

Local and global buckling of box columns made of high strength steel

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen zur Erlangung des akademischen Grades einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Nicole Schillo

Berichter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann
Univ.-Prof. Dr.-techn. Andreas Taras

Tag der mündlichen Prüfung: 28.04.2017

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Schriftenreihe Stahlbau - RWTH Aachen

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann

Gründer:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.h.c. Gerhard Sedlacek

Heft 81

Nicole Schillo

**Local and global buckling of box columns
made of high strength steel**

Shaker Verlag
Aachen 2017

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Zugl.: D 82 (Diss. RWTH Aachen University, 2017)

Copyright Shaker Verlag 2017

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior permission of the publishers.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-5230-5

ISSN 0722-1037

Shaker Verlag GmbH • P.O. BOX 101818 • D-52018 Aachen

Phone: 0049/2407/9596-0 • Telefax: 0049/2407/9596-9

Internet: www.shaker.de • e-mail: info@shaker.de

Acknowledgements

During my time at RWTH, I was allowed to work very independently and to chose myself key focus and emphasis of my research work. For that I am grateful to my first supervisor Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann. I would also like to thank him for his confidence and trust.

Prof. Dr.-tech. Andreas Taras kindly acted as second supervisor. I would like to thank him for the very valuable discussions and support at the end of my thesis.

My special thanks I would like to express to Prof. Leroy Gardner, who invited me for 5 months to work in London at Imperial College in 2013. I was allowed to experience a very different work environment and cultural diversity, which I don't want to miss. The most lasting experience, however, was certainly the introduction to open-water swimming. Thank you, now I know that swimming is even better when you can't see anything and that it gets more interesting when you have to watch out for ducks and swans.

Lastly, I am more than grateful to Pierrette Freichel for supporting me through the years unwavering. The fact we are living quite far away never interfered with our friendship.

Vorwort des Herausgebers

Stabilitätsprobleme spielen bei der Bemessung und Auslegung von Stahlbauten wegen der hohen spezifischen Ausnutzbarkeit des Werkstoffs und der damit verbundenen Schlankheiten eine besondere Rolle. Dazu gehört das Plattenbeulen, dessen Sicherheitsnachweise in EN 1993-1-5 geregelt sind. Jedoch ist das Phänomen „Beulen“ in Hinblick auf die Stahlbaubemessung, bei der analytisch einfache und gleichzeitig zutreffende Bemessungsregeln im Fokus stehen, vor dem Hintergrund der schwierig zu erfassenden Nichtlinearitäten bis heute nicht vollständig erforscht. Es ist deswegen klar, dass auch die Bemessung von beulgefährdeten Querschnitten im Stahlbau derzeit nicht zufriedenstellend ist.

Mit der vorgelegten Dissertation ist es Frau Dr.-Ing. Schillo gelungen, weiteres Licht in die verwickelten Zusammenhänge des Beulens, auch in Hinblick auf das Thema „hochfest“ zu bringen. So sind mit der Arbeit folgende wissenschaftliche Ergebnisse abgeleitet oder wissenschaftlich begründete Vorschläge erarbeitet worden:

- Einfluss der Minimum- Materialkennwerte nach EC3 auf das Stabilitätsverhalten
- Ableitung eines erweiterten Imperfektionsmodells, das lokale und globale Imperfektionen auf Grundlage der Ayrton-Perry-Formulierung einbezieht
- Ableitung einer neuen Beul-Reduktionskurve mit deutlichen Verbesserungen gegenüber herkömmlichen Vorschlägen nebst einer Zuverlässigkeitsanalyse
- Vorschlag einer verbesserten Schlankheitsdefinition
- Ableitung eines Vorhersagemodells der Stabilität schlanker Stützen mit schlanken Querschnitten sowie der Vergleich mit den Normen und Versuchen

Die Arbeit dient ferner der Erarbeitung von Bemessungsalternativen und als Beitrag zum wissenschaftlichen Hintergrund für die europäische Normung, auch deswegen ist sie in englischer Sprache abgefasst.

Der Förderung der Arbeit durch das Projekt des Research Funds for Coal and Steel (RFCS) „RUOSTE“ (RUles On high strength STEel) ist sehr zu danken.

Besonderer Dank gebührt auch Herrn Univ.-Prof. Dr. tech. Andreas Taras für die Übernahme des Korreferats.

Aachen im Mai 2017

Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Feldmann

Abstract

The international increased competition of the steel industry requires modern construction solutions to save material and thus labour costs. Combined with architectural trends to lightweight structures, the development of high strength steels, with steel grades exceeding a yield strength of 460 MPa, is a logical solution. These materials are not fully covered yet in the European Design Standards, especially in regard to stability issues. As the difference of high strength steel and mild steels lies mainly in the deviating plastic behaviour, the focus of the study at hand lies firstly on local buckling, where local plastifications might influence the ultimate load of a structural element.

In the respective Eurocode 3-1-5, the resistance curve used to represent the reduction factor of plated elements due to local failure is based on the so-called Winter-curve, which was derived by George Winter using a semi-empirical approach in 1947. This design curve reproduces the mean reduction values achieved in the experiments conducted by Winter and other researchers at that time. More recent tests on welded, squared box sections from steel grades S275 up to S960, and also the 34 experiments conducted within this study, showed the un-conservativeness of the Winter-curve with increasing local slenderness, independently of steel grade. The evaluation of test results revealed a considerable scatter, which is partly attributed to the stability failure mode, but could be also found to be originated from lack of information concerning unintended eccentricities in the experimental test setup. Therefore, the data set was divided into two sets, one consisting of all data, and one including only tests where these information were available and thus had reduced scatter. A new reduction curve was derived, which represents the mean function for all test data available in the whole slenderness range.

To ascertain a defined level of failure probability, the mandatory safety concept of EN 1990 was applied on the existing and the newly proposed resistance definition, to derive the corresponding safety factor γ_M^* . The procedure is thereby based on assumptions regarding the material and geometric property-specific Coefficients of Variation (CoVs). Standard values often given in literature, although correct for their specific applications, cannot be simply adjusted when including high strength steel material. In the study at hand, it was thus focused on weighting the impact of different properties like e.g. yield strength, and show where the safety concept has to be adapted. Different approaches and variations are presented and discussed in this work, leading to scientifically justified γ_M^* -values.

After clarification of the local buckling resistance, the interaction with global buckling was focused on. While there are precise analytical models available to assess the calculation of critical and ultimate load for global and local buckling separately, the interaction of both modes prove to be difficult as membrane effects and imperfections are of major impact. In an experimental programme, 13 tests on columns with high b/t -ratio were carried out on squared, welded box sections made of S500 and S960 steel material, varying the global slenderness. The experiments were re-calculated with the Finite-Element-programme ANSYS. The calibrated numerical model was subsequently used for parametric studies.

In these studies it was aimed to cover a range of both local and global slenderness up to 2 and load patterns including bending.

The interaction design check in Eurocode 3-1-1 is based on the Ayrton-Perry format using linear-elastic assumptions, which allow for separate assessment of local effects, axial forces and bending. Several additional correction factors are thereby to calculate. The study at hand provides an analytic approach to determine a slenderness depending reduction factor under an early combination of axial forces and bending such that additional factors can be neglected. This approach, subsequently denoted as “generalised slenderness approach (gs)” is still orientated on the Ayrton-Perry format. Local effects are not included by omitting parts of the cross-section in the gs-approach, but by adding an additional equivalent global imperfection. The magnitude of this imperfection is based on the earlier derived new reduction curve. Design charts for box sections were developed to ease the application.

Kurzfassung

Durch den steigenden internationalen Wettbewerb in der Stahlindustrie sind moderne Lösungsansätze notwendig, um Material- und Arbeitskosten einsparen zu können. In Verbindung mit dem architektonischen Trend zu leichten, weitgespannten Strukturen ist die Entwicklung von hochfesten Stählen mit einer Streckgrenze größer als 460 MPa eine logische Konsequenz. In den bestehenden Normenwerken sind diese Materialien allerdings nicht vollständig abgedeckt, insbesondere auch was Stabilitätsfragen angeht. Der Unterschied zwischen normalfesten und hochfesten Stählen ist hauptsächlich im plastischen Materialverhalten begründet. In der vorliegenden Arbeit wird dabei zunächst detailliert auf das Beulen eingegangen, da hier lokale Plastizierungen an Bedeutung gewinnen und die maximale Traglast beeinflussen könnten.

Im maßgebenden Teil des Eurocodes, Teil 3-1-5 basiert die Abminderungskurve für lokales Beulen von Plattenelementen auf der sogenannten Winter-Kurve, welche halb empirisch von George Winter im Jahre 1947 vorgestellt wurde. Diese Kurve repräsentiert eine Mittelwertkurve der zu der damaligen Zeit verfügbaren Testergebnisse. Aktuellere Testergebnisse von S275 bis S960, wie auch die innerhalb dieser Arbeit durchgeführten 34 Versuche, belegen jedoch, daß die Winter-Kurve mit zunehmender Schlankheit der Platten zu optimistische Traglasten liefert. Die Auswertung der Ergebnisse zeigt eine erhebliche Streuung, die zum Teil typisch für Stabilitätsversagen sind, aber auch auf fehlende Informationen hinsichtlich ungewollter Exzentrizitäten im Versuchsaufbau zurückzuführen sind. Daher wurden die zur Verfügung stehenden Testergebnisse in zwei Sets unterteilt, wobei ein Set alle Daten enthielt und das Zweite nur die Daten, wo Informationen zu Exzentrizitäten vorhanden war. Damit konnte die Streuung erheblich reduziert werden. Eine neue Abminderungskurve wurde zudem abgeleitet, welche den Mittelwert aller Versuche über den gesamten Schlankheitsbereich abbilden konnte.

Um eine gewisse Versagens(un)wahrscheinlichkeit zu gewährleisten, wurde das Sicherheitskonzept von EN 1990 sowohl auf die Winter-Kurve als auch auf die neue Widerstandskurve angewendet. Das Konzept basiert dabei auf Annahmen für Material- und Geometrieigenschaften spezifischen Variationskoeffizienten (CoVs). In der Literatur werden oftmals Standardwerte angegeben, die in ihrer konkreten Anwendung zwar korrekt sind, allerdings für hochfeste Materialien nicht direkt übernommen werden können. In der vorliegenden Arbeit wurde daher zunächst der Einfluß der einzelnen Eigenschaften, wie z.B. der Streckgrenze, analysiert, um aufzuzeigen, wo das Sicherheitskonzept angepaßt werden muß. Unterschiedliche Ansätze und Variationen werden gezeigt und diskutiert, was zu wissenschaftlich fundierten Sicherheitsbeiwerten γ_M^* führt.

Aufbauend auf den Erkenntnissen zum lokalen Beulen wurde der Fokus auf die Interaktion mit Knicken gelegt. Während es präzise Modelle zur Berechnung von kritischen und maximalen Lasten getrennt für Knicken und Beulen gibt, birgt die Interaktion größere Schwierigkeiten, da hier der Einfluß von Membraneffekten und Imperfektionen zur Geltung kommt. In zwei Versuchsreihen an quadratischen, geschweißten Hohlprofilstützen, unterteilt in S500 und S960 Material mit jeweils hohem b zu t Verhältnis, wurde das Interaktionsverhalten über die Variation der

Profillänge untersucht. Die Versuche wurden mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS nachgerechnet. Durch die Kalibrierung dieses numerischen Modells konnten Parameterstudien angeschlossen werden. Diese deckten dann einen Bereich der sowohl lokalen als auch globalen Schlankheit bis 2 ab sowie auch unterschiedliche Momentenbeanspruchungen.

Der Interaktionsnachweis im Eurocode 3-1-1 basiert auf dem Ayrton-Perry Format mit linear-elastischen Annahmen, welche es erlauben die lokalen Effekte, Normalkraft- und Biegebeanspruchung jeweils getrennt zu betrachten. Dadurch sind aber im Nachgang die Berechnung von zusätzlichen Faktoren notwendig. Die vorliegende Arbeit leitet einen analytischen Ansatz ab, welcher die Phänomene früh koppelt und dadurch ohne diese zusätzlichen Faktoren auskommt. Dieser Ansatz wird als „generalisierter Schlankheitsansatz (gs)“ bezeichnet und ist ebenfalls an das Ayrton-Perry Format angelehnt. Lokale Effekte werden nicht direkt durch ausfallende Querschnitte berücksichtigt, sondern über eine zusätzliche, äquivalente Ersatzimperfektion. Zur Quantifizierung wurden Bemessungsdiagramme abgeleitet, unter Berücksichtigung der neu abgeleiteten Abminderungskurve für lokales Beulen.

Contents

1. Introduction	1
1.1. Motivation	1
1.2. Aims of the Thesis	2
1.3. Outline of the Thesis	3
2. State of the Art	6
2.1. Introduction	6
2.2. High Strength Steel Material	6
2.2.1. Characteristics of HSS	6
2.2.2. Codes and requirements	7
2.3. Stability Characteristics	8
2.3.1. General Information	8
2.3.2. Imperfections	10
2.4. Experimental programmes	11
2.4.1. Local buckling and residual stress campaigns	11
2.4.2. Global buckling and combined local/global experiments	15
2.5. Local buckling of structures	17
2.5.1. Brief theoretical background	17
2.5.2. Historical derivation of local buckling curve	18
2.5.3. Plastic buckling	20
2.6. Global buckling of structures	22
2.7. Interaction of local and global buckling	24
2.7.1. Multiplication Method (DIN 18800-3)	24
2.7.2. Model by Rubin (DIN 18800-2)	24
2.7.3. Q-factor Method (EN 1993-1-1)	25
2.7.4. Direct Strength Method (American Standard)	26
2.8. Other design concepts	27
2.8.1. Stuttgart/ Liège	27
2.8.2. Overall Interaction Concept	28
2.9. Summary	29
3. Methodology to solve stability issues	30
3.1. Introduction	30
3.2. Stability Design according to European Standards	31
3.2.1. The Eurocode 3-1-1 [1] method for flexural buckling	31
3.2.2. The Eurocode 3-1-5 [2] method for plate buckling	34
3.3. Reliability and statistical methods in European Standards, EN 1990 [3]	37
3.3.1. General Information	37

3.3.2.	Model uncertainty V_{δ}	41
3.3.3.	Uncertainties of the basic variables V_{X_i}	42
3.3.4.	Standardised procedure to derive a safety factor γ_M and γ_M^*	42
3.4.	Numerical Solutions	44
3.4.1.	General Information	44
3.4.2.	Elastic critical load for local buckling - EBPlate	44
3.4.3.	Constrained Finite Strip Method - CUFSM	44
3.4.4.	Finite-Element Method - ANSYS	45
3.5.	Material modelling using the Considère-Criterion	46
3.6.	Stability and Imperfections	49
3.6.1.	Influence of global imperfections on column behaviour	49
3.6.2.	Impact of imperfection appliance: eccentric loading or bow imperfections using the secant formula	50
3.6.3.	Imperfections and numerical modelling	54
3.7.	Assessing the slenderness of structures	55
3.7.1.	Classical Definition of non-dimensional slenderness	55
3.7.2.	Tangent Modulus Method	57
3.7.3.	Generalised slenderness definitions	57
4.	Experimental Studies on local and coupled instability	64
4.1.	Introduction	64
4.2.	Design and fabrication	64
4.3.	Stub Column Tests	65
4.3.1.	Test matrix and dimensions	65
4.3.2.	Material characterisation	66
4.3.3.	Assessment of imperfections	66
4.3.4.	Test Setup and Procedure	68
4.3.5.	Test results	70
4.4.	Interaction Tests	75
4.4.1.	Test matrix and dimensions	75
4.4.2.	Material characterisation	75
4.4.3.	Test Setup and Procedure	76
4.4.4.	Test results	76
4.5.	Summary	78
5.	Evaluation of Experiments according to Eurocode	81
5.1.	Introduction	81
5.2.	Evaluation of stub column tests according to EC3-1-5	81
5.3.	Evaluation of interaction tests according to EC3-1-1	85
5.4.	Summary	86
6.	New resistance curve and reliability analysis for local buckling	87
6.1.	Introduction	87
6.2.	Functions evaluated for local buckling resistance	88
6.2.1.	General Information	88

6.2.2.	Modification of constant in Winter curve	88
6.2.3.	Modification of constant and exponent in winter curve	89
6.2.4.	New exponential resistance function	89
6.3.	Discussion of derived functions	90
6.3.1.	Comparison of mean curves	90
6.3.2.	Comparison of reliability units and γ_M for characteristic values	91
6.4.	Derivation of γ_M^*	94
6.4.1.	Using variable CoVs for yield strength f_y and plate thickness t	94
6.4.2.	Using variable CoVs and reduced experimental data for γ_M^*	97
6.4.3.	Achieving a target value of γ_M^*	98
6.5.	On the over-strength of material	99
6.6.	Summary	100
7.	Numerical and sensitivity Studies	103
7.1.	Introduction	103
7.2.	Procedure for numerical calculations	103
7.3.	Numerical modelling	105
7.3.1.	Column Model	105
7.3.2.	Material modelling for calibration purposes	106
7.3.3.	Influence of yield plateau in material models	107
7.4.	Residual stress in box columns	109
7.4.1.	Derived model to implement residual stress in numerical calculations	109
7.4.2.	Influence of residual stress distribution	111
7.5.	Geometrical imperfections in box columns	111
7.5.1.	Derived model to assess local imperfections	111
7.5.2.	Global imperfections	113
7.6.	Validation of Numerical Model	113
7.7.	Alternative imperfection model using EC-1-1 and -1-5	113
7.8.	Results of Parametric Studies	115
7.8.1.	Main parameters	115
7.8.2.	Influence of geometry and loading pattern	117
7.8.3.	Influence of yield plateau on the ultimate load F_u	120
7.8.4.	Evaluation of imperfection models	121
7.8.5.	Influence of local Eigenmodes on ultimate load	122
7.9.	On the convergence	125
7.10.	Summary	126
8.	Analytical Model to calculate coupled instability	127
8.1.	Introduction	127
8.2.	General Approach	127
8.3.	Determination of a generalised slenderness	128
8.4.	Deriving an equivalent local imperfection e_p	129
8.4.1.	Quantification of the equivalent imperfection e_p	129
8.4.2.	Deriving design charts for e_p coefficients	130

8.5.	Derivation of resistance formula	133
8.6.	Summary	137
9.	Application of the new resistance formula and comparison with EC3 design	139
9.1.	Introduction	139
9.2.	Evaluation of ultimate loads according to EC3-1-5 and EC3-1-1	140
9.2.1.	EC3 imperfection model, Winter resistance curve	140
9.2.2.	EC3 imperfection model, exponential resistance function	142
9.2.3.	Detailed imperfection model, Winter resistance curve	143
9.2.4.	Detailed imperfection model, exponential function	144
9.3.	Evaluation of ultimate loads using the generalised slenderness approach	146
9.3.1.	Using EC3 imperfection model	146
9.3.2.	Using detailed imperfection model	147
9.4.	Assessment of Experiments	149
9.4.1.	General Information	149
9.4.2.	Stub column tests	149
9.4.3.	Interaction tests	151
9.5.	Design Example	153
9.5.1.	General Information	153
9.5.2.	Generalised slenderness approach	154
9.5.3.	EC3 design proof	156
9.6.	Summary and Discussion	159
10.	Summary and Conclusions	161
	Bibliography	163
A.	Experimental Studies	170
A.1.	Stub Column dimensions	170
A.2.	Stub Column Tests: Measurements during testing	172
A.3.	Stub Column Tests: Imperfection Measurements	206
A.4.	Stub Column Test: Database	240
A.5.	Interaction Tests: Measurements during testing	245
B.	Numerical Studies	250
B.1.	Stub column tests	250
B.2.	Interaction Tests	256
B.3.	Parametric Study using EC3 imperfection model	258
B.3.1.	Numerical results for S960	258
B.3.2.	Influence of yield plateau - S500	259
B.3.3.	Influence of steel grade	260
B.3.4.	Influence of using higher Eigenmode	261
B.4.	Parametric Study using det. imperfection model	262
B.4.1.	Numerical results for S960	262
B.4.2.	Influence of yield plateau - S500	263
B.4.3.	Influence of steel grade	264

B.4.4.	Influence of using higher Eigenmode as imperfection shape . . .	265
C.	Result Assessment	266
C.1.	Evaluation acc. to EC3, clause 4.4(4)	266
C.1.1.	S500, imperfection model EC3, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape and Winter resistance curve	267
C.1.2.	S960, imperfection model EC3, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape and Winter resistance curve	268
C.1.3.	S960, imperfection model EC3, with higher Eigenmode as local imperfection shape and Winter resistance curve	269
C.1.4.	S500, imperfection model EC3, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape and new local resistance curve	271
C.1.5.	S960, imperfection model EC3, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape and new local resistance curve	272
C.1.6.	S960, imperfection model EC3, with higher Eigenmode as local imperfection shape and new local resistance curve	273
C.2.	Evaluation acc. to new resistance formulas	275
C.2.1.	S500, imperfection model EC3, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape	275
C.2.2.	S960, imperfection model EC3, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape	276
C.2.3.	S960, imperfection model EC3, with higher Eigenmode as local imperfection shape	277
C.2.4.	S500, detailed imperfection model, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape	278
C.2.5.	S960, detailed imperfection model, with 1 st Eigenmode as local imperfection shape	279
C.2.6.	S960, detailed imperfection model with higher Eigenmode as local imperfection shape	280