

ENTWICKLUNG DER TURMBAUWERKE FÜR DIE MULTI-MW-KLASSE

Dr.-Ing. M. Seidel
GE Wind Energy GmbH
Holsterfeld 16, 48499 Salzbergen
Tel.: 05971/980-1130, Fax -2130
Web: <http://www.gewindenergy.com>
Mail: Marc.Seidel@ps.ge.com



GE Wind Energy

Zusammenfassung

Gemeinsam mit dem Rotordurchmesser und der Anlagenleistung wachsen auch die Turmbauwerke für die Multi-MW-WEA. In den vergangenen Jahren wurden dabei beachtliche Fortschritte in der Auslegung insbesondere von Stahlrohtürmen erzielt und auch die Vorschriften sind kontinuierlich weiterentwickelt worden. Trotzdem geraten die besonders wirtschaftlichen Stahllösungen aus Gründen der Montage und der Fertigung an ihre Grenzen. Andere Konzepte sind erforderlich, wobei derzeit insbesondere Beton- und Hybridtürme als Alternative in Frage kommen. Die besonderen Fragestellungen, die hierbei im Vordergrund stehen, betreffen die dynamische Auslegung und die Ermüdungsfestigkeit der Konstruktion.

1 Einleitung

Die stürmische Entwicklung der Windenergieanlagen mit der Tendenz zu größeren Rotordurchmessern und Nabenhöhen stellt auch die Bauingenieure, die für die Tragkonstruktion verantwortlich zeichnen, vor interessante Herausforderungen. Während die Fragestellungen, die sich für die MW-Klasse gestellt haben [1], mittlerweile weitgehend beantwortet sind, sind für die Türme der Multi-MW-Generation mit Nennleistungen oberhalb von 3 MW und Rotordurchmessern jenseits der 100m neue Probleme zu bewältigen und Bauweisen zu hinterfragen, die bislang nur an kleineren Anlagen erprobt sind.

2 Entwicklung der Vorschriften

Die Entwicklung der Vorschriften kann bislang mit dem technischen Fortschritt nicht mithalten. Die Neufassung der DIBt-Richtlinie für Turm und Gründung ist zwar seit 1998 in Bearbeitung [2], bislang gilt aber noch die alte Richtlinie von 1993 [3]. Es versteht sich von selbst, daß diese die derzeitige Anlagengeneration, die dem Stand der Richtlinie um mehr als 10 Jahre voraus ist, nur unvollkommen abdeckt.

Im Bereich des Bauwesens sind zwischenzeitlich einige neue Normen im Weißdruck erschienen oder sind kurz vor der Einführung, die für WEA relevant sind:

- DIN 1045-1 [4]: Betonbauwerke; wesentliche Neuerung ist die Umstellung auf das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten.
- EN 1993-1-8: Verbindungen [5]
- EN 1993-1-9: Ermüdung [6]
- EN 1993-1-10: Stahlgütewahl [7]

Insbesondere der Teil 1-9 „Ermüdung“ des Eurocode 3 ist für WEA-Türme von Bedeutung. Gegenüber ENV 1993-1-1 [8] sind hier u.a. erweiterte Regelungen für Nachweise mit lokalen Bezugsspannungen enthalten, die vermehrt zum Einsatz kommen.

3 Stahlrohtürme

Die Mehrzahl der Türme für WEA wird nach wie vor als teilweise oder komplett konischer Stahlrohturm gebaut. Dazu tragen im wesentlichen die niedrigen Kosten sowie die schnelle Errichtbarkeit bei.

Für Multi-MW-Anlagen sind Türme mit sehr großen Durchmessern erforderlich, bei denen die Grenzen der Herstellbarkeit erreicht werden. Für die GE 3.2s mit 100m NH in IEC TC IIa und DIBt WZ III wurde ein Stahlrohturm entwickelt, der einen Fußdurchmesser von 5700mm besitzt. Dieser Durchmesser wurde gewählt, da damit die Transportierbarkeit der Flansche (die in Größen bis 6500mm hergestellt werden können) noch ohne große Probleme gegeben war. Türme dieser Durchmesser kommen natürlich nur für Standorte in Frage, die ohne längeren Transport über Land erreichbar sind, da der maximale Durchmesser für Durchfahrten unter Brücken ca. 4300mm beträgt.

Ist der Transport organisierbar, bestechen Stahlrohtürme aber auch in dieser Größenordnung durch ihr gutes Preis-Leistungs-Verhältnis. Vergleichbare Beton- oder Hybridtürme sind fast doppelt so teuer.

Bedingt durch die großen Durchmesser und Wandstärken mußten auch größere Schrauben für die Ringflanschverbindungen als die bislang verwendeten M36 entwickelt werden. Die Schraubenhersteller August Friedberg, Peiner Umformtechnik und Fuchs Schraubenwerke haben deshalb in Erweiterung von DIN 6914ff. HV-Schrauben der Größen M39 bis M48 spezifiziert, siehe z.B. [9]. HV-Schrauben der Größe M42 werden bereits in großen Stückzahlen eingesetzt, erste Konstruktionen mit Schrauben M48 sind in Planung.

4 Beton- und Hybridtürme

Betontürme sind für die WEA der bisherigen Seriengrößen erfolgreich eingesetzt worden. Mit steigender Anlagengröße und Beanspruchung gewinnen allerdings Fragen an Bedeutung, die bislang nur unzureichend beachtet wurden.

4.1 Fertigteile oder Ortbeton?

Betontürme können prinzipiell in Ortbeton- oder Fertigteilbauweise erstellt werden. Der Vorteil der Fertigteilbauweise liegt darin, daß die einzelnen Segmente unter kontrollierten Bedingungen mit hoher Genauigkeit hergestellt werden können und die eigentlich Errichtung des Turmes verhältnismäßig schnell geschieht. Dem steht im wesentlichen der Nachteil gegenüber, daß zwischen den Fertigteilen Quer- und zum Teil auch Längsfugen sind, die mit geeigneten Vergußmaterialien gefüllt werden müssen. Die Verarbeitung dieser Fugen ist als mögliche Schwachstelle anzusehen.

4.2 Vorspannung mit oder ohne Verbund?

Desweiteren ist die Entscheidung zwischen interner Vorspannung (mit oder ohne Verbund) oder der externen Vorspannung (ohne Verbund) zu treffen. Im Bereich des Brückenbaus ist mittlerweile die externe Vorspannung Stand der Technik [10].

Die Vorteile der Vorspannung durch externe Spannglieder sind folgende:

- Die Spannglieder haben auf der gesamten Länge hochwertigen Korrosionsschutz.
- Die Spannglieder sind jederzeit leicht prüfbar.
- Die Spannglieder sind austauschbar, ggf. auch gegen solche mit höherer Tragfähigkeit.
- Die Spannglieder können nachgespannt werden.
- Die Dauerschwingbeanspruchung der Spannglieder ist gering.
- Da die Querschnitte keine Spannglieder mehr enthalten, wird die Betonqualität verbessert.
- Der Einbau der Spannglieder ist so gut wie witterungsunabhängig.
- Eine verbesserte Rißweitenkontrolle ist möglich, und es wird Robustheit durch einen höheren Betonstahlgehalt erreicht.

Es ergeben sich aber auch Nachteile der Vorspannung durch externe Spannglieder:

- Der Hebelarm der Vorspannung ist geringer.
- Die Spannglieder werden erst am Ende verankert, Verbundreserven fehlen also.
- Der Anteil an Betonstahl ist höher.
- Der Spannstahl wirkt bei der Risseverteilung nicht mit.

Insgesamt überwiegen die Vorteile der externen Vorspannung jedoch deutlich.

4.3 Eigenfrequenzermittlung von Betontürmen

Gegenüber Stahltürmen haben Betontürme prinzipiell den Nachteil, daß Beton als Baustoff wesentlich weniger gut definiert ist als Stahl. Dies betrifft besonders den Elastizitätsmodul, der wesentlicher Eingangsparameter für die Bestimmung der Eigenfrequenzen ist. Im Gegensatz zu Stahltragwerken, bei denen der E-Modul relativ wenig streut, bestehen bei Betontürmen größere Unsicherheiten.

In DIN 4227 (7/88) war der Hinweis enthalten, daß der tatsächliche E-Modul bis zu 40% vom Nennwert abweichen kann, so daß sich für einen Beton B45 mit einem Nennwert von $E = 37.000 \text{ N/mm}^2$ im Ex-

tremfall eine Spannweite von $E \approx 22.000 \dots 52.000 \text{ N/mm}^2$ ergibt. Von Schäper [11] werden Versuchsergebnisse mitgeteilt, bei denen Abweichungen zwischen ca. -28% (23.000 N/mm^2 für einen C30/37) und $+10\%$ (35.000 N/mm^2 für einen B35) gefunden werden. In der Tendenz findet er in Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen anderer Autoren eher Abweichungen in Richtung geringerer E-Moduli.

Der E-Modul des Betons hängt nach Gröbl *et al* [12] und Schäper [11] nicht nur von der Zusammensetzung ab, sondern auch vom Wasserangebot während der Hydratationsphase. Wenn also ein bestimmter oberer bzw. unterer Wert garantiert werden muß, so ist nicht nur die Zusammensetzung des Betons, sondern auch seine Nachbehandlung genau festzulegen und zu überwachen.

Ein weiterer Einfluß kann, insbesondere bei vorge-spannten Strukturen, die Belastung sein, die dafür sorgt, daß der Nullpunkt der Beanspruchung höher auf der Arbeitslinie liegt. Dann ist der E-Modul, der als Tangente zwischen $\sigma_u = 0,5 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_o = 1/3 \cdot f_c$ definiert ist, ggf. größer als der im Betrieb auftretende E-Modul. Dieser Einfluß wurde bislang nicht untersucht und dürfte dadurch ausgeglichen werden, daß der E-Modul unter dynamischer Beanspruchung eher höher ist als der unter statischer Beanspruchung.

Es empfiehlt sich deshalb, den „Ziel-E-Modul“ entsprechend der Auslegung des Turms anzupassen. Wenn z.B. ein Turm der Auslegung „soft-stiff“ nahe an der 1p-Erregung liegt und ein Absinken der Eigenfrequenz vermieden werden soll, so ist der E-Modul auf eine sichere Überschreitung des Nennwertes auszulegen. Eine etwas zu steife Anlage bewirkt dann i.a. günstigere Verhältnisse, da durch den größeren Abstand zur Resonanz die Lasten verkleinert werden. Es ist dann Aufgabe des Tragwerksplaners, die Zielwerte sowie die minimal und maximal zulässigen Werte für den E-Modul des Betons zu definieren! Eine geeignete Betonrezeptur muß dann vor Beginn der Betonierarbeiten experimentell im Labor gefunden werden.

4.4 Ermüdungsfestigkeitsnachweis für Beton und Betonstahl

Die Grundlagen des Ermüdungsfestigkeitsnachweises nach Model Code 90 (MC 90) [13] sind im Heft 439 des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton [14] beschrieben. Die wichtigsten Angaben betreffen die Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) von Beton, Betonstahl und Spannstahl.

Der in DIN 1045-1, Abschnitt 10.8.4, angegebene vereinfachte Nachweis für den Beton darf für WEA wegen der hohen auftretenden Lastspielzahl nicht verwendet werden. Im Neuentwurf der DIBt-Richtlinie ist deshalb ein modifizierter Nachweis vorgesehen, der bis zu $\Sigma n = 2 \cdot 10^9$ Lastspiele gültig ist:

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 \cdot S_{cd,min}$$

Die Ermüdungsfestigkeit des druckbeanspruchten Betons ist abhängig von der Unterspannung

(kleinster Wert der Betondruckspannung), ausgedrückt durch den bezogenen Beiwert $S_{cd,min}$. Dies bedeutet, daß für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis keine reinen Schwingweitenkollektive verwendet werden können, wenn die Mittelspannung, wie i.a. der Fall, ungleich Null ist. Die korrekte Nachweisführung muß deshalb mit Zeitreihen oder mit Markov- bzw. Rainflowmatrizen der Beanspruchung stattfinden.

4.5 Hybridtürme

Für Hybridtürme, die aus einem Betonteil mit aufgesetzter Stahlsektion bestehen, gelten die Anmerkungen analog. Zusätzlich sind weitere Aspekte zu beachten, hier ist an erster Stelle die Verbindung zwischen Betonschaft und Stahlsektion zu nennen. Diese Verbindung wird derzeit vielfach durch eine Flanschlösung realisiert, deren Tragverhalten ähnlich dem von vorgespannten Ringflanschverbindungen in Stahltürmen ist [15]. Wenn eine solche Lösung genutzt wird, dann muß der Beanspruchung der Spannglieder besondere Beachtung geschenkt werden, da durch die exzentrische Kraftübertragung die Beanspruchung der Spannglieder in Abhängigkeit von der äußeren Last nichtlinear ansteigt. Hier ist die externe Vorspannung von großem Vorteil: Durch die große Dehnlänge der externen Spannglieder sind die Zusatzbeanspruchungen gering. Bei einer internen Vorspannung mit Verbund sind die Verhältnisse hingegen völlig unklar. Wenn der Verbund bis in den Flanschbereich hinein perfekt ist, dann hat dies eine extrem kurze Dehnlänge zur Folge, aus der große Zusatzbeanspruchungen für die Spannglieder resultieren. Diese müssen im Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden!



Bild 1: WEA GE Wind Energy 3.6s

5 Sonderbauweisen

5.1 Gittermasten

Gittermastkonstruktionen werden bislang nur von wenigen Herstellern eingesetzt. Die WEA mit der

größten Nabenhöhe steht allerdings auf einem Gittermaststurm, so daß diese Bauweise hier nicht unerwähnt bleiben soll.

Gittermasten haben den Vorteil, daß Transportprobleme wie bei Stahlrohrtürmen entfallen, erkaufen diesen Vorteil aber mit einer Reihe von Nachteilen:

- Die Torsionssteifigkeit der Konstruktion ist sehr gering.
- Die Schraubenverbindungen sind nicht redundant. Bei Ausfall einer Schraube ist ein schnelles Versagen der weiteren Schrauben mit möglicherweise katastrophalen Folgen zu befürchten.
- Die Wartung ist aufwendig.

Aus diesen Gründen werden sich Gittermasten bei den Multi-MW-Anlagen nach Überzeugung des Verfassers nicht durchsetzen können.

5.2 Abgespannte Türme

Abgespannte Konstruktionen sind eine potentiell interessante Alternative an Standorten, zu denen große Stahlrohrtürme nicht transportiert werden können. Die hohen Kosten der Seile, die mit ca. 30% an den Gesamtkosten beteiligt sind, und der große Flächenverbrauch verhindern derzeit eine Verbreitung dieser Bauweise. Aus technischer Sicht ist folgenden Fragestellungen besondere Aufmerksamkeit zu widmen:

- Welche Kennwerte bzgl. der Ermüdungsfestigkeit besitzen die Seilkonstruktionen? Maßgebend sind hier die Anschlüsse, so daß ggf. herstellerabhängig Versuche durchgeführt werden müssen.
- Wie sind die Lasten zu ermitteln? Da die bekannten Simulationsprogramme „Flex 5“ und „Bladed“ nur auf Kragstrukturen ausgelegt sind, muß hier eine geeignete Ersatzmodellierung gefunden werden. Dies gelingt durch Verwendung von Ersatzfedern, die den Bereich unterhalb der Abspannung idealisieren.
- Wie können die schwellenden Zugkräfte an den Seilfundamenten aufgenommen werden?

Die Möglichkeit, den Durchmesser des zentralen Stahlteils auf 4300mm zu begrenzen, macht die abgespannte Konstruktion interessant. Designstudien bei GE Wind Energy haben gezeigt, daß die Kosten durchaus konkurrenzfähig im Vergleich zu Ortbetonkonstruktionen sind.

6 Neuere Forschungsergebnisse

Zahlreiche Forschungsvorhaben haben neue Erkenntnisse für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von WEA-Türmen geliefert. Zu erwähnen sind hier insbesondere folgende Arbeiten:

- Velickov [16] untersuchte die beliebte „Kragelösung“ für Türöffnungen hinsichtlich ihres Beulverhaltens. Ein von ihm entwickeltes vereinfachtes Bemessungsverfahren wird in die neue DIBt-Richtlinie [2] aufgenommen.
- Lange [17] untersuchte die Ermüdungsbeanspruchung von WEA-Türmen in Binnenland. Seine Ergebnisse zeigen Einflußparameter auf die Ermüdungsbeanspruchung auf.
- Seidel [15] untersuchte geschraubte Ringflanschverbindungen experimentell und theoretisch. Einige neue Berechnungsvorschläge erlauben eine wirtschaftlichere Bemessung als mit den bekannten Methoden.
- Jakubowski [18] untersuchte den Einfluß von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Ringflanschverbindungen. Seine Ergebnisse weisen darauf hin, daß Schrauben in nicht planebenen Flanschverbindungen größere Beanspruchungen erfahren können als in der perfekten Verbindung.

7 Zusammenfassung und Herausforderungen

Die Onshore-Anwendung stellt bei den WEA der Multi-MW-Klasse neue Ansprüche an die Bautechnik, die aber mit überschaubarem Aufwand beherrschbar sind. Die wesentlichen Entwicklungsschritte sind hier von den namhaften Herstellern bereits getan.

Die aus bautechnischer Sicht größte Herausforderung für die Tragkonstruktionen von WEA liegt in den Offshore-Anwendungen. Bei Wassertiefen über etwa 15m ist der günstige Monopile nicht mehr herstellbar, da die Rammbarkeit an ihre Grenzen stößt. Fachwerk-Konstruktionen (z.B. Tripod) sind im Vergleich wesentlich teurer in der Herstellung und müssen deshalb sorgfältig optimiert werden, um bei angemessen kleiner Versagenswahrscheinlichkeit noch wirtschaftlich zu sein.

8 Literatur

- [1] Schaumann, P.: Türme für die Megawatt-Klasse – Eine Herausforderung für den Stahlbau. Tagungsbeitrag DEWEK '96. Wilhelmshaven 1996.
- [2] DIBt (Hrsg.): Richtlinie für Windenergieanlagen: Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Entwurfsfassung Juli 2002.
- [3] DIBt (Hrsg.): Richtlinie für Windkraftanlagen, Reihe B, Heft 8: Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Juni 1993.
- [4] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth-Verlag Juli 2001.
- [5] EN 1993-1-8: Design of Steel Structures: Design of Joints. CEN 2001.

- [6] EN 1993-1-9: Design of Steel Structures: Fatigue strength of steel structures. CEN 2001.
- [7] EN 1993-1-10: Design of Steel Structures: Selection of materials for fracture toughness and through thickness properties. CEN 2001.
- [8] ENV 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1.1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. April 1992.
- [9] Peiner Umformtechnik: Sechskantschrauben-Garnituren mit großer Schlüsselweite – Bemessungs- und Ausführungsdaten. Werknorm WN 83120, September 2000.
- [10] Standfuß, F.; Abel, M.; Haveresch, K.H.: Erläuterungen zur Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), S. 264-272.
- [11] Schäper, M.: E_{cm} – Der E-Modul des Betons ist keine fixe Größe. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Nr. 5, S. 225-232.
- [12] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst&Sohn 2001.
- [13] Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 203, CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Chapters 4-10, Lausanne 1991.
- [14] König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 90. DAFStb Heft 439, Berlin: Beuth-Verlag 1994.
- [15] Seidel, M.: Zur Bemessung geschraubter Ringflanschverbindungen von Windenergieanlagen. Schriftenreihe des Instituts für Stahlbau (Heft 20). Aachen: Shaker 2001.
- [16] Velickov, D.: Stabilität stählerner Kreiszyklinderschalen mit unversteiften und umlaufend randversteiften Mantelöffnungen unter Axialdruck. Göttingen: Cuvillier Verlag 2000.
- [17] Lange, H.: Ermüdungsbeanspruchung stählerner Rohrtürme von Windenergieanlagen an Binnenlandstandorten. Göttingen: Cuvillier Verlag 2002.
- [18] Jakubowski, A.; Schmidt, H.: Ermüdungssicherheit imperfekter vorgespannter Ringflanschstöße in windbeanspruchten turmartigen Stahlbauten. Abschlußbericht DIBt-Forschungsvorhaben IV 12-5-16.104-912/99, Universität GH Essen 2001.