

Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen

Lastermittlung und Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von Hybridtürmen für Windenergieanlagen am Beispiel einer 3,6-MW-WEA mit 100m Rotordurchmesser

Türme für Windenergieanlagen sind stark dynamisch beanspruchte Bauwerke. Der Lastermittlung inkl. der Eigenfrequenzanalyse und dem Ermüdungsfestigkeitsnachweis kommen daher besondere Bedeutung zu.

Die Eigenfrequenzen sind von der Steifigkeit der Konstruktion und der Einspannung durch die Gründung abhängig. Beispielhaft wird der möglicherweise große Einfluß aus der Streuung des E-Moduls des Betons im Zusammenspiel mit der Variation der Baugrundverhältnisse aufgezeigt.

Für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis kommen verschiedene Vorgehensweisen in Frage, von denen im Falle des Betons aber einige wegen nichtlinearer Zusammenhänge und der hohen Lastspielzahlen entfallen. Die Nachweise werden theoretisch und anhand eines verkürzten Beispiels dargestellt.

Design of hybrid towers for wind turbines – Load calculation and fatigue assessment of hybrid towers for WEC for the 100m tower of a 3,6-MW-WEC with 100m rotor diameter

Towers for wind turbines are subjected to high dynamic loads. The load calculation, including the analysis of the dynamic behaviour, and fatigue assessment are therefore essential for the design process.

The eigenfrequencies depend mainly on the stiffness of the tower itself and the dynamic stiffness of the foundation. The influence of the concrete's elastic modulus and the stiffness of the foundation are shown with an example.

Fatigue assessment can be performed by several approaches, but not all of them are allowed for concrete towers because of nonlinear interrelations and high number of load cycles. The correct assessment is shown theoretically and by means of an example.

Schlagwörter: Windenergieanlage – Eigenfrequenz – Ermüdungsfestigkeitsnachweis

1 Einleitung

Die Nutzung der Windenergie befindet sich weltweit im Wachstum. Nachdem die Anlagen der MW-Klasse bereits einige Jahre erfolgreich am Markt vertreten sind, werden derzeit die Windenergieanlagen (WEA) der nächsten Generation entwickelt. Die Firma GE Wind Energy wird hier mit 3,2-MW-Anlagen für den Onshore-Markt sowie mit 3,6-MW-Anlagen vorwiegend für den Offshore-Markt präsent sein. Der Prototyp dieser neuen Anlagengeneration wurde in Spanien errichtet (Bild 1). Für die Tragkonstruktion waren hier ebenfalls besondere Herausforderungen zu bewältigen. Die Turmkonstruktion wurde in Hybridbauweise, bestehend aus einem extern vorge-spannten Betonschaft und einer anschließenden Stahlsektion, ausgeführt (Bild 2). Im folgenden Beitrag wird über Besonderheiten der Berechnung im Bezug auf die dynamische Auslegung und die Ermüdungsfestigkeit berichtet. Alle übrigen Nachweise, wie der z.B. der Tragfähigkeitsnachweis oder der Nachweis der Rißbreitenbeschränkung, erfolgen wie bei anderen turmartigen Bauwerken auch.



Bild 1: WEA GE Wind Energy 3.6s während der Montage

Fig. 1: WEC GE Wind Energy 3.6s in the erection phase

2 Bautechnische Planung von Windenergieanlagen

2.1 Allgemeines

Windenergieanlagen sind turmartige Bauwerke und werden in Anlehnung an entsprechende Normen konstruiert und bemessen, z.B. DIN 4133 (Stahlschornsteine). Gegenüber den üblichen Bauten ergeben sich aber einige Besonderheiten. Die maßgebenden Vorschriften richten sich nach dem für die WEA vorgesehenen Standort.

Bei Aufstellung in Deutschland ist die „Richtlinie für Windkraftanlagen“ des Deutschen Instituts für Bautechnik [1] anzuwenden. Die Richtlinie befindet sich derzeit in Überarbeitung und liegt im Entwurf [2] vor. Es werden je nach Standort unterschiedliche Windzonen unterschieden, die Windzone II nach [1] entspricht dem üblichen deutschen Binnenland, Windzone III einem typischen Küstenstandort. Die weiteren Windzonen I (Schwachwindstandort) und IV (Nordfriesische Inseln) werden nur in Ausnahmefällen benötigt. Für internationale Projekte findet die IEC-Richtlinie [3] Anwendung. Hier werden Typenklassen unterschieden, wobei die Typenklasse 2 in etwa mit der DIBt-Windzone III vergleichbar ist, Typenklasse 3 korrespondiert etwa zur DIBt-Windzone II. Die beiden Richtlinien unterscheiden sich in den Lastannahmen und den dazu gehörigen Teilsicherheitsbeiwerten. Im Zuge der Überarbeitung der DIBt-Richtlinie findet hier zur Zeit eine weitgehende Angleichung statt, einige Unterschiede hinsichtlich der Lastfalldefinitionen und Teilsicherheitsbeiwerte werden aber auch in Zukunft bestehen bleiben.

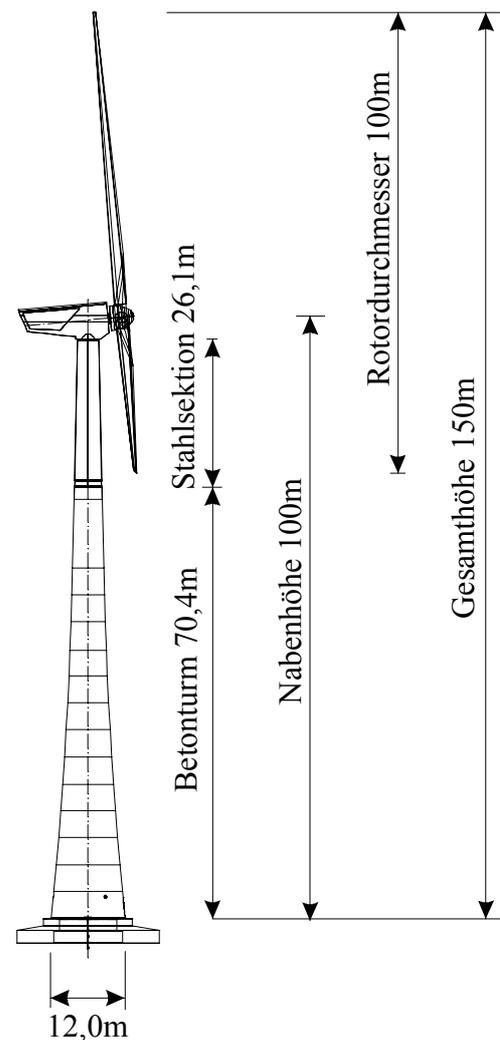


Bild 2: Übersichtszeichnung der WEA

Fig. 2: Overview of the WEC

2.2 Besonderheiten der bautechnischen Nachweise

Von der Lastermittlung abgesehen richten sich die bautechnischen Nachweise überwiegend nach den bekannten Normen, z.B. DIN 18800 für den Stahlbau und DIN 1045-1 [4] für den Massivbau. Der wichtige Bereich der Ermüdungsfestigkeitsnachweise ist in den nationalen Normen derzeit nicht ausreichend abgedeckt. Daher wird im Bereich des Stahlbaus der Eurocode 3 [5] und für den Massivbau der Model Code 90 (MC 90) [6] hinzugezogen, um genauere Ermüdungsfestigkeitsnachweise führen zu können. In der neuen DIN 1045-1 (07/2001) [4] werden zwar auch vereinfachte Ermüdungsfestigkeitsnachweise für den Beton aufgeführt, allerdings fehlen die für einen genauen Nachweis wichtigen Angaben über die Ermüdungsfestigkeitskurven des Betons.

3 Dynamische Auslegung und Lastermittlung

3.1 Allgemeines

Die Extrem- und Betriebslasten für eine WEA werden mittels aeroelastischer Simulationsrechnungen im Zeitbereich ermittelt. Folgende Einflüsse auf die Lasten werden in der Berechnung erfaßt:

- Turbulentes Windmodell (3D-Windfeld) im Bereich des Rotors sowie des Turms;
- Dynamisches Verhalten des Gesamtsystems aus Gründung, Turm und Maschine;

- Aerodynamische Einflüsse;
- Steuerung der Anlage, d.h. Veränderung von Rotor- und Generatorzahl, Blattanstellwinkel (Pitchwinkel), Leistung, usw.

Auf diese Weise werden im Vergleich zum allgemeinen Bauwesen sehr viel aufwendigere Berechnungen erforderlich, die nur mittels hochspezialisierter Software möglich sind. Die Lastermittlung ist deshalb Aufgabe von Spezialisten, die bereits in der Entwurfsphase des Bauwerks engen Kontakt mit dem Tragwerksplaner halten müssen, da die Steifigkeit der tragenden Struktur direkten Einfluß auf die Lasten hat. Die Auslegung eines WEA-Turms ist deshalb zumeist ein iterativer Prozeß, wobei die Lasten mehrfach mit veränderter Turmstruktur neu ermittelt werden, bis eine wirtschaftliche und sichere Auslegung erfolgt ist.

3.2 Einfluß der Eigenfrequenz auf die Belastung

Für die Wahl der Eigenfrequenz des Gesamtsystems aus Gründung, Turm und Maschine inkl. Rotor können vorab sinnvolle Bereiche festgelegt werden. Die Aufgabe des Tragwerksplaners ist es dann, die Turmstruktur so zu entwerfen, daß die gewünschte Eigenfrequenz erreicht wird und gleichzeitig die Tragsicherheit gewährleistet ist. In diesem Abschnitt werden die Kriterien für die Lage der Eigenfrequenzen genannt, wobei insbesondere die erste Eigenfrequenz von Bedeutung ist.

Eine WEA erfährt im Betrieb eine dynamische Anregung aus verschiedenen Quellen. Insbesondere sind von Bedeutung:

- Böigkeit des Windes in Abhängigkeit vom Turbulenzgrad;
- Periodische Anregung mit der einfachen Umdrehungszahl (Rotorfrequenz, „1p-Anregung“), z.B. aus ggf. vorhandenen Unwuchten;
- Periodische Anregung aus dem Blattdurchgang, d.h. durch die jeweils geringere Anströmung des Blattes, welches sich gerade direkt vor dem Turm befindet, mit der dreifachen Umdrehungszahl („3p-Anregung“).

Weitere Anregungsfrequenzen sind die anderen ganzzahligen Vielfachen der Rotorfrequenz, diese sind aber von geringerer Bedeutung. Für die vorhandene Anlage mit Umdrehungszahlen im Nennbetrieb zwischen 9,2 und 15,3 U/min ergeben sich damit Anregungsfrequenzen von

Rotorfrequenz: $f_{\text{err},1p} = 0,153 \dots 0,255 \text{ Hz}$ („1p-Anregung“)

Blattdurchgang: $f_{\text{err},3p} = 0,460 \dots 0,765 \text{ Hz}$ („3p-Anregung“)

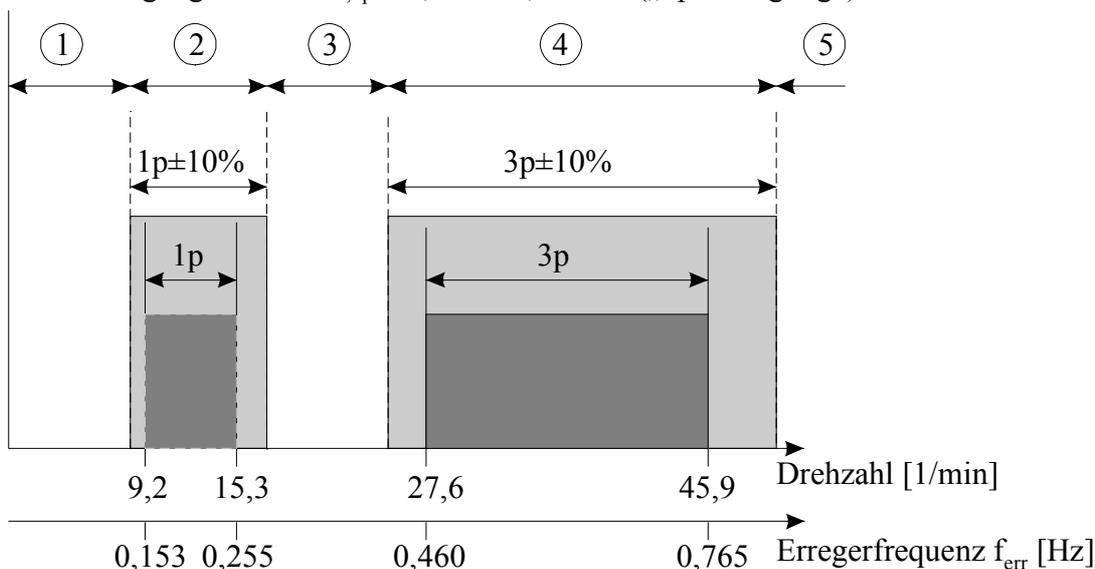


Bild 3: Erregerfrequenzen aus dem Betrieb der WEA

Fig. 3: Exciting frequencies resulting from turbine operation

Je näher die Eigenfrequenzen des Turmes im Bereich dieser anregenden Frequenzen liegen, desto höher ist die Beanspruchung der mechanischen Komponenten und des Turmes. Wird eine WEA als Einmassenschwinger mit der Eigenfrequenz f_0 und der Dämpfung δ vereinfacht, so ist die dynamische Überhöhung V infolge einer periodischen Last mit der Frequenz f_R :

$$V = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f_R}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(\frac{\delta}{\pi} \cdot \frac{f_R}{f_0}\right)^2}} \quad (1)$$

WEA sind i.a. schwach gedämpft mit einem logarithmischem Dämpfungsmaß $\delta < 0,04$ infolge der Strukturdämpfung. Das heißt, daß sich für Erregerfrequenzen f_R in der Nähe der Eigenfrequenzen f_0 sehr große Überhöhungswerte ergeben, die nur durch die zahlenmäßig schwer quantifizierbare aerodynamische Dämpfung begrenzt werden.

Auch wenn keine rein periodische Beanspruchung vorliegt, besteht also die Gefahr einer Erhöhung der Extrem- und/oder Ermüdungslasten infolge der Eigendynamik. Im allgemeinen wird deshalb versucht, sogenannte „steife Türme“ zu konstruieren, deren erste Eigenfrequenz mindestens 10% oberhalb der Anregung aus der einfachen Umdrehungszahl (1p) liegt (Bereiche 3 bis 5 in Bild 3). Wenn die erste Eigenfrequenz unterhalb der Frequenz aus der dreifachen Rotordrehzahl liegt, wird die Auslegung als „soft-stiff“ (Bereich 3) bezeichnet. Während des Hochfahrens der Anlage wird dann lediglich der Bereich der Anregung aus der dreifachen Umdrehungszahl durchfahren, eine Anregung aus der einfachen Umdrehungszahl findet nicht statt. Wenn die Eigenfrequenz auch oberhalb der Blattdurchgangsfrequenz (3p) liegt, ist die Auslegung „stiff-stiff“ (Bereich 5). Derart steife Konstruktionen sind bei den mittlerweile erreichten Anlagengrößen und Turmhöhen aber unwirtschaftlich. Wenn die Eigenfrequenz in den Bereichen 2 oder 4 liegt, ist eine besondere Schwingungsüberwachung erforderlich.

Da die Masse des Maschinenhauses inkl. Rotor und die gewünschte Nabenhöhe festliegen, bleiben dem Tragwerksplaner nur verhältnismäßig wenige Möglichkeiten, auf die Eigenfrequenz Einfluß zu nehmen. Diese sind:

- Veränderung der anteiligen Längen von Beton- und Stahlteil bei Hybridtürmen. Betontürme sind i.a. steifer, so daß die Eigenfrequenz durch Verlängerung des Stahlteils abgesenkt wird.
- Geometrieänderung: Besonders wirksam ist die Variation der Durchmesser. Über die Wanddicke kann zwar auch auf die Steifigkeit eingewirkt werden, aber durch die gleichsinnige Änderung der Masse kompensieren sich die Einflüsse auf die Eigenfrequenz häufig. Wenn im vorliegenden Fall der Fußdurchmesser und gleichzeitig alle anderen Durchmesser des Betonteils bei gleicher Wanddicke proportional verändert werden, ergeben sich gegenüber der Ausgangskonfiguration die in Tabelle 1 angegebenen Eigenfrequenzen.

Fußdurchmesser	f_0 [Hz]
14,0m	0,55
12,0m	0,52
10,0m	0,48

Tabelle 1: Erste Eigenfrequenz bei Variation des Fußdurchmesser ($E_B = 37.000 \text{ N/mm}^2$, $k_\phi = 1,5 \cdot 10^8 \text{ kNm/rad}$)

Table 1: First natural frequency depending on the tower base diameter

Weitere Maßnahmen, wie z.B. die künstliche Absenkung der EinspannstEIFigkeit, sind bisher nicht erprobt und dürften bei den Größenordnungen der vorliegenden Systeme nicht wirtschaftlich machbar sein.

In der Vordimensionierungsphase empfiehlt es sich, die Eigenfrequenz mittels Tabellenkalkulation und der Morleigh-Formel zu ermitteln:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^l EI(x) \cdot y''^2(x) \cdot dx}{\int_0^l \mu(x) \cdot y^2(x) \cdot dx + \sum m_j \cdot y^2(x_j)} \quad \text{mit } \omega = 2 \cdot \pi \cdot f \quad (2)$$

Die Eigenschwingungsform $y(x)$ wird durch die Biegelinie unter Eigengewicht des horizontal gedacht liegenden Systems angenähert. Beim vorliegenden Kragarm können die Verformungen mit einfachen Formeln ermittelt werden. Zu beachten ist, daß die Kopfmasse exzentrisch zur Oberkante des Turms sitzt, da dieser Einfluß erheblich ist. Im vorliegenden Fall erhöht sich die rechnerische Eigenfrequenz um ca. 5%, wenn die Exzentrizität vernachlässigt wird.

Gelingt es nicht, die Eigenfrequenz komplett oberhalb der einfachen Rotordrehzahl anzusiedeln, wird im Betrieb der Anlage der Drehzahlbereich ausgespart, der ca. 10% ober- bzw. unterhalb der Eigenfrequenz liegt. Die gleiche Maßnahme kann erforderlich sein, wenn die dreifache Rotordrehzahl im Resonanzbereich des Turmes liegt.

Bei Windenergieanlagen hat die Eigenfrequenz maßgeblichen Einfluß auf die Belastung, sie ist deshalb ein entscheidendes Auslegungskriterium

3.3 Einflußparameter auf die Eigenfrequenz

3.3.1 Elastizitätsmodul des Betons

Im Gegensatz zu Stahltragwerken, bei denen der E-Modul relativ wenig streut, bestehen bei Bontürmen größere Unsicherheiten. Für den verwendeten Beton der Güteklasse B45 wird in DIN 1045 (07/88) ein Nennwert von $E = 37.000 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Gemäß DIN 1045-1 ergibt sich für die vergleichbare Güteklasse C35/45 ein Wert $E_{cm} = 33.300 \text{ N/mm}^2$.

In DIN 4227 (7/88) war der Hinweis enthalten, daß der tatsächliche E-Modul bis zu 40% vom Nennwert abweichen kann, so daß sich im Extremfall eine Spannweite von $E \approx 22.000 \dots 52.000 \text{ N/mm}^2$ ergibt. Von *Schäper* [7] 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 *Grübl et al* [8] und *Schäper* [7] 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 vorgespannten 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 als der unter statischer Beanspruchung ist.

Es empfiehlt sich deshalb, den „Ziel-E-Modul“ entsprechend der Auslegung des Turms anzupassen. Wenn z.B. ein Turm der Auslegung „soft-stiff“ (Bereich 3 in Bild 3) nahe an der 1p-

Erregung liegt und ein Absinken der Eigenfrequenz in den Bereich 2 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 und 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.

Bild 4 zeigt die Abhängigkeit der ersten Eigenfrequenz der vorgestellten Anlage für den Bereich $E = 25.000 \text{ N/mm}^2 \dots 45.000 \text{ N/mm}^2$. Die Differenz in der berechneten ersten Eigenfrequenz von 35% ist verhältnismäßig groß, sie spiegelt den großen Anteil des Betonturms an der Gesamthöhe wider.

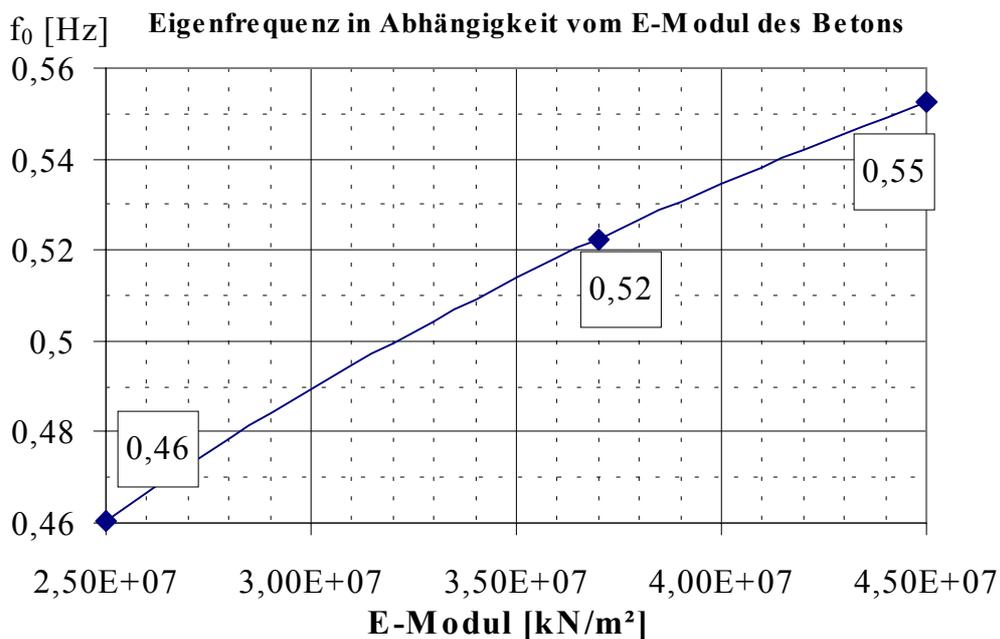


Bild 4: Erste Eigenfrequenz des Turmes in Abhängigkeit vom E-Modul des Betons ($k_\phi = 1,5 \cdot 10^8 \text{ kNm/rad}$)

Fig. 4: First natural frequency of the tower depending on the elastic modulus of the concrete

3.3.2 Dynamische Einspannung durch die Gründung

Der Einfluß der Gründung auf das Schwingungsverhalten unterscheidet sich bei Flach- und Tiefgründungen. Für Flachgründungen muß der Einfluß der drehfederelastischen Einspannung berücksichtigt werden, wohingegen näherungsweise eine horizontale Unverschieblichkeit des Fußpunktes angenommen werden darf. Bei Tiefgründungen ist die horizontale Nachgiebigkeit der Gründung in ihrem Einfluß dominierend, ggf. ist aber auch der rotatorische Einspanngrad zu prüfen.

Für Flachgründungen können die Federwerte nach [9] wie folgt berechnet werden:

$$k_x = \frac{8 \cdot G_d \cdot r_0}{2 - \nu} \quad (3)$$

$$k_\phi = \frac{8 \cdot G_d \cdot r_0^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \quad (4)$$

mit G_d : dynamischer Schubmodul [MN/m²]

r_0 : (Ersatz-)Radius des Fundamentes [m]

ν : Querdehnzahl

Schätzwerte für die dynamischen Bodenkennwerte können z.B. [9] entnommen werden, eine Zusammenfassung ist in Tabelle 2 wiedergegeben.

Bodenart		ρ [kg/m ³]	G_{d0} [MN/m ²]	ν [-]
bindige Böden	Schlick, Klei	1600	3 – 10	0,35 – 0,45
	Lehm, weich bis steif	1800	20 – 50	
	Ton, halbfest bis hart	2000	80 – 300	
nichtbindige Böden	Sand, locker	1800	50 – 120	0,25 – 0,35
	Sand, mitteldicht	1900	70 – 170	
	Kies, sandig, dicht	2000	100 – 300	
Fels	geschichtet, brüchig	2500	1000 – 5000	0,15 – 0,25
	massiv	3000	4000 – 20000	

Tabelle 2: Anhaltswerte für bodendynamische Kennwerte

Table 2: Estimated values for geotechnical properties under dynamic loading

Bei den großen Streuungen der natürlichen Bodeneigenschaften empfiehlt sich im Zweifelsfall aber immer eine örtliche Untersuchung. Wo dies nicht möglich ist, z.B. bei Typenprüfungen, sollte mit großzügig gewählten Grenzen gerechnet werden.

Die Steifigkeit einer Pfahlgründung kann zuverlässig nur aus Probelastungen ermittelt werden. Die vorhandenen Näherungsverfahren (vgl. Literaturangaben in [10]) liefern teilweise stark voneinander abweichende Ergebnisse, die zudem mit der großen Unsicherheit bei den Eingangswerten belastet sind. Auch hier empfiehlt es sich, mit großzügig gewählten Grenzen den Einfluß abzuschätzen. Beispielrechnungen nach den verschiedenen Verfahren ergaben für eine typengeprüfte Tiefgründung einer Anlage der MW-Klasse horizontale Federsteifigkeiten k_x oberhalb von etwa 100 MN/m.

Für die hier dargestellte WEA ist die Abhängigkeit der ersten Eigenfrequenz von der dynamischen Bodendrehfeder für drei verschiedene E-Moduln des Betons in Bild 5 wiedergegeben. Es ist zu erkennen, daß die Eigenfrequenz für kleinere Drehfederwerte deutlich absinkt und sich ab etwa $k_\phi = 1 \cdot 10^9$ kNm/rad dem Grenzwert für die starre Einspannung annähert.

Wird als schlechtesten Baugrund ein locker bis mitteldicht gelagerter Sand mit $G_d = 60$ MN/m² und $\nu = 0,25$ angenommen, so ergibt sich eine Bodendrehfeder von:

$$k_\phi = \frac{8 \cdot G_d \cdot r_0^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \cdot 60 \text{ MN/m}^2 \cdot (9\text{m})^3}{3 \cdot (1 - 0,25)} = 155.520 \text{ MNm/rad} = 1,56 \cdot 10^8 \text{ kNm/rad} \quad (5)$$

Für eine kreisförmige Gründung mit 18m Durchmesser ist demnach eine minimale dynamische Drehfedersteifigkeit von $k_\phi \approx 1,5 \cdot 10^8$ kNm/rad zu erwarten. Je nach Baugrund kann die Einspannung aber auch sehr viel steifer sein, so daß die Eigenfrequenz bei einem E-Modul von 37.000 N/mm² für den Beton infolge der Variation der Baugrundverhältnisse im Bereich zwischen 0,52 („weiche“ Einspannung) und 0,61 Hz (starre Einspannung) zu erwarten ist.

Wenn auch eine Gründung auf tragfähigen, aber wenig steifen nichtbindigen Böden erfolgen können soll, muß die Bodenfeder entsprechend niedriger abgeschätzt werden! In diesem Steifigkeitsbereich ergeben sich aber bei üblichen Anlagen ähnliche Verhältnisse wie in Bild 5 dargestellt: Die Eigenfrequenzen fallen für weichere Gründungen sehr schnell ab. Dies gilt in noch stärkerer Ausprägung für die hier nicht dargestellte zweite Eigenfrequenz. Dies kann unter Umständen bedeuten, daß die Lastberechnung für verschiedene Eigenfrequenzen durchgeführt wer-

den muß, da bei einer Abweichung der Eigenfrequenz um mehr als 5% von dem bei der Lastsimulation zugrunde gelegten Wert die Genauigkeitsabweichungen zu groß werden.

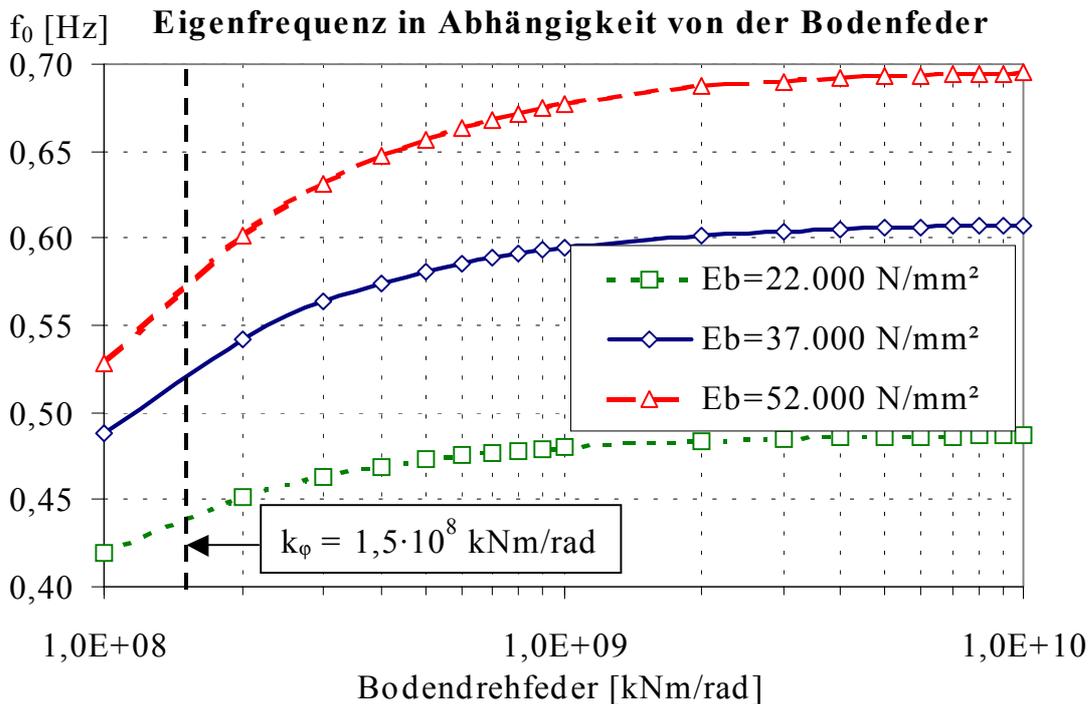


Bild 5: Erste Eigenfrequenz des Turmes in Abhängigkeit von der dynamischen Steifigkeit der Gründung

Fig. 5: First natural frequency of the tower depending on the dynamic stiffness of the foundation

3.3.3 Kombiniertes Einfluß von E-Modul und Gründung

Die extremalen Grenzen für die zu erwartende erste Eigenfrequenz liegen bei (Bild 5):

$$E_{\text{Beton}} = 22.000 \text{ N/mm}^2, k_\phi = 1,5 \cdot 10^8 \text{ kNm/rad}: \quad f_0 = 0,43 \text{ Hz}$$

$$E_{\text{Beton}} = 52.000 \text{ N/mm}^2, k_\phi = \infty: \quad f_0 = 0,69 \text{ Hz}$$

Die gesamte Unsicherheit bei der Bestimmung der ersten Eigenfrequenz von rund $\pm 25\%$ bezogen auf den Mittelwert ist damit sehr hoch. Höchstwahrscheinlich wird die erste Eigenfrequenz aber im Bereich der 3p-Anregung liegen, so daß ein entsprechendes Drehzahlband nach Messung der Eigenfrequenz vor Ort ausgespart wird und zusätzlich eine betriebliche Schwingungsüberwachung stattfindet.

Die Eigenfrequenz eines Betonturms hängt stark vom E-Modul des Betons sowie der Einspannung durch die Gründung ab

Bei Stahlrohtürmen liegt die Unsicherheit üblicherweise im Bereich von 10-15%. Die Auswirkungen auf die zweite Eigenfrequenz sind noch gravierender, werden hier aber nicht dargestellt.

3.4 Darstellung der Lasten für die Nachweisführung

Die Struktur des Turmes und insbesondere seine Eigenfrequenzen sind wie erwähnt wichtige Eingangsparameter für die Lastenrechnung. Die Ermittlung der endgültigen Struktur ist deswegen stets ein iterativer Prozeß zwischen dem Tragwerksplaner und dem Lastenrechner. Die Ergebnisse der Lastenrechnung können dem Tragwerksplaner dabei in unterschiedlicher Form zur Verfügung gestellt werden, damit er überprüfen kann, ob die zunächst mit vorläufigen Lasten ermittelte Struktur den endgültig simulierten Werten standhält.

Ergebnis der Lastsimulationen sind zunächst Zeitreihen des Anlagenverhaltens, wobei verschiedenste Parameter in sogenannten „Sensoren“ herausgeschrieben werden. So können z.B. die Sensoren für die Anlagendaten wie Windgeschwindigkeit, aktuelle Leistung, Drehwinkel der Rotorblätter, aber auch Schnittgrößen im maschinenbaulichen Teil oder im Turm herausgeschrieben werden. Die Größtwerte der ermittelten Schnittgrößen werden für die Tragfähigkeitsnachweise ermittelt.

Für Ermüdungsfestigkeitsnachweise kommen allgemein vier Methoden in Frage, bei denen die Nachweisführung schrittweise vereinfacht wird. Die Vorgehensweise bei der Erstellung der Lastdaten für die einzelnen Nachweisverfahren ist in Bild 6 dargestellt. Alle diesen Daten können problemlos aus den simulierten Zeitreihen extrahiert werden. Da der Tragwerksplaner die Lasten i.a. nicht selbst ermitteln wird, muß er die für seine Nachweise erforderlichen Darstellungen der Ergebnisse anfordern. Die einzelnen Möglichkeiten werden kurz nachfolgend erläutert, um dem Tragwerksplaner die Auswahl der „richtigen“ Darstellung für seine Zwecke transparent zu machen. Eine weitergehende Erläuterung der Hintergründe ist in diesem Zusammenhang weder möglich noch erforderlich. Eine ausführliche Darstellung der Zählverfahren kann z.B. [11] entnommen werden. Dort sind auch allgemeine Erläuterungen zum Ermüdungsfestigkeitsnachweis, insbesondere für Stahlstrukturen, enthalten.

3.4.1 Nachweis mit Zeitreihen

Der Nachweis mit dem theoretisch höchsten Genauigkeitsgrad verwendet direkt die Zeitreihen der Turmschnittgrößen, im besten Falle direkt im betrachteten Turmschnitt. D.h., daß für vorzuziehende Zeitabschnitte Δt (diese hängen von dem Simulationsverfahren und der nötigen Reduktion der Datenmenge ab) die Schnittgrößen M_x , M_y , M_z , V_y , V_z und N ausgegeben werden. Aus diesen Schnittgrößen können direkt zu jedem Zeitpunkt Spannungen berechnet werden. Diese werden überlagert und in eine neue Spannungszeitreihe geschrieben, die dann mittels eines Klassierverfahrens in Matrix- oder Kollektivform ausgewertet wird. Die Nachweise erfolgen dann mit dem Kollektiv auf Spannungsebene, wodurch die Problemstellung der Überlagerung verschiedener Komponenten gelöst wird.

3.4.2 Nachweis mit Markov- bzw. Rainflowmatrizen

Die Zeitreihen werden mit Hilfe des Rainflow-Verfahrens in Matrizenform ausgezählt, in denen die Anzahl der Schwingspiele in „To-From“- (Rainflow) bzw. „Mean-Range“-Form (Markov) abgelegt wird. Bei der Verwendung dieser Beanspruchungsmatrizen bleibt der Mittelwert der Beanspruchung als Information erhalten, so daß der Nachweis des Betons theoretisch exakt erfolgen kann (vgl. Abschnitt 4.1).

Werden die Rainflow- bzw. Markovmatrizen der Schnittgrößen verwendet (d.h. es wird nicht zunächst aus den Schnittgrößen eine Spannungszeitreihe generiert), ergibt sich das Problem der Überlagerung der einzelnen Teilschnittgrößen M_x , M_y , M_z , V_y , V_z und N . Näherungsweise werden für die Ermüdung deshalb meist nur die Matrizen für die Biegemomente der maßgebenden Beanspruchungsrichtung verwendet, die weiteren Komponenten (wie die Schwingweite der Normalkraft) werden vernachlässigt. Dies ist aus der Erfahrung begründet, daß die Berücksichtigung dieser Komponenten nur gering zur Gesamtschädigung beiträgt.

3.4.3 Nachweis mit Stufenkollektiven

Die Stufenkollektive beinhalten gegenüber den Matrizen nicht mehr den Mittelwert eines Schwingspiels, es werden nur die Schwingweiten angegeben. Damit können Nachweise mit Mittelwertabhängigkeit, wie z.B. Nachweise der Flanschverbindungen oder des Betons, nicht mehr exakt geführt werden. Für den Nachweis der Schweißnähte eines Stahlrohrturmes ist diese Nachweisform hingegen ausreichend, da die Ermüdungsfestigkeit mittelspannungsunabhängig angenommen wird und die Beanspruchung linear von den einwirkenden Schnittgrößen abhängt.

3.4.4 Nachweis mit schädigungsäquivalenten Einstufenkollektiven

Bei schädigungsgleichen Einstufenkollektiven schließlich wird nur noch eine Spannungsschwingweite angegeben, die für eine definierte Lastspielzahl und eine Ermüdungsfestigkeitskurve mit konstanter Neigung die gleiche Schädigung erzeugt wie das zugehörige Stufenkollektiv. Diese Nachweisform eignet sich vorzugsweise für die Vorbemessung von Stahlstrukturen und für grobe Plausibilitätskontrollen. Für den Nachweis von Beton sind Einstufenkollektive wertlos!

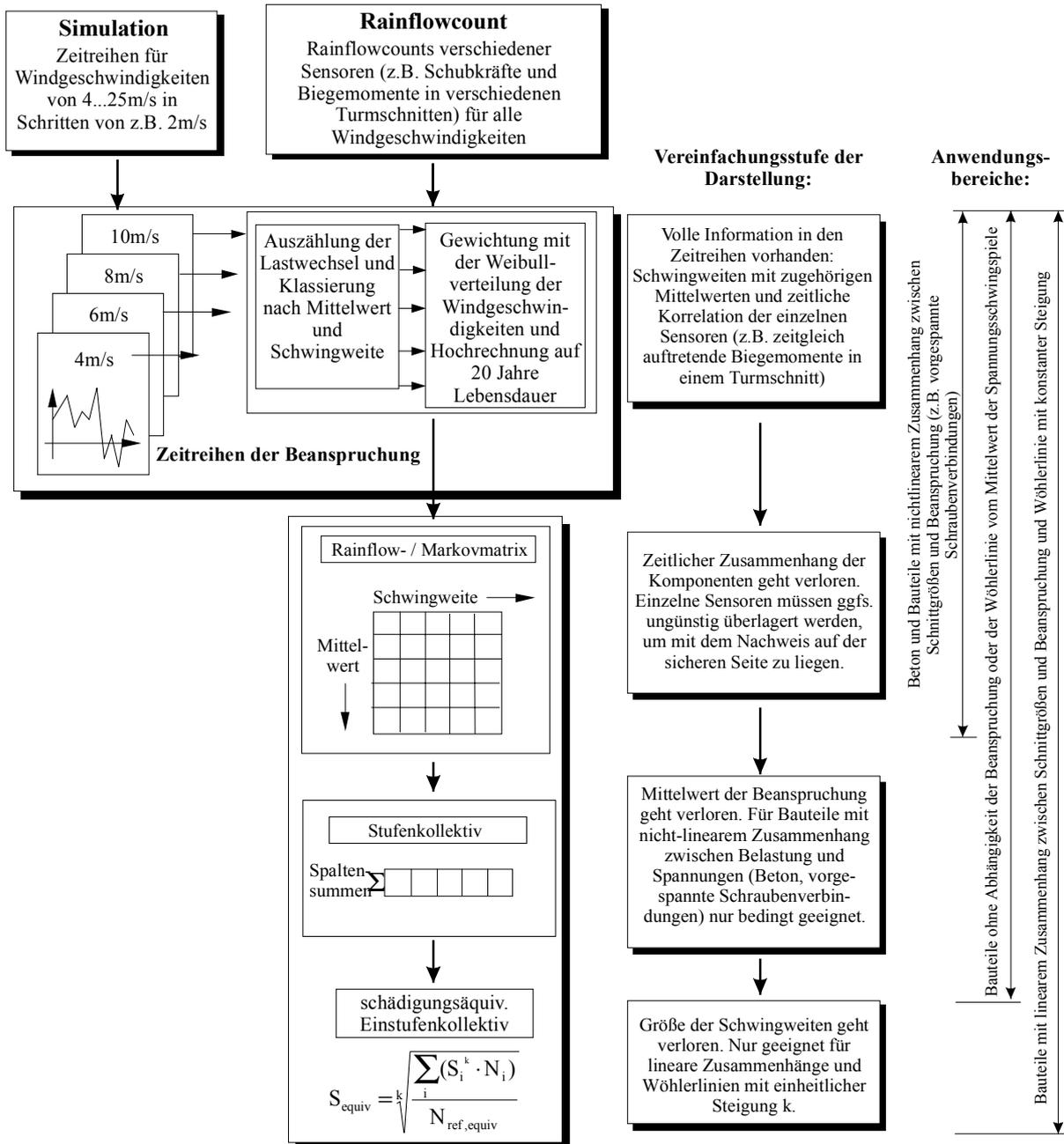


Bild 6: Schematische Darstellung der Lastberechnung und Auswertung

Fig. 6: Principle of load calculation and simplification

4 Ermüdungsfestigkeitsnachweise

4.1 Ermüdungsfestigkeitsnachweis für Beton und Betonstahl

Die Grundlagen des Ermüdungsfestigkeitsnachweises nach Model Code 90 (MC 90) sind im Heft 439 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [12] beschrieben. Die wichtigsten Angaben betreffen die Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) von Beton (Bild 7), Betonstahl (Bild 8) und Spannstahl (hier nicht wiedergegeben).

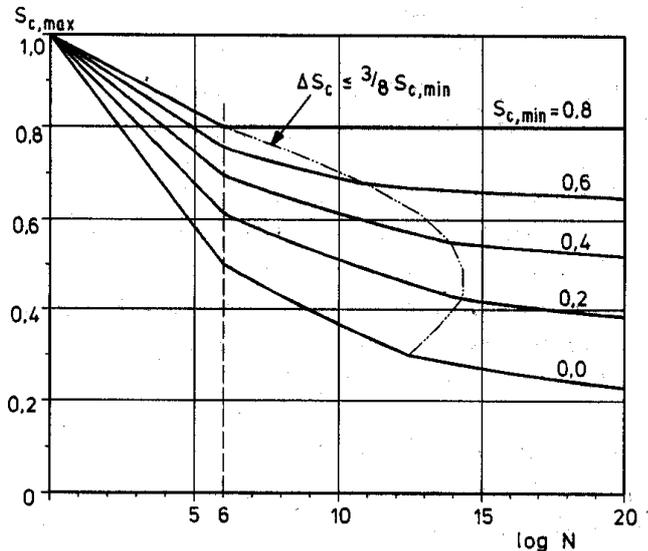


Bild 7: Wöhlerlinie des druckbeanspruchten Betons nach MC 90

Fig. 7: S-N-curve for concrete in compression acc. to MC 90

Die formelmäßige Darstellung der Wöhlerlinien ist in [6] bzw. [12] angegeben.

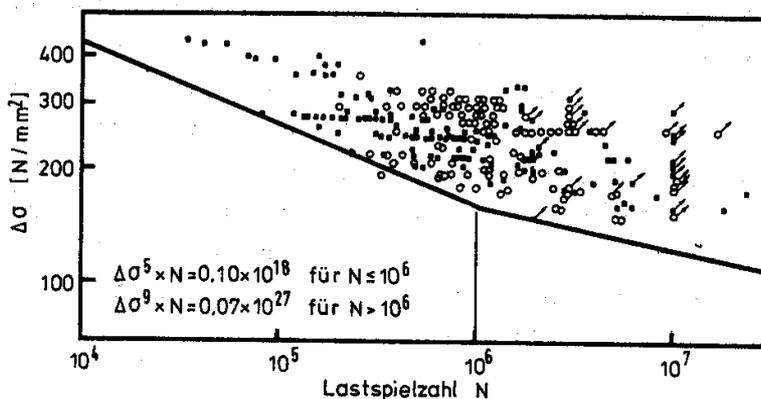


Bild 8: Ermüdungsfestigkeit gerader Betonrippenstäbe $\varnothing 20$ bis 50mm und Wöhlerlinie des MC 90 für Stabstahl $\ge 40\text{mm}$

Fig. 8: Fatigue strength of 20 to 50mm diameter straight bars and S-N-curve for $\varnothing \ge 40\text{mm}$ acc. to MC 90

Die einfachste Darstellungsform der Ermüdungsfestigkeitskurve für den Betonstahl ist:

$$N = 1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\Delta \sigma_{\text{Rsk}}^5}{\Delta \sigma_{\text{S}}^5} \quad \text{für } \Delta \sigma_{\text{S}} \geq \Delta \sigma_{\text{Rsk}} \quad (6)$$

$$N = 1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\Delta \sigma_{\text{Rsk}}^9}{\Delta \sigma_{\text{S}}^9} \quad \text{für } \Delta \sigma_{\text{S}} \leq \Delta \sigma_{\text{Rsk}} \quad (7)$$

mit N: Anzahl der ertragbaren Spannungsspiele der Schwingweite $\Delta \sigma_{\text{S}}$

Der „Einhängewert“ $\Delta\sigma_{Rsk}$ der Ermüdungsfestigkeitskurve ergibt sich je nach Stabdurchmesser zwischen 160 N/mm² und 210 N/mm². Die im MC 90 angegebenen Werte für $N = 10^8$ sind wie auch die alternativen Formeln in Bild 8 nur Näherungen, die mathematisch exakten Werte sind aus den o.a. Formeln leicht zu ermitteln.

In DIN 1045 ist der Wert für $\Delta\sigma_{Rsk}$ konstant zu 195 N/mm² angegeben. Dies entspricht etwa dem interpolierten Wert nach MC 90 für einen Betonstahl Ø25.

Die im Ermüdungsfestigkeitsnachweis anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte ergeben sich entsprechend Tabelle 3. Auf der Einwirkungsseite werden der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen γ_F sowie der Teilsicherheitsbeiwert für Modellungenauigkeit γ_{Sd} nach MC 90 bzw. $\gamma_{Ed,fat}$ nach DIN 1045-1 (07/01) berücksichtigt. Auf der Widerstandsseite stehen die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton γ_C und Betonstahl γ_S .

Bei Anwendung der IEC-Richtlinie entsteht die Frage, ob die in der IEC 61400 angegeben Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden sind oder diejenigen der Nachweisnorm, d.h. Model Code 90 bzw. DIN 1045-1. Die in der IEC-Richtlinie angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte gelten nur „where recognized codes are not available“, d.h. wenn die entsprechenden Fachnormen keine Sicherheitsbeiwerte vorschreiben. Allerdings wird vorgeschrieben, daß die Teilsicherheitsbeiwerte diejenigen der IEC 61400 nicht unterschreiten dürfen.

Das Produkt der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich nach Model Code 90 und DIBt-Richtlinie einheitlich zu 1,65 für den Beton und 1,265 für den Betonstahl. Dieser Wert ergibt sich eher zufällig auch für die IEC-Richtlinie. Gemäß DIN 1045-1 (07/01) wird der Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellungenauigkeiten zu $\gamma_{Ed,fat} = 1,0$ gesetzt, so daß sich im Produkt ein geringerer Sicherheitsbeiwert ergibt.

	MC 90	DIBt 93	DIBt 2002	IEC 61400	DIN 1045
Einwirkung: $\gamma_F \cdot \gamma_{Sd}$	1,0 · 1,1 = 1,10	1,0 ($\gamma_{Sd} = 1,1$ durch Verweis auf MC 90)	1,0 · 1,1 = 1,10	$\geq 1,0 \cdot 1,15$ = 1,15 („Component class 2“)	1,0 · 1,0 = 1,0
Beton: γ_C	1,50	1,50	1,50	$\geq 1,10$	1,50
$\gamma_F \cdot \gamma_{Sd} \cdot \gamma_C$	1,65	1,65	1,65	$\geq 1,265$	1,50
Betonstahl: γ_S	1,15	1,15	1,15	$\geq 1,10$	1,15
$\gamma_F \cdot \gamma_{Sd} \cdot \gamma_S$	1,265	1,265	1,265	$\geq 1,265$	1,15

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis

Table 3: Partial safety factors for fatigue assessment

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:

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 \cdot S_{cd,min} \quad (8)$$

Die Ermüdungsfestigkeit des druckbeanspruchten Betons ist abhängig von der Unterspannung (kleinster Wert der Betondruckspannung), ausgedrückt durch den bezogenen Beiwert $S_{c,min}$. Dies bedeutet, daß für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis keine reinen Schwingweitenkollektive verwendet werden können, wenn die Mittelspannung, wie i.a. der Fall, ungleich Null ist (siehe Bild 6)!

Der Nachweis wird sowohl für Beton als auch für Betonstahl mittels der linearen Schädigungshypothese nach *Palmgren-Miner* geführt:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (9)$$

Die je Laststufe ertragbaren Spannungsspielzahlen N_i sind dabei mittels der mit den Teilsicherheitsbeiwerten erhöhten Spannungsschwingweiten zu ermitteln.

Die Ermüdungsfestigkeitsnachweise für den Beton müssen unter Berücksichtigung des Mittelwerts der Beanspruchung erfolgen

4.2 Zahlenbeispiel

Für die konkrete Anlage wurden die Nachweise mit Hilfe der Markov-Matrix geführt. Ein Ausschnitt der kompletten Matrix ist in Bild 9 dargestellt. In der Markov-Darstellung werden die Anzahlen der Schwingspiele angegeben, die in vorgegebene Klassen von Mittelwerten und Schwingweiten fallen. In Bild 9 sind nur die Werte für die Mittelwerte -3000 kNm, 8000 kNm und 14000 kNm mit den Schwingweiten 500 kNm, 4500 kNm und 22000 kNm angegeben. Für die fett gedruckten Schwingenspielzahlen ($1,14 \cdot 10^5$ Schwingspiele mit Mittelwert 14000 kNm und Schwingweite 4500 kNm sowie $4,45 \cdot 10^3$ Schwingspiele mit Mittelwert 8000 kNm und Schwingweite 22000 kNm) werden die Nachweise exemplarisch ausführlich dargestellt.

		Schwingweite				
		↓				
Mittelwert →		-3,00E+03	...	8,00E+03	...	1,40E+04
	500	4,83E+02		2,59E+06		9,54E+05

	4500			1,04E+06		1,14E+05

	22000	4,45E+03

Bild 9: Ausschnitt aus der Markov-Matrix der WEA (Biegemomente in kNm)

Fig. 9: Part of the Markov Matrix (Bending moments in kNm)

Für den Schnitt $h=70,4\text{m}$ (Oberkante Beton) werden folgende Kennwerte angesetzt (bzgl. der Ermittlung von $\beta_{cc}(t)$ und $f_{cd, \text{fat}}$ vgl. Abschnitt 4.3.1):

Widerstandsmoment des Betons:

$$W_c = 4,181 \text{m}^3$$

Betonspannung infolge Vorspannung + Eigengewicht:

$$\sigma_{v+g} = -7,62 \text{ N/mm}^2$$

Zusammenfassung der Eingangswerte:

γ_{Sd}	1.1	Teilsicherheitsbeiwert für Modellgenauigkeiten
γ_c	1.5	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
f_{ck}	35 MN/m ²	char. Wert der Betondruckfestigkeit
f_{cko}	10 MN/m ²	
t	60 d	Betonalter bei Beginn der zyklischen Belastung
s	0.2	Beiwert in Abhängigkeit vom Zement
$\beta_{cc}(t)$	1.065	Koeffizient zur Berücksichtigung des Festigkeitsanstiegs infolge fortschreitender Hydratation
η_c	1	
$f_{cd,fat}$	18.17 MN/m ²	

Beispiel 1: Mittelwert $M_{mean} = 8000$ kNm, Schwingweite $M_{range} = 22000$ kNm, $N = 4,45 \cdot 10^3$

Grenzen des Schwingspiels:

$$M_{min} = M_{mean} - M_{range} / 2 = -3000 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \sigma_{c,min} = \left| -\frac{3000 \text{ kNm}}{4,18 \text{ m}^3} \cdot 10^{-3} - 7,62 \text{ N/mm}^2 \right|$$

$$= |0,718 - 7,62| = 6,902 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{max} = M_{mean} + M_{range} / 2 = 19000 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \sigma_{c,max} = \left| \frac{19000 \text{ kNm}}{4,18 \text{ m}^3} \cdot 10^{-3} - 7,62 \text{ N/mm}^2 \right|$$

$$= |-4,544 - 7,62| = 12,164 \text{ N/mm}^2$$

Da die Spannung infolge der Belastung für das negative Biegemoment gering ist, tritt kein Wechsel vom Zug- in den Druckbereich auf. Auf der gegenüberliegenden Seite tritt die gleiche Spannungsschwingbreite auf, aber mit betragsmäßig kleineren Druckspannungen. Sie ist deswegen nicht maßgebend.

Anmerkung: $\sigma_{c,max}$ ist die betragsmäßig maximale in der Betondruckzone auftretende Druckspannung. In Heft 439 des DAfStb [12] wird dies als „minimale Betonspannung“ (Bezug zur algebraischen Definition und nicht auf den Betrag der Spannung) oder auch als „maximale Betondruckspannung“ (Bezug zur Definition anhand des Betrages) bezeichnet.

Ermittlung der bezogenen Größen:

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} = 1,1 \cdot 6,902 \cdot 1 / 18,17 = 0,4178$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} = 1,1 \cdot 12,164 \cdot 1 / 18,17 = 0,7363$$

$$\Delta S_{cd} = 0,7363 - 0,4178 = 0,3185 \text{ (bezogene Schwingweite)}$$

Ermittlung der aufnehmbaren Lastspielzahl:

$$0 < S_{cd,min} < 0,8:$$

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{cd,min} + 8 \cdot S_{cd,min}^2) \cdot (1 - S_{cd,max})$$

$$= (12 + 16 \cdot 0,4178 + 8 \cdot 0,4178^2) \cdot (1 - 0,7363) = 5,295$$

$$\text{Fall } \log N_1 < 6 \Rightarrow \log N = \log N_1 \Rightarrow N = 10^{5,295} = 197436$$

Bei periodischer Belastung könnte der Betonquerschnitt also rechnerisch 197436 Schwingspiele von -3000 bis 19000 kNm aufnehmen. Die Teilschädigung, die sich aus diesem Eintrag der gesamten Beanspruchungsmatrix ergibt, ist der Quotient aus auftretender zu aufnehmbarer Lastspielzahl:

$$D = \frac{\text{auftretende Lastspielzahl}}{\text{Lastspielzahl bis Bruch}} = \frac{4,45 \cdot 10^3}{197436} = 0,0225$$

Beispiel 2: Mittelwert $M_{mean} = 14000$ kNm, Schwingweite $M_{range} = 4500$ kNm, $N = 1,14 \cdot 10^5$

Grenzen des Schwingspiels:

$$M_{min} = M_{mean} - M_{range} / 2 = 11750 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \sigma_{c,min} = \left| -\frac{11750 \text{ kNm}}{4,18 \text{ m}^3} \cdot 10^{-3} - 7,62 \text{ N/mm}^2 \right| = 10,430 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{max} = M_{mean} + M_{range} / 2 = 16250 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \sigma_{c,max} = \left| -\frac{16250 \text{ kNm}}{4,18 \text{ m}^3} \cdot 10^{-3} - 7,62 \text{ N/mm}^2 \right| = 11,507 \text{ N/mm}^2$$

Ermittlung der bezogenen Größen:

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} = 1,1 \cdot 10,430 \cdot 1 / 18,17 = 0,6314$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} = 1,1 \cdot 11,507 \cdot 1 / 18,17 = 0,6966$$

$$\Delta S_{cd} = 0,0652 \text{ (bezogene Schwingweite)}$$

Ermittlung der aufnehmbaren Lastspielzahl:

$$0 < S_{cd,min} < 0,8:$$

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{cd,min} + 8 \cdot S_{cd,min}^2) \cdot (1 - S_{cd,max})$$

$$= (12 + 16 \cdot 0,6314 + 8 \cdot 0,6314^2) \cdot (1 - 0,6966) = 7,674$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 \cdot (\log N_1 - 1)$$

$$= 0,2 \cdot 7,674 \cdot (7,674 - 1) = 10,24$$

$$\text{Fall } \log N_2 > 6 \text{ und } \Delta S_{cd} = 0,0652 > 0,3 - 3 \cdot S_{cd,min} / 8 = 0,0632 \Rightarrow \log N = \log N_2 \Rightarrow N = 10^{10,24}$$

$$D = \frac{\text{auftretende Lastspielzahl}}{\text{Lastspielzahl bis Bruch}} = \frac{1,14 \cdot 10^5}{10^{10,24}} = 6,56 \cdot 10^{-6}$$

Bestünde die Matrix nur aus den beiden beispielhaft berechneten Einträgen, dann würde der Nachweis lauten:

$$\Sigma D = 0,0225 + 6,56 \cdot 10^{-6} = 0,0225 < 1 \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Für die komplette Markov-Matrix mit allen 825 Einträgen ergibt sich $D = 0,26 < 1,0$. Wenn der Mittelwert der Beanspruchung vernachlässigt wird und nur mit dem Stufenkollektiv gearbeitet wird, ergibt sich hingegen $D = 0,0016$ – die Schädigung wird um den Faktor 162 unterschätzt! Daran wird deutlich, wie wichtig die Berücksichtigung von Mittelwert **und** Schwingweite, d.h. die Verwendung von Markov- bzw. Rainflowmatrix oder Zeitreihen, für die Nachweise ist.

4.3 Parameterstudien

Die nachfolgenden Parameterstudien werden mit der gesamten Markov-Matrix der Beanspruchungen geführt. Für die gewählte Klassenbreite von 500 kNm für Mittelwert und Schwingweite hat diese Matrix 825 Einträge, für die jeweils die Schädigungsrechnung durchgeführt werden muß.

4.3.1 Erstbelastungsalter

Ein Eingangsparameter für die Schädigungsrechnung ist das Betonalter bei Erstbelastung. Es geht über die Beziehungen

$$f_{cd, \text{fat}} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot (1 - f_{ck} / 25 \cdot f_{ck0}) / \gamma_C \quad (10)$$

$$\text{mit } \beta_{cc}(t) = e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \quad (11)$$

s: Beiwert in Abhängigkeit von der Zementart, t: Erstbelastungsalter in Tagen

in die Ermittlung des Bemessungswertes der Ermüdungsfestigkeit des Betons ein. Der Beiwert $\beta_{cc}(t)$ soll den Festigkeitsanstieg infolge fortschreitender Hydratation berücksichtigen; er ist $\beta_{cc}(t) = 1,0$ für ein Erstbelastungsalter von 28 Tagen und steigt z.B. für ein Erstbelastungsalter von 90 Tagen auf 1,092.

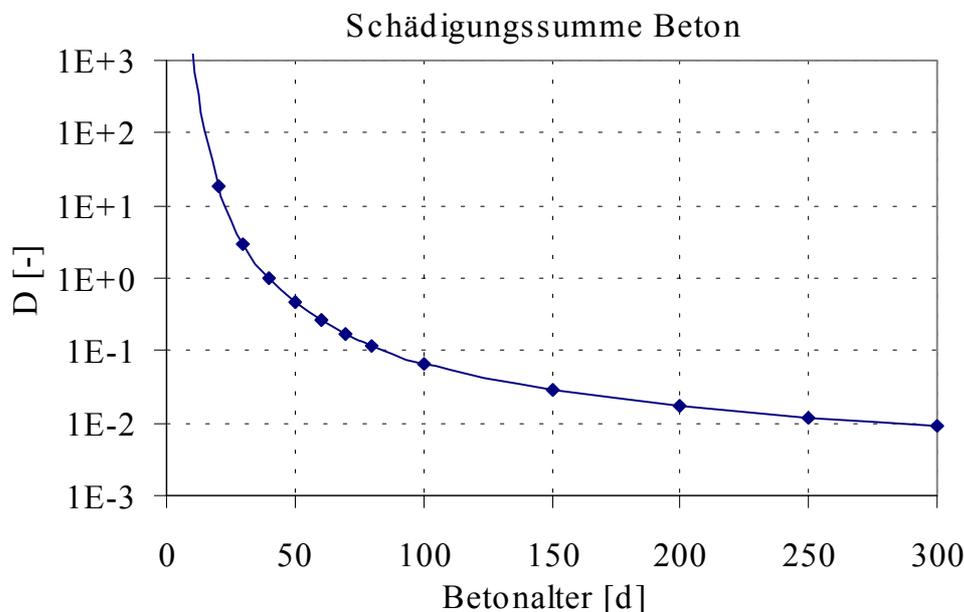


Bild 10: Abhängigkeit der rechnerischen Schädigung des Betons vom Betonalter bei Erstbelastung (y-Achse log.)

Fig. 10: Calculated damage for the concrete depending on the age of the concrete at initial loading

Wird dieser Parameter als einziger in der Berechnung variiert, so zeigt sich die in Bild 10 wiedergegebene ausgeprägte Abhängigkeit der errechneten Schädigung vom Betonalter bei Erstbelastung. Für ein Erstbelastungsalter von $t = 40\text{d}$ ergibt sich hier gerade eine Schädigung von

$D = 1,0$, für $t = 80\text{d}$ ist diese bereits auf $D = 0,11$ gesunken. Für kürzere Zeiträume zwischen Betonage und Belastung ergeben sich stark ansteigende Werte für die Schädigung.

Es stellt sich die Frage, inwieweit diese starke Abhängigkeit realistisch ist und wie sie vor dem Hintergrund der Betriebsdauer von 20 Jahren zu beurteilen ist. Es ist zwar einsichtig, daß Belastungen im frühen Betonalter eine höhere Schädigungswirksamkeit haben, aber wenn z.B. zu Beginn der Lebensdauer nur sehr kleine Schwingbreiten auftreten, dann ist der sehr starke rechnerische Einfluß des frühen Belastungsbeginns für die gesamte Belastungsgeschichte vermutlich unnötig konservativ. Falls der Ermüdungsnachweis für die zu wählende Betongüte maßgebend ist, ergibt sich durch die Wahl einer längeren Aushärtephase vor der Inbetriebnahme eine Möglichkeit, die Betongüte zugunsten der Wirtschaftlichkeit niedriger zu wählen.

Die Eingangswerte für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis des Betons beeinflussen das Bemessungsergebnis stark

4.3.2 Druckvorspannung des Betons infolge Eigengewicht und Spanngliedvorspannung

Ein weiterer Eingangsparameter ist die Druckvorspannung infolge Eigengewicht und Spanngliedvorspannung. Sie hat einen Einfluß auf die Mittelwerte der Schwingspiele, d.h. bei steigender Vorspannung ergeben sich höhere Oberspannungen der Lastwechsel, was sich negativ auf die berechnete Lebensdauer auswirkt.

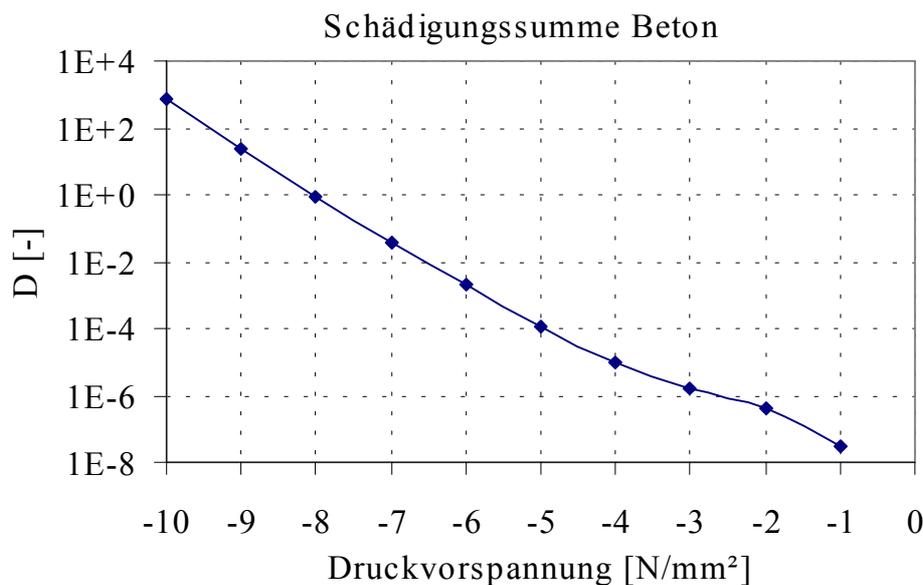


Bild 11: Abhängigkeit der rechnerischen Schädigung des Betons von der vorhandenen Druckvorspannung (y-Achse log.)

Fig. 11: Calculated damage for the concrete depending on the prestress

Überraschend ist jedoch auch hier die Größenordnung der Abhängigkeit. In Bild 11 ist das Ergebnis einer entsprechenden Parameterstudie aufgetragen. Für Werte zwischen $\sigma_{v+g} = -10$ N/mm² und $\sigma_{v+g} = -1$ N/mm² variiert die Schädigung zwischen $D = 734$ und $D = 3 \cdot 10^{-8}$ – dies bedeutet eine Schwankung der rechnerischen Lebensdauer zwischen 10 Tagen und 667 Mio. Jahren!

Für das Beispiel 2 aus Abschnitt 4.2 kann dieser Effekt durch eine künstliche „Verschiebung“ der Grenzen des Schwingspiels um 2 N/mm² noch einmal gezeigt werden:

Grenzen des Schwingspiels:

$$\sigma_{c,\min} = 10,430 + 2 = 12,430 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,\max} = 11,507 + 2 = 13,507 \text{ N/mm}^2$$

Ermittlung der bezogenen Größen:

$$S_{cd,\min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,\min} \cdot \eta_c / f_{cd,\text{fat}} = 1,1 \cdot 12,430 \cdot 1 / 18,17 = 0,7525$$

$$S_{cd,\max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \eta_c / f_{cd,\text{fat}} = 1,1 \cdot 13,507 \cdot 1 / 18,17 = 0,8177$$

$$\Delta S_{cd} = 0,0652 \text{ (wie vor)}$$

Ermittlung der aufnehmbaren Lastspielzahl:

$$0 < S_{cd,\min} < 0,8:$$

$$\begin{aligned} \log N_1 &= (12 + 16 \cdot S_{cd,\min} + 8 \cdot S_{cd,\min}^2) \cdot (1 - S_{cd,\max}) \\ &= (12 + 16 \cdot 0,7525 + 8 \cdot 0,7525^2) \cdot (1 - 0,8177) = 5,208 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log N_2 &= 0,2 \cdot \log N_1 \cdot (\log N_1 - 1) \\ &= 0,2 \cdot 5,208 \cdot (5,208 - 1) = 4,384 \end{aligned}$$

$$\text{Fall } \log N_2 < 6 \Rightarrow \log N = \log N_1 \Rightarrow N = 10^{5,208} = 161436$$

$$D = \frac{\text{auftretende Lastspielzahl}}{\text{Lastspielzahl bis Bruch}} = \frac{1,14 \cdot 10^5}{10^{5,208}} = 0,71$$

Die Schädigung steigt also rechnerisch durch die um 2 N/mm² höhere Vorspannung um den Faktor $10^{10,24}/10^{5,208} = 1,07 \cdot 10^5$ an! Die Wahl der Vorspannung ist somit ein sehr wesentlicher Eingangsparameter für die Schädigungsrechnung.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Für die dynamisch hochbeanspruchten Türme von Windenergieanlagen sind die Auslegung in Bezug auf die Eigenfrequenz des Gesamtsystems aus Turm und Gründung und Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von besonderer Bedeutung. In diesem Beitrag wurden die Grundlagen für die Auslegung und Nachweise dargestellt. Es zeigt sich, daß bei der Auslegung von Betontürmen infolge der möglichen Streuung des E-Moduls des Betons größere Unsicherheiten bzgl. der tatsächlichen Eigenfrequenz entstehen können als bei Stahltürmen. Untersuchungen bzgl. des E-Moduls in ausgeführten Bauwerken sind hier sinnvoll und wünschenswert, um die in der Auslegung zu berücksichtigende Spannbreite an Eingangswerten zu begrenzen.

Die Ermüdungsfestigkeitsnachweise für den Beton sind wegen der nichtlinearen Zusammenhänge komplizierter als z.B. für den Beton- und Spannstahl. Auch spielen hier die Eingangswerte eine große Rolle. Die extreme Spannbreite der berechneten Ergebnisse in Abhängigkeit der Eingangsparameter erscheint unrealistisch. Hier sind weitere Untersuchungen, auch im Bezug auf hohe Lastwechselzahlen, wünschenswert.

6 Literatur

- [1] DIBt (Hrsg.): Richtlinie für Windkraftanlagen, Reihe B, Heft 8: Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Juni 1993.
- [2] DIBt (Hrsg.): Richtlinie für Windenergieanlagen: Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Entwurfsfassung Juli 2002.
- [3] IEC 61400-1: Safety of Wind Turbines.
- [4] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth-Verlag Juli 2001.
- [5] ENV 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1.1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. April 1992.
- [6] Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 203, CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Chapters 4-10, Lausanne 1991.
- [7] Schäper, M.: E_{cm} – Der E-Modul des Betons ist keine fixe Größe. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Nr. 5, S. 225-232.
- [8] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst&Sohn 2001.
- [9] Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 Baugrunderdynamik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Mai 1998. In: Bautechnik 75 (1998), Nr. 10, S. 792-805 und Bautechnik 69 (1992), Nr. 9, S. 518-534
- [10] Schaumann, P.; Seidel, M.: Eigenschwingverhalten von Windenergieanlagen – Berechnungen und Messungen. Tagungsband DEWEK 2000, auch in: Erneuerbare Energien 7/2000, S. 35-38 (Download unter <http://www.marc-seidel.de>)
- [11] Naubereit, H.; Weihert, J.: Einführung in die Ermüdungsfestigkeit. München: Carl Hanser 1999.
- [12] 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.

Danksagung

Der Autor dankt im Namen der Fa. GE Wind Energy GmbH der Fa. Oevermann, insbesondere den Herren Funke, Heitkönig, Hülsmann und Reisch für die hervorragende Zusammenarbeit im Rahmen dieses Projektes.

Autor dieses Beitrags:

Dr.-Ing. Marc Seidel
GE Wind Energy GmbH
Holsterfeld 16, 48499 Salzbergen