

1 Potential von vorgespannten Betonstützen im Logistik- und Industriebau

Dipl.-Ing. Dr. techn. Thomas Markus Laggner, BSc

Fachhochschullektor im Bereich Betonbau – convex ZT GmbH



Dipl.-Ing. Manuel Grabner, BSc

Absolvent FH JOANNEUM und Tragwerksplaner bei der Eisner ZT GmbH



1.1 Auszeichnung mit dem WKO-Forschungsstipendium

Die Wirtschaftskammer Steiermark vergibt einmal jährlich Forschungsstipendien für Master- und Diplomarbeiten mit besonderer Relevanz für die steirische Wirtschaft. In diesem Jahr erhielt eine Diplomarbeit aus der Bauindustrie diese besondere Auszeichnung. In der Arbeit „Untersuchungen zu den Analysemethoden von vorgespannten Betonstützen im Industriebau“ von Manuel Grabner, wird das Leistungspotenzial derartiger vorgespannter Betonstützen untersucht.

Die feierliche Preisverleihung der Auszeichnung fand am 02.07.2024 im Europasaal der WKO Steiermark statt (siehe **Abbildung 1.1-1**). Doch was kann an Betonstützen noch innovativ sein, dass dies auch noch von wirtschaftlicher Relevanz ist? Im nachfolgenden Beitrag wird auf das Konzept der vorgespannten Betonstützen näher eingegangen und die verschiedenen Untersuchungserkenntnisse auszugsweise vorgestellt.



Abbildung 1.1-1: Feierliche Preisübergabe an Manuel Grabner durch WKO-Steiermark Präsident Josef Herk (links) und Gruppenfoto Preisträger & Betreuer der FH JOANNEUM (rechts)

1.2 Konzept und Potential von vorgespannten Betonstützen

Das Vorspannen von Betonbauteilen ermöglicht im Allgemeinen eine ressourceneffizientere Auslegung von Biegebauteilen im Betonbau gegenüber herkömmlich schlaff bewehrten Bauteilen. Gleichzeitig herrscht aber auch Potential durch das Vorspannen von Betonstützen. Was zunächst paradox klingt, ein auf Druck belastetes Bauteil zusätzlich noch mit einer Vorspannkraft zu belasten, ist bei näherer Betrachtung, im speziellen für schlanke Stützen im Industrie- und Logistikhallenbau, zweckmäßig. Die Tragfähigkeit von solchen Stützen wird vor allem durch die Stabilitätsproblematik infolge der hohen Schlankheit begrenzt. Materialunabhängig muss bei nichtlinearen Analysen von schlanken druckbeanspruchten Bauteilen die geometrische Nichtlinearität (=Theorie 2. Ordnung - Gleichgewichtsfindung am verformten System) berücksichtigt werden. Im Falle der Betonstützen ist aber zusätzlich unbedingt die materielle Nichtlinearität realistisch zu erfassen, da infolge von Rissbildung die Steifigkeit der Betonstützen signifikant abnimmt (vergleiche [1]) und die Auswirkungen der Theorie 2. Ordnung ansteigen. In **Abbildung 1.2-1** [2] werden bspw. UHPC-Stäbe mit unterschiedlichen Schlankheiten von $\lambda=40$ bis $\lambda=200$ gegenübergestellt, wobei ein einwirkendes Biegemoment infolge von Bauwerksimperfektion auftritt. Nach Theorie 2. Ordnung steigen die Momente mit zunehmender Schlankheit überproportional an, bis zu jenem Punkt, an dem kein Gleichgewicht mehr gefunden werden kann und das Bauteil infolge der Stabilität versagt. Die eigentliche Momenten-Normalkraft-Interaktionslinie, welche die reine Querschnittstragfähigkeit darstellt, kann beim Stabilitätsversagen nicht mehr erreicht werden.

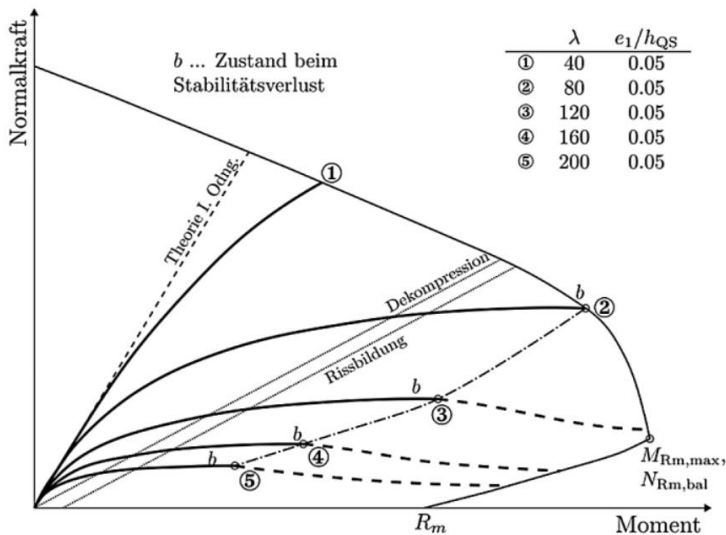


Abbildung 1.2-1: Tragverhalten von Stützen unterschiedlicher Schlankheit [2]

Im Logistik- und Industriebau werden die Betonstützen in der Regel als Betonfertigteile vorproduziert und auf der Baustelle nur mehr versetzt. Zur Vorspannung von Betonfertigteilen eignet sich die werkseitige Spannbettvorspannung von Litzen im sofortigen Verbund. Dies ist produktionstechnisch einfach umzusetzen und viele Fertigteilwerke besitzen bereits die notwendigen Anlagen für die Herstellung von Spannbetonfertigteilträgern. Die Vorspannung der Betonstütze kann allgemein so ausgelegt werden, dass die Rissbildung vermieden wird und der somit in bspw. [1] beschriebene signifikante Steifigkeitsverlust ausbleibt. Hierzu wird in

Abbildung 1.2-2 zeigt, dass eine auf den Querschnitt wirkende Normalkraft, zum Beispiel in Form einer Vorspannung, den Querschnitt überdrücken kann. Das Bauteil ist dadurch in der Lage ein höheres Moment bis zur Rissbildung aufzunehmen.

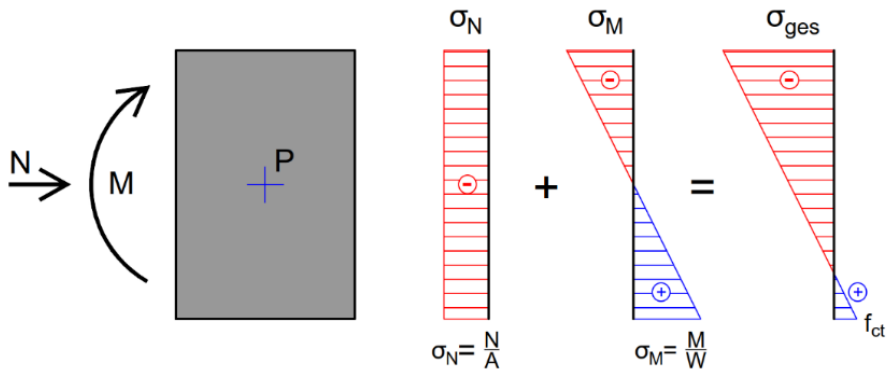


Abbildung 1.2-2: Zusammenhang Normalkraft und Rissmoment [3]

Durch das höhere Rissmoment ist es einer Spannbetonstütze möglich bei gleichem einwirkenden Biegemoment weniger Verformung aufzuweisen. Dies wirkt sich positiv auf ein Stabilitätsversagen nach Theorie 2. Ordnung aus, da der Momentenzuwachs geringer ausfällt als bei der klassischen Stahlbetonstütze. Somit tritt das Stabilitätsversagen durch eine höhere Steifigkeit erst bei höheren Lasten auf bzw. kann der erforderliche Bewehrungsgrad der Spannbetonstütze im Vergleich mit einer schlaff bewehrten Stütze abgemindert werden. Eine weitere Bewehrungsreduktion der Spannbetonstütze begründet sich darauf, dass die eingesetzten Spannlitzen rund die drei bis vierfache Festigkeit im Bezug zum Betonstahl aufweisen. Durch das Vorspannen kann dieses Festigkeitspotential genutzt werden und bewirkt eine hohe Ressourceneinsparung. Ein Ausknicken der im sofortigen Verbund vorgespannten Spannlitzen ist infolge der Zugbeanspruchung in der Litze nicht möglich. Somit kann auch die notwendige konstruktive Bügelbewehrung im Vergleich zur klassischen Stahlbetonstütze reduziert werden. Durch die Vorspannung kann folglich die schlaffe Bewehrungsmenge in der Stütze, bei gleicher Tragfähigkeit, signifikant reduziert werden.

Das mäßige Vorspannen für Schleuderbetonstützen wurde bereits von Prof. Quast angewandt [4]. Entscheidend für die Sinnhaftigkeit der Vorspannung ist es, dass der Beton, hinsichtlich seiner Ausnutzung auf Normalspannungen, ausreichend zusätzliche Ausnutzungsreserven aufweist. Dies ist für schlanke Fertigteilstützen im Logistikhallenbau als Regel anzusehen. Die Ausnutzungen liegen gewöhnlicherweise zwischen 20 und 40 Prozent. Im Gegensatz dazu herrschen beispielsweise bei Gebäudeinnenstützen von Hochhäusern deutlich höhere Ausnutzungen in Folge von Normalkräften (siehe [5]). Auch zentrisch hochbelastete Stützen unter Equipment im Industrieanlagenbau sind für das Vorspannen wenig geeignet.

Um das Verformungsverhalten der unterschiedlichen Betonstützen zu veranschaulichen zeigt **Abbildung 1.2-3** [3] drei Stützen mit denselben Querschnitten von 60 x 60 cm, jedoch mit unterschiedlichen Bewehrungsarten. Die blaue Linie zeigt eine Spannbetonstütze mit einer Spannlitzenbewehrung St 1570/1770 von 11,20 cm² und einer Vorspannung der Litzen von 6 mm/m. Die orange Linie zeigt im Vergleich dazu eine schlaff bewehrte Stütze mit B550 Stahl und 33,81 cm² Bewehrungsfläche (ohne Vorspannung). Weiters wurde noch eine vorgespannte Stütze mit einer Spannlitzenfläche von 33,81 cm² und 6 mm/m Vorspannung berechnet. Durch

die schrittweise Erhöhung der Momente, lenken die Stützen immer weiter aus, bis die Momente aus Theorie 2. Ordnung zu groß werden und der Bauteil versagt. Die Spannbetonstütze mit hohem Bewehrungsgrad (grün) verformt sich bis zu einer Momenteneinwirkung von etwa 700 kNm linear, da erst hier das Rissmoment überschritten wird. Die schlaff bewehrte Stahlbetonstütze (orange) sowie die gering bewehrte Spannbetonstütze (Blau) zeigen frühere Rissbildung infolge kleinerer aufnehmbarer Rissmomente. Bei einer Momenteneinwirkung von etwa 240 kNm beginnt die schlaff bewehrte Stütze (orange) sich stark zu verformen, sodass eine Verformung von 110 mm am Stützenkopf bei einem Moment von 350 kNm vorliegt. Bei einem Moment von 350 kNm besitzt die geringer bewehrte Spannbetonstütze (blau) lediglich eine Verformung von 60 mm und beginnt sich erst bei weiterer Lastzunahme überproportional zu verformen. Dies bedeutet, dass die vorgespannte Stütze mit geringerem Bewehrungsgrad (blau) trotzdem steifer als die schlaff bewehrte Stütze (orange) ist. Der mechanische Bewehrungsgrad der Spannbetonstützen (blau) und der schlaff bewehrten Stütze (orange) ist bei einer Streckgrenze von 1550 N/mm^2 und 550 N/mm^2 etwa gleich groß. Bei einem Stabilitätsversagen ist die Erhöhung der Stahlgüte nicht effizient, denn die Verformungen sind unter Einsatz von schlaffer Bewehrung nahezu identisch. Hingegen wirkt die höhere Steifigkeit aus der Vorspannung einem Stabilitätsversagen signifikant entgegen und bewirkt eine höhere Ausnutzung der Bewehrung.

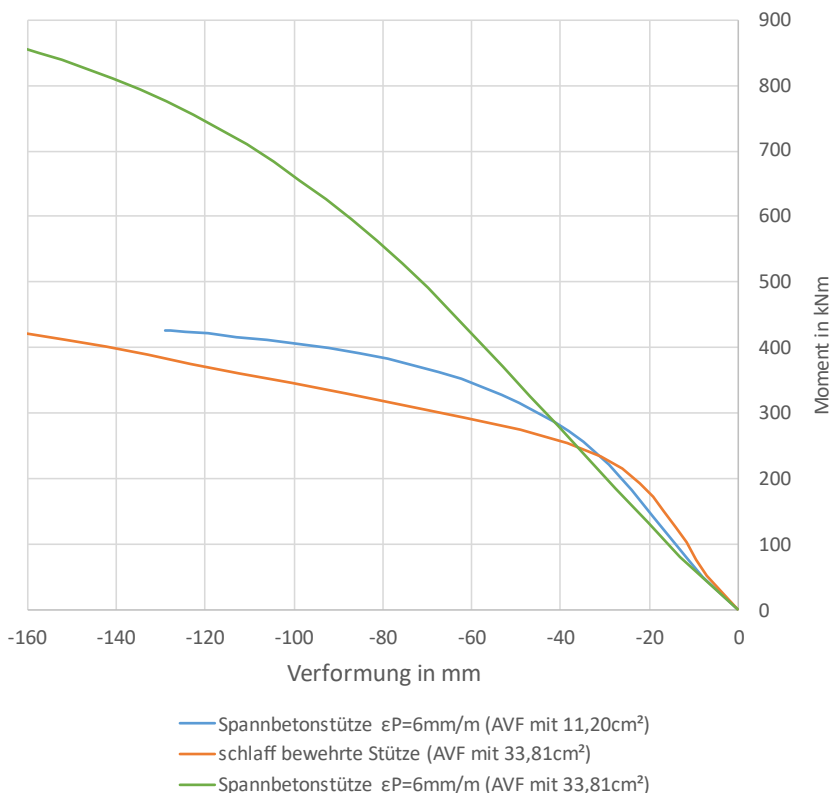


Abbildung 1.2-3: Momenten-Verformungs-Diagramm der Beispielstützen 60 x 60 cm [3]

Gemäß EC2 [6] muss eine geometrisch und materiell nichtlineare Berechnung basierend auf den Bemessungsmaterialeigenschaften erfolgen. Das Tragverhalten wird bei Verwendung von

Bemessungsmaterialeigenschaften, oder auch charakteristischen Materialeigenschaften tendenziell unterschätzt und die Verformungen werden drastisch überschätzt. Durch die unverhältnismäßige Überschätzung der Verformungen werden auch die Momente infolge Theorie 2-Ordnung um ein Vielfaches zu groß. Um diesen negativen Auswirkungen entgegenzusteuern, sollten echte Materialeigenschaften zur nichtlinearen Analyse genutzt werden. Die Einbindung geeigneter Sicherheitskonzepte, um mit empirischen Mittelwerten das Stabilitätsversagens realistisch zu erfassen, können aus dem DAfStb-Heft 631 [7] und im fib-Model Code 2010 [8] angesetzt werden. Im Rahmen der Diplomarbeit [3] wurden die unterschiedlichen Ansätze der Sicherheitssysteme verglichen und für die praktische Anwendung bewertet. Ein Auszug aus dem DAfStb-Heft 631 **Abbildung 1.2-4** [7] zeigt vier unterschiedliche Sicherheitssysteme mit den Parametern für die nichtlineare Berechnung und den Parametern für die anschließende Bemessung der Tragfähigkeit.

Verfahren	a) Allgemeines Verfahren	b) Modifiziertes allgemeines Verfahren	c) γ_R -Verfahren	d) ECOV-Verfahren
Normverweis	DIN EN 1992-1-1, 5.8.6	DIN EN 1992-1-1, 5.8.6/NA	DIN EN 1992-1-1, 5.7/NA	fib Model Code 2010
Eingangsparameter der nichtlinearen Berechnung	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/1,5$ $f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk}/1,5$ $E_{cd} = E_{cm}/1,5^*$ $f_{yd} = f_{yk}/1,15$ * γ_{CE} gemäß deutschem NA	$f_{cd}^* = f_{cm}/1,5$ $f_{ctd}^* = f_{ctm}/1,5$ $E_{cd} = E_{cm}/1,5$ $f_{yd}^* = f_{ym}/1,15$	$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}$ $f_{ctR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ctk}$ $E_{cR} = 0,85 \cdot E_{cm}$ $f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$	$f_{cm}; f_{ctm}; E_{cm}; f_{ym}$ (zur Berechnung von R_m) $f_{ck}; f_{ctk}; E_{ck}; f_{yk}$ (zur Berechnung von R_k)
Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_d =$	$R(f_{cd}; E_{cd}; f_{yd})$	Nur zur Schnittgrößenermittlung geeignet, anschließende Querschnittsbemessung erforderlich!	$\frac{R(f_{cR}; E_{cR}; f_{yR})}{1,3}$	$\frac{R(f_{cm}; E_{cm}; f_{ym})}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_R}$ $\gamma_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$ $V_R = \frac{1}{1,65} \cdot \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right)$ α_R und β gemäß EN 1990, γ_{Rd} in Abhängigkeit der Modellunsicherheit

Abbildung 1.2-4: Übersicht der Verfahren für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung [7]

Der Normentwurf zum Eurocode 2 aus dem Jahr 2021 beinhaltet einige nichtlineare Berechnungsmethoden, diese sind angelehnt an das DAfStb Heft 631 und dem fib-Model Code 2010. Die partial factor method (Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten), die global factor method (Verfahren mit Globalsicherheitsbeiwert) und die full probabilistic method (es wird ein vollständiges probabilistisches Verfahren durchgeführt). In die partial factor method wird der Widerstand mittels numerischer Simulation basierend auf Bemessungswerte ermittelt. Hierbei fließen in die Bemessungswerte materielle, geometrische sowie modellbezogene Unsicherheiten mit ein. Die global factor method ähnelt dem ECOV-Verfahren aus dem fib Model Code 2010. Hierbei basiert die nichtlineare Berechnung auf tatsächlichen Mittelwerten der Materialeigenschaften und ein globaler Sicherheitsfaktor wird in Abhängigkeit der Streuungen der Tragfähigkeiten festgelegt. Der globale Sicherheitsfaktor berücksichtigt auch die Modellunsicherheit. Dies ist ein vielversprechender Ansatz für zukünftige Bemessungen.

1.3 Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel der durchgeführten Diplomarbeit war es, das Leistungspotenzial von vorgespannten Betonstützen zu untersuchen und die Tauglichkeit dieses Systems im Industrie- und Logistikhallenbau zu veranschaulichen. Hierzu wurden unterschiedliche Stützen nach den verschiedenen Verfahren im Rahmen von Parameterstudien berechnet und die Ergebnisse bewertet. Dadurch konnte auch gezeigt werden, welche Ansätze praxistaugliche Bemessungsabläufe darstellen. Die Möglichkeit der Auslegung von Fertigteilstützen als Spannbetonstützen ermöglicht Bauteile wirtschaftlicher zu dimensionieren und die Baustoffe optimal auszunutzen. Darüber hinaus wurden unterschiedliche Sicherheitskonzepte auf ihre praktische Tauglichkeit überprüft. Die Erkenntnisse dieser Arbeit richten sich an Bauingenieure im Bereich Industrie- und Hochbau, sowie auch an Betonfertigteilerhersteller die nachhaltigere und wirtschaftlichere Betonstützen fertigen wollen. Zukünftig werden weitere Detailuntersuchungen von vorgespannten Betonstützen hinsichtlich des nachträglichen Anbohrens der Spannglieder folgen. Hierzu sind Vorüberlegungen vorhanden, aber die unterschiedlichen Fälle müssen systematisch aufgezeigt, untersucht und beschrieben werden. Generell ist aber bereits hier anzumerken, dass durch das Anbohren ein lokaler Ausfall auftritt und über den Verbund die Vorspannung wieder voll eingetragen werden kann. Außerdem folgen zusätzliche Untersuchungen und Optimierungen des Herstellungsablaufs der vorgespannten Betonstützen. So könnte man durch die Verwendung von gebogenem Mattenstahl (Bügelmatten) den Herstellungsprozess beschleunigen.

1.4 Literatur

- [1] Fastabend, M., Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II. Beton- und Stahlbetonbau, 97: 415-420, 2002
- [2] Illich G., Nguyen V. T. und Freytag B., Schlanke vorgespannte Stützen aus UHPC –Experimentelle Untersuchung und Nachrechnung, Beton- und Spannbetonbau 109, Heft 8, 2014.
- [3] Grabner M., Untersuchungen zu den Analysemethoden von vorgespannten Betonstützen im Industriebau, Graz: FH-Joanneum GmbH, 2024.
- [4] Quast U., Vorgespannte Stützen und Maste aus hochfestem Schleuderbeton. Hamburg: Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 6.
- [5] Laggner T. M. und Schlicke D., Bestimmung von Stützenkräften in mehrstöckigen Hochbauten mit 3D Gebäudemodellen, 4. Grazer Betonkolloquium 2018
- [6] EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [7] DAfStb Heft 631: Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken. DAfStb Heft 631, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), 2019, ISBN: 978-3-410-65795-8
- [8] fib Model Code 2010, Model Code for Concrete Structures 2010. International Federation for Structural Concrete (fib)

1.5 Bildquellen

Abbildung 1.1-1 Foto Fischer; **Abbildung 1.2-1** Günter Illich, Nguyen Viet Tue und Bernhard Freytag; **Abbildung 1.2-2** Manuel Grabner; **Abbildung 1.5-1** DAfSTB Heft 631, **Abbildung 1.2-3** Manuel Grabner