

Στατική ανάλυση και αντισεισμικός έλεγχος χαλύβδινων πύργων ανεμογεννητριών 1 MW στο Καλογεροβούνι Λακωνίας

Static analysis and seismic design of 1 MW steel wind turbine towers at mount Kalogerovouni Lakonia

Ι. Λαβασάς, Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.,

Γ. Νικολαΐδης, Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.

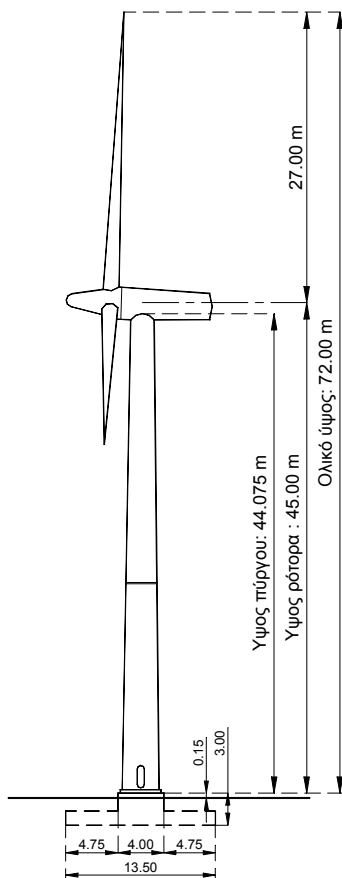
Π. Ζέρβας, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.

Ι.Ν. Δουδούμης, αναπλ. καθηγητής Τμήμ. Πολ. Μηχ. Α.Π.Θ. Σύμβουλος Μελέτης

Χ. Μπανιωτόπουλος, καθηγητής Τμήμ. Πολ. Μηχ. Α.Π.Θ. Σύμβουλος Μελέτης

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται ορισμένα βασικά στοιχεία αντισεισμικού σχεδιασμού και ιδιαιτερότητες της στατικής μελέτης που αφορά στη σχεδίαση και κατασκευή τυποποιημένης σειράς μεταλλικών πύργων ανεμογεννήτριας 1 MW, οι οποίοι αποτελούν την πρώτη ομάδα στο αιολικού πάρκου που προβλέπεται να κατασκευαστεί στο Καλογεροβούνι Λακωνίας, σε υψόμετρο 800-1050 μ. Ιδιοκτήτης του έργου είναι η εταιρεία «ΑΛΦΑ ΑΙΟΛΙΚΗ ΜΟΛΑΩΝ ΛΑΚΩΝΙΑΣ Α.Ε.»

ABSTRACT: In the present paper, some basic features of the seismic design and construction of a number of steel wind turbine 1 MW towers are presented. The towers are comprising the first group of the "wind park" which is to be constructed on mount Kalogerovouni of Lakonia at an altitude of 800-1050 m. Owner of the project is the company «ΑΛΦΑ ΑΙΟΛΙΚΗ ΜΟΛΑΩΝ ΛΑΚΩΝΙΑΣ Α.Ε.».



Σχ. 1. Γενική διάταξη πύργου
Fig. 1. General tower plan

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο πύργος έχει "κυλινδρική" μορφή με μεταβλητή διατομή και πάχος τοιχώματος καθ' ύψος είναι δε κατασκευασμένος από χάλυβα [S355 J2G3]. Το συνολικό του ύψος είναι 44.075 m, και η εξωτερική διάμετρος αρχίζει από 3.30 m στην βάση, και καταλήγει στα 2.00 m στην κορυφή.

Ο μηχανολογικός εξοπλισμός στην στέψη του πύργου και το σύστημα των πτερυγίων σχεδιάστηκαν από την εταιρεία "BONUS Energy A/S".

Η συνολική μάζα του συστήματος ρότορα - πτερυγίων είναι 69.1 t με εκκεντρότητα 0.5 m ως προς τον κατακόρυφο άξονα του πύργου. Το σύστημα περιστρέφεται σε γωνία 360° με αυτόματο μηχανισμό, ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου. Για λόγους μεταφοράς και ανέγερσης, ο πύργος αποτελείται από δύο τμήματα 19.30 και 24.775 μέτρων, τα οποία θα συναρμολογηθούν στο εργοτάξιο. Η σύνδεση τους, καθώς και αυτή του άνω τμήματος με την τουρμπίνα υλοποιείται με διπλό δακτύλιο (φλάντζα) και πλήρως προεντεταμένους κοχλίες. Ο πύργος θα αγκυρωθεί στον φορέα της θεμελίωσης με διπλή σειρά μερικώς προεντεταμένων

αγκυρίων, πακτωμένων με την βοήθεια ενός εγκιβωτισμένου χαλύβδινου δακτυλίου. Σημειώνεται ότι η προένταση των κοχλιών και των αγκυρίων εξασφαλίζει την απαιτούμενη αντοχή τους σε κόπωση, η οποία σε αντίθετη περίπτωση δεν θα ήταν εφικτή, λόγω της συνεχούς δυναμικής επιπόνησης που προξενεί ο άνεμος.

Το πάχος του κελύφους μεταβάλλεται από 18mm στην βάση έως 10 mm στην κορυφή. Για λόγους αντιμετώπισης του τοπικού λυγισμού, έχουν προβλεφθεί εσωτερικοί δακτύλιοι ανά 3.025 μ καθ' ύψος. Για τον ίδιο λόγο έχει ενισχυθεί με εγκάρσιο δακτύλιο και εγκάρσιες οριζόντιες και κατακόρυφες λεπίδες η θέση γύρω από την πόρτα στην βάση του πύργου. Η θεμελίωση εδράζεται σε βραχώδες έδαφος, και αποτελείται από κυκλικό πέδιλο διαμέτρου 13.5 μέτρων και ύψους 1.30 μέτρων, το δε κεντρικό βάθρο επί του οποίου αγκυρώνεται ο πύργος έχει διάμετρο 4.00 μ. Η στάθμη θεμελίωσης βρίσκεται σε βάθος -2.85 από την διαμορφωμένη επιφάνεια του εδάφους.

2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Το έδαφος αποτελείται από βραχώδη σχηματισμό ασβεστόλιθων και δολομιτικών ασβεστόλιθων. Σε κάθε θέση ανέγερσης, πραγματοποιήθηκε ιδιαίτερος έλεγχος για την διαπίστωση της καταλληλότητας και ακεραιότητας του βράχου.

Όπως είναι προφανές η συμπεριφορά του συγκεκριμένου εδάφους είναι κύρια ελαστική με αποτέλεσμα τα μηχανικά χαρακτηριστικά του να διαφοροποιούνται ελάχιστα μεταξύ στατικής και δυναμικής επιπόνησης και συνεπώς αρκεί για τους υπολογισμούς μια ενιαία τιμή τους.

3. ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Η κύρια επιπόνηση της κατασκευής προέρχεται από τη φόρτιση του ανέμου που αντιστοιχεί σε μέγιστη ταχύτητα αναφοράς $V_{ref,e} = 36.00$ m/s. Ο άνεμος στο κέλυφος επιβλήθηκε καθ' ύψος και περιφερειακά σε όλες τις επιφάνειες του αφού ολοκληρώθηκε η σχετική εξίσωση κατανομής σύμφωνα με την ακριβή μέθοδο του Ευρωκώδικα [1-2-4]. Επειδή ο φορέας είναι συμμετρικός εκ περιστροφής θα αρκούσε η εφαρμογή του φορτίου υπο οποιαδήποτε γωνία, λόγω όμως της ύπαρξης της πόρτας στην βάση, ο υπολογισμός περιέλαβε τις φόρτισεις $W_{e,u}$ και

$W_{e,d}$ υπο γωνίες 0° και 180° αντίστοιχα.

Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με την δυναμική φασματική μέθοδο.

Ο έλεγχος σε κόπωση πραγματοποιήθηκε για σειρά ισοδυνάμων στατικών φορτίων W_o που αντιστοιχούν σε ταχύτητες ανέμου 6 – 26 m/s, προσδιορίστηκαν δε από την προμηθεύτρια εταιρεία [BONUS] με την μέθοδο 'βροχής' (Rain-flow method).

Στους ελέγχους χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί φορτίσεων :

Πίνακας 1. Συνδυασμοί φορτίσεων Table 1. Load combinations		
A/A	Συνδυασμός	Οριακή Κατάστ.
1	$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$	Βασική
1α	$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,10 \cdot F_p$	Βασική
2	$1,00 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,u}$	Βασική
2α	$1,00 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,u} + 1,10 \cdot F_p$	Βασική
3	$1,00 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,d}$	Βασική
3α	$1,00 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,d} + 1,10 \cdot F_p$	Βασική
4	$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,u}$	Βασική
4α	$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,u} + 1,10 \cdot F_p$	Βασική
5	$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,d}$	Βασική
5α	$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W_{e,d} + 1,10 \cdot F_p$	Βασική
6	$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot E$	Σεισμική
6α	$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot E + 1,10 \cdot F_p$	Σεισμική
7	$1,00 \cdot W_o$	Κόπωσης
8	$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W_e$	Λειτουργικότητας
9	$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W_{o,max}$	Λειτουργικότητας

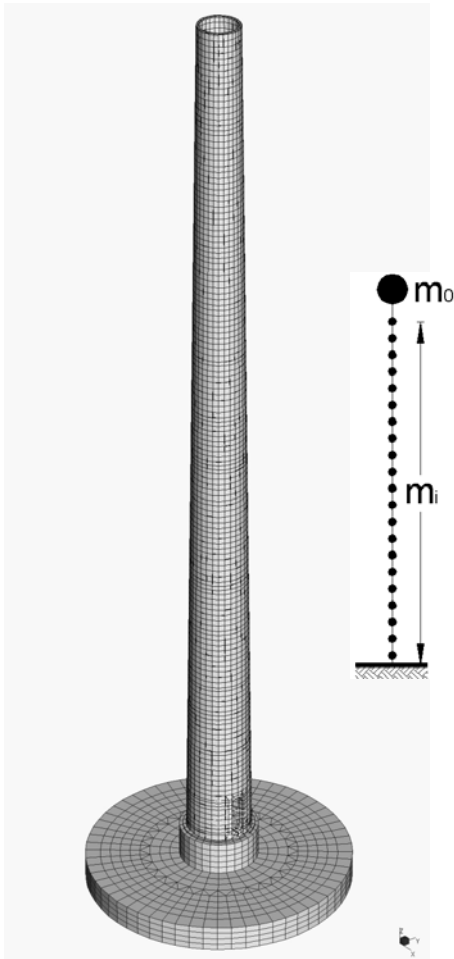
4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Για την προσομοίωση και στατική ανάλυση του πύργου χρησιμοποιήθηκαν δύο μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων, τα οποία επιλύθηκαν με το πρόγραμμα STRAND7. Η ανάγκη αυτή προέκυψε προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίωσης στην στατική και δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής.

Στο πρώτο από τα δύο μοντέλα ο πύργος θεωρείται πακτωμένος στην βάση του και περιγράφεται με 5208 επιφανειακά 4-κομβά στοιχεία κελύφους.

Στο δεύτερο μοντέλο διαμορφώνεται ενιαίο μοντέλο ανωδομής-θεμελίωσης στο οποίο η θεμελίωση διακριτοποιείται με 3270 εξάεδρα

και τετράεδρα brick elements με ελατηριακή στήριξη επι του εδάφους με συνθήκες μονόπλευρης επαφής. Η επίλυσή του απαιτήσε την χρήση αλγορίθμων μη γραμμικότητας υλικού (MNA) λόγω της ύπαρξης ειδικών στοιχείων όπως οι μονόπλευροι σύνδεσμοι.

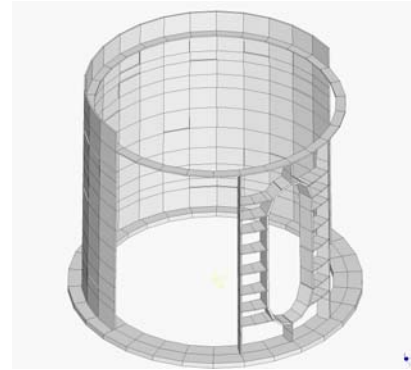


Σχήμα 2. Υπολογιστικό μοντέλο
Fig. 2. Structural model

Στην κορυφή του πύργου η μάζα των 69.1 t του συστήματος ρότορα-πτερυγίων θεωρείται κατανεμημένη στους κόμβους έτσι ώστε να παρουσιάζει εκκεντρότητα 0.5 μ ως προς την κατακόρυφο, προσομοιώνοντας τελικά την πραγματική κατάσταση.

Τα υπολογιστικά μοντέλα περιγράφουν πλήρως την γεωμετρία του πύργου όπως είναι στην πραγματικότητα (κυκλικό δακτύλιο, πόρτα στην βάση, εγκάρσιες ενισχύσεις πόρτας κλπ) προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι τοπικές εντάσεις. Επίσης, για την καλύτερη διασφάλιση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων και την αποφυγή του χονδροειδούς

σφάλματος, επιλύθηκε παράλληλα ένα πιο απλό (και περισσότερο οικείο και εμποτικό) γραμμικό μοντέλο με το πρόγραμμα Statik-3. Η κατασκευή περιγράφεται ως πολυβάθμιος ταλαντωτής, με την μάζα του συστήματος ρότορα - πτερυγίων στην κορυφή, και σειρά διακριτοποιημένων μαζών ανα 1 μ. καθ' ύψος του φορέα.



Σχήμα 3. Ελάσματα ακαμψίας στην πόρτα
Fig. 3. Door stiffeners

Η μελέτη του πύργου για την σεισμική φόρτιση και την ανεμοφόρτιση της κατασκευής έγινε, όπως προβλέπεται, από τους αντίστοιχους Κανονισμούς που περιγράφονται στην βιβλιογραφία.

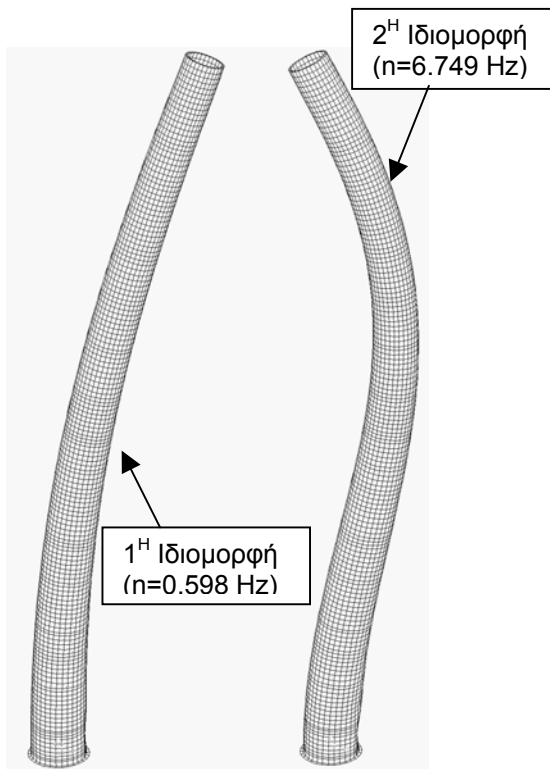
5. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

Για τα σεισμικά φορτία, πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση του πύργου σύμφωνα με τον EAK 2000 λαμβάνοντας υπόψη τις μεταφορικές αλλά και τις στροφικές (περί οριζόντιο άξονα) συνιστώσες του φάσματος επιταχύνσεων (EC8-3 Annex A). Η ταχύτητα διάδοσης του διαμητρικού κύματος προσδιορίστηκε με σεισμικές μεθόδους στον χώρο ανέγερσης του αιολικού πάρκου. Τα σεισμικά δεδομένα κατά EAK 2000 είναι: $\gamma_1=1.30$, Σεισμική ζώνη II, Κατηγορία εδάφους A, $q=1$, $\zeta=0.8\%$, $v_s=1800$ m/s.

Στην φασματική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε η επαλληλία των 10 πρώτων ιδιομορφών σύμφωνα με την μέθοδο SRSS. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι ιδιομορφές εμφανίζονται σε ζεύγη (π.χ η 1^η και η 2^η ιδιομορφή είναι ίδιες στις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα).

Υπογραμμίζεται επίσης η αξιοποίηση των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανάλυσης η οποία εκτός από την συμπεριφορά του πύργου στον σεισμό έχει σημασία και για την αποφυγή της δυναμικής αλληλεπίδρασής του

με τον ρότορα. Το μέγεθος των φορτίων κοπώσεως εξαρτάται κυρίως από την θέση της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας της κατασκευής ($\nu_1 = 0.60$ Hz), σε σχέση με τις γειτονικές συχνότητες διέγερσης του ρότορα ($\nu_{r,2p} = 0.37$ Hz & $\nu_{r,3p} = 0.73$ Hz). Οι αντίστοιχοι λόγοι είναι $R_{n,2p} = 0.85$ & $R_{n,3p} = 1.15$ που εξασφαλίζουν ότι οι ν_1 και ν_r έχουν επαρκή απόσταση, σύμφωνα με τις συστάσεις της εταιρείας BONUS και του Germanischer Lloyd (IV-1 παρ. 8-2-C-2.3).



Σχ.4 Δεσπόζουσες ιδιομορφές ταλάντωσης
Fig. 4. Dominant eigenvectors

Κατά την φάση της ανάλυσης του μοντέλου έγινε παραμετρική επίλυση και σύγκριση των αποτελεσμάτων για διαφορετικές τιμές των χαρακτηριστικών της ενδόσιμότητας του εδάφους (μαλακό - σκληρό) με βάση την διακύμανση των διαθέσιμων εδαφοτεχνικών στοιχείων, καθώς και διερεύνηση με την θεώρηση του πύργου ως πακτωμένου στην βάση του. Από την ανάλυση αυτή φαίνεται πως με τα συγκεκριμένα δεδομένα η αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης δεν μεταβάλλει την δυναμική συμπεριφορά του φορέα, και κατά συνέπεια ο πύργος μπορεί να θεωρηθεί πακτωμένος στην βάση του.

Επί πλέον, για τις ανεμοφορτίσεις συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα της γραμμικής θεωρίας με τα αντίστοιχα της θεωρίας των

μεγάλων μετακινήσεων (GNA) από όπου προκύπτει πως η επιρροή της είναι πολύ μικρή οπότε μπορεί να αγνοηθεί.

Πίν.2. 1 ^η ιδιοσυχνότητα των υπολογιστικών μοντέλων		
Table 2. 1 st natural frequency of the various structural models		
Μοντέλο	Περιγραφή	ν_1 (Hz)
1	Γραμμικό μοντέλο	0.605
2	Πύργος πακτωμένος στην βάση	0.598
3	Πύργος & θεμελίωση σε σκληρό έδαφος ($k=1.6 \cdot 10^6$ kN/m ³)	0.597
4	Πύργος & θεμελίωση σε μαλακό έδαφος ($k=0.24 \cdot 10^6$ kN/m ³)	0.596

Από την ιδιομορφική ανάλυση προέκυψε πως εκτός από την πρώτη ιδιομορφή, στην σεισμική απόκριση συμμετέχει με συντελεστή 10.42% και η δεύτερη, και κατά συνέπεια δεν είναι τελείως ακριβής η απλοποιητική θεώρηση του πύργου ως μονοβάθμιου ταλαντωτή. Από τα δύο υπολογιστικά μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν, για τις 10 πρώτες ιδιομορφές, στο μόν πρώτο του πακτωμένου στην βάση πύργου συμμετέχει το 90.3% της μάζας στην διέγερση της κατασκευής, στο δε δεύτερο που περιλαμβάνει και το πείδιλο, εξαιτίας της ύπαρξης της μάζας του πείδιλου και του υπερκείμενου εδάφους που ακολουθούν την εδαφική κίνηση, το συνολικό ποσοστό συμμετοχής πέφτει στο 16.6%.

6. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Η διαστασιολόγηση της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τον EC3-1-6.

6.1 Πύργος

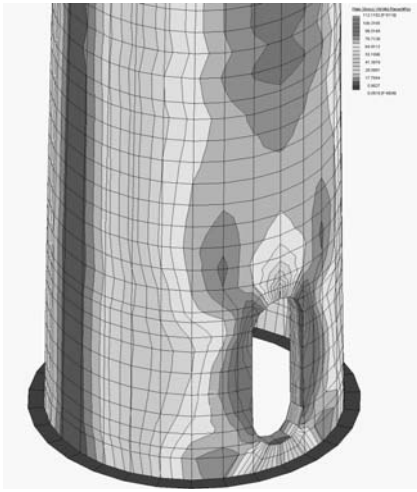
Στην διαστασιολόγηση του πύργου χρησιμοποιήθηκε το πακτωμένο στην βάση μοντέλο και γραμμική ανάλυση (LA).

Εξετάστηκαν οι παρακάτω καταστάσεις:

- LS1: Plastic Limit state
- LS3: Buckling limit state
- LS4: Fatigue limit state

Η διερεύνηση για τις καταστάσεις LS1 και

LS3 πραγματοποιήθηκε σε κάθε κόμβο του κελύφους με πρόγραμμα που αναπτύχθηκε από τους μελετητές. Επίσης ελέγχθηκαν όλες οι θέσεις ραφών και οι κοχλιώσεις για την κατάσταση LS4.



Σχ.5. Συγκέντρωση τάσεων στην θέση της πόρτας
Fig. 5. Stress concentration on door position

Η κυρίαρχη φόρτιση στην διαστασιολόγηση του κελύφους αποδείχτηκε ότι είναι η ανεμοφόρτιση (η ένταση του σεισμού είναι περίπου κατά 40% μικρότερη). Οσον αφορά στις οριακές καταστάσεις, στο κατώτερο τμήμα του πύργου καθοριστική είναι η LS1, ενώ στο ανώτερο κυριαρχεί η LS3, με την συνεισφορά της περιφερειακής τάσης σ_{θ} να κρίνεται ιδιαίτερα αξιολογή.

6.2 Φλαντζες συνδέσεως



Σχ. 6. Μοντέλο μεσαίας φλάντζας
Fig. 6 Middle flange model

Για την διαστασιολόγησή τους χρησιμοποιήθηκαν ανεξάρτητα λεπτομερή μοντέλα στα οποία τα δύο συνδεδεμένα τμήματα περιγράφονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

και συνδέονται μεταξύ τους με μονόπλευρους συνδέσμους σε κάθε ζεύγος κόμβων. Οι κοχλίες προσομοιώθηκαν με cable elements στα οποία εφαρμόστηκε η δύναμη προέντασης. Ο έλεγχος έγινε για την κατάσταση LS1. Επίσης ελεγχθηκαν και σε κόπωση οι προεντεταμένοι κοχλίες.

6.3 Θεμελίωση

Όπως είναι αναμενόμενο, στο βάθος δημιουργείται μια ιδιαίτερα σύνθετη εντατική κατάσταση, λόγω της μεταφοράς των φορτίων της ανωδομής και της προέντασης των αγκυρών, μέσω των πιέσεων που ασκούν στο σκυρόδεμα η κάτω φλάντζα και ο εγκιβωτισμένος δακτύλιος αγκύρωσης. Για το λόγο αυτό κρίθηκε σκόπιμη η λεπτομερέστερη διακριτοποίηση του μοντέλου θεμελίωσης με την συμμετοχή και του συστήματος αγκύρωσης. Δημιουργήθηκε ανεξάρτητο μορφωμά χωρικών πεπερασμένων στοιχείων, στο οποίο έχει περιγραφεί η ημιδιατομή του πεδίου με συνοριακές συνθήκες συμμετρίας. Στο μοντέλο αυτό περιγράφονται με 3360 εξάεδρα και τετράεδρα brick elements το σώμα της θεμελίωσης, ο δακτύλιος κονιάματος υψηλής αντοχής (Emaco), καθώς και η φλάντζα έδρασης και ο δακτύλιος αγκύρωσης. Στη σύνδεση της φλάντζας με το Emaco χρησιμοποιήθηκαν μονόπλευροι συνδέσμοι. Τα προεντεταμένα αγκύρια στα οποία έχει εφαρμοσθεί η δύναμη προέντασης έχουν προσομοιωθεί με cable elements που συνδέουν την άνω φλάντζα με τον δακτύλιο. Η επαφή του πεδίου με το έδαφος αποδίδεται με την βοήθεια ελατηρίων μονόπλευρης επαφής. Εξαιτίας της διακύμανσης των εδαφοτεχνικών στοιχείων χρησιμοποιήθηκαν δύο δείκτες εδάφους $K_{s,min}=0.24 \cdot 10^6$ και $K_{s,max}=1.60 \cdot 10^6$ kN/m³ αντίστοιχα. Η συνεκτίμηση της διάχυσης των τάσεων κάτω από το πτερύγιο υλοποιήθηκε με γραμμική επάυξηση της δυσκαμψίας από το κέντρο προς την περιφέρεια, όπου εφαρμόστηκε η τιμή $1.5 K_s$. Η επίλυση απαίτησε την χρήση μη γραμμικών αλγορίθμων υπολογισμού λόγω της ύπαρξης στοιχείων όπως οι μονόπλευροι σύνδεσμοι και τα cable elements.

Παράλληλα μεταφέρθηκαν για κάθε περίπτωση φόρτισης οι αντιδράσεις στήριξης από το μοντέλο του πύργου. Ειδικά οσον αφορά στα σεισμικά φορτία, θεωρούνται οι μέγιστες τιμές των αντιδράσεων κατ' απόλυτη τιμή και επαλληλίζονται μεταξύ τους με τα κατάλληλα κάθε φορά πρόσημα (+/-). Μια

τέτοια επαλληλία είναι προφανώς δυσμενέστερη για την κατασκευή, παρόλο που στην πραγματικότητα η δράση τους δεν είναι ταυτόχρονη, διότι η εντατική κατάσταση του πεδίου προκύπτει κυρίως από την ροπή και την προένταση, ενώ η συμμετοχή της τέμνουσας και της αξονικής δύναμης είναι μικρή. Η σεισμική τέμνουσα, και η ροπή ανατροπής στην βάση του πύργου βρέθηκαν ίσες με:

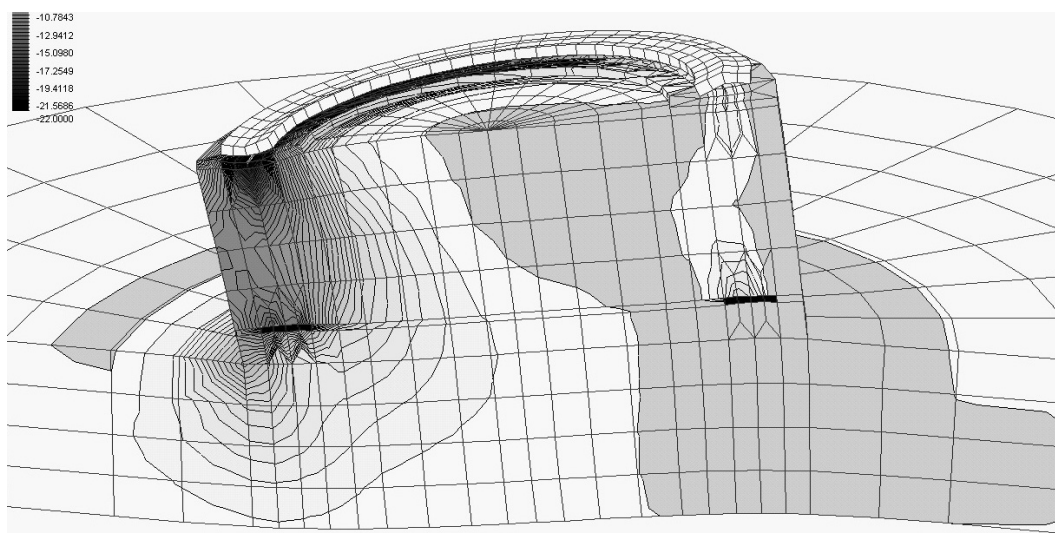
$$V_{Sd,St} = 387 \text{ kN}$$

$$M_{Sd,St} = 13550 \text{ kNm}$$

Από τα αποτελέσματα, καθίσταται σαφές ότι η κυρίαρχη φόρτιση στην διαστασιολόγηση του πεδίου είναι και σε αυτήν την περίπτωση η ανεμοφόρτιση, εκτός από τον έλεγχο σε ολίσθηση, όπου ο σεισμός κυριαρχεί λόγω της συμμετοχής και των αδρανειακών μαζών της

πόρτας και των δακτυλίων ενίσχυσης. Ειδικά για την περίπτωση της ανεμοφόρτισης, υπάρχει αξιόλογη επίδραση της περιφερειακής τάσης σ_θ κυρίως στον έλεγχο του τοπικού λυγισμού του κελύφους.

Τέλος συνεκτιμώντας τις συνθήκες της περιοχής όπου γίνεται η κατασκευή του συγκεκριμένου αιολικού πάρκου, είναι σαφές πως η σεισμική φόρτιση δεν είναι η κρίσιμη επιπόνηση για την διαστασιολόγηση του πύργου. Από σχετική διερεύνηση όμως προκύπτει πως στην περίπτωση που ο ίδιος πύργος κατασκευαστεί σε περιοχή με πιο δυσμενή εδαφικά και σεισμικά δεδομένα, τότε η κατάσταση αντιστρέφεται και ο σεισμός προκύπτει δυσμενέστερος ακόμη και από ανεμο με $v_{ref} = 36 \text{ m/s}$.



Σχ.7 Υπολογιστικό μοντέλο θεμελίωσης
Fig. 7 Structural model for foundation

θεμελίωσης και της επίχωσης στην διαμόρφωση της συνολικής τέμνουσας.

Σημειώνεται πως η μέγιστη ανύψωση του ανάντι πτερυγίου ανέρχεται σε 0.2 mm.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

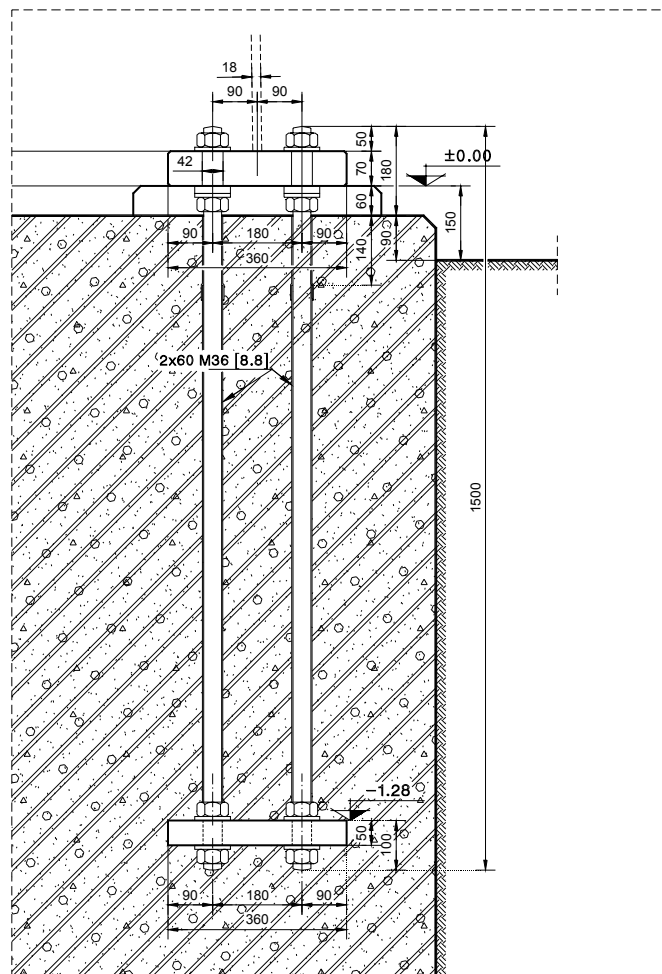
Για τα συγκεκριμένα εδαφικά δεδομένα η επιρροή της θεωρίας μεγάλων μετακινήσεων, και της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης είναι μικρότερη από 2% της συνολικής έντασης και μπορεί να αγνοηθεί.

Ο υπολογισμός με θεώρηση γραμμικού μοντέλου είναι επαρκής για τον υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας της κατασκευής, αγνοεί όμως την συγκέντρωση τάσεων στην θέση της

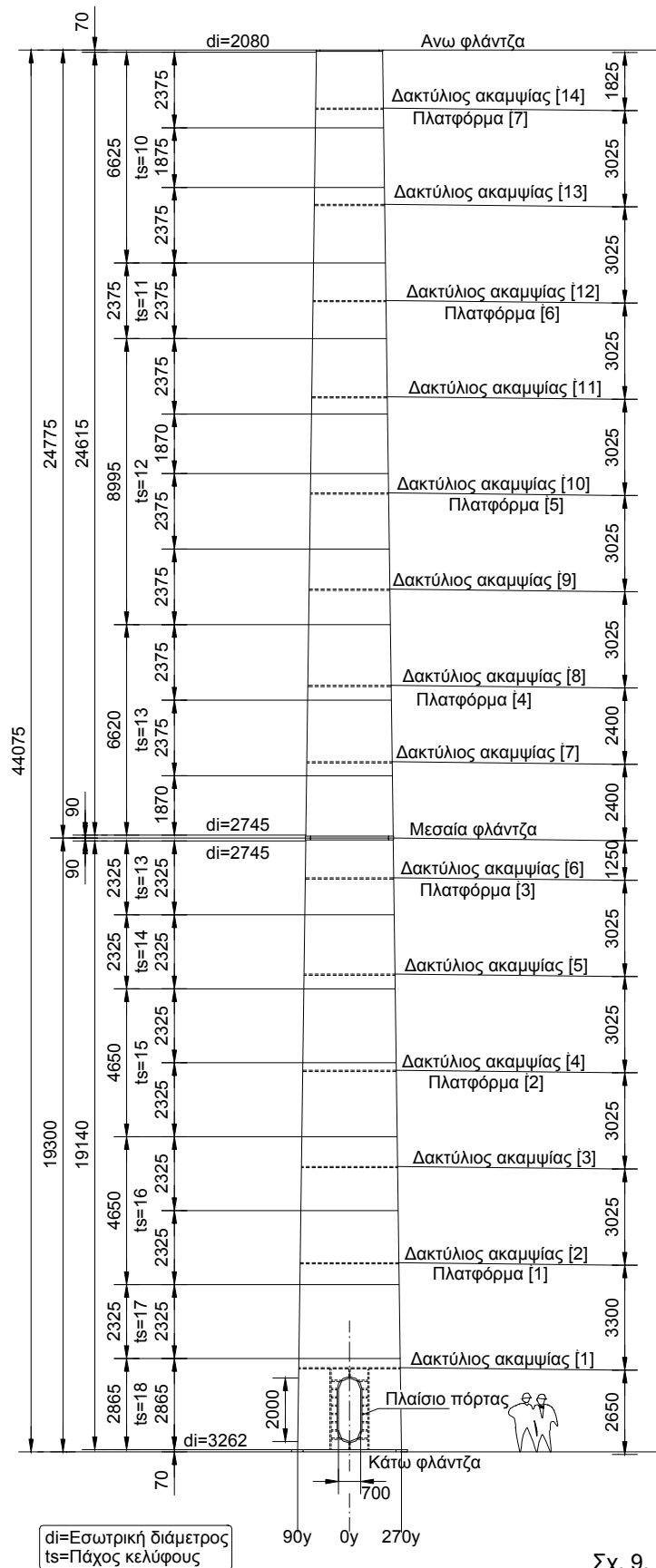
8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] BONUS standard 1 MW turbine technical manual
- [2] BONUS Wind Turbines Foundation Manual
- [3] CEB Bulletin 233 :Design of fastenings in concrete
- [4] Eurocode 1: Basis of design and actions on structures - Part 1-1: Basis of design
- [5] Eurocode 1: Bases of design and actions on structures - Part 2-4: Wind actions
- [6] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: §4.3.7 Fatigue
- [7] Eurocode 2: Design of concrete

- structures - Part 3: Concrete foundations
- [8] Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [9] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.6: General rules – Supplementary rules for the Shell structures.
- [10] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys -Towers and masts .
- [11] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3-2: Towers, masts and chimneys - Chimneys
- [12] Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 3: Towers, masts and chimmneys
- [13] Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- [14] Germanischer Lloyd [IV-1]: Regulations for the certification of Wind Energy Conversion Systems
- [15] ΕΚΩΣ 2000: Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος
- [17] ΕΑΚ 2000 : Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός
- [18] ΚΤΣ 1997 :Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος
- [20] ΚΤΧ 2000 :Κανονισμός τεχνολογίας χαλύβων οπλισμένου σκυροδέματος



Σχ 8. Λεπτομέρεια αγκύρωσης
Fig. 8. Anchor detail



di=Εσωτερική διάμετρος
ts=Πάχος κελύφους

Τυπική διατομή



ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΥΛΙΚΩΝ

A/A	Περιγραφή	Ποιότητα	Προδιαγραφή
1	Φύλλα χάλυβα	S 355 J2G3	EN 10025
2	Κοχλίες	10.9	ISO 7411
3	Αγκύρια	8.8	ISO 7411
4	Περικόχλια	---	ISO 4775
5	Ροδέλες	---	ISO 7415

Κατάλογος εξαρτημάτων

A/A	Περιγραφή	Βάρος (kg)	
1	Κέλυφος: t=10mm	3.561	
2	Κέλυφος: t=11mm	1.483	
3	Κέλυφος: t=12mm	6.538	
4	Κέλυφος: t=13mm	7.741	
5	Κέλυφος: t=14mm	2.290	
6	Κέλυφος: t=15mm	5.070	
7	Κέλυφος: t=16mm	5.640	
8	Κέλυφος: t=17mm	3.089	
9	Κέλυφος: t=18mm	3.921	39.333
7	Δακτύλιο ακαμψίας	1.891	
8	Ενισχύσεις πόρτας	397	2.288
9	Ανω φλάντζα	238	
10	Μεσαία φλάντζα	1.281	
11	Κάτω φλάντζα	2.038	
12	Δακτύλιος αγκύρωσης	1.456	5.013
13	Κοχλίες	343	
14	Αγκύρια	1.623	1.966
15	Λοιπά	1.400	1.400
		Σύνολο	50.000

Σχ. 9. Οψη πύργου

Fig.9. Tower elevation