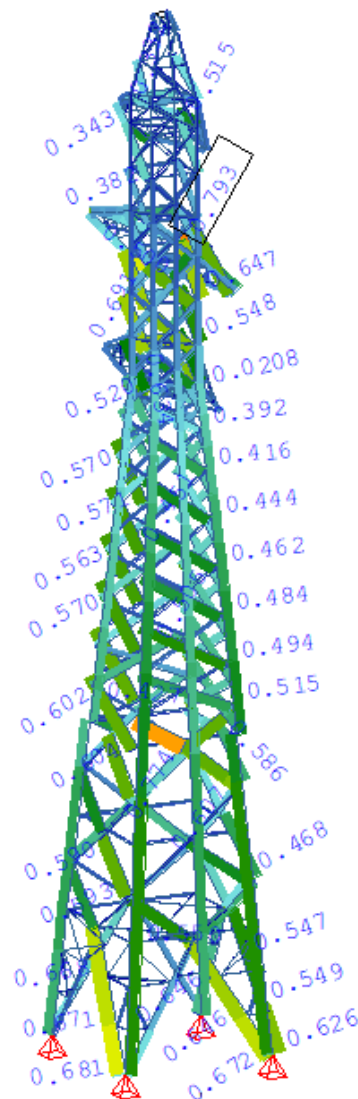


Σχήμα 4.7: Διατομές CHS και L στην εγκάρσια όψη του πυλώνα

Η ανάλυση του πυλώνα έγινε όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3 και τα αποτελέσματα ως προς το ποσοστό εκμετάλλευσης των μελών του παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.8. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τα μέλη του πυλώνα στην Ο.Κ.Α. προκύπτουν από τον συνδυασμό 305 (άνεμος 0°, σε συνδυασμό με χιόνι). Το ποσοστό αξιοποίησης των διατομών δεν ξεπερνά το 0.8, και αυτό διότι κρισιμότερος παράγοντας για την διαστασιολόγηση πολλών στοιχείων του πυλώνα ήταν ο περιορισμός των βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Δυσμενέστερος συνδυασμός στην Ο.Κ.Α για τα οριζόντια και τα κατακόρυφα βέλη προέκυψε ο 404 ($1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{0,ice} + 1.0 \cdot Q_{ice}$), δηλαδή ο συνδυασμός ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση x, χιονιού και ίδιου βάρους.

Το ίδιο βάρος του πυλώνα προέκυψε ίσο με 50.4 kN. Συγκρίνοντας το με το ίδιο βάρος του πυλώνα, με αποκλειστικά γωνιακές διατομές που ήταν 56.2 kN, παρατηρούμε ότι η μείωση του υλικού ισούται με 10%.

Να σημειωθεί ότι στην περίπτωση που δεν ελήφθη υπόψη ο περιορισμός των βελών, και η διαστασιολόγηση των πυλώνων έγινε με την Ο.Κ.Α., η μείωση των διατομών που επιτρεπόταν να γίνει, ήταν πολύ μεγαλύτερη, και το συνολικό ίδιο βάρος του πυλώνα προέκυψε ίσο με 39.8 kN που ισοδυναμεί με μείωση υλικού στο 23%.



Σχήμα 4.8: Ποσοστό αξιοποίησης των μελών του πυλώνα με ορθοστάτες CHS

Όσον αφορά τις συνδέσεις μεταξύ των μελών ενός τέτοιου πύλωνα, συνήθως γίνονται με συγκολλήσεις λεπίδων (gusset plates) στους ορθοστάτες, στους οποίους κοχλιώνονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Μια τέτοια σύνδεση είναι αρκετά συνηθισμένη και παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.9, με την διαφορά ότι οι σύνδεσμοι του σχήματος είναι τετραγωνικής διατομής. Οι χιαστί σύνδεσμοι του πύλωνα είναι συνεχείς και οι συνδέσεις στα σημεία τομής τους γίνονται με έναν κοχλία και μία ροδέλα (Σχήμα 4.10).



Σχήμα 4.9: Σύνδεση των συνδέσμων με τους ορθοστάτες [Andersen, 2002]



Σχήμα 4.10: Σύνδεση των χιαστί συνδέσμων στο σημείο τομής τους [Andersen, 2002]

4.3 Πυλώνας με κυκλικές διατομές

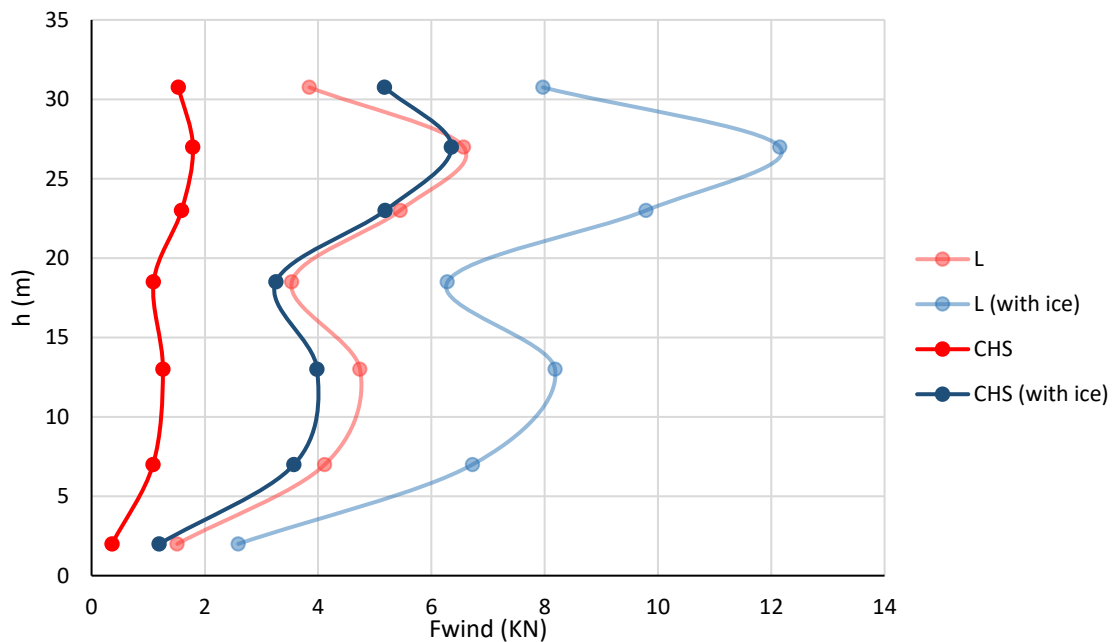
Ο φορέας αυτός, έχει την ίδια γεωμετρία με τον προηγούμενο, όμως όλες οι διατομές του πυλώνα έχουν αντικατασταθεί με κυκλικές διατομές CHS.



Σχήμα 4.11: Απεικόνιση πύργου με κυκλικές διατομές [Andersen, 2017]

4.3.1 Φορτία ανέμου

Η διαδικασία υπολογισμού του ανέμου, για τον φορέα αυτό, είναι η ίδια με αυτή του Κεφαλαίου 4.2.1, με την διαφορά ότι τώρα ο συντελεστής δύναμης $c_{f,s,o}$ προκύπτει μόνο από κυκλικές διατομές ($A_f=0$), οπότε αναμένεται αρκετά μικρότερος.

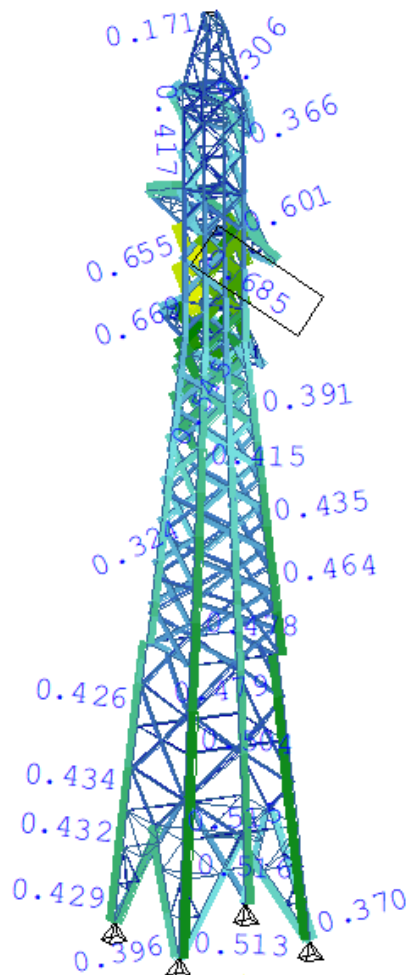


Σχήμα 4.12: Σύγκριση των δυνάμεων ανέμου $F_{T,w}$ (χωρίς και σε συνδυασμό με παγετό) συναρτήσει του ύψους του πυλώνα σε διεύθυνση 90° (διεύθυνση y) για τους δυο πυλώνες

Όμοια με προηγουμένως, οι ορθοστάτες κυκλικής διατομής είναι πιο δύσκαμπτοι σε σχέση με αυτούς που έχουν γωνιακές διατομές, και είναι αυτοί που, κατά κύριο λόγο, καθορίζουν την ικανότητα της κατασκευής. Εξαιτίας αυτού, και των πολύ μικρότερων φορτίσεων ανέμου, παρατηρήθηκε ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και τα δευτερεύοντα στοιχεία του πυλώνα επιτρεπόταν να έχουν κυκλικές διατομές πολύ μικρότερου εμβαδού, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες γωνιακές, μέχρι και CHS30x1.5. Έτσι, επιτεύχθηκε ακόμα πιο μεγάλη οικονομία υλικού.

Βέβαια, για να ικανοποιείται ο έλεγχος λυγηρότητας, σύμφωνα με τον οποίο η λυγηρότητα των συνδέσμων δυσκαμψίας δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 180 [EN 1993-3-1], οι διατομές CHS30x1.5 και CHS30x2 μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέχρι μήκος λυγισμού 1.8m. Για μεγαλύτερα μήκη, δηλαδή μέχρι 2.5m μήκος λυγισμού, χρησιμοποιήθηκαν οι διατομές CHS42x2. Οι τελικές διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στον πυλώνα αυτό απεικονίζονται στο Σχήμα 4.13.

Η ανάλυση του πυλώνα έγινε όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 3 και τα αποτελέσματα ως προς το ποσοστό εκμετάλλευσης των μελών του παρουσιάζεται στο ακόλουθο Σχήμα 4.14:



Σχήμα 4.14: Ποσοστό αξιοποίησης των μελών του πυλώνα με διατομές CHS

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τα μέλη του πυλώνα στην Ο.Κ.Α. προκύπτουν από τον συνδυασμό 305 (άνεμος 0° , σε συνδυασμό με χιόνι). Όπως παρατηρούμε, σε αυτή την περίπτωση το ποσοστό αξιοποίησης των διατομών είναι ακόμη πιο μικρό, σε σύγκριση με τους προηγούμενους φορείς, και δεν ξεπερνά το 0.7. Αυτό συμβαίνει και πάλι διότι, ο κρισιμότερος παράγοντας για την διαστασιολόγηση πολλών στοιχείων του πυλώνα, που ήταν ο περιορισμός των βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, δεν επέτρεψε την χρήση μικρότερων διατομών. Δυσμενέστερος συνδυασμός στην Ο.Κ.Α για τα οριζόντια και τα κατακόρυφα βέλη προέκυψε ο 404 ($1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W_{0,ice} + 1.0 \cdot Q_{ice}$), δηλαδή ο συνδυασμός ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση x , χιονιού και ίδιου βάρους.

Το ίδιο βάρος του πυλώνα προέκυψε ίσο με 32.2kN. Συγκρίνοντας το με το ίδιο βάρος του πυλώνα, με αποκλειστικά γωνιακές διατομές που ήταν 56.2kN, παρατηρούμε ότι η μείωση του υλικού ισούται με 43%.

Να σημειωθεί ότι στην περίπτωση που η διαστασιολόγηση των πυλώνων έγινε με την Ο.Κ.Α., η μείωση των διατομών που επιτρεπόταν να γίνει, ήταν ακόμα μεγαλύτερη, και το συνολικό ίδιο βάρος του πυλώνα προέκυψε ίσο με 18kN που ισοδυναμεί με μείωση υλικού στο 62%.

Οι συνδέσεις μεταξύ των μελών ενός τέτοιου πυλώνα, συνήθως γίνονται με συγκολλήσεις λεπίδων στους ορθοστάτες και στους κυκλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και κοχλίωση μεταξύ τους. Μια τέτοια σύνδεση είναι αρκετά σύνθετη και καταναλώνει αρκετό χρόνο για να κατασκευαστεί. Στο Σχήμα 4.15 παρουσιάζεται ένα παράδειγμα μιας τέτοιας σύνδεσης, από μια σειρά 1000 πρότυπων πυλώνων που έχουν κατασκευαστεί στην Αυστρία, όπου η κατασκευή τους φάνηκε να είναι πολύ ανταγωνιστική και ολοκληρώθηκε τελικά σε σχετικά μικρό χρονικό διάστημα [Andersen, 2017].



Σχήμα 4.15: Συνήθης τρόπος σύνδεσης χιαχτί συνδέσμων με ορθοστάτες, και τα δύο κυκλικής διατομής [Andersen, 2017]

Η σύνδεση αυτή απαιτεί συγκολλήσεις και στους ορθοστάτες και στους συνδέσμους δυσκαμψίας. Ένας άλλος τρόπος σύνδεσης απεικονίζεται στο Σχήμα 4.16. Οι άκρες των κυκλικών συνδέσμων έχουν συμπιεστεί μερικώς, επιτρέποντας μέσα από την άκρη τους να εισχωρήσει μια ειδικά σχεδιασμένη λεπίδα, στην οποία μετά θα κοχλιωθούν. Επειδή η συγκόλληση στις συνδέσεις μελών κυκλικής διατομής δεν μπορεί να αποφευχθεί, αυτός είναι ένας καλός τρόπος ελαχιστοποίησης των στοιχείων που χρειάζονται συγκόλληση.

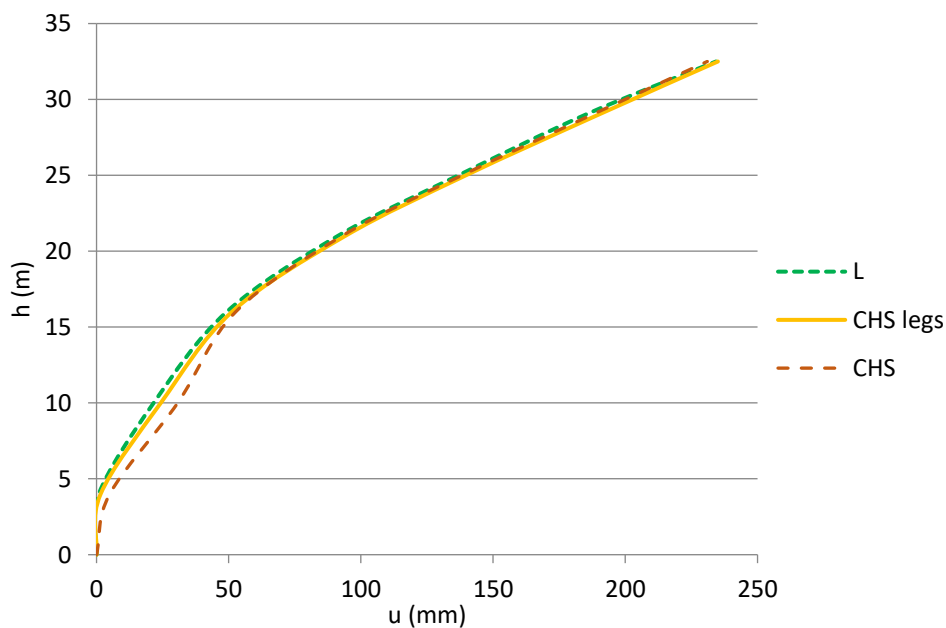


Σχήμα 4.16: Διαγώνιοι κυκλικής διατομής με μερικώς συμπίεσμένες άκρες [Andersen, 2017]

4.4 Συμπεράσματα

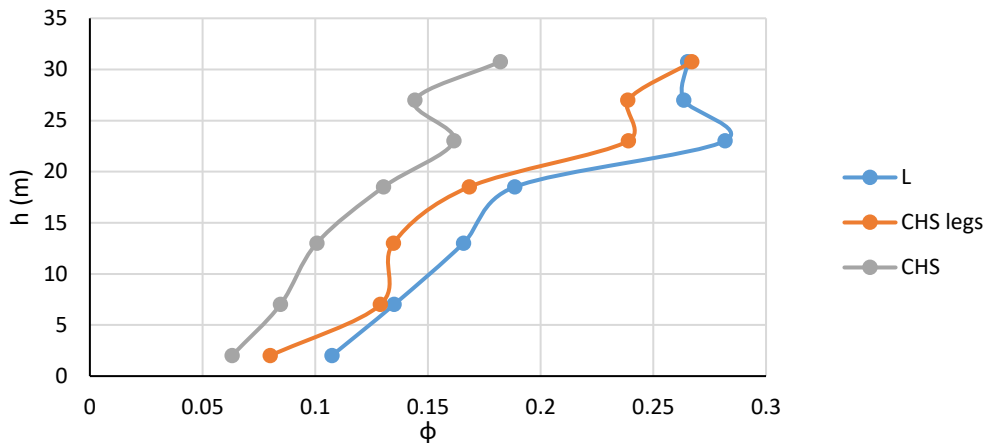
Συνοψίζοντας, ο πρώτος πυλώνας που μελετήθηκε στα πλαίσια αυτής της εργασίας, αποτελούνταν από γωνιακές διατομές (L), ο δεύτερος είχε ορθοστάτες κυκλικής διατομής και συνδέσμους γωνιακής διατομής (CHS legs), ενώ του τρίτου πυλώνα όλα τα μέλη αποτελούνταν από κυκλικές διατομές (CHS).

Και για τους τρεις πυλώνες, ένας από τους κρίσιμότερους παράγοντες για την διαστασιολόγηση των ορθοστατών και των δοκών των γεφυρών ήταν ο περιορισμός των βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός ήταν ο συνδυασμός ίδιου βάρους με εγκάρσιο άνεμο 0° και χιόνι τόσο για την Ο.Κ.Α. (συνδυασμός 404), όσο για την Ο.Κ.Α. (συνδυασμός 305). Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις για τον δυσμενέστερο συνδυασμό, και για τους τρεις πυλώνες, όπου και παρατηρούμε ότι είναι παραπλήσιες μεταξύ τους.

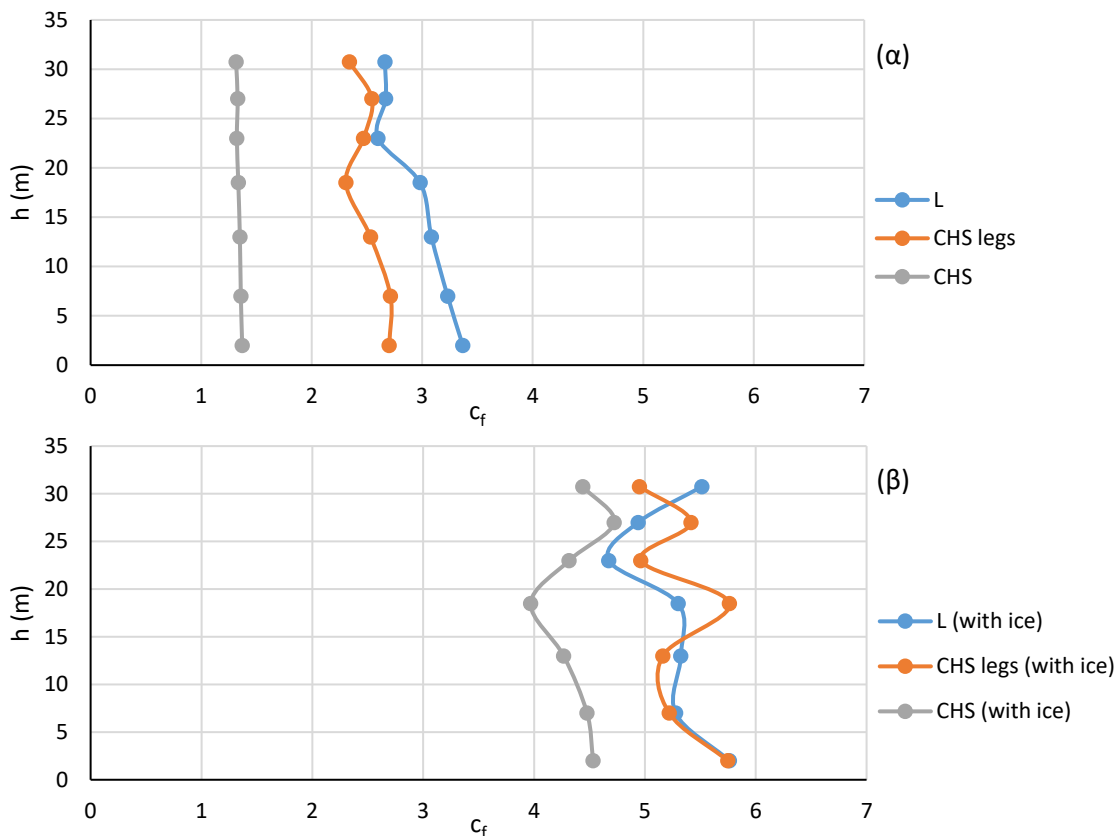


Σχήμα 4.17: Οριζόντιες παραμορφώσεις καθ' ύψος των τριών πυλώνων για τον έλεγχο λειτουργικότητας

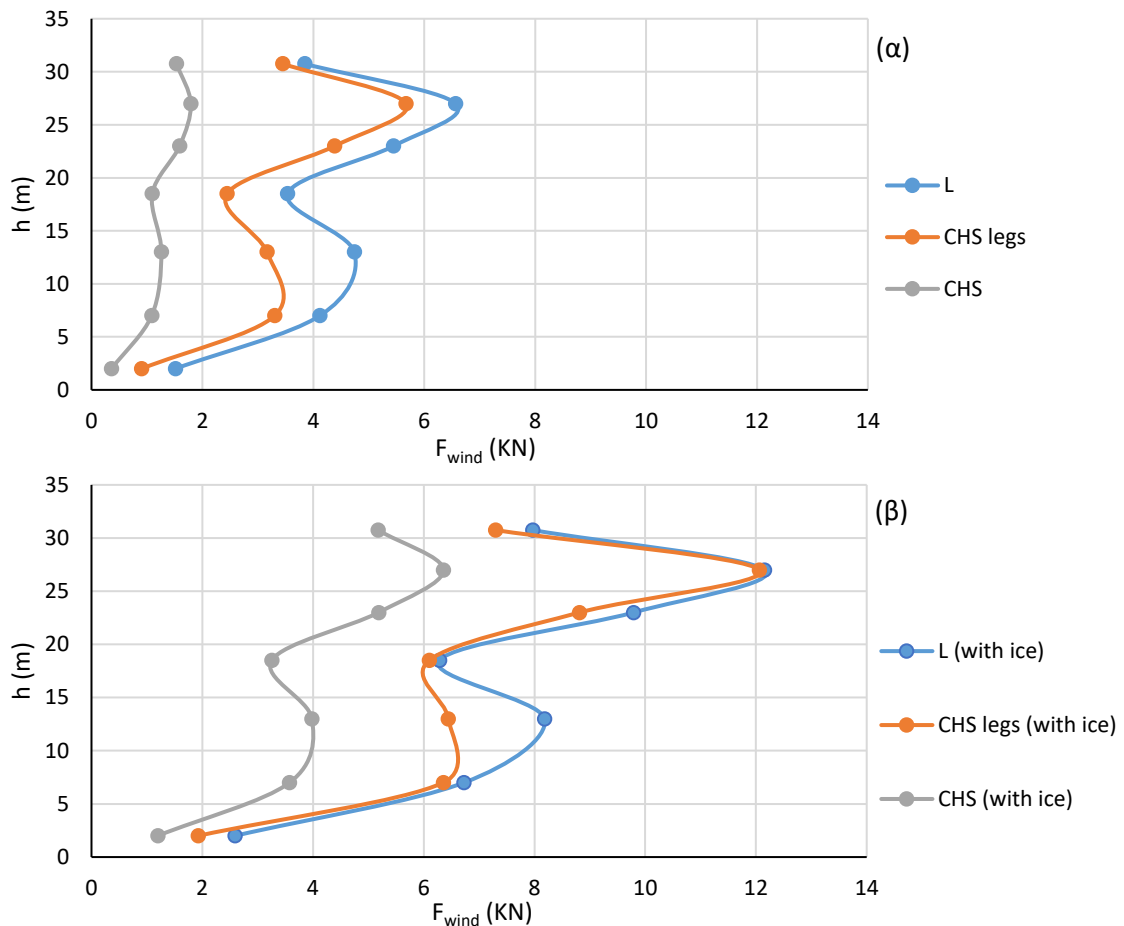
Από την σύγκριση που έγινε, όσον αφορά την φόρτιση ανέμου, παρατηρήθηκε ότι οι κυκλικές διατομές έχουν καλύτερη απόκριση στον άνεμο σε σχέση με τις γωνιακές. Ο τρίτος φορέας, που αποτελείται καθ' ολοκλήρου από κυκλικά μέλη, με κριτήριο τον άνεμο, φαίνεται να είναι η βέλτιστη επιλογή. Τα αποτελέσματα των συγκρίσεων για την φόρτιση του ανέμου έχουν συγκεντρωθεί και παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα.



Σχήμα 4.18: Σύγκριση της κατανομής του λόγου πληρώσεως ϕ καθ' ύψος για κάθε πυλώνα



Σχήμα 4.19: Σύγκριση της κατανομής του συντελεστή δύναμης καθ' ύψος για κάθε πυλώνα, (α) χωρίς παγετό και (β) με παγετό



Σχήμα 4.20: Σύγκριση της κατανομής της δύναμης ανέμου καθ' ύψος των πυλώνων, (α) χωρίς παγετό και (β) με παγετό, ενδεικτικά για διεύθυνσης ανέμου 90°

Πίνακας 4.3: Συνολικές δυνάμεις ανέμου (διεύθυνσης 90°) στους τρεις πυλώνες

	Χωρίς παγετό	Με παγετό
L	29,8 kN	53,7 kN
CHS legs	23,3 kN	49 kN
CHS	8,7 kN	28,7 kN

Επιπλέον, στους πυλώνες με κυκλικούς ορθοστάτες, λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας των ορθοστατών, σε σχέση με τους γωνιακούς, έγινε εφικτή η μείωση των διατομών των υπόλοιπων στοιχείων του φορέα. Έτσι, οικονομία υλικού επιτεύχθηκε όχι μόνο με διατομές μικρότερου εμβαδού στα υποστυλώματα, αλλά και με μείωση των διατομών των συνδέσμων δυσκαμψίας του πυλώνα, και ακόμα περισσότερο όταν αυτές είναι κυκλικές. Στον Πίνακα 4.4 συγκεντρώνονται τα συνολικά βάρη καθενός από τους τρεις πυλώνες. Η εξοικονόμηση υλικού στον δεύτερο πυλώνα με τους κυκλικούς ορθοστάτες ισούται με 10%, ενώ στον τρίτο πυλώνα με όλα τα μέλη από κυκλικές διατομές ισούται με 43%.

Πίνακας 4.4: Συνολικό βάρος των τριών πυλώνων

Συνολικό βάρος φορέα	
L	56.2 kN
CHS legs	50.4 kN
CHS	32.2 kN

Επιπλέον, υπολογίστηκαν οι συνολικές εξωτερικές επιφάνειες των μελών κάθε πυλώνα, που μας ενδιαφέρουν για την εκτίμηση του κόστους χρωματισμού. Οι επιφάνειες υπολογίστηκαν πολλαπλασιάζοντας την περίμετρο τους επί τα μήκη των στοιχείων. Από την σύγκριση αυτή προκύπτουν οι συνολικές επιφάνειες των μελών του δεύτερου πυλώνα (ορθοστάτες κυκλικοί-σύνδεσμοι γωνιακοί) 13% λιγότερες, και του τρίτου πυλώνα (ορθοστάτες-σύνδεσμοι γωνιακοί) 41% λιγότερες από του πρώτου πυλώνα με τις γωνιακές διατομές.

Πίνακας 4.5: Συνολικές επιφάνειες των μελών των τριών πυλώνων

Συνολικές επιφάνειες μελών	
L	236.3 m ²
CHS legs	206 m ²
CHS	139.1 m ²

Όμως, τελικά, η επιλογή του τύπου της διατομής, γωνιακής ή κυκλικής, που θα επιλεγεί για τους ορθοστάτες και τους συνδέσμους δυσκαμψίας, θα εξαρτηθεί, εκτός από το συνολικό βάρος χάλυβα, και από πιο πρακτικά ζητήματα, όπως το κόστος της διατομής και ο χρόνος παράδοσης της, το κόστος κατασκευής των συνδέσεων κ.α.

Για τους πύργους με γωνιακά μέλη το κόστος κατασκευής είναι αρκετά χαμηλό, αφού συνήθως οι συνδέσεις αποτελούνται από κοχλίες, ενώ μόνο όπου απαιτείται πάνω από ένας κοχλίας, συνήθως χρειάζονται συνδετικές λεπίδες, οπότε η συγκόλληση που απαιτείται είναι περιορισμένη, και έως ένα βαθμό η διαδικασία παραγωγής είναι αυτοματοποιημένη.

Για τους πύργους με κυκλικά μέλη, οι συνδέσεις είναι κατά κανόνα πιο πολύπλοκες και η κατασκευή τους πιο χρονοβόρα. Οι συνδέσεις αυτές αποτελούνται από ελάσματα, κοχλίες, και συνήθως απαιτούνται συγκολλήσεις στους ορθοστάτες και τους συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ ταυτόχρονα, η τιμή κιλού για στοιχεία κυκλικής διατομής είναι σε γενικές γραμμές πιο υψηλή, σε σύγκριση με τα γωνιακά. Παρόλα αυτά όμως, απ' ότι έχει δείξει και η κατασκευή αντίστοιχων πυλώνων στο εξωτερικό, η κατασκευή τους μπορεί να γίνει πολύ ανταγωνιστική, λόγω του χαμηλού βάρους χάλυβα, και σε μικρό χρονικό διάστημα.

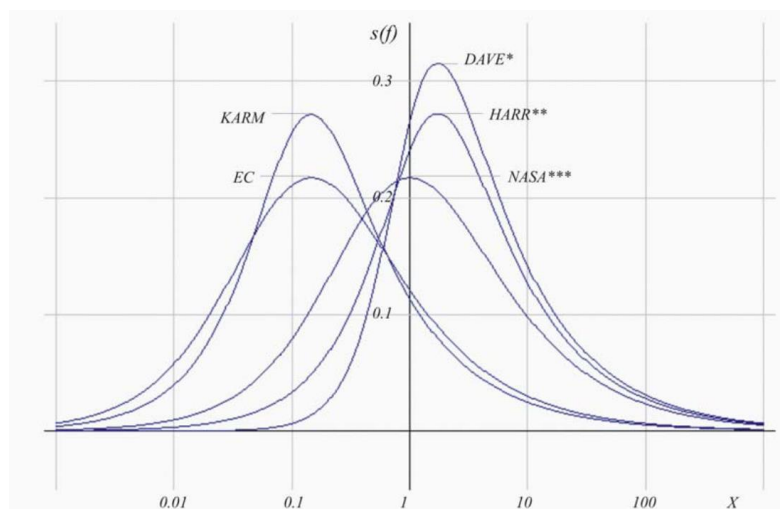
5 Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ανέμου

5.1 Εισαγωγή

Παρόλο που στον Ευρωκώδικα η δράση του ανέμου απλοποιητικά λαμβάνεται σαν στατική φόρτιση, στην πραγματικότητα είναι μια τυχαία δυναμική φόρτιση, χρονικά και χωρικά μεταβαλλόμενη. Για πολλές κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, όμως, επειδή για τις γραμμές μεταφοράς ενέργειας, ο άνεμος θεωρείται από τους κρισιμότερους παράγοντες που οδηγεί σε αστοχία, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές. Για τον λόγο αυτό, και για την πιο ρεαλιστική προσομοίωσή της φόρτισης, επιλέχθηκε να αναλυθεί η δυναμική συμπεριφορά του ανέμου, μέσω μια δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας φόρτισης.

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια περιγραφή της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας ανέμου που πραγματοποιήθηκε, και στην συνέχεια γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης για το φορτία ανέμου.

Η παραγωγή της χρονοϊστορίας ανέμου πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια λογισμικού του εμπορίου (Sofistik). Υπάρχουν διάφορα διαθέσιμα φάσματα με τα οποία μπορεί να γίνει η παραγωγή της χρονοϊστορίας, μερικά από τα οποία παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.1.



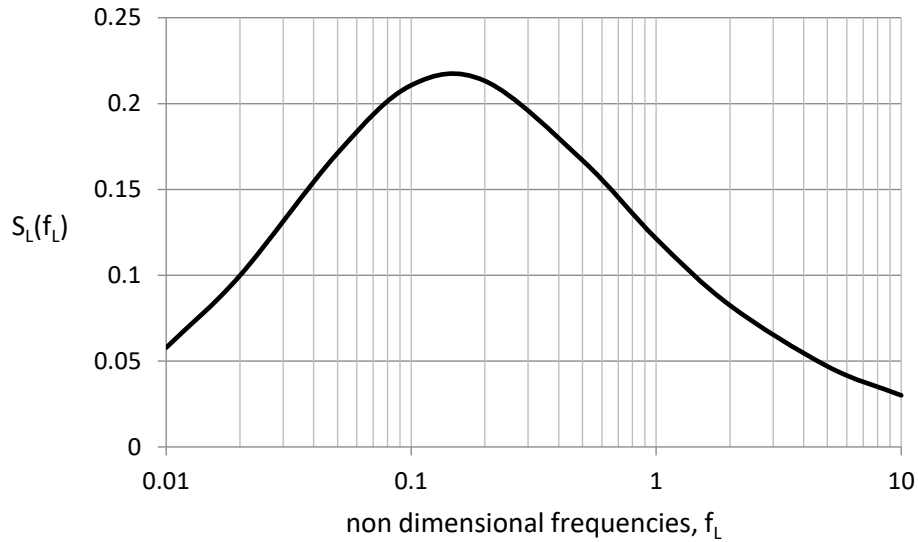
Σχήμα 5.1: Σύγκριση φασμάτων ισχύος παραγωγής χρονοϊστοριών ανέμου [Sofistik]

Το φάσμα ισχύος που επιλέχθηκε για την παραγωγή της χρονοϊστορίας είναι αυτό του EN 1991-1-4. Η κατανομή του ανέμου σε όρους συχνοτήτων εκφράζεται με βάση την εξίσωση (5.1). Το εν λόγω φάσμα ισχύος παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.2.

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6.8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10.2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (5.1)$$

όπου:

$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$ η αδιάστατη συχνότητα που εξαρτάται από την συχνότητα $n = n_{1,x}$, την συχνότητα της κατασκευής σε Hz, την μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$ και το μήκος στροβιλισμού $L(z)$ [EN 1991-1-4, Annex B].



Σχήμα 5.2: Φάσμα ισχύος κατανομής συχνοτήτων [EN 1991-1-4]

Μεγάλος αριθμός παρατηρήσεων έχει δείξει ότι το πεδίο του ανέμου έχει χωρική αλληλεπίδραση, η οποία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο χωρικό φάσμα ισχύος, σύμφωνα με τη σχέση:

$$S_{ij} = \sqrt{S_{ii}(\omega)S_{jj}(\omega)}\text{Coh}_{ij}(\omega) \exp[i\varphi(\omega)], \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (5.2)$$

όπου:

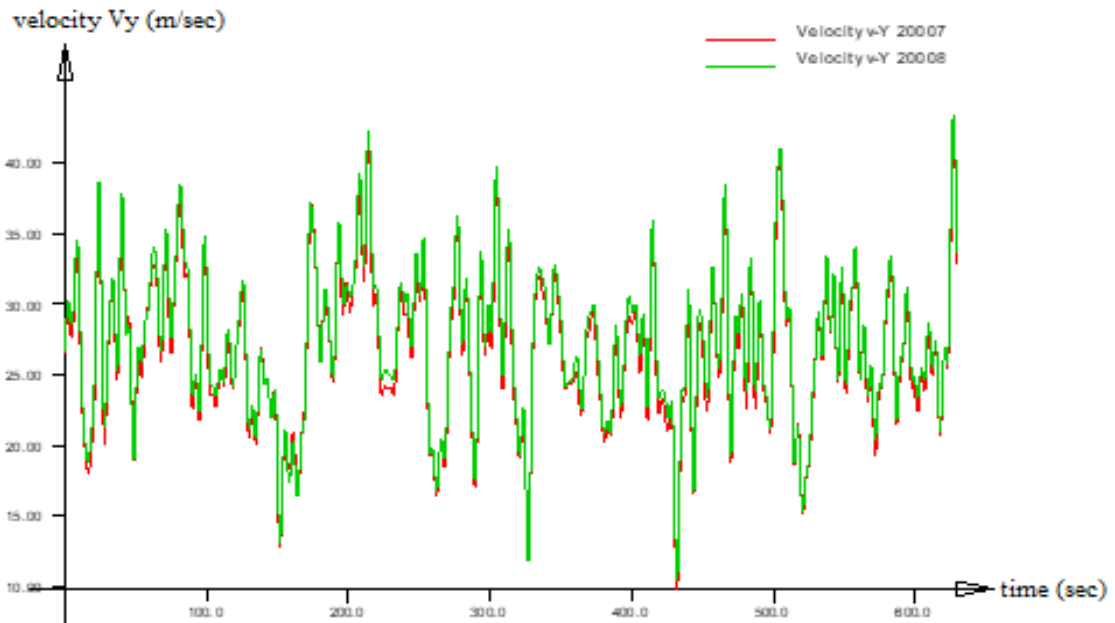
$\text{Coh}_{ij}(\omega)$ είναι ο παράγοντας χωρικής αλληλεπίδρασης. Η σχέση αλληλεπίδρασης που χρησιμοποιεί το λογισμικό εκφράζεται μέσω των εξισώσεων:

$$\sqrt{\text{coherence}} = \gamma_{uu}(\Delta x) = \exp\left(-a_{ii} \frac{f \cdot \Delta x}{v}\right) \quad (5.3)$$

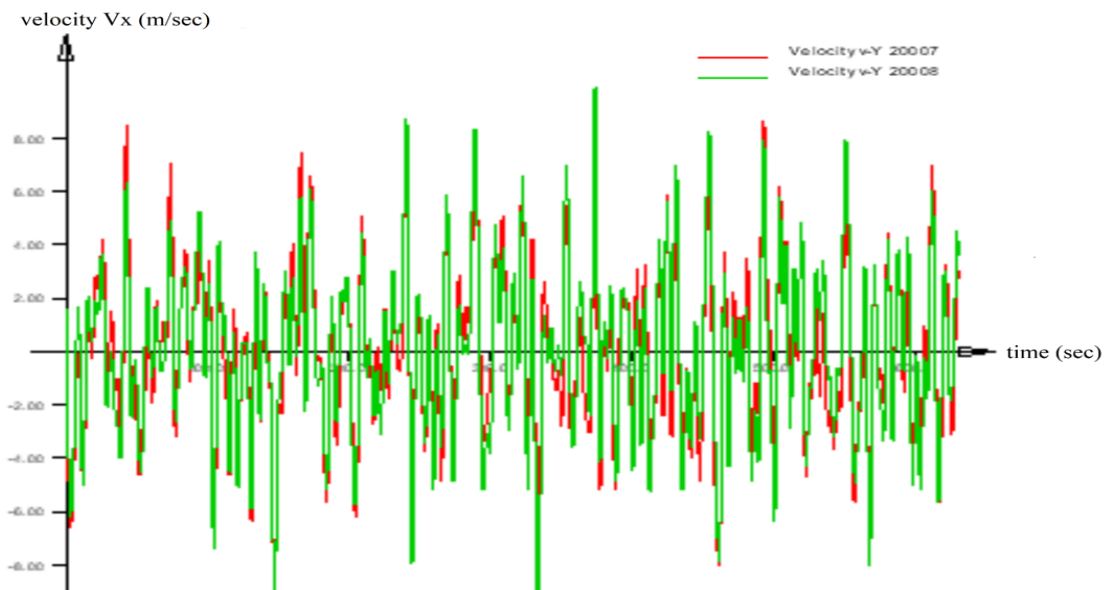
$$\sqrt{\text{coherence}} = \gamma_{uv}(\Delta r) = \exp(-1.15\eta_1^{1.5}) \quad (5.4)$$

$$\sqrt{\text{coherence}} = \gamma_{vv}(\Delta r) = \exp(-0.65\eta_1^{1.3}) \quad (5.5)$$

Στην συνέχεια, παρουσιάζεται η χρονοϊστορία ανέμου για την κυρίαρχη διεύθυνση ανέμου y (διεύθυνση 90°) και για την εγκάρσια διεύθυνση ανέμου x (διεύθυνση 0°) που προέκυψε για στάθμη πυλώνα +10.0m και αφορά τους ορθοστάτες.

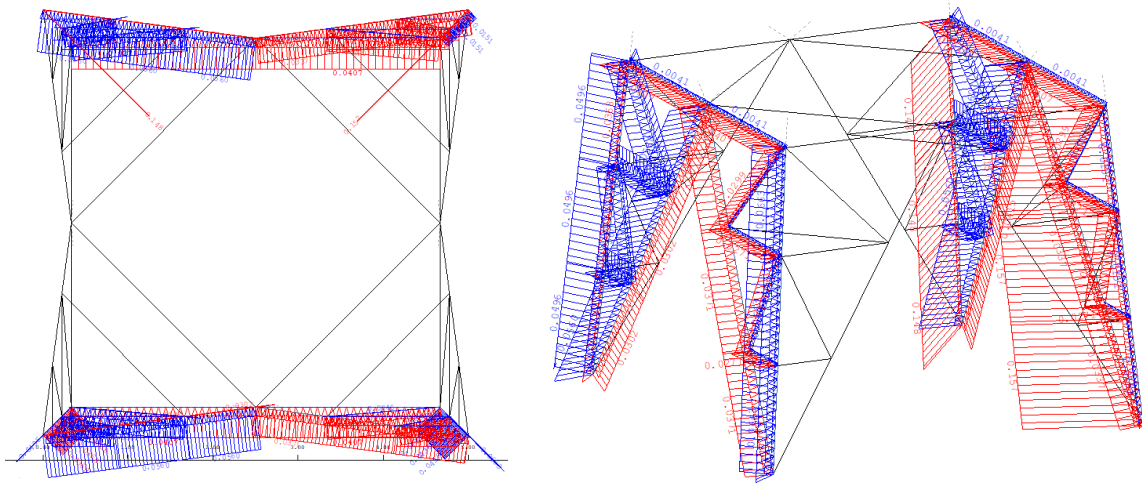


Σχήμα 5.3: Χρονοϊστορία ανέμου στην κυρίαρχη διεύθυνση y για την στάθμη +10.0m



Σχήμα 5.4: Χρονοϊστορία ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση x για την στάθμη +10.0m

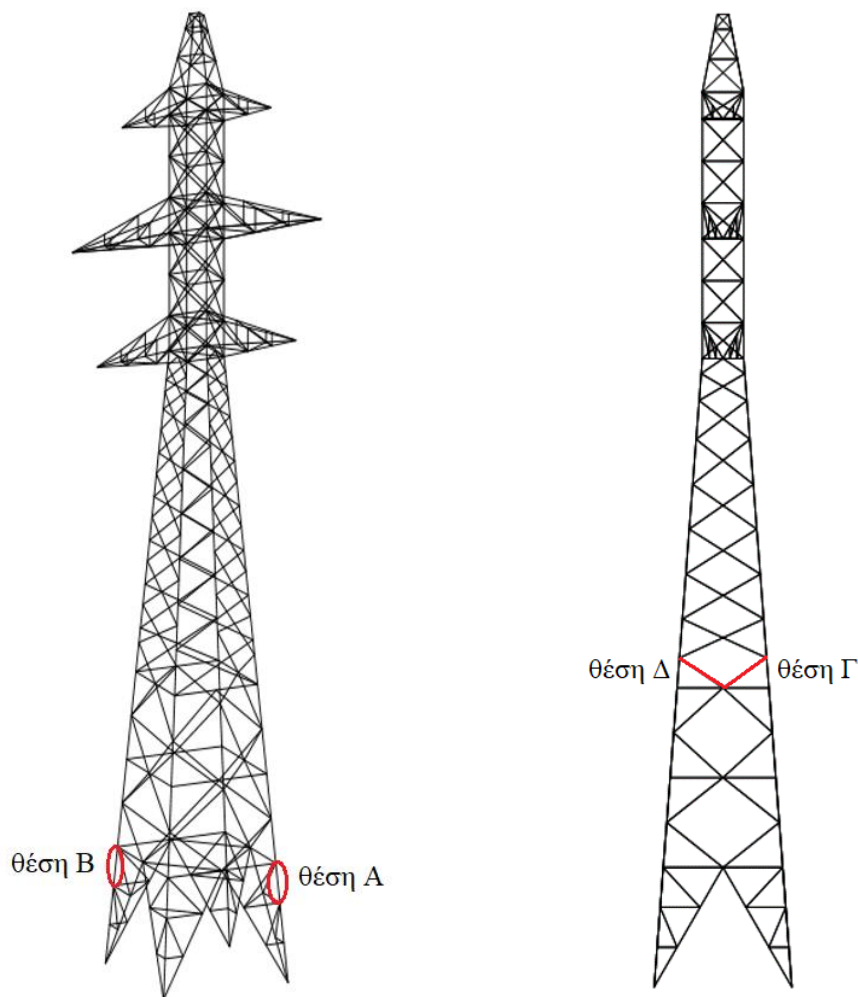
Ο EN 1991-1-4, για τον υπολογισμό των δυνάμεων ανέμου, λειτουργεί με την παραδοχή ότι ο συντελεστής σχήματος εξαρτάται μόνο από τον τύπο της διατομής. Η δυναμική ανάλυση που πραγματοποιεί το λογισμικό Sofistik, σε αντίθεση, δημιουργεί ένα πιο ρεαλιστικό προφίλ ανέμου, διότι λαμβάνει υπόψη τα αεροδυναμικά χαρακτηριστικά της διατομής, όπως αυτά εξαρτώνται άμεσα από τον προσανατολισμό της διατομής σε σχέση με την γωνία πρόσπτωσης του ανέμου, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.5 για τους ορθοστάτες του πυλώνα.



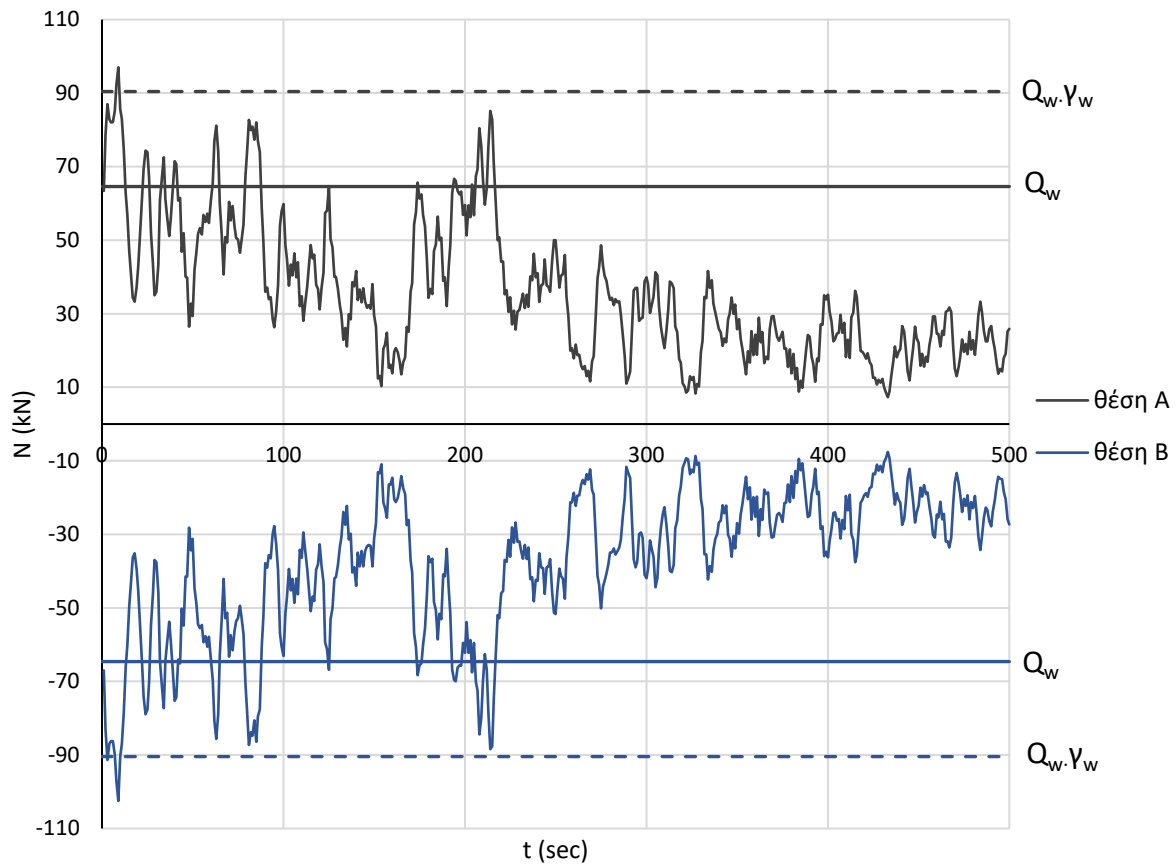
Σχήμα 5.5: Κατανομή των δυνάμεων ανέμου, σύμφωνα με την ανάλυση του λογισμικού Sofistik, για άνεμο διεύθυνσης y

5.2 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας ανέμου

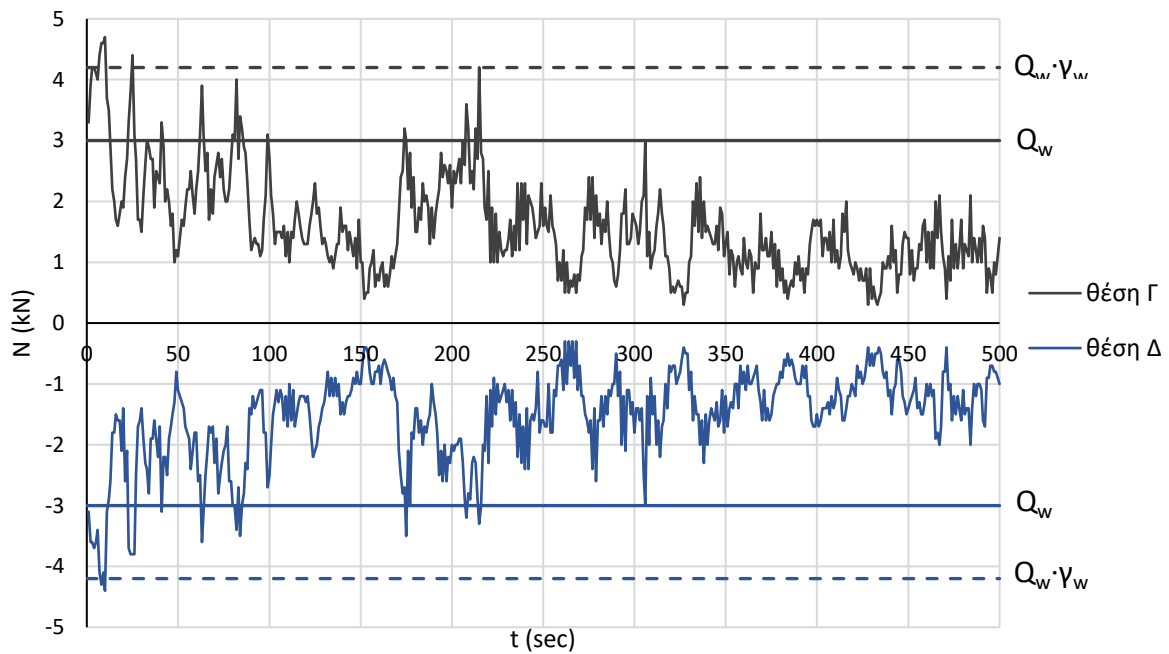
Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των αξονικών δυνάμεων που προέκυψαν σε τέσσερις θέσεις, με την επιβολή της χρονοϊστορίας ανέμου. Οι θέσεις αυτές απεικονίζονται στο Σχήμα 5.6. Το Σχήμα 5.7 αφορά δυο αντιδιαμετρικές θέσεις των ορθοστατών στην στάθμη +3.0m και το Σχήμα 5.8 αφορά δυο χιαστί συνδέσμους, ο ένας θλιβόμενος και ο άλλος εφελκυσμένος, στην στάθμη +10.5m. Η σταθερή αξονική δύναμη με συνεχή γραμμή αναφέρεται στα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης, ενώ με διακεκομμένη γραμμή στα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή μεταβλητών δράσεων γ_w , με τα οποία γίνεται ο σχεδιασμός.



Σχήμα 5.6: Θέσεις ελέγχου Α, Β και Γ, Δ

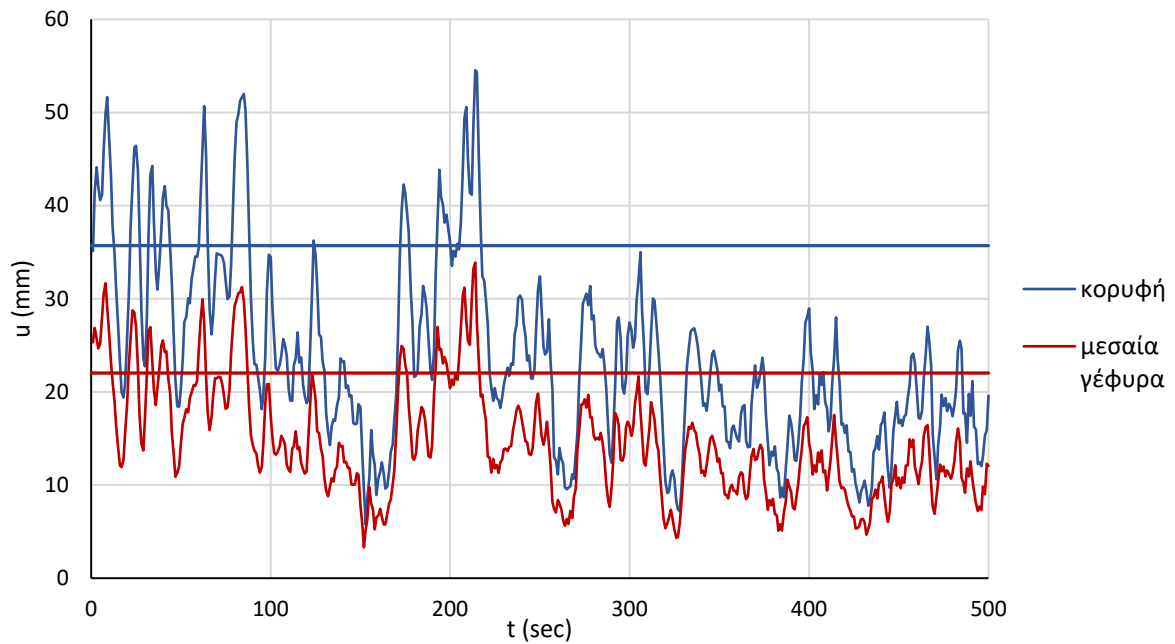


Σχήμα 5.7: Χρονοϊστορία αξονικής δύναμης στις αντιδιαμετρικές θέσεις Α, Β των ορθοστατών

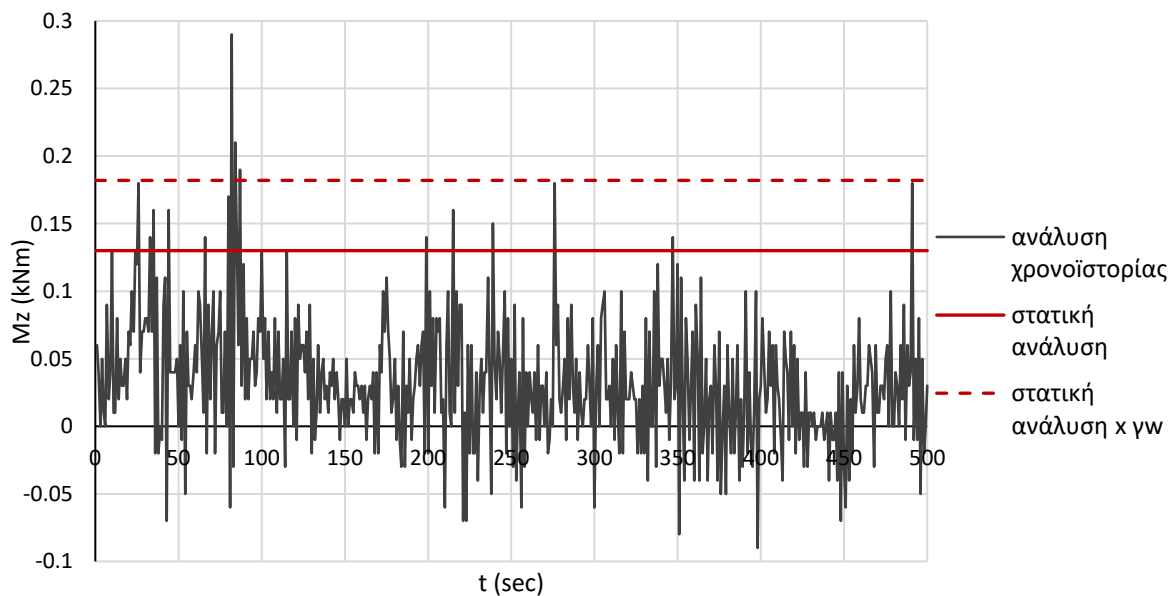


Σχήμα 5.8: Χρονοϊστορία αξονικής δύναμης στις θέσεις Γ, Δ των χιαστί συνδέσμων

Στην συνέχεια, στο Σχήμα 5.9 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων κατά y που προέκυψαν με την επιβολή της χρονοϊστορίας ανέμου στην κορυφή του πυλώνα (στάθμης +32.5m) και στην μεσαία γέφυρα (στάθμης +25.0m). Όμοια, στο Σχήμα 5.10 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της καμπτικής ροπής M_z σε μια περιοχή σύνδεσης για τον ορθοστάτη σε στάθμη +10.5m. Η σταθερή αξονική δύναμη με συνεχή γραμμή αναφέρεται στα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης, ενώ με διακεκομμένη γραμμή στα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή μεταβλητών δράσεων γ_w , με τα οποία γίνεται ο σχεδιασμός.

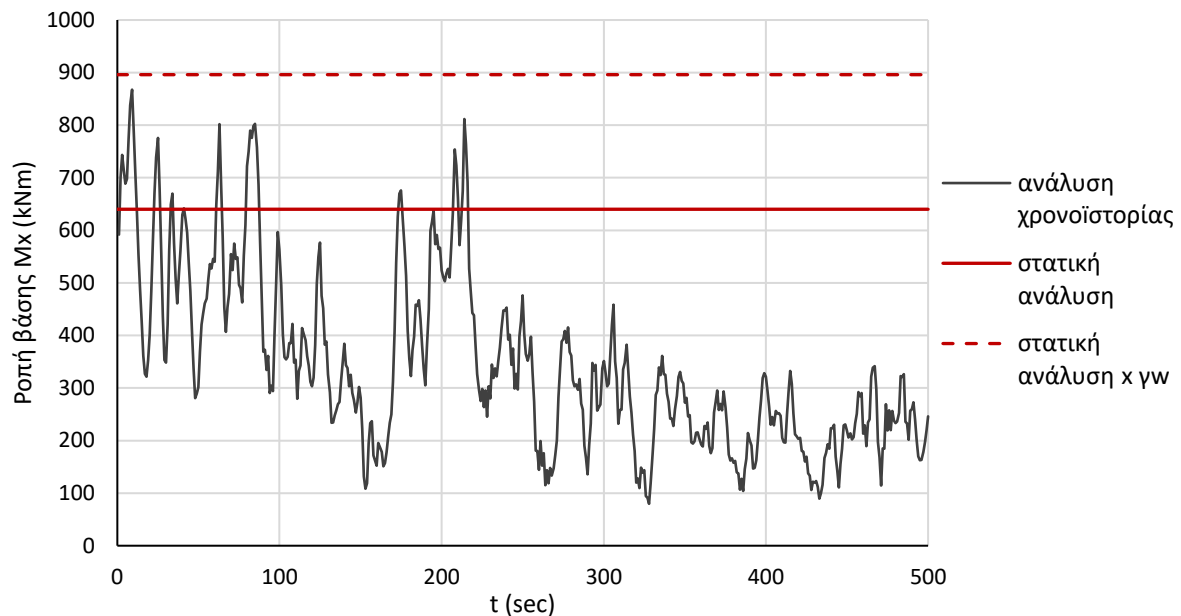


Σχήμα 5.9: Χρονοϊστορία των μετακινήσεων της κορυφής και της μεσαίας γέφυρας (η σταθερή μετακίνηση αναφέρεται στα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης)



Σχήμα 5.10: Καμπτική ροπή M_z στον ορθοστάτη σε περιοχή σύνδεσης στην στάθμη +10.5m

Τέλος, για καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζεται η ροπή βάσης M_x του φορέα που προκύπτει από την φόρτιση ανέμου, για τους δύο τρόπους ανάλυσης. Η ροπή βάσης υπολογίστηκε από την συνισταμένη των ροπών στις αντιδράσεις στήριξης.



Σχήμα 5.11: Ροπή βάσης M_x

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την σύγκριση, δείχνουν ότι τα μεγέθη σχεδιασμού είναι αρκετά κοντά στα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης, ειδικά όσον αφορά τις αξονικές δυνάμεις και την ροπή βάσης που είναι τα πιο σημαντικά. Ωστόσο, για την εξαγωγή πιο έγκυρων αποτελεσμάτων, απαιτείται η ανάλυση περισσότερων από μίας χρονοϊστορίας ανέμου. Για τις ανάγκες όμως της παρούσας διερεύνησης τα αποτελέσματα θεωρούνται αρκετά ικανοποιητικά.

6 Συμπεράσματα και μελλοντική έρευνα

Συνοψίζοντας, ο πυλώνας που μελετήθηκε αρχικά, με μέλη από γωνιακές διατομές, έχει συνολικό βάρος κατασκευής ίσο με 56.2kN. Δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας προέκυψε ο συνδυασμός των μόνιμων φορτίων με επικρατέστερη μεταβλητή δράση τον άνεμο στην εγκάρσια διεύθυνση x , μαζί με παγετό. Ένας ακόμη κρίσιμος παράγοντας για την διαστασιολόγηση του πυλώνα ήταν ο περιορισμός των βελών για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Ο δεύτερος πυλώνας που μελετήθηκε, με ορθοστάτες κυκλικής διατομής και συνδέσμους δυσκαμψίας γωνιακής διατομής, έχει συνολικό βάρος κατασκευής 50.4kN, ενώ ο τρίτος πυλώνας, με μέλη από κυκλικές διατομές, έχει συνολικό βάρος κατασκευής 32.2kN. Όπως παρατηρήθηκε, η μείωση του βάρους κατασκευής για τους πυλώνες αυτούς οφείλεται κυρίως σε δύο λόγους. Πρώτον, στα μικρότερα φορτία ανέμου που δέχονται οι κυκλικές διατομές, και δεύτερον, στην μεγαλύτερη δυσκαμψία που διαθέτουν τα υποστυλώματα των εν λόγω διατομών, τα οποία καθορίζουν τελικά την ικανότητα της κατασκευής.

Τέλος, η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ανέμου που πραγματοποιήθηκε, έδειξε ότι τα αποτελέσματα της εν λόγω ανάλυσης, ειδικά όσον αφορά τις αξονικές δυνάμεις και την ροπή βάσης του πυλώνα, είναι αρκετά κοντά στα μεγέθη σχεδιασμού του πυλώνα τα οποία προέκυψαν από την στατική ανάλυση.



Σχήμα 6.1: Πυλώνας μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας

Οι προτάσεις για μελλοντική έρευνα συνοψίζονται στις εξής:

1. Η εξέταση του φορέα για διάφορα προφίλ ανέμου (τοπογραφική διαμόρφωση, κατηγορία εδάφους, βασική ταχύτητα ανέμου).

2. Η επιλογή διαφορετικής κατηγορίας αξιοπιστίας, από την οποία εξαρτώνται οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων για πύργους στις οριακές καταστάσεις.
3. Η ανάλυση και ο σχεδιασμός του πυλώνα για γραμμή μεταφοράς ενέργειας μεγαλύτερης τάσης ή για διαφορετικό τύπο πύργου, ευθυγραμμίας, γωνίας 45° , 75° ή τέρματος.
4. Η παραγωγή χρονοϊστοριών ανέμου για διάφορα φάσματα σχεδιασμού (Karman, Kaimal, κλπ.).
5. Η ανάλυση και ο σχεδιασμός του πυλώνα με ανελαστικές μεθόδους.
6. Ο εμπλουτισμός της έρευνας με στοιχεία κόστους.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα*, 2η έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
2. EN 1990, Ευρωκώδικας, *Βάσεις σχεδιασμού των φερουσών κατασκευών*, CEN, 2005.
3. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, *Δράσεις επί των κατασκευών, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις*, CEN, 2002.
4. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, *Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου*, CEN, 2005.
5. EN-1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, *Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια*, CEN, 2004.
6. EN-1993-3-1, Ευρωκώδικας 3, *Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 3-1: Πύργοι και ιστοί*, CEN, 2006.
7. EN-1998-1, Ευρωκώδικας 8, *Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις, κανόνες για κτίρια*, CEN, 2004.
8. ISO 12494:2001, *Atmospheric icing of structures*, International Organization for Standardization, 2001.
9. Stamatopoulos G., *Assessment of strength and measures to upgrade a telecommunication steel tower*, International journal of steel structures, Vol. 13, No. 2, pp. 331-340, 2013.
10. EN 50341-1, *Overhead electrical lines exceeding AC 45KV, Part 1: General requirements-Common specifications*, CENELC, 2001.
11. SOFiSTiK Software Manuals, SOFiSTiK AG, 2016, www.sofistik.com.
12. Andersen U.S., *Analysis and design of masts and towers*, Lightweight structures in civil engineering, Proceedings of the international symposium, Warsaw, June 2002.
13. Andersen U.S., Nielsen M.G., Laursen T.B., *Optimisation of masts and towers*, Eurosteel, Copenhagen, September 2017.
14. Klinger C., Mehdianpour M., Klingbeil D., Bettge D., Hacker R., Baer W., *Failure analysis on collapsed towers of overhead electrical lines in the region Münsterland (Germany) 2005*, Engineering failure analysis 18, pp. 1873-1883, 2011.
15. GETCO, *Technical specification for erection work of 220KV transmission lines*, Gujarat energy transmission corporation ltd., Vadodara: 390007.
16. Szafran J., *An experimental investigation into failure mechanism of a full-scale 40m high steel telecommunication tower*, Engineering failure analysis 54, pp. 131-145, 2015.
17. Szafran J., *Diagonal bracing members of lattice towers-analytical versus experimental studies*, 2016, DOI: 10.1201/b21417-23.
18. Zhang Z., Li H., Li G., Wang W., Tian L., *The numerical analysis of transmission tower-line system wind-induced collapsed performance*, Hindawi publishing corporation, Vol. 2013, article ID 413275, 2013.