

Deckensysteme für flexible Nutzung
als Beitrag zur Nachhaltigkeit von Gebäudestrukturen

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

vorgelegt von

Tobias Dreßen

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
 Universitätsprofessor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl

Tag der mündlichen Prüfung: 16.08.2011

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Tobias Dreßen

**Deckensysteme für flexible
Nutzung als Beitrag zur Nachhaltig-
keit von Gebäudestruktu-
ren**

Zusammenfassung

Nachhaltige Gebäude der Zukunft zeichnen sich durch geringe Umweltbelastungen sowie niedrige Lebenszykluskosten aus und sichern eine hohe Nutzerzufriedenheit über eine möglichst lange Nutzungsdauer. Dabei resultiert aus den steigenden energetischen Anforderungen, der stetigen Änderung der Lebensweise, den Wandlungen in der Arbeitswelt und der demographischen Entwicklung die Forderung nach adaptiven Gebäudestrukturen. Bisher fehlen sowohl ganzheitliche Konzepte als auch allgemeingültige Planungsgrundsätze und technische Empfehlungen für nachhaltige Gebäude.

Als Ausgangsbasis für die Untersuchungen wurde im Rahmen eines Verbundforschungsvorhabens gemeinsam mit Architekten und TGA Ingenieuren ein integrales Anforderungsprofil für nachhaltige Gebäudestrukturen erstellt. Dabei erfolgte die Festlegung ökologischer, ökonomischer und soziokultureller Nachhaltigkeitskriterien, die in ihrer weitergehenden Betrachtung zu funktionalen und technischen Anforderungen führen. Auf der Basis des Stadtbausteins als städtische Gebäudeeinheit wurden exemplarische Deckensysteme mit großen Spannweiten und integrierter Gebäudetechnik als Tragelemente entwickelt, deren technische Eignung anhand systematischer theoretischer sowie experimenteller Untersuchungen nachgewiesen wurde. Zusätzlich wurden geeignete konstruktive Lösungen für die Verbindung der Tragelemente entworfen.

Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen bildeten die Grundlage für die Zusammenstellung geeigneter Modelle zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der entwickelten Deckensysteme in Form von Stegplatten mit großen Öffnungen in den Stegen. Für die Tragfähigkeit wurde die Eignung des Modells von NEFF und EHMANN nachgewiesen und ein eigenes Verfahren für die Bemessung zusammengestellt. Zur Vorhersage der Verformungen vorgespannter Träger mit großen Stegöffnungen wurde ein Verfahren entwickelt, das alle wesentlichen Einflussfaktoren zutreffend abbildet und sich für eine einfache Anwendung in der Praxis eignet.

Ergänzend wurden umfangreiche ökobilanzielle Untersuchungen auf Bauteil-, Tragwerks- und Gebäudeebene durchgeführt. Dabei wurden sowohl heute übliche Tragsysteme für Wohnungs- und Bürobauten sowie eine flexible Struktur unter Nutzung der entwickelten Tragelemente untersucht. Es wurden die unterschiedlichen Einflussfaktoren auf die Umweltwirkungen von Tragstrukturen identifiziert und Optimierungspotenziale herausgestellt. Mit flexiblen Gebäudestrukturen kann es gelingen, die Gesamtnutzungsdauer einer Immobilie mit mehreren Nutzungszyklen der technischen Lebensdauer des Tragwerks anzugleichen. Ein ökologisch und ökonomisch sinnvolles Bauwerkrecycling leistet so einen Beitrag zu einer nachhaltigen Entwicklung.

Schließlich wurden allgemein gültige Konstruktionsprinzipien und technische Empfehlungen für flexible Gebäudestrukturen abgeleitet, die Eingang in das im Rahmen des BMBF/DAfStb-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ erarbeitete Grundsatzpapier „Grundlagen des nachhaltigen Bauens mit Beton“ fanden.

Abstract

Sustainable buildings are characterized by low environmental impact, low life cycle costs and ensure a high comfort for their users over a long service life. Adaptive building structures are needed due to increasing energetic requirements, changes in mode of life and work as well as the demographic shift. However, holistic concepts, technical recommendations and general principles for planning of sustainable buildings are still missing.

An integral profile of requirements has been defined within a collaborative research project in cooperation with architects and engineers for building utilities, serving as a starting point of the following investigations. Here, ecological, economical and socio-cultural criteria have been determined, whose further investigation led to functional and technical requirements. Exemplary floor slab systems with wide spans and integrated installations have been developed. Their technical performance has been tested by means of theoretical and experimental investigations, respectively. Furthermore, suitable solutions for jointing of the structural elements have been designed.

The theoretical and experimental investigations were composed to suitable models for the description of the load bearing and deformation behavior of the developed floor slab systems. In case of the load bearing behavior the existing model of NEFF and EHMANN was found to be suitable and an independent design concept has been developed. For the prediction of the deformations of prestressed girders with large web openings an effective approach has been developed, allowing for the reproduction of the main influencing parameters and an easy application in the field.

In addition, a large amount of environmental life cycle assessments has been carried out on different scales: building element, structural system and building. Here, contemporary structural systems of domestic and office buildings as well as a flexible structure using the developed structural elements have been investigated. Different factors influencing the environmental impact of the structural systems have been detected and a great potential for optimization has been highlighted. The service life of a real estate could be adjusted to the physical life of the structural system by multiple changes in utilization using flexible building structures. Thus, an economic and ecologic recycling of the whole building contributes to sustainable development.

Finally, technical recommendations and general principles for flexible building structures have been derived. The latter ones have found their way into the guideline "Principles for sustainable buildings made of concrete".

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Veranlassung	1
1.2	Zielsetzung und Inhalt der Arbeit.....	3
2	Stand der Kenntnisse	5
2.1	Allgemeines	5
2.2	Nachhaltigkeit im Bauwesen.....	5
2.2.1	Historie und Definitionen	5
2.2.2	Gebäudezertifizierungssysteme	7
2.2.3	Methoden zur Nachhaltigkeitsbewertung.....	13
2.2.4	Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“	15
2.3	Tragwerkskonzepte.....	18
2.3.1	Tragwerkskonzepte im Geschossbau	18
2.3.2	Demontierbarkeit der Tragstruktur.....	20
2.4	Deckensysteme	23
2.4.1	Allgemeines	23
2.4.2	Deckensysteme zu Beginn des Massivbaus	23
2.4.3	Aktuelle Deckensysteme	24
2.4.4	Deckensysteme mit integrierter Gebäudetechnik.....	26
2.5	Offene Fragestellungen / Motivation	30
3	Anforderungsprofil nutzungsneutraler Gebäudestrukturen	32
3.1	Allgemeines	32
3.2	Nachhaltigkeitskriterien	32
3.2.1	Allgemeines	32
3.2.2	Ökologische Kriterien	33
3.2.3	Ökonomische Kriterien	34
3.2.4	Soziokulturelle, funktionale und technische Kriterien	35
3.2.5	Kriterien der Prozessqualität	36
3.2.6	Spezifische Kriterien des Betonbaus	38
3.3	Weitere Anforderungen	39
3.3.1	Allgemeines	39
3.3.2	Herstellung und Montage	39
3.3.3	Nutzungsflexibilität und Gebäudetechnik	39
3.3.4	Erweiterung, Demontage und Recycling.....	42
3.4	Untersuchungsrahmen „Stadtbaustein“	43
3.4.1	Abmessungen	44
3.4.2	Randbedingungen	45
3.5	Nutzungsprofil	46

3.6	Integrales Anforderungsprofil	48
4	Entwicklung von Deckensystemen.....	50
4.1	Ausgangssituation	50
4.2	Ausgangssituation	50
4.3	Querschnittsoptimierung	51
4.4	Tragverhalten vorgespannter Träger mit Stegöffnungen	55
4.4.1	Allgemeines	55
4.4.2	Träger mit großen Stegöffnungen.....	56
4.4.3	Aufteilung der Querkraft auf die Gurte	58
4.4.4	Ermittlung der erforderlichen Aufhängebewehrung	62
4.4.5	Anordnung der Öffnungen.....	64
4.5	Verformungsverhalten vorgespannter Träger mit großen Stegöffnungen	67
4.5.1	Einfluss von Öffnungen auf das Verformungsverhalten	68
4.5.2	Zeitabhängige Verformungen vorgespannter Träger	74
4.6	Verbindungselemente	79
4.7	Zusammenfassung	82
5	Versuche an Trägern mit Stegöffnungen.....	83
5.1	Versuchsprogramm	83
5.2	Versuchskörper.....	84
5.2.1	Geometrie	84
5.2.2	Bewehrung.....	85
5.2.3	Versuchskörperherstellung und Spannkrafteinleitung	86
5.3	Versuchsdurchführung und Messverfahren	89
5.3.1	Versuchsaufbau und -durchführung	89
5.3.2	Durchgeführte Messungen und Messverfahren.....	90
5.4	Versuchsergebnisse	92
5.4.1	Bruchtragverhalten	92
5.4.2	Last-Verformungsverhalten.....	92
5.4.3	Rissentwicklung.....	93
5.4.4	Beanspruchung der Öffnungsecken.....	95
5.4.5	Einfluss der Aufhängebewehrung	96
5.4.6	Einfluss auflagnaher Öffnungen.....	97
5.4.7	Einfluss Betonfestigkeit.....	98
5.4.8	Querkraftverteilung.....	99
5.5	Zusammenfassung	101
6	Modelle zum Trag- und Verformungsverhalten vorgespannter Träger mit großen Stegöffnungen.....	103
6.1	Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens.....	103
6.1.1	Querkraftverteilung und Traglast	103

6.1.2	Aufhängebewehrung	107
6.1.3	Berücksichtigung des Herstellverfahrens	108
6.2	Modell zur Beschreibung des Verformungsverhaltens	108
6.2.1	Versuchsdatenbank	109
6.2.2	Vergleich bekannter Modelle zur Bestimmung der Zusatzverformungen	110
6.2.3	Erweiterung der mechanischen Modelle um die Rissbildung	112
6.2.4	Herleitung eines vereinfachten Verfahrens zur Ermittlung der Zusatzverformungen von Spannbetonsträgern mit großen Stegöffnungen	115
6.3	Zusammenstellung eines Bemessungskonzepts	120
7	Ökologische Bewertung	122
7.1	Untersuchungsmethodik	122
7.2	Baustoffprofile	123
7.3	Normierte Baustoffprofile	125
7.4	Bauteilebene	126
7.4.1	Deckenfertigteile	126
7.4.2	Deckentragsysteme	128
7.5	Bauwerksebene	130
7.5.1	Tragstruktur	131
7.5.2	Ökobilanz der Tragstruktur der Obergeschosse	132
7.5.3	Ökobilanz der gesamten Tragstruktur	134
7.5.4	Ökobilanz des Stadtbausteins	135
7.6	Sensitivitätsanalysen	137
7.6.1	Variation der Zementart für das Deckenfertigteil der flexiblen Struktur	137
7.6.2	Variation des Spannstahlherstellverfahrens	138
7.6.3	Variation der Deckenspannweite	139
7.6.4	Variation weiterer Parameter	140
7.7	Zusammenfassung	140
8	Ableitung allgemeiner Planungsgrundsätze	142
9	Zusammenfassung und Ausblick	145
9.1	Zusammenfassung	145
9.2	Ausblick	146
10	Literaturverzeichnis	148

Anhang

A Versuchsdaten	163
A.1 Bewehrungspläne	163
A.2 Spannkrafteinleitung	166
A.3 Messstellen	168
A.4 Messergebnisse.....	172
A.5 Bruchbilder	181
A.6 Rissbilder	183
B Tragfähigkeitsermittlung.....	185
B.1 Bemessungskonzept	185
B.2 Ingenieurmodell nach NEFF.....	185
B.3 Traglastermittlung mit Interaktionsdiagrammen.....	188
C Ergänzende Diagramme und Grundlagen zu Kapitel 6...	190
C.1 Datenbank.....	190
C.2 Modell zur Verformungsvorhersage nach EHMANN	192
C.3 Nachrechnung von Stahlbetonträgerverformungen mit unterschiedlichen Modellen	192
C.4 Nachrechnung von Spannbetonträgerverformungen mit unterschiedlichen Modellen	194
D Ergänzende Angaben zu den Ökobilanzen	196

Symbolverzeichnis

Nachfolgend sind die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Einheiten, Abkürzungen und Formelzeichen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text näher erläutert.

Einheiten

Dehnung:	%, ‰
Kraft:	kN, MN
Spannung:	N/mm ² , MN/m ²
Maße:	m, cm, mm
Zeit:	h, d, a

Abkürzungen

AP	Versauerungspotenzial (Acidification Potential)
BF	Bedeutungsfaktor
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
BNB	Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude
BREEAM	Building Research Establishment Environmental Assessment Method
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V.
DGNB	Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen
DMS	Dehnungsmessstreifen
EP	Eutrophierungs-/ Überdüngungspotenzial (Eutrophication Potential)
EPD	Umwelt-Produktdeklaration (Environmental Product Declaration)
GrunaBau	DAfStb-Richtlinie - Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton
GWP	Treibhauspotenzial (Global Warming Potential)
LCA	Ökobilanz (Life Cycle Assessment)
LCC	Lebenszykluskostenrechnung (Life Cycle Costing)
LEED	Leadership in Energy and Environmental Design
ODP	Ozonabbaupotenzial (Ozone Depletion Potential)
PE e.	Primärenergie erneuerbar
PE n. e.	Primärenergie nicht erneuerbar
PE	Primärenergie
POCP	Photooxidantien-/ Ozonabbaupotenzial (Photochemical Ozone Creation Potential)
SDM	Setzdehnungsmessung

UHPC	ultrahochfester Beton (Ultra High Performance Concrete)
WA	Wegaufnehmer

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_0, A_s	Stahlquerschnittsfläche
A_{10}	Bruchdehnung Stahl
A_p	Querschnittsfläche der Spannglieder
$A_{s,A,L}$	Aufhängbewehrung Lastseite
$A_{s,A,S}$	Aufhängbewehrung Auflagerseite
E	Elastizitätsmodul
E_c	Elastizitätsmodul Beton
E_p	Elastizitätsmodul Spannstahl
E_s	Elastizitätsmodul Betonstahl
F	Kraft
G	Schubmodul
I	Flächenträgheitsmoment
M	Moment
N	Normalkraft
P	Versuchslast, Vorspannkraft
P_0	Vorspannkraft im Spannbett
V	Querkraft
V_x	Variationskoeffizient
W	Widerstandsmoment

Kleine lateinische Buchstaben

a	Abstand der Last vom Auflager
b	Breite
b_w	Stegbreite
c_j	Rauigkeitsbeiwert
c_{nom}	Nennwert der Betondeckung
d	statische Nutzhöhe
e	Exzentrizität
f	Durchbiegung
$f_{c, cube}$	Würfeldruckfestigkeit

$f_{c, \text{cyl}}$	Zylinderdruckfestigkeit
$f_{c, \text{cube}, 28d}$	Gütekubendruckfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{ct, fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct, sp}$	Spaltzugfestigkeit
f_{ctm}	mittlere Zugfestigkeit des Betons
f_p	Zugfestigkeit Spannstahl
$f_{p0,1}$	0,1%-Dehngrenze Spannstahl (Fließgrenze)
f_t	Zugfestigkeit Betonstahl
f_y	0,2%-Dehngrenze Betonstahl (Fließgrenze)
g	Eigengewicht
h	Höhe
h_L	Öffnungshöhe
k	Beiwert (Integrationskonstante) zur Ermittlung von Verformungen
l	Länge
l_0	Stützweite
l_{bp}	Übertragungslänge
l_L	Öffnungslänge
l_{Lm}	Abstand vom nächstgelegenen Auflager bis zur Öffnungsmitte
n, a	Anzahl
q	Nutzlast
s	Litzenschlupf
s_x	Standardabweichung
t	Länge der Schubfuge
t_0	Belastungszeitpunkt
$t_{1,2..i}$	Zeitpunkte bei der Ermittlung zeitabhängiger Effekte
t_k	Zeitpunkt k
w	Durchbiegung
x	Druckzonenhöhe
x_m	empirischer Mittelwert
z	innerer Hebelarm
z_G	vertikaler Abstand der Gurtschwerpunkte

Griechische Buchstaben und Symbole

$\varnothing$	Durchmesser
α_e	Verhältnis von Stahl E-Modul zu Beton E-Modul
ε	Dehnung

ε_{c1}	Betonstauchung (negativ)
ε_{c2m}	Mittlere Betondehnung (positiv)
γ	Gleitung
γ	Teilsicherheitsbeiwert, Wichte
φ	Kriechzahl
κ	Krümmung
μ	Reibungsbeiwert
ν	Querdehnzahl
θ	Druckstrebenwinkel
ρ	geometrischer Bewehrungsgrad
ρ_l	geometrischer Längsbewehrungsgrad
σ	Spannung
σ_{pm0}	Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Ablassen
τ	Schubspannung

Indizes

äq	äquivalent
c	Beton
cr	Riss; Rissbildung
d	Bemessungswert (<u>d</u> esign)
E	Einwirkung
<i>eff</i>	effektiv
G	Gurt
g	ständige Last
ges	gesamt
global	globaler Wert einer Variablen
i	ideell
II	Zustand II
k	charakteristisch
L	Öffnung
m	mittel; Mitte
massiv	M
max	Maximalwert
OG	Obergurt
p, P	Spannstahl, Vorspannung
q	Verkehrslast

R	Widerstand
s	Betonstahl; Schwinden
t	Zug, Zeitpunkt
u	unten
UG	Untergurt

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Das Leitbild der nachhaltigen Entwicklung ist seit der Konferenz der Vereinten Nationen für Umwelt und Entwicklung in Rio de Janeiro im Jahre 1992 /Ver92/ weltweit von großer Bedeutung. Kernbestandteil dieses Leitbildes ist die Gleichberechtigung von ökologischen mit wirtschaftlichen und sozialen Aspekten. Nachhaltige Entwicklung hat zum Ziel, die Bedürfnisse der heutigen Generation zu befriedigen und gleichzeitig die Lebensgrundlagen künftiger Generationen zu erhalten. Da für Errichtung und Betreiben von Gebäuden etwa 40% des jährlichen Weltenergieverbrauchs verwendet werden, liegt in der energieeffizienten Konzeption und Unterhaltung von Bauwerken einer der wirksamsten Hebel zur Schaffung nachhaltiger Lebensbedingungen für die Zukunft. Nachhaltiges Bauen wird heute konkret eingefordert und muss von den einzelnen Bauweisen umgesetzt werden. In Deutschland wurde ein Verfahren zur Nachhaltigkeitszertifizierung für Büro- und Verwaltungsgebäude vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) zusammen mit der Deutschen Gesellschaft für nachhaltiges Bauen (DGNB) erstellt /Sob09/, /Bun09c/. Für Wohn- und Industriebauten werden derzeit ähnliche Verfahren erarbeitet /Heg10/.

Auf Grundlage des Sachstandsberichts zum nachhaltigen Bauen mit Beton /Rei01/ wurde vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) ein DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben initiiert, das in zwei Phasen von 2005 bis 2009 mit Drittmitteln aus der Baustoffindustrie (Zement- und Zusatzstoffindustrie, Transportbetonindustrie, Fertigteilindustrie), der Bauindustrie sowie durch öffentliche Bauherren wie der Stadt München unterstützt wurde. Das Ziel der zweiten Projektphase war die Erstellung eines Grundsatzpapiers „Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton“ (GrunaBau) /Heg09b/. Hiermit sollen die am Betonbau Beteiligten eine umfassende, auf die praktische Arbeit ausgerichtete Unterstützung für eine Umsetzung nachhaltigen Bauens finden, wodurch ein für den Betonbau bisher noch nicht erreichter Konkretisierungsgrad mit beträchtlicher Breitenwirkung erreicht werden soll /Deu07/.

Nachhaltige Gebäude müssen den ökologischen, ökonomischen und sozialen Aspekten gerecht werden, gleichzeitig hohe technische Qualität bieten und auf die Prozesse des Bauwesens abgestimmt sein /Kom05/, /Enq98/. Die ökonomische Dimension beinhaltet hauptsächlich die Minimierung der Lebenszykluskosten eines Bauwerks. Aus ökologischen Gesichtspunkten ist vor allem auf eine Reduzierung der Flächeninanspruchnahme durch neue Bauwerke, Ressourcenschonung, Vermeidung der Verwendung von Schadstoffen und ihres Eintrags in den Stoffkreislauf sowie eine Verringerung der Emission von klimaschädlichen Gasen der Gebäude zu achten. Soziale Aspekte sind z. B. die Schaffung von bedarfsgerechtem Wohn- und Arbeitsraum in einem geeigneten Umfeld sowie die städtebauliche Integration und eine hohe Gestaltungsqualität neuer Gebäude. Auch die Schaffung und Sicherung von Arbeitsplätzen im Baubereich trägt zu einer nachhaltigen Entwicklung des Bauwesens bei /Enq98/.

Der Geschossbau spielt sowohl aufgrund seiner wirtschaftlichen Bedeutung, seiner erheblichen Auswirkungen auf die Umwelt (z. B. Ressourcen- und Energieverbrauch) als auch aufgrund seiner enormen sozialen Relevanz eine wesentliche Rolle. Entscheidungen, die hier getroffen werden, wirken sich aufgrund der langen Lebensdauer von Immobilien auf mehrere Generationen von Nutzern aus, die einen großen Teil ihrer Lebenszeit in diesen Gebäuden verbringen. Die Lebensdauer des Ausbaus, der Gebäudetechnik und zum Teil auch der Fassade ist jedoch im Allgemeinen deutlich geringer als die der Tragstruktur /Rei01/, /Bun01/. Häufig werden Gebäude im städtischen Raum vor Ablauf ihrer technischen Lebensdauer abgerissen oder aufwändig umgebaut, da sie eine Nutzungsänderung nicht zulassen, die Umsetzung technischer Neuerungen nicht ermöglichen oder architektonischen Ansprüchen nicht mehr genügen.

Im Betonbau ist zurzeit ein sehr hoher Rohstoff- und Energieverbrauch festzustellen. Dies betrifft alle Bereiche von der Herstellung der Baustoffe über die Errichtung und den Betrieb der Bauwerke bis hin zum Abbruch nicht mehr genutzter Gebäude. Außerdem ist das Recycling von Baustoffen oder von ganzen Bauteilen vor allem im Hoch- und Ingenieurbau kaum entwickelt. Dadurch werden große Deponieräume benötigt, die in Zukunft nur noch begrenzt zur Verfügung stehen werden. Um diesen Missständen entgegenzuwirken, ergeben sich drei Hauptansatzpunkte zur Verbesserung der Nachhaltigkeit von Massivbaukonstruktionen /Tho07/: die Nutzungsflexibilität, der Baustoffverbrauch und die Energienutzung.

Die Wandlungen in der Arbeitswelt und der Zusammensetzung von Haushalten, die demographischen und stadtstrukturellen Entwicklungen (Bild 1-1) sowie die technischen Neuerungen im Bereich der Gebäudetechnik erfordern gleichermaßen die Anpassungsfähigkeit von Stadtstrukturen sowie die Flexibilität für Nutzungsänderungen innerhalb bestehender und zu erstellender Gebäudestrukturen /Heg07/.

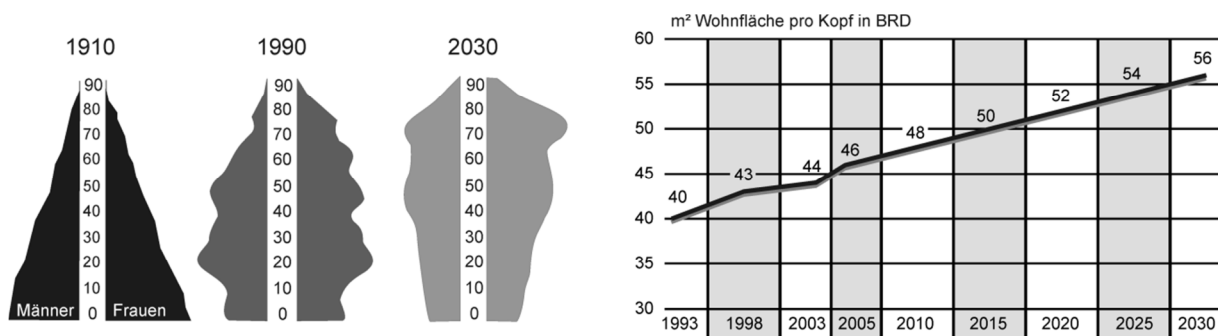


Bild 1-1: Alterspyramiden und Wohnflächenbedarf in Deutschland aus /Heg09a/

Zur Entwicklung von Gebäudekonzepten, die ein möglichst hohes Maß an Veränderbarkeit und Anpassungsfähigkeit mitbringen, sind flexible Gebäudestrukturen grundlegende Voraussetzung. Entgegen der getrennten Betrachtung einzelner Fachdisziplinen sind heute die jeweiligen Einflussgrößen in einer integralen Planung von Architekt, Tragwerksplaner und Gebäudetechniker zu identifizieren und gemeinsame Lösungen zu entwickeln.

Die Tragstruktur eines adaptiven Gebäudes muss demnach unterschiedliche Raumaufteilungen und damit auch variable Leitungsführungen der Gebäudetechnik ermöglichen. Vor allem die Deckenkonstruktionen sind wegen des großen Baustoffbedarfs von erheblicher Bedeutung für die Nachhaltigkeitsbetrachtung im Geschossbau, da hier das größte Ressourceneinsparpotenzial sowohl bei der Herstellung und beim Rückbau, als auch hinsichtlich der Planungen für eine flexible Nutzung eines Gebäudes vorhanden ist. Die Lebensdauer der Tragstruktur muss effizienter und länger ausgenutzt werden. Vor diesem Hintergrund stellen flexible Gebäudestrukturen, die ein ökologisch und ökonomisch sinnvolles Bauwerksrecycling ermöglichen, einen wesentlichen Schritt auf dem Weg zu einer nachhaltigen Entwicklung dar.

1.2 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Nachhaltige Gebäudestrukturen müssen eine einfache Veränderung der Grundrisse sowie der Gebäudetechnik bei Nutzungsänderungen innerhalb der Gebäudelebensdauer ermöglichen. Außerdem sind die Nachhaltigkeitspotenziale durch eine effizientere Energie- und Baustoffausnutzung auszuschöpfen. Die Nachhaltigkeit von Tragsystemen lässt sich zum einen durch das Recycling, wobei hier zwischen dem Baustoff-, Bauteil- und Bauwerksrecycling zu unterscheiden ist, und zum anderen durch das Einsparen von Ressourcen verbessern. Die Einsparung von Ressourcen kann unmittelbar z. B. durch eine Verringerung der Verbrauchsmassen bei der Herstellung von Tragsystemen als auch mittelbar z. B. durch die Vermeidung von Umbaumaßnahmen infolge flexibler Nutzungsmöglichkeiten erfolgen.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung multifunktionaler Deckensysteme, die eine flexible Gebäudenutzung über den gesamten Lebenszyklus sicherstellen, sowie die Ableitung technischer Empfehlungen und Konstruktionsprinzipien zur Erzielung nachhaltiger Betonkonstruktionen im Geschossbau. Dabei ist die Flexibilität bei sich ändernder Nutzung ohne Eingriffe in das Tragwerk des Gebäudes von entscheidender Bedeutung.

Zur Einordnung des Bearbeitungsfeldes in diese Thematik erfolgt in Kapitel 2 zunächst eine Darstellung der Kenntnisse im Bereich der Nachhaltigkeit in Bezug zum Bauwesen. Darüber hinaus werden bekannte Tragwerkskonzepte und Deckensysteme mit einer Konzentration auf solche Systeme mit einer Integration von Komponenten der Gebäudetechnik zusammenfassend vorgestellt. Das Kapitel schließt mit der Formulierung der offenen Fragestellungen, deren Lösungen in den darauffolgenden Kapiteln erarbeitet werden.

Zur Entwicklung geeigneter Bauteile für nachhaltige, nutzungsneutrale Gebäudestrukturen wird in Kapitel 3 ein integrales Anforderungsprofil definiert. Dazu werden die drei klassischen Dimensionen der Nachhaltigkeit (Ökologie, Ökonomie und Soziales)

ergänzt um Aspekte des Bauprozesses und technische, funktionale Aspekte, die sich nicht zuletzt aus der Forderung nach einer möglichst hohen Flexibilität hinsichtlich der Nutzung ergeben. Zur Spezifizierung und Konkretisierung der Anforderungen wird eine exemplarische Gebäudeeinheit definiert. Diese bildet die Grundlage und den Bezugspunkt für die Untersuchungen in dieser Arbeit. Neben räumlichen Dimensionen wird ein zeitlicher Ablauf unterschiedlicher Nutzungen festgeschrieben.

Aus den in Kapitel 3 festgelegten Anforderungen werden in Kapitel 4 mögliche bauliche Lösungen in Beton- und Verbundbauweise entwickelt. Dabei erfolgt eine Konzentration auf eine umgedrehte Stegplatte mit großen Öffnungen im Stegbereich zur flexiblen Leitungsführung innerhalb des Deckenquerschnitts. Anhand von Parameterstudien wird die Eignung bekannter Modelle zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens untersucht.

In Kapitel 5 werden die an einem Ausschnitt eines exemplarischen Deckenquerschnitts durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von weitgespannten Trägern mit großen Öffnungen in den Stegen beschrieben und die wesentlichen Erkenntnisse zusammengestellt. Im folgenden Kapitel 6 werden geeignete Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens dieser Deckenelemente dargestellt und ein allgemein gültiger Ansatz zur Vorhersage der Verformungen vorgespannter Träger (bzw. einachsiger vorgespannter Decken) mit großen Stegöffnungen entwickelt.

Kapitel 7 beschäftigt sich mit den ökologischen Wirkungen von Betontragstrukturen. Auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen (Bauteil, Tragstruktur, Gesamtgebäude) werden die möglichen Einflussfaktoren der Betonbauweise auf die Ökobilanz eines Gebäudes identifiziert und Optimierungsmöglichkeiten herausgearbeitet.

Die Arbeit schließt mit der Zusammenstellung der im Rahmen der Bearbeitung abgeleiteten allgemeinen Planungsgrundsätze für nachhaltige Gebäudestrukturen aus Beton in Kapitel 8, die Eingang in das vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton herausgegebene Grundsatzpapier „Grundsätze des nachhaltigen Bauen mit Beton (GrunaBau)“ gefunden haben, und der Zusammenfassung in Kapitel 9.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Allgemeines

Der hier dargestellte Kenntnisstand dient der Einordnung der vorliegenden Arbeit in den Gesamtkontext der Nachhaltigkeit. Im Folgenden wird der Stand der Kenntnisse für die Bereiche Nachhaltigkeit im Bauwesen, Tragwerkskonzepte und Deckensysteme für flexible Nutzung getrennt dargestellt. Die erforderlichen Grundlagen gesonderter Themenbereiche werden in den entsprechenden Kapiteln behandelt.

2.2 Nachhaltigkeit im Bauwesen

2.2.1 Historie und Definitionen

Erstmals formulierte Hans Carl von Carlowitz im Jahre 1713 den Grundgedanken der Nachhaltigkeit - das generationenübergreifende, bewusste Umgehen und Handeln mit Ressourcen - für die Forstwirtschaft, indem er forderte, dass nur so viel Holz geschlagen wird, wie durch Wiederaufforstung nachwächst.

Im Jahre 1987 veröffentlichte die von den Vereinten Nationen gegründete Weltkommission für Umwelt und Entwicklung (WCED, World Commission on Environment and Development) den Zukunftsbericht „Unsere gemeinsame Zukunft“ („Brundtland-Report“), der erstmals das Leitbild einer nachhaltigen Entwicklung erklärte. Die Kommission verstand darunter eine Entwicklung, „die den Bedürfnissen der heutigen Generation entspricht, ohne die Möglichkeiten künftiger Generationen zu gefährden, ihre eigenen Bedürfnisse zu befriedigen und ihren Lebensstil zu wählen“ /Wor87/. Es wurden die drei Dimensionen (Säulen) der Nachhaltigkeit Ökologie, Ökonomie und Soziales definiert.

Im Jahre 1992 veranstalteten die Vereinten Nationen in Rio de Janeiro, Brasilien die weltweite Umweltkonferenz, auf der die Agenda 21 verfasst wurde. Diese Konferenz ist das Sinnbild eines neuen Bewusstseins der Weltgemeinschaft und der erste konkrete Grundstein für die Entwicklung der Nachhaltigkeit auf nationaler Ebene /Bun97/. Mit der Agenda 21 verpflichteten sich 170 Staaten (darunter auch Deutschland), das Leitbild der nachhaltigen Entwicklung in Politik, Gesellschaft und Wirtschaft bis zum Jahr 2002 aufzunehmen und umzusetzen /Bun08/.

Daraufhin wurde in Deutschland von 1995 bis 1998 die Enquête-Kommission des Deutschen Bundestages „Schutz des Menschen und der Umwelt - Bewertungskriterien und Perspektiven für umweltverträgliche Stoffkreisläufe in der Industriegesellschaft“ eingesetzt. Dieser Ausschuss befasste sich mit folgenden Schwerpunkten /Enq98/:

- Erarbeitung von Umweltzielen für eine nachhaltig zukunftsverträgliche Entwicklung,
- Erarbeitung ökonomischer und sozialer Rahmenbedingungen für eine nachhaltig zukunftsverträgliche Entwicklung,
- Notwendigkeit gesellschaftlicher, wirtschaftlicher und technischer Innovationen,
- Maßnahmen zur Umsetzung einer nachhaltig zukunftsverträglichen Entwicklung.

Im Abschlussbericht der Kommission „Konzept Nachhaltigkeit – Vom Leitbild zur Umsetzung“ /Enq98/ wurden entsprechend der Agenda 21 „Ziele und Rahmenbedingungen einer nachhaltig zukunftsverträglichen Entwicklung“ /Bun97/ formuliert. Demnach sind neben der ökologischen, auch die ökonomische und soziale Dimension zu berücksichtigen. Dabei ist das Ziel nicht die Vernetzung der drei Säulen, sondern die Entwicklung einer dreidimensionalen Perspektive /Enq98/.

Das Bauwesen hat eine große Bedeutung für die Nachhaltigkeit, da es „die größten Handlungspotenziale für eine nachhaltige Entwicklung und für eine nachhaltige Gestaltung unseres derzeit verschwenderischen Umgangs mit Ressourcen“ bietet /Enq98/. Daher veröffentlichte das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW, heute BMVBS) im Januar 2001 den „Leitfaden Nachhaltiges Bauen“ /Bun01/. Dieser stellt eine Arbeitshilfe für die Erstellung und Nutzung von Liegenschaften oder Gebäuden des Bundes dar und konkretisiert die von der Enquête-Kommission formulierten Grundsätze und Ziele für das Bauwesen. Danach sollen für einen Nutzungszeitraum von 50 bis 100 Jahren in jeder Planungsphase in unterschiedlicher Tiefe die Aspekte Ökologie, Ökonomie und Baukultur/soziale Auswirkung getrennt bewertet werden. Diese Bewertung erfolgt dabei über den gesamten Lebenszyklus eines Gebäudes oder einer Liegenschaft.

In Tabelle 2-1 sind die in /Bun01/ definierten Nachhaltigkeitsziele den drei Dimensionen zugeordnet, aus denen sich eine ganzheitliche Bewertung der Nachhaltigkeit im Bauwesen zusammensetzt. Der Leitfaden stellt eine Checkliste mit allen mindestens zu betrachtenden Kriterien getrennt für die drei Nachhaltigkeitsdimensionen als Grundlage für den Planungsprozess zur Verfügung. Ein Zertifizierungssystem für Deutschland muss diese festgeschriebenen Ziele erfassen und inhaltlich einbeziehen. Es sind aktuelle Erkenntnisse und neue Anforderungen (z. B. Änderungen in Normen und Richtlinien) zu berücksichtigen. In eine Nachhaltigkeitsbeurteilung sind alle drei Dimensionen einzubeziehen /Bun01/. Dabei wird im Rahmen einer Lebenszyklusbetrachtung die Optimierung sämtlicher Einflussfaktoren von der Rohstoffgewinnung über die Errichtung bis zum Rückbau angestrebt.

Tabelle 2-1: Zuordnung der Nachhaltigkeitsziele aus /Bun01/ zu den Dimensionen

Ökologische Dimension	Ökonomische Dimension	Soziale Dimension
Minimierung des Flächenverbrauchs für die Erschließung	Optimierung der Gesamtkosten	Gesundheitsschutz, Behaglichkeit und andere den Menschen berührende Aspekte
Begrenzung des Energie- und Ressourcenverbrauchs	Sicherstellung der Gesamtwirtschaftlichkeit des kompletten Vorhabens	Städtebauliche und landschaftsräumliche Integration
Hohe Dauerhaftigkeit und universelle Nutzbarkeit; problemloser Rückbau		Funktionale, gestalterische und denkmalpflegerische Gesichtspunkte
Möglichst geringe Belastung der Umwelt und des Ökosystems im gesamten Lebenszyklus		

Zur Umsetzung der Ziele der Nachhaltigkeit durch konkrete Bestimmungen in der Planung, dem Bau und der Nutzung von Gebäuden wurde im Juni 2007 die Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen e. V. (DGNB) gegründet. Nach zweijähriger Zusammenarbeit mit dem BMVBS wurde 2009 mit dem „Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude (BNB)“ /Bun09c/ ein erster Kriterienkatalog zur ganzheitlichen Betrachtung und Bewertung von Nachhaltigkeitsaspekten für Gebäude veröffentlicht.

2.2.2 Gebäudezertifizierungssysteme

Im Jahr 1999 wurde der World Green Building Council mit dem Ziel gegründet, die Nachhaltigkeitsbestrebungen zu bündeln und deren Entwicklung voranzutreiben /Wor10/. Es wurde festgelegt, dass die Umsetzung des nachhaltigen Bauens auf nationaler Ebene erfolgen soll. Die einzelnen Länder entwickeln eigene Bewertungssysteme und Instrumente zur Zertifizierung von umweltbewussten Gebäuden, deren Grundlage ein sogenanntes „Green Building Rating System“ ist. Dieses System berücksichtigt eine spezifische Anzahl von Aspekten, welche die Nachhaltigkeit der Gebäude ausdrücken sollen. Meist werden hierzu Haupt- und Teilkriterien definiert, die anhand unterschiedlicher Berechnungsmethoden bewertet werden und schließlich zu einer Gebäudezertifizierung führen /Bun07a/.

DGNB / BNB

Das deutsche Zertifizierungssystem zeichnet sich durch die umfassende Betrachtung des gesamten Lebenszyklus von Gebäuden unter der Berücksichtigung der ökologischen, ökonomischen und soziokulturellen Qualität sowie den technischen und prozessualen Aspekten und ein transparentes, objektiv nachvollziehbares Bewertungsverfahren aus /Bun10a/. Die Bewertung dieser fünf Teilaspekte erfolgt jeweils getrennt in ihrer sogenannten Hauptkriteriengruppe, die anschließend mit der in Bild 2-1 darge-

stellten Gewichtung zu einer Gesamtbewertung führen. Die technische Qualität und die Prozessqualität werden neben den bekannten drei Nachhaltigkeitsdimensionen als Querschnittsdimensionen eingeführt. Da die Standortwahl durch die Planung und das Bauwerk kaum beeinflussbar ist, wird die Standortqualität getrennt betrachtet.

Ökologische Qualität 22,5 %	Ökonomische Qualität 22,5 %	Sozialkulturelle und funktionale Qualität 22,5 %
Technische Qualität 22,5 %		
Prozessqualität 10,0 %		
Standortmerkmale -- %		

Bild 2-1: Gewichtung der sechs Nachhaltigkeitskriterien /Bun09c/

Die Hauptkriterien unterteilen sich in Kriteriengruppen, die wiederum in einzelne Kriterien zerfallen (Bild 2-2). Die Bewertung erfolgt anhand von Kriteriensteckbriefen, in denen u. a. die Zielsetzung, die Bewertungsmethode und der Bewertungsmaßstab mit dem Anforderungsniveau sowie der Vorgabe von Ziel-, Referenz- und Grenzwerten hinterlegt sind /Bun09d/, /Deu09a/.

In Bild 2-2 sind die Kriteriengruppen mit ihrer Anzahl an Teilkriterien für das Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude (BNB) nach /Bun09c/ dargestellt. Das System kann zur Bewertung von Büro- und Verwaltungsgebäuden angewendet werden. Für andere Nutzungen werden derzeit entsprechende Kriterienkataloge entwickelt. Das Bewertungssystem nach DGNB /Deu09a/ unterscheidet sich nicht in der grundsätzlichen Konzeption und Ausrichtung, sondern z. B. in der Zuordnung einzelner Kriterien zu einer Kriteriengruppe.

Die ökologische Qualität gliedert sich in die beiden Kriteriengruppen Wirkung auf die globale und lokale Umwelt und Ressourceninanspruchnahme. In der ersten Gruppe werden die ökologischen Ziele zum Schutz des Klimas, der Ozonschicht und eine geringe Belastung von Erde, Wasser und Luft abgedeckt. Die Ressourcenschonung reicht von den Energieträgern über das Trinkwasser bis zu Freiflächen. Die ökonomische Qualität gliedert sich in die beiden Kriteriengruppen Lebenszykluskosten und Wertentwicklung. Es werden zum einen die gebäudebezogenen Kosten im Lebenszyklus und zum anderen die Drittverwendungsfähigkeit bewertet. Dabei werden die Flächeneffizienz und die Anpassungsfähigkeit des Gebäudes an sich ändernde Beanspruchungen (Umnutzungsfähigkeit) betrachtet.

Die Hauptkriteriengruppe soziokulturelle und funktionale Qualität teilt sich in drei Kriteriengruppen auf. Der Bereich Gesundheit, Behaglichkeit und Nutzerzufriedenheit beinhaltet die Aspekte, die mit dem unmittelbaren Wohlbefinden der Gebäudenutzer

zusammenhängen. Darüber hinaus werden die Kriteriengruppen Funktionalität und Sicherung der Gestaltungsqualität betrachtet.

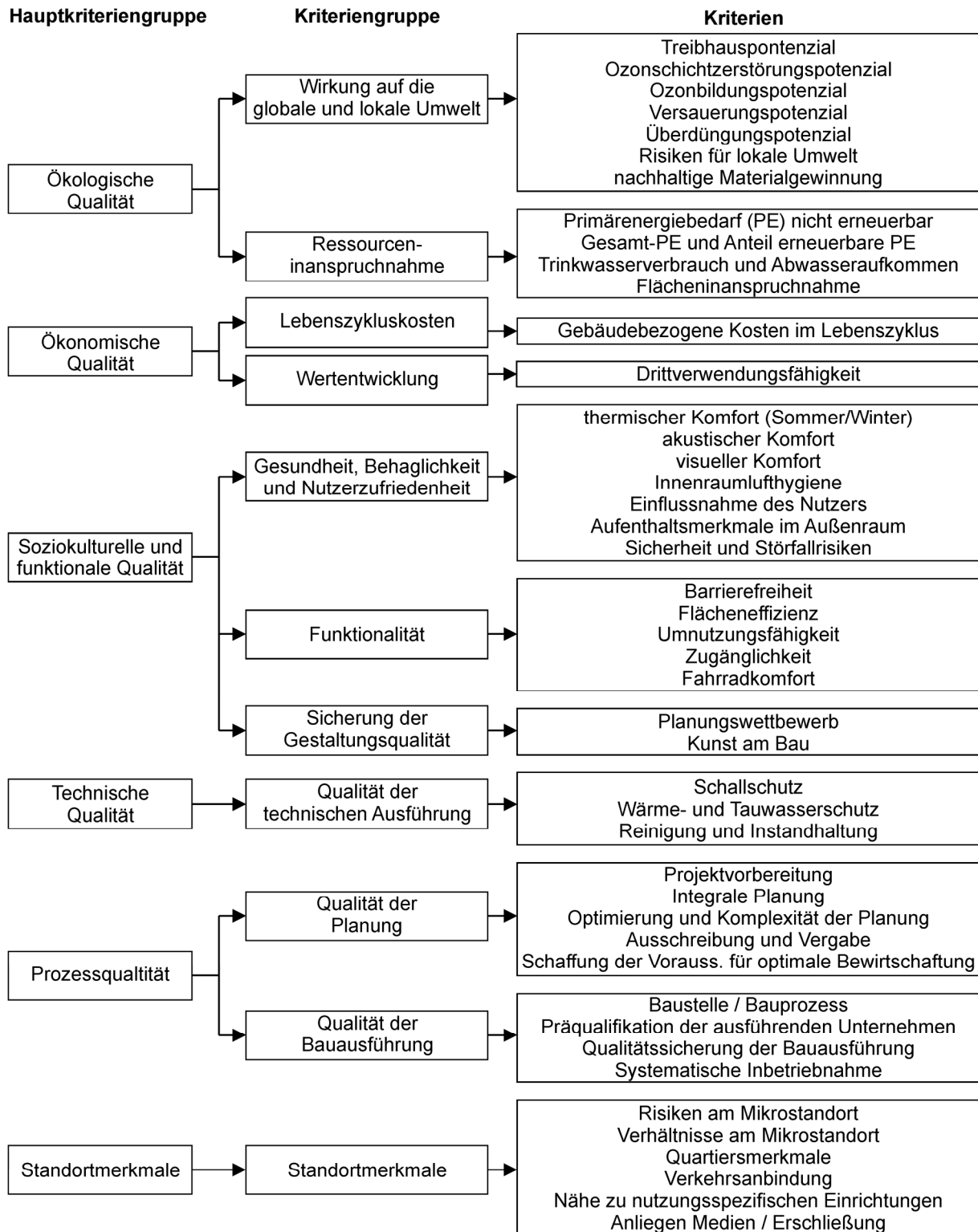


Bild 2-2: Aufteilung von Kriterien in Gruppen nach /Bun09c/

In der Kriteriengruppe Qualität der technischen Ausführung werden Schallschutz, Wärme- und Tauwasserschutz sowie die Reinigungs- und Instandhaltungsfreundlichkeit des Baukörpers bewertet. Die Hauptkriteriengruppe Prozessqualität unterscheidet zwischen der Planung und der Ausführung. Es werden Aspekte wie Projektvorbereitung, Ausschreibung und Vergabe sowie die Dokumentation der verwendeten Materialien und Messungen zur Qualitätskontrolle (z. B. Blower-Door-Test) berücksichtigt. In der Kriteriengruppe Standortmerkmale werden Aspekte, die außerhalb des Gebäudes liegen, bewertet.

Durch die Einordnung eines Kriteriums in eine Hauptkriteriengruppe wird die Bedeutung für die Gesamtbewertung maßgeblich bestimmt. Zur Gewichtung einzelner Kriterien untereinander wurden zudem Bedeutungsfaktoren BF zwischen eins und drei definiert. Der Anteil eines Kriteriums an der Gesamtbewertung ergibt sich demnach zu:

$$\text{Prozent Hauptkriteriengruppe} \cdot \frac{BF}{\sum BF \text{ in Hauptkriteriengruppe}} \quad (2.1)$$

Damit ergeben sich Anteiligkeiten der Einzelkriterien an der Gesamtbewertung zwischen 0,804 % z. B. für die Flächeneffizienz und 13,5 % für die gebäudebezogenen Kosten im Lebenszyklus. In jedem Kriterium lässt sich eine Maximalpunktzahl erreichen. Durch Bildung eines über die jeweiligen Anteiligkeiten der Kriterien (Gl. 2.1) gewichteten Gesamterfüllungsgrades werden Noten und in Abhängigkeit dieser Zertifizierungen (Gesamtbewertung) in drei Stufen (Gold, Silber, Bronze) vergeben. Dabei sind zusätzlich Nebenanforderungen in den Hauptkriteriengruppen zu erfüllen. In Tabelle 2-2 sind diese Anforderungen exemplarisch für das vom BMVBS anerkannte Bewertungssystem für Büro- und Verwaltungsgebäude der DGNB dargestellt.

Tabelle 2-2: Gesamtbewertung des DGNB /Deu09a/

Gesamterfüllungsgrad	Nebenanforderung für Hauptkriteriengruppe	Gesamtbewertung	Note
$\geq 80 \%$	$\geq 65 \%$	GOLD	$\leq 1,5$
$65 \% \leq x < 80 \%$	$\geq 50 \%$	SILBER	1,51 bis 2
$50 \% \leq x < 65 \%$	$\geq 35 \%$	BRONZE	2,01 bis 3

BREEAM

In Großbritannien wurde 1990 das System „Building Research Establishment Environmental Assessment Method“ (BREEAM) durch das Unternehmen BRE: Centre for Sustainable Construction ECD Energy & Environment eingeführt. Es ist das weltweit meist verbreitete Bewertungssystem für umweltfreundliche Gebäude, das ökologische und soziokulturelle Aspekte der Nachhaltigkeit erfasst /Gra09/.

Mit diesem System können von Büro- und Wohngebäuden über Verkaufs- und Bildungsstätten bis zu ganzen Stadtquartieren bewertet werden /Bre10a/. Für jede dieser Systemvarianten gibt es ein sogenanntes „BREEAM Scheme Document“ /Bre10b/, anhand dessen in Abhängigkeit der erreichten Leistungspunkte ein Zertifikat ausgestellt wird. Zusätzlich ist für festgelegte Kriterien eine Minimalanforderung zu erfüllen. Zusammengefasst werden die Bewertungskriterien in bestimmten Kategorien, die in Abhängigkeit der Systemvariante eine entsprechende Gewichtung erfahren. Exemplarisch sind die Kategorien für „BREEAM Office“ mit entsprechender Gewichtung in Tabelle 2-3 dargestellt /Gra09/, /Bre10b/.

Tabelle 2-3: Kategorien für „BREEAM Office“

Kategorie	Bezeichnung	Inhalt	Gewichtung
1	Management	Managementprozesse in Planung und Bau	12 %
2	Health & Well-being	Gesundheit & Behaglichkeit	15 %
3	Energy	Energiebedarf während der Nutzung	19 %
4	Transport	Infrastruktur im und zum Gebäude	8 %
5	Water	Wasserbedarf während der Nutzung	6 %
6	Materials	Verwendete Baumaterialien	12,5 %
7	Waste	Umgang mit Abfall	7,5 %
8	Land Use & Ecology	Inanspruchnahme von Naturraum	10 %
9	Pollution	Schadstoffemission während der Nutzung	10 %
10	Innovation	Zusatzpunkte zur Förderung neuer Technologien und Herangehensweisen	10 %

Die Summe der ersten neun Kategorien ergibt 100 %, sodass zur Förderung neuer Technologien und Herangehensweisen Zusatzpunkte vergeben werden. Innerhalb der Kategorien werden die Einzelkriterien durch unterschiedliche Punktzahlen zur Berücksichtigung ihrer Bedeutung gewichtet. In der Bewertung werden die Herstellung von Bauprodukten und Bauelementen, die Planung, Realisierung und der Betrieb der Immobilie, ihr Nutzungskonzept sowie die Entsorgung des Gebäudes in der Beseitigungsphase (End-of-Life) berücksichtigt.

LEED

Das amerikanische Bewertungssystem „Leadership in Energy and Environmental Design“ (LEED) wurde 1995 vom US Green Building Council (USGBC) eingeführt /USG10/. Als Gütesiegel wird ein „Green Building Certificate“ ausgestellt. Das System ist an das britische Verfahren BREEAM angelehnt und stellt einen freiwilligen nationalen Standard dar /Sed07/. Es existieren ähnliche Systemvarianten, die sowohl bei der Planung eines Objekts als auch im Zuge der Ausführung oder sogar im ersten Betriebsjahr eines Gebäudes Anwendung finden.

Die Qualität der Gebäude wird mit Hilfe einer Checkliste über ein Punktesystem bewertet. Hierfür besitzt jede Systemvariante abhängig von der Zertifizierungsart und -version unterschiedlich viele Kategorien. Für die Variante „LEED for New Construction & Major Renovation“ sind in Tabelle 2-4 die sieben Kategorien mit ihren maximal erreichbaren Punkte dargestellt.

Tabelle 2-4: Kategorien für „LEED for New Construction & Major Renovation“ /USG09/

Kategorie	Bezeichnung	Inhalt	mögliche Punkte
1	Sustainable Sites	Nachhaltige Grundstücke	26
2	Water Efficiency	Wasser-Effizienz	10
3	Energy & Atmosphere	Energie und Atmosphäre	35
4	Materials & Resources	Materialien und Rohstoffe	14
5	Indoor Environmental Quality	Innenraumlufte-Qualität	15
6	Innovation in Design	Innovation der Planung	6
7	Regional Priority	Regionale Bevorzugung	4

In jeder Kategorie werden zwingend zu erfüllende Grundvoraussetzungen (Prerequisites) und Kriterien (Credits) unterschieden, in denen die oben dargestellte mögliche Punktzahl erreicht werden kann. Für die Erfüllung der Kriterien werden Bewertungspunkte vergeben, die für die ersten fünf Kategorien maximal 100 Punkte (entspricht 100 % Zielerreichung) ergeben können. Zusätzlich zu diesen Basispunkten können Bonuspunkte für die Innovation der Planung und regional bevorzugte Standorte vergeben werden. Die Zahl der erreichten Punkte bestimmt die Zertifizierungsstufe.

Neben den beschriebenen Bewertungsverfahren werden vom World Green Building Council für verschiedene Länder u. a. die in Tabelle 2-5 dargestellten Verfahren /Wor10/ verbreitet, die hier nicht näher beschrieben werden.

Tabelle 2-5: Internationale Bewertungsverfahren

Verfahren	Land
CASBEE	Japan
Green Star	Australien
Green Star NZ	Neuseeland
Green Star SA	Südafrika
HQE	Frankreich
LEED Canada	Kanada
TGBRS TERI'S & LEED India	Indien

Zusammenfassung

Bei den meisten Bewertungsverfahren wird anhand eines Gebäude-Rating-Systems ein Leistungsschema zur Punktevergabe erstellt. Auf Grundlage der erreichten Punkte wird dann eine entsprechende Auszeichnung (Zertifikat) vergeben. Entscheidend bei der Entwicklung eines Ratingsystems, insbesondere für die Anwendung zur Bewertung der Nachhaltigkeit, sind die Auswahl der zu bewertenden Aspekte und deren Gewichtung untereinander. In Tabelle 2-6 ist ein Vergleich der drei oben dargestellten Bewertungsverfahren DGNB, BREEAM und LEED dargestellt.

Tabelle 2-6: Vergleich DGNB, BREEAM und LEED

Merkmale	DGNB	BREEAM	LEED
Systemvarianten	1	14	7
Auszeichnungsstufen	3	5	4
Ökonomische Qualität	+	-	-
Ökologische Qualität	+	++	++
Soziale Qualität	+	+	+
Technische Qualität	+	(+)	-
Standort	+ ¹⁾	(+)	+
Innovationen	-	+	+

+: berücksichtigt; (+): ansatzweise berücksichtigt; -: nicht berücksichtigt; ++: Schwerpunkt; ¹⁾ gesonderte Beurteilung

Während das deutsche Bewertungssystem die drei Dimensionen der Nachhaltigkeit und zudem die Technische Qualität als Querschnittsdimension gleichwertig sowie den Standort gesondert berücksichtigt, liegt bei den Bewertungssystemen BREEAM und LEED der Fokus auf der ökologischen Qualität /Gra09/. Beim System LEED werden Kostenaspekte nur indirekt als Bewertungsmaßstab für die Energieeffizienz angesetzt /USG09/. BREEAM gibt die Empfehlung einen Kostenberater in das Planungsteam einzubeziehen, wobei eine Bewertung der ökonomischen Qualität nicht erfolgt /Hor09/. Technische Aspekte werden nur ansatzweise berücksichtigt.

2.2.3 Methoden zur Nachhaltigkeitsbewertung

Zur Ermittlung der Einzelwerte in den Kriterien, die eine Bewertung der Nachhaltigkeitsdimensionen ermöglichen, sind geeignete Methoden anzuwenden. Während für einzelne Themenfelder bereits allgemein anerkannte und bewährte Methoden vorliegen, steht die Entwicklung von Methoden in anderen Bereichen noch am Anfang /Deu07/. Für die ökologische und ökonomische Dimension der Nachhaltigkeit können mit der Ökobilanz (LCA) und der Lebenszykluskostenrechnung (LCC) weite Teile erfasst werden. Für die soziale Dimension wurde in /Lam08/ eine Methodik für Bürogebäude entwickelt. Die im deutschen Bewertungssystem zusätzlich eingeführte technische Qualität als Querschnitt über alle drei Nachhaltigkeitsdimensionen kann mit

anerkannten, teilweise genormten Verfahren quantifiziert und zum Teil auch bewertet werden.

Die Methode der Ökobilanz ist in den Normen DIN EN ISO 14040 /DIN06/ und DIN EN ISO 14044 /DIN09/ beschrieben. Mit dieser können Umweltaspekte und potentielle Umweltwirkungen von Produkten über den gesamten Lebensweg von der Rohstoffgewinnung über die Anwendung bis zur endgültigen Beseitigung abgeschätzt werden. Die Ökobilanz gliedert sich in die in Bild 2-3 dargestellten Phasen.

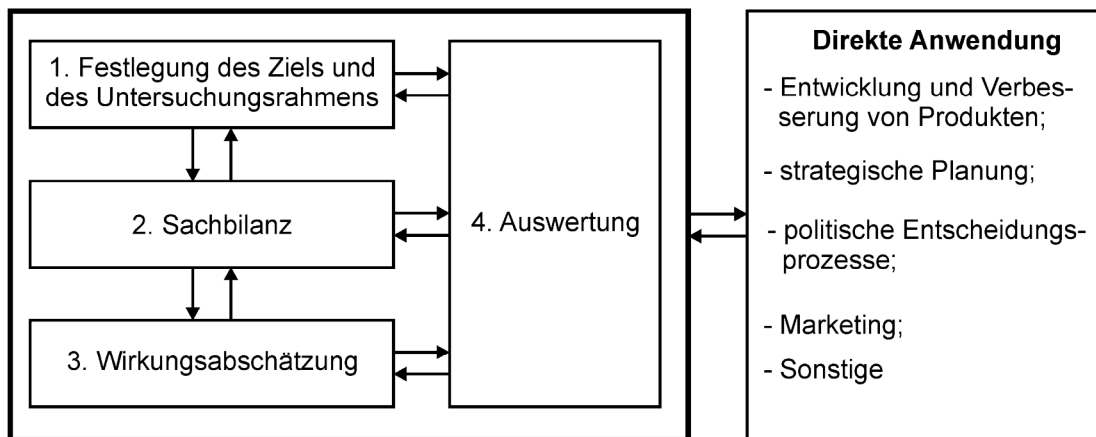


Bild 2-3: Phasen einer Ökobilanz /DIN09/

In der ersten Phase werden neben der Zieldefinition unter anderem die funktionelle Einheit als Bezugsgröße (z. B. eine Tonne Betonstahl BSt 500) und die Systemgrenzen festgelegt. Die Sachbilanz dient der Bestandsaufnahme von Input- und Outputdaten in Bezug auf das zu untersuchende System (z. B. Fertigteilelement). Es werden in einem iterativen Prozess die erforderlichen Daten erhoben, überprüft und auf eine funktionelle Einheit bezogen, um anschließend zusammengefasst zu werden. Mit den gewonnenen Ergebnissen der Sachbilanz wird eine Wirkungsabschätzung durchgeführt. Ziel ist die Untersuchung eines Produktes aus Sicht der Umwelt /Ekk03/. Die potenziellen Umweltwirkungen der Sachbilanzergebnisse werden in der Wirkungsabschätzung gruppiert nach Wirkungskategorien erfasst und dadurch eine Beurteilung ermöglicht. Die Wirkungsabschätzung liefert keine räumliche und zeitliche Information, d. h. ein möglicher zeitlicher Versatz zwischen Emission und deren schädigender Wirkung wird vernachlässigt /Ren07/.

In der Auswertung werden aus den vorangehenden Phasen Schlussfolgerungen gezogen und Ergebnisse abgeleitet. Dieses systematische Verfahren beinhaltet u. a. die Überprüfung, Beurteilung und Darstellung der Ergebnisse der Sachbilanz und Wirkungsabschätzung und hat entweder die iterative Verbesserung der Ökobilanz zur Folge oder eine Anpassung der Ziele und des Untersuchungsrahmens (siehe Bild 2-3). Einzelheiten zur Anwendung der Ökobilanz im Bauwesen sind unter anderem in /Eye00/, /Gra03/ und /Ren07/ beschrieben.

Die Lebenszykluskostenrechnung ist eine Methodensammlung zur Systemabbildung, Kostenermittlung, quantitativen Bewertung sowie zur qualitativen Analyse und wird vor allem zur Hilfe von Investitionsentscheidungen verwendet /Her05/. Die Lebenszykluskosten sind die Summe aller in den Phasen Bauwerkserstellung, -nutzung und -entsorgung anfallenden Kosten. Grundlagen zur LCC sind in /Her05/ beschrieben und seit 2008 in ISO 15686-5 /ISO08/ genormt. Danach werden mit der Kapitalwertmethode, einem Verfahren der Investitionsrechnung, alle während des Lebenszyklus eines Gebäudes von der Erstellung über die Nutzung bis zum Abriss anfallenden Kosten anhand eines einheitlichen Kalkulationszinssatzes auf denselben Zeitpunkt bezogen.

Zur Bewertung der sozialen Dimension der Nachhaltigkeit wurde in /Lam08/ ein Verfahren für Bürogebäude auf Basis der Nutzwertanalyse entwickelt. Dabei werden zunächst Teilziele definiert die sich wiederum in Unterziele aufgliedern. Für diese Unterziele werden Kriterien in Form von Fragen formuliert. Die Zielerreichungsgrade für jedes Unterziel werden schließlich über entsprechende Gewichtung zu einer Gesamtbewertung aggregiert. Die Messung erfolgt bei diesem System in Form von Fragen, die z. B. auf Grundlage wissenschaftlicher Erkenntnisse formuliert werden. Bisher fehlen jedoch Erfahrungen zur konkreten Anwendung dieses Verfahrens. Ein ähnliches System wird auch bei der Bewertung nach DGNB / BNB verwendet /Bun09c/.

2.2.4 Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“

Der vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im Jahr 2001 herausgegebene Sachstandbericht zum nachhaltigen Bauen mit Beton /Rei01/ war Grundlage für ein neues Verbundforschungsvorhaben, das beim Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) beantragt wurde. Im Jahr 2005 wurde das DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben mit dem Titel "Nachhaltig Bauen mit Beton" bewilligt (Förderkennzeichen 0330702 und 0330780). Das bis Oktober 2009 geförderte Projekt wurde durch Drittmittel aus der Baustoffindustrie (Zement- und Zusatzstoffindustrie, Transportbetonindustrie, Fertigteilindustrie), der Bauindustrie sowie von öffentlichen Bauherren wie der Stadt München unterstützt. Die Ergebnisse der ersten Phase sind im Heft 572 des DAfStb dargestellt /Deu07/. Die Schlussberichte der zweiten Phase werden 2011 in den Heften 584-588 veröffentlicht.

Um das nachhaltige Bauen mit Beton zu fördern und in der Praxis zu verankern, wurden im Verbundvorhaben Grundsätze zur Berücksichtigung von Nachhaltigkeitsaspekten bei der Planung, Ausführung, Nutzung und dem Rückbau von Betonbauwerken ausgearbeitet. Das zentrale Ziel des Vorhabens war die Erstellung eines Grundsatzpapiers "Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton" (GrunaBau) /Deu10/. In der "GrunaBau", die sich derzeit noch in der Bearbeitung befindet, sollen die wesentlichen am Betonbau Beteiligten eine Unterstützung für eine Umsetzung nachhaltigen Bauens finden. Damit schafft die Leitlinie GrunaBau einen für den Betonbau bisher noch nicht

erreichten Konkretisierungsgrad mit beträchtlicher Breitenwirkung. Durch die Bündelung der gesamten Industrieinteressen im DAfStb (Tragwerkplaner, Baustoffhersteller, Bauindustrie, Behörden, private und öffentliche Bauherren) wird die Umsetzung der Leitlinien in die Normung und die Praxis sichergestellt. Aufgrund der Komplexität der Forschungsinhalte wurde das Forschungsprogramm auf eine breite Basis gestellt und es wurden insgesamt sechs Schwerpunkte und ein Zentralvorhaben zur Koordinierung eingerichtet (Bild 2-4):

- Projekt A: Nachhaltigkeitsbeurteilung baulicher Lösungen aus Beton
- Projekt B: Potenziale des Sekundärstoffeinsatzes im Betonbau
- Projekt C: Ressourcen- und energieeffiziente, adaptive Gebäudekonzepte im Geschossbau
- Projekt D: Lebensdauermanagement
- Projekt E: Effiziente Sicherstellung der Umweltverträglichkeit
- Projekt F: Informationsplattform
- Zentralprojekt Z: Koordination des Verbundforschungsvorhabens

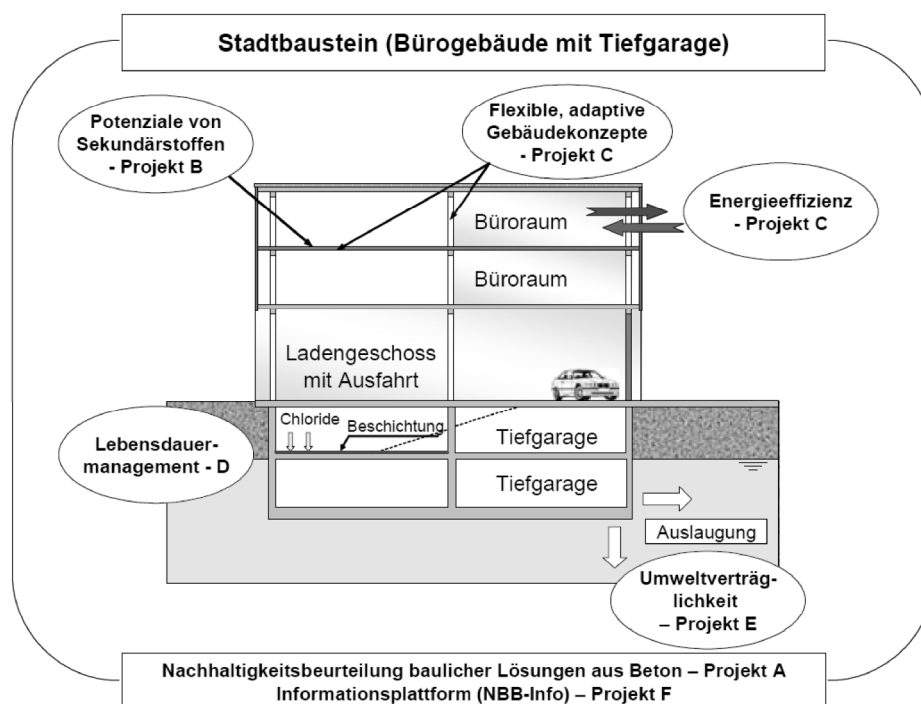


Bild 2-4: Forschungsschwerpunkte des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ /Heg09b/

Bereits bei der Baustoffwahl besteht die Möglichkeit, den Ressourceneinsatz zu optimieren. Unter Verwendung von Silikastaub, Hüttensand oder Flugasche in der Zement- bzw. in der Betonproduktion, die als Sekundärstoffe in verschiedenen Prozessen anfallen, lassen sich zum Beispiel Hochleistungsbetone herstellen, wodurch Primärstoffressourcen eingespart werden können (Projekte B und C). Diese innovativen Werkstoffe werden mit flexiblen, adaptiven Gebäudekonzepten gekoppelt (Projekt C).

In der im Lebenszyklus in der Regel oftmals dominierenden Nutzungsphase sind energetische Aspekte von besonderer Bedeutung. Im Optimierungsprozess mit der Tragkonstruktion können beispielsweise massive Innenbauteile aus Beton das energetisch ungünstige Fassadenverhalten von transparenten Metall-Glas-Fassadenkonstruktionen erheblich kompensieren und dazu beitragen, dass in diesen Gebäuden auf die primär-energetisch ungünstige Kühltechnik ganz oder teilweise verzichtet werden kann (Projekt C).

Die Instandhaltung stellt einen weiteren wesentlichen Gesichtspunkt dar. Etwa in Tiefgaragen werden durch einfahrende PKW Tausalze eingetragen, die zur Bewehrungskorrosion führen und große Schäden verursachen können. Zum Schutz des Betons vor dem Eindringen der Tausalze müssen zusätzliche Maßnahmen ergriffen werden (z. B. das Aufbringen einer Beschichtung oder eines Asphaltbelages). Da die Lebensdauer von Betonbauwerken größer ist als die der Beschichtungsmaßnahmen, müssen Instandhaltungskonzepte entwickelt und optimiert werden, die eine Bewehrungskorrosion über die Lebensdauer des Betonbauwerkes wirksam verhindern (Projekt D).

Aus dem Beton können umweltrelevante Stoffe durch Auslaugung an das Grundwasser abgegeben werden. Im Sinne der Reinhaltung des Grundwassers gemäß Wasserhaushaltsgesetz stellt die effiziente Sicherstellung der Umweltverträglichkeit von Betonbauwerken im Rahmen der Nachhaltigkeitsbetrachtung ein wesentliches in die Zukunft gerichtetes Ziel dar (Projekt E). Hier gilt es insbesondere die wesentlichen Freisetzungsmechanismen umweltrelevanter Stoffe zu ermitteln und deren Verteilung "In-Situ", d. h. am realen Bauwerk, festzustellen und mit den bisher vorliegenden Erkenntnissen aus Laboruntersuchungen und Vergleichsrechnungen abzugleichen.

Eine Klammer um alle Projektschwerpunkte bilden die Projekte A und F. Aufbauend auf die Festlegung der Kriterien für das Bewertungsverfahren werden die verschiedenen vorhandenen Werkzeuge zur Beurteilung der Nachhaltigkeit auf den Betonbau abgestimmt und ergänzt. Diese Entwicklung der Bewertungskriterien und -werkzeuge ist dabei nicht losgelöst von der Arbeit der anderen Projektschwerpunkte, sondern sie wird vielmehr im Wechselspiel mit den Anforderungen und Erfahrungen aus allen Projektschwerpunkten geleistet. Das Online-Informationssystem (Projekt F) gibt den professionellen Nutzern gezielte Zugriffsmöglichkeiten auf Einzelinformationen und Dokumente, die im Zuge von Informations- und Entscheidungsprozessen im Hinblick auf Nachhaltigkeitsfragen im Betonbau relevant sind.

2.3 Tragwerkskonzepte

2.3.1 Tragwerkskonzepte im Geschossbau

Das Tragwerk stellt das Grundgerüst eines jeden Gebäudes dar. Bisher wurden die Tragsysteme im Geschossbau meist aus dem Entwurf der aktuellen Nutzung abgeleitet, wodurch gerade für Bürogebäude typisierte Systeme entwickelt wurden. Dies sind die Unterzugsdecke, die Flachdecke auf Stützen sowie die freitragende Platte über die gesamte Gebäudetiefe (vgl. Bild (a) bis (c)). Während zu Anfang des Massivbaus die Materialeffizienz das wesentliche Kriterium für die Wahl und die Gestaltung des Tragsystems war, wurden später der schnelle Baufortschritt und die Minimierung der Personalkosten zum maßgebenden Faktor. Bedingt durch die Lebenszyklusbetrachtung spielt in jüngerer Zeit auch der Aspekt der Nutzungsflexibilität eine wesentliche Rolle bei der Planung der Tragwerke.

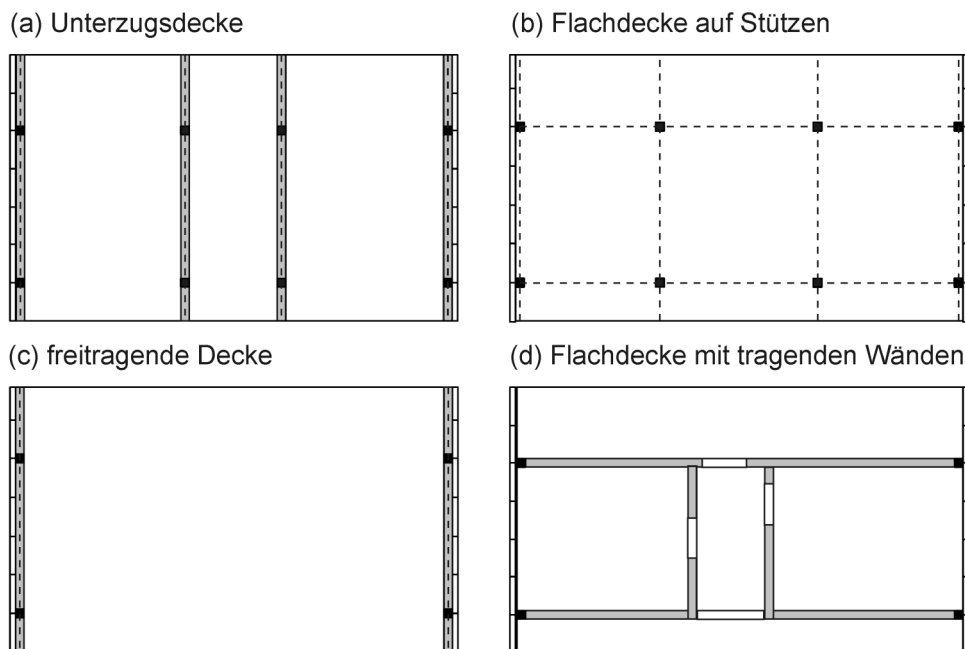


Bild 2-5: Übliche Tragsysteme im Geschossbau

Unterzugsdecken (Bild 2-5 (a)) zeichnen sich im Allgemeinen durch eine hohe Materialeffizienz aus. Dagegen wirken sich die Unterzüge nachteilig auf die Flexibilität hinsichtlich der Grundrissgestaltung und der Leitungsführung aus. Die Leitungen werden meist im Flurbereich hinter einer Abhangdecke geführt. Zur Realisierung geringer Geschosshöhen können Öffnungen in den Unterzügen vorgesehen werden. Dies erfordert eine genaue Planung der Leitungsführung zu einem frühen Zeitpunkt und schränkt die Flexibilität gegenüber sich ändernden Anforderungen an die Techniksysteme wie etwa Heizung oder Lüftung deutlich ein. Mit einem Nutzerwechsel entstehen meist veränderte Anforderungen, die mit den vorgesehenen Öffnungen nicht zu realisieren sind.

Eine größere Flexibilität sowohl bei der Grundrissaufteilung als auch bei der Leitungsführung bietet die Flachdecke auf Stützen (Bild 2-5 (b)). Der Wegfall der Unterzüge führt jedoch in der Regel zu größeren erforderlichen Deckendicken bei gleichem Stützenraster. Die Ausführung in Fertigteilbauweise wird bei diesem Tragsystem erschwert. Größere Spannweiten werden häufig durch den Durchstanzwiderstand begrenzt.

Eine stützenfreie Konstruktion ermöglicht die größtmögliche Nutzungsflexibilität. Die vertikalen Tragglieder beschränken sich auf die Gebäudeaußenkanten (Bild 2-5 (c)). Solche Tragsysteme erfordern die größte Deckenhöhe. Sie können meist nur durch eine Vorspannung und/oder hohe T-, U- oder TT-Platten realisiert werden, die vorzugsweise als Fertigteile auf die Baustelle geliefert und dort verlegt werden. Die maximale Stützweite ist durch Begrenzungen der Geschosshöhe gegeben. Weiterhin sind spätere Änderungen im Tragwerk z. B. größere Öffnungen nur begrenzt möglich.

Neue Konzepte im Bürobau verfolgen das Ziel einer möglichst freien Raumaufteilung mit wenigen vertikalen Traggliedern, um unterschiedliche Bürotypen (Zellen-, Kombi-, Großraumbüro, Business-Club) wahlweise zu ermöglichen. Meist wird dabei in Gebäudelängsrichtung mittig ein Versorgungskanal vorgesehen, von dem aus die jeweiligen Nutzungseinheiten mit der erforderlichen Gebäudetechnik versorgt werden /Hov96/, /Loc04/. Die Versorgung erfolgt dabei entweder von oben über abgehängte Decken oder von unten über Hohl- oder Doppelböden.

In dem 2006 fertig gestellten Hochhaus WestendDuo in Frankfurt am Main /Her08/ wurde eine gefaltete Deckenkonstruktion mit einer Höhe von 46,5 cm verwendet, die aus 12 m langen Stahlträgern besteht, die in den außen liegenden Bürobereichen mit einer untenliegenden und im Flurbereich mit einer oben liegenden Ortbetondecke versehen ist (Bild 2-6).

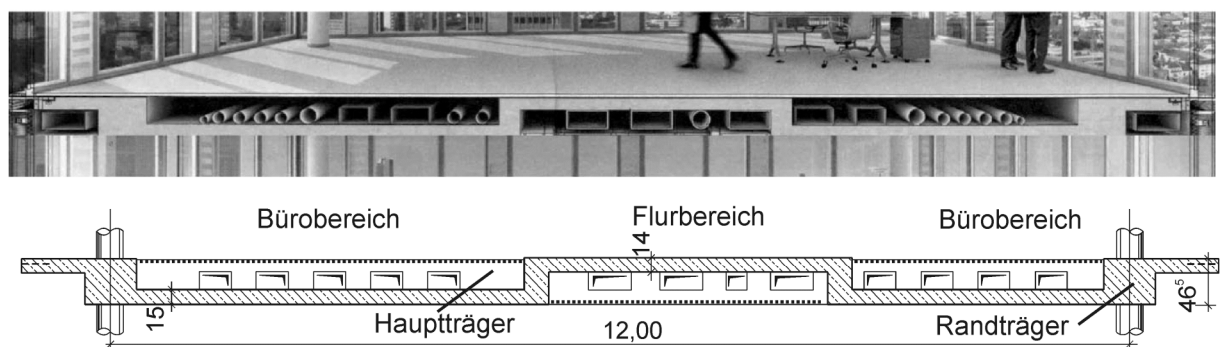


Bild 2-6: Deckenkonstruktion des Hochhauses WestendDuo in Frankfurt am Main /Her08/

Zur variablen Leitungsführung in der Decke sind in den Stahlträgern rechteckige Öffnungen angeordnet. Diese Konstruktion geht von einem klassischen Bürokonzept mit einer Zu- und Abluftführung im Flurbereich aus. Durch die Brandschutzverkleidung im mittleren Bereich und die untenliegenden Betondecken in den übrigen Bereichen erfüllt die Konstruktion die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse F120. Dar-

über hinaus übernimmt die schlaff bewehrte Ort betonplatte statische Funktionen wie Platten- und Scheibenwirkung, dient dem Schallschutz und bildet den Raumabschluss.

Im Wohnungsbau werden heute meist Flachdecken mit begrenzter Stützweite auf tragenden Wänden eingesetzt. Die Wohnungsgrößen und Raumaufteilung werden bei der Planung individuell entsprechend den jeweiligen Anforderungen festgeschrieben, wobei eine Neuaufteilung von Räumen oder ganzen Wohnungen nur selten in Erwägung gezogen wird. Dies resultiert nicht zuletzt aus den Anforderungen des Schallschutzes, die sich durch schwere Wände am leichtesten erfüllen lassen /DIN89/.

Für optimierte Tragsysteme wurde bei früheren Untersuchungen oft versucht, komplette Fertigteilssysteme neu zu entwickeln. Aus einem vorgefertigten Sortiment von Stützen, Unterzügen und Deckenplatten sollten möglichst beliebige Gebäude errichtet werden können /Kün01/, /Her04/. Ein Beispiel ist das seit den 1950er Jahren in Belgrad entwickelte IMS-System /Pet05/, das einen gesamten Standard-Bauteilkatalog bietet. Dabei stand die Weiterentwicklung geeigneter Verbindungsdetails zwischen den einzelnen Komponenten im Vordergrund. Für die Deckenkonstruktion wurden hingegen meist übliche Systeme wie Spannbetonhohldielen, Elementdecken oder Doppelsteplatten verwendet /Pes95/. Auch TADROS /Tad91/ greift bei seinem Vorschlag für ein neues Fertigteilssystem auf konventionelle Spannbetonhohldielen zurück, obwohl ein neuartiges Deckensystem in Kombination mit den von ihm entwickelten deckengleichen Unterzügen mit Installationsraum eine noch höhere Flexibilität bei der Leitungsführung ergeben könnte.

2.3.2 Demontierbarkeit der Tragstruktur

Neben der Optimierung hinsichtlich des Ressourcenverbrauch und des Bauprozesses wurden stetig Überlegungen zur Demontierbarkeit von Tragstrukturen angestellt. Zwar stellt das Bauwerksrecycling, bei dem das gesamte oder Teile eines Gebäudes durch möglichst wenige Eingriffe in die Tragstruktur einer veränderten Nutzung überführt werden, die höchste Stufe des Recyclings von Gebäuden dar. Jedoch stellt sich dann die Frage der Demontierbarkeit einer Tragstruktur, wenn das gesamte Gebäude oder einzelne Teile zurückgebaut oder erweitert werden sollen. Wiederverwertbare Betonfertigteile, die zerstörungsfrei ausgebaut werden können, leisten einen Beitrag zur Reduzierung der Abfallmengen und des Ressourcenverbrauchs.

Bereits seit Mitte der 70er Jahre wurden in Deutschland, Österreich und den Niederlanden Konzepte für demontierbare Gebäude entwickelt /Fec06/, /Kün01/, /Rei85/, /Her04/. Die Anwendung demontierbarer Gebäude beschränkt sich jedoch bis heute auf einzelne Demonstrationsprojekte oder Bauwerke, bei denen bereits bei Erstellung ein späterer Rück- und Wiederaufbau vorgesehen war. Der Planungsaufwand solcher Konstruktionen ist auch aufgrund mangelnder Erfahrung größer als bei konventioneller Bauweise. Ein Beispiel dreier Bürogebäude in Österreich ergab, dass die Wiederrichtungskosten der demontierten Gebäude geringer waren als die Kosten für einen

entsprechenden Neubau /Has85/. Der ökologische Nutzen wurde dabei nicht berücksichtigt.

Vor allem in den Niederlanden wurde zum Beispiel im Rahmen des Programms “Demonstratieprojecten Industrieel Flexibel en Demontabel Bouwen, (IFD Bouwen)“ die Weiterentwicklung von demontierbaren Gebäuden gezielt gefördert. Das Programm war nicht auf den Betonbau beschränkt. Zwischen 1999 und 2005 wurden aus insgesamt 380 Bewerbungen 91 Demonstrationsprojekte ausgewählt. Neben der Demontierbarkeit spielte in diesem Programm die Flexibilität durch variable Leitungsführung in Geschossdecken eine entscheidende Rolle /Vos02/.

Wesentliche Voraussetzung für die zerstörungsfreie Demontage von Betonfertigteilen ist der weitgehende Verzicht auf Ortbetonverguss und der Einsatz von stahlbaumäßigen Verbindungen /Wal88/, was zudem zu einem schnelleren Bauablauf führt. In der Vergangenheit sind dafür eine Vielzahl von Lösungen entwickelt worden /Apo87/, /Wal91/, /Wei03/. Wie Untersuchungen zum Plattenbaubestand in der ehemaligen DDR zeigen, macht alleine die Verwendung von Betonfertigteilen eine zerstörungsarme Demontage und Wiederverwendung einer Bausubstanz möglich /Kün04/, /Vog05/. Durch einen kontrollierten Rückbau konnten die Elemente z. B. für den Bau von Einfamilienhäusern wiederverwendet werden. Neben der Einsparung von Ressourcen durch das Baustoffrecycling konnte außerdem die Wirtschaftlichkeit solcher Projekte (die kalkulierten Kosten für die Wiederverwendung betragen etwa 74% der Kosten neuer Fertigteile) nachgewiesen werden.

Als Knotenpunkte bezeichnet man die Verbindungsstellen zwischen den einzelnen Traggliedern (Deckenplatten, Trägern, Stützen, Wand- bzw. Fassadenplatten, usw.). Die Knotenpunkte müssen in erster Linie den Anforderungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit gerecht werden, d. h. alle auftretenden Kräfte und Momente müssen sicher und darüber hinaus so übertragen werden, dass das Gesamttragverhalten des Tragwerks nicht negativ beeinflusst wird. Weiterhin ist wichtig, dass die Verformungen bei der Bemessung der Knotenpunkte berücksichtigt werden. Wenn sich diese nicht frei einstellen können, müssen die Verbindungen wie die restliche Tragstruktur in der Lage sein, die entstehenden Zwangsspannungen aufzunehmen. Falls die Knotenpunkte im fertigen Bauwerk sichtbar sind, sollten auch ästhetische Aspekte berücksichtigt werden. Um ein optisch akzeptables Ergebnis zu erhalten, kann es notwendig sein, höhere Kosten und eine erschwerte Montage und Herstellung in Kauf zu nehmen. In diesem Zusammenhang spielen auch die zulässigen Maßtoleranzen z. B. für ausgeklinkte Trägerenden eine Rolle.

Träger-Stützen-Verbindungen werden in der Regel mit einer Stützenkonsole als Auflager für den Träger ausgeführt. Nachteilig an dieser Lösung sind der hohe Platzbedarf der Konstruktion, die eingeschränkte Durchgangshöhe im Bereich der Konsole und die optische Erscheinung der Konsole. Aus diesem Grund werden vor allem im Verwaltungsbau und bei anderen öffentlichen Gebäuden Lösungen ohne Konsole gefordert.

Zusätzliche Anforderungen an die Knotenpunkte resultieren aus dem Wunsch demon-
tierbarer Tragsysteme und kurzer Bauzeiten.

Bild 2-7 zeigt beispielhafte Möglichkeiten für konsolenfreie Stützen-Riegel-
Verbindungen. Durch den Einsatz von Stahleinbauteilen kann ein architektonisch an-
sprechendes Erscheinungsbild und gleichzeitig eine ausreichende Tragfähigkeit des
Knotens erreicht werden. Der Brandschutz ist hierbei jedoch besonders zu beachten.

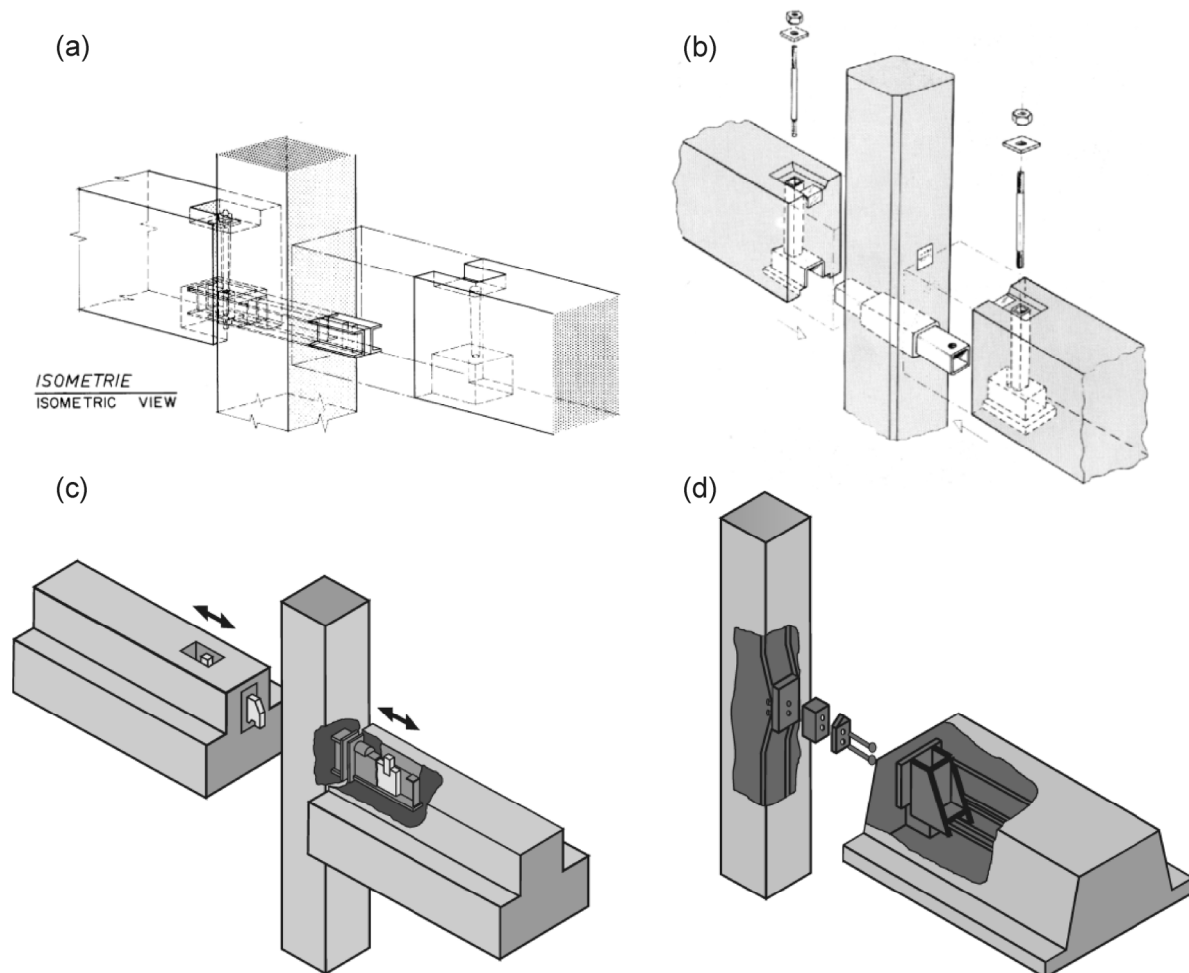


Bild 2-7: Verbindung von Balken und Stütze mit Stahlkonsolen (a) /Stu87/, (b) /Pei06/, (c) /Spæ/ und (d) /Pei04/

Die Verbindung einzelner Deckenplatten zu einer Scheibe, die die horizontalen Lasten aus Wind und Erdbeben an die vertikalen Aussteifungselemente weiterleitet, erfolgt derzeit meist durch Anordnung von Ringbalken und Fugenverguss in Ortbeton. Auch für solche linienartigen Verbindungen von Fertigteilen wurden Lösungen für eine demontierbare Konstruktion vorgestellt. Beispielhaft sei hier auf die Arbeit von WEIß verwiesen /Wei03/. Zur Realisierung der Scheibentragwirkung wird hier ein Fugenkern aus Aluminiumschaum in der Deckenfuge angeordnet und die einzelnen Fertigteilenelemente gegeneinander verspannt. Auf diese Weise ist eine trockene Fuge zwischen Deckenplatten möglich, die gleichzeitig Zug-, Druck- und Schubkräfte übertragen kann (Bild 2-8).

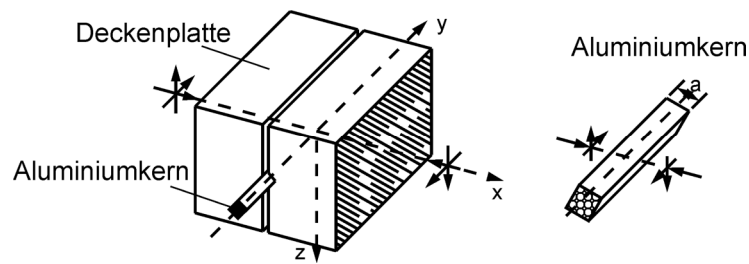


Bild 2-8: Demontierbare Deckenfuge mit Aluminiumkern /Wei03/

2.4 Deckensysteme

2.4.1 Allgemeines

In mehrgeschossigen Gebäuden stellen Decken mit ca. 60 - 80% den maßgebenden Teil des Rohbauvolumens dar. Die Decken erfüllen tragende und aussteifende Funktionen, bilden den Raumabschluss zu den darüber und darunter liegenden Nutzungseinheiten und müssen somit statischen, bauphysikalischen, nutzungsbedingten und ästhetischen Anforderungen genügen. Deckenkonstruktionen sind somit von erheblicher Bedeutung für die Nachhaltigkeitsbetrachtung im Geschossbau, da hier das größte Ressourceneinsparpotenzial sowohl bei der Herstellung und beim Rückbau, als auch hinsichtlich der Planungen für eine flexible Nutzung eines Gebäudes vorhanden ist. Dabei ist zwischen früheren und aktuellen Deckensystemen sowie neuen Entwicklungen zu unterscheiden. Im Folgenden werden aufgrund ihres optimierten Ressourcenverbrauchs ausschließlich Fertigteile und Teilfertigteile beschrieben.

2.4.2 Deckensysteme zu Beginn des Massivbaus

Bereits zu Beginn des Massivbaus wurde über Rationalisierung durch Einsatz von Fertigteilen nachgedacht /Vor05/. Dadurch sollte der Personal- und Materialaufwand für die Schalarbeiten eingespart werden. Weiterhin wurden ein schneller Baufortschritt, eine witterungsunabhängige Produktion und eine Reduzierung der Baufeuchte angestrebt. Durch diese Forderungen entwickelten sich neben den Ortbetonvollplatten folgende Deckenkonstruktionen bereits Anfang des letzten Jahrhunderts:

- Stahlbetonhohldielen
- Balkendecken
- Stahlbetonrippendecken

Bereits 1938 wurde mit Einführung von DIN 4028 /DIN38/ versucht die Vielzahl der Formen von Hohldielen, mit denen Spannweiten von 6,0 m erreicht wurden, einzuschränken (Bild 2-9 (a)).

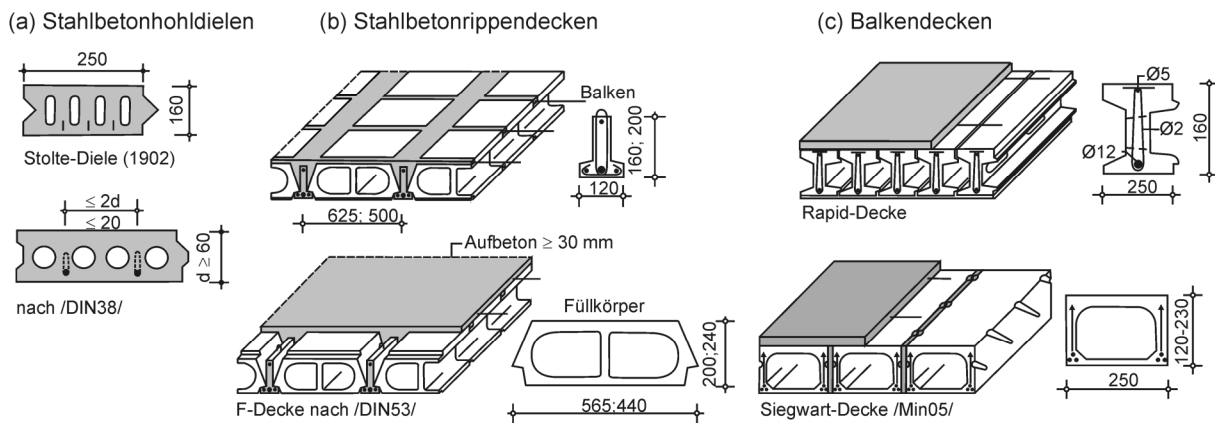


Bild 2-9: Typische Deckensysteme zu Beginn des letzten Jahrhunderts aus /Ahn86/

In der Regel bestehen Stahlbetonrippendecken aus tragenden Stahl- oder Spannbetonrippen und dazwischen angeordneten Hohlstein- oder Füllkörpereinlagen, die mit Einführung von DIN 4225 (Fertigbauteile aus Stahlbeton /DIN43/) im Jahre 1943 auch zum Lastabtrag herangezogen werden durften (Bild 2-9 (b)).

Bei den Balkendecken wird die Decke in stabförmige Elemente aufgelöst, die entweder unmittelbar nebeneinander liegen oder durch Zwischenbauteile verbunden werden und unterschiedliche Querschnittsformen aufweisen (Bild 2-9 (c)). Mit der Rapiddecke, bei der zur weiteren Reduzierung des Eigengewichts Öffnungen in den Trägersteigen angeordnet waren, konnten Spannweiten von 5 bis 12 m erreicht werden /Vor05/. Bereits seit 1905 wurde die Siegartdecke mit Rechteckhohlprofilquerschnitt hergestellt. Als Vorzüge der Decke werden noch heute aktuelle Aspekte wie der Zeitgewinn, das Vermeiden von Deckenschalungen und Unterstützungen, gute Schall- und Wärmeisolierung sowie eine beträchtliche Baustoffersparnis und entsprechend geringes Eigengewicht genannt /Min05/. Zur Lastverteilung in Querrichtung sowie zur Sicherstellung der Scheibentragwirkung wurde meist ein Aufbeton auf die einzelnen Deckenträger aufgebracht. Im Jahre 1938 erwirkte HOYER eine Zulassung für einen Spannbetonbalken mit sofortigem Verbund mit einer zulässigen Spannweite von 6,0 m /Zul39/.

Die Nachteile solcher Konstruktionen wurden ebenfalls bereits früh erkannt. So wurden zur Erzielung eines ausreichenden Schallschutzes eine Ortbetonschicht auf die Fertigteile gegossen oder etwa für eine glatte Deckenuntersicht die Ziegel optimiert /Ahn86/.

2.4.3 Aktuelle Deckensysteme

Derzeit werden im Hochbau vor allem die nachfolgend aufgeführten Deckentragsysteme als Fertigteil oder Teilfertigteile eingesetzt (Bild 2-10).

- Balkendecken / Rippendecken
- Hohlplatten

- Elementdecken
- Vollplatten
- TT-Platten; Plattenbalken, U-Platten

Die Decken können dabei vorgespannt oder schlaff bewehrt, aus Normal-, Leicht- oder hochfestem Beton hergestellt und, wahlweise oder planmäßig, mit einer Ortbeton-schicht versehen werden.

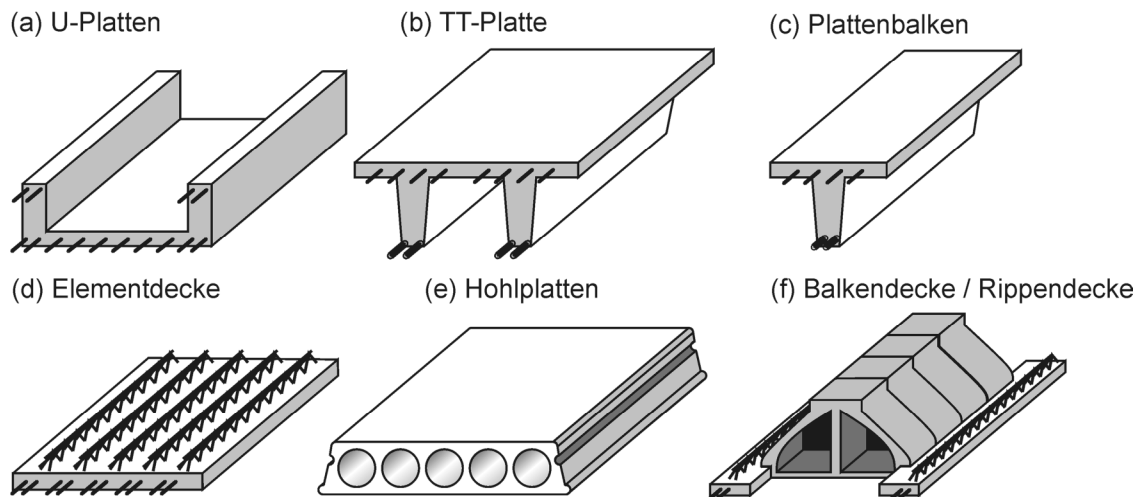


Bild 2-10: Im Hochbau verwendete Fertigteil- und Teilfertigteil Deckensysteme

Während sich die Konstruktionsformen kaum von den bereits vor hundert Jahren entwickelten Systemen unterscheiden, lassen sich durch die Entwicklungen im Bereich der Baustoffe, der Tragmodelle sowie der Herstellverfahren deutlich größere Spannweiten und Schlankheiten erreichen. Bild 2-11 zeigt die erforderliche Deckenhöhe über der Spannweite für heute übliche Deckensysteme.

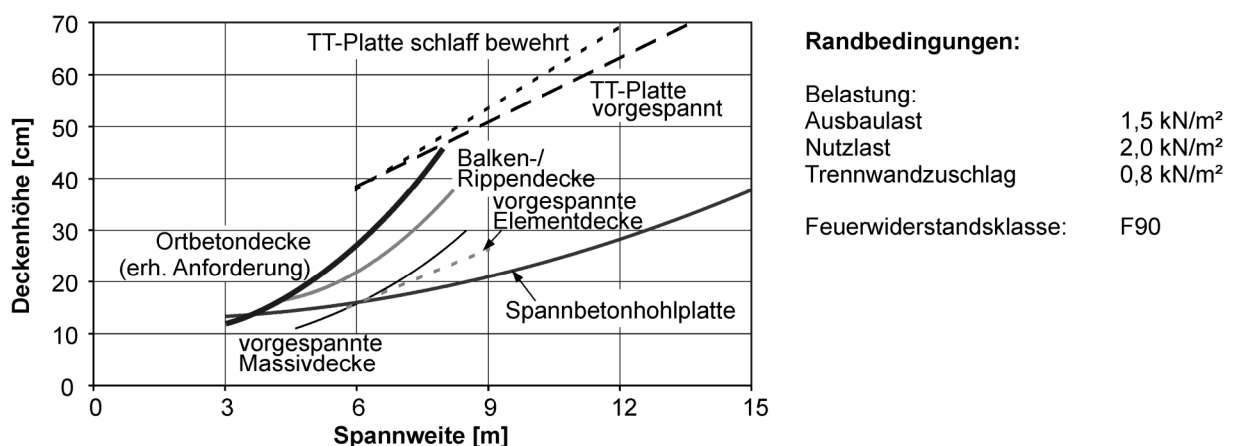


Bild 2-11: Erforderliche Deckenhöhe über der Spannweite für übliche Deckensysteme /Heg07/

Leichte, vorgespannte Deckensysteme mit gegliedertem Querschnitt erfordern die geringsten Deckenhöhen. Mit steigender Spannweite verstärkt sich dieser Effekt, bis schließlich eine Vorspannung obligatorisch ist.

2.4.4 Deckensysteme mit integrierter Gebäudetechnik

Der Großteil der Untersuchungen zur Integration der Gebäudetechnik beschäftigt sich mit der Anordnung von Stegöffnungen in den Unterzügen für eine bessere horizontale Leitungsführung. Daraus lässt sich erkennen, dass die Installation der Leitungen im Bereich abgehängter Decken als Voraussetzung akzeptiert wurde. Neue Entwicklungen von Deckentragsystemen zielen vor allem auf die Optimierung einzelner Aspekte ab. Dies sind z. B. der Einsatz von Hohlkörpern zur Reduzierung des Eigengewichts /Fas03/, die Integration von Wärmedämmschichten bei der Herstellung von Fertigteilen /Roj04/ oder der Einbau von Leitungen auf Trägematten zur Bauteilaktivierung /Fur04/. Im Folgenden werden Deckensysteme in Massivbau- und Stahlverbundbauweise beschrieben, die durch variable Leitungsführungen innerhalb des Deckenquerschnitts eine flexible Raumaufteilung ermöglichen /Maa03/, /VBI10/.

Bereits 1969 wurde das so genannte Tri/posite Deckensystem in Zusammenarbeit der Portland Cement Association und des Architekturbüros Hellmuth, Obata and Kassabaum entwickelt und an der University of California für den Bau von Studentenwohnheimen verwendet /Pet05/. Das Deckensystem besteht aus vorgefertigten umgedrehten Doppelstegplatten mit einer unteren Plattendicke von etwa 4 cm, durch die eine Arbeitsbühne für die Ausbaugewerke entsteht. Zwischen den Stegen können in einem etwa 90 cm breiten und 30 cm hohen Freiraum Lüftungs-, Sanitär- und Elektroleitungen verlegt werden (Bild 2-12, links).

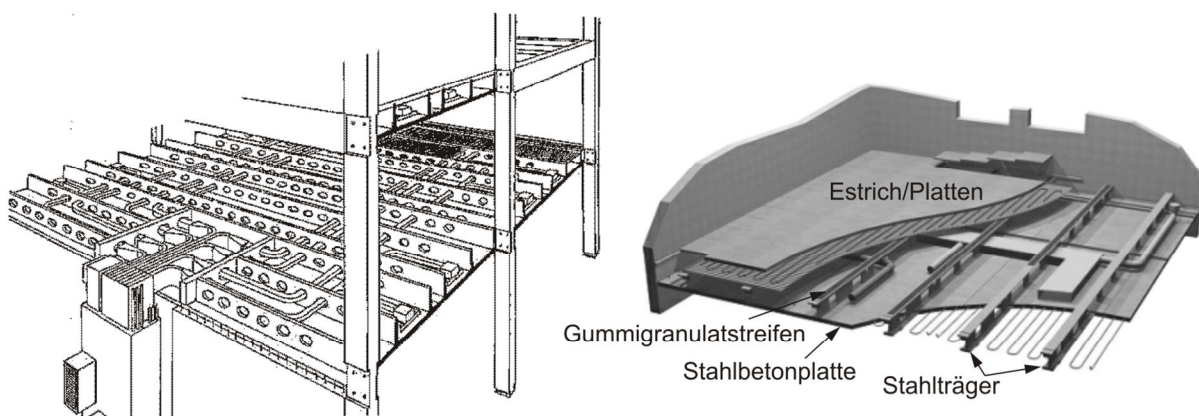


Bild 2-12: links: Tri/posite Deckensystem /Pet05/; rechts: infra+ Deckensystem /Sli10/

Um eine horizontale Leitungsführung zu ermöglichen, werden in den Stegen regelmäßig ovale Löcher angeordnet. Im Endzustand besteht das System aus den beschriebenen Fertigteilen, ergänzt um eine 6,5 cm dicke Ortbetonplatte auf der Oberseite, sodass

sich eine Konstruktionshöhe von 46,5 cm ergibt. Durch die Anordnung von verschiedenen großen Revisionsöffnungen wird die nachträgliche Zugänglichkeit der Gebäudetechnikleitungen sichergestellt.

Bei dem von der Firma Slimline Buildings vertriebenen infra+-Deckensystem (Bild 2-12, rechts) handelt es sich um eine in den Niederlanden entwickelte Vollfertigteilkonstruktion in Stahlverbundbauweise mit einer Elementbreite von 2,40 m /Ros05/, /Vos02/. Dabei werden in eine Stahlbetonplatte je nach Belastung Stahlprofile in Spannrichtung mit einem Abstand von 0,6 und 1,2 m einbetoniert. Der untere Flansch und ein Teil des Steges befinden sich im Beton. Zur Integration von Gebäudetechnikleitungen sind in den Stegen der Stahlträger regelmäßige Öffnungen angeordnet. Im Endzustand werden die Fertigteile mit profilierten Stahlblechen und Estrich oder Leichtbauprofilen quer zur Spannrichtung ergänzt. Die Spannweite beträgt bis zu 12 m. Die untere Stahlbetonplatte dient im Wesentlichen zur Erfüllung bauphysikalischer Anforderungen, dem Raumabschluss sowie als Arbeitsebene für den Einbau der Gebäudetechnikleitungen. Somit wird die erreichbare Spannweite von den verwendeten Stahlprofilen bestimmt.

Die Brandschutzanforderungen der infra+-Decke (F90 bis F120) werden durch den Stahlbeton an der Unterseite und durch den Estrich oder Platten auf Zementbasis an der Oberseite erfüllt. Bei Entkopplung der Stahlträgerflansche von der Fußbodenkonstruktion durch das Einsetzen von gebundenen Gummigranulat- oder Steinwollestreifen auf den Stahlflanschen genügt das Deckensystem erhöhten Schallschutzanforderungen.

Die Verbindung der Elemente untereinander erfolgt entweder demontagegerecht durch Verschweißen von im Fertigteil verankerten Stahlplatten im Fugenbereich oder durch Bewehren und Vergießen von vorgefertigten Aussparungen im Bereich der Elementränder. Für die Verbindung mit lastweiterleitenden Bauteilen (Riegel / Stützen) sind stahlbaumäßige Anschlüsse vorgesehen.

Ein ähnliches System wurde an der ETH Zürich in Zusammenarbeit mit einer Schweizer Stahlbaufirma entwickelt /Fra09/, /Men10/. Beim Deckensystem Topfloor integral werden anstelle der I-Träger halbierte Wabenträger verwendet (Bild 2-13, links).

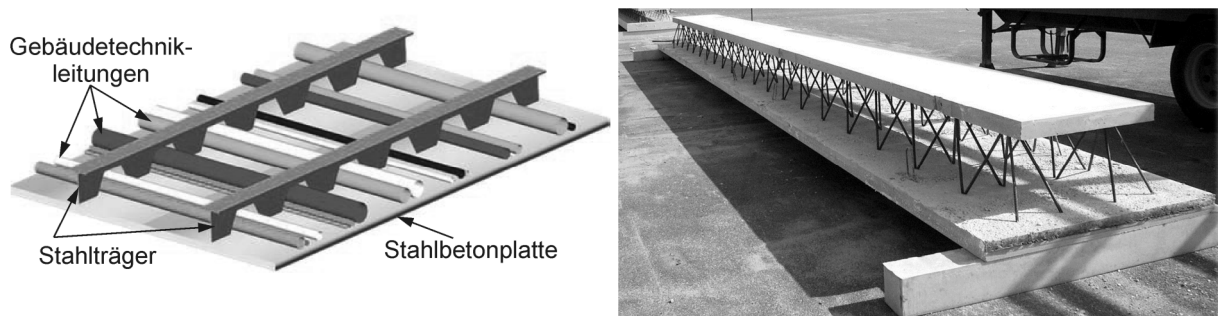


Bild 2-13: links: Topfloor integral /Fra09/; rechts: HOLCON®-Betskelettsystem /Hol10/

Die Träger haben einen Abstand von 1,25 m und sind durch angeschweißte Bewehrungsstäbe als Verbundmittel schubfest an der ca. 10 cm dicken Betonplatte angeschlossen. Wie bei der infra+ Decke ist eine thermische Aktivierung der Decke möglich.

Ebenfalls aus den Niederlanden stammt das HOLCON®-Betonskelettsystem /Hol10/, bei dem zwei 13 cm dicke Betonplatten mit einem Gitterträger zu Elementen von 1,80 m Breite verbunden werden (Bild 2-13, rechts). Die Bewehrungsstäbe der Gitterträger haben Durchmesser von 10-40 mm. Bei einer Konstruktionshöhe von 70 cm werden Spannweiten von bis zu 18 m erreicht. Da die obere Platte 50 cm schmäler ist als die untere, können die Gebäudetechnikleitungen von oben eingebaut werden. Die Zwischenräume werden mit einer Calciumsulfatplatte abgedeckt, sodass Änderungen und Wartungsarbeiten an den Leitungen leicht möglich sind. Die Deckenelemente werden mit der oberen Platte auf die Randunterzüge aufgelegt. Zur Herstellung der Scheibenwirkung werden die Elemente durch Verschweißen von einbetonierten Stahlankerplatten verbunden.

Der VBI-Leidingvloer ist eine Weiterentwicklung der bekannten Spannbetonhohldielen, bei der die untere Spiegeldicke erhöht wird /VBI10/. Dadurch können im oberen Plattenbereich werkseitig Aussparungen für Gebäudetechnikleitungen vorgesehen werden (Bild 2-14, links). Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit ist die Anordnung der Aussparungen an ein festes Muster gebunden. Nach Einbau der Leitungen erfolgt ein Ortbetonverguss. Bei einer Plattendicke von 32 cm sind Spannweiten von bis zu 12,00 m möglich. Bei der VBI Klimaatvloer ist zusätzlich eine Betonkernaktivierung integriert /VBI07/. Die Anschlussleitungen werden in einem Aussparungsbereich geführt und nach Verlegen der Deckenelemente miteinander verbunden (Bild 2-14, rechts).

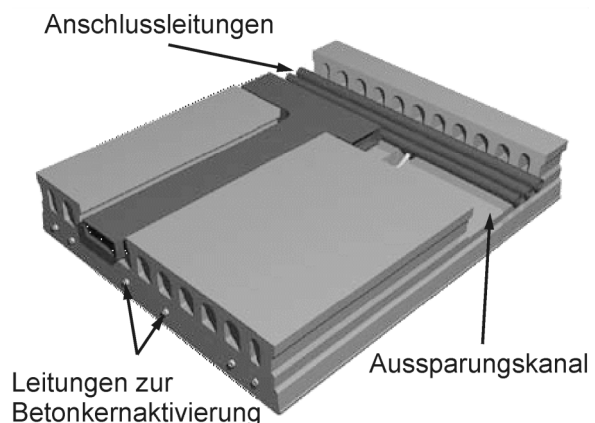


Bild 2-14: links: VBI Leidingvloer /VBI10/; rechts: VBI Klimaatvloer /VBI07/

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurde eine Decke für Installationen entwickelt /Kol08a/, /Kol08b/, die im Endzustand aus einer 10 cm dicken Stahlbetonplatte an der Unterseite und kreuzweise angeordneten Stahlbetonrippen an der Ober-

seite besteht (Bild 2-15). Um die Integration von Gebäudetechnikleitungen innerhalb der statischen Nutzhöhe der Decke zu ermöglichen, werden die Stahlbetonrippen so weit aufgelöst, dass sich eine Fachwerkstruktur mit einem durchgehenden Obergurt bildet. Die kreuzweise angeordneten Rippen ermöglichen einen zweiachsigen Lastabtrag, so dass Spannweiten von bis zu 16 x 16 m bei einer Konstruktionshöhe von 90 cm erreicht werden können /Kai10/.

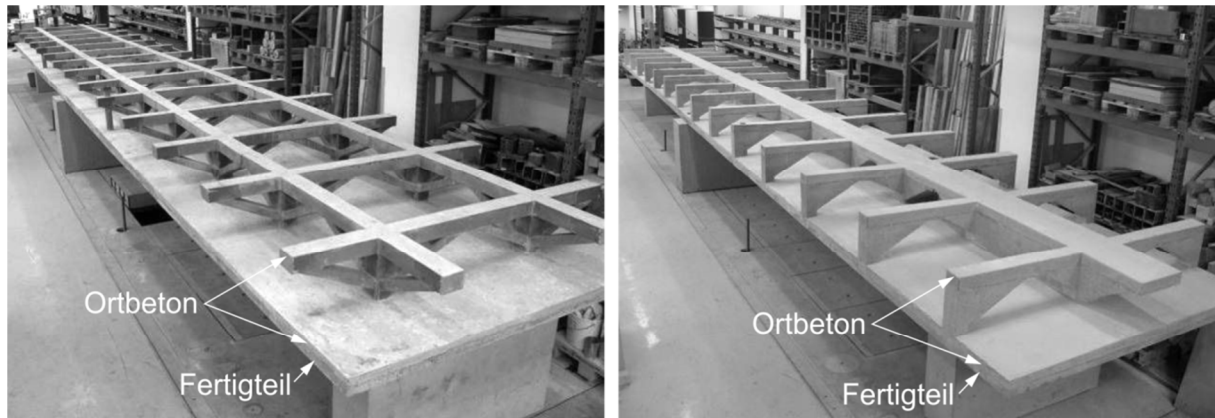


Bild 2-15: Zwei Varianten einer Decke für Installationen im Endzustand /Kol08b/

Die Fertigteilelemente mit einer Breite von bis zu 2,50 m und einem unteren Platten-spiegel von 5 cm Dicke werden auf der Baustelle auf Montageunterstützungen verlegt. Durch das Verlegen von Quer- und Stoßbewehrungen sowie Einbringen einer 5 cm dicken Ortbetonschicht wird eine tragfähige Deckenkonstruktion erreicht. Die Schallschutzeigenschaften der fertigen Rohdeckenkonstruktion sind mit denen einer 20 cm hohen Ortbetonmassivdecke vergleichbar. Die Brandschutzanforderungen werden durch die 10 cm dicke untere Platte erfüllt. Die Zugänglichkeit der in den Hohlräumen verlegten Leitungen ist durch den Einsatz entsprechend leicht zu entfernender Fussbodenaufbauten jederzeit sichergestellt.

Die thermoaktive Con 4®-Sandwichdecke besteht aus einer oberen und unteren Schale sowie den die beiden Schalen verbindenden Stegen /Con09/. Im Fertigteilwerk werden zuerst die Bewehrung der unteren Schale und der Stege zusammen mit den Leitungen für die integrierte Bauteilaktivierung verlegt. Nach dem Erhärten werden im Raum zwischen den Stegen die gesamten Gebäudetechnikleitungen verlegt. Aussparungen in den Stegen erlauben eine individuelle Leitungsführung. Im nächsten Schritt wird die untere Schale samt den Installationen mit einem Saugrahmen gedreht und in den frischen Beton der auf einem separaten Schalungstisch erstellten Oberschale eingewendet, so dass eine glatte Deckenunter- und Obersicht entsteht.

Durch eine in den Stegen angeordnete Vorspannung lassen sich Deckenspannweiten von bis zu 16 m erreichen. Um die Tragfähigkeit der Stege sicherzustellen sowie einen schubfesten Verbund der Stege mit den anschließenden Platten herzustellen, sind in den Stegen Stahlträger mit seitlich aufgeschweißten Kopfbolzendübeln als Verbundmittel angeordnet (Bild 2-16, links).

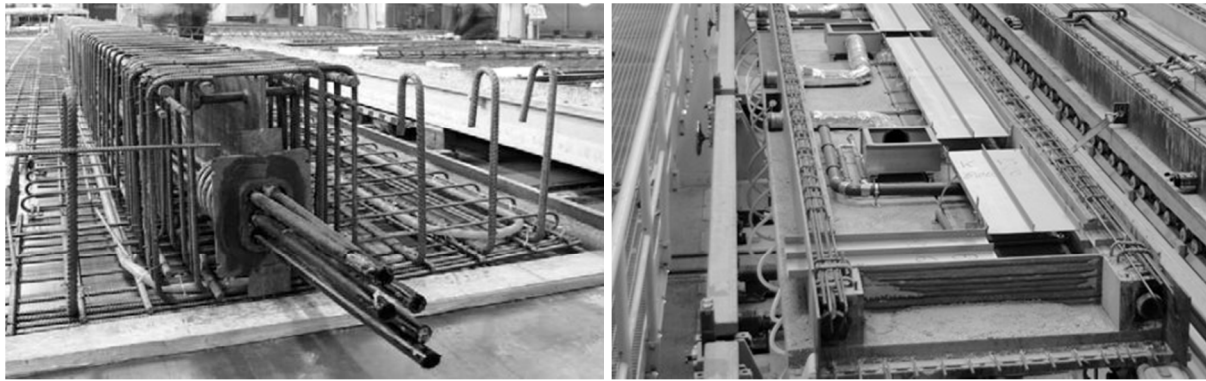


Bild 2-16: links: Detail der Bewehrung eines Trägerstegs der Con 4®-Sandwichdecke /Con09/; rechts: Deckenfertigteil mit eingebauten Gebäudetechnikkomponenten vor dem Erstellen der Oberschale /Abr10/

Die Con 4®-Sandwichdecke wird am Einbautermin auf die Baustelle geliefert. Die Verlegung erfolgt auf Montageunterstützungen. Nachdem die Gebäudetechnikkomponenten zwischen den Elementen miteinander verbunden worden sind, wird im Bereich der Fugen und Ränder eine Zusatzbewehrung angeordnet und ein Verguss mit Ortbeton vorgenommen. Die nachträgliche Zugänglichkeit der integrierten Gebäudetechnik ist nur punktuell über Revisionsöffnungen in der oberen Deckenschale möglich. Neuere Untersuchungen zur Optimierung der Stegbewehrung werden in /Abr10/ beschrieben. Die Verwendung einbetonierter Stahlbleche mit Puzzelleisten anstelle von liegend angeordneten Kopfbolzendübeln als Verbundmittel stellt eine sinnvolle und wirtschaftliche Lösung für die Sandwich-Verbunddecke dar.

2.5 Offene Fragestellungen / Motivation

Die bestehenden Gebäudezertifizierungssysteme berücksichtigen die Dimensionen der Nachhaltigkeit in unterschiedlicher Anzahl und Tiefe. Unabhängig von der spezifischen Ausrichtung und Bewertungsmethodik bieten sie jedoch Anhaltspunkte für die zur Entwicklung nachhaltiger Gebäude zu berücksichtigenden Kriterien. Die Gewichtung der Kriterien untereinander wird stets durch aktuelle gesellschaftliche und politische Entwicklungen und Ziele beeinflusst. Die Zusammenführung der drei Nachhaltigkeitsdimensionen zu einer Note kann somit nur der Versuch sein, unterschiedliche bauliche Lösungen gegeneinander abzuwiegen und eine relative Bewertung herbeizuführen.

Die Untersuchungen zu Gebäudestrukturen für flexible Nutzung beschränken sich bisher vor allem auf konkrete Lösungen für einzelne Problemstellungen. Viele dieser Lösungen entwickelten sich aus den Anforderungen von Investoren, wie etwa stützenfreie Grundrisse, minimierte Geschosshöhen oder wirtschaftliche Bauabläufe. Vor allem für Bürogebäude wurden daher Tragsysteme entwickelt, die eine Umsetzung beliebiger Bürokonzepte und die Einteilung von Nutzungseinheiten auch über mehrere

Geschosse hinweg ermöglichen. Der Nutzungswechsel zwischen Büro und Wohnen wurde bisher jedoch kaum betrachtet. Für Wohngebäude wird eine Neuaufteilung von Räumen oder ganzen Wohnungen bisher ebenfalls nicht vorgesehen. Die Optimierungen in diesem Bereich konzentrieren sich derzeit vor allem auf eine Reduzierung des Ressourcenverbrauchs und die Beschleunigung des Bauprozesses.

Das Tragsystem ist ein wesentlicher Einflussfaktor für die Flexibilität eines Gebäudes. Tragsysteme, die eine beliebige Raumaufteilung und Leitungsführung zulassen, befriedigen unterschiedliche Nutzerprofile und können damit zur effizienten Ausnutzung der Lebensdauer eines Gebäudes beitragen. Die Demontierbarkeit erweitert die Flexibilität eines Tragsystems und ermöglicht den Ersatz, die Entfernung oder das Hinzufügen einzelner Elemente. Neben der Funktionalität können hierfür auch ästhetische Gründe ausschlaggebend sein.

Es fehlen vor allem allgemein gültige Grundsätze und Konstruktionsprinzipien für nachhaltige Gebäudestrukturen in Massivbauweise, die eine flexible Nutzung und damit ein Bauwerksrecycling nutzungsübergreifend ermöglichen. Zur Herleitung nachhaltigkeitsorientierter Gebäudeprinzipien sind unter besonderer Berücksichtigung des Bauwerksrecycling, der Rückbaubarkeit und des Ressourcenverbrauchs vorrangig folgende offene Fragestellungen zu behandeln:

- Welche Kriterien müssen im Hinblick auf die Nachhaltigkeit bei der Entwicklung von Deckensystemen für flexible Nutzung berücksichtigt werden?
- Wie sind Deckensysteme auszubilden, die eine flexible Nutzung eines Gebäudes ermöglichen und die Anforderungen der Nachhaltigkeit beachten?
- Auf welche Weise lassen sich Komponenten der technischen Gebäudeausrüstung innerhalb eines Deckenquerschnitts integrieren?
- Wie lassen sich Trag- und Verformungsverhalten der entwickelten Deckensysteme zutreffend beschreiben?
- Wie sind die Anschlussdetails einzelner Tragelemente auszubilden?
- Welchen Einfluss hat eine Betontragstruktur auf die ökologische Dimension der Nachhaltigkeit und welche Möglichkeiten der Optimierung bestehen?

Aufbauend auf dem dargestellten Kenntnisstand werden in den folgenden Kapiteln zu den o. a. Fragestellungen Lösungsansätze entwickelt, die schließlich zur Formulierung allgemeiner Planungsgrundsätze für das nachhaltige Bauen mit Beton führen.

3 Anforderungsprofil nutzungsneutraler Gebäudestrukturen

3.1 Allgemeines

Die Entwicklung und Umsetzung flexibler Gebäudestrukturen soll dazu führen, dass die Gesamtnutzungsdauer einer Immobilie mit einem oder mehreren Nutzungszyklen der technischen Lebensdauer des Tragwerks angeglichen, damit Ressourcen und Kosten eingespart und somit ein Beitrag zu einer nachhaltigen Entwicklung geleistet wird.

In Kapitel 2.2 wurden die allgemein anerkannten Nachhaltigkeitsziele für das Bauen und deren Umsetzung in Form von Leitfäden, Checklisten und Zertifizierungssystemen beschrieben und die Bedeutung von Deckensystemen erläutert. Bezugnehmend darauf sind die Ziele dieses Kapitels die Entwicklung eines Anforderungsprofils für Deckensysteme nutzungsneutraler Gebäudestrukturen unter Berücksichtigung der spezifischen Eigenschaften des Betonbaus und die Erarbeitung der für die Bauweise relevanten Nachhaltigkeitskriterien.

3.2 Nachhaltigkeitskriterien

3.2.1 Allgemeines

Zur Konkretisierung und Umsetzung der Nachhaltigkeitsziele sind entsprechende Kriterien zur Einhaltung dieser Ziele festzulegen. Da die Erfüllung der Kriterien häufig nicht unmittelbar bestimmt werden kann, bedarf es Indikatoren zur Erkennung und Bewertung nachhaltigen Handelns, nachhaltiger Entwicklung und schließlich zur Einhaltung gesteckter Nachhaltigkeitsziele /Lex10/. Mit Indikatoren können nicht messbare Größen erfasst oder komplexe Systeme vereinfacht und auf ihre wesentlichen Zusammenhänge reduziert und bewertet werden /Öko99/. Zur Vermeidung von Unschärfen bei der Abbildung, der Beschränkung auf Teilaspekte der Problemstellung und subjektiven Einflüssen ist die Auswahl eines geeigneten Indikatorensystems für die Bewertung einer Problemstellung von entscheidender Bedeutung /Lam08/. Ein gutes System sollte nicht nur die Dimensionen Ökologie, Ökonomie und Soziales ausreichend widerspiegeln, sondern auch deren Interaktionen und Interdependenzen wiedergeben können. Die Anforderungen an ein solches Indikatorensystem sind in /Har01/ beschrieben. Im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ wurden in DAfStb-Heft 572 folgende konkrete Anforderungen an ein Indikatorensystem definiert /Deu07/:

- Abbilden der Nachhaltigkeitsziele (möglichst vollständig),
- Widerspiegeln des Blickwinkels der beteiligten Akteure,
- Unterstützen der Entscheidungen der Akteure,
- Konsensfähigkeit im jeweiligen Anwendungsbereich,

- eindeutig bestimmbar mit einer definierten Methode (objektiv).

In /Deu07/ wurden aus 500 Indikatoren für den Baubereich diejenigen insoliert, die für Gebäude in Massivbauweise von Bedeutung sind. Mit der im Entwurf vorliegenden Normenreihe DIN EN 15643 /DIN10/ zeichnet sich ein Konsens bezüglich der in einer Nachhaltigkeitsbewertung zu berücksichtigenden Kriterien und Indikatoren sowie der grundsätzlichen Methodik ab. Zur Ableitung eines integralen Anforderungsprofils, das über die Nachhaltigkeitsindikatoren hinaus weitere technische Aspekte berücksichtigen muss, werden im Folgenden die in Heft 572 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton angegebenen Kriterien und Indikatoren beschrieben. Diese decken sich im Wesentlichen mit den in der kurz vor der Veröffentlichung stehenden DAfStb-Richtlinie "Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton" /Deu10/ enthaltenen Angaben. Die Kriterien und Indikatoren werden getrennt für die drei Nachhaltigkeitsdimensionen und die Prozessqualität beschrieben.

3.2.2 Ökologische Kriterien

Die Errichtung und der Betrieb eines Bauwerkes beeinträchtigt die Umwelt in verschiedener Hinsicht. Die mit der Bautätigkeit verbundene erhöhte Flächenversiegelung beeinträchtigt das ökologische Gleichgewicht. Mehr als 100 Hektar unbebaute Fläche werden in Deutschland täglich in Siedlungs- und Verkehrsfläche umgewandelt /Deg06/. Dies bedeutet eine stetig wachsende Flächeninanspruchnahme durch Gebäude und Infrastruktur im Bauwesen. Der Bau von Gebäuden und Ingenieurbauwerken sorgt darüber hinaus für einen großen Verbrauch an Ressourcen zur Baustoff- und Bauteilherstellung (Sand, Kies, Lehm, Holz, Ton, Metalle usw.). In Deutschland werden pro Jahr und Einwohner elf Tonnen Sand, Kies, Steine und Ton benötigt /Rei01/.

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist der Energieeinsatz im Zusammenhang mit der Errichtung und dem Betrieb eines Gebäudes. Die Baustoffherstellung, der Transport, der Einbau und die Baustoffentsorgung sowie insbesondere die Betriebsaufwendungen bei Gebäuden haben mit 40 % des Gesamtenergieverbrauchs einen großen Anteil am Energieverbrauch in Deutschland. Hier dominiert der Heizenergieverbrauch (inkl. Warmwasser) mit 80 bis 85 % der in Gebäuden verbrauchten Endenergie. Dazu kommt der Energieaufwand für Kochen, Waschen, Beleuchtung, Kühlung und Klimatisierung /Joo04/, /AGE10/. Darüber hinaus bestehen über 50 % des Abfallaufkommens aus Bau- und Abbruchabfällen /Bun07c/.

Zur objektiven Bewertung und Optimierung von Gebäuden und Gebäudevarianten in ökologischer Hinsicht, sind Indikatoren festzulegen, die unterschiedliche Umweltauswirkungen beschreiben. In Tabelle 3-1 sind die in Heft 572 des DAfStb /Deu07/ für den Betonbau relevanten Indikatoren aufgelistet und der Bezug zu den Indikatoren des Zertifizierungssystems DGNB / BNB und der DIN EN 15643 /DIN10/ hergestellt, deren ggf. weiteren Indikatoren hier nicht aufgelistet sind.

Tabelle 3-1: Ausgewählte Indikatoren / Informationen für die ökologische Qualität

Indikator / Information	Heft 572 /Deu07/; GrunaBau /Deu10/	DGNB / BNB /Bun09c/, /Deu09a/	DIN EN 15643 /DIN10/
Treibhauspotenzial	X	X	X
Ozonabbaupotenzial	X	X	X
Versauerungspotenzial	X	X	X
Überdüngungspotenzial	X	X	X
Sommersmogpotenzial	X	X	X
Primärenergie	X ¹⁾	X ³⁾	X ¹⁾
Materialverbrauch ^{a)}	X ²⁾		X ¹⁾
Abfallmenge ^{a)}	X		X ⁴⁾
Nutzungsdauer der Bauteile ^{a)}	X		

aufgeteilt nach ¹⁾ erneuerbar / nicht erneuerbar; ²⁾ erneuerbar / nicht erneuerbar, rezykliert / nicht rezykliert, rezyklierbar / nicht rezyklierbar; ³⁾ nicht erneuerbar / Gesamtprimärenergie und Anteil erneuerbar; ⁴⁾ rezyklierbar / Energierückgewinnung / Deponierung (nicht gefährlich / gefährlich / radioaktiv); ^{a)} Information

In der Betrachtung der ökologischen Aspekte der Nachhaltigkeit im Bauwesen werden die Minimierung des Flächenverbrauches, der Ressourcen auf der Material- und Produktebene sowie die Ressourceninanspruchnahme im Betrieb angestrebt. Die für den Betonbau als relevant identifizierten Kriterien aus dem Bereich Ökologie werden auch in der europäischen Normung sowie den deutschen Zertifizierungssystemen berücksichtigt.

3.2.3 Ökonomische Kriterien

Unter den ökonomischen Aspekten der Nachhaltigkeit werden neben den Errichtungskosten auch die Baufolgekosten über die gesamte Nutzungsdauer betrachtet. In Tabelle 3-2 sind Kriterien für die ökonomische Dimension dargestellt.

Tabelle 3-2: Ausgewählte Kriterien für die ökonomische Qualität

Kriterium	Heft 572 /Deu07/; GrunaBau /Deu10/	DGNB /Deu09a/; BNB /Bun09c/,	DIN EN 15643 /DIN10/
Planungskosten	X	X	X
Herstellkosten	X	X	X
Nutzungskosten	X	X	X
Kosten für bauliche Änderung	X	X	X
Abbruchkosten	X	X	X
Entsorgungskosten	X	X	X
Drittverwendungsfähigkeit		X	

Die zu berücksichtigenden Kosten werden hier nach den verschiedenen Lebenszyklusphasen aufgeschlüsselt. Eine detaillierte Aufstellung der Kosten ist z. B. DIN EN 15643 /DIN10/ zu entnehmen. Zu den mit dem Gebäude verbundenen Kosten wird im Bewertungssystem DGNB / BNB zusätzlich das Kriterium Drittverwendungsfähigkeit aufgeführt, das mit den Indikatoren Umnutzungsfähigkeit und Flächeneffizienz aus dem Bereich der Funktionalität bewertet wird und somit keine eigenen Anforderungen an die Nachhaltigkeit eines Gebäude enthält.

Mit einem Bauvolumen in Deutschland von 245 Mrd. Euro im Jahr 2008 und über 700.000 Beschäftigten im Bauhauptgewerbe besetzt die Bauwirtschaft noch immer eine wichtige Rolle in der deutschen Gesamtwirtschaft /Hau09/. Neben den Investitionsausgaben ziehen Bauprojekte immer auch hohe Folgekosten nach sich. Investitionsentscheidungen haben daher bei einer Nutzungsphase von 80 bis 100 Jahren langfristige wirtschaftliche Konsequenzen.

3.2.4 Soziokulturelle, funktionale und technische Kriterien

In Ergänzung der ökologischen und ökonomischen Qualitäten eines Bauwerkes ist die soziale und kulturelle Auswirkung des Bauvorhabens von großer Bedeutung für die Nachhaltigkeit. Dieser Aspekt erfordert als dritter Baustein eine gesonderte, jedoch auch gleichwertige Betrachtung. Sowohl funktionale und gestalterische Aspekte als auch Belange des barrierefreien Bauens sind ebenso von zentraler Bedeutung wie die besonderen Fragen des Gesundheitsschutzes und der Behaglichkeit von Räumen. Neben der Gesundheitsverträglichkeit emissionsarmer Bauprodukte beeinflussen auch verschiedene Behaglichkeitsparameter wie z. B. Raumakustik, Belichtung und Beleuchtung, winterlicher- und sommerlicher Wärmeschutz die Gebäudenutzer.

Innerhalb der sozialen und kulturellen Dimension der Nachhaltigkeit wurden für den Betonbau die in Tabelle 3-3 dargestellten Kriterien identifiziert. In der DAfStb-Richtlinie GrunaBau wird in Anlehnung an das deutsche Bewertungssystem (Kapitel 2.2.2) die soziokulturelle und funktionale Qualität zusammengefasst. Aspekte der technischen Qualität werden gesondert betrachtet, weil diese nicht unmittelbar einer Nachhaltigkeitsdimension zugeordnet werden können. Die Funktionalität umfasst nutungsbedingte Komforteigenschaften eines Gebäudes wie z. B. den akustischen Komfort. Dagegen ist mit der technischen Qualität die Erfüllung von Anforderungen (z. B. Schallschutz), die sich aus der beabsichtigten Nutzung des Gebäudes ergeben, verbunden. Die Erfüllung dieser meist baurechtlichen Anforderungen kann nicht unmittelbar das Wohlbefinden des Nutzers sicherstellen. Die Zuordnung der einzelnen Kriterien zu den Bereichen funktionale und technische Qualität ist nicht eindeutig. In den Tabellen 3-3 und 3-4 erfolgt diese nach /Deu10/. In DAfStb-Heft 572 wurde die soziokulturelle Qualität von der technischen und funktionalen Qualität getrennt.

Tabelle 3-3: Ausgewählte Kriterien für die soziokulturelle und funktionale Qualität

Kriterium	Heft 572 /Deu07/; GrunaBau /Deu10/	DGNB /Deu09a/; BNB /Bun09c/,	DIN EN 15643 /DIN10/
Thermischer Komfort im Sommer	X	X	X
Thermischer Komfort im Winter	X	X	X
Akustischer Komfort	X	X	X
Innenraumhygiene	X	X	X
Umnutzungsfähigkeit	X	X	
Flächeneffizienz	X ¹⁾	X	
Gestalterische Qualität	X ²⁾	X	X
Barrierefreiheit	X ³⁾	X	X
Tragsicherheit	X ³⁾		
Denkmalschutz	X ³⁾		

¹⁾ als technische Empfehlung (kein Kriterium); ²⁾ nur in /Deu10/; ³⁾ nur in /Deu07/

In Tabelle 3-4 sind die Kriterien der technischen Qualität zusammengefasst. Sowohl für die soziokulturelle und funktionale als auch für die technische Qualität ergibt sich eine Deckung der ausgewählten Kriterien mit denen aus der Normung und den deutschen Zertifizierungssystemen.

Tabelle 3-4: Ausgewählte Kriterien für die technische Qualität

Kriterium	Heft 572 /Deu07/; GrunaBau /Deu10/	DGNB /Deu09a/; BNB /Bun09c/,	DIN EN 15643 /DIN10/
Brandschutz	X ¹⁾	X ³⁾	X
Schallschutz	X ¹⁾	X	X
thermische und feuchteschutztechnische Qualität der Gebäudehülle	X ²⁾	X	X
Dauerhaftigkeit / Anpassung an geplante Nutzungsdauer	X ²⁾	X ⁴⁾	X ⁴⁾
Rückbaubarkeit, Recyclingfreundlichkeit	X ²⁾	X ⁵⁾	

¹⁾ nach /Deu07/ in soziokulturelle Qualität; ²⁾ nur in /Deu10/; ³⁾ in /Bun09c/ unter Sicherheit und Störfallrisiko (soziokulturelle und funktionale Qualität); ⁴⁾ unter Instandhaltung; ⁵⁾ nur in /Deu09a/

3.2.5 Kriterien der Prozessqualität

Die Kriterien der Prozessqualität erfassen und beschreiben die Erfüllung von Anforderungen an die Qualität der Planung, Ausführung und Bewirtschaftung /Deu10/. Ziel ist die Berücksichtigung der Nachhaltigkeitsstrategie im Bauprozess. Die für den Betonbau zu berücksichtigenden Kriterien sind in Tabelle 3-5 aufgeführt.

Tabelle 3-5: Ausgewählte Kriterien für die Prozessqualität

Kriterium	Heft 572 /Deu07/ GrunaBau /Deu10/	DGNB /Deu09a/ BNB /Bun09c/	DIN EN 15643 /DIN10/
Qualität der Planung			
Projektvorbereitung	X ¹⁾	X	
Integrale Planung	X ¹⁾	X	
Optimierung und Komplexität der Planung	X ¹⁾	X	
Voraussetzungen für Nutzung und Bewirtschaftung	X ¹⁾	X	
Nachhaltigkeitsaspekte bei Ausschreibung und Vergabe	X ¹⁾	X	
Qualität der Ausführung			
Baustelle/Bauprozess	X ¹⁾	X	
Qualifikation der ausführenden Firmen	X ¹⁾	X	
Qualitätssicherung der Bauausführung	X ¹⁾	X	
geordnete Inbetriebnahme	X ¹⁾	X	
Qualität der Bewirtschaftung			
Controlling	X ¹⁾		
Management	X ¹⁾		
systematische Inspektion, Wartung und Instandhaltung	X ¹⁾		
Qualifikation des Betriebspersonals	X ¹⁾		

¹⁾ nur in /Deu10/

Die Kriterien sind in die drei Phasen Planung, Ausführung und Bewirtschaftung aufgeteilt. In der europäischen Normung werden für die Prozessqualität keine eigenen Kriterien definiert. Die Qualität der Bewirtschaftung wird nach dem deutschen Zertifizierungssystem nicht berücksichtigt und ist für die Entwicklung von nutzungsneutralen, nachhaltigen Gebäudestrukturen von untergeordneter Bedeutung. Nach der Bekanntmachung über die Nutzung und die Anerkennung von Bewertungssystemen für das nachhaltige Bauen des BMVBS /Bun10a/ ist jedoch bei Systemen mit Berücksichtigung der Nutzungsphase die Qualität der Bewirtschaftung zu bewerten.

Der Planungsprozess und hier insbesondere die integrale Planung ist ein wesentlicher Aspekt. Die Anwendung der GrunaBau erfüllt in vielen Teilen die Anforderungen an Prozesse im Sinne des nachhaltigen Bauens (z. B. gezielte Berücksichtigung und Dokumentation von Nachhaltigkeitsaspekten) /Deu10/.

3.2.6 Spezifische Kriterien des Betonbaus

Zur Bestimmung der Einflussnahme des Betonbaus auf die Nachhaltigkeit eines Bauwerks werden die in den vorangegangenen Kapiteln dargestellten Kriterien in Beziehung zu den Kriterien des deutschen Zertifizierungssystems gesetzt. Dazu werden in Tabelle 3-6 die in den einzelnen Dimensionen ausgewählten Kriterien mit ihren Prozentanteilen an der Gesamtbewertung gemäß Kapitel 2.2.2, Gl. 2.1 addiert und dem jeweiligen Gesamtanteil gegenübergestellt. Zusätzlich ist die Anzahl der Kriterien angegeben.

Tabelle 3-6: Spezifische Kriterien des Betonbaus im Bewertungssystem BNB / DGNB im Vergleich zur GrunaBau

Qualität	BNB /Bun09c/				DGNB ¹⁾ /Deu09a/			
	Gewicht [%]		Anzahl [-]		Gewicht [%]		Anzahl [-]	
	Σ	GrunaBau	Σ	GrunaBau	Σ	GrunaBau	Σ	GrunaBau
Ökologisch	22,5	13,5	11	7	22,5	13,5	11	7
Ökonomisch	22,5	18,0	2	1,5	22,5	18,0	2	1,5
Soziokulturell u. funktional	22,5	11,3	15	7	22,5	11,3	15	13
Technisch	22,5	18,8	3	2,5	22,5	20,3	5	4,5
Prozess	10,0	10,0	9	9	10,0	10,0	9	9
Summe	100,0	71,6	40	27	100,0	73,0	42	35

¹⁾ Stand 10/2009 für Büro- und Verwaltungsgebäude

Die in der GrunaBau definierten Kriterien decken etwa 70 % der Kriterien der Zertifizierungssysteme ab. Die breit gefächerten Kriterien der soziokulturellen und funktionalen Qualität können nur zu etwa 50 % vom Betonbau beeinflusst werden. Dagegen sind die technischen Aspekte besonders stark mit der Betonbauweise verknüpft. Der Vergleich der reinen Kriterienanzahl zeigt, dass entweder eine getrennte Betrachtung oder eine angemessene Gewichtung der Nachhaltigkeitsdimensionen sinnvoll und erforderlich ist.

Die in der Entwicklung der Bewertungssysteme für das nachhaltige Bauen definierten Kriterien bieten die Grundlage für die aus technischer Sicht zu erfüllenden Anforderungen an Gebäudestrukturen für flexible Nutzung. Die zu betrachtenden Kriterien wurden auf die für den Betonbau relevanten begrenzt. Insgesamt lässt sich die Nachhaltigkeit eines Betonbauwerks durch eine geeignete Baustoff-, Element- und Systemwahl stark beeinflussen.

3.3 Weitere Anforderungen

3.3.1 Allgemeines

Neben den oben aufgeführten Nachhaltigkeitskriterien sind in Bezug auf nutzungsneutrale Gebäudestrukturen weitere vor allem technische Anforderungen zu erfüllen, die im Folgenden näher erläutert werden. Dabei konzentrieren sich die Überlegungen auf Wohn- und Büronutzung sowie ähnliche Nutzungsprofile. Die Anforderungen gliedern sich entsprechend der Lebenszyklusphasen in Herstellung und Montage, Nutzungsflexibilität und Gebäudetechnik sowie Erweiterung, Demontage und Recycling.

3.3.2 Herstellung und Montage

Ausgehend von den Aspekten Ressourcen- und Umweltschonung stellen Fertigteile aufgrund ihrer optimierten Querschnittsgeometrie und des reduzierten Materialbedarfs nachhaltige Lösungen dar. Zudem lassen sich zielsichere Eigenschaften von Hochleistungswerkstoffen häufig nur im Fertigteilwerk realisieren /Ber09/.

Mit steigendem Vorfertigungsgrad sinkt dabei in der Regel der Montageaufwand. Gleichzeitig steigen die Qualitätsanforderungen an die Einhaltung geometrischer und materialtechnischer Toleranzen der Fertigteile. Im Fertigungsprozess ist ein hoher Automatisierungsgrad durch den Einsatz moderner Produktionsmaschinen (z. B. Schal- und Bewehrungsroboter) anzustreben /Bret01/. Dadurch werden ein optimaler Materialeinsatz und eine Prozesswasseraufbereitung ermöglicht. In der Fertigteilproduktion können bereits Teile des späteren Ausbaus und der Gebäudetechnik integriert werden (Kapitel 3.3.3). Die Anpassung der Produktion an das individuelle Bauobjekt muss jedoch stets flexibel sein.

Um den Aufwand für die Montage gering zu halten, sind das Gewicht und die Abmessungen von Fertigteilen an die Beförderungsmittel und Hebezeuge anzupassen /Bac09/. Ein möglichst weitgehender Verzicht auf Ortbeton und Fugenverguss lässt sich durch die Verwendung stahlbaumäßiger Verbindungen erzielen, wobei aufgrund fehlender redundanter Tragmechanismen der Kraftfluss eindeutig sicherzustellen ist. Damit wird ein schneller Baufortschritt und eine geringe Lärm- und Staubbelastung erreicht.

3.3.3 Nutzungsflexibilität und Gebäudetechnik

Vor dem Hintergrund der Nachhaltigkeit ist die Flexibilität für Nutzungsänderungen innerhalb bestehender und zu erstellender Stadt- und Gebäudestrukturen ein entscheidendes Kriterium in der Stadtentwicklung. Hierzu bedarf es innovativer Stadt- und Gebäudekonzepte, die unterschiedliche und sich verändernde Nutzungen im städtischen Umfeld ermöglichen. Die Beschreibung einer flexiblen Gebäudestruktur muss

so neutral sein, dass sie ein möglichst weites Feld von Prozessen im Bereich Entwurf und Erstellung unterstützt. Grundvoraussetzung sind in ihrer Anzahl und ihren Abmessungen minimale vertikale Tragglieder, die eine möglichst freie Aufteilung der Grundrisse erlauben. Grundsätzlich sollten bei den Lastannahmen für die Bemessung der Tragelemente spätere Nutzungsänderungen berücksichtigt werden /Sch00/.

Darüber hinaus ist eine Entkopplung der Ausbaukomponenten, z. B. nichttragende Innenwände und Fassadenelemente, von der Tragstruktur anzustreben, um auch auf veränderte architektonische oder bauphysikalische Anforderungen reagieren zu können. Die größten Einschränkungen bei einem Nutzungswechsel sind jedoch häufig mit den Komponenten der Technischen Gebäudeausstattung verbunden. Generell lassen sich drei grundlegend unterschiedliche Versorgungskonzepte unterscheiden (Bild 3-1).

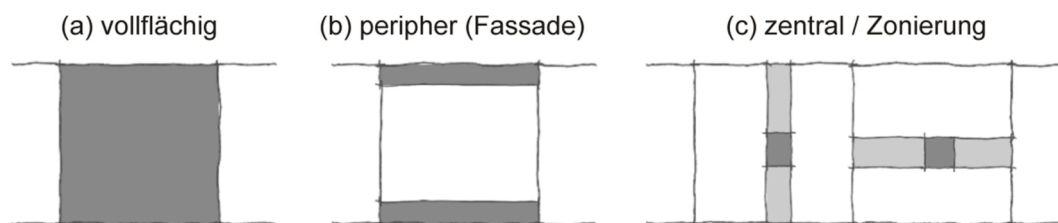
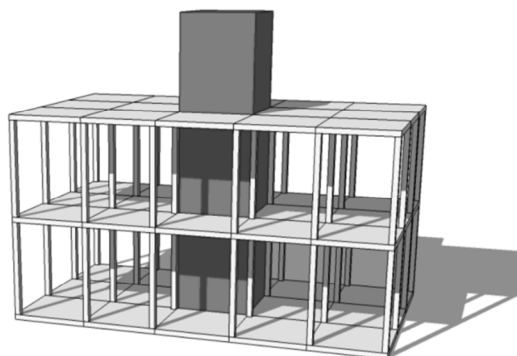


Bild 3-1: Möglichkeiten der gebäudetechnischen Versorgung /Heg06/

Während bei der zentralen Versorgung mit einer horizontalen Verteilung innerhalb einer Zone (Bild 3-1 (c)) starke vertikale Abhängigkeiten in der Leitungsführung bestehen, ermöglicht eine periphere Anordnung der Versorgung an der Fassade (b) eine größere Flexibilität. Allerdings erfordert diese eine Konzentrierung der Gebäudetechnik in der Fassadenkonstruktion, die somit neben bauphysikalischen, ästhetischen und statischen auch gebäudetechnische Funktionen übernehmen muss. Eine freie Wahl der Lage von Installationseinheiten (Bad, WC, Küche etc.) bei einer vollflächigen Versorgung (Bild 3-1 (a)) ermöglicht dagegen die Entkopplung der einzelnen Geschosse und bietet damit eine vertikale Installationsflexibilität (Bild 3-2).

(a) Gebäudestruktur mit starrem Installationskern



(b) Gebäudestruktur mit verschieblichen Installationseinheiten

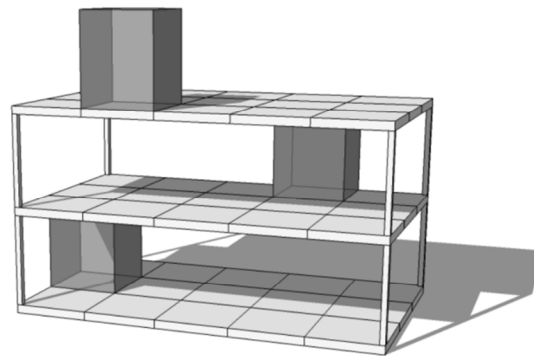


Bild 3-2: Anordnung von Installationseinheiten (a) starrer Kern; (b) verschiebbliche Einheiten

Diese Flexibilität erfordert eine Gebäudestruktur mit einer horizontalen Leitungsführung innerhalb der Deckenkonstruktion. Die Decken sind damit sowohl aus statisch-konstruktiver und bauphysikalischer Sicht als auch bezüglich der Technischen Gebäudeausrüstung von entscheidender Bedeutung für die Flexibilität eines Gebäudes. Die Deckenkonstruktion bestehend aus Fußbodenaufbau, Tragstruktur und Gebäudetechnikleitungen sollte zur Reduzierung der Gebäudekubatur eine möglichst geringe Höhe aufweisen. Dazu ist eine möglichst freie Integration der Leitungen in die Tragkonstruktion erforderlich. Zudem sind Instandhaltungsmaßnahmen und die Möglichkeit zur Anpassung an technische Neuerungen oder geänderte Anforderungen infolge Nutzungsänderungen zu beachten. Die Kombination von Tragstruktur, Bodenaufbau und Raum für Gebäudetechnikleitungen zu einem Deckenquerschnitt ist in Bild 3-3 in vier Variationen mit abnehmender resultierender Deckenhöhe H_{Decke} dargestellt.

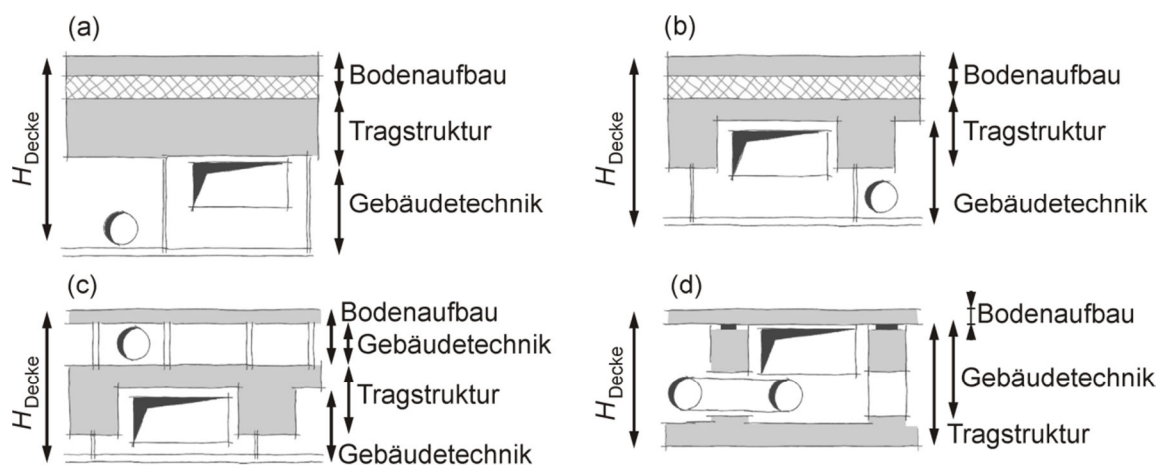


Bild 3-3: Variationen von Deckenkonstruktionen mit Gebäudetechnikleitungen

Die einfachste Art ist der Aufbau nach dem Additionsprinzip (Bild 3-3 (a)), bei dem die erforderlichen Höhen der einzelnen Querschnittsteile unabhängig voneinander zu einem Gesamtquerschnitt zusammengefügt werden. Eine Decke mit Unterzügen (Bild 3-3 (b)) oder ein aufgeständerter Boden (Doppelboden, Bild 3-3 (c)) ermöglicht einen Teil der Gebäudetechnikleitungen in die beiden übrigen Querschnittsbereiche zu integrieren. Die zur Leitungsführung erforderliche Höhe wird dabei jedoch aus statischer Sicht nicht ausgenutzt. Mit der vollständigen Integration der Gebäudetechnik in der Höhe der Tragstruktur, wie in Bild 3-3 (d) gezeigt, kann die Gesamthöhe der Decke reduziert werden. Ferner kann die für die Leitungen erforderliche Höhe gleichzeitig für die Tragstruktur, die hier zudem den unteren Raumabschluss bildet, genutzt und damit größere Spannweiten erreicht werden.

Für eine vollflächige Versorgung (Bild 3-1 (a)) sind dann in den Stegen der aufgelösten Tragstruktur in ausreichender Größe und Anzahl Öffnungen quer zur Spannrichtung erforderlich. Die benötigten Leitungsquerschnitte für übliche Büro- und Wohnnutzung sind in Tabelle 3-7 angegeben /Deu07/.

Tabelle 3-7: Anhaltswerte für den Platzbedarf verschiedener Leitungen /Heg07/

Gewerk		Durchmesser Ø
Heizung (Warmwasser)	Verteilleitung	18 mm bis 24 mm + Dämmung (Gesamtdurchmesser = 3 x Ø)
	Steigleitung	24 mm bis 48 mm + Dämmung (Gesamtdurchmesser = 3 x Ø)
	Bauteilaktivierung	18 mm / 22 mm (ohne Dämmung)
	Fußbodenheizung	15 mm / 22 mm (alt.: Kapillarrohre)
Lüftung	Einzelraum	100 mm bis 125 mm
	Mehrere Räume	> 200 mm
Abwasser	inkl. WC (Einzelanschluss + Fallrohr)	100 mm + Schallschutz, Mindestgefälle: 1 %
	ohne WC	50 mm bis 100 mm + Schallschutz, Mindestgefälle: 1 %
Kaltwasser	Verteilleitung	22 mm + Dämmung (Gesamtdurchmesser = 2 x Ø)
	Steigleitung	22 mm bis 60 mm + Dämmung (Gesamtdurchmesser = 2 x Ø)
Trinkwarmwasser	Verteilleitung	18 mm bis 24 mm + Dämmung (Gesamtdurchmesser = 3 x Ø)
	Steigleitung	24 mm bis 48 mm + Dämmung (Gesamtdurchmesser = 3 x Ø)
Elektro/EDV/ Kommunikation	pro Büro (2 Achsen): 2 Stromkreise + 5 Datenleitungen	Leerrohr 20 mm bis 30 mm (gebündelt) oder zweifach getrennt
Beleuchtung	2 Auslässe pro Raum	Leerrohr 20 mm

Die maßgebenden Leitungsquerschnitte ergeben sich aus der Abwasserableitung und der Luftversorgung. Zudem sind entsprechende Kreuzungspunkte zu beachten, die einen größeren Platzbedarf bedingen können.

3.3.4 Erweiterung, Demontage und Recycling

Die globale Vorgabe des Bauwesens hat die Minimierung der Baureststoffmassen unter Beachtung der folgenden Prioritäten zum Ziel:

Abfallvermeidung - Abfallverwertung - Abfallentsorgung.

Daher ist bereits in der Planung der spätere Rückbau des Bauwerks zu berücksichtigen. Die Planung und Ausführung des Bauwerks sollen so erfolgen, dass der spätere Rückbau mit den Forderungen der Baureststoffverwertung in Übereinstimmung gebracht werden kann. Dies betrifft recyclinggerechtes Konstruieren und Bauen, recyclinggerechten Baustellenbetrieb, Aus- und Umbau sowie Abbruch und sachgerechte Entsorgung der verwendeten Baustoffe /Deu10/.

Ein umweltgerechter Rückbau mit dem Ziel einer weitgehenden Recyclierbarkeit der verwendeten Materialien bedarf stets einer umfassenden ingenieurmäßigen Planung. Diese sollte nach Möglichkeit beim Neubau zu errichtender Bauwerke mit der Auswahl langlebiger, recycelbarer Werkstoffe und leicht demontierbarer Strukturen beginnen. Letztere sollten beim Rückbau eine einfache, kostengünstige Sortier- und Trennbarkeit unterschiedlicher Materialien ermöglichen. Die in dieser Phase zu treffenden Entscheidungen müssen unter den Gesichtspunkten der Umweltverträglichkeit erfolgen.

Um Ressourcen zu schonen und keinen zusätzlichen Deponieraum zu beanspruchen, sollen die Tragelemente auch nach dem Ende der Nutzungsdauer eines ersten Gebäudes weiterverwendet werden können. Anstatt des üblichen, zerstörenden Abbruchs sollte die bauteilerhaltende Demontage eines Gebäudes angestrebt werden. Während Gebäude in Ortbetonbauweise nur zerstörend abgebrochen werden können, ermöglicht die Verwendung von Fertigteilen mit Ortbetonergänzung und Fugenverguss bereits einen zerstörungsarmen Rückbau einzelner Bauteile. Der Einsatz stahlbaumäßiger Anschlussdetails schafft die Voraussetzungen für einen einfachen Ausbau bereits verwendeter Bauteile (Kapitel 2.3.2). Mindestens ist eine sortenreine Trennung der verwendeten Materialien für ein Baustoffrecycling zu ermöglichen. Dies stellt im Bereich des Stahlbetonbaus keine großen Schwierigkeiten dar, schwieriger wird dies etwa bei der Verwendung von Kompositwerkstoffen und -bauteilen.

Im Zuge von Nutzungs- und Bedarfsänderungen kann die Erweiterung von Gebäuden erforderlich werden. Die Erweiterungsfähigkeit eines Gebäudes ist meist stark verbunden mit der Ausnutzung der Tragelemente. Dazu kommt eine eventuell erforderliche Anpassungsfähigkeit der Gebäudetechniksysteme. Beide Anforderungen decken sich mit in den beiden vorangegangenen Kapiteln erläuterten Aspekten.

3.4 Untersuchungsrahmen „Stadtbaustein“

3.4.1 Abmessungen

Zur methodischen Überprüfung der jeweiligen Forschungsansätze wurde in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Baukonstruktion 2 der RWTH Aachen der Stadtbaustein als Projektionsfläche einer dann folgenden Nachhaltigkeitsbeurteilung über den gesamten Lebenszyklus eines Gebäudes entwickelt (Bild 3-4) /Heg11/. Mit diesem Begriff wird zunächst nur ein Anforderungsprofil an zukünftige städtische Strukturen und nicht etwa eine bauliche Lösung oder ein konkretes Gebäude beschrieben. Diesem Ansatz liegt die Überlegung zugrunde, dass es im Bezug zur Nachhaltigkeit angemessen erscheint, offene, flexible und nutzungsneutrale städtische Strukturen zu erstellen, die anpassungsfähig sind für bedarfsgesteuerte, funktionale Nutzungsänderungen im Laufe ihrer Lebenszyklen. Neben den hier im Vordergrund stehenden Untersuchungs-

parametern des Betonbaus wurden in /Ble10/ Variationen der verwendeten Ausbaukomponenten und unterschiedliche energetische Anforderungsniveaus und deren Einfluss auf die Dimensionen der Nachhaltigkeit betrachtet (Kapitel 7).

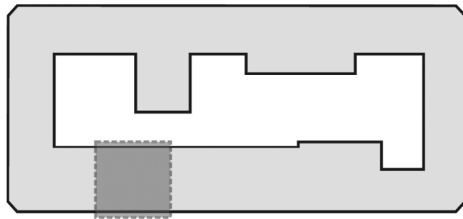


Bild 3-4: Stadtbaustein als Ausschnitt einer größeren städtischen Gebäudestruktur /Heg11/

Anhand des Stadtbausteins wurden insbesondere zwei stadttypische Nutzungsanforderungen untersucht, die einen Großteil zukünftiger Stadtentwicklungen abdecken: zum einen die Änderungen innerhalb von Gebäuden mit reiner Wohn- oder Büronutzung und zum anderen die Veränderung innerhalb von Gebäuden mit einer Mischnutzung, das heißt Wechsel zwischen Büro- und Wohnnutzung und umgekehrt. Ein weiterer wesentlicher Aspekt sind Freiräume bei Planung/Erstellung, um auch in diesen Phasen kurzfristigen Nutzungsänderungen leicht folgen zu können (insbesondere im Bauprozess).

3.4.2 Abmessungen

Zur Entwicklung eines Bewertungssystems und Durchführung der Nachhaltigkeitsbeurteilung innerhalb eines beispielhaften Szenarios wurde der Stadtbaustein in Abmessung und Grundrissentwicklung festgeschrieben (Bild 3-5).

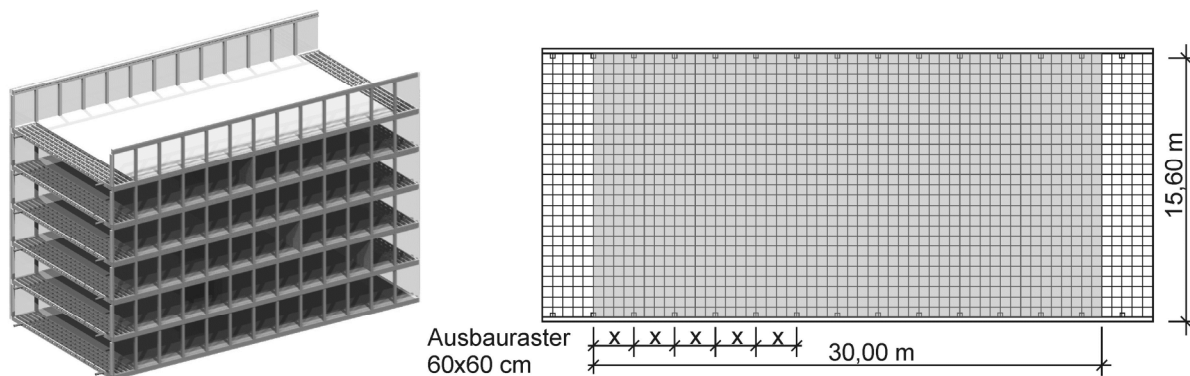


Bild 3-5: Der Stadtbaustein /Dre10b/

Die Nutzungsanforderungen in Bezug auf Raumabmessungen, Raumhöhe, Lage im Gebäude, Erschließungsmöglichkeiten, Belichtung, Belüftung und Temperierung sowie bauphysikalischen Parametern, wie beispielsweise dem Schallschutz, bilden die Grundlage für die Festlegung der Gesamtabmessungen (30 m x 15,6 m). Mit den defi-

nierten Grundannahmen lässt sich folgendes theoretisches Fallbeispiel aufstellen (Tabelle 3-8).

Tabelle 3-8: Beschreibung des Stadtbausteins

Randbedingung	Festlegung
Geschosse:	Gebäude bis 22,00 m (kein Hochhaus) → 6 Obergeschosse → 2 Untergeschosse (Tiefgarage)
Geschosshöhe:	lichtes Raummaß von 2,75 m bis 3,00 m (Büro- und Wohnnutzung) → H = 3,50 m (Obergeschosse) → H = 2,63 (2. Untergeschoss) / 3,13 m (1. Untergeschoss)
Gebäudetiefe:	Anordnung einer Mittelgarage im Untergeschoss → 15,60 m lichte Gebäudetiefe Weitere Anforderungen bestehen bzgl. der natürlichen Belichtung und Belüftung.
Szenarien:	ca. 450 m ² Nutzfläche für Wohnen bzw. Büro mit entsprechenden Anforderungen an die Gebäudetechnik

Anhand dieser Festlegungen werden im Folgenden konkrete Anforderungen abgeleitet und die möglichen Lösungsansätze für bauliche Strukturen entwickelt.

3.4.3 Randbedingungen

Für die Bemessung der Tragelemente wurden für den Hochbau übliche Lastannahmen angesetzt /DIN55/. Um eine möglichst große Flexibilität hinsichtlich der Nutzung zu erzielen, sind die Decken für eine Nutzlast von 5,0 kN/m² zu bemessen. Zur Ermittlung der Schneelast wurde die Lage des Gebäudes bei +300 NN und in Schneelastzone 2 angenommen. Der resultierende Winddruck/-sog wurde für die Windzone 2 und die Gebäudeabmessungen nach dem vereinfachten Ansatz für Bauwerke bis 25 m Höhe gemäß DIN 1055-4 ermittelt /DIN55/. Ein gesonderter Erdbebennachweis wurde nicht geführt.

Die Anforderungen an die Bauphysik ergeben sich im Wesentlichen aus gültigen Normen, Richtlinien, Gesetzen und Verordnungen und bestimmen maßgeblich die erforderlichen Bauteilaufbauten, die in /Ble10/ beschrieben sind. In Tabelle 3-9 sind die klassischen vier Bereiche der Bauphysik den derzeit gültigen Regelungen sowie den Anforderungen zugeordnet. Vor allem im Bereich des Wärmeschutzes ist in Zukunft mit deutlich steigenden Anforderungen zu rechnen. Detaillierte Beschreibungen sind den entsprechenden Regelwerken zu entnehmen.

Neben den statischen und bauphysikalischen Annahmen wurden in /Ble10/ für den Bereich der Technischen Gebäudeausrüstung geeignete Leitungsführungskonzepte entwickelt und deren Komponenten entsprechend den gültigen Regelwerken ausgewählt. Eine weiterführende Beschreibung der hierzu vorliegenden Randbedingungen und getroffenen Annahmen ist /Ble10/ zu entnehmen.

Tabelle 3-9: Bauphysikalische Anforderungen an den Stadtbaustein

Bauphysikalischer Bereich	Regelwerk / Norm	Anforderung
Brandschutz	DIN 4102 /DIN94/ Landesbauordnungen	In Abhängigkeit der Bauteile
Schallschutz	DIN 4109 /DIN89/	Luft- und Trittschalldämmwerte in Abhängigkeit der Bauteile
Wärmeschutz	DIN 4108 /DIN03/, EnEV 2007 /Bun07b/ ¹⁾	Begrenzung des Primärenergie- und des Transmissionswärmebedarfs, sommerlicher Wärmeschutz etc.
Feuchteschutz	DIN 4108 /DIN03/, DIN 18195 /DIN00/	Schutz gegen Tauwasser, Schlagregen, Bodenfeuchte, drückendes und nichtdrückendes Wasser.

¹⁾ Es wurden ergänzend auch die Anforderungen nach EnEV 2009 /Bun09a/ betrachtet.

3.5 Nutzungsprofil

Innerhalb des Nutzungszeitraums von 100 Jahren wurden für den Stadtbaustein zum Vergleich von Tragstrukturen für flexible Nutzungen mit Standardlösungen drei Nutzungsphasen definiert (Bild 3-6).

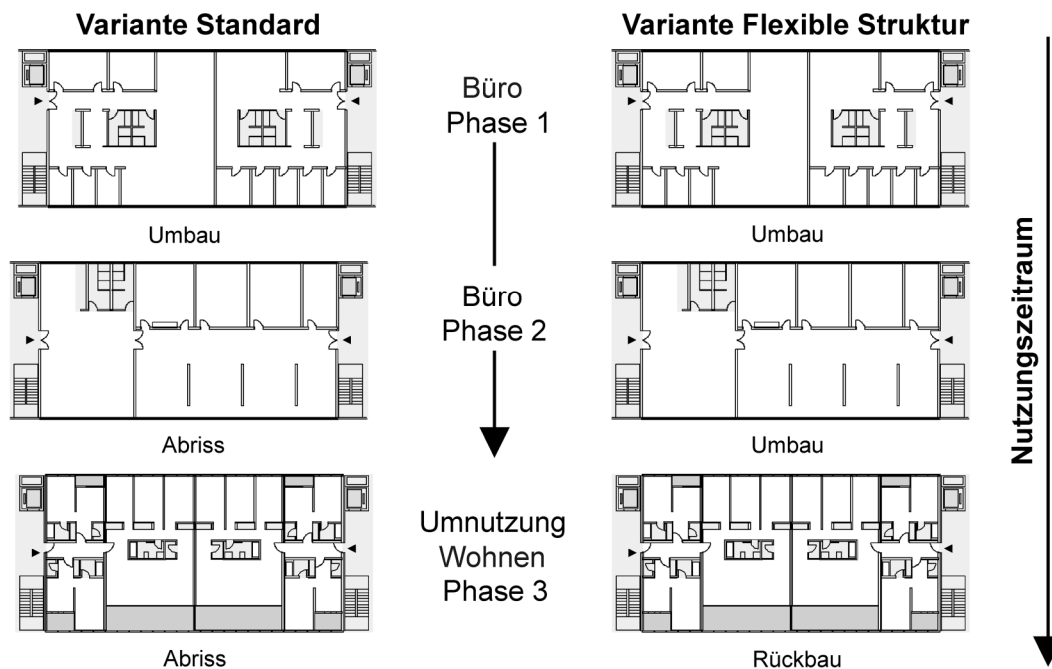


Bild 3-6: Nutzungsszenario des Stadtbausteins /Dre09/

Nach Ersterstellung wird das Gebäude zunächst 20 Jahre als Büro genutzt. Im Anschluss werden größere Umbaumaßnahmen mit einer Neuaufteilung der Grundrisse vorgenommen und eine weitere 20-jährige Büronutzung angeschlossen. In der dritten Phase wird der Stadtbaustein weitere 60 Jahre als Wohngebäude genutzt.

Bei Gebäuden mit Büronutzung ist ein Nutzerwechsel häufig mit einer Neuaufteilung der Räume und daher mit Umbaumaßnahmen verbunden. Moderne Bürogebäude bieten heute die Möglichkeit, auf solche Nutzerwechsel zu reagieren. Anders verhält es sich hingegen bei einem Wechsel von einem Büro- zu einem Wohngebäude. Hier ist bei einer heute üblichen Bauweise (Variante Standard) im Allgemeinen ein Abriss unvermeidbar. Eine flexible Gebäudestruktur bietet dagegen die Möglichkeit, auch auf eine Umnutzung von Büro- zur Wohnnutzung zu reagieren. Die hohe Lebensdauer von Betonkonstruktionen kann so effektiver ausgenutzt werden.

Die Beschreibung der drei Nutzungsphasen über den Gesamtzeitraum von 100 Jahren bezieht sich auf die zu untersuchende Gebäudestruktur des Stadtbausteins in der Grundanlage einer flexiblen Gebäudeeinheit. Vereinfachend wird die jeweils vorausgesetzte Grundrisslösung für alle Geschosse des Stadtbausteins übernommen, um eine Vergleichbarkeit zwischen Standardlösung und flexibler Struktur herzustellen. Die Mischung verschiedener Nutzungsprofile, die durch die flexible Struktur ermöglicht wird, wird an dieser Stelle nicht methodisch erfasst. Diese kann in ihren Optionen nur qualitativ beschrieben werden und ist dabei der Grundgedanke einer zukunftsweisenden, nachhaltigen Bauweise. Die mögliche freie Grundrissgestaltung bezogen auf die notwendige technische Versorgung je Geschöß führt zu einer optimierten Planung einer spezifischen Nutzungseinheit, die unabhängig von den weiteren Geschosse entwickelt werden kann. Bild 3-7 zeigt eine mögliche Variante des Stadtbausteins innerhalb einer Gebäudestudie mit geschossweiser Grundrissentwicklung in vollständig freier Anordnung installationstechnisch hoch versorgter Nutzungsbereiche.

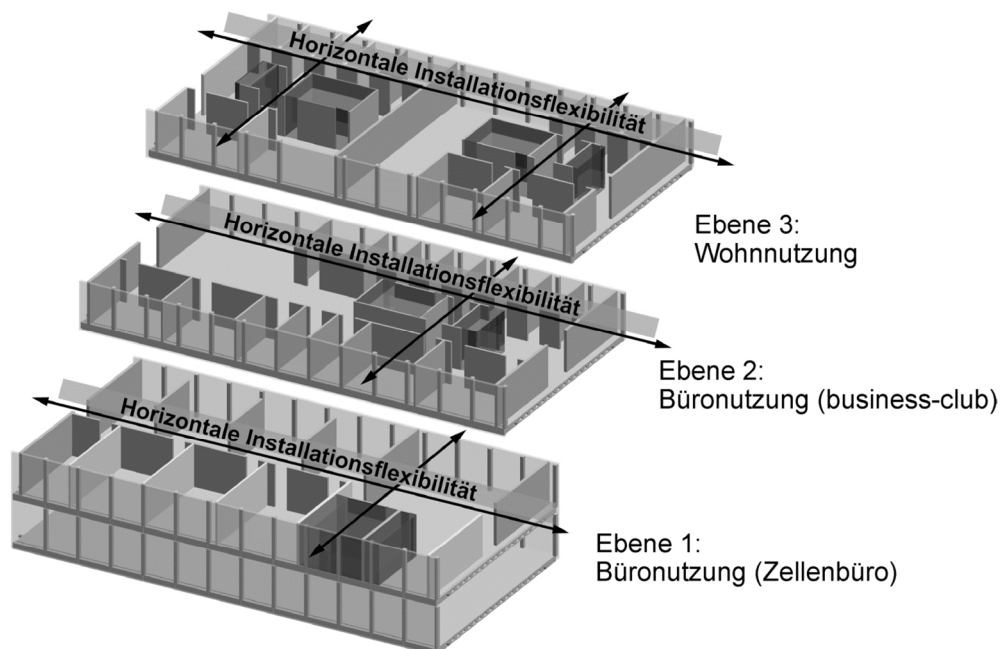


Bild 3-7: Horizontale und vertikale Installationsflexibilität /Dre10a/

Das statische System zusammen mit der Versorgungsfreiheit erweitert somit die Nutzungstypologie des Geschossbaus, bei dem autarke Einheiten unabhängig voneinander

entsprechend den stadttypischen Anforderungen und Veränderungen gestapelt werden können.

3.6 Integrales Anforderungsprofil

Die Thematik des nachhaltigen Bauens steht in engem Zusammenhang mit der demographischen Entwicklung und dem damit zu erwartenden Strukturwandel in den Städten, Gemeinden und regionalen Landschaftsräumen /Heg11/. Unter diesem Aspekt sollte eine nachhaltige Gebäudestruktur auf sich ändernde Nutzungsanforderungen und Nutzungsprofile reagieren und umgenutzt werden können.

Zu Beginn dieses Kapitels werden die unterschiedlichen Aspekte und daraus abgeleitete Kriterien für nachhaltige, nutzungsneutrale Gebäudestrukturen zusammengestellt. Die logische Addition dieser Einzelkriterien zu einem integralen Anforderungsprofil ist beziehungsweise auf die vorangegangenen Ausführungen in Bild 3-8 schematisch dargestellt.

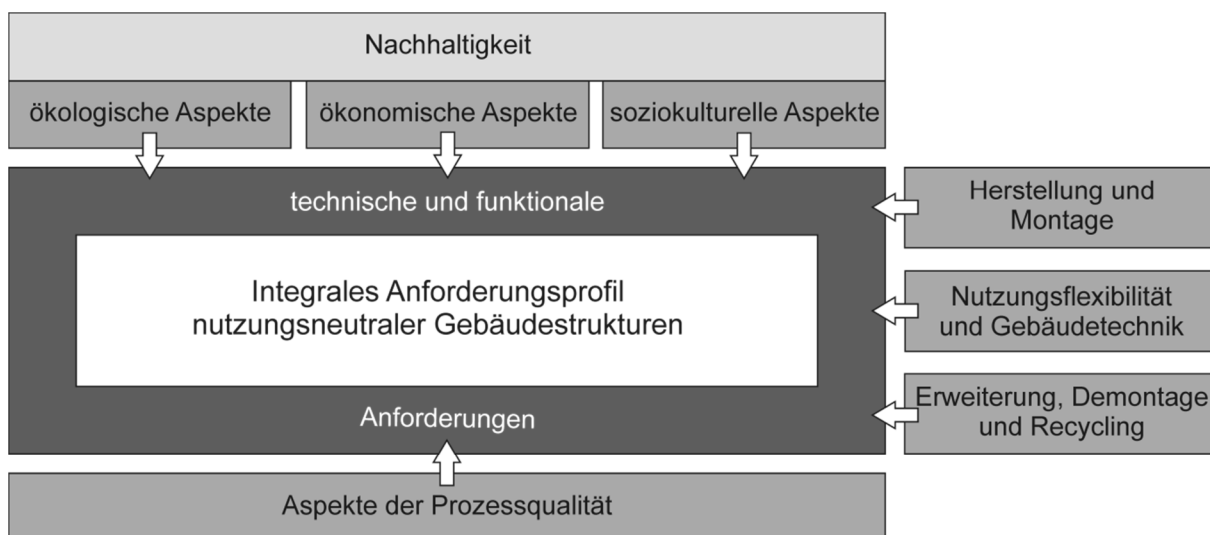


Bild 3-8: Integrales Anforderungsprofil

Die Nachhaltigkeitskriterien aufgeteilt nach ihrer Zuordnung zu den drei Dimensionen liefern die Grundlage für an nachhaltige Gebäudestrukturen gestellte technisch funktionale Anforderungen. Hinzu kommen die technisch funktional gelagerten Aspekte von Herstellung und Montage, Nutzungsflexibilität und Gebäudetechnik sowie Erweiterung, Demontage und Recycling. Ergänzt wird das Profil um die Anforderungen aus der Prozessqualität.

Im Fokus der hier dargestellten Anforderungen stehen die Aspekte der Tragstruktur. Im Sinne einer integralen Planung, die ein hohes Maß an Anpassungsfähigkeit sicherstellt, sind die Gebäudestruktur, die Gebäudehülle und die technische Gebäudeausstat-

tung zu erfassen. Eine einfache und optimierte Tragstruktur in Abhängigkeit von vertikalen und horizontalen Erschließungen und Versorgungstrassen ist dabei Voraussetzung für eine adaptive Grundrissdisposition. Eine Tragstruktur aus Beton muss so konzipiert werden, dass eine einfache Veränderung von Grundrissen und eine Anpassung der Gebäudetechnik bei Nutzungsänderungen innerhalb der Gebäudelebensdauer möglich wird. Die einzelnen Komponenten dieser flexiblen Gebäudestruktur müssen dabei zum einen prozessoffen für verschiedene Entwurfs- und Gestaltungsparameter sein, zum anderen darf eine Verwendung standardisierter Bauteile nicht zwangsläufig zu einer normierten Bauweise bzw. „serieller Architektur“ führen.

Bei der Entwicklung adaptiver Gebäudestrukturen lassen sich folgende technische, funktionale Anforderungen formulieren:

- Flexibilität des Bauwerkes hinsichtlich aktueller und zukünftiger Nutzungsvariationen in einer möglichst großen Nutzungsbreite;
- variable Grundriss- und Baukörpergestaltung hinsichtlich verschiedener Stadt- und Gebäudeanforderungen;
- glatte Deckenuntersicht und Zurückhaltung in der räumlichen Anmutung sowie Entkopplung von verschiedenen Entwurfs- und Architekturhaltungen;
- Trennung der Tragstruktur von der Gebäudehülle in Hinblick auf sich ändernde Fassadenanforderungen;
- Einsatz von Tragelementen, die einen hohen Vorfertigungsgrad und optimierte Bauteilquerschnitte zur Senkung des Rohstoffverbrauches aufweisen, eine leichte Montage ermöglichen und erweiterbar sind, um einen schnellen Baufortschritt zu erreichen und die Belastungen für die Umwelt (Lärm, Schmutz) zu reduzieren;
- Deckenquerschnitte, die eine Integration der technischen Gebäudekomponenten, eine gute spätere Zugänglichkeit der Trassen innerhalb der Nutzungseinheit ermöglichen und den bauphysikalischen Anforderungen (Brandschutz, Schallschutz) genügen;
- Anschlussdetails, die unter Verwendung gängiger Verbindungsmethoden eine leichte Montage/Demontage der horizontalen Tragelemente untereinander als auch des Anschlusses an die vertikalen Tragglieder ermöglichen;
- Gebäudetechnik, die eine leichte Montage und Demontage ermöglicht, anpassungsfähig gegenüber technischen Entwicklungen und darüber hinaus energieeffizient, wirtschaftlich, flexibel und nutzergerecht (beholdlich, gesund, komfortabel) ist.

4 Entwicklung von Deckensystemen

4.1 Ausgangssituation

Am Beispiel des vorgestellten Stadtbausteins werden auf Basis des entwickelten Anforderungsprofils exemplarische Deckensysteme von Gebäudestrukturen für eine flexible Nutzung entwickelt. Decken haben neben den statischen Belangen vor allem bauphysikalischen und ästhetischen Anforderungen zu genügen und stellen damit ein wesentliches Element von Gebäudestrukturen im Geschossbau dar. Ferner kommt den Deckentragsystemen bezüglich der ökonomischen sowie ökologischen Betrachtung wie auch bei der Planung von Gebäudestrukturen für flexible Nutzung eine besondere Bedeutung zu.

Wenn die Gebäudetechnikleitungen nicht bereits im Fertigteilwerk eingebaut werden bzw. Änderungen an der Gebäudetechnik im Laufe des Lebenszyklus eines Gebäudes durchführbar sein sollen, sind die Möglichkeiten zur Einbringung flexibler und starrer Leitungen in den Installationsraum zu untersuchen. Daneben sind die Anschlüsse der Tragelemente untereinander sowie an nichttragende Ausbau- und Fassadenelemente im Hinblick auf Tragfähigkeit und Bauphysik (Schall-, Brand- und Wärmeschutz) zu betrachten. Der Einsatz von hochfesten sowie ultrahochfesten Betonen ermöglicht die Ausbildung schlanker Stützen und damit die Ausbildung offener Tragstrukturen. Hinsichtlich des Ressourcenverbrauchs sind die vertikalen Tragglieder allerdings aufgrund ihrer Abmessungen von untergeordneter Bedeutung, sodass diese im Folgenden nur am Rande betrachtet werden.

4.2 Ausgangssituation

Die Integration der Gebäudetechnik in der Konstruktionshöhe der Tragstruktur ermöglicht schlanke Deckenkonstruktionen. Die zur Aufnahme der Gebäudetechnikleitungen erforderliche Höhe kann in vollem Umfang für den Lastabtrag genutzt, sodass große Spannweiten erreicht werden. Ausgehend von den in Kapitel 3.3.3 dargestellten Überlegungen wurde im DAfStb-Heft 572 /Deu07/ bereits ein erster Lösungsansatz für einen möglichen Deckenquerschnitt vorgestellt (Bild 4-1).

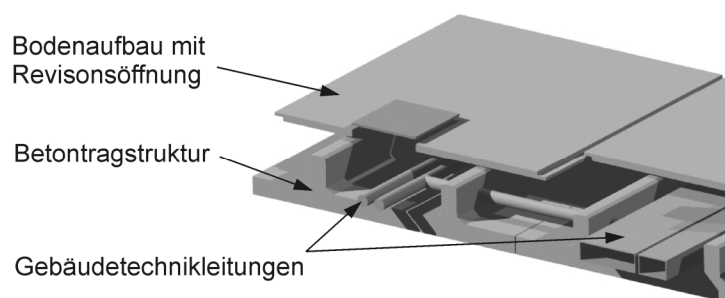


Bild 4-1: Deckenkonstruktion mit integrierter Leitungsführung /Deu07/

Die umgedrehte Fertigteilsteplatte hat eine glatte Deckenuntersicht und bietet zwischen den Stegen Platz für die Integration von Gebäudetechnikleitungen. Um eine flexible Leitungsführung ohne eine Abhangdecke zu ermöglichen, sind Öffnungen in den Stegen vorgesehen. Die Installation der Gebäudetechnik kann hier von oben und damit innerhalb einer Nutzungseinheit erfolgen. Kleinere Änderungen und Wartungsarbeiten an der Gebäudetechnik erfolgen durch Revisionsöffnungen. Auf den Rippen der Stegplatte können beispielsweise Anhydritplatten verlegt werden, auf denen dann alle gängigen Bodenbeläge aufgebracht werden können. Zur Erfüllung der Schallschutzanforderungen sind geeignete Schalldämmschichten zu verwenden (vgl. z. B. /Ros05/). Ausgehend von diesem Deckenentwurf wurden unter Berücksichtigung des integralen Anforderungsprofils auf Basis des Stadtbausteins die Deckensysteme gezielt weiterentwickelt.

4.3 Querschnittsoptimierung

Eine durchgehende untere Platte bietet den Vorteil einer glatten Deckenuntersicht ohne eine Abhangdecke. Zusätzlich sind auf diese Weise die Anforderungen an den Brand- und Schallschutz leicht zu erfüllen. Eine Bauteilaktivierung kann effektiv eingesetzt werden. Zudem dient die untere Platte als Arbeitsbühne für die Installation der Gebäudetechnikleitungen. Dabei stellt eine Plattendicke von etwa 10 cm ein Optimum aus thermischen (aktivierbare Masse /Hum10/), statischen und bauphysikalischen Erfordernissen dar. Die deskriptiven Vorgaben an den Brandschutz /DIN94/ werden erfüllt.

Bei angestrebten Deckenspannweiten von 15-16 m ist bei begrenzter Bauteilhöhe stets eine Vorspannung erforderlich (vgl. Bild 2-11). Im Hinblick auf den Ressourcenverbrauch, der aus statischer Sicht einer Eigengewichtsreduzierung entspricht, sind aufgelöste Querschnitte anzustreben. Dabei wird der Beton dort eingesetzt, wo er sich am Lastabtrag beteiligt. Neben dem Eigengewicht sind zur Sicherstellung einer größtmöglichen Flexibilität hinsichtlich der Nutzung Verkehrslasten $\geq 5,0 \text{ kN/m}^2$ sowie Ausbaulasten $\geq 1,50 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen. Die freie horizontale Leitungsführung soll durch regelmäßig angeordnete Öffnungen in den Stegen erreicht werden. Aus den Vorgaben der Gebäudetechnik (Tabelle 3-7) ergeben sich die Mindestmaße der Öffnungen von $h_L = 0,25 \text{ m}$ und $l_L = 0,60 \text{ m}$ (Bild 4-2). Angelehnt an ein typisches Raster von Fertigteilen und Ausbauelementen werden die Stege in einem Abstand von 0,60 m angeordnet.

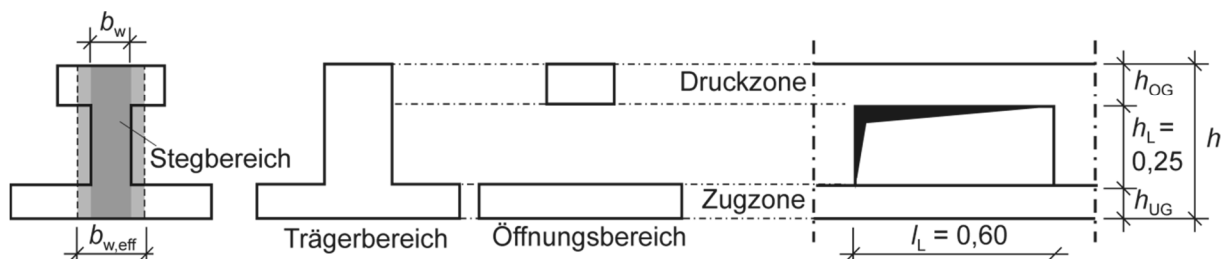


Bild 4-2: Querschnittsbereiche und erforderliche Abmessungen der Stegöffnungen

Ausgehend von einem Trägersteg mit dem zugehörigen Teil der unteren Platte und einem Einfeldträger als statischem System, lassen sich drei Bereiche des Querschnitts unterscheiden: Die Druckzonenhöhe ist auf den Teil zwischen Querschnitts- und Öffnungsoberkante beschränkt, um ein vorzeitiges Versagen dieser im Bereich des maximalen Momentes im Vergleich zu einem Vollquerschnitt auszuschließen /Sal79/. Die Zugzone bildet der vorgespannte Plattenbereich. Die einwirkende Querkraft wird im Bereich des Steges abgetragen, wobei der günstige Einfluss der mitwirkenden Gurtbreiten bei gegliederten Querschnitten zu einer höheren Querkrafttragfähigkeit führt als bei Ansatz der reinen Stegbreite /Gör04/. Im Öffnungsbereich müssen Zug- und Druckgurt zusätzlich zur Beanspruchung aus dem äußeren Moment anteilig die einwirkende Querkraft aufnehmen.

Aus fertigungstechnischen und ökonomischen Gründen ist ein Verzicht auf zusätzliche Betonstahlbewehrung im Zuggurt anzustreben. Um dennoch ein duktiles Bauteilverhalten zu erzielen, ist wie bei vorgespannten Elementdecken und Spannbetonhohldielen die Spannstahlspannungen unmittelbar nach dem Ablassen auf $\sigma_{pm0} = 1.000 \text{ MN/m}^2$ zu beschränken /Heg08a/. Ausgehend von einem rechteckigen Stegquerschnitt ergeben sich folgende Parameter zur Optimierung des Systems:

- Querschnittsgeometrie im Bereich der Stege,
- Betonfestigkeit,
- Bewehrungsführung und Bewehrungsgrad,
- Verwendung hochfester Betone,
- Alternative Verwendung von Stahleinbauteilen in Bereichen komplizierter Bewehrungsführung und hoher Bewehrungsgrade,
- Anwendung der Verbundbauweise und
- Anzahl, Anordnung und Größe der Öffnungen.

Bei voll ausgenutzter Druckzone kann zur Verringerung des Eigenwichts die Stegbreite soweit reduziert werden, bis die Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts voll ausgenutzt wird (Bild 4-3 (b)). Eine Erhöhung des Querkraftbewehrungsgrades ist dabei bis zum Erreichen der Druckstreben Tragfähigkeit möglich.

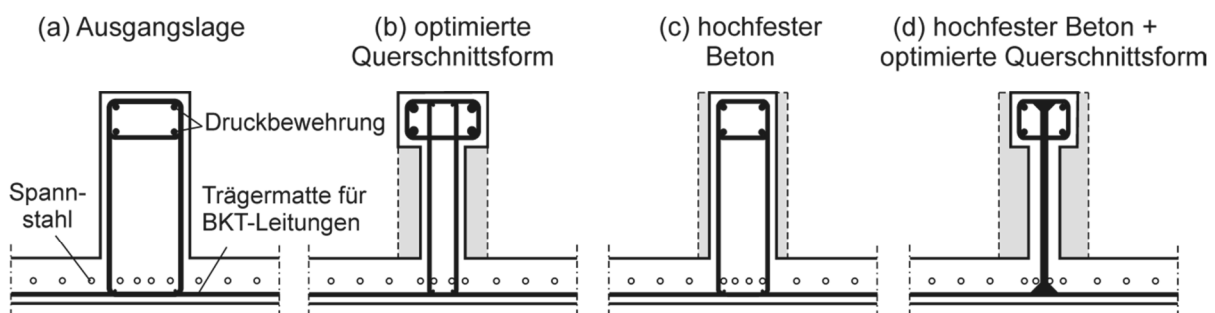


Bild 4-3: Querschnittsvariationen bei Einsatz hochfester Betone /Dre10a/

Durch den Einsatz genormter hochfester Betone mit Druckfestigkeiten bis etwa 100 MN/m² lässt sich eine weitere Reduzierung der Querschnittsabmessungen erreichen (Bild 4-3 (c), (d)). Die Druckzone sollte bei einem Abstand der Stege von 60 cm eine Breite von 30 cm nicht überschreiten, um eine leichte Installation der Gebäudetechnikleitungen ($\varnothing \leq 25$ cm) zu erreichen. Wird die Stegbreite auf $b_w \leq 8$ cm verringert, können einschnittige Querkraftzulagen, z. B. in Form von S-Haken oder Doppelkopfkankern eingesetzt werden.

Auch bei ausreichender Querkrafttragfähigkeit des reinen Betonquerschnitts ist in der Regel eine Mindestquerkraftbewehrung anzuordnen, um ein schlagartiges Versagen des Bauteils zu vermeiden /DIN08/. Aus wirtschaftlicher und produktionstechnischer Sicht wäre ein Träger ohne Querkraftbewehrung jedoch zu bevorzugen. Die Verwendung von Stahlfaserbeton, bei dem nach Bildung der ersten Risse die Stahlfasern aktiviert werden und ein duktiler Bauteilversagen ermöglicht wird, stellt hier eine Alternative dar. Der Einsatz von Stahlfaserbeton ist aus ökologischer Sicht jedoch kritisch zu bewerten /Mül08/, da eine sortenreine Trennung von Stahl und Beton im Falle eines notwendigen Baustoffrecyclings nach dem Nutzungsende eines Fertigteils nur durch ein sehr feines Mahlen des Betons möglich und in jedem Fall viel aufwändiger ist als bei herkömmlichem Stahlbeton. Dem Vorteil eines geringeren Bewehrungsaufwands und eventuell geringerer benötigter Stahlmengen bei der Produktion eines Fertigteils muss im Sinne einer ganzheitlichen Planung das erschwerte Baustoffrecycling gegenüber gestellt werden.

Der Einsatz von stahlfaserbewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC) ermöglicht eine Reduzierung der Steg- und Druckgurtabmessungen auf ein Minimum sowie u. U. den Verzicht auf zusätzliche Betonstahlbewehrung /Ber10/. Bei Querkraftversuchen an vorgespannten Trägern mit und ohne Stegöffnungen wurde eine Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit infolge der Öffnungen von 30-50 % festgestellt. Die runden Öffnungen hatten dabei einen Durchmesser von der halben statischen Nutzhöhe d . Zu dem oben beschriebenen problematischen Recycling sind bei der Verwendung von UHPC durch hohe Zementgehalte und den Einsatz von Mikrostahlfasern die gegenüber Normalbeton höheren Umweltwirkungen zu beachten /Sten08/, /Sch08/. Bei Verwendung von Normalbeton im Plattenbereich und UHPC im Stegbereich muss das Betonieren in zwei getrennten Abschnitten erfolgen. Um eine schubfeste Verbindung zwischen Steg und Platte sicherzustellen sind geeignete Verbundmittel z. B. in Form von vertikalen Bewehrungsstäben, Gitterträgern oder ähnlichem erforderlich. Um Stabilitätsprobleme, wie sie bei schlanken Druckgurten im Öffnungsbereich auftreten können zu vermeiden, ist eine Mindeststegdicke vorzusehen. Darüber hinaus müssen die Befestigungen der Gebäudetechnik und das Anbringen einer Fußbodenkonstruktion sichergestellt sowie Anforderungen aus der Herstellung beachtet werden.

Die Verbundbauweise bietet weitere Möglichkeiten, den Betonverbrauch zu reduzieren (Bild 4-4). Im klassischen Verbundbau übernimmt der Baustahl die Zugkräfte und der Beton die Druckkräfte. Bei einer durchlaufenden vorgespannten unteren Betonplat-

te ist der wirtschaftliche Einsatz von Stahl auf den Stegbereich beschränkt. Eine schubfeste Verbindung eines Stahlsteges an die Betondruckzone sowie die untere Platte erfordert geeignete Verbundmittel. Hier ist der Einsatz von horizontal angeschweißten Kopfbolzen oder der Puzzleleiste /Heg08b/, die stehend oder liegend angeordnet werden kann, denkbar (Bild 4-4 (b), (c)). Im Bereich der durch hohe Druckkräfte und lokale Effekte belasteten Öffnungsobergurte sind Effekte wie Knicken und Beulen der geringen Restquerschnitte zu berücksichtigen. Bei freiliegenden Stahlteilen ist auf einen ausreichenden Brandschutz, z. B. durch zusätzliche Beschichtungen, zu achten.

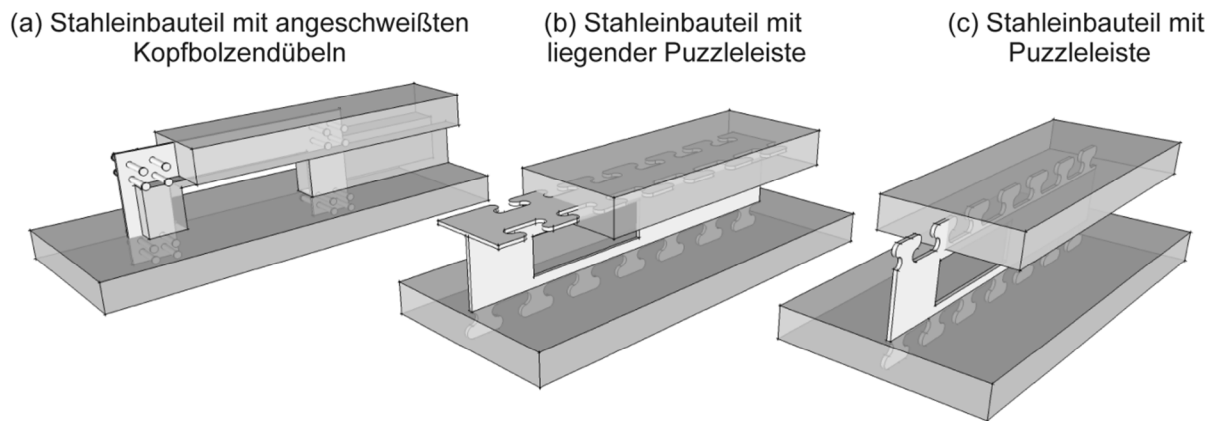


Bild 4-4: Querschnittsvariationen bei Einsatz von Baustahl

Ein Vorteil von Verbundkonstruktionen mit durchgehenden Stahlstegen ist die Möglichkeit einer stahlbaumäßigen Ausbildung der Auflager. Die Auflagerkonstruktion besteht nicht aus im Beton verankerten Einbauteilen, sondern kann an den Steg angeschweißt werden. Eine Verbindung zwischen Unterzug und Deckenfertigteil durch Schraub- oder Steckverbindungen ermöglicht zudem eine zerstörungsfreie Demontage.

Vor allem im hoch belasteten Bereich der Stegöffnungen kommt es bei Verwendung von Normalbeton zu hohen erforderlichen Bewehrungsmengen und damit verbunden zu einer Bewehrungskonzentration, die zu einem erhöhten Herstellungsaufwand führt. Um dem entgegen zu wirken, können Stahleinbauteile verwendet werden, die im Bereich der Öffnungen die Aufgabe der Bewehrung übernehmen. TADROS et. al verwenden in Bügelform gebogene Stahlbleche anstelle einer konventionellen Bügelbewehrung /Tad99/. Allerdings erreichten die Träger mit Einbauteilen nicht die berechnete Traglast, was auf die fehlenden Verbundmittel zwischen Stahlblech und Beton zurückzuführen war. Eine mögliche Ausbildung eines solchen massiven Bewehrungselements im Öffnungsbereich ist in (Bild 4-4 (a)) dargestellt, bei dem seitlich aufgeschweißte Kopfbolzendübel als Verbundmittel dienen.

Aus den vorgestellten Querschnittsvariationen ergeben sich bei der Betrachtung von Massivbaulösungen mit großen Spannweiten von 15 bis 16 m und der Forderung nach flexibler Gebäudetechnikinstallation innerhalb des Deckenquerschnitts vor allem folgende wesentliche Untersuchungspunkte, die in den folgenden Kapiteln näher betrachtet werden:

- Einhaltung der Verformungsbegrenzung nach DIN 1045-1 /DIN08/ einschließlich zeitabhängiger Effekte;
- Einfluss großer Stegöffnungen auf die Verformungen sowie
- Sicherstellung der Tragfähigkeit im Bereich großer Stegöffnungen von vorgespannten Deckenträgern.

4.4 Tragverhalten vorgespannter Träger mit Stegöffnungen

4.4.1 Allgemeines

Grundsätzlich ist zwischen großen und kleinen Stegöffnungen zu unterscheiden. Wenn sich im Öffnungsbereich ein Fachwerk aus Stahlzug- und Betondruckstreben ausbilden kann, das die Öffnungen ohne die Ausbildung zusätzlicher Stabwerke für den Ober- und Untergurt überwindet und in dessen konzentrierten Druck- und Zugstreben an keiner Stelle die zulässigen Spannungen überschritten werden, gelten die Öffnungen als klein /Hot96/. Die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist im Bereich kleiner Öffnungen näherungsweise erfüllt. Nach MANSUR /Man99/ kann eine Öffnung als klein betrachtet werden, wenn der Durchmesser oder die größte Seitenlänge nicht mehr als 40 % der Trägerhöhe beträgt. Die Bemessung folgt dann im Wesentlichen der Bemessung eines Balkens ohne Öffnungen. Kleine Öffnungen werden im Allgemeinen durch Anordnung von Bewehrungszulagen und Auswehlungen abgedeckt (Bild 4-5).

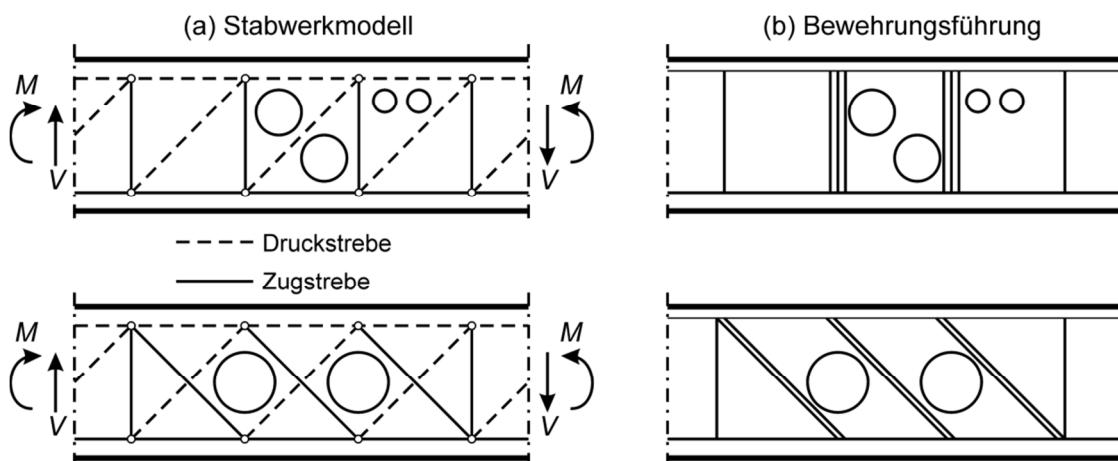


Bild 4-5: Trägerstege mit kleinen Öffnungen, (a) Stabwerkmodelle, (b) Bewehrungsführung nach SCHLAICH und SCHÄFER /Sch01/

Für Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungen wurde in /XY/ ein Bemessungskonzept abgeleitet. Zur flexiblen Anordnung der Gebäudetechnikleitungen sind bezogene Öffnungshöhen von $h_L / h = 0,5-0,6$ und Öffnungslängen l_L vom doppelten Leitungsquerschnitt erforderlich. In diesem Fall gilt die Bernoulli-

Hypothese nicht mehr als erfüllt und es ergeben sich getrennt voneinander wirkende Ober- und Untergurte (Bild 4-6). Diese großen Öffnungen sind bei der Bemessung gesondert nachzuweisen. In nationalen und internationalen Regelwerken werden hierzu keine Angaben gemacht.

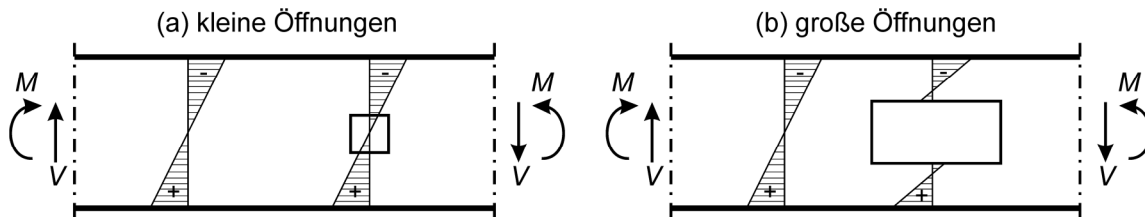


Bild 4-6: Dehnungsverteilung im Bereich kleiner (a) und großer (b) Öffnungen /Hot96/

Die bisherigen Untersuchungen enthalten zum einen stark voneinander abweichende Empfehlungen für die Bemessung von Trägern mit Stegöffnungen. Zum anderen konzentrieren Sie sich auf Stahlbetonträger. In /Nef06/ werden bekannte Bemessungsverfahren vorgestellt sowie ein auf Finite-Elemente Berechnungen basierendes Konzept für Spannbetonträger mit großen Öffnungen im Stegbereich hergeleitet.

4.4.2 Träger mit großen Stegöffnungen

Das Verhalten der Ober- und Untergurte von Trägern mit einer großen Öffnung unter Biege- und Querkraftbeanspruchung wird in der Literatur mit dem Tragverhalten der entsprechenden Elemente eines Vierendeel-Trägers verglichen, bei dem die Gurte als in den anschließenden Trägerbereich voll eingespannt betrachtet werden. In Bild 4-7 sind der Öffnungsbereich mit den globalen Schnittgrößen und das vereinfachte statische System im Öffnungsbereich mit den lokalen Schnittgrößen dargestellt.

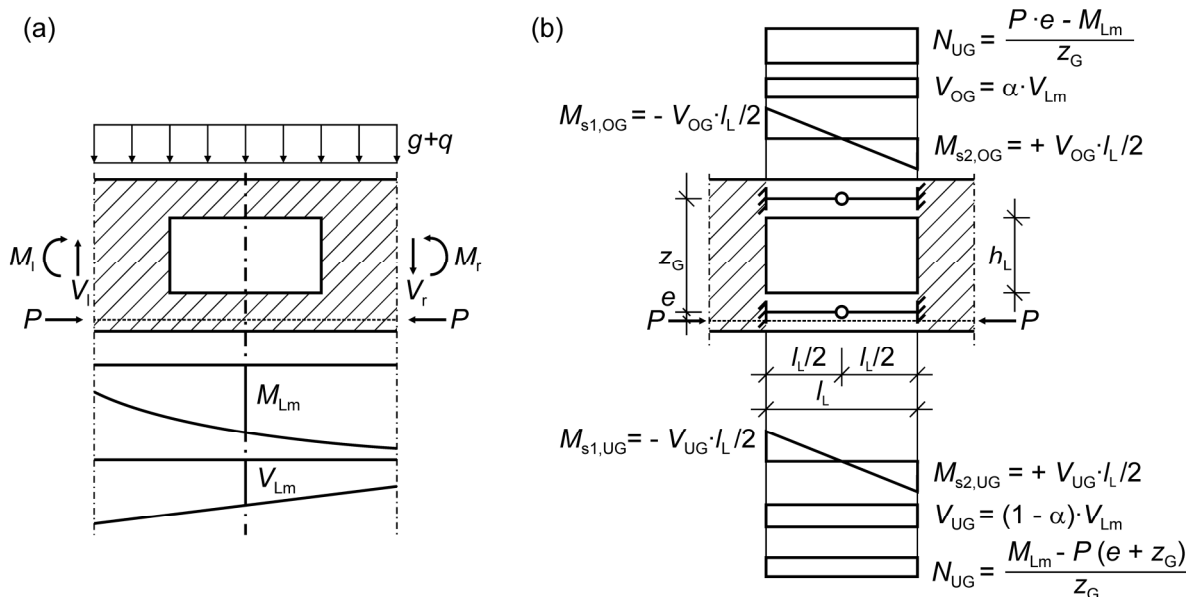


Bild 4-7: Öffnungsbereich mit Belastung, globalen Schnittgrößen (a) und vereinfachtes statisches System im Öffnungsbereich mit Gurtschnittgrößen (b)

Um die Beanspruchungen der Gurte ohne eine genaue Berechnung des innerlich dreifach statisch unbestimmten Systems eines Trägers mit einer Öffnung ermitteln zu können, werden Annahmen für die Verteilung der globalen Querkraft auf die Öffnungsgurte und die Lage des Nullpunktes der durch die Gurtquerkräfte hervorgerufenen Sekundärmomente getroffen. Die lokalen Momenten-, Querkraft- und Normalkraftbeanspruchungen der Öffnungsgurte können dann aus den globalen Schnittgrößen des Trägers im Öffnungsbereich bestimmt werden.

Die Aufteilung der globalen Querkraft auf die Gurte ist für die weitere Bemessung von entscheidender Bedeutung. Die Lage des Momentennullpunktes kann für übliche globale Schnittgrößenkombinationen vereinfacht in Gurtmitte angenommen werden /Nef06/, sodass sich die in Bild 4-7 (b) dargestellten lokalen Schnittgrößen ergeben. Verfahren zur Ermittlung des Momentennullpunktes, der im Einzelfall stark von der Öffnungsmitte abweichen kann, sind in /Hot96/, /Pes06/ beschrieben. Die Gurtnormalkräfte ergeben sich aus dem globalen Moment in Öffnungsmitte, geteilt durch den Abstand der Gurtschwerpunkte und einem Anteil aus der Vorspannkraft.

Mit den ermittelten Schnittgrößen kann dann eine Bemessung der Gurte erfolgen. Bei großen Normalkräften ist zusätzlich ein Stabilitätsversagen des Druckgurts auszuschließen. Neben der Bemessung der Ober- und Untergurte ist eine genaue Betrachtung der Störbereiche zwischen Öffnung und normalem Trägerbereich erforderlich, bei dem die Gurtkräfte in Form von Druck- und Zugstreben in den Träger eingeleitet und die Trägernormalkräfte auf die Öffnungsgurte aufgeteilt werden /Hot96/. Das Versagen eines durch eine Öffnung geschwächten Trägers mit ausreichend dimensioniertem Vollwandträgerbereich kann nach KENNEDY und ABDALLA /Ken92/ auf vier verschiedene Arten erfolgen:

- 1) Bildung einer kinematischen Kette durch Entstehung von Fließgelenken im Öffnungsbereich:

Bei ausreichender Rotationskapazität der Gurte können sich in den hoch beanspruchten Bereichen der Gurtanschnitte unter zunehmender Belastung Fließgelenke bilden. Unter Voraussetzung der Querkrafttragfähigkeit der Gurte bildet sich ein Fließgelenk genau dann, wenn die einwirkende Kombination aus Moment und Normalkraft in einem Gurtanschnitt die Traglastkurve erreicht /Man84/.

- 2) Kombiniertes Druck-Schub Versagen im Druckgurt:

Im Bereich der Druckgurtanschnitte überlagern sich die Druckspannungen infolge der Biegedruckkräfte aus den Sekundärmomenten und der Drucknormalkraft aus dem globalen Moment. Wenn diese Spannungen die aufnehmbaren Druckspannungen des Betons überschreiten, kann es zu einem schlagartigen Druckversagen kommen. Diese Versagensart unterscheidet sich vom Biegedruckversagen nach der Bildung eines Fließgelenks, da die Gurtzugbewehrung nicht fließt und keine Umlagerungen in andere Tragwerksbereiche auftreten.

3) Querkraftversagen in einem der Öffnungsurte:

Hohe Gurtquerkräfte können zu einem lokalen Schubversagen der schlanken Gurte führen. Dabei ist in der Regel von einem Biegeschubversagen auszugehen. Die schrägen Schubrisse entwickeln sich aus den Biegerissen im Bereich hoher Sekundärmomente.

4) Bildung von Trennrissen im Zuggurt:

Bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons im Zuggurt entstehen zusätzlich zu den Biegerissen im Bereich der Gurtanschnitte ein oder mehrere durchgehende Trennrisse im mittleren Bereich des Zuggurts. Je nach auftretender Rissbreite ist aufgrund des fehlenden Korrosionsschutzes der Spannbewehrung in diesen Rissen die dauerhafte Tragfähigkeit des Bauteils nicht mehr sichergestellt. Diese Versagensart kann nur bei Öffnungen im Bereich hoher Momente (Feldmitte) maßgebend werden, da die Zuggurte bei auflagnahen Öffnungen auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit meist noch vollständig überdrückt sind.

Zur Bemessung eines Trägers mit großen Öffnungen ist ein geeignetes Versagenskriterium festzulegen. NEFF /Nef06/ und EHMANN /Ehm02/ legen den rechnerischen Versagenszeitpunkt beim Auftreten des ersten Fließgelenks an einem Gurtanschnitt fest. KENNEDY und ABDALLA /Ken95a/ betrachten den Träger zur Bestimmung der Tragfähigkeit als einfachen Balken, der bei Bildung eines Fließgelenks versagt. Dieses globale Fließgelenk des idealisierten Systems entsteht, wenn an einer Öffnungsseite ein gleichzeitiges Fließen von Ober- und Untergurtanschnitt auftritt. MANSUR und TAN /Man99/ hingegen lassen die Bildung von vier Fließgelenken (eins an jedem Gurtanschnitt) zu, bevor der Träger als rechnerisch nicht mehr tragfähig gilt.

Damit sich ein duktiler Versagen durch Bildung von Fließgelenken einstellen kann, muss der Öffnungsbereich so bemessen werden, dass ein frühzeitiges Versagen infolge der drei oben beschriebenen anderen Versagensarten 2), 3) und 4) ausgeschlossen ist. Die Bruchlasten für diese Versagensarten müssen damit oberhalb der zur Bildung der Fließgelenke notwendigen Last liegen.

4.4.3 Aufteilung der Querkraft auf die Gurte

Zur Bemessung der Gurte muss neben den globalen Schnittgrößen die Verteilung der Querkraft auf den Ober- und Untergurt bekannt sein. In der Literatur existieren dazu unterschiedliche Ansätze. Die Aufteilung erfolgt meist in Abhängigkeit der geometrischen und mechanischen Eigenschaften der Gurte. Im Folgenden werden die wesentlichen Ansätze aus der Literatur vorgestellt (Bild 4-8).

NASSER, ACAVALOS und DANIEL /Nas67/ sowie SALAM und HARROP /Sal79/ schlagen eine Aufteilung im Verhältnis der Gurtflächen vor. Sie beruht nicht auf einem mecha-

nischen Zusammenhang, konnte aber durch Versuche bestätigt werden. Die Gültigkeit der Annahme ist auf Träger im Zustand I beschränkt.

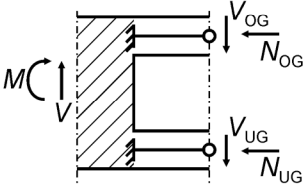
	Wichtung Fläche /Nas67/, /Sal79/	Wichtung Trägheitsmoment /Hot96/	Wichtung Trägheitsmoment /Bar77/	Kombination /Ken92/
	$V_{OG} = \frac{A_{OG}}{A_{OG} + A_{UG}} \cdot V$	$V_{OG} = \frac{I_{OG}}{I_{OG} + I_{UG}} \cdot V$	$V_{OG} = \frac{I_{i,OG}}{I_{i,OG} + I_{i,UG(cr)}} \cdot V$	$V - V_{UG}$
	$V_{UG} = \frac{A_{UG}}{A_{OG} + A_{UG}} \cdot V$	$V_{UG} = \frac{I_{UG}}{I_{OG} + I_{UG}} \cdot V$	$V_{UG} = \frac{I_{i,UG}}{I_{i,OG} + I_{i,UG}} \cdot V$	$\frac{\sqrt{A_{UG} \cdot I_{UG}}}{\sqrt{A_{OG} \cdot I_{OG}} + \sqrt{A_{UG} \cdot I_{UG}}} \cdot V$
A_{UG}, A_{OG}	Querschnittsfläche des Ober-/Untergurts			
I_{UG}, I_{OG}	Flächenträgheitsmoment des Ober-/Untergurts			
$I_{i,UG}, I_{i,OG}$	ideelles Flächenträgheitsmoment des Ober-/Untergurts			
$I_{i,UG(cr)}$	ideelles Flächenträgheitsmoment des gerissenen Untergurts			

Bild 4-8: Ansätze zur Aufteilung der Querkraft auf die Gurte nach Geometrischen Verhältnissen

Die Aufteilung im Verhältnis der Gurtbiegesteifigkeiten ergibt sich aus einer linear-elastischen Rahmenberechnung des Trägers unter Vernachlässigung der Querkraftverformungen /Hot96/. Der Ansatz nach HOTTMANN /Hot96/ gilt daher nur uneingeschränkt, wenn sich die Gurte im ungerissenen Zustand I befinden.

Von KENNEDY und ABDALLA /Ken92/ liegt eine aus Finite-Elemente Berechnungen abgeleitete Beziehung vor, die die Aufteilung der Querkraft für Träger im Zustand I in Abhängigkeit von Gurtfläche und Biegesteifigkeit angibt. Für Träger mit einem I-Querschnitt wird eine sehr gute Übereinstimmung der vorgeschlagenen Querkraftverteilung mit den Ergebnissen aus der FE-Berechnung erzielt. Für Träger mit einem Plattenbalkenquerschnitt stellt die Aufteilung entsprechend der Biegesteifigkeiten eine bessere Näherung dar.

Bei Erreichen der Tragfähigkeit befinden sich die Gurte im Allgemeinen aufgrund der Zugbeanspruchung des Untergurts infolge positiver globaler Momentenbeanspruchung und der Sekundärmomente im gerissenen Zustand II. Die infolge Rissbildung entstehenden Steifigkeitsänderungen der Querschnitte sind bei der Verteilung der Querkräfte auf die Gurte zu berücksichtigen. BARNEY /Bar77/ beschreibt ein Verfahren unter Verwendung effektiver Gurtsteifigkeiten. Für die Bemessung ist die Querkraft im Zustand I nach den ideellen Flächenträgheitsmomenten aufzuteilen. Nach der Rissbildung werden die Querkräfte auf der sicheren Seite liegend ($V_{OG} + V_{UG} > V$) nach Bild 4-8 verteilt. Wenn der Untergurt infolge der äußeren Momentenbeanspruchung Trennrisse aufweist, wird die gesamte Querkraft dem Obergurt zugeordnet.

In /Ken95a/ schlagen KENNEDY und ABDALLA ein ähnliches Verfahren vor. Demnach verteilen sich die Querkräfte im Zustand I entsprechend ihrer Flächenträgheitsmomente. Es wird angenommen, dass der Untergurt infolge der Zugnormalkraft aus dem äußeren Moment vor dem Obergurt aufreißt und nach Bildung der ersten Risse die Un-

tergurtquerkraft konstant bleibt. Die zusätzliche Querkraft wird allein vom Druckgurt aufgenommen. Die bei Erstrissbildung im Untergurt wirkende globale Querkraft in Öffnungsmitte $V_{Lm, cr}$ bestimmt sich unter der Annahme der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ und eines statischen Systems gemäß Bild 4-7 (b) zu:

$$|V_{Lm, cr}| = \frac{f_{ct, fl} - \frac{N_{P, UG}}{A_{UG}}}{\left(\frac{l_{Lm}}{z_G A_{UG}} + \frac{V_{UG}}{V} \cdot \frac{l_L}{2} \cdot \frac{1}{W_{u, UG}} \right)} \quad (4.1)$$

Darin sind

$N_{P, UG}$	Normalkraft im Untergurt infolge Vorspannung,
l_{Lm}	Länge von Öffnungsmitte zum nächstgelegenen Auflager,
z_G	Schwerpunktabstand der Gurte,
$W_{u, UG}$	Widerstandsmoment des unteren Gurts an der Unterseite.

Gleichung 4.1 gilt für die Anordnung einer Öffnung zwischen Auflager und einer Einzellast. Die zugehörige Untergurtquerkraft ergibt sich nach Bild 4-8 (Kombination). Im Fall eines Trennrisses im Untergurt wird auch hier dem Obergurt die gesamte Querkraft zugewiesen.

NEFF /Nef06/ hat auf Basis der Untersuchungen von EHMANN /Ehm02/ ebenfalls ein Konzept entwickelt, das die Verteilung der Querkraft auf die Gurte lastabhängig vornimmt. Die Belastungsgeschichte eines Trägers wird bis zum rechnerischen Versagen, das durch Erreichen der Traglast in einem der Gurtanschnitte festgelegt ist, betrachtet. Der Verlauf der Querkraftverteilung wird nach /Nef06/ in drei Lastbereiche aufgeteilt. Im ungerissenen Zustand I (Lastbereich 1) erfolgt die Aufteilung der Querkraft auf den Ober- und Untergurt gemäß /Bar77/ im Verhältnis der ideellen Flächenträgheitsmomente. Mit Erreichen der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl} = 1,2 \cdot f_{ctm}$ im Zuggurt wird die zusätzlich aufgebrachte Querkraft entsprechend dem Ansatz von KENNEDY und ABDALLA /Ken95a/ dem Druckgurt zugeordnet (Lastbereich 2).

Lastbereich zwei endet entweder mit Einsetzen der Rissbildung im Druckgurt oder durch die Bildung von Trennrissen im Zuggurt infolge einer hohen globalen Biegebeanspruchung. Die Biegezugfestigkeit im Druckgurt wird in Abhängigkeit des globalen Belastungszustands zu $1,2-2,0 \cdot f_{ctm}$ definiert. Der dritte Lastbereich beschreibt die Verteilung der Querkraft bis zum Erreichen der rechnerischen Traglast. Die Aufteilung erfolgt im Verhältnis effektiver Biegesteifigkeiten, deren Bestimmung mit Hilfe von Näherungsansätzen in Abhängigkeit von der Gurtbelastung und -bewehrung erfolgt. Die Beziehungen für die effektiven Gurtsteifigkeiten beruhen auf Ansätzen aus verschiedenen früheren Untersuchungen, erweitert um empirische Faktoren, die aus Versuchen und numerischen Simulationen abgeleitet wurden. Das Verfahren ist in Anhang B ausführlich beschrieben.

Neben genauen Berechnungen unter Berücksichtigung der Rissbildung, können auch Annahmen für die Verteilung der einwirkenden Querkraft auf die Gurte im Grenzzustand der Tragfähigkeit getroffen werden. LEONHARDT /Leo77/ schlägt folgende Aufteilung vor:

$$V_{OG} = 0,8 - 0,9 \cdot V \quad (4.2)$$

$$V_{UG} = 0,1 - 0,2 \cdot V \quad (4.3)$$

Zum Vergleich der unterschiedlichen Ansätze zur Verteilung der Querkraft auf die beiden Gurte wurden diese für ein einfaches Beispiel (Bild 4-9) auf Grundlage des entwickelten Deckenquerschnitts ausgewertet.

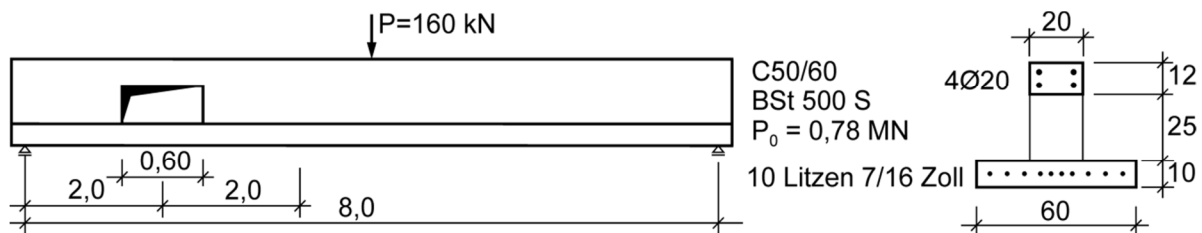


Bild 4-9: Beispielhafter Deckenausschnitt zum Vergleich der Ansätze zur Querkraftverteilung

Die Auswertung für die oben vorgestellten Ansätze ist in Tabelle 4-1 getrennt für den Zustand I und den Zustand II zusammengefasst.

Tabelle 4-1: Verteilung der Querkraft in Öffnungsmitte auf die Öffnungsgurte

	Ansatz	Querschnittswerte	Anteil von V im Obergurt	Anteil von V im Untergurt
Zustand I	Fläche	Beton	0,29	0,71
		Ideell	0,32	0,68
	Flächenträgheitsmoment	Beton	0,37	0,63
		Ideell	0,39	0,61
	Fläche und Flächenträgheitsmoment	Beton	0,32	0,68
		Ideell	0,35	0,65
Zustand II	BARNEY /Bar77/ ^a	Ideell	0,86	0,61
	KENNEDY und ABDALLA /Ken92/	Beton	0,50	0,50 / 0,68 ^b
	NEFF /Nef06/	Ideell	0,61	0,39
	LEONHARDT /Leo77/	-	0,8-0,9	0,1-0,2
	Zuggurt übernimmt keine Kraft	-	1,0	-

^a $V_{OG} + V_{UG} > V$; ^b entsprechend Annahme BARNEY auf sicherer Seite angenommen

Im Zustand I weisen alle Ansätze dem Obergurt einen Anteil an der Querkraft von etwa 30-40 % zu. Dagegen ergeben sich im für die Bemessung maßgebenden Zustand II

deutliche Unterschiede zwischen den gewählten Ansätzen. Auf den Obergurt entfallen Querkraftanteile zwischen 50 und 90 %. Häufig wird bei Erreichen der Tragfähigkeit dem Druckgurt aufgrund der Annahme einer ausgeprägten Rissbildung im Zuggurt die gesamte Querkraft zugewiesen.

4.4.4 Ermittlung der erforderlichen Aufhängebewehrung

In unmittelbarem Zusammenhang mit der Aufteilung der Querkräfte auf die Gurte steht die Ermittlung der erforderlichen Aufhängebewehrung. Als Aufhängebewehrung wird die vertikale Bewehrung unmittelbar vor und hinter einer Öffnung bezeichnet. Der aus der Querkraftverteilung dem Druckgurt zugewiesene Querkraft muss von der Aufhängebewehrung aufgenommen werden. Darüber hinaus nimmt sie Zugkräfte auf, die aus der Verankerung der zusätzlichen Biegezugbewehrung der Öffnungsob- und Untergurte entstehen.

Bei vorgespannten Trägern kommt eine weitere Komponente der Zugbeanspruchung der Aufhängebewehrung hinzu. Die auf den Querschnitt wirkende Normalspannung infolge Vorspannung muss vor der Öffnung in die Gurte umgelenkt werden. Aus der Umlenkung entsteht eine vertikale Zugbeanspruchung, die von der Aufhängebewehrung aufgenommen werden muss. Zur Ermittlung dieser Beanspruchung wurden u. a. in /Eli93/, /Ken82/ und /Hot96/ verschiedene Verfahren beschrieben. Bild 4-10 zeigt die Modellvorstellung aus /Eli93/.

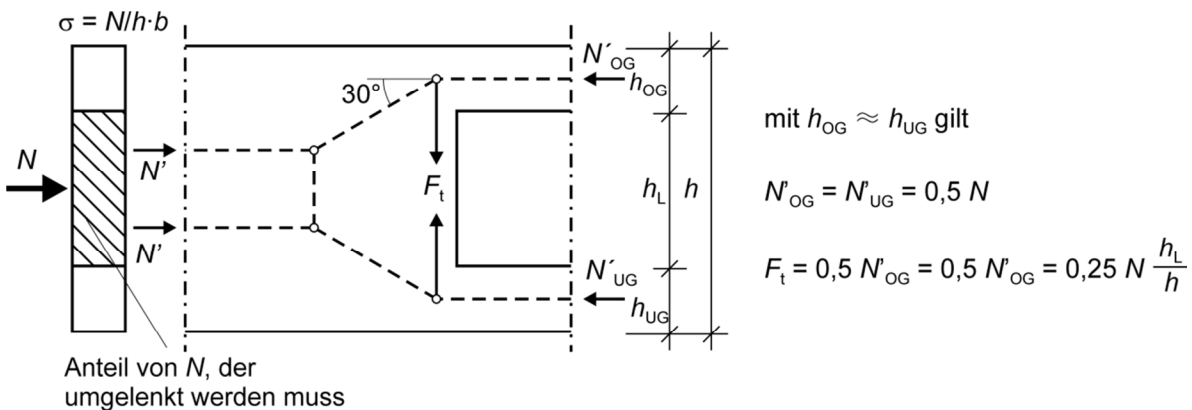


Bild 4-10: Ermittlung der Zugbeanspruchung der Aufhängebewehrung infolge Normalkraftbeanspruchung nach /Eli93/

ELIGEHAUSEN und GERSTER /Eli93/ ermitteln die Zugbeanspruchung der Aufhängebewehrung aus der Betrachtung der Normalspannungen im B-Bereich vor der Öffnung. Es wird angenommen, dass nur der im Bereich der Öffnungen angreifende Teil der Normalkraft umgelenkt werden muss (Bild 4-10).

Dem Ansatz aus /Ken82/ liegen ähnliche Überlegungen zu Grunde (Bild 4-11). Der Anteil der Vorspannkräfte F_s , der umgelenkt werden muss, wird jedoch deutlich grö-

ber angenommen und ergibt sich durch Aufteilung der einwirkenden Vorspannkkräfte F_i in Abhängigkeit der Flächen der Teilquerschnitte.

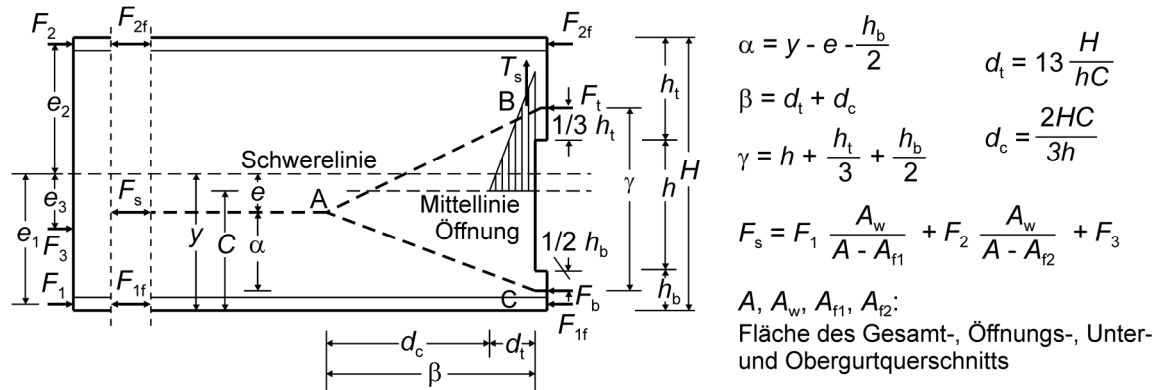


Bild 4-11: Ermittlung der Zugbeanspruchung der Aufhängebewehrung infolge Normkraftbeanspruchung nach /Ken82/

Die Länge der Zugzone d_t und Druckzone d_c wurde anhand von Versuchen und begleitenden linear-elastischen FE-Berechnungen abgeleitet. Mit den aus der Geometrie im Öffnungsbereich abgeleiteten Hilfsgrößen α , β und γ berechnet sich die Vertikalkraft T_s aus einer Gleichgewichtsbetrachtung am Dreigelenkfachwerk A-B-C zu:

$$T_s = \frac{\alpha(\gamma + \alpha)}{\beta\gamma} F_s. \quad (4.5)$$

Zur Ermittlung der Kraft, bei der ein horizontaler Riss infolge Normkraftumlenkung entsteht, wird eine dreieckförmige Spannungsverteilung vor der Öffnung angenommen. Darüber hinaus hat HOTTMANN /Hot96/ ein Fachwerkmodell für Normkraftbeanspruchung entwickelt, mit dem die Zugkomponente infolge Normkraftumlenkung ermittelt werden kann. Dieses Modell ordnet sich zwischen die beiden vorgestellten Verfahren ein und wird daher hier nicht detailliert dargestellt.

Zur Ermittlung der statisch erforderlichen Menge und Anordnung der Aufhängebewehrung infolge der äußeren Lasten kann der Bereich vor den Öffnungen z. B. mit Fachwerkmodellen abgebildet werden /Hot96/ (Bild 4-12 (a)).

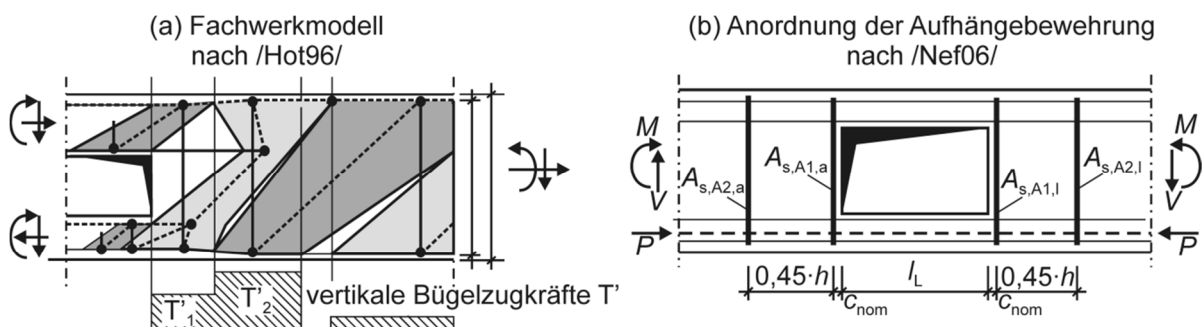


Bild 4-12: (a) Fachwerkmodell vor einer Öffnung in Anlehnung an /Hot96/; (b) Anordnung der Aufhängebewehrung nach /Nef06/

Demnach ergeben sich nicht nur direkt neben den Öffnungsrändern (T^*_1), sondern auch in einem gewissen Abstand (T^*_2) höhere Beanspruchungen der Zugstreben als in den anschließenden B-Bereichen mit vertikalen Bügelzugkräften T^* (Bild 4-12 (a)). Nach /Nef06/ wird im Abstand von $0,45 \cdot h$ eine zweite Aufhängebewehrung gemäß Bild 4-12 (b) angeordnet.

Zudem kann die Beschränkung der Rissbreite in den Öffnungsecken maßgebend für die Ermittlung der erforderlichen Aufhängebewehrung sein. In /Ken95b/ und /Hot96/ wurden Konzepte zur Beschränkung der Rissbreiten im Öffnungsbereich von vorgespannten Trägern entwickelt. MANSUR und TAN /Man99/ geben an, dass die auflager-nahe Aufhängebewehrung für die Rissbreitenbegrenzung zur Aufnahme der zweifachen Querkraft in Öffnungsmitte zu dimensionieren ist. In den durchgeführten Versuchen wurde außerdem festgestellt, dass die Anordnung diagonalen Stäbe im Bereich der Öffnungsecken bei vorgespannten Trägern, anders als bei Trägern aus Stahlbeton, keine Reduzierung der zu erwartenden Rissbreiten ergibt.

In Tabelle 4-2 sind die bekannten Empfehlungen zur Bestimmung der erforderlichen Aufhängebewehrung zusammengefasst. Die verschiedenen Ansätze und Empfehlungen führen zu deutlich unterschiedlichen Ergebnissen mit Schwankungen zwischen dem 0,8-fachen bis zum 3-fachen der in Öffnungsmitte einwirkenden globalen Querkraft V_{Lm} . Nur EHMANN und NEFF empfehlen eine zweite Bewehrungsreihe auf der auflagerzugewandten Seite der Öffnung.

Tabelle 4-2: Empfehlungen zur Bestimmung der erforderlichen Aufhängebewehrung

Untersuchung	$A_{s,A2,a}$	$A_{s,A1,a}$	$A_{s,A1,l}$	$A_{sA2,l}$
BARNEY /Bar77/	-	$1,0 \cdot V_{Lm}$	$1,0 \cdot V_{Lm}$	-
LEONHARDT /Leo77/	-	$0,8 V_{Lm}$	$0,8 V_{Lm}$	-
ELIGEHAUSEN und GERSTER ^a /Eli93/	-	$0,5 V_{Lm}$	$2,0 V_{Lm}$	-
SCHLAICH und SCHÄFER ^a /Sch01/	-	$1,5 V_{Lm}$	$2,1 V_{Lm}$	$1,0 V_{Lm}$
MANSUR und TAN /Man99/	-	$2,0 V_{Lm}$	$2,0 V_{Lm}$	-
EHMANN /Ehm02/, NEFF /Nef06/	$1,3 \cdot V_{Lm}$	$1,6 \cdot V_{Lm}$	$1,6 \cdot V_{Lm}$	$1,3 \cdot V_{Lm}$
PESSIKI /Pes06/	-	$\leq 1,0 \cdot V_{Lm}$	$\leq 1,0 \cdot V_{Lm}$	-

^a Die Werte wurden aus Fachwerken an einem einheitlichen Beispielträger aus /Eli93/ ermittelt und sind nicht allgemein gültig; $A_{s,A1,a}$; $A_{s,A2,a}$; $A_{s,A1,l}$; $A_{s,A2,l}$: Bewehrungsquerschnitt der ersten und zweiten Aufhängebewehrungslage auf der Auflager- bzw. Lastseite

4.4.5 Anordnung der Öffnungen

In Versuchen von BARNEY /Bar77/ wurde bei sehr auflagnernahen Öffnungen ein Versagen vor Erreichen der rechnerischen Bruchlast festgestellt, das auf horizontale Risse entlang der Spannlitzen im Verankerungsbereich zurückgeführt wurde. Diese Risse entwickelten sich infolge der Sekundärmomente am unteren auflagnernahen Öffnungs-ende. Aus diesen Beobachtungen wurde in den bekannten weiteren Untersuchungen

die Empfehlung abgeleitet, keine Öffnungen innerhalb der Verankerungslänge der Spannlitzen anzuordnen, um ein vorzeitiges Versagen zu verhindern. PESSIKI /Pes06/ ordnete ebenfalls auflagernahe Öffnungen innerhalb der Verankerungslänge an. Es wurde ein ähnliches Rissbild im Auflagerbereich wie bei den Versuchen nach /Bar77/ beobachtet, jedoch erst ab einer Belastung oberhalb des 1,5-fachen Bemessungsmoments in Feldmitte. Das Versagen trat nicht durch einen Verankerungsbruch sondern durch ein Querkraftversagen im Obergurt der auflager nächsten Öffnung ein.

Für den Nachweis der Endverankerung spielt die Rissbildung im Verankerungsbereich eine besondere Rolle /Heg04/. Zur Vermeidung von Sprengissen im Krafteinleitungsbereich werden Mindestbetondeckungen und lichte Litzenabstände festgelegt. Zur Berücksichtigung von Öffnungen innerhalb der Übertragungs- oder Verankerungslänge kann von ersten Rissen im Abstand vom Auflager zum Rand der auflager nächsten Öffnung ausgegangen werden. Das Fortschreiten der Risse entlang der Spannglieder tritt dabei nicht zwangsläufig auf. Bei den Versuchen in /Bar77/ stellte die Spanngliedlage die am meisten geschwächte Betonfaser im Auflagerbereich dar.

Bei umgedrehten Stegplatten entsprechend Kapitel 4.3 ist jedoch davon auszugehen, dass sich die Risse entlang der Fuge zwischen Platte und Steg bilden und fortpflanzen, da an dieser Stelle hohe Beanspruchungen aus der Überlagerung der Schubspannungen aus dem Gurtanschluss und der Querkrafttragfähigkeit aus der Spannkrafteinleitung vorliegen. Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des reinen Betonquerschnitts mit dem ursprünglich für die Stege von Spannbetonhohldielen entwickelten Lamellenverfahren /Dib07/ ist in Bild 4-13 dargestellt.

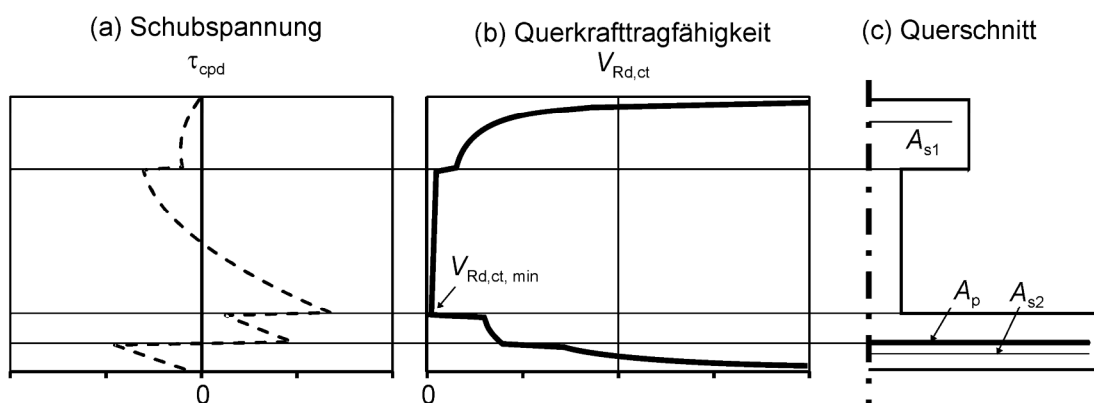


Bild 4-13: Qualitativer Verlauf der Schubspannung (a) und Querkrafttragfähigkeit (b) für eine Stegplatte (c) nach /Dib07/

Demnach besitzt der Betonquerschnitt in Höhe des Steganschnitts die geringste Querkrafttragfähigkeit. Durch eine ausreichende vertikale Bewehrung und die Anordnung einer Querbewehrung entsprechend den Regelungen für einen Gurtanschluss ist das Ablösen des Stegs von der Platte infolge einer Schubrissbildung zu vermeiden.

Die bisherigen Erläuterungen bezogen sich auf Träger mit einer Öffnung. Um eine flexible Leitungsführung zu ermöglichen, sind jedoch Stegöffnungen in einem regel-

mäßigen Abstand anzuordnen. Bei Einhaltung eines Grenzabstand $l_{p,min}$ zwischen den einzelnen Öffnungen beeinflussen sich die Öffnungen nicht und können wie mehrere Einzelöffnungen betrachtet werden. Der zwischen ihnen liegende Trägerbereich kann wie ein normaler B-Bereich bemessen werden. Tabelle 4-3 zeigt den Grenzabstand $l_{p,min}$ nach unterschiedlichen Ansätzen.

Tabelle 4-3: Minimaler Öffnungsabstand zur unabhängigen Betrachtung als Einzelöffnung

Ansatz	Bauart	$l_{p,min}$ [m]
BARNEY /Bar77/	Spannbeton	$\geq 2 \cdot h_L$
HOTTMANN /Hot96/	Stahlbeton	$\geq 0,8 \cdot h$
NEFF /Nef06/	Spannbeton	$\geq 0,8 \cdot h$ bis $1,0 \cdot h$

h_L : Öffnungshöhe; h : Trägerhöhe

Während HOTTMANN /Hot96/ und NEFF /Nef06/ den Grenzabstand in Abhängigkeit der Trägerhöhe definieren, schlägt BARNEY einen Ansatz in Abhängigkeit der Öffnungshöhe vor. Der Grenzabstand $l_{p,min}$ ist vom vorhandenen Druckstrebenwinkel θ abhängig. Da dieser Winkel bei Spannbetonbauteilen infolge der zusätzlichen Drucknormalspannung flacher ist als bei Bauteilen aus Stahlbeton, ist zu erwarten, dass der Grenzabstand bei Spannbetonträgern größer ist.

Wenn der Grenzabstand unterschritten wird, können die Pfosten nicht mehr als normale Trägerbereiche betrachtet werden. In Anlehnung an die für die Bemessung der Gurte angenommene Rahmentragwirkung bilden die Pfosten die vertikalen Elemente eines Vierendeel-Trägers und sind durch eine Querkraft und ein Moment belastet. Das idealisierte statische System im Bereich zweier sich gegenseitig beeinflussender Öffnungen ist in Bild 4-14 dargestellt.

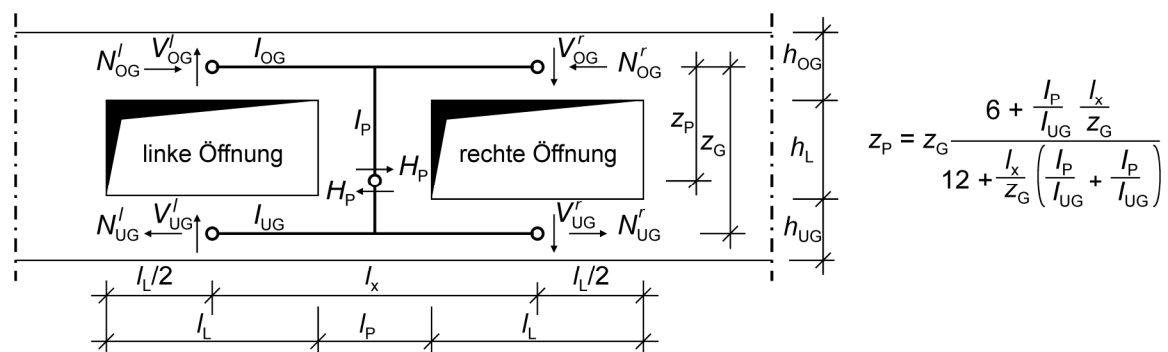


Bild 4-14: Vereinfachtes statisches System im Bereich der Pfosten nach /Nef06/

Die Normalkraft in den Pfosten ist gering und kann bei der Bemessung vernachlässigt werden. Mit der Lage des Momentennullpunktes im Pfosten z_P und den Gleichgewichtsbedingungen lässt sich die Beanspruchung des Pfostens ermitteln. Eine nähere Beschreibung des Vorgehens ist der Literatur zu entnehmen /Man99/, /Nef06/, /Twe85/.

4.5 Verformungsverhalten vorgespannter Träger mit großen Stegöffnungen

4.5.1 Verformungsberechnung

Die Verformung eines Trägers lässt sich unter Vernachlässigung der Schubverformungen im Falle einachsiger Biegung durch Integration der Krümmung entlang der Trägerachse bestimmen. Für die Bemessung eines Bauteils muss in der Regel nicht die gesamte Biegelinie bekannt sein. Es reicht aus, die Verformung an bestimmten Stellen des Tragwerks zu berechnen. Allgemein kann die Verformung infolge einer Momentenbeanspruchung $M_0(x)$ an einer beliebigen Stelle unter Verwendung des Prinzips der virtuellen Arbeit aus

$$w = \int_l \frac{M_0(x)M_1(x)}{EI(x)} + \frac{Q_0(x)Q_1(x)}{GA(x)} dx \quad (4.6)$$

mit

$M_0(x)/Q_0(x)$ Moment / Querkraft aus der äußeren Belastung,

$M_1(x)/Q_1(x)$ Moment / Querkraft infolge virtueller 1-Last an der Stelle der gesuchten Verformung und

$EI(x)/GA(x)$ Biege- und Schubsteifigkeit entlang der Trägerlänge

bestimmt werden. Die Verformungen infolge Querkraft können im Allgemeinen vernachlässigt werden, sodass der zweite Term des Integrals verschwindet. Unter Annahme eines affinen Momenten- und Krümmungsverlaufs ergibt sich die für einen Einfeldträger maßgebende Verformung in Feldmitte zu:

$$w_m = k l_0^2 \kappa_m \quad (4.7)$$

Dabei sind

k ein vom Momentenverlauf abhängiger Beiwert; z. B. aus /Lit96/ und

κ_m die Krümmung in Feldmitte.

Das Verformungsverhalten von vorgespannten Trägern wird durch die Anordnung von Stegöffnungen aufgrund der reduzierten Biege- und Schubsteifigkeit im Öffnungsbereich maßgeblich beeinflusst. Aufgrund der reduzierten Schubsteifigkeit sind die Verformungen infolge Querkraftbeanspruchung nicht mehr zu vernachlässigen. Für Stahlbetonträger existieren bereits mehrere Ansätze zur Bestimmung der Zusatzverformung gegenüber einem Vollwandträger infolge von Stegöffnungen /Man99/, /Nef06/, /Ehm02/, die zum einen unterschiedliche Eingangsparameter verwenden und zum anderen widersprüchliche Annahmen zu deren Einfluss auf die Zusatzverformungen treffen.

4.5.2 Einfluss von Öffnungen auf das Verformungsverhalten

Zur Berechnung der Durchbiegungen von Spannbetonträgern mit großen Öffnungen liegt ein auf einfachen mechanischen Zusammenhängen beruhender Vorschlag BARNEY vor /Bar77/. TIAN /Tia08/ stellte bei Versuchen zum Durchbiegungsverhalten von durch kreisrunde Öffnungen geschwächten Trägern mit Vorspannung im sofortigen Verbund und umgedrehtem Plattenbalkenquerschnitt fest, dass eine Erhöhung der elastischen Durchbiegungen im Zustand I um 35 % eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der zu erwartenden Verformungen liefert. Im Folgenden werden die unterschiedlichen Verfahren zur Bestimmung der Zusatzdurchbiegung von vorgespannten Trägern mit Stegöffnungen vorgestellt und anhand einer Parameterstudie miteinander verglichen.

Ansatz von BARNEY

Zur Bestimmung der Zusatzverformungen infolge von Stegöffnungen nimmt BARNEY an, dass sich der Momentennullpunkt in Öffnungsmitte befindet und die Gurte als voll eingespannt in den anschließenden Trägerbereich betrachtet werden können (Bild 4-15).

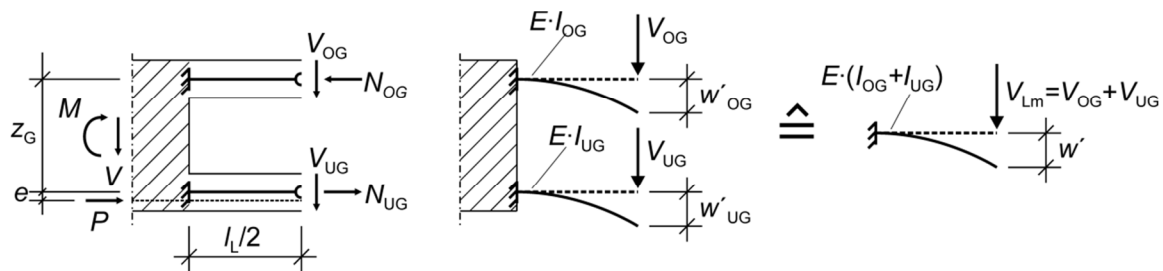


Bild 4-15: Belastung der Öffnungsgurte und Verformung im Gurtbereich nach /Bar77/

Ober- und Untergrund werden zu einem Querschnitt durch Addition der Steifigkeiten zusammengefasst. Unter Vernachlässigung der Schubverformungen der Gurte ergibt sich die relative Verformung w' der Öffnungsmitte zum Öffnungsrand durch Ermittlung der Verformung eines Kragträgers der Länge $l_L/2$. Aus Symmetriegründen entspricht somit die relative Verformung der beiden Öffnungsänder w_L dem doppelten so ermittelten Wert:

$$w_L = 2 \frac{V_{Lm} \left(\frac{l_L}{2} \right)^3}{3E_c(I_{OG} + I_{UG})} = \frac{V_{Lm}(l_L)^3}{12E_c(I_{OG} + I_{UG})}. \quad (4.8)$$

Die Mittendurchbiegung $w_{m,ges}$ eines Einfeldträgers wird dann durch Überlagerung der entsprechenden Verformungsanteile bestimmt:

$$w_{m,ges} = w_{m,g+q} + w_{m,p} + \sum_i w_{Li} . \quad (4.9)$$

Die Durchbiegungen infolge Eigengewicht und Verkehrslast $w_{m,g+q}$ sowie Vorspannung $w_{m,p}$ werden dabei am ungeschwächten Träger durch Integration der Krümmung nach Gleichung 4.7 bestimmt. Der Einfluss einer Rissbildung in den Gurten kann durch die Anpassung der Gurtsteifigkeiten $E \cdot I_{OG}$ und $E \cdot I_{UG}$ erfolgen. Die durch die verringerten Biegesteifigkeiten im Öffnungsbereich vergrößerten Biegeverformungen am globalen System bleiben bei diesem Ansatz unberücksichtigt. Daher sollte auf der sicheren Seite liegend für die Verformungsberechnung am massiven Träger nur die reduzierte Biegesteifigkeit des Öffnungsquerschnitts angesetzt werden /Bar77/.

Ansatz von MANSUR und TAN

Das Verfahren nach MANSUR und TAN /Man92/ basiert auf der Herleitung äquivalenter Biege- und Schubsteifigkeiten im Öffnungsbereich, die als Eingangswerte für eine Idealisierung des Trägers als Stabwerk mit abschnittsweise verschiedenen Steifigkeiten verwendet werden (Bild 4-16).

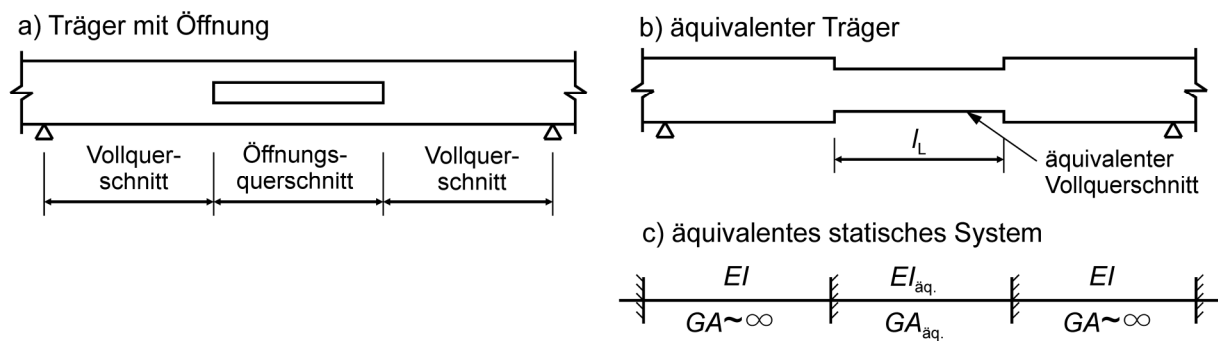


Bild 4-16: Idealisierung eines Trägers mit Öffnungen mit abschnittsweise konstanten Steifigkeiten nach /Man92/

Zur Ermittlung der äquivalenten Biegesteifigkeit werden die Biegesteifigkeiten der Gurte mit den entsprechenden Steineranteilen auf die Schwerachse des Trägers bezogen. Bei der Herleitung der äquivalenten Schubsteifigkeit des Öffnungsbereichs wird dieser zum einen als Rahmen mit Gelenken in Öffnungsmitte und zum anderen als äquivalenter Vollquerschnitt abgebildet (Bild 4-17).

Durch Gleichsetzen der Verformungen infolge einer Einzellast an beiden Systemen, kann bei bekannter Biegesteifigkeit der Gurte die äquivalente Schubsteifigkeit ermittelt werden.

$$(GA)_{\text{äq}} = \frac{12E_c(I_{OG} + I_{OG})}{l_{L,\text{eff}}^2} \quad (4.10)$$

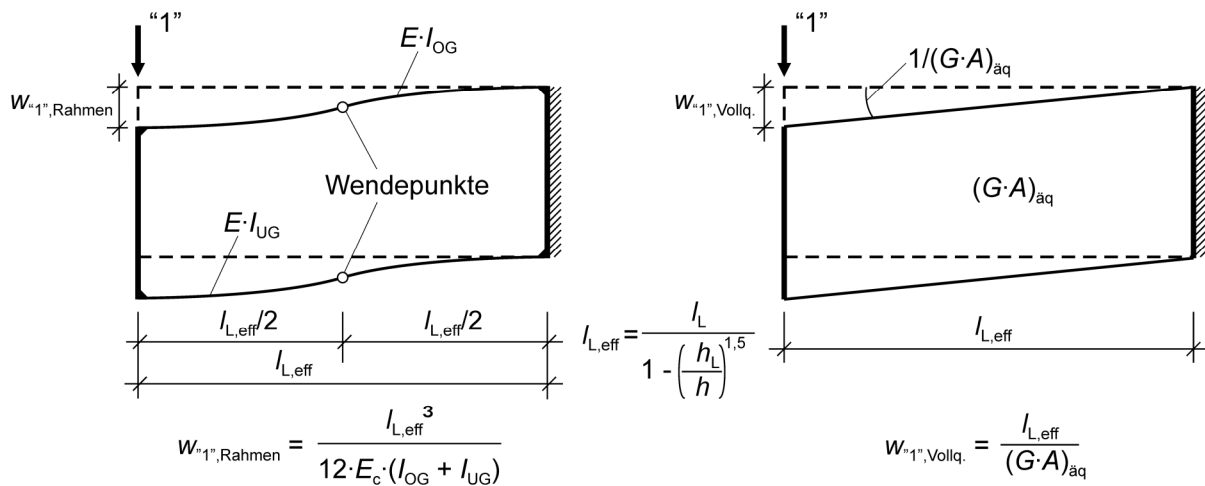


Bild 4-17: Modell zur Ermittlung der äquivalenten Schubsteifigkeit nach /Man92/

Zur Berücksichtigung einer lokalen Rissbildung an den Öffnungsecken wird eine effektive Öffnungslänge von

$$l_{L,eff} = \frac{l_L}{1 - \left(\frac{h_L}{h}\right)^{1,5}} \quad (4.11)$$

angesetzt, die aus Versuchen empirisch hergeleitet wurde. Die Ermittlung der Verformungen ergibt sich dann durch eine Stabwerksberechnung mit abschnittsweise konstanten Biege- und Schubsteifigkeiten, wobei die Schubverformungen im massiven Bereich des Trägers im Allgemeinen vernachlässigt werden (Bild 4-16).

Ansätze von EHMANN und NEFF

Während die beiden vorgenannten Ansätze auf mechanischen Zusammenhängen beruhen, haben EHMANN /Ehm02/ und NEFF /Nef06/ empirische Ansätze zur Bestimmung der Zusatzverformungen von Stahlbetonquerschnitten hergeleitet. Dazu wurden mit an Versuchen von TAN (beschrieben in /Man99/) kalibrierten nichtlinearen Finite-Elemente-Modellen Parameterstudien mit Variation der Lage, Geometrie und Anzahl der Öffnungen durchgeführt. Zur Ermittlung des Gebrauchslastniveaus werden die aus den Berechnungen bestimmten Bruchlasten mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von 1,7 abgemindert. Der Ansatz nach /Nef06/, der zu einer besseren Übereinstimmung mit den Versuchen von TAN führt, bestimmt die Vergrößerung der Verformung infolge von Stegöffnungen zu:

$$\frac{w_{\text{Öffnung}}}{w_{\text{Massiv}}} = \left(4,47 \cdot 10^{-4} e^{\delta} + 0,5128 \frac{l_L}{l}\right) a + 1. \quad (4.12)$$

Darin sind

$$\delta = 15 \frac{l_L}{l} + 8,2 \frac{h_L}{h} \text{ und}$$

a = Anzahl der Öffnungen.

Es werden darüber hinaus Grenzabmessungen von Öffnungen eingeführt, bei deren Unterschreitung der Einfluss von Öffnungen auf die Verformung vernachlässigt werden kann. Die Grenzhöhe $grenz_L$ beträgt 28 % der Trägerhöhe h . Die Grenzlänge, bei deren Unterschreitung die Öffnung mit einer Druckstrebe überwunden wird und sich keine Sekundärmomente in den Öffnungsgurten ergeben, ist abhängig von der statischen Nutzhöhe des Ober- bzw. Untergurts. Die Durchbiegungen nehmen mit zunehmender Öffnungslänge und Öffnungshöhe exponentiell zu, wobei der Einfluss der Öffnungslänge dominiert /Ehm02/, /Nef06/. Die Lage der Öffnung entlang des Trägers und innerhalb der Querschnittshöhe hat hingegen nur einen sehr geringen Einfluss auf die zu erwartenden Durchbiegungen. Der Ansatz nach /Ehm02/ ist im Anhang C beschrieben.

Vergleich der Ansätze

Zum Vergleich der oben beschriebenen Ansätze wurde eine Parameterstudie mit Variation von Lage, Anzahl und Länge der Öffnungen durchgeführt. Basis ist ein exemplarischer Träger mit einer Spannweite von $l_0 = 15,60$ m gemäß Bild 4-18.

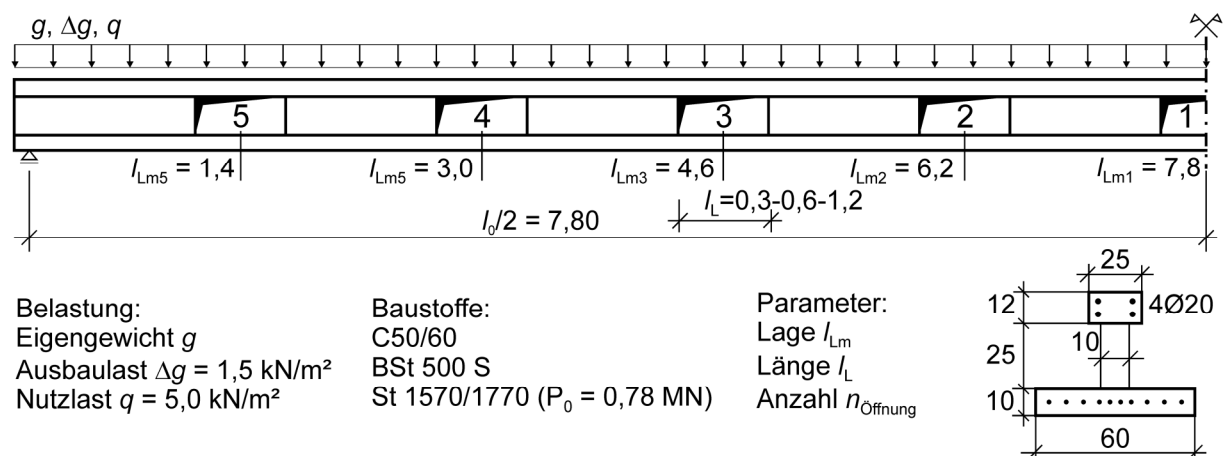


Bild 4-18: Exemplarischer Träger der Parameterstudien

Die Berechnungen der Näherungslösungen wurden um dreidimensionale linear-elastische Finite-Elemente Berechnungen mit dem Programmsystem Limfes /Ker04/ ergänzt. Die so ermittelten Werte können unter Annahme eines ungerissenen Zustands unter quasiständiger Einwirkungskombination, die in der Regel für den Nachweis der Verformungen im allgemeinen Hochbau maßgebend ist, als Referenz für die Näherungslösungen betrachtet werden. Der an Stahlbetonträgern kalibrierte empirische Ansatz nach /Nef06/ wird aus Vergleichsgründen auch zur Auswertung von Spannbetonträger herangezogen.

Zur besseren Vergleichbarkeit der verschiedenen Ansätze wurden nur die Zusatzverformungen infolge Ausbau- und Verkehrslast von Trägern mit Stegöffnungen $w_{m,\Delta g+q}$

gegenüber ungeschwächten, massiven Trägern $w_{m,\Delta g+q,massiv}$ betrachtet. Bei der Verformung infolge Eigengewicht und Vorspannung ergeben sich je nach Ansatz Einflüsse aus dem reduzierten Eigengewicht sowie eine Verschiebung des Schwerpunktes mit entsprechendem Einfluss auf das Moment aus Vorspannung infolge der Öffnungen.

In Bild 4-19 (a) ist der Einfluss der Lage der Öffnung auf die Zusatzverformung dargestellt. Dabei wird jeweils von einer symmetrischen Anordnung der Öffnungen in der linken und rechten Balkenhälfte ausgegangen. Für den Fall $l_{Lm} = 7,80$ m ist nur eine Öffnung in Trägermitte vorhanden. Demnach ergeben sich für sämtliche Ansätze für diesen Fall die geringsten Zusatzverformungen.

Die mechanischen Ansätze liegen alle in gleicher Größenordnung von etwa +1-3 %. Der empirische Ansatz /Nef06/ liefert dagegen deutlich größere Zusatzverformungen, die von der Lage der Öffnung unabhängig ist (vgl. Gl. 4.11). Erwartungsgemäß ergeben sich für die linear-elastische dreidimensionale FE Berechnung und die Stabwerksberechnung nach /Man92/ mit abschnittsweise konstanten Biege- und Schubsteifigkeiten annähernd identische Ergebnisse. Das Verfahren nach BARNEY liefert geringfügig kleinere Durchbiegungen, während sich nach NEFF aufgrund der impliziten Berücksichtigung der Rissbildung deutlich größere Zuwächse infolge der Öffnungen ergeben.

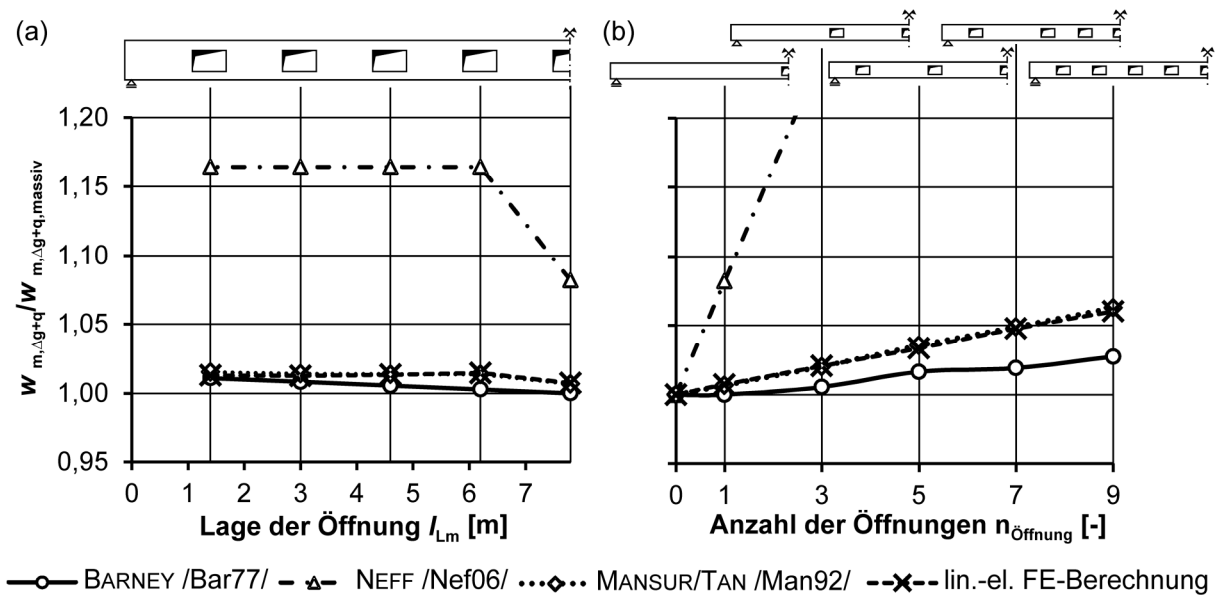


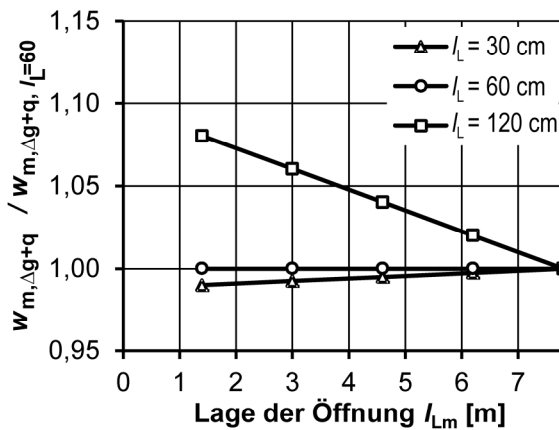
Bild 4-19: Einfluss der Lage (a) und der Anzahl (b) der Öffnungen auf die Zusatzverformung

Der Einfluss der Anzahl der Öffnungen auf die Zusatzverformungen ist in Bild 4-19 (b) dargestellt. Der empirische Ansatz von NEFF ergibt bereits bei der Anordnung von drei Öffnungen eine Zusatzverformung von mehr als 20 %, wohingegen die anderen Ansätze auch bei einer Anzahl von neun Öffnungen Zusatzverformungen unter 10 % ermitteln. Mit Ausnahme des Ansatzes von BARNEY kann ein linearer Zusammenhang zwischen der Anzahl der Öffnungen und der Zusatzverformung festgestellt werden. Zudem bleiben die berechneten Verformungen nach BARNEY gegenüber den anderen Ansätzen deutlich zurück (vgl. Bild 4-21).

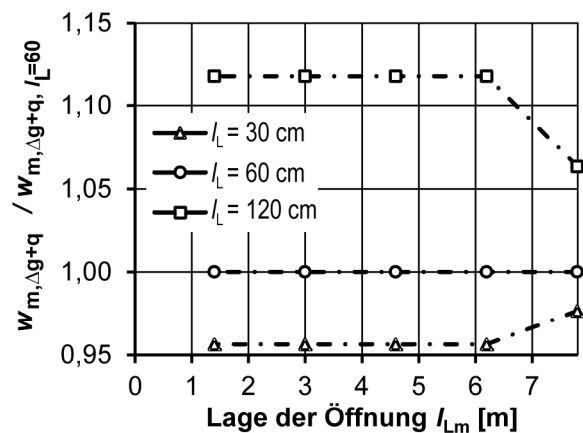
Zur Untersuchung des Einflusses der Öffnungslänge l_L auf die zu erwartende Zusatzverformung wurde diese auf 0,30 m halbiert sowie auf 1,20 m verdoppelt. Die Ergebnisse sind wiederum über die Lage der betrachteten Öffnung getrennt für die verschiedenen Ansätze in Bild 4-20 dargestellt. Um einen relativen Vergleich der einzelnen Ansätze zu erhalten, wurden die Zusatzverformungen dabei auf die Verformungen bei einer Öffnungslänge von $l_L = 60$ cm bezogen.

Bei allen Ansätzen führt die Vergrößerung der Öffnungslänge zu einem überproportionalen Anstieg der Zusatzverformung. Ein Vergleich mit den linear-elastischen FE-Berechnungen lässt vermuten, dass die Ansätze nach /Nef06/ und /Man92/ den Einfluss einer zunehmenden Öffnungslänge überschätzt. Aus Versuchen ist jedoch bekannt, dass bei vorgespannten Trägern mit großen Öffnungen bereits unter Gebrauchslasten Risse im Öffnungsbereich auftreten können, die zu einer Vergrößerung der Zusatzverformungen führen /Man99/. NEFF ermittelt gegenüber den anderen Ansätzen einen deutlich größeren Einfluss der Öffnungslänge auf die Zusatzverformungen.

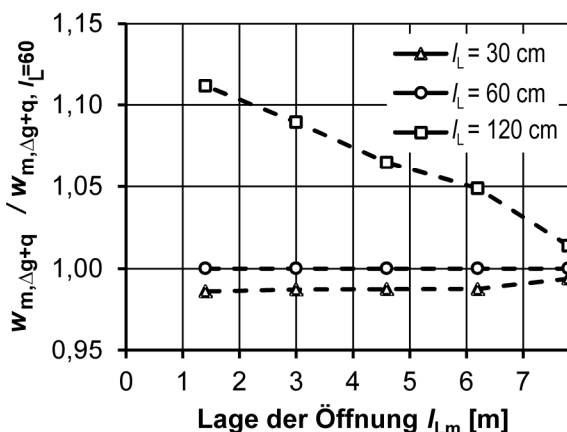
(a) BARNEY /Bar77/



(b) NEFF /Nef06/



(c) MANSUR/TAN /Man92/



(d) linear-elastische FE-Berechnung

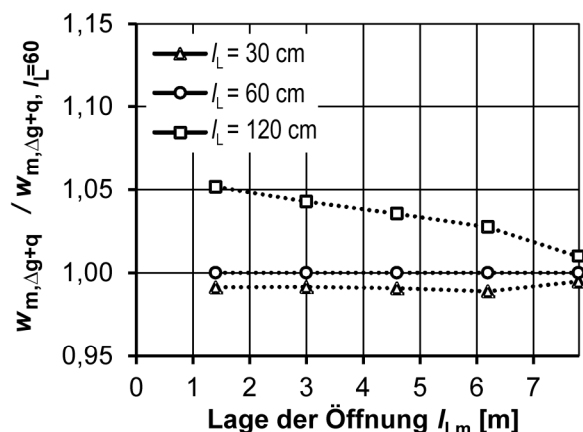


Bild 4-20: Einfluss der Öffnungslänge l_L auf die Zusatzverformung $w_{m,\Delta g+q}$ bezogen auf eine Öffnungslänge von $l_L = 60$ cm

Insgesamt ergibt sich über alle untersuchten Parameter eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus der linear-elastischen FE-Berechnung und dem Ansatz einer äquivalenten Schub- und Biegesteifigkeit gemäß /Man92/. Der Ansatz von NEFF ermittelt für die Vorhersage der Zusatzverformungen infolge großer Stegöffnungen von Trägern im ungerissenen Zustand I konservative Werte.

Die beiden mechanischen Ansätze nach /Bar77/ und /Man92/ weisen bei auflagernahen Öffnungen noch eine gute Übereinstimmung mit der FE-Berechnung auf. Dagegen nimmt die Abweichung bei Öffnungen im Bereich größerer Momente deutlich zu. Daher wurden in Bild 4-21 die jeweils ermittelten Schubverformungen nach diesen beiden Ansätzen in Abhängigkeit der Parameter Lage und Anzahl der Öffnungen gegenübergestellt.

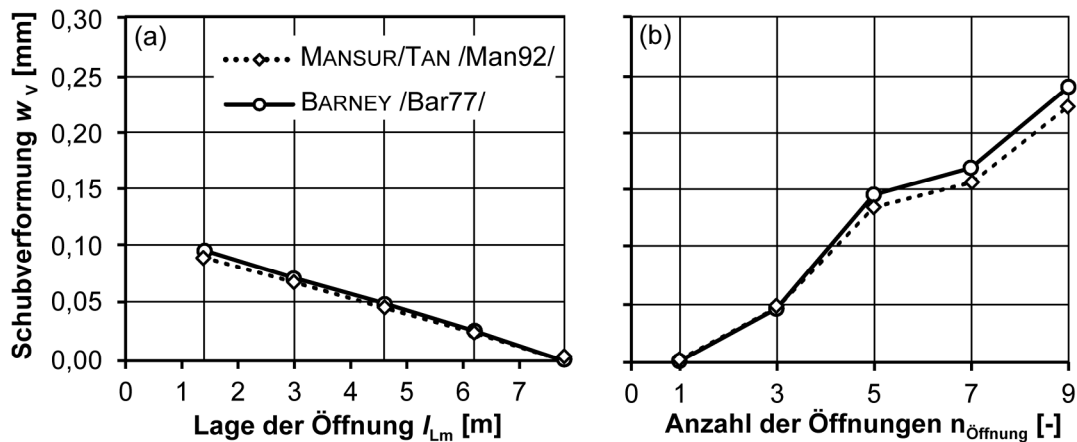


Bild 4-21: Schubverformungen in Abhängigkeit der Lage (a) und der Anzahl (b) der Öffnungen

Das vereinfachte Verfahren nach BARNEY ist gut dazu geeignet, die zusätzlichen Schubverformungen infolge von Stegöffnungen abzubilden. Die Abweichungen gegenüber den FE-Berechnungen und dem Ansatz von MANSUR und TAN resultieren demnach aus der Vernachlässigung der zusätzlichen Biegeverformungen. Diese können im Bereich überwiegender Querkraftbeanspruchung näherungsweise vernachlässigt werden. Bei Öffnungen im mittleren Bereich des Trägers sinkt der Anteil der Schubverformungen, so dass mit dem Ansatz nach /Bar77/ im Vergleich zur FE-Berechnung geringere Verformungen ermittelt werden (Bild 4-19 und Bild 4-20).

4.5.3 Zeitabhängige Verformungen vorgespannter Träger

Neben dem Einfluss der Öffnungen auf die Verformungen spielen zeitabhängige Effekte wie Kriechen, Schwinden und Relaxation eine entscheidende Rolle. Grundlegende Untersuchungen zur Vorhersage von Verformungen für Stahl- und Spannbetonbauteile mit beliebigem Querschnitt und Belastungen sind in Heft 533 des DAfStb dargestellt /Mer06/. In /Krü00/ wurden die Ergebnisse von Langzeitverformungsversuchen an Plattenbalken mit Vorspannung im sofortigen Verbund mit einer komplexen Be-

rechnung entsprechend /Mer06/ und einer Näherungsberechnung unter Ansatz effektiver E-Moduli verglichen. Dabei liefert die Näherungslösung eine ausreichend genaue Vorhersage der zu erwartenden zeitabhängigen Verformung von Spannbetonträgern. Dieses Verfahren benutzt einen effektiven E-Modul $E_{c,eff,tk}$, der auch die zeitliche Entwicklung gemäß Model Code 1990 /CEB93/ berücksichtigt:

$$E_{c,eff,tk} = \frac{E_{cm,tk}}{1 + \varphi(t_k, t_0)} \quad (4.13)$$

Darin sind

$E_{cm,tk}$ der Mittelwert des E-Modul zum Zeitpunkt t_k und
 $\varphi(t_k, t_0)$ die Kriechzahl zum Zeitpunkt t_k für einen Belastungsbeginn bei t_0 .

Darüber hinaus wird die zeitabhängige Entwicklung der Festigkeiten als Eingangswert für die Bestimmung der Kriechzahl und des Schwindmaßes benötigt /Krü00/. Die Gesamtverformung in Trägermitte zum Zeitpunkt t_k ergibt sich schließlich durch Addition der einzelnen Verformungsanteile:

$$w_{m,tk} = w_{max} = w_{p,tk} + w_{g+q,tk} + w_{s,tk} \quad (4.14)$$

mit

$$w_{p,tk} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_p^{(0)}}{E_{c,eff,tk} I_i} \cdot l_0^2 = \frac{1}{8} \cdot \kappa_{p,tk} \cdot l_0^2 \quad \text{Verformung infolge Vorspannung;}$$

$$w_{g+q,tk} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{g+q}}{E_{c,eff,tk} I_i} \cdot l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot \kappa_{g+q,tk} \cdot l_0^2 \quad \text{Verformung infolge Eigengewicht und Nutzlast;}$$

$$w_{s,tk} = \frac{1}{8} \cdot \kappa_{s,tk} \cdot l_0^2 \quad \text{Verformung infolge Schwinden.}$$

Die Ermittlung von Bauteilverformungen ohne genaue Kenntnis der Materialkennwerte und deren zeitlichen Entwicklung sowie der Umgebungsbedingungen kann nur als grobe Näherung dienen. In /Krü09/ wurde der Einfluss der Umweltbedingungen (Temperatur und Luftfeuchte) und der Streuungen in den Materialeigenschaften auf die zeitabhängige Verformungsberechnung mittels komplexer Berechnungen und einem anschließenden Vergleich mit Versuchswerten durchgeführt. Unter Ansatz realistischer Streuungen der Betoneigenschaften werden Verformungen berechnet, die sich um bis ± 25 % von den gemessenen Werten unterscheiden, während Berechnungen mit den genauen Werten der verwendeten Baustoffe Abweichungen von etwa ± 4 % ergaben. Das oben vorgestellte Verfahren lieferte unter Verwendung der genauen Materialkennwerte eine Verformungsvorhersage für die untersuchten Spannbetonträger, die weniger als 10 % von den gemessenen Werten abwich. Im Rahmen der hier durchgeführten Parameterstudie wird daher das Näherungsverfahren nach /Krü00/ so erwei-

tert, dass unterschiedliche Belastungszeitpunkte für die Vorspannung und das Eigengewicht t_0 , die Ausbaulast t_1 und die Nutzlast t_2 berücksichtigt werden können.

Für den Schwindbeginn und den Belastungszeitpunkt für Vorspannung sowie Eigengewicht wird $t_0 = t_s = 1$ d angenommen. Basis der Untersuchungen stellt das in Bild 4-18 dargestellte Deckensystem mit einer Spannweite von 15,60 m ohne Berücksichtigung der Öffnungen dar. Als Umweltumgebung wird das Normklima mit $T = 20$ °C und $RH = 60$ % angesetzt. Da die gesamte Verformungsberechnung nur für Träger im Zustand I gilt, wird diese Annahme durch den Vergleich der maximalen Zugspannungen infolge der seltenen Lastfallkombination am unteren Querschnittsrand in Feldmitte zum Zeitpunkt t_∞ mit dem 5 %-Quantil der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ überprüft. Bild 4-22 zeigt exemplarisch den zeitlichen Verlauf der Verformungen eines Deckenquerschnitts mit einem Belastungsbeginn für die Ausbaulast von $t_1 = 14$ d und für die Nutzlast von $t_2 = 35$ d (negative Werte geben eine Verformung nach oben an). Der Träger erfährt infolge der Vorspannung eine große Durchbiegung nach oben, die auch im Endzustand mit einem Wert von 4,64 mm bestehen bleibt. Durch die zeitliche Verschiebung der Verformungsanteile und den Ansatz eines zeitvariablen E-Moduls ergibt sich der zunächst nicht plausibel erscheinende Verlauf der Verformungszunahme mit einem deutlichen Anstieg zu Belastungsbeginn, die dann abnimmt und schließlich negativ wird.

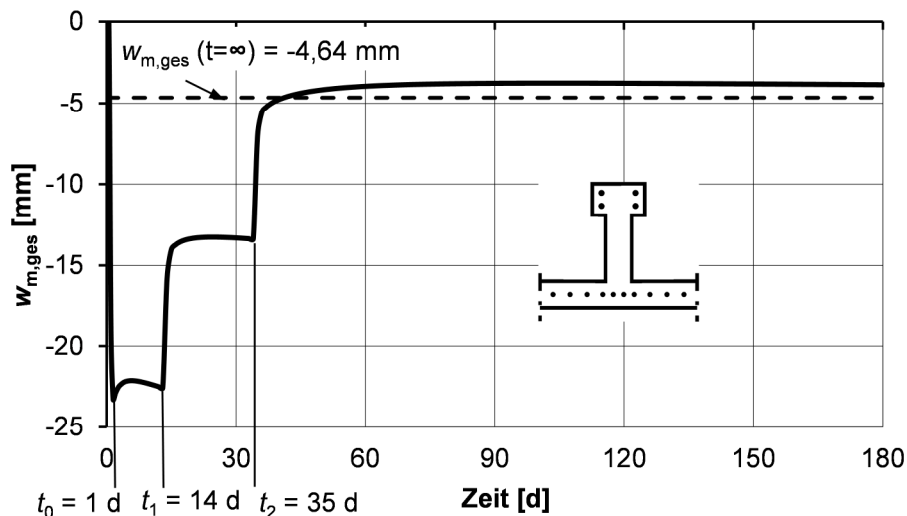
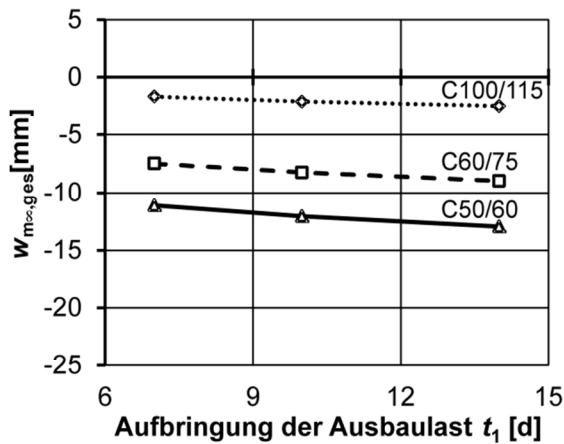


Bild 4-22: Zeitlicher Verlauf der Verformungen für $t_1 = 14$ d und $t_2 = 35$ d

In den folgenden Berechnungen werden die Belastungszeitpunkte, die Betonfestigkeit und der Querschnitt variiert. Als frühestmöglicher Belastungsbeginn wurde für die Ausbaulast $t_1 = 7$ Tage und für die Nutzlast $t_2 = 28$ Tage angesetzt. Nach DIN 1045-1 sind für den üblichen Geschossbau zum einen der gesamte Durchhang auf $l/250$ und zum anderen die Zusatzdurchbiegung infolge Ausbau- und Nutzlast auf $l/500$ zu begrenzen.

Bild 4-23 zeigt den Gesamtdurchhang für drei verschiedene Betonfestigkeitsklassen. Zur Untersuchung des Einflusses der Belastungszeitpunkte wurde dabei die Ausbaulast bei konstantem zeitlichem Abstand zum Belastungszeitpunkt der Nutzlast von 14 Tagen zwischen 7 und 14 Tagen variiert. In Bild 4-24 sind die Verformungen für die Belastungszeitpunkte $t_1 = 14\text{ d}$ und $t_2 = 28\text{ d}$ über der Betonfestigkeit aufgetragen.

(a) Gesamter Durchhang



(b) Zusatzdurchbiegung infolge $\Delta g + q$

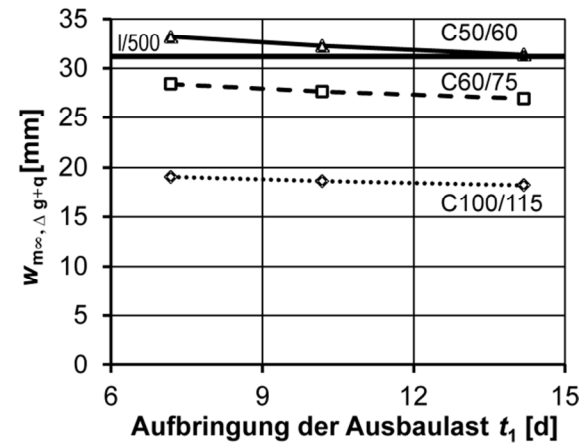
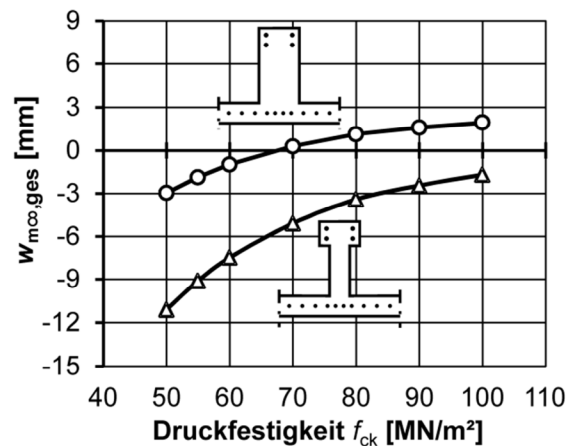


Bild 4-23: Gesamter Durchhang (a) und Zusatzdurchbiegung (b) über dem Belastungszeitpunkte der Ausbaulast t_1 für unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen

(a) Gesamter Durchhang



(b) Zusatzdurchbiegung infolge $\Delta g + q$

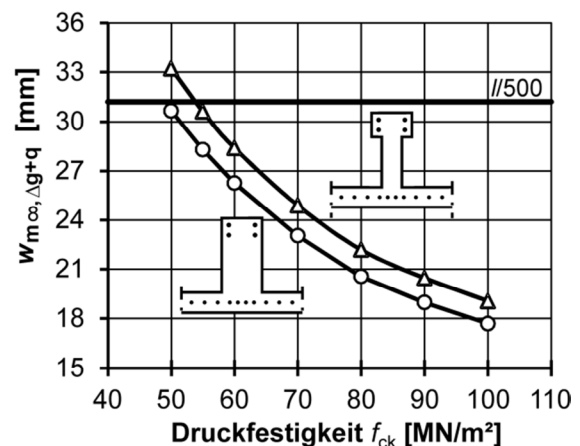


Bild 4-24: Gesamter Durchhang (a) und Zusatzdurchbiegung (b) über der Betonfestigkeit für $t_1 = 14\text{ d}$ und $t_2 = 28\text{ d}$

Der zulässige Wert für den maximalen Durchhang bzw. die maximale Durchbiegung nach oben von $l/250 = 15,60/250 = 62,4\text{ mm}$ wird von keinem der untersuchten Varianten überschritten (Grenzwert liegt außerhalb des Diagrammbereichs). Die profilierten Querschnitte führen insgesamt zu größeren Verformungen nach oben. Der zulässige Wert der Zusatzdurchbiegung von $l/500 = 15,60/500 = 31,2\text{ mm}$ wird für den profilierten Querschnitt allein bei einer Betonfestigkeitsklasse C50/60 überschritten. Höhere Betonfestigkeiten führen erwartungsgemäß zu geringeren Verformungen. Zudem ist der Einfluss des Belastungszeitpunktes weniger deutlich ausgeprägt. Zusätzliche Be-

rechnungen mit einer Variation des Belastungszeitpunktes der Verkehrslast (28 und 35 Tage) zeigten, dass dieser keinen nennenswerten Einfluss auf die Endverformungen hat.

Die Träger mit einem profiliertem Querschnitt führen aufgrund des geringeren Eigengewichts zwar zu einem geringeren Durchhang, jedoch zu größeren Zusatzverformungen infolge Ausbau- und Verkehrslast gegenüber einfachen, umgedrehten Plattenbalckenquerschnitten. Der profilierte Träger mit einer Betonfestigkeit von $f_{ck} = 50 \text{ MN/m}^2$ liegt oberhalb der durch die horizontale Linie gekennzeichneten zulässigen Maximalverformung (Bild 4-24 (b)) und erfüllt damit nicht die Begrenzung der Verformungen nach DIN 1045-1. Durch die nichtlinearen Zusammenhänge bei der Ermittlung der Kriechzahl hat die Betonfestigkeit mit steigender Festigkeit einen abnehmenden Einfluss auf die zu erwartenden Verformungen.

Wie bereits erwähnt, stellen Verformungsberechnungen anhand von theoretischen Materialeigenschaften und deren zeitlichen Entwicklung nur grobe Schätzungen für die tatsächlich zu erwartenden Verformungen dar und es können Streuungen von bis zu $\pm 20\text{-}30\%$ auftreten. Darüber hinaus wurde in den hier durchgeführten Berechnungen der Einfluss der Öffnungen nicht berücksichtigt. Die in Kapitel 4.5.1 dargestellten Berechnungen ergaben Zusatzverformungen bei der Anordnung von Stegöffnungen im Bereich von etwa $2\text{-}10\%$. Die Berücksichtigung dieser beiden Effekte ist in Bild 4-25 vereinfacht durch Vergrößerung der berechneten Verformungen mit einem Faktor von $1,10 \times 1,25 = 1,375$ dargestellt.

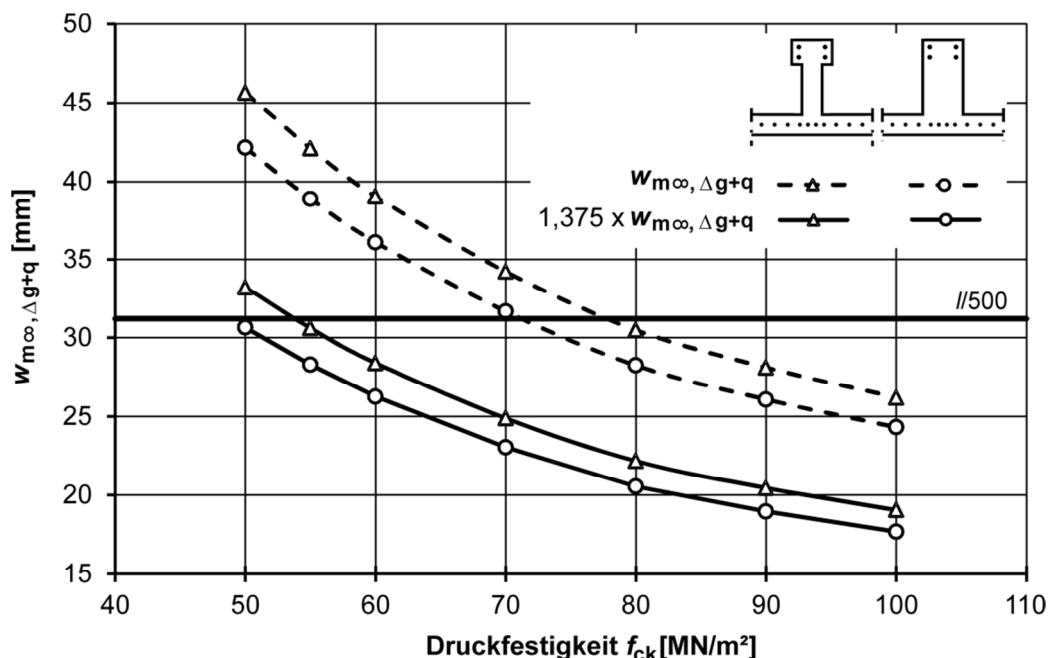


Bild 4-25: Zusatzdurchbiegung über der Betonfestigkeit für $t_1 = 14 d$ und $t_2 = 28 d$ mit vereinfachter Berücksichtigung des Einflusses von Stegöffnungen (+10%) und Schwankungen in den Materialeigenschaften (+25%)

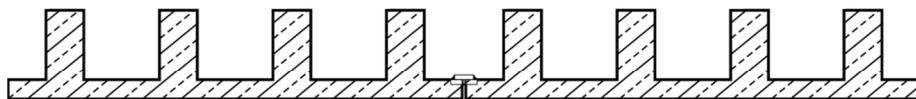
In diesem Beispiel ist die Einhaltung der nach DIN 1045-1 geforderten Grenzwerte durch die Wahl von höherfesten Betonen bzw. solchen mit geringeren Kriechzahlen oder einen späteren Belastungszeitpunkt von Ausbau- und Verkehrslast t_1/t_2 möglich. Bei bekannten Materialkennwerten lässt sich die Vorhersage der Verformungen verbessern. Ohne Vorkenntnisse sind für die hier untersuchten Querschnitte, Belastungen und Spannweiten eine Betonfestigkeitsklasse $> C70/85$ erforderlich.

4.6 Verbindungselemente

Neben den Deckensystemen sind die Verbindungen der Tragelemente untereinander von entscheidender Bedeutung für flexible Gebäudestrukturen. Hier sind vor allem einfache, lösbare Verbindungen erforderlich, die neben statischen auch bauphysikalische und ästhetische Gesichtspunkte berücksichtigen. Der Einsatz von Fertigteilen verbessert bereits ohne Berücksichtigung einer zerstörungsfreien Demontage die Wiederverwendbarkeit der Tragelemente. In der Vergangenheit sind grundlegende Untersuchungen zu lösbaren Verbindungen von Betonbauteilen durchgeführt und daraus konkrete Lösungen für Stützen-Riegelverbindungen sowie für Anschlüsse einzelner Deckenelemente zur Sicherstellung des Querlastabtrags und der Scheibentragwirkung entwickelt worden (vgl. Kapitel 2.3.2).

Zur Verbindung der hier diskutierten Deckenelemente untereinander sind zwei grundsätzlich unterschiedliche Varianten denkbar (Bild 4-26).

(a) Elementstoß auf Plattenebene



(b) Elementstoß an den Stegen

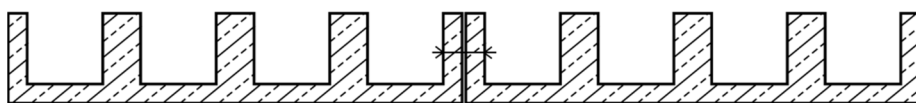


Bild 4-26: Varianten der Elementstöße

In Variante (a) sind die äußeren Stege im Abstand der halben Rasterbreite vom Elementrand angeordnet. Die Verbindung einzelner Fertigteillemente entlang der Längsfuge erfolgt durch Verbindung der Platten. Die Übertragung von Schub-, Zug- und Druckkräften kann z. B. mit den in /Kün01/ entwickelten Verbindungselementen erfolgen (Bild 4-27 (a)). Hierbei werden Stahlkästen mit aufgeschweißten Schraubenbolzen sowie entsprechender Bewehrung zur Verankerung in die Fertigteile einbetoniert. Durch kreuzweise angeordnete Stahllaschen und Verschrauben entsteht eine zug- und druckfeste Verbindung. Zur Übertragung von Querkraften werden anstelle der Laschen U-Profile angeordnet. Bei Anforderungen an den Brandschutz können die

Stahlkästen z. B. mit Mörtel vergossen werden. Eine Alternative zu dieser Konstruktion stellen einbetonierte Stahlteile dar, die miteinander verschweißt werden.

(a) Verbindungselement aus /Kün01/

(b) Formschluss

(c) Mörtelfuge

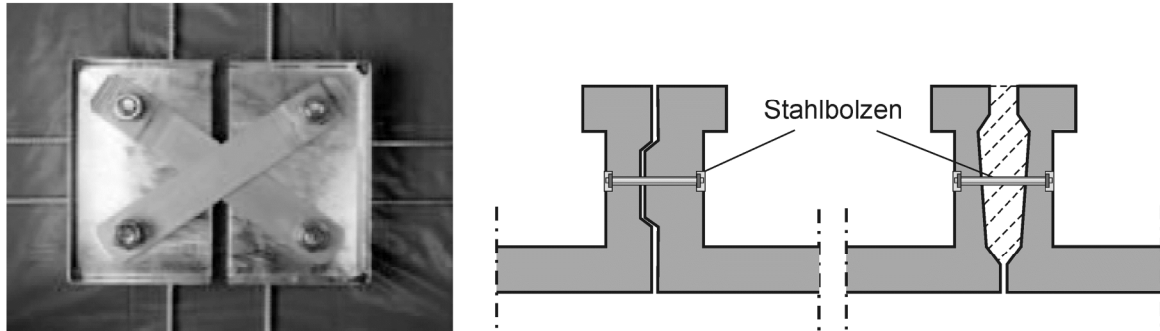


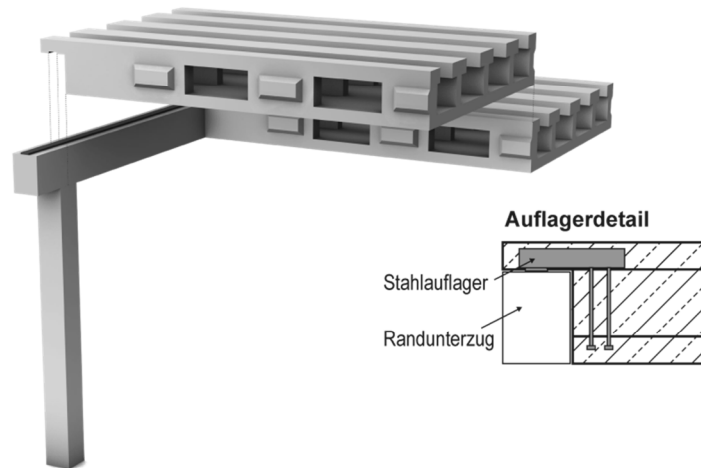
Bild 4-27: (a) Verbindungselement für Deckenplatten nach /Kün01/ und Variationen (b), (c) zur Verbindung von Stegen

Bei der zweiten Variante werden die äußeren Stege mit halbiertem Stegquerschnitt direkt am Plattenrand angeordnet. Durch die Verbindung von zwei Elementen entsteht im Längsfugenbereich wieder ein voller Stegquerschnitt. Die Verbindung entlang der Längsfuge kann bei dieser Anordnung zwar steifer ausgebildet werden, jedoch entsteht bei der Herstellung der Fertigteile zusätzlicher Schalungsaufwand. Außerdem besteht im Bereich der dünnen Randstege eine erhöhte Beschädigungsgefahr der Fertigteile während Transport und Montage. Die Verbindung kann entweder linien- oder punktförmig erfolgen. Bei der linienförmigen Ausbildung wird die Quertragfähigkeit durch eine Profilierung der Längsränder und eine Mörtelfuge hergestellt (Bild 4-27 (c)). Zur Aufnahme von Zugkräften quer zur Fuge sind z.B. Stahlbolzen o. a. geeignet. Als Alternative wurde von WEIß ein System mit einem Fugenkern aus Aluminiumschaum entwickelt (vgl. Bild 2-8). Für die punktförmige Ausbildung ist darüber hinaus eine Verbindung durch Formschluss möglich. Dabei werden in den Stegen Schubnocken angeordnet, die zusammen mit Stahlbolzen für eine kraftschlüssige Verbindung sorgen (Bild 4-27 (b)).

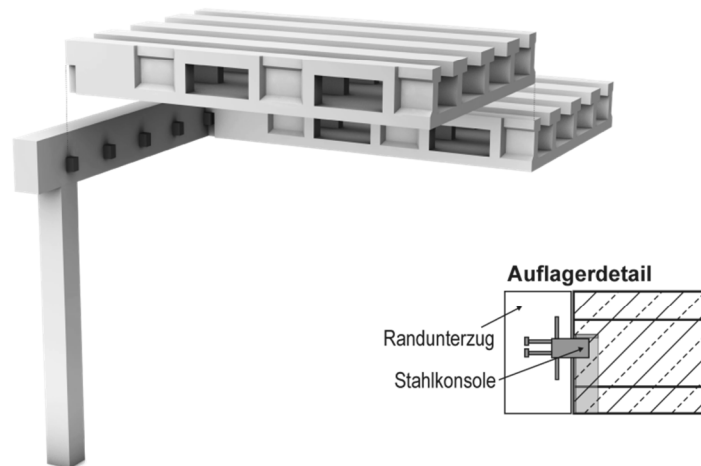
Zur Auflagerung der Deckensysteme auf Randunterzüge sind verschiedene Varianten denkbar, von denen in Bild 4-28 drei dargestellt sind. Bei der ersten Variante (a) wird die Decke mit den Stegen in Form eines ausgeklinkten Auflagers an den Unterzug angeschlossen. Zur Optimierung der Bewehrungsführung im Bereich des Auflagers können Stahleinbauteile in Form von einbetonierten Profilstählen mit angeschweißten Kopfbolzen verwendet werden.

Bei der zweiten Variante (b) erfolgt die Auflagerung auf einer in den Unterzug einbetonierten Stahlkonsole. In den Stegen des Deckenfertigteilsystems werden entsprechende Boxen angeordnet, die zur Lagesicherung mit einem Bolzen an der Stahlkonsole befestigt werden (z. B. entsprechend /Pei06/). Diese Variante ermöglicht eine flexible Unterzugshöhe sowie eine einfache Montage.

(a) Auflagerung auf ausgeglinktem Auflager



(b) Auflagerung auf Stahlkonsole



(c) Auflagerung mit verstecken Konsolen

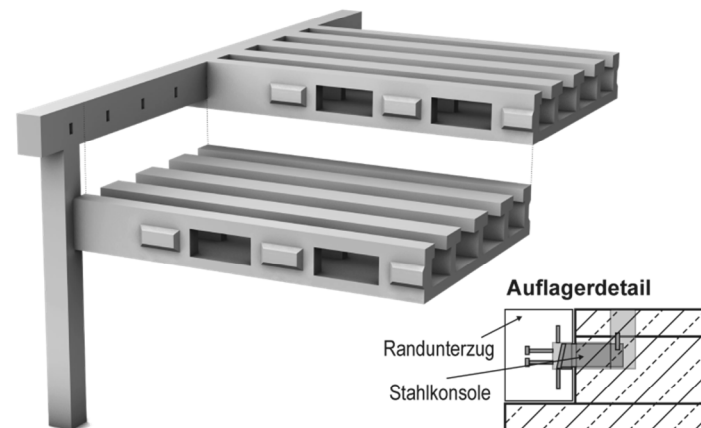


Bild 4-28: Montageablauf für drei unterschiedliche Auflagerungen von Deckenelementen auf Unterzügen /Heg11/

Bei der dritten Variante (c) wird der untere Plattenspiegel unterhalb des Unterzuges durchgeführt, sodass eine glatte Deckenuntersicht ohne Fugen entsteht. Bei der Mon-

tage müssen die Deckenelemente unter die Unterzüge eingeschwenkt und dann nach oben gehoben werden. Als Verbindungselement für diese Variante kann z. B. das BSF-System nach /Spæ/ eingesetzt werden, bei dem ein Stahlschwert in eine in den Unterzug einbetonierte Box geschoben wird und so eine kraftschlüssige Verbindung entsteht.

Der Montageablauf für die drei exemplarisch vorgestellten Auflagerausführungen ist in ebenfalls in Bild 4-28 dargestellt. Man erkennt zusätzlich die verschiedenen Ausführungen der horizontalen Kopplung der Deckenelemente bei der Anordnung der Elementstöße an den Stegen. Während die Auflagerung nach Bild 4-27 (a) und (c) eine Verbindung mit Formschluss ermöglichen, ist bei der Variante mit Stahlkonsole (b) eine Mörtelfuge erforderlich.

Die ästhetisch vorteilhaftere Variante ist die Lösung (c) mit durchgehendem unterem Plattenspiegel, bedingt allerdings durch das erforderliche Einschwenken, Anheben und Justieren der Deckenelemente einen großen Planungs- und Montageaufwand. Dagegen bietet die Auflagerung auf ausgeklinkten Auflagern eine einfache Montage. Die dargestellten linienförmigen Tragelemente in der Fassade können zur Erzielung größerer Spannweiten auch als Über- bzw. Unterzüge ausgebildet werden.

4.7 Zusammenfassung

Zur Erfüllung des in Kapitel 3 vorgestellten Anforderungsprofils wurden verschiedene Lösungen für Deckensysteme entwickelt, in denen die Gebäudetechnik von oben integriert werden kann, die eine glatte Deckenuntersicht und insgesamt eine weitgehende Vereinigung verschiedener Funktionen bieten. Für einen exemplarischen Querschnitt einer umgedrehten Stegplatte mit großen Öffnungen im Steg und einem durchgehenden unteren Plattenspiegel wurden anhand bekannter Modelle das Trag- und Verformungsverhalten abgebildet.

Anhand von Bauteilversuchen und theoretischen Überlegungen sollen in den folgenden beiden Kapiteln die Gültigkeit bzw. Grenzen der oben beschriebenen Ansätze aufgezeigt sowie eigene Modelle und Konstruktionsregeln abgeleitet werden. Hierbei ergeben sich vor allem die folgenden Fragestellungen:

- Ist bei Einhaltung der oben beschriebenen Nachweise und Konstruktionsregeln die Anordnung von großen Öffnungen im Auflagerbereich ohne ein vorzeitiges Versagen des Trägers möglich?
- Welchen Beitrag zur Querkrafttragfähigkeit leistet der durch eine Vorspannung vorgedrückte Zuggurte und können die bekannten Modelle den Lastabtrag zutreffend beschreiben?

- Wie ist die Aufhängebewehrung in Öffnungsnähe zu dimensionieren und welchen Einfluss hat diese auf die Verteilung der Querkraft auf die Gurte?
- Welchen Einfluss haben große Stegöffnungen in vorgespannten Trägern auf die Verformung und welche Modelle eignen sich deren Vorhersage?

5 Versuche an Trägern mit Stegöffnungen

5.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der entwickelten Deckensysteme wurden insgesamt sechs Versuche an vorgespannten Deckenausschnitten am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt. Die Ausschnitte hatten in Anlehnung an ein typisches Raster von Ausbauelementen eine Breite von 60 cm mit jeweils einem Steg. Schwerpunkt der Untersuchung war der Einfluss von großen Stegöffnungen in Stegplatten mit vorgespanntem Zuggurt auf die Tragfähigkeit im Bruchzustand und die Verformungen im Gebrauchslastbereich. Dazu wurden die Parameter Betondruckfestigkeit, Querschnitt der Aufhängebewehrung sowie Lage der Öffnung zum Auflager variiert. Das Versagen der Versuche sollte im Bereich der Öffnungen auftreten. Als Referenz wurde ein Versuch ohne Stegöffnung durchgeführt.

Es wurden drei Versuchsträger hergestellt, an denen jeweils zwei Drei-Punkt-Biegeversuche durchgeführt wurden. Nach dem Versagen an in der ersten Laststellung wurde das Auflager verschoben und ein zweiter Versuch mit reduzierter Stützweite durchgeführt (vgl. Bild 5-1). Durch Wahl der Bewehrung und Lastanordnung konnte ein Versagen im mittleren Bereich der Träger ausgeschlossen werden.

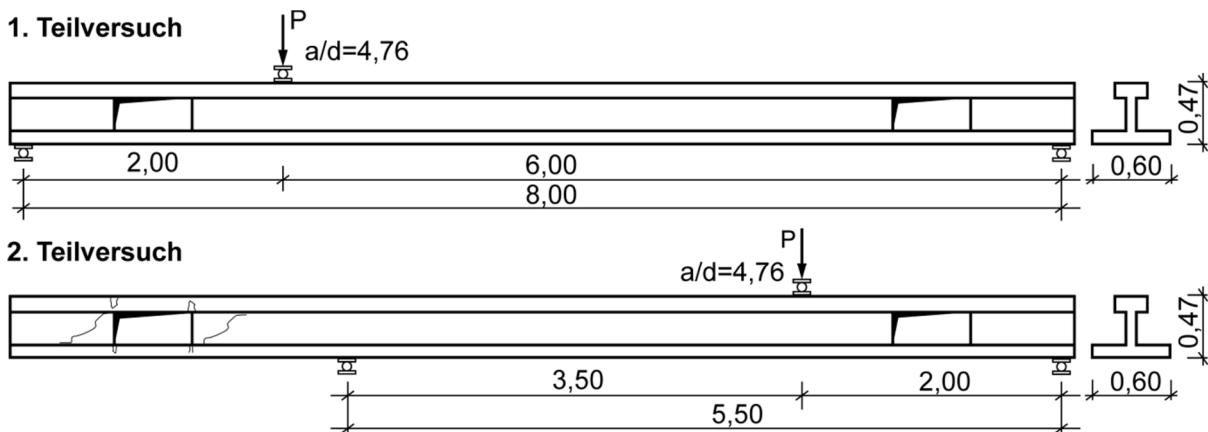


Bild 5-1: Systematik der Versuchsdurchführung in zwei Teilversuchen

Die Bemessung der Versuchsträger erfolgte für eine Spannweite von 16 m und eine Belastung von $\Delta g_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ bzw. $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Dabei waren die Versuchsträger so ausgelegt, dass bei Anordnung einer Öffnung rechnerisch die gleiche Querkraft- und Momentenbelastung aufgenommen werden kann, wie für einen ungeschwächten Träger (DE-1.2, Tabelle 5-1). Ein vorzeitiges Biegeversagen wurde durch Wahl der Schubslankheit von $a/d = 4,76$ und Reduzierung der Spannweite auf 8,0 bzw. 5,5 m bei gleicher Querschnittsgeometrie ausgeschlossen.

Ausgehend von Versuch DE-1.1 wurden einzelne Parameter variiert, um deren Einfluss auf die Trag- und Verformungseigenschaften zu untersuchen. Die variierten Parameter sind in Bild 5-2 dargestellt.

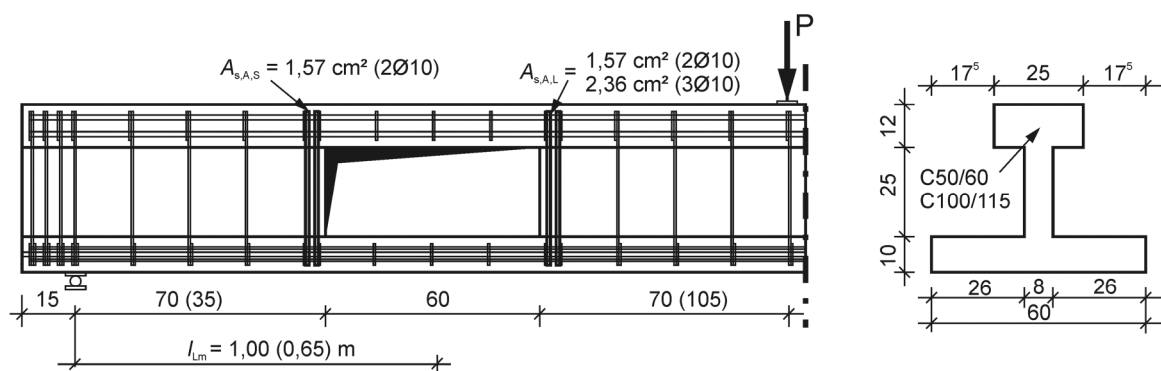


Bild 5-2: Geometrie der Versuchsträger im Öffnungsbereich mit Variationsparametern

Alle wesentlichen Versuchsparameter sind in Tabelle 5-1 aufgeführt. Im Versuch DE-2.1 wurde die Öffnung um 35 cm zum Auflager hin und damit in die Übertragungslänge (vgl. Kapitel 5.2.3) verschoben. Bei Versuch DE-2.2 wurde eine um 50 % größere Aufängerbewehrung vor der Öffnung angeordnet. Mit dem Versuchskörper DE-3 wurde der Einfluss der Betonfestigkeit untersucht, wobei der erste Teilversuch dem Versuch DE-1.1 und der zweite dem Teilversuch DE-2.2 entspricht. Versuch DE-1.2 dient als Referenzversuch ohne Öffnung.

Tabelle 5-1: Versuchsparameter

Versuch [-]	Betonfestigkeits- klasse [-]	Aufhängerbewehrung Lastseite $A_{s,A,L}$ [cm ²]	Aufhängerbewehrung Auflagerseite $A_{s,A,S}$ [cm ²]	Abstand Öffnung Auflager l_{Lm} [m]
DE-1.1	C50/60	1,57 (2Ø10)	1,57 (2Ø10)	1,00
DE-1.2		-	-	-
DE-2.1		1,57 (2Ø10)	1,57 (2Ø10)	0,65
DE-2.2	C100/115	2,36 (3Ø10)	1,57 (2Ø10)	1,00
DE-3.1		1,57 (2Ø10)	1,57 (2Ø10)	1,00
DE-3.2		2,36 (3Ø10)	1,57 (2Ø10)	1,00

5.2 Versuchskörper

5.2.1 Geometrie

Die Versuchskörper wiesen einen T-förmigen Querschnitt mit einem breiten Untergurt auf. Aufgrund der Handhabbarkeit sowie der Länge des am Institut für Massivbau vorhandenen Spannungsfeldes wurde die Länge des Versuchsträgers auf 8,30 m festgelegt. Die Versuchsträger hatten mit Ausnahme der Anordnung der Stegöffnungen identische Abmessungen. In Bild 5-2 ist die Geometrie der Versuchsträger für den Prüfbereich dargestellt.

5.2.2 Bewehrung

Die Versuchsträger wurden mit üblichem Betonstahl BSt 500S und Spannstahl St 1570/1770 bewehrt. Die Eigenschaften der verwendeten Stähle wurden in jeweils drei Zugversuchen am Institut für Massivbau bestimmt und sind in Tabelle 5-2 zusammengestellt.

Tabelle 5-2: Materialkennwerte des Beton- und Spannstahls (Bezeichnungen für Spannstahl in Klammern)

Durchmesser $\varnothing$ [mm], [Zoll]	Fläche A_0 [mm ²]	0,2% (0,1%) Dehngrenze $f_y (f_{p0,1})$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit $f_t (f_p)$ [N/mm ²]	Bruchdehnung A_{10} [%]	E-Modul $E_s (E_p)$ [N/mm ²]
6 , -	28	605	653	17,3	201300
10 ^a , -	78	499	626	19,0	201300
10 ^b , -	77	610	704	20,0	206000
20 , -	307	544	645	23,9	200400
- , 7/16	71	1638	1890	-	201200

^a Bügelbewehrung; ^b Längsbewehrung

Die Bewehrungsführung der Versuchsträger ist in Bild 5-3 exemplarisch für den Prüfbereich des Versuchs DE-1.1 dargestellt. Für die angesetzte Belastung war statisch keine Querkraftbewehrung erforderlich, so dass im Prüfbereich außerhalb der Öffnungen die für Balken erforderliche Mindestquerkraftbewehrung ($\varnothing 6/16$) nach DIN 1045-1 /DIN08/ in Form von einschnittigen Haken angeordnet wurde. Aufgrund der reduzierten Breite des Obergurts war eine Druckbewehrung erforderlich, die über die gesamte Trägerlänge durchgeführt wurde. Sowohl im Ober- als auch im Untergurt wurden Bügel ($\varnothing 6$ bzw. $\varnothing 10$) im Abstand und Durchmesser der Querkraftbewehrung vorgesehen. Als Aufhängebewehrung vor und hinter der Öffnung wurden ebenfalls S-Haken ($\varnothing 10$) verwendet. Die Betondeckung für die Betonstahlbewehrung betrug 20 mm.

Die Vorspannung der Versuchsträger bestand aus jeweils zehn 7/16“-Litzen im sofortigen Verbund. Die Litzen waren zentrisch im Untergurt der Versuchsträger mit einer Betondeckung von 50 mm angeordnet. Durch die konzentrierte Anordnung von Bügeln im Einleitungsbereich der Litzen (Pos. ② und ③) wurde die Aufnahme der entstehenden Ringzugspannungen und Stirnzugkräfte sichergestellt. Mit Ausnahme der in Tabelle 5-1 aufgeführten Variationsparameter war die Bewehrungsführung für alle Versuche identisch. Im Anhang A.1 sind die Bewehrungspläne der Versuchskörper zusammengestellt.

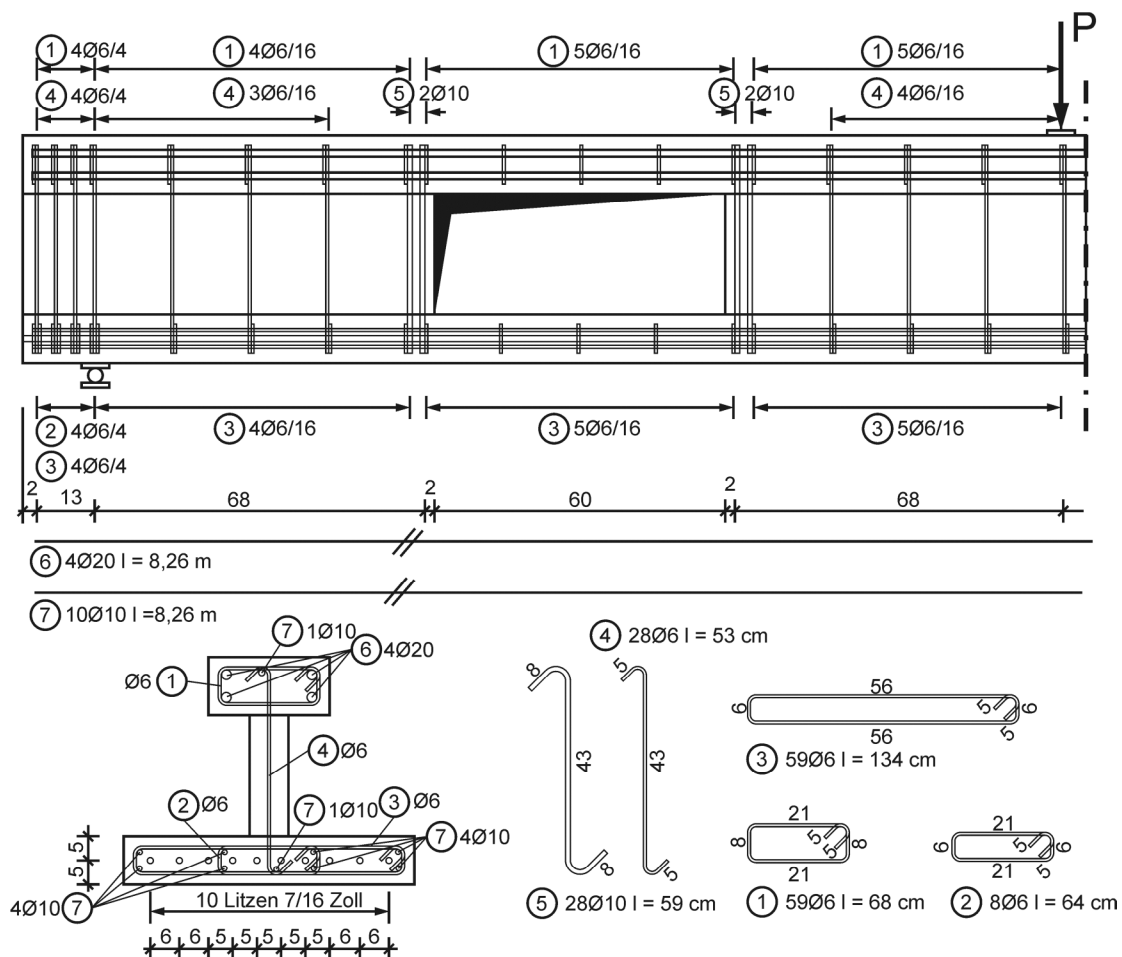


Bild 5-3: Bewehrungsführung im Prüfbereich von Versuch DE-1.1

5.2.3 Versuchskörperherstellung und Spannkrafteinleitung

Die Versuchskörper wurden auf dem Spannfeld des Instituts für Massivbau an jeweils zwei aufeinanderfolgenden Tagen hergestellt. Nach der Vorspannung der Spannlitzen mit der Vorspannkraft P_0 erfolgte zunächst die Betonage des Untergurts. Am zweiten Tag werden Steg und Obergurt hergestellt. Der Beton wurde für beide Betoniervorgänge mit einem Zwangsmischer in jeweils zwei Chargen hergestellt. Die Betonoberfläche an der Betonierfuge wurde aufgeraut und vor dem Betonieren des Stegs gewässert. Die Betone der Festigkeitsklasse C50/60 für die Versuchskörper DE-1 und DE-2 hatten ein Ausbreitmaß von 54 cm (Konsistenzbereich F4). Für den Versuchskörper DE-3 wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C100/115 verwendet, der mit einem Ausbreitmaß von 50 cm (Konsistenzbereich F4) eingebaut wurde.

Für die Güteprüfung der Betone nach 28 Tagen wurden von jeder Mischung drei Würfel mit der Kantenlänge 150 mm hergestellt und unter Normbedingungen gelagert. Zusätzlich wurden weitere Würfel und Zylinder ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) zur Ermittlung der Druck- und Zugfestigkeiten sowie der E-Moduli zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung bzw. am Versuchstag hergestellt, die neben den Versuchskörpern in der

Versuchshalle gelagert wurden. Die ermittelten Materialeigenschaften der Betone sind in den Tabellen 5-3 und 5-4 zusammengestellt.

Tabelle 5-3: Materialkennwerte des Betons bei der Spannkrafteinleitung

Versuch [-]	Querschnittsteil [-]	Alter [d]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
DE-1.x	Untergurt	7	68,4	54,9	4,11	34000
	Steg/Obergurt	6	66,2	-	-	-
DE-2.x	Untergurt	7	69,7	59,1	3,45	34300
	Steg/Obergurt	6	68,4	-	-	-
DE-3.x	Untergurt	6	108,7	93,4	6,44	43600
	Steg/Obergurt	5	105,7	-	-	-

$f_{c,cube}$: Würfeldruck-; $f_{c,cyl}$: Zylinderdruck-; $f_{ct,sp}$: Spaltzugfestigkeit; E_c : Elastizitätsmodul; P_0 : Vorspannkraft im Spannbett

Nach einer Erhärtingszeit des Betons von etwa 6 Tagen wurde die Spannkraft P_0 in fünf Schritten von jeweils 20% der Gesamtkraft abgelassen. Bei jedem Schritt wurde die Dehnung des Untergurts auf Höhe der Litzen mit Setzdehnungsmessungen (SDM) bestimmt (vgl. Bild 5-8). In Bild 5-4 ist exemplarisch die Auswertung dieser Messungen für den Versuchsträger DE-2 dargestellt. Zusätzlich wurde der Litzenschlupf gemessen. In Anhang A.2 sind die Messungen aller Versuchsträger ausgewertet und graphisch dargestellt.

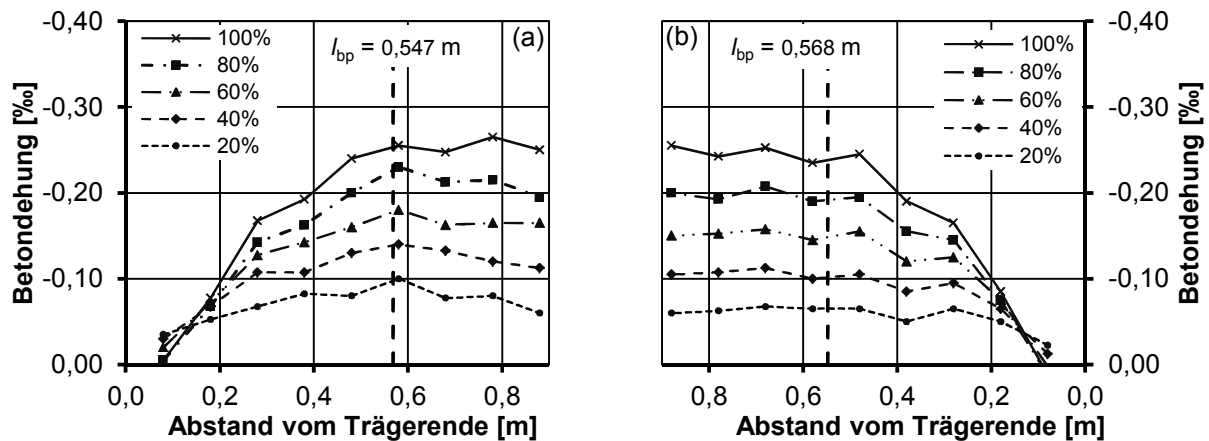


Bild 5-4: Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich für die beiden Enden des Versuchskörpers DE-2 ((a) DE-2.2; (b) DE-2.1)

Tabelle 5-4: Materialkennwerte des Betons am Prüftag

Versuch [-]	Querschnittsteil [-]	Alter [d]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	$f_{c,cube,28d}$ [N/mm ²]
DE-1.1	Untergurt	29	80,0	67,2	3,73	34500	89,9
	Steg/Obergurt	28	78,9	65,7	3,94	37100	89,9
DE-1.2	Untergurt	31	80,2	-	3,81	-	- ^a
	Steg/Obergurt	30	80,2	-	3,74	-	- ^a
DE-2.1	Untergurt	27	80,2	66,2	4,13	35900	91,4
	Steg/Obergurt	26	81,4	68,3	3,15	36200	90,3
DE-2.2	Untergurt	29	81,6	71,3	4,33	38400	- ^b
	Steg/Obergurt	28	81,3	68,8	3,98	35800	- ^b
DE-3.1	Untergurt	28	132,0	109,8	6,12	47700	142,1
	Steg/Obergurt	27	128,4	110,6	6,04	51500	135,9
DE-3.2	Untergurt	30	127,7	-	6,69	-	- ^c
	Steg/Obergurt	29	125,4	110,3	5,58	47500	- ^c

^a siehe DE-01.1; ^b siehe DE-02.1; ^c siehe DE-03.1; $f_{c,cube}$: Würfeldruck-; $f_{c,cyl}$: Zylinderdruck-; $f_{ct,sp}$: Spaltzugfestigkeit; E_c : Elastizitätsmodul; $f_{c,cube,28d}$: Gütewürfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen

Die Übertragungslänge wurde nach /DIB80/ bestimmt. Danach berechnet sich die Übertragungslänge zum 1,35fachen Wert der Länge vom Bauteilrand bis zu dem Querschnitt an dem 80% der maximalen Betondehnungen erreicht werden. Die Ergebnisse der Messungen bei der Spannkrafteinleitung sind in Tabelle 5-5 zusammengefasst.

Tabelle 5-5: Zusammenstellung der Ergebnisse der Spannkrafteinleitung

Versuchskörper [-]	$f_{c,cube}^a$ [N/mm ²]	Vorspannkraft P_0 [MN]	Übertragungslänge l_{bp} [m]		Litzenschlupf s [mm]		
			Versuch 1	Versuch 2	außen	mitte	innen
DE-1	67,3	0,780	l^b	l^b	1,14	1,12	0,88
DE-2	69,1	0,796	0,568	0,547	0,96	1,05	0,93
DE-3	107,2	0,793	0,430	0,353	0,98	0,74	0,73

^a Werte für Untergurt; ^b Werte unsicher; $f_{c,cube}$: Würfeldruckfestigkeit

Bei allen Versuchsträgern waren weder Risse bei der Spannkrafteinleitung erkennbar noch deuteten die gemessenen Schlupfwerte auf eine Rissbildung im inneren der Versuchskörper hin. Der Schlupf stieg kontinuierlich bis zum Erreichen des Maximalwertes nach Einleitung der gesamten Vorspannkraft ohne erkennbare Sprünge an (vgl. auch Darstellungen im Anhang A.2). Die Übertragungslängen lagen an beiden Trägerenden jeweils in gleicher Größenordnung, wobei beim Versuchsträger DE-3 aufgrund der höheren Betonfestigkeit erwartungsgemäß eine kleinere Übertragungslänge ermittelt wurde als bei den Versuchsträgern DE-1 und DE-2.

5.3 Versuchsdurchführung und Messverfahren

5.3.1 Versuchsaufbau und -durchführung

An jedem Versuchsträger wurden im Alter von etwa vier Wochen zwei Dreipunkt-Biegeversuche entsprechend der in Bild 5-1 dargestellten Systematik durchgeführt. Die Endauflagerung der Balken erfolgte auf Rollelagern, die Lasteinleitung über eine Stahlplatte im Gipsbett. Zur Aufbringung der Last wurde ein Hydropulszylinder der Firma Instron Schenk Testing mit einer statischen Maximallast von 1.600 kN verwendet. Bild 5-5 zeigt den eingebauten Versuchsträger DE-2 unmittelbar vor dem Versuch.



Bild 5-5: Versuchsaufbau des Versuchskörpers DE-2

Nach dem Einbau der Versuchskörper wurden die Messstellen eingerichtet, kalibriert und an das zentrale Datenerfassungssystem angeschlossen. Unmittelbar vor dem Beginn eines jeden Versuchs wurde eine Nullmessung durchgeführt. Während des Versuchs wurden zunächst kraftgesteuert zuvor definierte Laststufen angefahren. Zwischen der 1,3-fachen und der 0,35-fachen Gebrauchslast erfolgten 50 Lastwechsel. Als Gebrauchslastniveau wurde die Querkraftbeanspruchung für die quasi-ständige Lastfallkombination festgelegt. Bei jeder Laststufe wurde die Belastung konstant gehalten und das Rissbild dokumentiert. Ab einem Lastniveau von etwa 70 % der rechnerischen Bruchlast wurde der Versuchskörper weggesteuert zu Bruch gefahren.

Während des Versuchs wurden die Messungen der Dehnmessstreifen (DMS), der induktiven Wegaufnehmer sowie der Kraftmessdose mit einer Vielstellenmessanlage kontinuierlich elektronisch erfasst. Für ausgewählte Laststufen wurden zudem Setzdehnmessungen durchgeführt (vgl. Bild 5-8). Im Folgenden werden die verwendeten Messstellen und Verfahren erläutert und exemplarisch dargestellt.

5.3.2 Durchgeführte Messungen und Messverfahren

Die aufgebrachte Belastung wurde mit der im Prüfsystem integrierten Meß- und Regelungselektronik Labtronic 8800 (Schenk Instron Testing GmbH) als Kolbenkraft und die Durchbiegung des Trägers unter der Lasteinleitung mit einem induktiven Wegaufnehmer erfasst. Die Anordnung der Messstellen wurde nach Auswertung nichtlinearer Finite-Elemente Berechnungen im Vorfeld der Versuchsdurchführung festgelegt.

Die Betonstahldehnungen wurden mit DMS erfasst. Es wurden die Dehnungen der Bügel (SBxx) vor und hinter der Öffnung, in der Mitte des Obergurts sowie der Aufhängebewehrung auf beiden Seiten der Öffnung gemessen. Zur Ermittlung der Beanspruchungen in den vier Ecken einer Öffnung wurden zudem die Dehnungen der Längsstäbe (SLxx) mit DMS gemessen. Zusätzlich wurde die Dehnung der unteren Längsbewehrung unter der Lasteinleitung erfasst, um ein vorzeitiges Biegeversagen (Fließen der Längsbewehrung) erkennen zu können. Die Anordnung der DMS auf den Bewehrungsstäben ist exemplarisch für Versuch DE-2.2 in Bild 5-6 dargestellt.

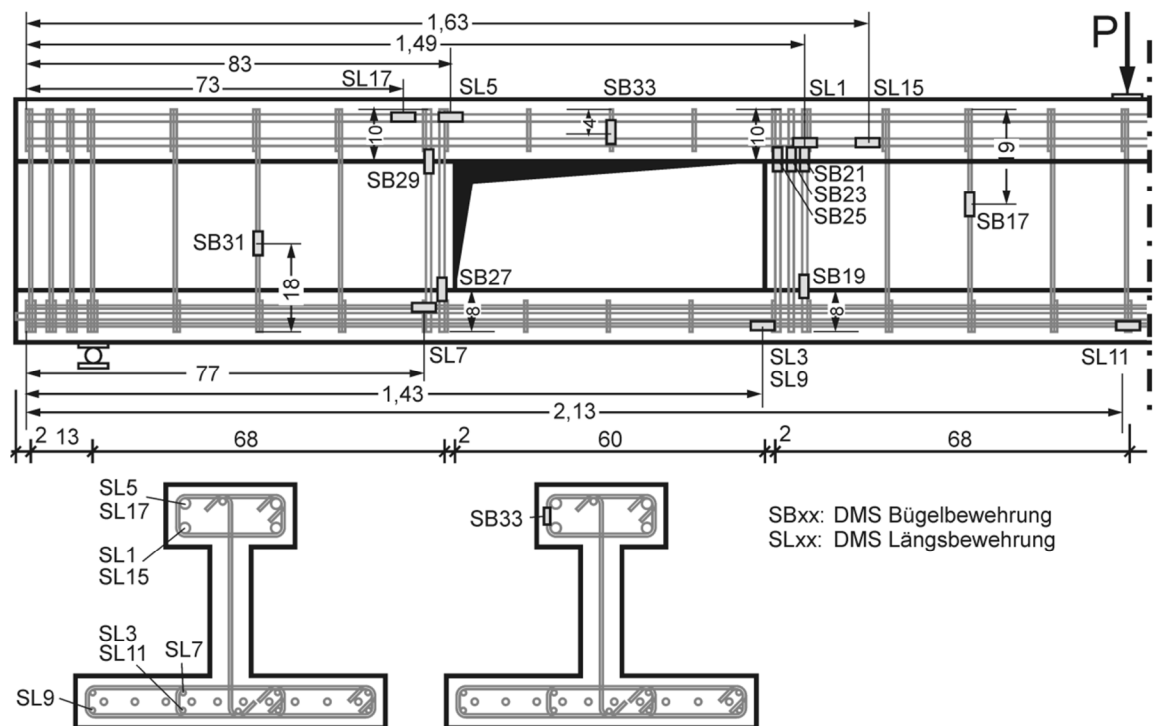


Bild 5-6: Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf der Bewehrung für Versuch DE-2.2

Ergänzend zu den Dehnungsmessungen auf der Bewehrung wurden die Dehnungen auf der Betonoberfläche im Zugbereich mit induktiven Wegaufnehmern (W_{Axx}) und im Druckbereich mit DMS bestimmt. Zur Ermittlung der Druckstrebenneigung im Steg wurden vor und hinter der Öffnung die Dehnungen in drei Richtungen (0°, 45°, 90°) mit Wegaufnehmern gemessen. Zusätzlich wurden die Dehnungen in der Mitte des Obergurts in drei Richtungen mit DMS auf der Betonoberfläche bestimmt. Die Lage der Wegaufnehmer und Beton-DMS sind in Bild 5-7 dargestellt.

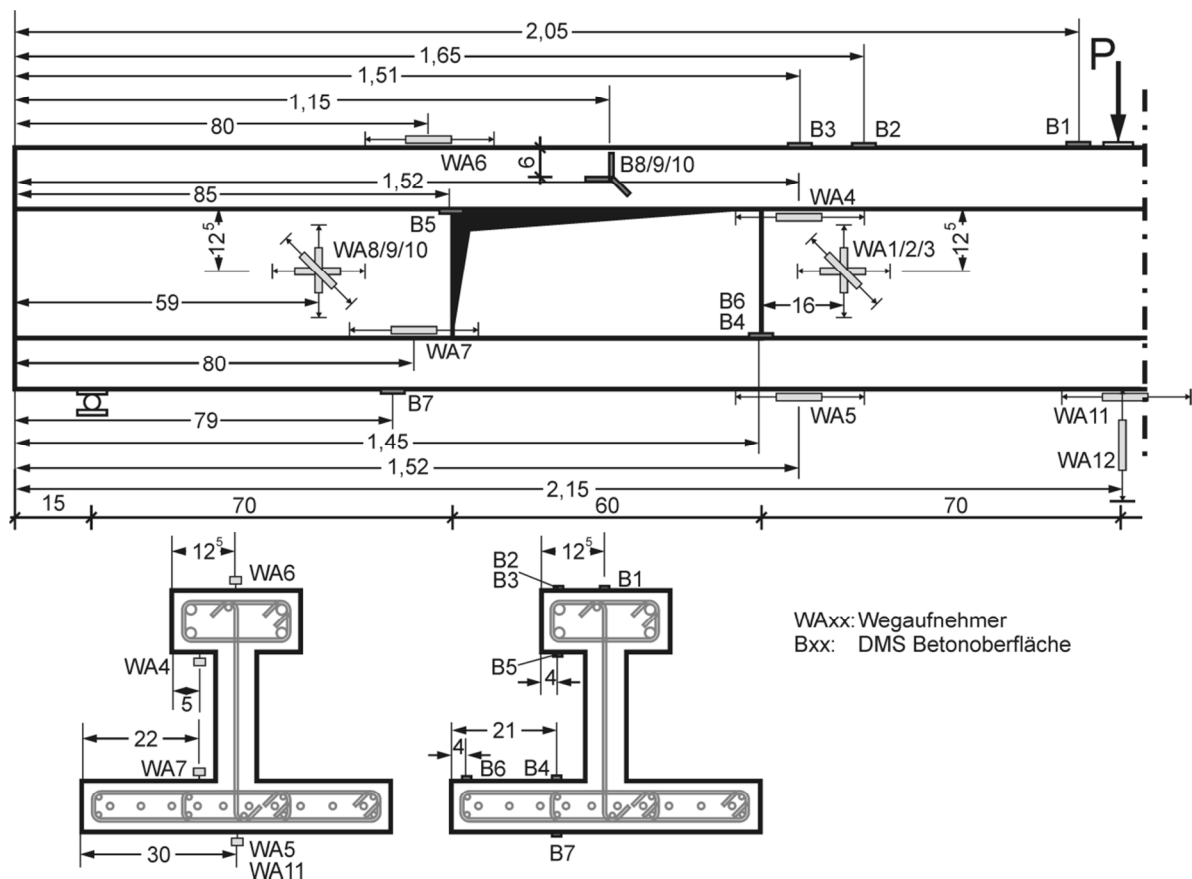


Bild 5-7: Anordnung der Wegaufnehmer und Dehnungsmessstreifen auf der Betonoberfläche für Versuch DE-2.2

Bei Versuchsträger DE-3 wurden zu den oben aufgeführten Messverfahren Setzdehnungsmessungen (SDM) im Steg in drei Richtungen (0° , 45° , 90°) zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung sowie während des Versuchs zur Bestimmung der Druckstrebenneigung durchgeführt. Zudem wurden die Längsdehnungen im Obergurt mit SDM bestimmt. Die Anordnung der SDM-Punkte ist in Bild 5-8 dargestellt.

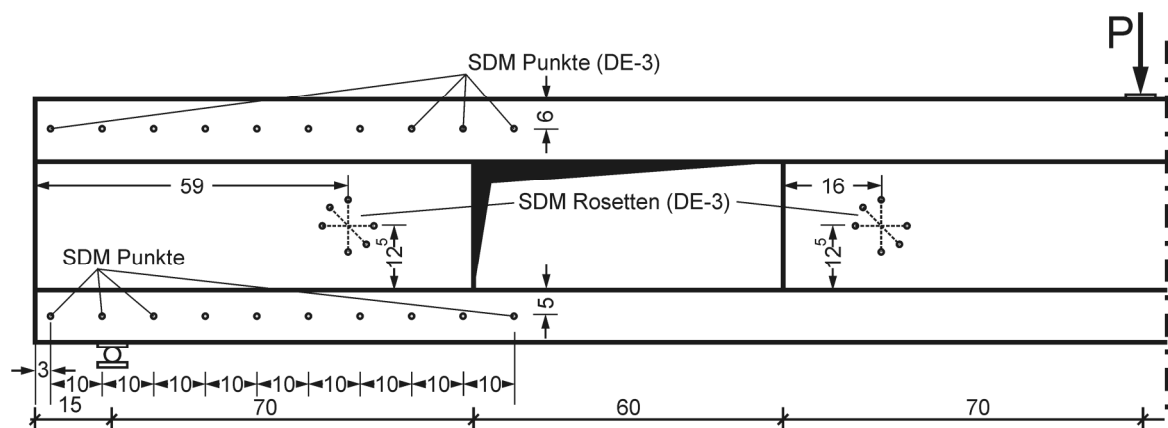


Bild 5-8: Anordnung der Setzdehnungsmesspunkte (SDM)

Weitere Details zur Anordnung und Bezeichnung der Messtechnik sowie die Messwerte der einzelnen Versuche sind im Anhang A.3 aufgeführt.

5.4 Versuchsergebnisse

5.4.1 Bruchtragverhalten

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Versuche mit Öffnungen beschrieben. Der Versuch DE-1.2 dient dabei als Referenzwert eines Trägers ohne Öffnungen. Das Versagen der Versuchskörper trat wie vorgesehen stets im Bereich der Öffnungen auf. Die im Versuch erreichten maximalen Querkraften $V_{\max}$ sind in Tabelle 5-6 zusammen mit den wesentlichen Versuchsparametern aufgeführt.

Tabelle 5-6: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Versuch [-]	$f_{c,cyl}^a$ [N/mm ²]	P_0 [kN]	$A_{s,A,L}$ [cm ²]	$A_{s,A,S}$ [cm ²]	l_{Lm} [m]	$V_{\max}$ [kN]	$P_{\max}$ [kN]
DE-1.1	65,7	780	1,57 (2Ø10)	1,57 (2Ø10)	0,95	113	151
DE-1.2	64,2 ^b		-	-	-	107	168
DE-2.1	68,3	796	1,57 (2Ø10)	1,57 (2Ø10)	0,65	101	135
DE-2.2	68,8		2,36 (3Ø10)		0,95	117	183
DE-3.1	110,6	793	1,57 (2Ø10)	1,57 (2Ø10)	0,95	135	180
DE-3.2	110,3		2,36 (3Ø10)			143	225

^a Werte für Steg/Obergurt; ^b aus Würfeldruckfestigkeit berechnet ($0,8 \cdot f_{c,cube}$); $f_{c,cyl}$: Zylinderdruckfestigkeit; P_0 : Vorspannkraft; $A_{s,A,L}$: Aufhängebewehrung Lastseite; $A_{s,A,S}$: Aufhängebewehrung Auflagerseite; l_{Lm} : Abstand Öffnungsmitte zu Auflager; $V_{\max}$ / $P_{\max}$: maximale Quer-/Prüfkraft

Die Versuchskörper mit einer Öffnung erreichten etwa die gleiche Traglast wie der Referenzversuch. Das Versagen der Versuchskörper DE-1.1 und DE-2.2 ist auf das Überschreiten der maximalen Momententragfähigkeit in einer der beiden Öffnungsecken im Obergurt zurückzuführen (Kapitel 5.4.4). Bei den Versuchen mit höherfestem Beton (DE-3) und bei auflagnaher Anordnung der Öffnung (DE-2.2) trat dieses Versagen in Kombination mit einer Überschreitung der Schubtragfähigkeit der Betonierfuge auf (Kapitel 5.4.6). In den folgenden Kapiteln wird auf die einzelnen Einflussparameter genauer eingegangen.

5.4.2 Last-Verformungsverhalten

Bild 5-9 zeigt die Last-Verformungskurven der Versuche. In dieser Darstellung wurde jeweils die einwirkende Querkraft über der auf das Quadrat der Stützweite bezogenen Verformung aufgetragen, um dessen Einfluss zu eliminieren. Die Steifigkeit der jeweils zweiten Versuche war bei den Versuchsträgern DE-2 und DE-3 geringer als die des ersten Versuchs. Dies ist auf eine Vorschädigung während des ersten Teilversuchs zurück zu führen. Diese Trägerenden wurden dabei bereits mit etwa 30 % ihrer Traglast belastet. An der Betonierfuge zwischen unterem Flansch und Steg wurden bereits während des ersten Teilversuchs Risse von geringer Breite auf der lastabgewandten Seite im Bereich der Öffnung festgestellt.

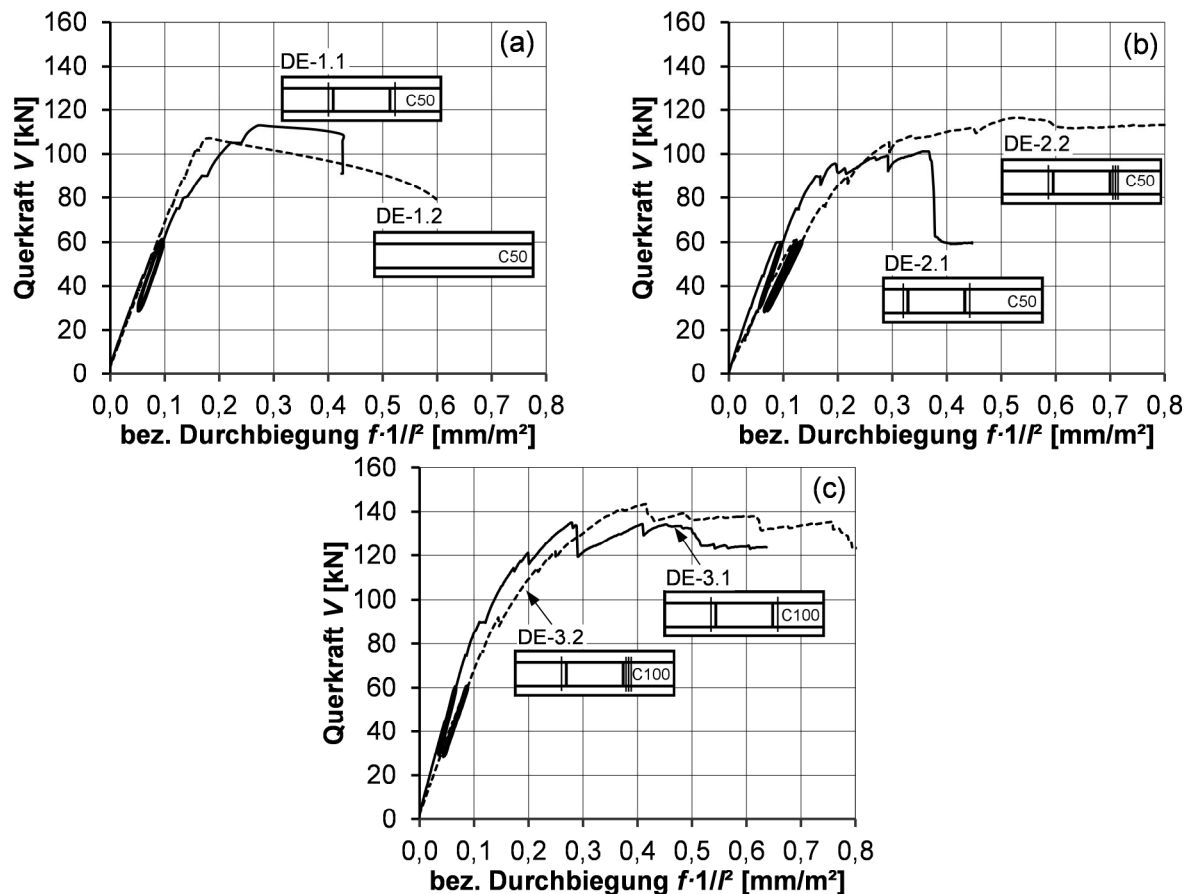


Bild 5-9: Querkraft V über bezogener Durchbiegung f/P ; (a) Versuchskörper DE-1; (b) DE-2; (c) DE-3

Die Versuche mit höherer Betonfestigkeit wiesen höhere Steifigkeiten und größere Bruchlasten auf. In allen Versuchen wurde ein ausgeprägt duktiles Bauteilversagen festgestellt, wobei die Traglasten bei unterschiedlich großen Verformungen erreicht wurden. Während der Lastwechsel wurde bei keinem der Versuche eine deutliche Verformungszunahme festgestellt. Die größte Zunahme der Verformung ergab sich bei dem Versuch mit reduziertem Abstand der Öffnung zum Auflager (DE-2.1).

5.4.3 Rissentwicklung

Entsprechend der zu erwartenden Momentenbelastung bildeten sich die ersten Risse in Form von Biegerissen in den Obergurten auf der Unterseite der lastzugewandten Ecke der Öffnung und auf der Oberseite der auflagerzugewandten Ecke. Mit weiterer Laststeigerung entstanden Schubrisse im Stegbereich bereits innerhalb oder knapp oberhalb des Gebrauchslastbereichs. Mit dem Entstehen weiterer Schubrisse bildeten sich schließlich auch im vorgespannten Untergurt der Momentenbeanspruchung entsprechende Biegerisse. Der Verlauf der Rissentwicklung ist in Anhang A.5 zusammengestellt. Die Rissbilder im Bruchzustand sind für alle Versuche in Bild 5-10 dargestellt. Die Schubrisse hatten bei ihrem Entstehen Breiten von etwa 0,1-0,2 mm. Ihre Neigung lag für die Versuche mit einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60 zwischen 36° und

45°. In den Versuchen mit Betonen höherer Festigkeit (C100/115) wurden Schubrisse-
neigungen von 31° (DE-3.1) bzw. 35° (DE-3.2) ermittelt. Im Verlauf der Versuchs-
durchführung auftretende Schubrisse hatten zum Teil geringere Neigungen (~25°). In
den Gurten wurden keine Schubrisse beobachtet, jedoch kam es im Versagenszustand
zu annähernd horizontal verlaufenden Rissen im Obergurt.

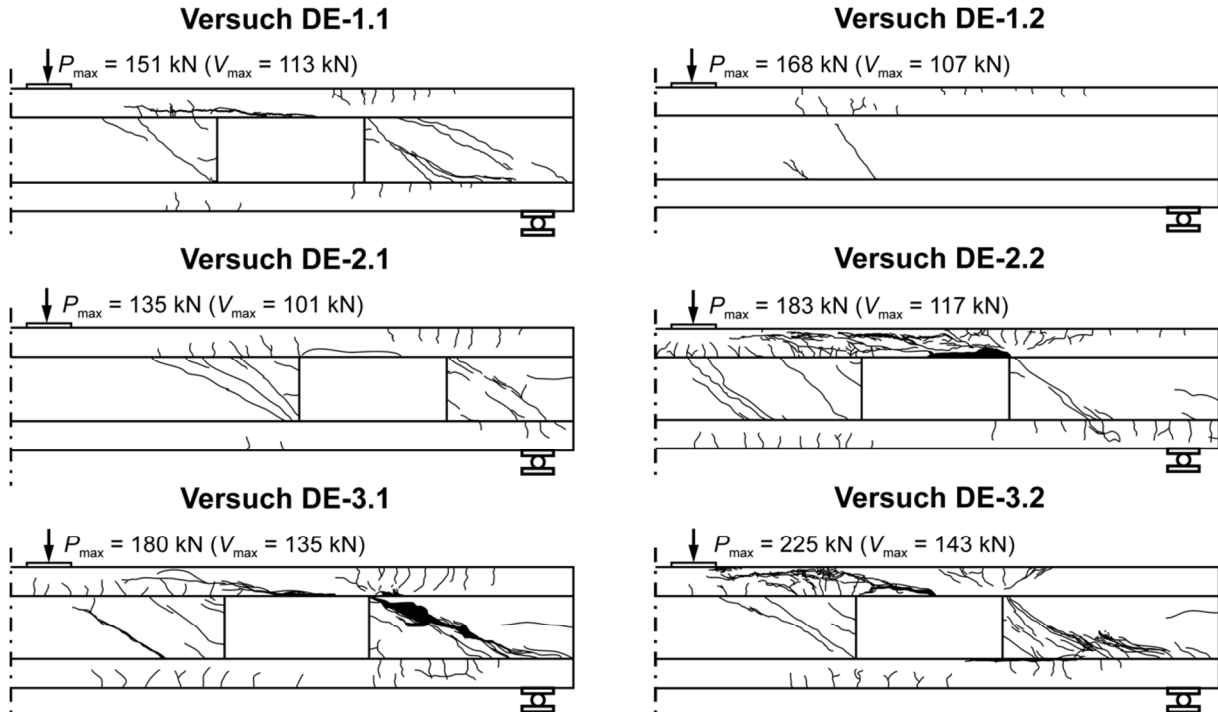


Bild 5-10: Rissbilder im Bruchzustand

Im Steg bildeten sich zudem horizontale und vertikale Risse unmittelbar vor und hinter der Öffnung (Bild 5-11 (a)). Mit dem Versagen der Träger kam es zudem zu Längsris-
sen im Druckgurt sowie vom Steg zum Bauteilrand diagonal zum Auflager verlaufen-
den Rissen auf der Oberseite des Untergurts (Bild 5-11 (b)). Schließlich war ein schol-
lenartiger Ausbruch des Untergurts am Übergang zum Steg auf der lastzugewandten
Seite der Öffnung zu beobachten (Bild 5-11 (c)). Bei den Versuchen DE-2.1 sowie
DE-3.1/2 kam es zu einem deutlichen Herausschieben des Stegs mit dem Obergurt
über den Spannlitzen im Untergurt (Bild 5-11 (b)).

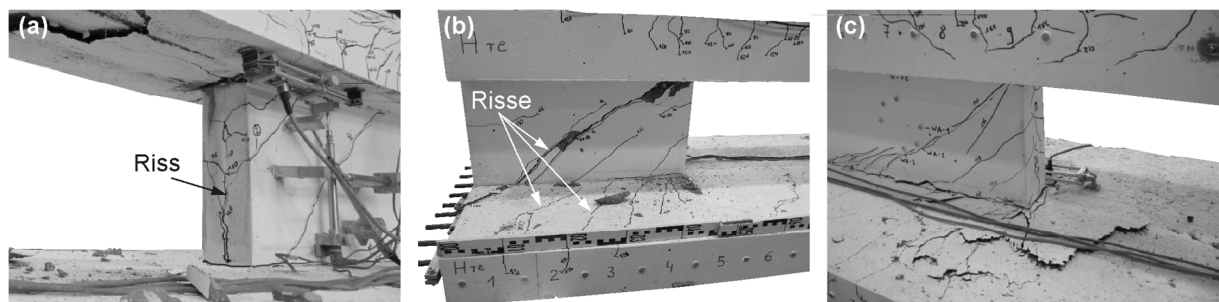


Bild 5-11: (a) Längsrisse im Steg (DE-2.2), (b) Herausschieben des Stegs über den Litzen und Rissbild Untergurt (DE-2.1), (c) Schollenartige Ablösungen (DE-3.2)

5.4.4 Beanspruchung der Öffnungsecken

Zur Darstellung der Dehnungsverteilung in den Öffnungsecken zu verschiedenen Belastungszeitpunkten sind in Bild 5-12 die Dehnungen auf den Betonoberflächen sowie auf der Längsbewehrung über der jeweiligen Bauteilhöhe exemplarisch für Versuch DE-1.1 aufgetragen.

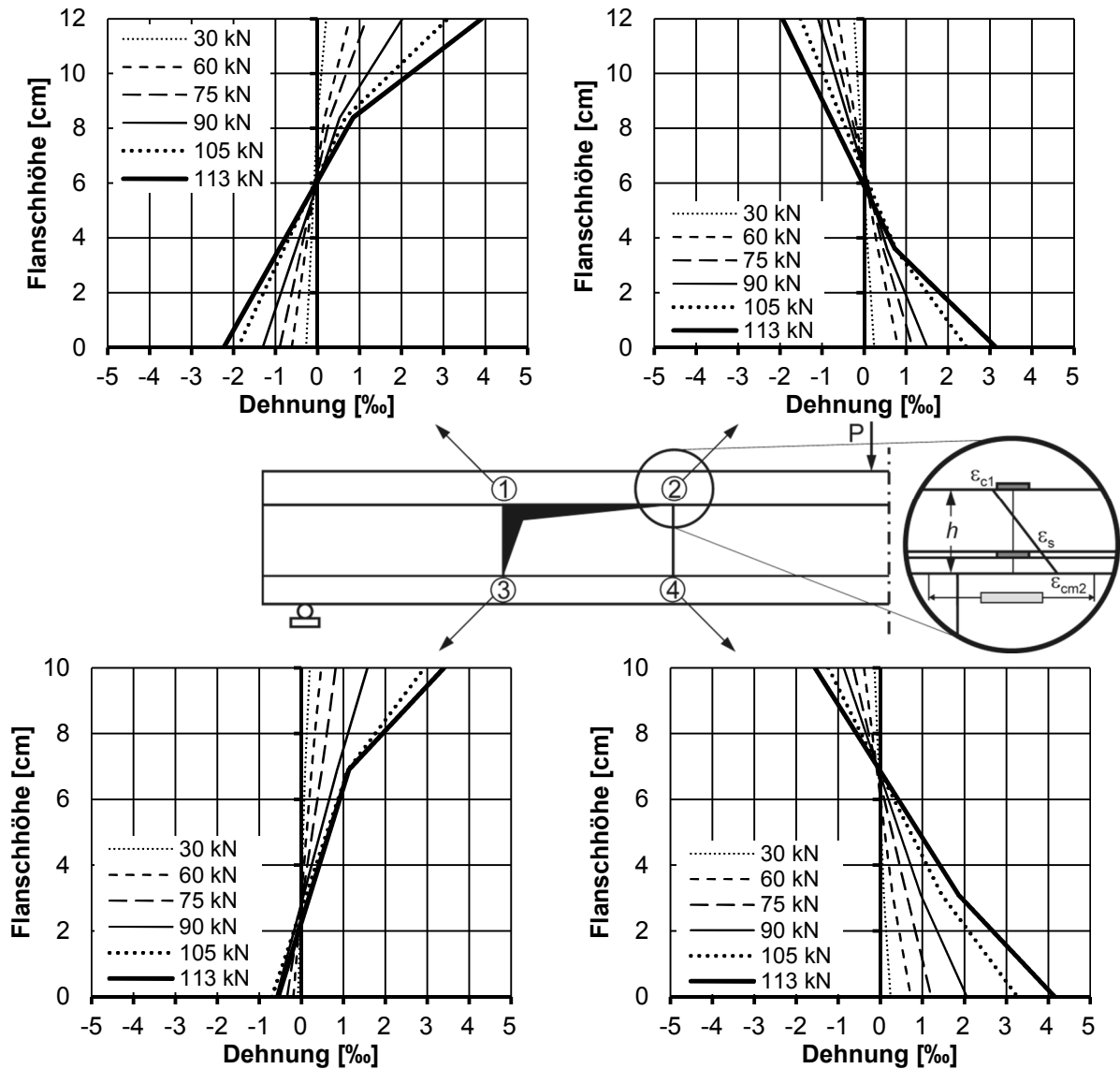


Bild 5-12: Dehnungsverteilung in den vier Öffnungsecken von Versuch DE-1.1 für verschiedene Laststufen

Die hohe Drucknormalbeanspruchung des Obergurts infolge des Globalmoments sowie der Vorspannung führte in den Ecken 1 und 2 zu einer Rotation der Dehnungsebenen etwa um den Querschnittsschwerpunkt und damit zu einer ausgeprägt großen Druckzone sowohl im Zustand I als auch im gerissenen Zustand II. Im Bruchzustand erfuhr der Obergurt Druckdehnungen von über 2 ‰. Dagegen war die Druckzone des Untergurts deutlich kleiner (ca. 2 bis 3 cm) und geringer beansprucht. Die Auswertung der Hauptspannungen im Anhang A bestätigt die hohe Druckbeanspruchung.

Während die Dehnungsmessungen auf der Längsbewehrung die lokale Beanspruchung des Stabes erfassen, kann mit den Wegaufnehmern eine mittlere Dehnung im jeweiligen Zugbereich der Öffnungsecken ermittelt und zusammen mit den Messungen der Betondehnungen die Rotation der Querschnitte bestimmt werden. In Bild 5-13 sind die Querschnittskrümmungen κ_m exemplarisch für Versuch DE-3.2 über die Querkraft aufgetragen.

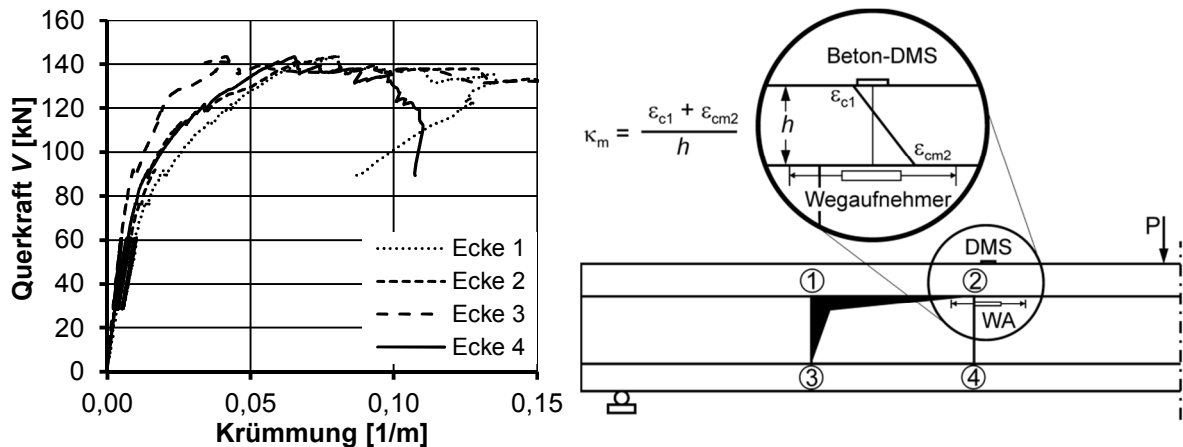


Bild 5-13: Krümmungen in den Öffnungsecken über der Querkraft für Versuch DE-3.2

Ab einer Belastung von etwa 60-70 % der Tragfähigkeit (je nach Versuch) stiegen die Krümmungen in den Öffnungsecken nichtlinear an. Auf Traglastniveau kam es schließlich in mindestens einer Ecke zu einem deutlichen Anstieg der Krümmung und der Ausbildung eines Fließgelenkes.

5.4.5 Einfluss der Aufhängebewehrung

Der Einfluss des Aufhängebewehrungsgrades wurde mit den Versuchen DE-1.1 und 2.2 bzw. DE-3.1 und 3.2 untersucht. Dabei wurde in den jeweils erstgenannten Versuchen die nach der Vorbemessung für die 1,0-fache Querkraft in Öffnungsmitte erforderliche Bewehrung (2Ø10) vor und hinter der Öffnung eingelegt. In den zweitgenannten Versuchen wurde die Bewehrung vor der Öffnung um 50 % (3Ø10) erhöht.

Bild 5-14 (a) zeigt die maximale Querkraft im Versuch $V_{\max}$ bezogen auf die theoretisch aufnehmbare Zugkraft der Aufhängebewehrung bei Erreichen der Fließgrenze über der Querschnittsfläche der Aufhängebewehrung aufgetragen. Die beiden geringer bewehrten Versuche DE-1.1 und DE-3.1 führen zu Werten oberhalb von eins (1,15 bzw. 1,37). Aufgrund des Rissbildes mit den zur unteren lastzugewandten Ecke der Öffnungen verlaufenden Schubrisen sowie der Öffnungsgeometrie kann ein alternativer Lastabtrag (Sprengwerk) ausgeschlossen werden, so dass im Bruchzustand ein nennenswerter Teil der Querkraft über den vorgespannten Zuggurt abgetragen wurde (vgl. Kapitel 5.4.8). Bei den beiden Versuchen mit erhöhter Aufhängebewehrung wird die von der Bewehrung theoretisch aufnehmbare Querkraft nicht erreicht, sodass selbst bei Annahme eines Querkraftabtrags ausschließlich über den Druckgurt die Bewehrung

nung nicht ausgenutzt wird. Die Aufhängebewehrung wird aufgrund des höheren Lastniveaus für die Betonfestigkeitsklasse C100/115 insgesamt höher ausgenutzt.

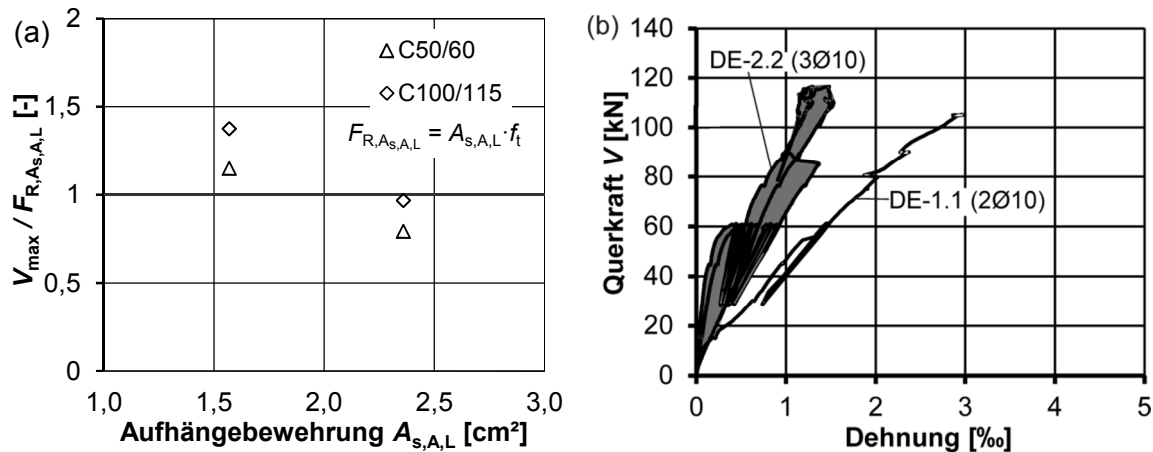


Bild 5-14: (a) Maximale Querkraft über aufnehmbarer Zugkraft der Aufhängebewehrung vor der Öffnung; (b) Beanspruchung der Aufhängebewehrung

Die Auswertung des Ansatzes nach KENNEDY /Ken82/ ergibt keine Vertikalkomponente vor der Öffnung infolge Vorspannung (Bild 4-11), sodass bei dieser Betrachtung zusätzliche Aufgaben als Spaltzugbewehrung infolge Normalkraftumlenkung vor der Öffnung nicht berücksichtigt werden. Eine Beanspruchung der Aufhängebewehrung durch Verankerung der Längsbewehrung im Obergrut kann aufgrund der Querschnittsgeometrie sowie der im Obergurt vorhandenen Bügel ausgeschlossen werden.

Ein Vergleich der in den Versuchen gemessenen Dehnungen der Aufhängebewehrung (Bild 5-14, (b)) belegt die oben dargestellten Beobachtungen. Bei Anordnung von 2Ø10 als Aufhängebewehrung erreicht diese die Fließgrenze von etwa 3 ‰ (vgl. Tabelle 5-2), während die Dehnung im Versuch DE-2.2 deutlich darunter bleibt.

5.4.6 Einfluss auflagnaher Öffnungen

Der Einfluss auflagnaher Öffnungen wird durch Vergleich des Versuchs DE-2.1 mit den Versuchen DE-1.1 und DE-2.2 untersucht. Die Bruchlast des Versuchs mit einer Öffnung im Einleitungsbereich der Vorspannung lag etwa 15 % unter den beiden Vergleichsversuchen. In Bild 5-15 (a) sind die Lastverformungskurven der drei Versuche dargestellt.

Bis etwa 80 % der Traglast ist kein Einfluss der Lage der Öffnung zum Auflager auf das Last-Verformungsverhalten erkennbar. Erst danach nimmt die Verformung für den Träger mit auflagnaher Öffnung stärker zu. Gleichzeitig kommt es zu einer Längsrissbildung entlang der Betonierfuge und am Bauteilrand im Steg sowie vom Steg schräg zu den Rändern des Untergurts verlaufenden Rissen (Bild 5-15 (b)). Das Versagen bleibt duktil.

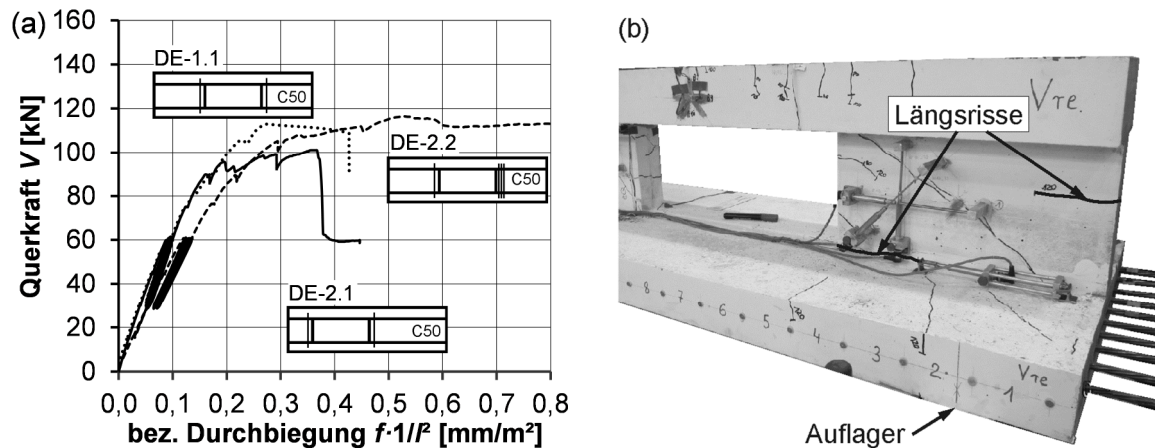


Bild 5-15: (a) Querkraft V über bezogener Durchbiegung f/P der Versuche DE-1.1, 2.1 und 2.2; (b) Rissbild von Versuch DE-2.1 bei etwa 90 % der Bruchlast

Die in der Fuge entstehende Schubbeanspruchung muss nun maßgebend von der Bewehrung aufgenommen werden. Mit zunehmender Verformung steigt die Beanspruchung der Öffnungsecken. Es kann ein kombiniertes Versagen aus Überschreiten der Schubtragfähigkeit in der Fuge mit einer Relativverschiebung zwischen Steg und Untergurt und einer Überschreitung der Momententragfähigkeit in einer Öffnungsecke des Obergurts (Fließen der Längsbewehrung) identifiziert werden.

5.4.7 Einfluss Betonfestigkeit

Der Einsatz höherfester Betone (C100/115) führt zu einer Steigerung der Tragfähigkeit der gegenüber den jeweils äquivalenten Trägern der Betonfestigkeitsklasse C50/60 um etwa 20 %. In den beiden Versuchen DE-3.x mit höherer Betonfestigkeit wurde, ähnlich wie bei dem Versuch mit Anordnung der Öffnung innerhalb der Übertragungslänge, ein Herausschieben des Stegs über den Litzen beobachtet. Zur Ermittlung des Einflusses dieses Versagensbildes auf die Tragfähigkeit wurde die rechnerische Traglast mit dem Verfahren von NEFF bestimmt [Nef06]. Dazu wurde die Querkraftverteilung für den Bruchzustand mit effektiven Steifigkeiten der Gurtquerschnitte ermittelt. Unter Annahme der Lage des Momentennullpunktes in Öffnungsmitte lässt sich die Momenten-Normalkraftbeanspruchung der Gurte in Abhängigkeit der einwirkenden Last P bestimmen. Bei Erreichen der Traglastkurve im M-N-Interaktionsdiagramm des betrachteten Querschnitts ist bei Ausschluss anderer Versagensmechanismen die rechnerische Traglast des Trägers bestimmt. Dieses Verfahren ist in Bild 5-16 für den Obergurt von Versuch DE-1.1 graphisch dargestellt (Anhang B.3).

Versuch [-]	V_{Versuch} [kN]	V_{Neff} [kN]	$V_{\text{Versuch}} / V_{\text{Neff}}$ [-]
DE-1.1	113	122	0,93
DE-2.1	101	116	0,87
DE-2.2	117	120	0,98
DE-3.1	135	167	0,81
DE-3.2	143	167	0,86

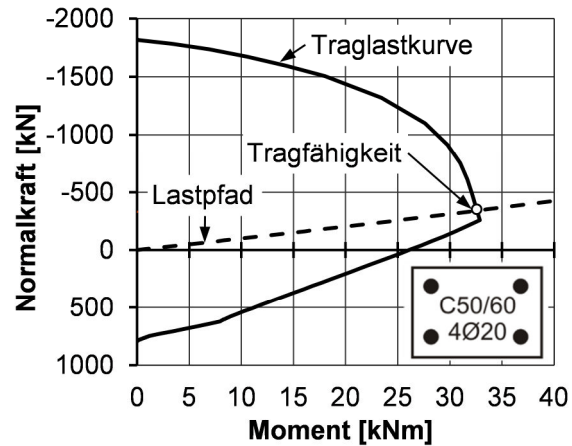


Bild 5-16: Vergleich der Bruchlasten mit den rechnerischen Traglasten nach /Nef06/

Während die Traglasten der Versuche DE-1.1 und 2.2 in sehr guter Übereinstimmung mit dem Versuch ermittelt werden, wird bei den anderen Versuchen die Traglast um etwa 20 % überschätzt (Bild 5-16). Das Versagen der Betonierfuge und das beobachtete Herausschieben des Stegs oberhalb der Litzen hatten für diese Versuche einen ungünstigen Einfluss auf das Gesamttragverhalten und die erreichte Traglast. Unabhängig davon wurde jedoch, wie bei den beiden übrigen Versuchen, ein Fließen der Bewehrung (Fließgelenk in der Öffnungsecke) im Obergurt festgestellt, wodurch das Versagen eingeleitet wurde.

In Bild 5-17 ist das Verhältnis aus aufnehmbarer Schubspannung τ_{Rm} zur einwirkenden Schubspannung τ_{E} der bewehrten Fuge zwischen Steg und Untergurt aufgetragen. Zur Ermittlung von τ_{Rm} wurden in der Bemessungsgleichung für die Fugentragfähigkeit nachträglich ergänzter Querschnitte nach DIN 1045-1 die in den Versuchen ermittelten Mittelwerte der Baustoffkennwerte eingesetzt und über die gesamte Fugenlänge bis zur jeweiligen Öffnung gemittelt. Dabei wurde ohne weiteren Nachweis der Rautiefe eine raue Fuge unterstellt.

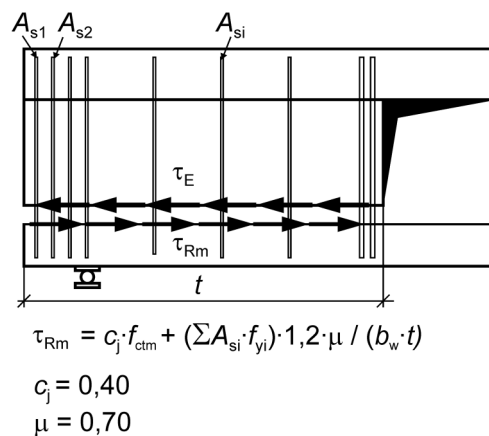
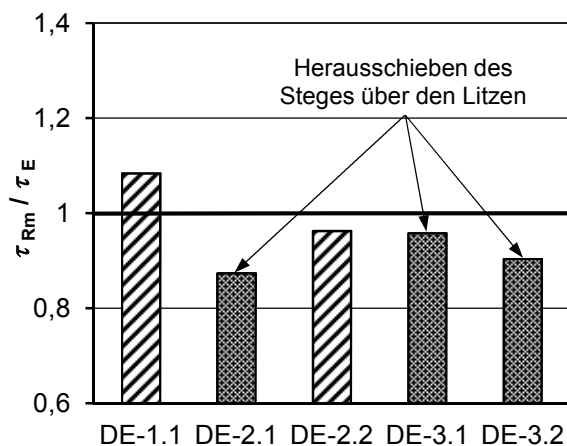


Bild 5-17: Vergleich von einwirkender und aufnehmbarer Schubspannung in der Betonierfuge

Die Ergebnisse dieser Berechnung belegen die oben beschriebenen Versuchsbeobachtungen. Für die Versuche, bei denen ein Herausschieben des Steges über den Litzen im Bruchzustand auftrat, wurden Werte unterhalb von 1,0 und somit ein rechnerischen Versagen bestimmt. Die Bestimmung der aufnehmbaren Schubspannung hängt maßgeblich von der Rauigkeit der Fuge und damit den Parametern c_j und μ sowie der Zugfestigkeit des Betons und der Menge der Verbundbewehrung ab. Diese Größen weisen im Allgemeinen große Streuungen auf. Gleichwohl liefert Bild 5-17 einen qualitativen Beleg für das Versagen der Verbundfuge.

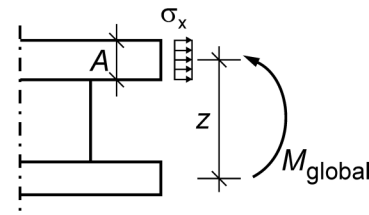
5.4.8 Querkraftverteilung

Zur Bestimmung der Querkraftverteilung in den Versuchen wurden die Messwerte der in der Mitte des Obergurts angeordneten DMS-Rosette ausgewertet (Bild 5-18). Dem Vorgehen in /Twe85/ folgend, wurde aus den Dehnungen die Gleitung γ ermittelt, aus der bei bekanntem Schubmodul G die Schubspannung τ nach HOOKE bestimmt werden kann (Gl. 5.1). Der Schubmodul wurde dazu aus dem belastungsabhängigen Elastizitätsmodul E (Gl. 5.2) und der Querkontraktionszahl $\nu = 0,2$ bestimmt /Nef06/:

$$\tau_{\max} = \gamma G = \gamma \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad (5.1)$$

$$\sigma_x = \frac{E}{(1 - \nu^2)} (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y) ;$$

$$M_{\text{global}} = \sigma_x A z \Rightarrow E = \frac{M_{\text{global}}(1 - \nu^2)}{A z (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y)} .$$



$$(5.2)$$

Durch Integration der Schubspannung unter Annahme eines parabolischen Schubspannungsverlaufs über die Fläche des Druckgurtes ergibt sich die im Obergurt wirkende Querkraft zu

$$V_{\text{OG}} = \int_A \tau dA = \tau_{\max} A \frac{2}{3} . \quad (5.3)$$

Vergleichend zu der so ermittelten Querkraftverteilung wurde aus den Dehnungen der Aufhängebewehrung (Bügeldehnung) die hochgehängte Kraft bestimmt, die ebenfalls der Querkraft des Obergurts entspricht. Die Auswertung dieser beiden Verfahren zur Ermittlung der Querkraftverteilung ist in Bild 5-18 dargestellt. Mit zunehmender Belastung ergeben sich annähernd identische Ergebnisse. Erwartungsgemäß sind die Bügeldehnungen im unteren Belastungsbereich, bei dem sich der Träger überwiegend im Zustand I befindet und damit die Bewehrung nur einen geringen Beitrag zum Lastabtrag liefert, gering, sodass die Obergurtquerkraft unterschätzt wird. Die über die DMS-

Rosette bestimmte Querkraftverteilung bleibt über den gesamten Lastbereich annähernd konstant. Gleiches wurde auch bei den in /Twe85/ beschriebenen Versuchen festgestellt.

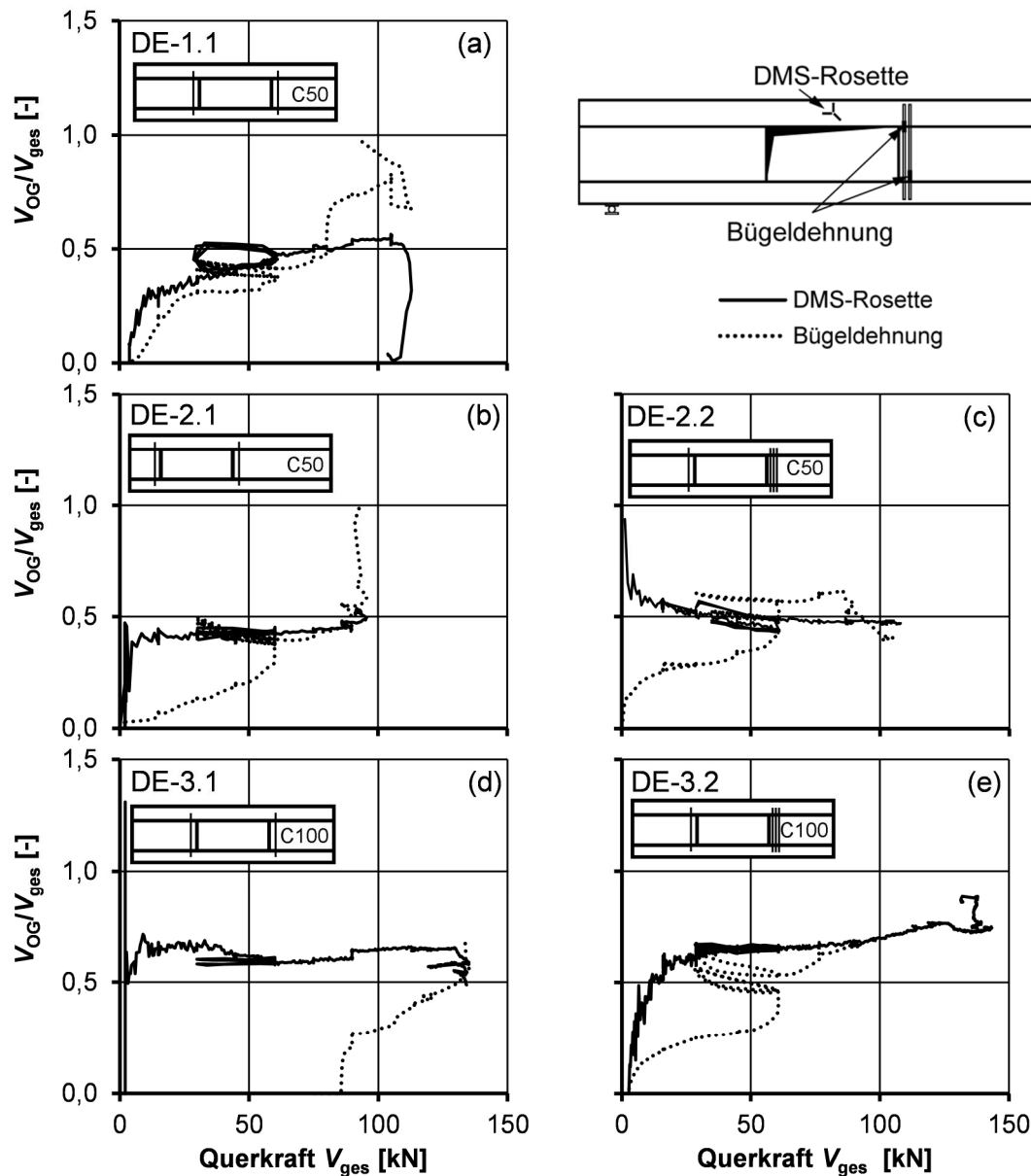


Bild 5-18: Anteil der Obergurtquerkraft über der gesamten Querkraft ermittelt über die Dehnung der Aufhängebewehrung und die DMS-Rosette am Obergurt

Auffallend ist die in Versuch DE-1.1 über die Auswertung der DMS-Rosette ermittelte Obergurtquerkraft im unteren Lastbereich. Der in -45° -Richtung zur Achse des Obergurts angeordnete DMS ermittelte eine nicht zu erwartende Stauchung, die zu diesem geringen Wert führt. Die im oberen Lastbereich über die Bügeldehnungen ermittelten deutlich höheren Werte liegen im Bereich der anderen Versuche.

Eine stärkere Aufhängebewehrung (Versuche DE-2.2 und DE-3.2) bewirkt leicht höhere Obergurtquerkräfte gegenüber den entsprechenden Versuchen mit weniger Be-

wehrungsquerschnitt (DE-1.1 und DE-3.1). Bei Erreichen der Traglast wird mit Ausnahme von Versuch DE-3.1 der Querkraftanteil des Obergurts zu etwa 90 % bestimmt. Der mit dem Verfahren nach /Nef06/ ermittelte Querkraftanteil des Obergurts beträgt bei Erreichen der Traglast für alle Versuche 85-90 % und entspricht damit dem in /Leo77/ angegebenen vereinfachten Wert.

5.5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der exemplarischen Versuche an Ausschnitten von Deckensystemen für flexible Nutzung belegen die generelle Eignung der vorgeschlagenen Systeme zum Einsatz in Gebäudestrukturen aus statisch-konstruktiver Sicht. Die wesentlichen Erkenntnisse aus den Versuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Während im Gebrauchslastbereich (Zustand I) ein erheblicher Teil der Querkraft über den Zuggurt abgetragen wird, ergibt sich im Bruchzustand unabhängig von der Lage der Öffnung, der Betonfestigkeit und des Querschnitts der Aufhängebewehrung ein Querkraftanteil des Druckgurts von etwa 90 %.
- Bei Ausbildung eines Fließgelenks in *einem* der Öffnungsecken im Obergurt ist die Tragfähigkeit des gesamten Trägers erreicht. Für alle Träger wurde ein duktiles Versagen festgestellt.
- Die Verwendung höherer Betonfestigkeiten führt zu einer gegenüber der Druck- und Zugfestigkeit unterproportionalen Steigerung der Querkrafttragfähigkeit.
- Bei einer herstellungsbedingt erforderlichen Betonierfuge zwischen Steg und Untergurt kann die Tragfähigkeit der Fuge insbesondere bei höheren Betonfestigkeiten und geringerer Schubübertragungslänge maßgebend für das Versagen des Trägers sein bzw. wird eine zusätzliche Verbundbewehrung aus Bügeln erforderlich.
- Ein negativer Einfluss der Anordnung einer Öffnung im Spannkrafteinleitungsbereich auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten konnte für die untersuchte Querschnittsgeometrie (Vorspannung im Schwerpunkt des Zuggurts) nicht festgestellt werden. Allerdings ist eine höhere Betonstahlbewehrung zur Aufnahme der Verbund- und Spaltzugkräfte erforderlich.
- Die Anordnung von Öffnungen führt zu einer Zunahme der Verformungen gegenüber einem Vollwandträger. Während diese Zunahme im Gebrauchslastbereich gering ausfällt, ergeben sich im Bruchzustand bis 100 %.
- Die Erhöhung der Aufhängebewehrung bewirkt einen höheren Querkraftanteil im Druckgurt über den gesamten Lastbereich gegenüber den äquivalenten Trägern mit geringerer Aufhängebewehrung. Das Versagen im Öffnungsbereich ist jedoch bei ausreichendem Bewehrungsquerschnitt (Auslegung für 1,0fache Querkraft) nicht von diesem abhängig.

6 Modelle zum Trag- und Verformungsverhalten vorgespannter Träger mit großen Stegöffnungen

6.1 Allgemeines

In den beiden vorangegangenen Kapiteln wurden theoretische Betrachtungen und Parameterstudien mit Modellen aus der Literatur zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Trägern mit großen Öffnungen sowie experimentelle Untersuchungen an Deckenausschnitten in Form von Stegplatten mit zentrisch vorgespanntem Zuggurt durchgeführt. Aus den Ergebnissen dieser beiden Kapitel werden im Folgenden eigene Modelle zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens mit dem Fokus auf die Besonderheiten der entwickelten Deckensysteme hergeleitet.

Die hier vorgestellten Deckenelemente weisen deutliche Abweichungen gegenüber den bisher untersuchten Trägern mit großen Stegöffnungen auf. Diese Abweichungen bestehen vor allem in dem zentrisch vorgespannten Zuggurt mit einer gegenüber dem Druckgurt großen Breite, der Verwendung hochfester Betone mit $f_{cm} = 110 \text{ N/mm}^2$ und dem gewählten Herstellverfahren mit einer Betonierfuge zwischen Untergurt und Steg. Es soll die Anwendbarkeit vorhandener Modelle zur Aufteilung der Querkraft auf Ober- und Untergurt sowie zur Tragfähigkeit überprüft und geeignete Konstruktionsregeln für die Deckenelemente zusammengestellt werden. Die Ableitung eines allgemeingültigen Bemessungskonzepts wird nicht verfolgt.

6.2 Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens

6.2.1 Querkraftverteilung und Traglast

Zusammen mit den Untersuchungen von MANSUR /Man99/ ist das Modell von EHMANN und NEFF /Sch07/ in der Beschreibung des Tragverhaltens am weitesten fortgeschritten. Daher wurde die Gültigkeit dieses Ansatzes zur Aufteilung der Querkraft auf Ober- und Untergurt für die in Kapitel 5 untersuchten Ausschnitte von Deckensystemen überprüft. Die maßgebenden Schnittgrößen in den eigenen Versuchen lassen sich nach Bild 6-1 ermitteln.

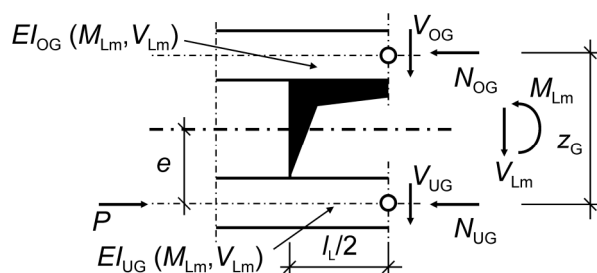


Bild 6-1: Schnittgrößen im Öffnungsbereich der untersuchten Deckensysteme

Unter der Annahme des Momentennullpunktes in Öffnungsmitte berechnen sich die Normalkräfte $N_{OG/UG}$ in den Gurten aus dem Momentengleichgewicht zu:

$$N_{OG} = - \frac{M_{Lm}}{z_G} \quad \text{und} \quad N_{UG} = \frac{M_{Lm}}{z_G} - P \quad (\text{Vorspannung } P \text{ positiv}) \quad (6.1)$$

Unbestimmt bleibt die Aufteilung der Querkkräfte. Auf Grundlage der Zusammenhänge der Baustatik sowie des Materialverhaltens des Verbundbaustoffs Stahl-/Spannbeton erfolgt die Aufteilung der Querkkräfte in Abhängigkeit der zum jeweiligen Belastungszustand vorherrschenden Biegesteifigkeiten $EI_{OG/UG}$ (M_{Lm} , V_{Lm}). Dieses Konzept wurde erstmals von BARNEY /Bar77/ verfolgt und von EHMANN /Ehm02/ sowie NEFF /Nef06/ erweitert. Bild 6-2 zeigt einen Vergleich der in den Versuchen gemessenen Querkraftverteilung mit dem Modell nach /Sch07/.

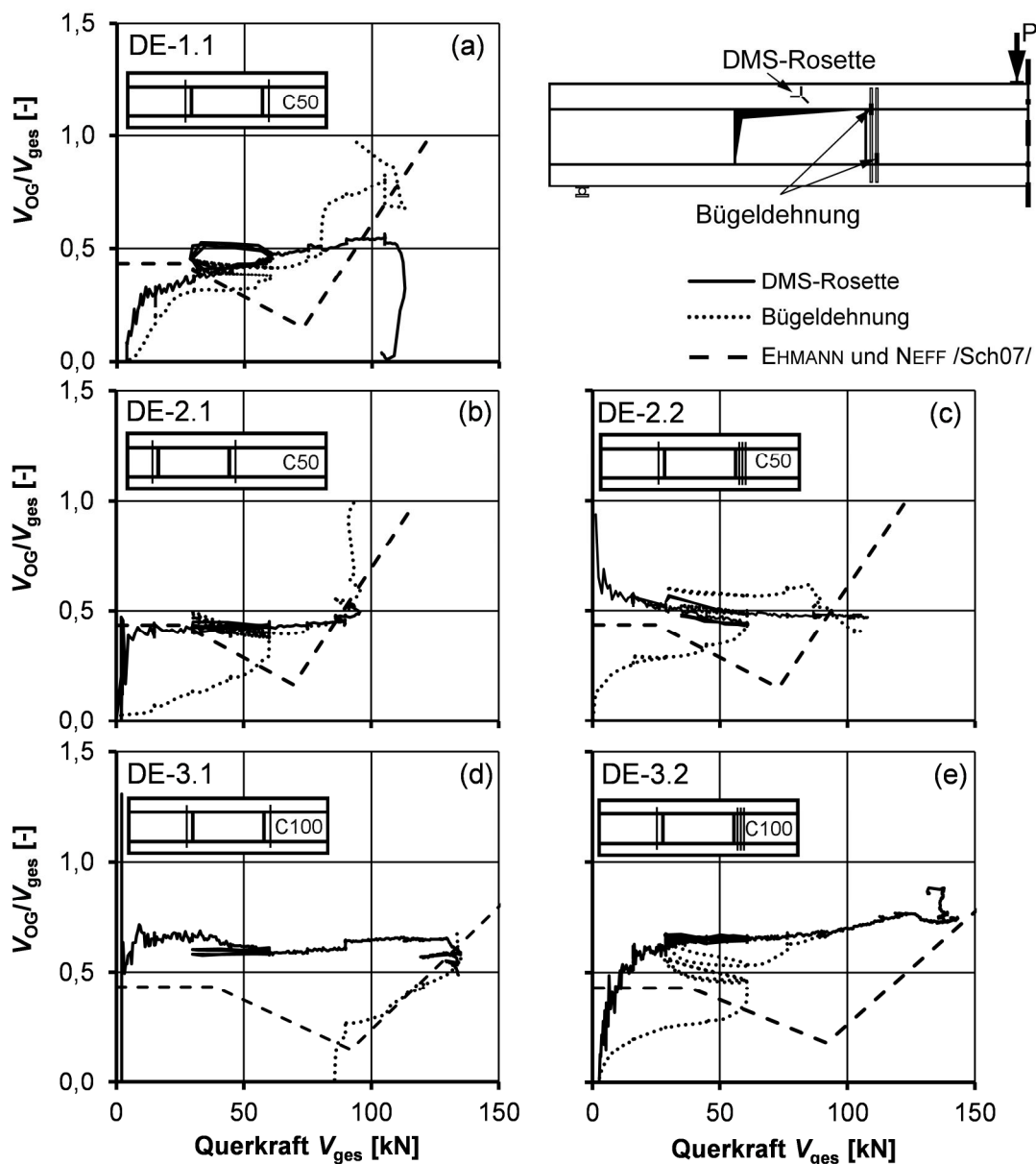


Bild 6-2: Anteil der Obergurtquerkraft über der gesamten Querkraft aus den Versuchen verglichen mit dem Ansatz nach EHMANN und NEFF /Sch07/

Für die einzelnen Versuche ergeben sich unterschiedlich gute Übereinstimmungen des Modells mit den Versuchswerten. Im Bruchzustand entspricht die mit dem Modell nach /Sch07/ berechnete Querkraft im Druckgurt den Versuchswerten (vgl. Kapitel 5.4.8). Für die Versuche DE-1.1, DE-2.1 und DE-3.1 kann auch im Gebrauchslastbereich eine gute Übereinstimmung des Modells mit den Messwerten aus der DMS-Rosette beobachtet werden, während mit zunehmender Belastung etwa die Werte aus den Dehnungen der Bügel berechnet werden. In der Nachrechnung reißt zunächst der Obergurt auf, sodass dessen Querkraftanteil sinkt. Bei Rissbildung im Untergrut wird dann ein zunehmender Anteil der Querkraft über den Obergurt abgetragen.

Bei den Versuchen DE-2.2 und DE-3.2 ist die Übereinstimmung des Modells mit den Versuchen insgesamt weniger gut. Es ergibt sich bereits im Gebrauchslastbereich eine deutliche Abweichung von den theoretischen in Abhängigkeit der effektiven Biegesteifigkeiten der Gurte ermittelten Werten, die auf eine Vorschädigung infolge des jeweils ersten Versuchs zurückzuführen ist (vgl. Kapitel 5.4.2). Der nach dem Modell mit dem Steifigkeitsverlust infolge Rissbildung des Obergurts prognostizierte Abfall des Anteils der Obergurtquerkraft im mittleren Belastungsbereich der Versuche konnte in den Messwerten aus den DMS-Rosetten (Bild 6-2) nicht bestätigt werden. Für die Versuche DE-1.1, DE-2.1 und DE-3.1 lässt sich dieser jedoch aus den Bügeldehnungen am Öffnungsrand ablesen.

Entscheidend für die Genauigkeit des Modells ist die Bestimmung der Biegesteifigkeiten der Gurte, deren Werte sich wie bei üblichen Stahl- und Spannbetonquerschnitten belastungsabhängig ändern. In Bild 6-3 ist die auf die Biegesteifigkeit EI_1 des reinen Betonquerschnitts im Zustand I bezogene effektive Biegesteifigkeit χ der beiden Gurte des Versuchs DE-1.1 über dem einwirkenden Moment für verschiedene Normalkraftbeanspruchungen (bei ca. 50 %, 80 % und 100 % der Bruchlast) dargestellt. Dabei wurden die Materialkennwerte aus den Baustoffproben und das Materialmodell zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung nach DIN 1045-1 verwendet. Die Auswertung erfolgte mit dem Programm INCA2 /Inc06/.

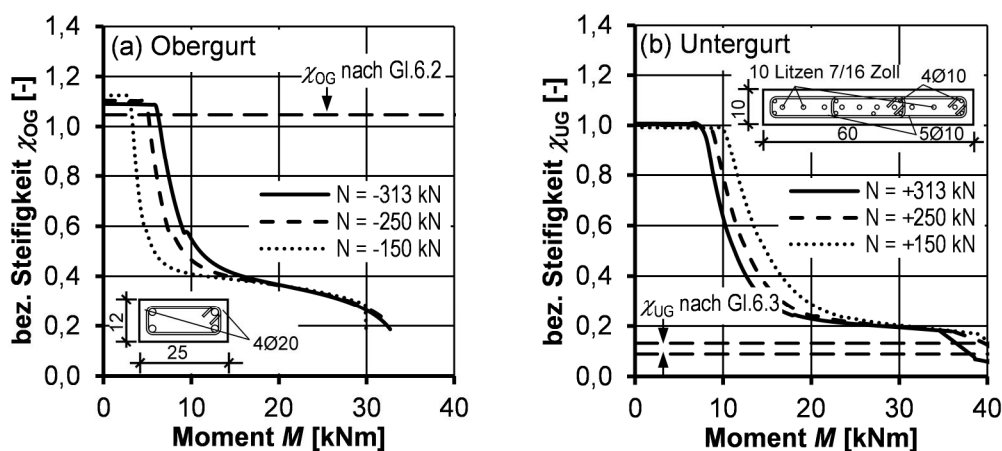


Bild 6-3: Bezogene Biegesteifigkeiten von Ober- und Untergrut über der Momentenbelastung für verschiedene Normalkräfte (Versuch DE-1.1)

Im Druckgurt bewirkt der hohe Bewehrungsgrad zunächst eine gegenüber dem reinen Betonquerschnitt größere Steifigkeit. Je größer die Drucknormalkraft, desto später tritt der Übergang in den Zustand II ein und umso weniger schnell sinkt die Steifigkeit ab. Die Steifigkeit des Zuggurts bleibt zunächst auf dem Niveau des reinen Betonquerschnitts konstant. Der Übergang in den Zustand II erfolgt analog zum Druckgurt früher bei größerer Zugbeanspruchung. Der Abfall erfolgt erst bei größerer Momentenbeanspruchung des Querschnitts. Jedoch fällt die Steifigkeit dann auf ein deutlich geringeres Niveau als beim Druckgurt.

Neben der Schnittgrößenverteilung wird die Steifigkeit im gerissen Zustand vor allem vom Bewehrungsgrad ρ bestimmt. Die Momentenbeanspruchung ist wiederum abhängig von der Querkraftverteilung, so dass zur Bestimmung der Tragfähigkeit ein iteratives Vorgehen erforderlich ist. Mit der Anwendung der folgenden von NEFF angegebenen Näherungslösungen zur Beschreibung der Steifigkeit der Gurte in Abhängigkeit der Normalkraftbelastung können die Steifigkeiten näherungsweise bestimmt werden:

$$\chi_{OG} = 15 \left(\rho_{l,u} + \rho_{l,o} \right) + 0,40 - (n_{OG} - 0,5)^2, \quad (6.2)$$

$$\chi_{UG} = 15 \left(\rho_{l,u} + \rho_{l,o} \right) - 0,25 + (n_{UG} - 0,5)^2. \quad (6.3)$$

Darin sind

$$n_{UG/OG} = \frac{|N_{UG/OG}|}{A_{UG/OG} f_c},$$

die bezogene Normalkraft im Unter-/Obergurt;

$$\rho_{l,o/u} = \frac{A_{s1,oben/unten}}{b_{UG/OG} d_{UG/OG}},$$

der geometrische Bewehrungsgrad der oberen/unteren Bewehrungslage des entsprechenden Gurts (Obergurt und Untergurt).

Diese Näherungslösung basiert auf den in /Gra79/ angegebenen Steifigkeiten im Zustand II, erweitert um den Einfluss der Normalkraft. Die so ermittelten bezogenen Steifigkeiten sind in Bild 6-3 dargestellt. Ausgehend von einer Belastung der Gurte nahe der jeweiligen Tragfähigkeit kann die Steifigkeit für den Zuggurt nach Gleichung 6.3 gut abgebildet werden. Die Steifigkeit für den Druckgurt wird dagegen mit Gleichung 6.2 deutlich überschätzt. Der in den Versuchen ermittelte Anstieg der Querkraft im Obergurt bei höheren Lasten fällt dabei etwa mit dem theoretisch ermittelten Abfall der Steifigkeit im Zuggurt bei einem Moment von etwa 10 kNm zusammen (vgl. Bild 6-3 (b)). Der Vergleich der so ermittelten Steifigkeitsverhältnisse mit den Versuchsbeobachtungen belegt die Anwendbarkeit des vereinfachten Modells (Bild 6-2).

Das Modell von EHMANN und NEFF kann demnach für die Beschreibung der entwickelten Deckenelemente verwendet werden. Insbesondere die zutreffende Bestimmung

der Querkraftverteilung im für eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebenden Bruchzustand wird als ausreichende Voraussetzung für die sichere Anwendung angesehen. Für die Versuche deckt sich der Wert der anzusetzen Querkraft im Obergurt mit dem bereits in /Leo77/ angegebenen Wert von $0,9 V_{\text{ges}}$, der in der allgemeinen Bemessungspraxis angewendet wird.

Bei der Methode nach MANSUR zur Bemessung eines Trägers mit Öffnungen ist das Versagen bei der Ausbildung von plastischen Gelenken an allen vier Öffnungsecken erreicht /Man99/. Zur Ermittlung der Traglast werden bei gewählter Bewehrung M-N-Interaktionsdiagramme für die beiden Gurte bestimmt. Die Verteilung der Querkräfte auf die beiden Gurte erfolgt bei bekannter Traglast rekursiv. Die Traglast der eigenen Versuche fiel mit dem Erreichen der Tragfähigkeit an einer der Öffnungsecken im Obergurt zusammen. Die Ausbildung einer Gelenkkette wurde dagegen nicht beobachtet. Durch Auswertung der M-N-Interaktionsdiagramme für den Zuggurt konnte festgestellt werden, dass dieser bei Erreichen der Traglast nicht die Traglastkurve erreichte. Für eine sichere Bemessung wird daher empfohlen, auf den Einsatz der Fließgelenkmethode zu verzichten.

6.2.2 Aufhängebewehrung

Die Empfehlungen zur Bestimmung der Aufhängebewehrung sind zahlreich und teilweise stark voneinander abweichend (vgl. Kapitel 4.4.4). In den Versuchen konnte durch Vergrößerung der Aufhängebewehrung auf einen Wert oberhalb von

$$A_{s,A,L} = \frac{V_{\text{ges}}}{f_y} \quad (6.4)$$

mit

$A_{s,A,L}$	Aufhängebewehrung auf der Lastseite,
V_{ges}	einwirkende globale Querkraft in Öffnungsmitte und
f_y	Fließgrenze des Stahls

keine wesentlichen Traglaststeigerung erzielt werden. Aufgrund der zentrisch im Untergurt angeordneten Vorspannung beeinflusst diese bei Betrachtung der in Kapitel 4.4.4 vorgestellten Modelle nicht den erforderlichen Querschnitt der Aufhängebewehrung, da zum einen der im Auflagerbereich ungerissene Zuggurt wie der Druckgurt zur Querkraftabtragung beiträgt und zum anderen die einwirkende Normalkraft vor der Öffnung nicht umgelenkt wird (vgl. Bild 6-1 und Bild 4-11). EHMANN stellte in seinen Untersuchungen fest, dass die Querkraftverteilung unabhängig vom Aufhängebewehrungsquerschnitt ist, solange dieser mindestens V_{ges} abdeckt.

Die Erforderniss einer zweiten Aufhängebewehrungsreihe in einem größeren Abstand von der Öffnung konnte mit den eigenen Versuchen weder bestätigt noch widerlegt

werden. Bei Betrachtung der Rissbilder und der Dehnungen in den Bügeln außerhalb des Öffnungsbereichs (Anhang A) ist trotz Vorpannung für normal- und hochfeste Betone stets eine Querkraftbewehrung in den Stegen zur Sicherstellung einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit erforderlich.

Aus Gründen der Rissbreitenbeschränkung werden häufig größere Bewehrungsquerschnitte empfohlen /Man99/, /Ken95b/. Die entwickelten Deckensysteme werden als Innenbauteile im Geschossbau in der Expositionsklasse XC 1 eingesetzt. Mit der Vorspannung sollte zur Begrenzung der Durchbiegung im Gebrauchslastbereich eine Biegerissbildung an der Plattenunterseite weitgehend ausgeschlossen werden. Nach DIN 1045-1 ist ferner eine maximale Rissbreite unter häufiger Lastfallkombination von $w_k = 0,2$ mm einzuhalten /DIN08/. In den Versuchen traten im Gebrauchslastbereich Schubrisse im Steg und Biegerisse in den Öffnungsecken im Obergurt auf, deren Breite maximal 0,2 mm betrug, während der vorgespannte Zuggurt ungerissen war. Eine Querschnittsvergrößerung der Aufhängebewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ist daher bei den untersuchten Stegplatten nicht erforderlich.

6.2.3 Berücksichtigung des Herstellverfahrens

Die Herstellung der Deckenausschnitte in zwei Betoniervorgängen führt zu einer Schwächung des Gesamtsystems. In den Versuchen wurde teilweise ein kombiniertes Versagen aus der Bildung eines Fließgelenks in einer der Öffnungsecken des Obergurts und der Überschreitung der Fugentragfähigkeit zwischen Steg und unterer Platte festgestellt. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Traglast ist daher der Einfluss der Fuge in der Bemessung zu berücksichtigen.

Im Nachweis nachträglich ergänzter Querschnitte nach DIN 1045-1 wird die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit und der Fugenbewehrung ermittelt. Dazu werden unterschiedliche Rauigkeiten definiert. Während die Herstellung einer so genannten „rauen“ Fuge in der Regel leicht zu realisieren ist (z. B. durch Rechen), sind für eine verzahnte Fuge gesonderte Maßnahmen zu ergreifen. Alternativ zur Verzahnung kann das Wasserstrahlen sein, bei der das Zuschlagskorn freigelegt wird. Die infolge der Abmessungen der entwickelten Deckensysteme hohen auftretenden Schubbeanspruchungen in der Fuge erfordern eine Fugenbewehrung. Dies gilt insbesondere bei der Verwendung hochfester Betone.

6.3 Modell zur Beschreibung des Verformungsverhaltens

6.3.1 Allgemeines

Die zeitabhängigen Verformungen von Stahl- und Spannbetonträgern können mit den bekannten Modellen gut beschrieben werden (vgl. Kapitel 4.5). Durch geeignete Wahl

der Betoneigenschaften und der Zeitpunkte der Belastung lassen sich die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1 sicher einhalten. Zur Beschreibung des Einflusses von Stegöffnungen auf das Last-Verformungsverhalten wurde eine Reihe unterschiedlicher Modelle entwickelt, deren Vorhersagen der Verformungen für die entwickelten Deckensysteme stark voneinander abweichen. In diesem Kapitel wird auf Basis der eigenen Versuche und Versuchen aus der Literatur ein Modell hergeleitet sowie ein vereinfachter Ansatz zur Bestimmung der Zusatzverformungen infolge von Stegöffnungen in vorgespannten Trägern entwickelt.

6.3.2 Versuchsdatenbank

In Kapitel 4.5.1 wurden die wesentlichen Modelle zur Beschreibung des Einflusses von Stegöffnungen auf die Verformungen vorgestellt und anhand einer Parameterstudie miteinander verglichen. Die Eignung dieser Modelle zur Vorhersage der Zusatzverformungen wird mit einer Versuchsdatenbank (vgl. Anhang C) sowohl für Stahl- als auch für Spannbetonträger überprüft. Das Gebrauchslastniveau wurde in Anlehnung an /Man99/ durch Division der Bruchlast mit dem Faktor $\gamma = 1,7$ für jeden Versuch separat definiert.

Während in der Literatur die Daten zum Bruchzustand bzw. für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gut dokumentiert sind, ist die Datenbasis im Bereich des Gebrauchslastniveaus begrenzt. Von den bekannten Versuchen aus der Literatur konnten für Vergleiche 24 Stahlbetonträger und 14 Spannbetonträger aus acht Versuchsserien von sechs verschiedenen Forschern ausgewertet werden /Man92/, /Tan96/, /Din99/, /Pes06/, /Bar77/, /Tad99/, /Heg11/ (Bild 6-4).

In Bild 6-4 ist die Verteilung der Versuche über die bezogenen Öffnungsabmessungen in Form von Histogrammen dargestellt.

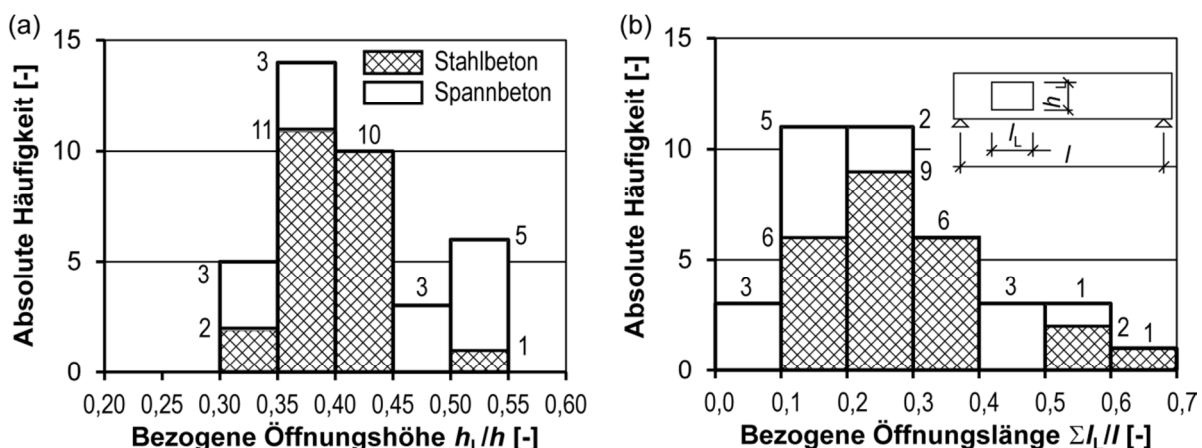


Bild 6-4: Histogramme für 38 Stahl- und Spannbetonträger mit großen Stegöffnungen

Trotz der begrenzten Versuchsanzahl decken diese einen breiten Bereich praxisrelevanter Öffnungsabmessungen sowohl für Stahl- als auch für Spannbetonträger ab. Für

bezogene Öffnungshöhen h_L/h unterhalb von 0,28 kann der Einfluss der Öffnung auf die Verformung vernachlässigt werden /Ehm02/ und diese wurden demnach nicht in die Auswertung einbezogen. Versuche mit Öffnungshöhen oberhalb von $0,55h$ fehlen in der Datenbank, da diese bei Trägerhöhen bis etwa 1,0 m konstruktiv kaum realisierbar sind. Die bezogene Öffnungslänge $\Sigma l_L/l$ reicht von 0,075 (Einzelöffnung) bis zu 0,66 (Zwei große Öffnungen mit $l_L/l = 0,33$). Eine Einzelöffnung hat dabei eine maximale Länge von $0,4l$. Die Stützweiten der Träger liegen zwischen 3,00 und 13,70 m bei Bauteilhöhen von 0,40-0,90 m. Einzelheiten zu den einzelnen Versuchsserien und aussortierte Versuche sind in Anhang C zusammengestellt.

6.3.3 Vergleich bekannter Modelle zur Bestimmung der Zusatzverformungen

Die Zusatzverformungen Δw ergeben sich durch Differenzbildung der Verformungen von Trägern mit und ohne Öffnungen. Sofern vorhanden, wurden dazu die Ergebnisse eines Referenzversuchs herangezogen. Ansonsten wurden die Verformungen eines äquivalenten Vollwandträgers mit den bekannten Methoden der Baustatik bzw. nach DAfStb-Heft 240 /Gra91/ ermittelt. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit unter Gebrauchslasten wurde dabei der Steifigkeitsverlust infolge Rissbildung berücksichtigt. Bild 6-5 zeigt einen Vergleich der jeweils ermittelten Gesamtverformungen mit den Versuchsergebnissen zunächst für die Stahlbetonträger.

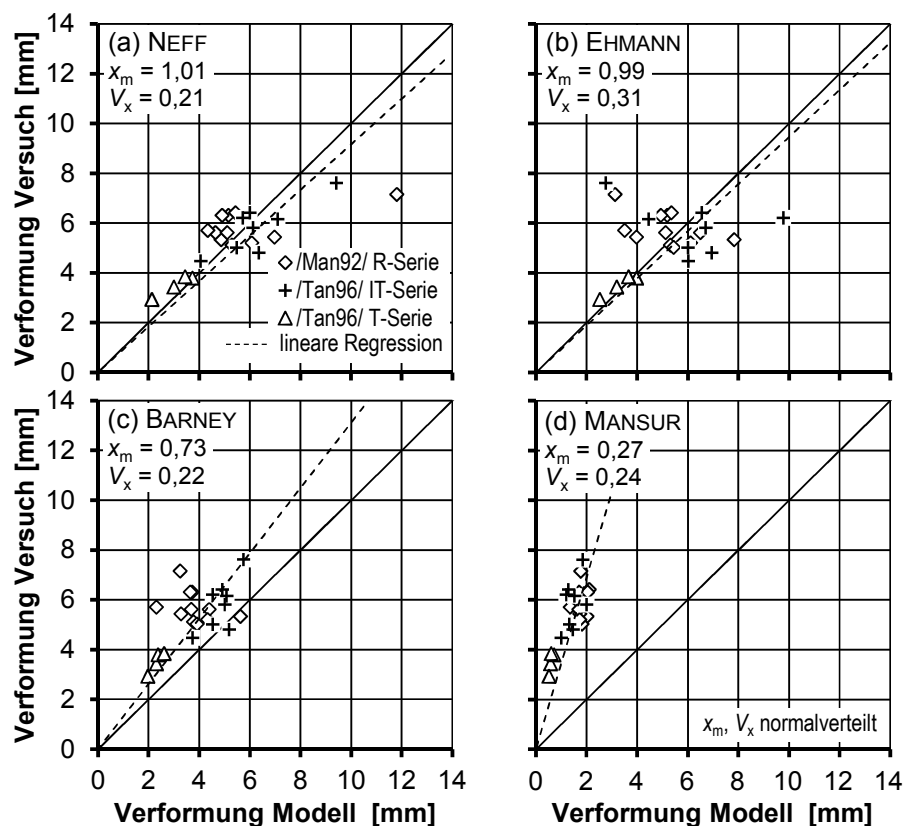


Bild 6-5: Versuchsverformungen von Stahlbetonträgern aufgetragen über rechnerische Verformungen unterschiedlicher Modelle unter maximaler Gebrauchslast

Die beiden empirischen Modelle (Bild 6-5 (a) und (b)) wurden an der Versuchsserie R aus /Man92/ sowie Finite-Elemente Berechnungen kalibriert und weisen einen Mittelwert x_m von etwa 1,0 auf. Der Variationskoeffizient des Verfahrens nach NEFF /Nef06/ liegt mit $V_x = 0,21$ deutlich unter demjenigen nach EHMANN /Ehm02/ ($V_x = 0,31$). Die mechanischen Modelle nach BARNEY /Bar77/ und MANSUR /Man92/ (Bild 6-5 (c) und (d)) unterschätzen die Verformungen hingegen deutlich. Die Variationskoeffizienten liegen jedoch mit $V_x = 0,22$ und $0,24$ im vertretbaren Bereich. Beide Ansätze vernachlässigen allerdings die bei Stahlbetonbauteilen bereits im Gebrauchslastbereich auftretende Rissbildung.

In Bild 6-6 ist der Vergleich der Modelle mit den 14 Spannbetonträgerversuchen dargestellt. In den Versuchen von SAVAGE /Sav96/ an Trägern mit einer Spannweite von 13,70 m wurden Verformungen von etwa 20 mm gemessen, die zur besseren Übersicht nicht in den Diagrammen dargestellt sind, jedoch bei der Ermittlung der Mittelwerte und Variationskoeffizienten berücksichtigt wurden.

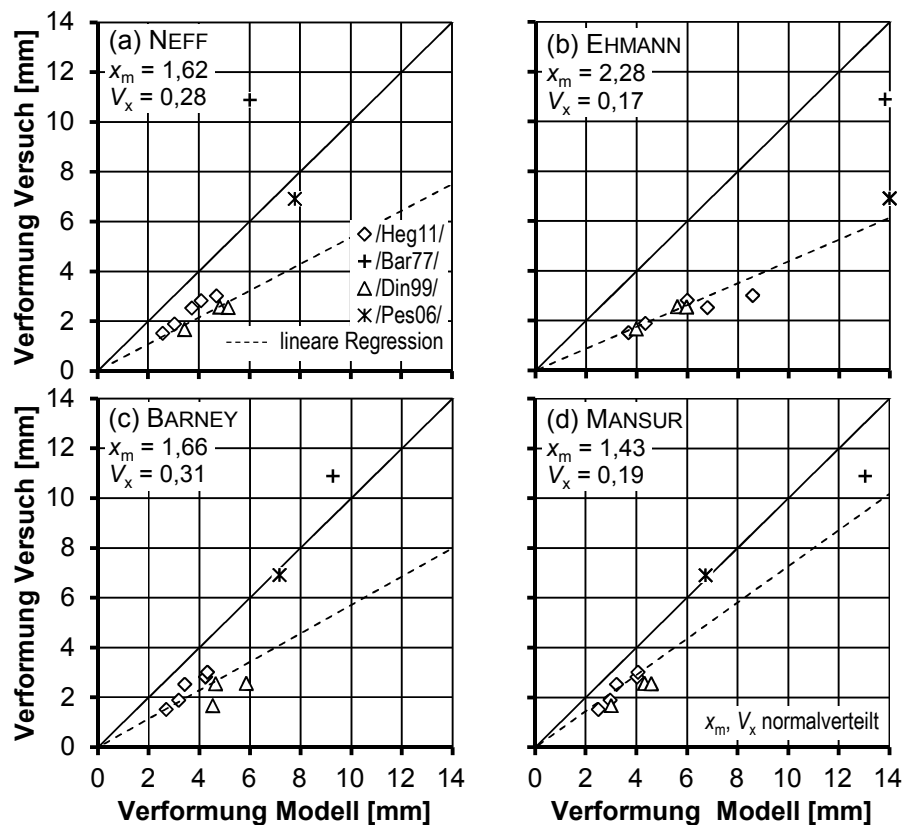


Bild 6-6: Versuchsverformungen von Spannbetonträgern unter maximaler Gebrauchslast aufgetragen über rechnerische Verformungen unterschiedlicher Modelle

Sowohl die mechanischen als auch die empirischen Modelle überschätzen die Verformungen deutlich. Die Streuungen liegen mit Ausnahme des Modells von EHMANN jeweils etwa im selben Bereich, wie für die Stahlbetonträger. Das Verfahren nach MANSUR beschreibt die Versuche an Spannbetonträgern mit einem Mittelwert von $x_m = 1,43$ und einem Variationskoeffizienten von $V = 0,19$ am zutreffendsten.

Die Zusatzverformung infolge einer Stegöffnung ergibt sich für den Ansatz von BARNEY mit Gl. 4.8 dann zu (vgl. Kapitel 4.5.1):

$$w_L = \frac{V_{Lm}(l_L)^3}{12E_c(I_{OG,II} + I_{UG,II})}. \quad (6.6)$$

Bei dem Verfahren nach MANSUR werden die Verformungen für abschnittsweise konstante Biege- und Schubsteifigkeiten aus einer linear-elastischen Berechnung des Trägers bestimmt. Ausgehend vom gerissenen Zustand des Stahlbetonträgers wird durch die Öffnung die Biegesteifigkeit gegenüber der Betrachtung eines aufgerissenen Vollquerschnitts nicht beeinflusst. Die Ermittlung der Druckzonenhöhe x_{II} im Zustand II mit den in /Lit94/ angegebenen Zusammenhängen zeigte, dass diese für alle betrachteten Versuchskörper innerhalb des Querschnitts des Druckgurts (im Bereich der Öffnung) lag.

Für die äquivalente Schubsteifigkeit $(GA)_{\text{äq}}$, die aus dem Vergleich der Verformung eines Schubfeldes mit dem eines Rahmensystems nach Bild 4-17 bestimmt wurde, wurden ähnlich wie bei dem modifizierten Ansatz nach BARNEY die Biegesteifigkeit im Zustand II verwendet:

$$(GA)_{\text{äq}} = \frac{12E_c(I_{OG,II} + I_{UG,II})}{l_{L,\text{eff}}^2} \quad (6.7)$$

mit

$I_{OG/UG,II}$ Biegesteifigkeit der Ober-/Untergurts im Zustand II nach Gleichung 6.5;
 $l_{L,\text{eff}}$ effektive Öffnungslänge nach Bild 4-17

Die unter Verwendung der beschriebenen reduzierten Steifigkeiten ermittelten Gesamtverformungen nach /Bar77/ und /Man92/ sind in Bild 6-8 den Versuchswerten gegenübergestellt. Die Berücksichtigung der Rissbildung in den mechanischen Modellen führt zu einer zutreffenden Annäherung der Versuchsergebnisse. Beide Modelle bestimmen die Verformungen leicht auf der sicheren Seite mit Mittelwerten x_m von 1,10 und 1,05. Die Streuungen sind gegenüber den empirischen Ansätzen mit einem Variationskoeffizienten von $V_x = 0,13$ geringer (vgl. Bild 6-5). In den Diagrammen von Bild 6-8 wurden neben der Winkelhalbierenden zwei Geraden eingeführt, die eine Abweichung von dieser um $\pm 20\%$ beschreiben. Dieser Prozentwert ergibt sich aus der für eine Verformungsvorhersage üblichen Genauigkeit aufgrund des in der Praxis in Abhängigkeit des verwendeten Zuschlagkorns häufig stark streuenden E-Moduls von Beton /Man99/, /Gra91/. In Eurocode 2 werden Streuungen von $+20\%$ bei Verwendung von Basaltzuschlägen bis -30% für Kalkstein- und Sandsteingesteinskörnungen gegenüber Betonen mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen angegeben /DIN05/. Lediglich zwei Versuche liegen bei beiden Modellen außerhalb dieses Streubereichs.

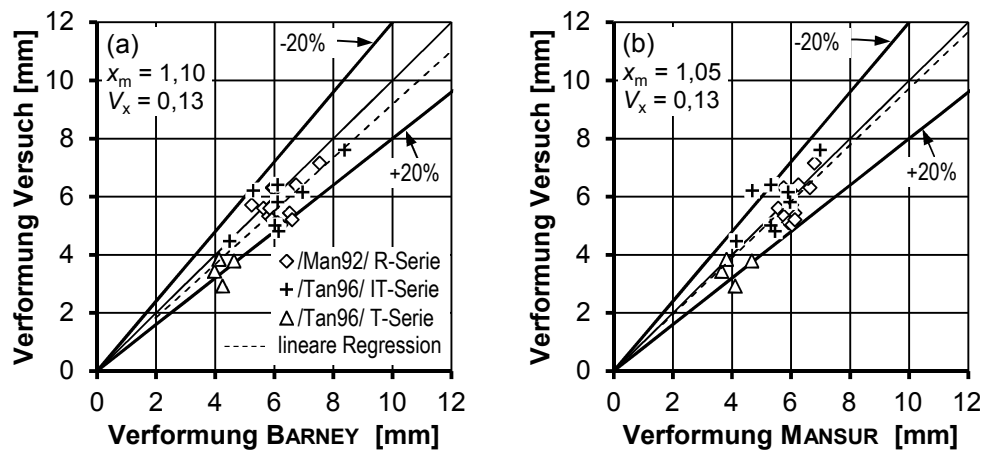


Bild 6-8: Versuchsverformungen von Stahlbetonträgern über rechn. Verformungen mechanischer Modelle mit Rissbildung; (x_m , V_x normalverteilt) unter maximaler Gebrauchslast

Bild 6-9 zeigt die Auswertung der beiden Verfahren für die bezogene Öffnungslänge und Öffnungshöhe. Neben der guten Übereinstimmung mit den Versuchswerten werden die beiden wesentlichen Einflussfaktoren auf die Zusatzdurchbiegung infolge von Stegöffnungen trendfrei wiedergegeben. Hierbei liefert das Verfahren nach MANSUR für die bezogene Öffnungshöhe einen günstigeren Trend.

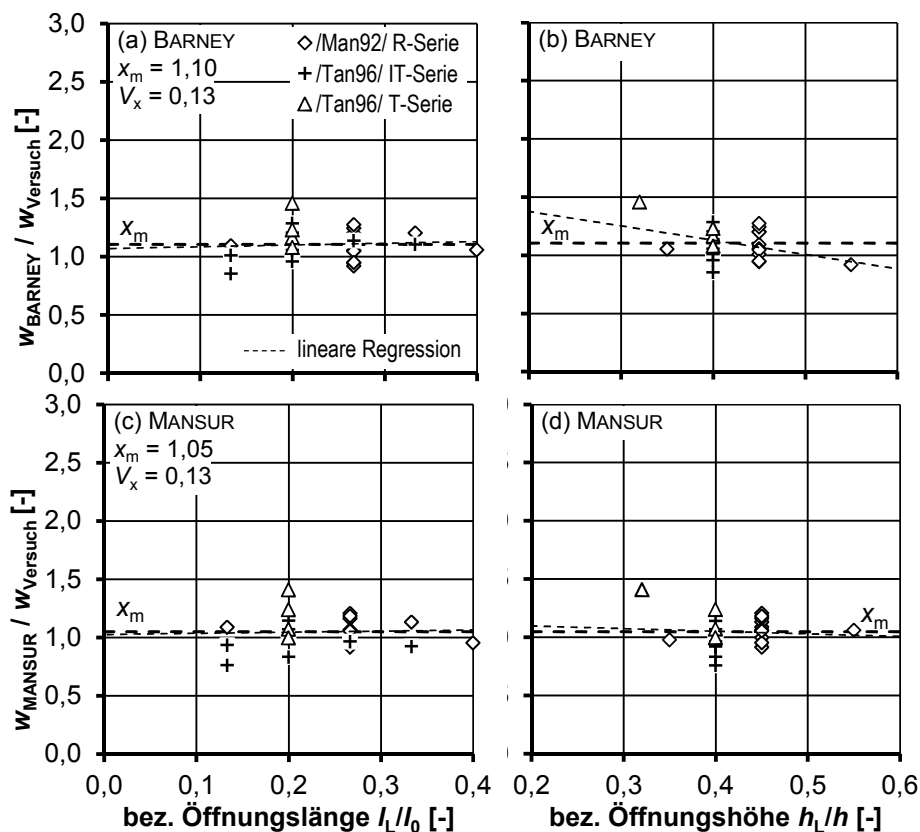


Bild 6-9: Vergleich der berechneten und gemessenen Verformungen von Stahlbetonträgern mit Rissbildung für die Ansätze von BARNEY (a), (b) und MANSUR (c), (d) in Abhängigkeit von bezogener Öffnungslänge und Öffnungshöhe

Das um die Rissbildung erweiterte Verfahren nach /Bar77/ eignet sich aufgrund der einfachen Beziehungen in den maßgebenden Formeln gut für eine Handrechnung und ist den in Kapitel 6.2.2 vorgestellten empirischen Modellen aufgrund der deutlich besseren Übereinstimmung mit den Versuchen vorzuziehen. Das modifizierte Verfahren nach /Man92/ eignet sich ebenfalls zur Vorhersage der Verformungen von Stahl- und Spannbetonträgern mit großen Stegöffnungen. Die Verwendung der abschnittsweise konstanten Steifigkeiten erfordert jedoch stets eine Integration der Verformungen über die Trägerlänge, so dass dieses Verfahren für eine Handrechnung ungeeignet ist.

6.3.5 Herleitung eines vereinfachten Verfahrens zur Ermittlung der Zusatzverformungen von Spannbetonträgern mit großen Stegöffnungen

In den beiden vorangegangenen Kapiteln wurde die Anwendbarkeit verschiedener Modelle zur Bestimmung der Zusatzverformungen infolge großer Stegöffnungen in Stahl- und Spannbetonträgern anhand des Vergleichs mit Versuchsergebnissen überprüft. Dabei erreicht das Verfahren nach MANSUR die jeweils beste Übereinstimmung mit den Versuchswerten und eine nahezu trendfreie Abbildung der wesentlichen Parameter (vgl. Bild 6-9 und Anhang C). Daher wird dieser Ansatz im Folgenden als Ausgangspunkt für die Ableitung eines vereinfachten Verfahrens für Spannbetonträger verwendet.

Für Spannbetonträger kann im Allgemeinen von einem ungerissenen Zustand im Gebrauchslastbereich ausgegangen werden (vgl. Kapitel 6.2.2., Bild 6-6). Die wesentlichen Einflussgrößen auf die Zusatzverformungen infolge einer Stegöffnung sind:

- Öffnungshöhe h_L und -länge l_L ;
- Anzahl der Öffnungen n und
- Lage der Öffnung ausgedrückt über das Verhältnis der globalen Schnittgrößen $M_{\text{global}}/V_{\text{global}}$.

Anhand einer Parameterstudie mit dem in Bild 6-10 dargestellten Träger wird der Einfluss einzelner Einflussgrößen auf die Zusatzverformungen untersucht. Es erfolgt eine Stabwerksberechnung am Gesamtsystem unter Anwendung des Verfahrens nach /Man92/ mit dem Finite-Elemente Programm InfoCAD /Inf10/ unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens.

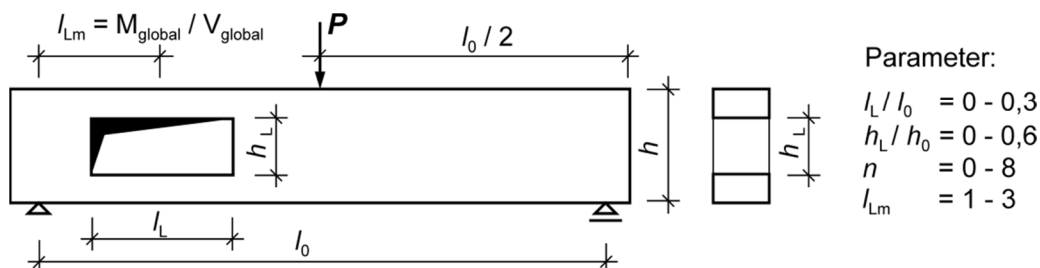


Bild 6-10: Träger für die Parameterstudie mit Variationsparametern

Die Variation der Einflussgrößen deckt den gesamten praxisrelevanten Bereich ab. Für jede Kombination wird das Verhältnis aus Verformung des Trägers mit Öffnung w_L zu der eines Vollwandträgers w_{Massiv} bestimmt und über den verschiedenen Parametern aufgetragen. In Bild 6-11 sind die Ergebnisse der Parameterstudie für die bezogene Öffnungshöhe h_L/h und –länge l_L/l_0 dargestellt.

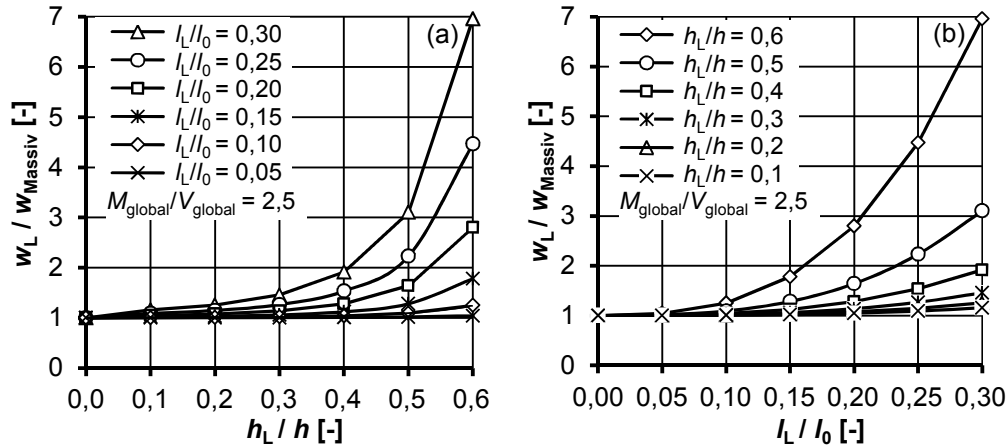


Bild 6-11: Verformungsverhältnis w_L/w_{Massiv} aufgetragen über (a) bezogene Öffnungshöhe h_L/h und (b) bezogene Öffnungslänge l_L/l_0

Es zeigt sich, dass die Verformungen mit steigender Öffnungshöhe und Öffnungslänge exponentiell zunehmen. Im Grenzbereich ergibt sich eine Vergrößerung der Verformungen gegenüber einem Vollwandträger um den Faktor sieben, während die Verformungszunahme bei üblichen Öffnungsabmessungen unterhalb von 100 % bleibt. Bild 6-12 zeigt die Auswertung der Parameterstudie für die beiden Einflussfaktoren Öffnungsanzahl und Lage der Öffnung für ausgewählte Verhältnisse von Öffnungs- zu Trägergeometrie.

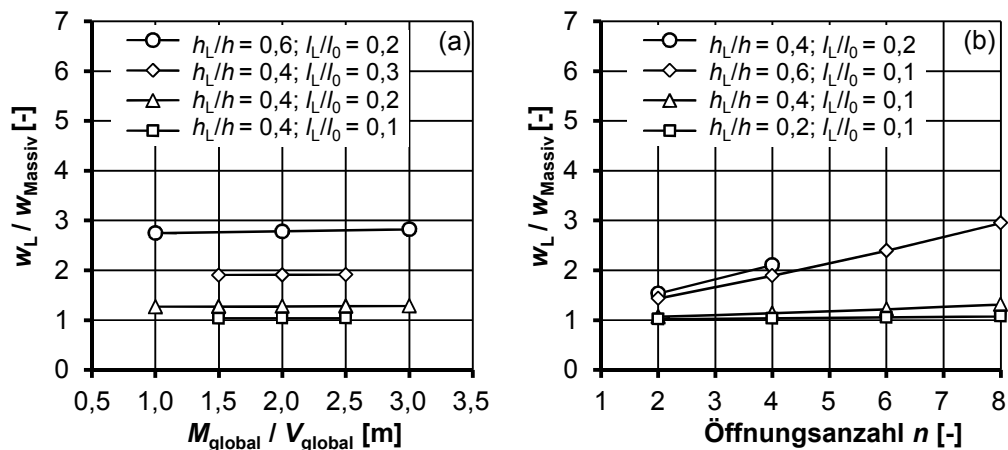


Bild 6-12: Verformungsverhältnis w_L/w_{Massiv} aufgetragen über (a) Lage der Öffnung $M_{\text{global}}/V_{\text{global}}$ und (b) Öffnungsanzahl n

Wie zu erwarten, hat die Lage der Öffnung $M_{\text{global}}/V_{\text{global}}$ bei der gewählten Belastungsanordnung keinen Einfluss auf die Verformungen infolge der Stegöffnungen (Bild

6-12 (a)). Dieses Verhalten wurde auch in den von EHMANN und NEFF durchgeführten nichtlinearen FE-Berechnungen beobachtet /Ehm02/, /Nef06/. Über die gesamte Trägerlänge wirkt eine konstante Querkraft. Maßgebend für die Zusatzverformungen sind die Schubverformungen des Öffnungsbereichs infolge der reduzierten Schubsteifigkeit. Die Biegesteifigkeit wird dagegen kaum von der Anordnung einer Öffnung beeinflusst. Für den praxisüblichen Gleichlastfall mit einer linearen Querkraftverteilung über die Trägerlänge liegen die hier untersuchten Verhältnisse auf der sicheren Seite (vgl. Bild 6-15), da sich im mittleren Teil des Trägers unter Streckenlasten kleinere Querkräfte ergeben. Bei der Entwicklung eines vereinfachten Verfahrens kann der Einfluss der Lage der Öffnung daher vernachlässigt werden.

Für die Anzahl von Öffnungen kann aufgrund dieser Überlegungen ein linearer Zusammenhang mit der Zusatzverformung festgestellt werden (Bild 6-12 (b)). Es reicht demnach aus, die Zusatzverformungen infolge einer Einzelöffnung zu bestimmen und diese mit der Anzahl der vorhandenen Öffnungen zu multiplizieren. Es bleiben die beiden wesentlichen Parameter bezogene Öffnungslänge und –höhe, die in einem vereinfachten Verfahren berücksichtigt werden müssen.

Die in Bild 6-11 dargestellten Zusammenhänge lassen sich in einer dreidimensionalen Darstellung zusammenführen, so dass eine Oberfläche mit insgesamt 49 Datenpunkten entsteht.

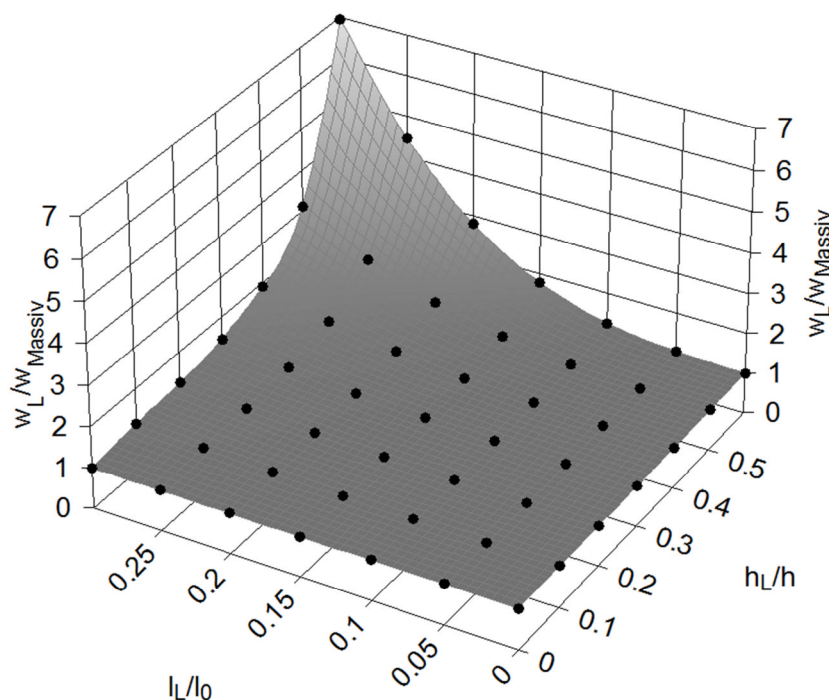


Bild 6-13: Bezogene Verformung w_L/w_{Massiv} über bezogener Öffnungshöhe h_L/h und bezogener Öffnungslänge l_L/l_0 in dreidimensionaler Darstellung

Die Herleitung eines vereinfachten Ansatzes zur mathematischen Beschreibung dieser Oberfläche erfolgte mit dem Programm TableCurve 3D /Sys02/. Dieses Programm

ermöglicht nach dem Einlesen dreidimensionaler Datenpunkte eine Visualisierung als Oberfläche und bietet eine Vielzahl gängiger mathematischer Funktionen zur Beschreibung dieser Oberflächen an. Für die in Bild 6-13 dargestellte Oberfläche wurde eine Funktion ausgewählt, die diese mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,993$ beschreibt:

$$\frac{w_L}{w_{\text{Massiv}}} = n \cdot 4,12 \cdot 10^{-4} e^{\left(9,65 \frac{h_L}{h} + 12,67 \frac{l_L}{l_0}\right)} + 1. \quad (6.8)$$

mit

- n Anzahl der Öffnungen;
- h_L / h Öffnungs- / Trägerhöhe
- l_L / l Öffnungs- / Trägerlänge

Die Auswertung dieser Gleichung ist in Bild 6-14 (a) dargestellt. Ein Vergleich dieser Darstellung mit Bild 6-13 zeigt die gute Übereinstimmung der Näherungslösung mit den Daten der Parameterstudie. Die Abweichung von diesen Daten ist in Bild 6-14 (b) in Form der Residuen der einzelnen Datenpunkte dargestellt. Die Näherungslösung nach Gl. 6.8 liefert vor allem im vorderen, praxisrelevanten Bereich eine hohe Genauigkeit. Größere Abweichungen ergeben sich im Randbereich der betrachteten Datenbasis vor allem bei großen bezogenen Öffnungshöhen.

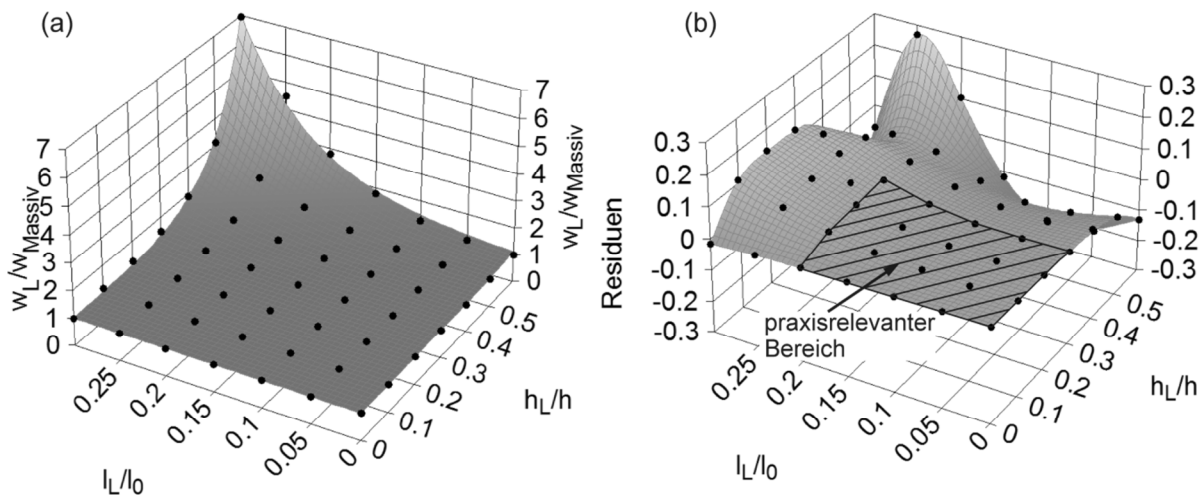


Bild 6-14: Bezogene Verformung w_L/w_{Massiv} nach Gl. 6.8 (a) und entsprechende Residuen (b) über bezogener Öffnungshöhe h_L/h und bezogener Öffnungslänge l_L/l_0

Zur Verifikation des entwickelten Ansatzes wird dieser für die in Kapitel 6.2.1 beschriebenen Versuche ausgewertet. Aufgrund des geringen Einflusses auf die Biegesteifigkeit werden dabei Öffnungen im reinen Biegebereich vernachlässigt. Bild 6-15 (a) zeigt den Vergleich des eigenen Ansatzes mit den Versuchsergebnissen.

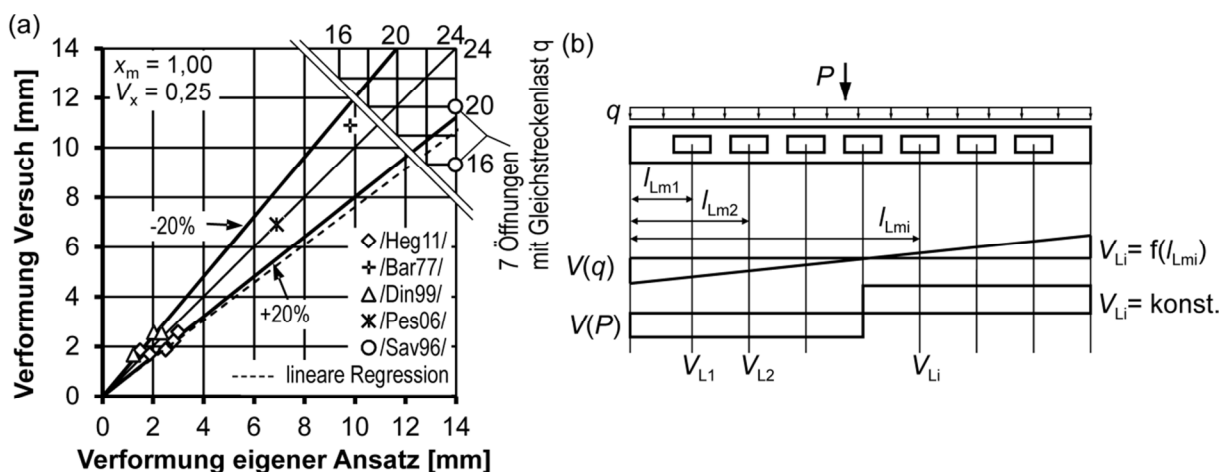


Bild 6-15: (a) Versuchsverformungen von Spannbetonträgern über Verformungen nach eigenem Ansatz; Mittelwert x_m und Variationskoeffizient V_x (normalverteilt); (b) Einfluss des Querkraftverlaufs

Mit einem Mittelwert von $x_m = 1,00$ und einem Variationskoeffizienten $V_x = 0,25$ liefert der eigene Ansatz eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Versuche von SAVAGE et al. /Sav96/ wiesen mit einer Anzahl von sieben Öffnungen und einer Gleichstreckenlast gegenüber allen anderen Versuchen zwei Besonderheiten auf. Aufgrund des in Bild 6-15 (b) qualitativ dargestellten Einflusses der Belastungsart auf die an jeder Öffnung wirkenden Querkraft wird mit dem eigenen Ansatz die Verformung der Versuche von SAVAGE überschätzt. Den eigenen Berechnungen liegt eine über die Trägerlänge konstante Querkraft zugrunde.

In Bild 6-16 ist das Verhältnis von rechnerischer Verformung w_{cal} nach Gl. 6.8 zur den Versuchsergebnissen $w_{Versuch}$ über die maßgebenden Einflussgrößen aufgetragen. Die Versuchsergebnisse werden mit dem eigenen Modell für die Parameter Öffnungsanzahl, -höhe und Lage der Öffnung (Bild 6-16 (a), (b), (d)) annähernd trendfreie beschrieben. Bei der Öffnungslänge wird dagegen eine weniger gute Abbildung festgestellt. Dabei ist zu beachten, dass die vorliegenden Versuche nur einen begrenzten Bereich von möglichen Öffnungslängen abdecken und die Öffnungsanzahl mit der Lage der Öffnung korreliert. Bei Vorliegen weiterer Versuchsdaten mit abweichenden Öffnungslängen sollte der Ansatz hinsichtlich dieser Einflussgröße nochmals überprüft werden.

Mit dem eigenen Ansatz können die Zusatzverformungen infolge Stegöffnungen in vorgespannten Trägern mit einer einfachen Handrechnung bestimmt werden. Unter Berücksichtigung der bei der Verformungsvorhersage großen üblichen Streuungen, die vor allem auf den E-Modul und das zeitabhängige Materialverhalten von Beton zurückzuführen sind, liefert der entwickelte Ansatz eine zutreffende Abbildung der Versuchsbeobachtungen.

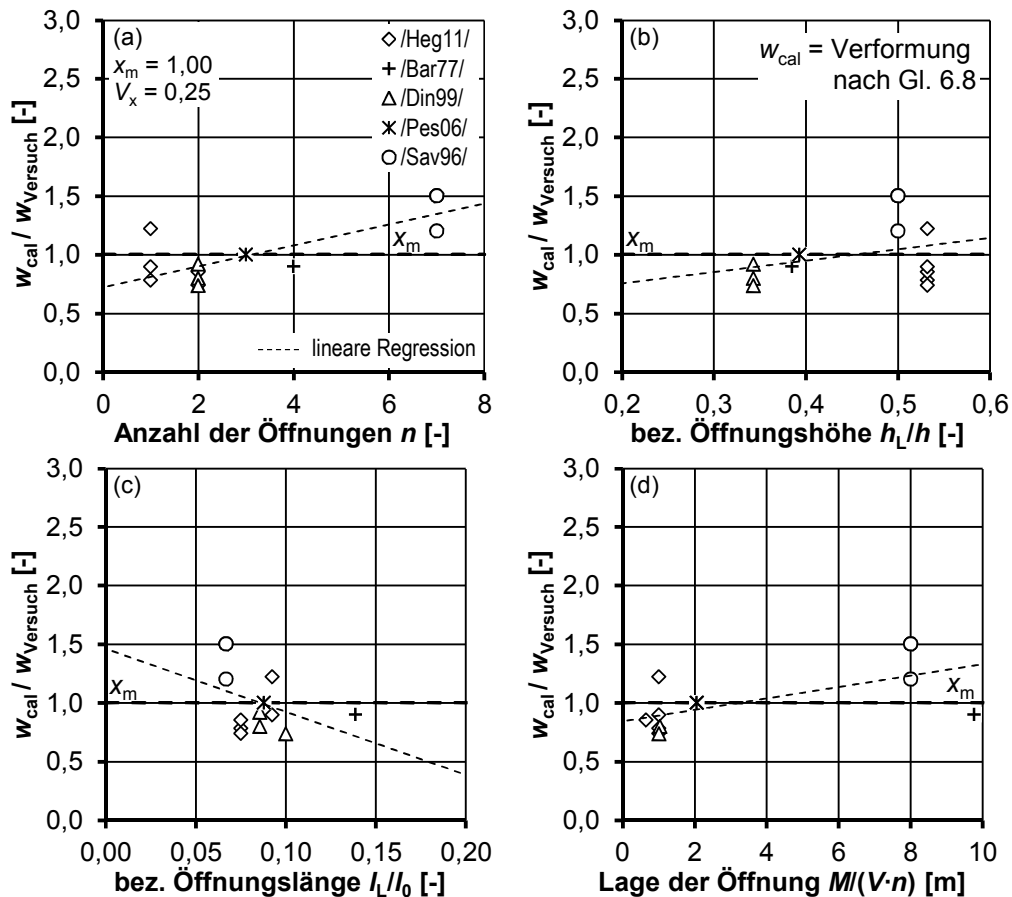


Bild 6-16: Versuchsnachrechnung von Spannbetonträgern nach eigenem Ansatz für verschiedene Einflussfaktoren; Mittelwert x_m und Variationskoeffizient V_x (normalverteilt)

6.4 Zusammenstellung eines Bemessungskonzepts

Für die entwickelten Deckensysteme wird aus den eigenen Versuchen, einer Datenbank und den Parameterrechnungen folgendes Konzept zur Bemessung abgeleitet (Bild 6-17).

- Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Verformungen (1):

Die zeitabhängigen Verformungen können mit dem in Kapitel 4.5.2 vorgestellten Verfahren zunächst ohne Berücksichtigung der Stegöffnungen bestimmt werden. Die zeitabhängige Vorspannung ist dabei so auszulegen, dass für die maßgebende Lastfallkombination von ungerissenen Querschnitten ausgegangen werden kann.

Die ermittelten Verformungen sind dann mit dem Vergrößerungsfaktor nach Gleichung 6.8 zur Berücksichtigung von Stegöffnungen zu erhöhen.

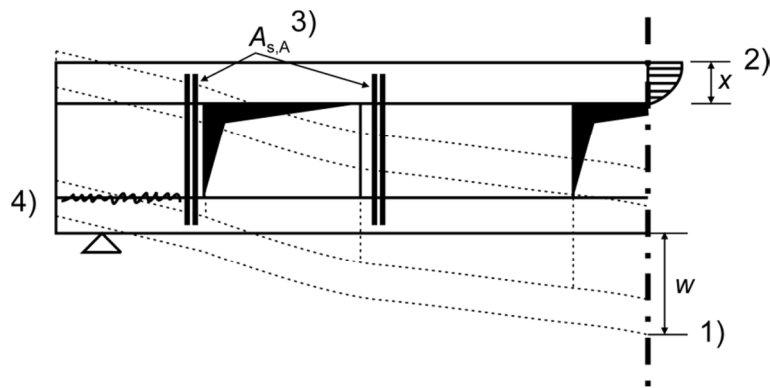


Bild 6-17: Nachweisstellen des Bemessungskonzepts

- Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit am globalen Tragsystem (2):
Die Bemessung erfolgt analog der Bemessung eines Trägers ohne Öffnungen. Dabei muss die Druckzonenhöhe im Öffnungsquerschnitt innerhalb der Höhe des Druckgurts liegen.
- Bemessung der Öffnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (3):
Zunächst wird die Querkraftverteilung mit vereinfachten Annahmen z. B. /Leo77/ abgeschätzt und die Gurte werden mit M-N-Interaktionsdiagrammen vorbemessen. Mit der gewählten Bewehrung wird die Querkraftverteilung nach /Nef06/ (Gleichungen 6.2 und 6.3) ermittelt und die Bewehrung der Gurte gegebenenfalls angepasst.

Die Aufhängebewehrung ist für $1,0 V_{Ed}$ auszulegen. Wird die Vorspannung nicht zentrisch im Untergurt angeordnet, ist deren Einfluss bei der Ermittlung der erforderlichen Aufhängebewehrung zu erfassen (z. B. nach Bild 4-11). Werden höhere Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Rissbreiten) gestellt, kann eine größere Aufhängebewehrung erforderlich sein, die z. B. mit den vereinfachten Angaben nach /Ehm02/ bestimmt werden kann.

- Bemessung der Betonierfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit (4):
Eine herstellbedingte Betonierfuge zwischen Untergurt und Steg ist in der Bemessung zu berücksichtigen. Der Nachweis der Fuge kann mit dem Ansatz nach DIN 1045-1 für nachträglich ergänzte Querschnitte erfolgen.

7 Ökologische Bewertung

7.1 Untersuchungsmethodik

Zur Bewertung der ökologischen Dimension der Nachhaltigkeit ist die Ökobilanz eine allgemein anerkannte und bereits genormte Methode. Abweichend von DIN EN 14040 /DIN06/ bzw. DIN EN 14044 /DIN09/ wurden die in dieser Arbeit vorgestellten Ökobilanzen keiner externen Begutachtung unterzogen, da das Erkenntnisinteresse dem Variantenvergleich galt. Dennoch können die Ergebnisse als belastbar angesehen werden. Es werden die allgemein anerkannten und in /Deu07/ für den Betonbau identifizierten Indikatoren verwendet, die in Tabelle 7-1 den ökologischen Zielen zugeordnet sind.

Tabelle 7-1: Ökologische Ziele und zugehörige Indikatoren

Ökologische Ziele	Indikatoren
Schutz des Klimas	Treibhauspotenzial (GWP)
Schutz der Ozonschicht	Ozonabbau­potenzial (ODP)
Geringe Belastung von Erde, Wasser, Luft	Versauerungspotenzial (AP) Eutrophierungspotenzial (EP) Photooxidantienpotenzial (POCP)
Schonung der energetischen Ressourcen	Primärenergie nicht erneuerbar (PE n. e.) Primärenergie erneuerbar (PE e.)

Auf Basis des Stadtbausteins werden im Folgenden in Abhängigkeit des betrachteten Parameters auf unterschiedlichen Ebenen vom Bauteil über die Tragstruktur bis zum gesamten Gebäude und der zeitlichen Dimension von der isolierten Betrachtung der Herstellphase bis zum gesamten Lebenszyklus einschließlich Nutzung und Beseitigungsphase Parameterstudien durchgeführt (Bild 7-1). Es werden demnach unterschiedliche funktionelle Einheiten verwendet. Bei der Betrachtung einzelner Lebenszyklusphasen werden stets die entsprechenden Vorketten erfasst. Bauprozesse, Hilfsmaterialien und Verschnitt sowie Transporte werden nicht berücksichtigt.

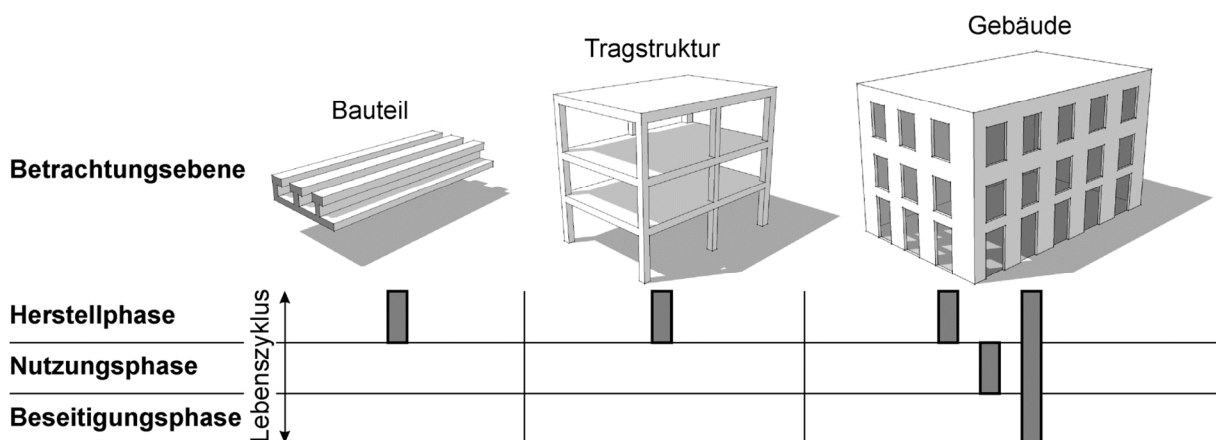


Bild 7-1: Betrachtungsebenen und zeitliche Dimension für die ökologische Bewertung

7.2 Baustoffprofile

Entscheidend für die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse einer Ökobilanz im Rahmen der Nachhaltigkeitsbewertung ist eine stabile Datenbasis. In den Untersuchungen wurden für die Betone, den Beton- und den Spannstahl die im Forschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“ entwickelten Baustoffprofile verwendet /Deu07/. Diese Baustoffprofile wurden mit der Software GaBi 4 /PEI07/ modelliert /Hau11/. Die benötigten Informationen wurden von Herstellern und Verbänden bereitgestellt oder aus der Literatur herangezogen. Weitere Baustoffprofile wurden aus der vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung veröffentlichten Datenbank Ökobau.dat aus dem Jahr 2009 entnommen /Bun09b/. Diese Baustoffprofile sind im Allgemeinen bei einer Bewertung nach dem deutschen Bewertungssystem zu verwenden. Beide Arten von Baustoffprofilen sind kompatibel, da die Datenbank Ökobau.dat unter Verwendung der Software GaBi 4 erstellt wurde und daher dieselben Hintergrundprozesse enthält. Tabelle 7-2 zeigt die verwendeten Baustoffprofile für die Betone /Ble10/.

Tabelle 7-2: Ökobilanzielle Baustoffprofile für 1 m³ Beton /Bun09b/, /Hau11/ sowie bewehrten Leichtbeton /IBU10/

Indikator	Einheit	Transportbeton						Hebel® Porenbeton ^a
		C20/25	C25/30	C30/37	C40/50	C45/55	C50/60	
PE n.e.	MJ	1024	1108	1196	1379	1437	1494	2406
PE e.	MJ	19,3	20,9	22,5	25,6	26,6	27,7	67,4
GWP	kg CO ₂ -Äq.	196	217	237	276	289	303	276,9
ODP	kg R11-Äq.	5,3·10 ⁻⁶	5,8·10 ⁻⁶	6,3·10 ⁻⁶	7,3·10 ⁻⁶	7,60·10 ⁻⁶	7,9·10 ⁻⁶	10,9·10 ⁻⁶
AP	kg SO ₂ -Äq.	0,36	0,38	0,42	0,48	0,5	0,52	0,350
EP	kg PO ₄ -Äq.	0,050	0,054	0,058	0,067	0,07	0,072	0,055
POCP	kg C ₂ H ₄ -Äq.	0,036	0,039	0,043	0,049	0,051	0,053	0,039

^a inklusive Bewehrung; MJ: Megajoule

Die aufgeführten Baustoffprofile C20/25 bis C50/60 wurden für 1 m³ Transportbeton nach dem Ansatz „cradle to gate“ entwickelt und werden im Folgenden auch für den in den Fertigteilen eingesetzten Beton verwendet. Demnach werden die Aufwendungen für die Herstellung des Betons von der Entnahme aller Stoffe und Energieträger aus der Natur bis zur Auslieferung des Transportbetons am Werk betrachtet. Der Transport zum Kunden liegt außerhalb der Systemgrenzen und wird demnach nicht mitbilanziert.

Zudem wurde ein produktspezifisches Baustoffprofil (Umwelt-Produktdeklaration (EPD)) für einen bewehrten Hebel® Porenbeton verwendet, das vom Institut für Bauen und Umwelt e. V. (IBU) in einer Produkt-Deklaration veröffentlicht wurde /IBU10/. Die Datengrundlage beruht auf einer Datenaufnahmen seitens der Firma Xella Baustoffe GmbH (Deklarationsinhaber) aus dem Jahre 2008 für die Rezeptur und den

Werksbetrieb. Die Daten des eingesetzten Zements stammen aus dem Jahre 2007. Die relevanten Hintergrunddatensätze wurden der Datenbank der Software GaBi 4 entnommen oder vom Hersteller zur Verfügung gestellt. Solche speziell für einzelne Baustoffe oder Bauteile entwickelten Baustoffprofile dürfen ebenfalls bei einer Bewertung mit dem deutschen Bewertungssystem /Bun09c/ verwendet werden.

Für den Betonstahl wurde in /Ble10/ ein Baustoffprofil ausgehend von den Werkdaten eines typischen deutschen Elektrostahlwerks erstellt und verwendet, das in Tabelle 7-3 aufgeführt ist. Bilanziert wurde bis zur Auslieferung des Stahls am Werkstor („cradle to gate“). Soweit vorhanden, wurden die Vorketten der Datenbank GaBi 4 entnommen. Das so ermittelte Baustoffprofil weist mit Ausnahme des Eutrophierungspotenzials EP (Abweichung von ca. 40%) eine gute Übereinstimmung mit den Daten aus der Datenbank GaBi 4 auf. Dagegen ergeben sich zum Teil große Unterschiede gegenüber dem in der Ökobau.dat /Bun09b/ vorhandenen Baustoffprofil (Tabelle 7-3).

Tabelle 7-3: Ökobilanzielle Baustoffprofile für 1 t Betonstahl und 1 t Spannstahl (Bezugsjahr 2007)

Indikator	Einheit	Betonstahl /Ble10/	Betonstahl ^a /Bun09b/	Spannstahl (70/30 %) ^b
Primärenergie nicht erneuerbar (PE n. e.)	MJ	9581	12400	19107
Primärenergie erneuerbar (PE e.)	MJ	838	985	856
Treibhauspotenzial (GWP)	kg CO ₂ -Äq.	676	874	1415
Ozonabbaupotenzial (ODP)	kg R11-Äq.	84,8 · 10 ⁻⁶	78,5 · 10 ⁻⁶	4,23 · 10 ⁻⁵
Versauerungspotenzial (AP)	kg SO ₂ -Äq.	1,37	1,64	3,814
Eutrophierungspotenzial (EP)	kg PO ₄ -Äq.	0,120	0,139	0,340
Photooxidantienpotenzial (POCP)	kg C ₂ H ₄ -Äq.	0,162	0,274	0,586

^a Ohne Sicherheitszuschlag von 10% wegen fehlendem unabhängigem Review nach /Bun09b/, ^b Produktionsmix 70 % Hochofenprozess, 30% Elektrostahlverfahren

Für Spannstahl kann im Gegensatz zum Bewehrungsstahl nicht davon ausgegangen werden, dass er aus Schrott im Elektroofen erschmolzen wird. Vielmehr ist wegen der unbekannten Handelsbeziehungen zu erwarten, dass ein nennenswerter Teil aus integrierten Stahlwerken mit Hochofen stammt. Aufgrund fehlender Daten wurde für den Spannstahl jedoch derselbe Datensatz verwendet wie für Betonstahl. Auf Basis des weltweiten Produktionsmix kann man von einem Verhältnis von 70 % Stahl aus dem Hochofenprozess zu 30 % aus dem Elektrostahlverfahren ausgehen. Da die beiden Stahlherstellverfahren sich in ihren ökologischen Wirkungen unterscheiden, wird unter dieser Annahme für eine Sensitivitätsanalyse in Kapitel 7.6.2 der ebenfalls in Tabelle 7-3 aufgeführte Datensatz für Spannstahl verwendet.

Detaillierte Angaben zu den Randbedingungen für die Ermittlung der Baustoffprofile sind /Ble10/ zu entnehmen. Die Liste der übrigen Baustoffe reicht von anderen Tragschichten (z. B. Mauerwerk) über Bekleidungen (z. B. Gipskartonplatten), Abdichtungen (z. B. Bitumenbahnen), Dämmschichten (z. B. Glaswolle und Mineralfaserplatten)

und Oberflächen (z. B. Putze und Anstriche) bis hin zu Materialien der technischen Gebäudeausrüstung (z. B. Polypropylen-Rohre) /Ble10/.

7.3 Normierte Baustoffprofile

Zur Identifizierung der für den Betonbau besonders relevanten ökologischen Wirkungen wurden für einen Beton der Festigkeitsklasse C25/30 sowie den Betonstahl eine Normierung der Baustoffprofile durchgeführt. Dabei werden die im vorangegangenen Kapitel 7.2 aufgeführten Indikatoren auf die in Deutschland jährlich entstehenden Gesamtumweltwirkungen (Bezugsjahr 2008) aus der Datenbank GaBi 4 /PEI07/ bezogen. Bild 7-2 zeigt die so ermittelten normierten Umweltwirkungen getrennt für den Beton und den Betonstahl.

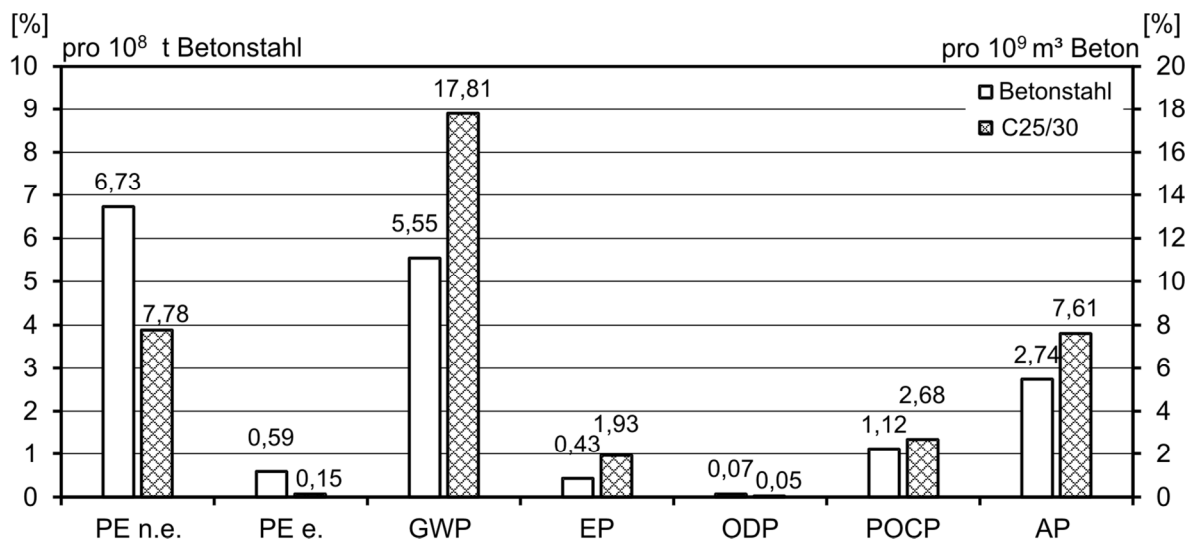


Bild 7-2: Auf die Gesamtumweltwirkungen in Deutschland bezogene Wirkungen für Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und Betonstahl BSt 500

Demnach erzeugen 10^9 m³ Beton der Festigkeitsklasse C25/30 etwa 17,81 % des jährlich in Deutschland entstehenden Treibhauspotentials ausgedrückt in kg CO₂-Äquivalent. Die einzelnen Umweltwirkungen weisen eine deutlich variierende Bedeutung für die Belastung der Umwelt auf. So haben die erneuerbare Primärenergie und das Ozonabbaupotenzial (ODP) nur einen geringen Einfluss auf die Umweltwirkungen bezogen auf Deutschland, wohingegen das Treibhauspotenzial (GWP) eine bedeutende Rolle einnimmt (Faktor 10³). Aufgrund des geringen Anteils der erneuerbaren Primärenergie an der gesamten Primärenergie wird in den folgenden Darstellungen die Summe aus erneuerbarer und nicht erneuerbare Primärenergie zu einem Wert zusammengefasst.

7.4 Bauteilebene

7.4.1 Deckenfertigteile

Der Einfluss der Wahl eines Fertigteilsystems auf die Ökobilanz einer Deckenkonstruktion wurde durch einen Vergleich verschiedener auf dem Markt erhältlicher Fertigteildeckensysteme untersucht. Es wurden acht Spannbetonhohlplatten, zwei Spannbetonmassivdecken, zwei mit Betonstahl bewehrte Hohlplatten, eine vorgespannten Elementdecke und eine Leichtbetonmassivplatte zusammengestellt. Die entsprechend eingebaute Beton- und Stahlmenge wurde anhand der Herstellerangaben ermittelt.

Als funktionelle Einheit wurde ein Quadratmeter Deckensystem einer einachsig gespannten Platte mit einer Stützweite von 6,0 m, einer Ausbaulast von $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und einer Verkehrslast von $q_k = 2,80 \text{ kN/m}^2$ (Nutzlast und Trennwandzuschlag) gewählt. Es wurde eine Feuerwiderstandsklasse von F90 gefordert, so dass sich für ein Wohn- und/oder Bürogebäude übliche Randbedingungen ergeben. Hergestellt werden alle vorgespannten Fertigteile mit Spannstahl St 1570/1770 und alle schlaff bewehrten mit Betonstahl BSt 500S. Die vorgespannte Elementdecke ist mit Spann- und Betonstahl bewehrt. Tabelle 7-4 zeigt eine Übersicht der verwendeten Betongüte.

Tabelle 7-4: Deckenplatten und zugehörige Betonfestigkeitsklassen

Fertigteil	Anzahl gesamt	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	P4,4 ^a
Spannbetonhohlplatte	8			7	1	
Spannbetonmassivdecke	2			2		
Hohlplatten schlaff bewehrt	2	1	1			
Elementdecke vorgespannt	1		1			
Leichtbetonmassivplatte	1					1

^a Bezeichnung nach DIN 4223-1 /DIN03/, $f_{ck} = 4,4 \text{ MPa}$

In Bild 7-3 sind die benötigten Beton- und Stahlmengen sowie die Deckendicken und das Eigengewicht der einzelnen Fertigteilsysteme dargestellt. Die Leichtbetonmassivdecke erfordert aufgrund des geringsten Eigengewichts und der gleichzeitig geringen Festigkeit des Porenbetons die größte Deckenhöhe und den größten Stahlverbrauch. Das höchste Gewicht weist die vorgespannte Elementdecke auf, für deren Herstellung auch die größte Menge an Beton benötigt wird. Die Spannbetonhohlplatten haben ein geringeres Eigengewicht und den geringsten Materialverbrauch. Vorgespannte Systeme führen erwartungsgemäß zu geringeren erforderlichen Deckendicken. Das Deckeneigengewicht ist zudem ein Indikator für die erforderliche Dimensionierung der lastweiterführenden Tragelemente und die Belastung des Baugrunds. Decken mit geringem Eigengewicht führen demnach zu einer günstigeren Ökobilanz des Gesamttragssystems (Kapitel 7.5.2). Geringe erforderliche Deckendicken führen zu geringeren Bauvolumina.

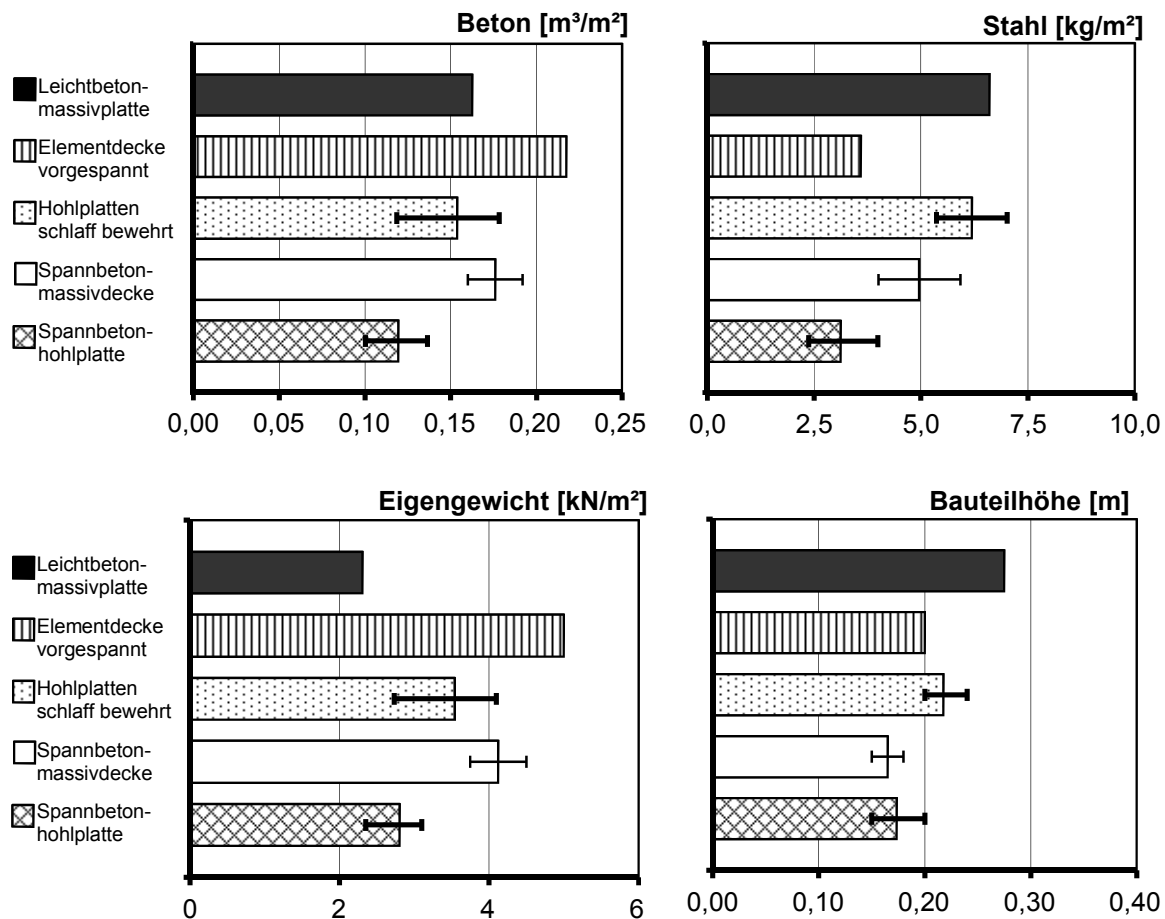


Bild 7-3: Beton- und Stahlmenge sowie Deckenhöhe und Eigengewicht bezogen auf 1 m^2 Fertigteil

Die Bilanzierung erfolgt für die Herstellphase bis zum Werkstor (cradle to gate). Transport- und Entsorgungsprozesse wurden nicht betrachtet. Bild 7-4 zeigt die Ergebnisse der Ökobilanz für die verschiedenen Deckensysteme getrennt für Stahl und Beton. Die Indikatoren sind prozentual aufgetragen, wobei die Werte der Spannbetonhohlplatte mit dem geringsten Gewicht zu 100 % gesetzt wurde.

Bei den für den Massivbau bedeutendsten Indikatoren Primärenergiebedarf und Treibhauspotenzial ergeben sich für die Spannbetonhohlplatte die niedrigsten Werte. Hohe Umweltwirkungen über alle Indikatoren erzeugen die Massivplatten aus Normalbeton (Spannbetonmassivdecke und vorgespannte Elementdecke). Die Leichtbetonmassivdecke führt zu einem großen Primärenergiebedarf, bei den übrigen relevanten Indikatoren jedoch zu geringen Werten. Für die schlaff bewehrte Hohlplatte werden mit Ausnahme des Ozonabbaupotenzials etwa 20 % größere Werte als für die vorgespannte Hohlplatte ermittelt. Bei allen Indikatoren dominiert der Anteil des Betons.

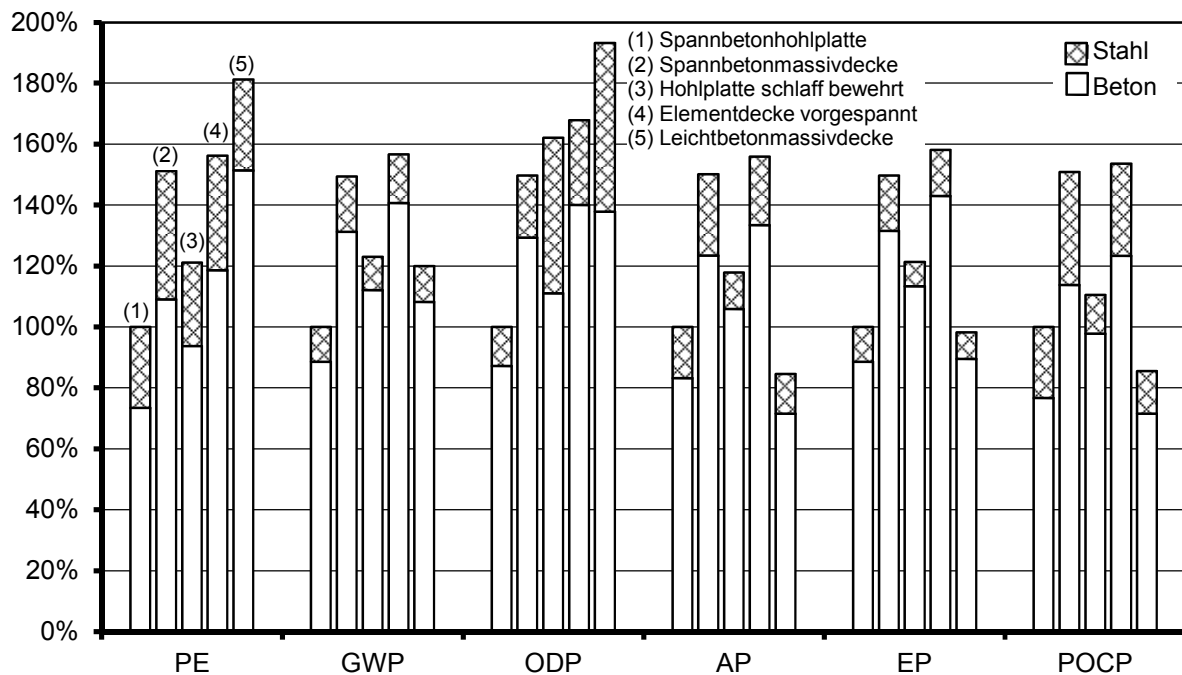


Bild 7-4: Prozentuale Indikatoren der Deckenfertigteile (Spannbetonhohlplatte 100 %)

7.4.2 Deckentragsysteme

Ergänzend zu den Fertigteilsystemen wurde für Ortbetonbauteile der Einfluss der Wahl des Deckentragsystems auf die Ökobilanz untersucht. Auf Basis der Abmessungen und Lastannahmen des Stadtbausteins in Kapitel 3.3.4 wurde eine vorgespannte Flachdecke mit einem Stützenraster von 7,5 m, eine schlaff bewehrte Flachdecke mit einem Stützenraster von 5 m und eine Unterzugsdecke mit einem Stützenraster von 5 m gewählt. Die Abmessungen und verwendeten Baustoffe sind in Bild 7-5 dargestellt.

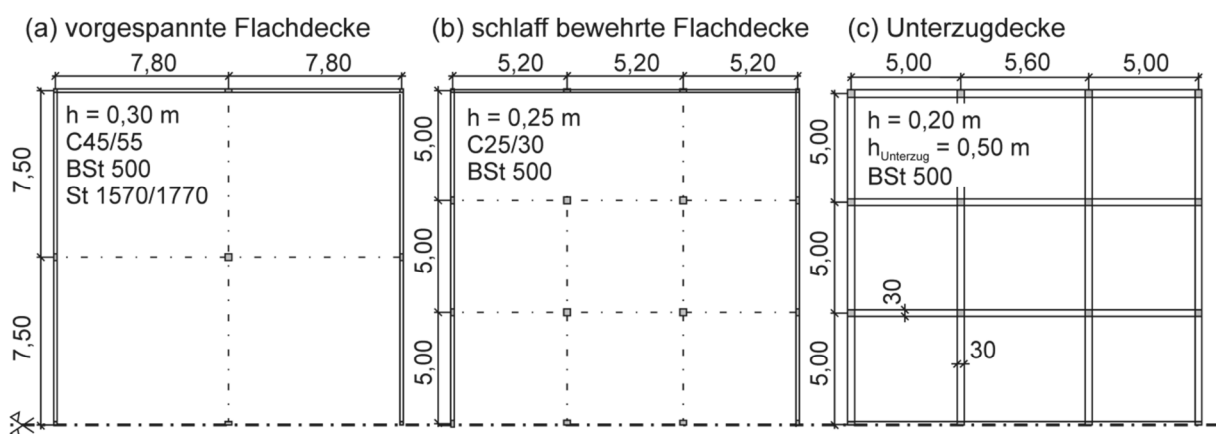


Bild 7-5: Statische Systeme und Baustoffe der Ortbetondeckensysteme

Die vorgespannte Flachdecke wurde zum einen mit einem Handrechenverfahren und zum anderen mit einer linear-elastischen Finite-Elemente-Simulation (InfoCAD

/Inf10/) bemessen. Die Ermittlung der Schnittgrößen der schlaff bewehrten Flachdecke erfolgte ebenfalls mit InfoCAD, die der Unterzugsdecke mit den Tabellen nach CZERNY /Cze99/. Damit wird zusätzlich der Einfluss unterschiedlicher Bemessungsverfahren auf die Ökobilanz untersucht. Als funktionelle Einheit wird 1 m² Decke mit den oben aufgeführten Randbedingungen (Kapitel 3.3.4) angenommen.

Für die Bilanzierung wurden die Stahlmengen nach gewählter Bewehrung angesetzt. Die Materialmengen für die Unterzüge wurden bei der Unterzugsdecke berücksichtigt. Weitere sekundäre und vertikale Tragglieder wurden wegen deren geringem Einfluss auf dieser Ebene nicht mitbilanziert (vgl. Kapitel 7.5). Bild 7-6 zeigt die benötigten Beton- und Stahlmengen sowie die Fertigdeckenhöhen und das Deckengewicht.

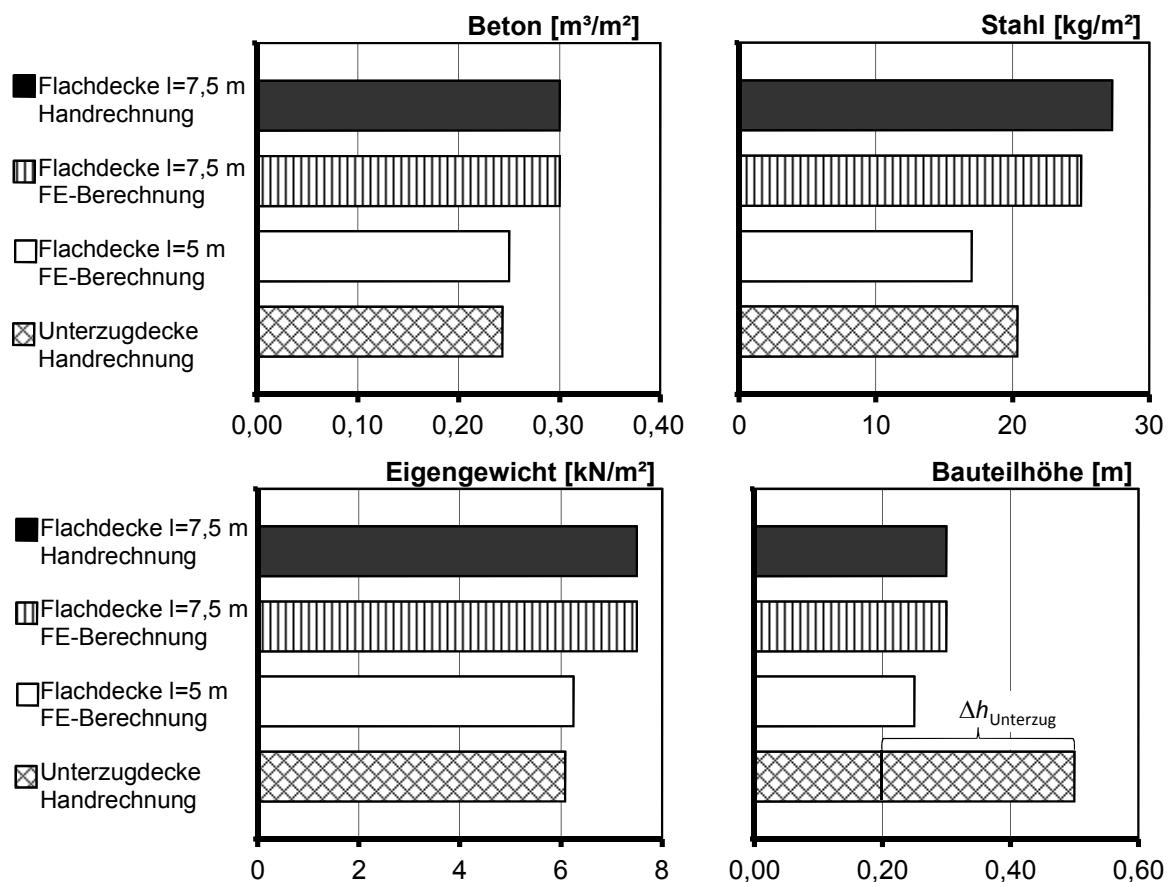


Bild 7-6: Beton- und Stahlmenge sowie Fertigdeckenhöhe und Deckengewicht bezogen auf 1 m² Ortbetondecke

Die Deckensysteme mit geringerer Stützweite erfordern weniger Material und führen demnach zu einem geringeren Eigengewicht. Durch die Unterzüge ergibt sich allerdings eine deutlich größere Höhe der Deckenkonstruktion gegenüber den Flachdeckenlösungen. Die Handrechenverfahren führen zudem zu größeren erforderlichen Stahlmengen.

Den zeitlichen Bilanzierungsrahmen bildet hier ebenfalls die Herstellphase ohne Berücksichtigung von Transport, Betonpumpe und Entsorgung. Die Indikatoren sind in Bild 7-7 prozentual getrennt für Stahl- und Beton aufgetragen.

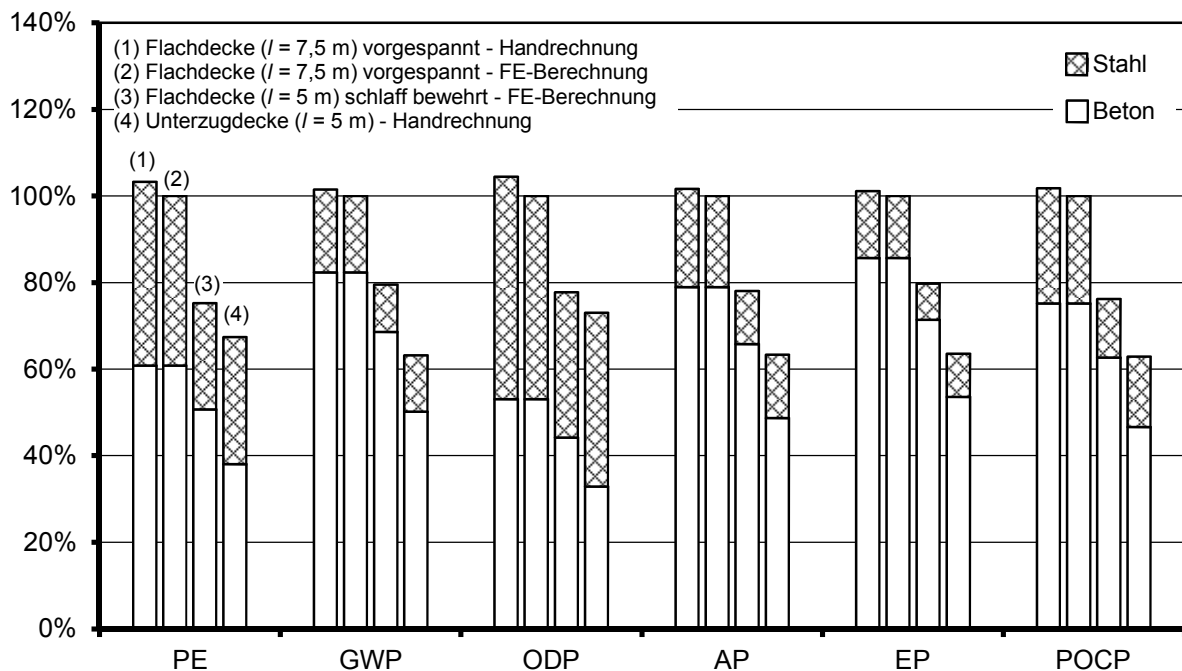


Bild 7-7: Prozentuale Indikatoren der Deckentragsysteme (vorgespannte Flachdecke ($l=7,5$ m) FE-Berechnung 100 %)

Die geringsten Umweltwirkungen entstehen bei der Unterzugdecke. Die Werte der vorgespannten Flachdecke mit einer Stützweite von $l=7,5$ m liegen etwa 35 Prozentpunkte darüber. Dies ist auf die größeren Stahlmengen und den erforderlichen höherfesten Beton C45/55 zurück zu führen. Dabei ergeben sich aus den Handrechnungsverfahren etwas größere Werte als aus der FE-Berechnung. Die schlaff bewehrte Flachdecke liefert etwa 20 % geringere Werte gegenüber der vorgespannten Variante. Insgesamt ist die Dominanz des Betons bei den einzelnen Indikatoren weniger ausgeprägt als bei den in Kapitel 7.4.1 untersuchten Fertigteildeckensystemen, weil die Ort-betonkonstruktionen in der Regel größere Bewehrungsgrade aufweisen.

7.5 Bauwerksebene

7.5.1 Allgemeines

Auf der Bauwerksebene erfolgt auf Basis des Stadtbausteins und dem in Kapitel 3.5 definierten Nutzungsszenario ein Vergleich zwischen Gebäuden mit einer Standardtragstruktur und mit einer Tragstruktur für flexible Nutzung. Dabei wird zunächst für die Herstellphase ein Vergleich auf Tragwerksebene durchgeführt. Im Anschluss wird zur Einordnung dieser Ergebnisse das komplette Gebäude mit Ausbaukomponenten

für den gesamten Lebenszyklus betrachtet. Diese Ergebnisse wurden im Rahmen des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“ erarbeitet /Ble10/.

7.5.2 Tragstruktur

Für den Stadtbaustein werden drei unterschiedliche Tragsysteme betrachtet. Dabei werden zwei heute übliche Tragstrukturen jeweils für eine Büro- und Wohnnutzung einer flexiblen Variante gegenübergestellt. Als Tragstruktur für die Büronutzung (Bild 7-8 (a)) wird eine Flachdecke mit $h = 26$ cm auf zwei Außen- und zwei Innenstützenreihen vorgesehen. Für die Wohnnutzung (Bild 7-8 (b)) werden die Wohnungstrennwände als massive, tragende, unbewehrte Wände ausgeführt und die Dicke der Decke beträgt 24 cm. Das Deckensystem der flexiblen Struktur (Bild 7-8 (c)) spannt über die gesamte Gebäudetiefe von 15,60 m. Dafür wird ein in Kapitel 4 entwickeltes vorgespanntes Deckensystem verwendet. Als oberste Decke (Dach) wird eine Spannbetonhohlplatte verwendet. Die Treppenhausewände werden für sämtliche Varianten in Stahlbetonbauweise ausgeführt, wobei die Erschließung außerhalb der Systemgrenze liegt. Die betrachteten Systeme sind in Bild 7-8 mit ihren Bezeichnungen schematisch dargestellt.

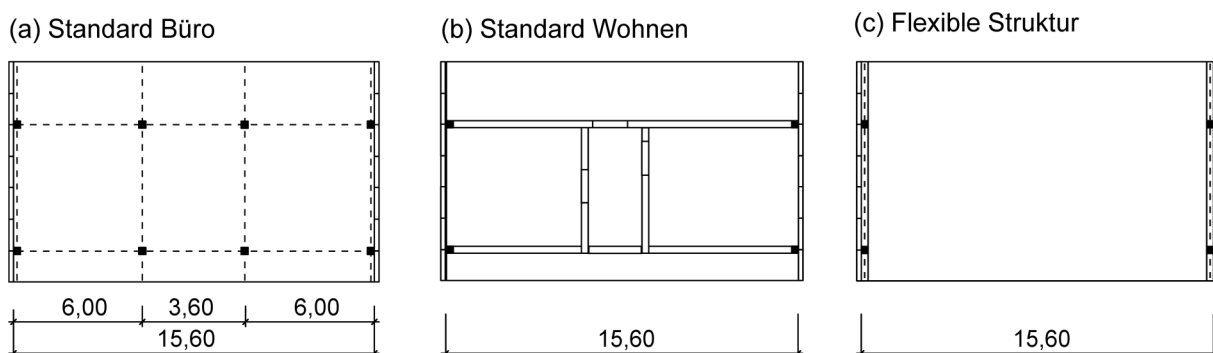


Bild 7-8: Untersuchte Tragsysteme für den Stadtbaustein

Für die Untergeschosse wurde eine Ortbetonkonstruktion mit einer Nutzung als Tiefgarage gewählt. Im Falle der flexiblen Tragstruktur in den Obergeschossen werden deren Lasten ausschließlich in die Außenwände eingetragen. Die Gründung erfolgt mittels einer Bodenplatte mit einer Dicke von 40 cm. Bild 7-9 (a) zeigt das statische System der Untergeschosse für die flexible Struktur. Im ersten Untergeschoss ist eine flexible Stützenstellung vorgesehen, die ein Entfernen der bisherigen Stützen und eine alternative Stützenstellung erlaubt.

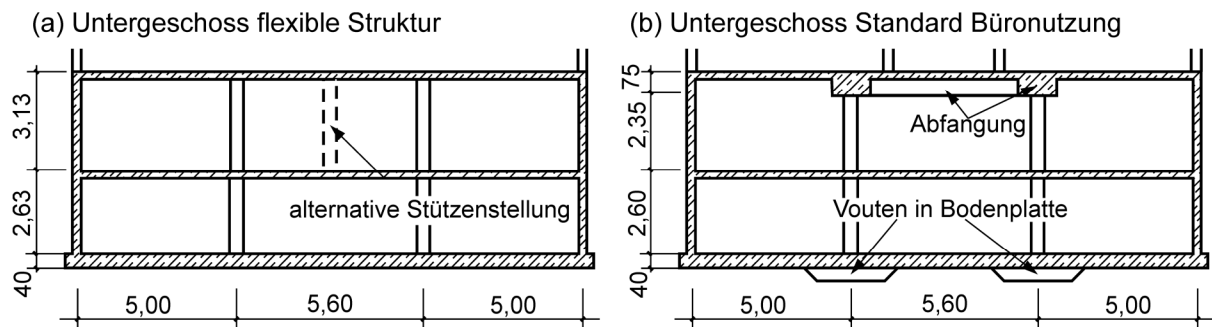


Bild 7-9: Tragsysteme der Untergeschosse für den Stadtbaustein

Im Falle der Standardtragstrukturen wurde eine starre Anordnung der Stützen vorgesehen und eine Abfangkonstruktion über dem ersten Untergeschoss sowie Vouten in der Bodenplatte unter den Innenstützen erforderlich. Diese Konstruktion ist exemplarisch für die Tragstruktur der Büronutzung in Bild 7-9 (b) dargestellt. Detaillierte Angaben über die verwendeten Baustoffe, Materialmengen und weitere Randbedingungen sind /Ble10/ zu entnehmen.

7.5.3 Ökobilanz der Tragstruktur der Obergeschosse

Im ersten Schritt wurde die Tragstruktur in der Herstellphase ohne Berücksichtigung von Bauprozessen, Hilfsstoffen und Transporten betrachtet. Die funktionelle Einheit bildet hier die Tragstruktur des Stadtbausteins von der Oberkante des ersten Untergeschosses bis zum obersten Geschoss ohne Erschließungsbereiche. Um einen Vergleich der drei Tragsysteme zu erhalten, wurden die Mengen und Wirkungskategorien prozentual aufgetragen, wobei die Flachdecke auf Stützen (Standard Büro) zu 100 % gesetzt wurde. Bild 7-10 zeigt die ermittelten Beton- und Stahlmengen sowie die Verteilung der Betongüte.

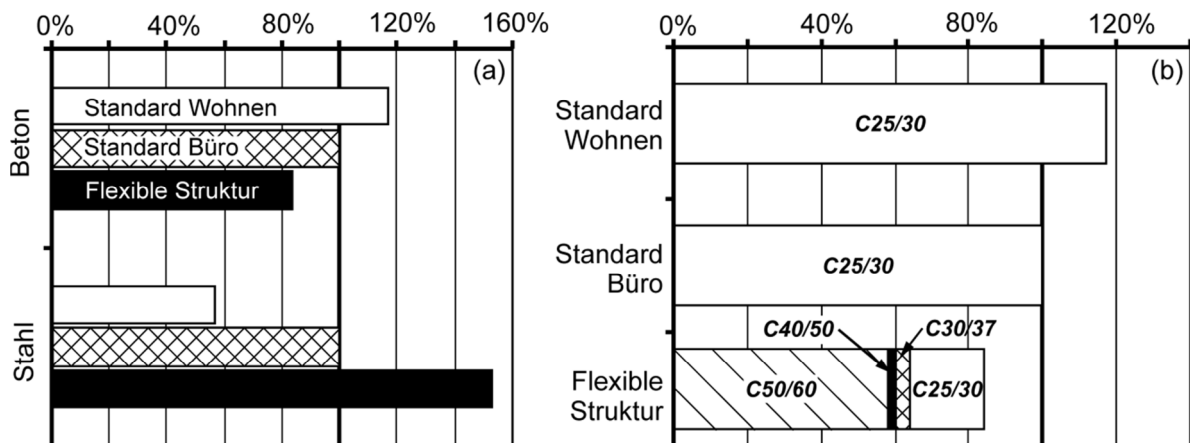


Bild 7-10: Massen für drei Tragstrukturen getrennt für Stahl und Beton (a); sowie Verteilung der Betongüte (b)

Mit abnehmendem Betonverbrauch steigt die Menge an erforderlichem Stahl. Die Standardtragstruktur für den Wohnungsbau mit einem hohen Anteil tragender Wände

führt zu einem hohen Beton- und geringen Stahlverbrauch. Die flexible Struktur mit einem Minimum an vertikalen Traggliedern weist dem gegenüber einen 2,3fachen Stahlverbrauch auf. Gleichzeitig wird im Vergleich zu den Standardtragstrukturen etwa 20 bzw. 30 % weniger, jedoch überwiegend höherfester Beton benötigt.

Die Bilder 7-10 und 7-11 zeigen die Ergebnisse der Ökobilanz der Tragstruktur der Obergeschosse.

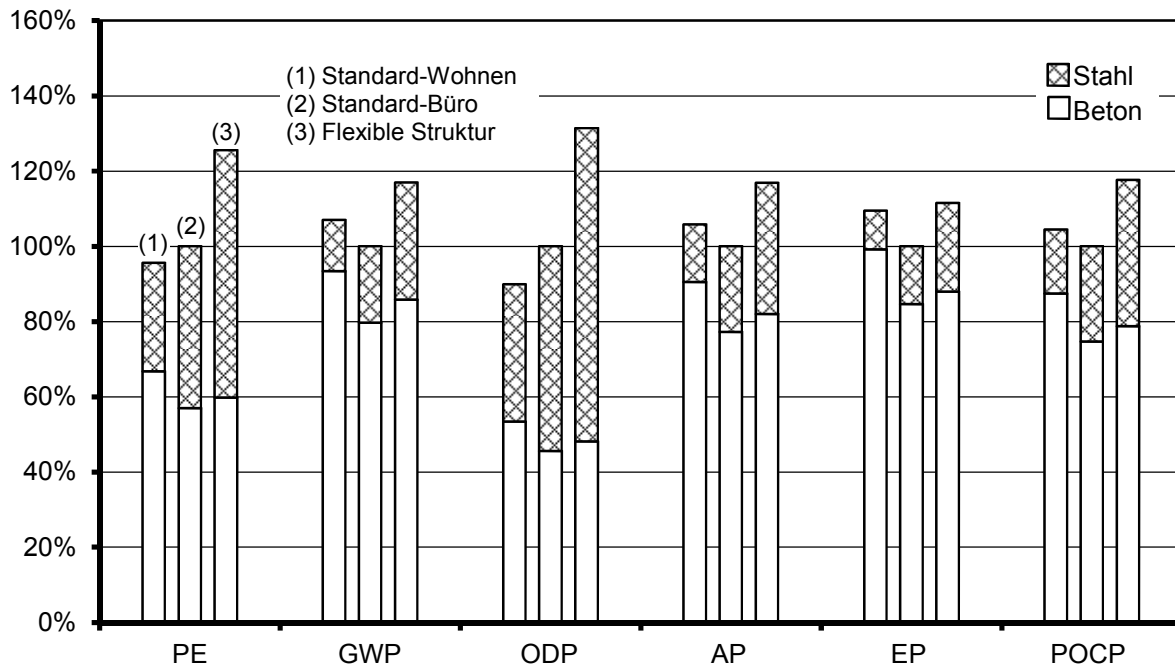


Bild 7-11: Ökologische Wirkungen der drei Tragsysteme (Obergeschosse) für Stahl und Beton

Gegenüber den heute üblichen Standardtragwerken für den Büro- und Wohnungsbau ergeben sich für die flexible Struktur um etwa 10-40 % größere Umweltauswirkungen. Eine Ausnahme bildet die hier nicht dargestellte erneuerbare Primärenergie, deren Anteil jedoch nur bei etwa 5 % der Gesamtprimärenergie liegt. Die Umweltauswirkungen der drei untersuchten Tragsysteme liegen im Bereich von ± 20 %. Bei allen Tragwerkstypen dominiert der Anteil des Betons mit etwa 50-90 % der Gesamtauswirkungen je nach Indikator (Bild 7-11).

Es wird deutlich, dass die Decken bei allen Wirkungskategorien den größten Teil ausmachen (Bild 7-12). Dies ist bei den im Bürobau üblichen Skelett-Tragwerken besonders ausgeprägt. Vertikale Tragglieder (Stützen, Wände) spielen dagegen eine untergeordnete Rolle. Die Deckentragssysteme sind somit bzgl. der ökologischen Bewertung wie auch bei der Planung von Tragstrukturen für flexible Nutzung von entscheidender Bedeutung.

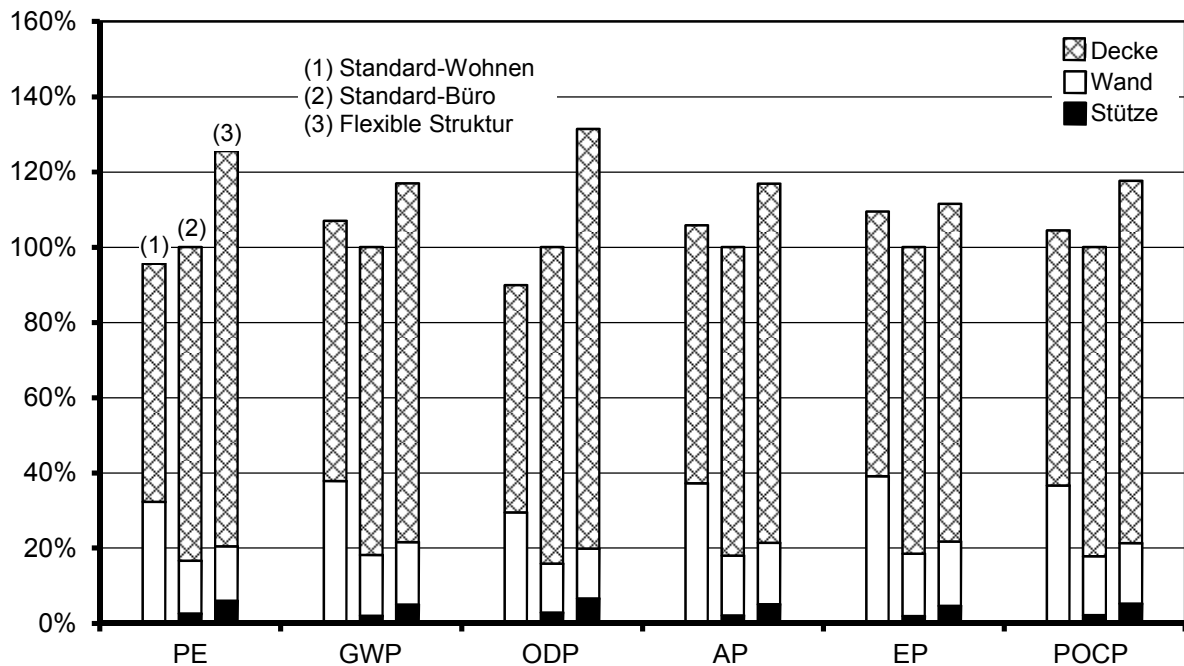


Bild 7-12: Ökologische Wirkungen der drei Tragsysteme (Obergeschosse) getrennt für die verschiedenen Bauteile

7.5.4 Ökobilanz der gesamten Tragstruktur

Bezieht man die Untergeschosse mit in die Bilanzierung ein, so ergeben sich veränderte Verhältnisse. Bild 7-13 zeigt das Ergebnis der Ökobilanz der gesamten Tragstruktur des Stadtbausteins in der Herstellphase (funktionelle Einheit) für drei untersuchten Tragsysteme getrennt nach Beton und Stahl.

Die Schwankungen in den Umweltwirkungen der unterschiedlichen Tragsysteme reduzieren sich bei der Gesamtbetrachtung. Dabei bleiben die Anteiligkeiten der Baustoffe und Bauteile annähernd erhalten. Durch das stützenfreie und leichte Tragsystem der flexiblen Struktur kann im Bereich der Untergeschosse sowie der Gründung eine einfache und ressourcenschonende Konstruktion ausgeführt werden. Im Gegensatz dazu entsteht durch die bei den Standardtragstrukturen erforderliche Abfangung der Lasten aus den Obergeschossen ein erheblicher Mehraufwand. Die Umweltauswirkungen der drei untersuchten Tragsysteme liegen bei Betrachtung des gesamten Stadtbausteins im Bereich von $\pm 6-7\%$. Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde festgestellt, dass die flexible Stützenstellung im Untergeschoss bezogen auf die gesamte Tragstruktur nur zu etwa 2 % höheren Umweltwirkungen gegenüber einer starren Stützenstellung führt.

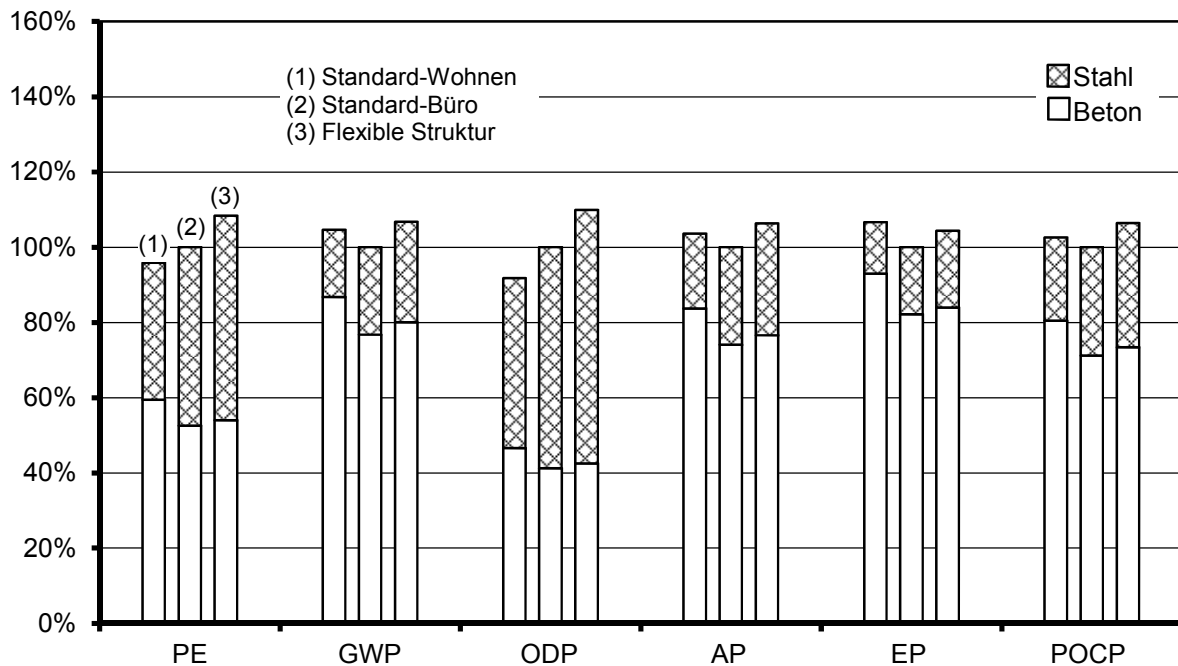


Bild 7-13: Ökologische Wirkungen der drei Tragsysteme (Ober- und Untergeschosse) für Stahl und Beton

7.5.5 Ökobilanz des Stadtbausteins

Ergänzend zur Ökobilanz der Tragstruktur wurden in /Ble10/ Untersuchungen zum Einfluss dieser auf die Gesamtökobilanz eines Gebäudes über einen angenommen Betrachtungszeitraums von 100 Jahren durchgeführt. Dabei wurde das in Bild 3-6 dargestellte Nutzungsszenario zu Grunde gelegt und ein Vergleich zwischen einer Standardvariante und einer flexiblen Variante durchgeführt. Berücksichtigt wurden bei diesen Berechnungen sowohl die Ausbaukomponenten mit ihren bauteilabhängigen Nutzbarkeitsdauern (Austauschzyklen) gemäß /Bun01/, der Betrieb des Gebäudes sowie die Entsorgung am Ende des Lebenszyklus. Während die flexible Tragstruktur über den gesamten Zeitraum von 100 Jahren genutzt werden kann, ist für die Variante Standard ein Abriss und Neubau beim Wechsel von Büro- zur Wohnnutzung nach 40 Jahren erforderlich (vgl. Bild 3-6). Aufgrund der großen Bedeutung und der starken Korrelation mit dem Primärenergiebedarf konzentrieren sich die folgenden Darstellungen auf das Treibhauspotenzial als wesentlichen Indikator für die ökologischen Schutzziele (siehe auch Kapitel 7.3). Bild 714 (a) zeigt das Treibhauspotenzial für die Herstellphase der beiden Varianten getrennt nach Ausbau und Tragstruktur bezogen auf 2700 m² Nutzfläche.

In der Herstellphase wurde unabhängig von der gewählten Variante ein Anteil der Tragstruktur von etwa 60 % ermittelt. In der Nutzungsphase dominiert der Anteil des Gebäudebetriebs mit 88 bzw. 83 % des Treibhauspotenzials (Bild 714 (b)). Dazu kommen im Falle der flexiblen Struktur der Anteil aus der Instandhaltung der Ausbaukomponenten und für die Standardstruktur der Abriss und die Herstellung eines neuen

Gebäudes nach 40 Jahren Nutzungszeit. Die Absolutwerte für den Betrieb in der Nutzungsphase liegen für beide Varianten erwartungsgemäß in gleicher Größenordnung (weniger als 1% Abweichung für alle Indikatoren, siehe Anhang D).

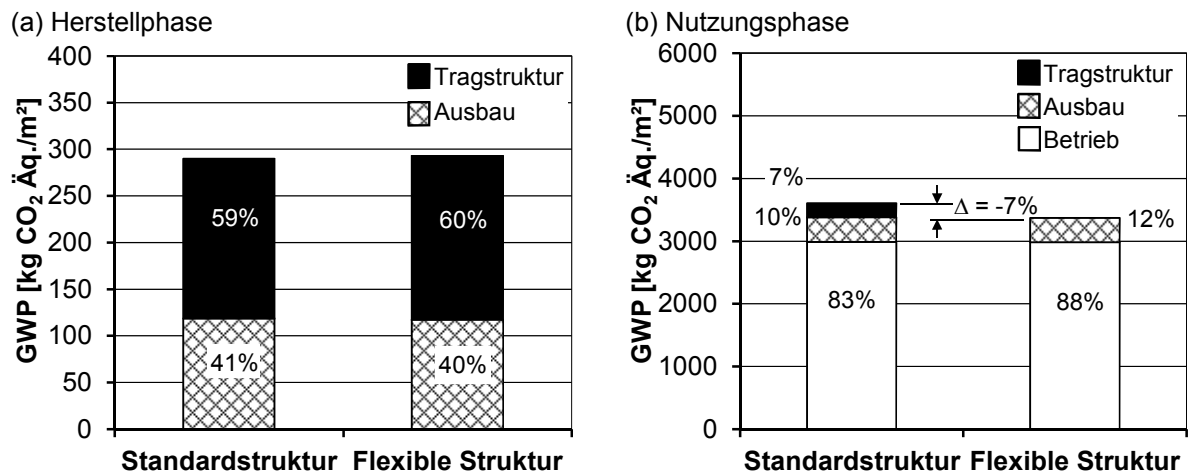


Bild 7-14: Treibhauspotenzial in der Herstellphase (a) und der Nutzungsphase (b) für die flexible Struktur und die Standardstruktur /Ble10/

Den hier dargestellten Betriebsaufwendungen liegt das Anforderungsniveau nach der Energieeinsparverordnung 2007 (EnEV 2007) /Bun07b/ zu Grunde. Mit der zukünftig zu erwartenden weiteren Verschärfung der energetischen Anforderungen im Gebäudebereich wird sich der Einfluss der Betriebsaufwendungen zunehmend reduzieren. Durch die seit 01.10.2009 eingeführte EnEV 2009 /Bun09a/ verringert sich der Primärenergiebedarf um etwa 30 % gegenüber der EnEV 2007, im Jahre 2012 ist eine weitere Verschärfung der Anforderungen an den Primärenergiebedarf um 30 % geplant. Damit spielt die Tragstruktur zukünftig eine größere Rolle bei der Nachhaltigkeitsbewertung. In Bild 7-15 ist das Treibhauspotenzial über den Gesamtlebenszyklus mit und ohne Berücksichtigung des Betriebs dargestellt.

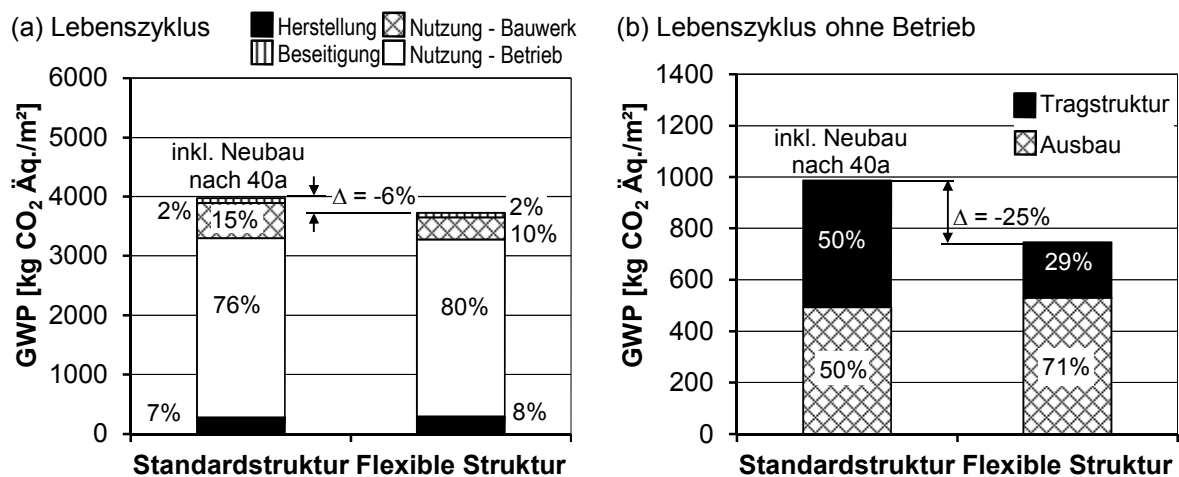


Bild 7-15: Treibhauspotenzial über den gesamten Lebenszyklus (a) und den Lebenszyklus ohne Betrieb (b) für die flexible Struktur und die Standardstruktur /Ble10/

Auch für den Lebenszyklus des Gebäudes dominiert das Treibhauspotenzial aus dem Betrieb mit 76 bzw. 80 %. Die Beseitigungsphase liefert nur einen untergeordneten Beitrag zum Treibhauspotenzial (2 %). Eine isolierte Betrachtung des Bauwerks ohne die Betriebsaufwendungen (Bild 7-15 (b)) zeigt, dass mit der flexiblen Struktur eine deutliche Reduzierung (25 %) möglich ist. Dies resultiert vor allem aus dem erforderlichen Abriss und Neubau der Standardstruktur beim Wechsel von Büro- zur Wohnnutzung nach 40 Jahren. Der Anteil der Tragstruktur an dem gesamten Treibhauspotenzial liegt für die flexible Struktur nur bei etwa 6 % (29 von 20 %). Die Annahme einer Reduzierung des Treibhauspotenzials infolge des Gebäudebetriebs um 50 % würde diesen Anteil auf etwa 10 % anheben.

7.6 Sensitivitätsanalysen

Zur Untersuchung des Einflusses einzelner Aspekte auf die Umweltwirkungen wurden auf Bauteilebene für die Herstellphase Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Von besonderem Interesse sind dabei vor allem das Herstellverfahren des verwendeten Spannstahls, die Art des eingesetzten Zements bei der Fertigteilherstellung und unterschiedliche Spannweiten bei Deckenfertigteilsystemen. Als funktionelle Einheit dient hier ein Quadratmeter Deckenfertigteil.

7.6.1 Variation der Zementart für das Deckenfertigteil der flexiblen Struktur

Für die in den vorherigen Abschnitten durchgeführten ökobilanziellen Untersuchungen wurden für Fertigteile und Ortbetontragwerke generische Betonprofile verwendet. Zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Zementarten auf die Umweltwirkungen wurde für das Deckenfertigteilsystem eine Variation der verwendeten Zementarten für den Beton C50/60 durchgeführt. Hierbei wurden zwei verschiedene Hochofenzemente sowie ein Portlandzement betrachtet. Bild 7-16 zeigt das Ergebnis der Untersuchung. Die Werte für den Durchschnittszement, der über alle Zementarten in Deutschland gemittelt ist, wurden zu 100 % gesetzt.

Die Umweltwirkungen des Deckensystems werden durch die im Beton eingesetzte Zementart beeinflusst. In der Herstellung der Fertigteile werden üblicherweise schnell erhärtende Zemente eingesetzt, um eine hohe Frühfestigkeit des Betons zu erreichen. Dem entspricht beispielsweise ein Zement CEM I 42,5 R eher als der Durchschnittszement. Dabei ergeben sich bezogen auf das Fertigteildeckensystem bei Einsatz des Betons C50/60 mit dem Zement CEM I 42,5 R im Vergleich zum Beton mit dem Durchschnittszement höhere potenzielle Umweltwirkungen, die bis zu 17 % im Falle des Treibhauspotenzials ausmachen können.

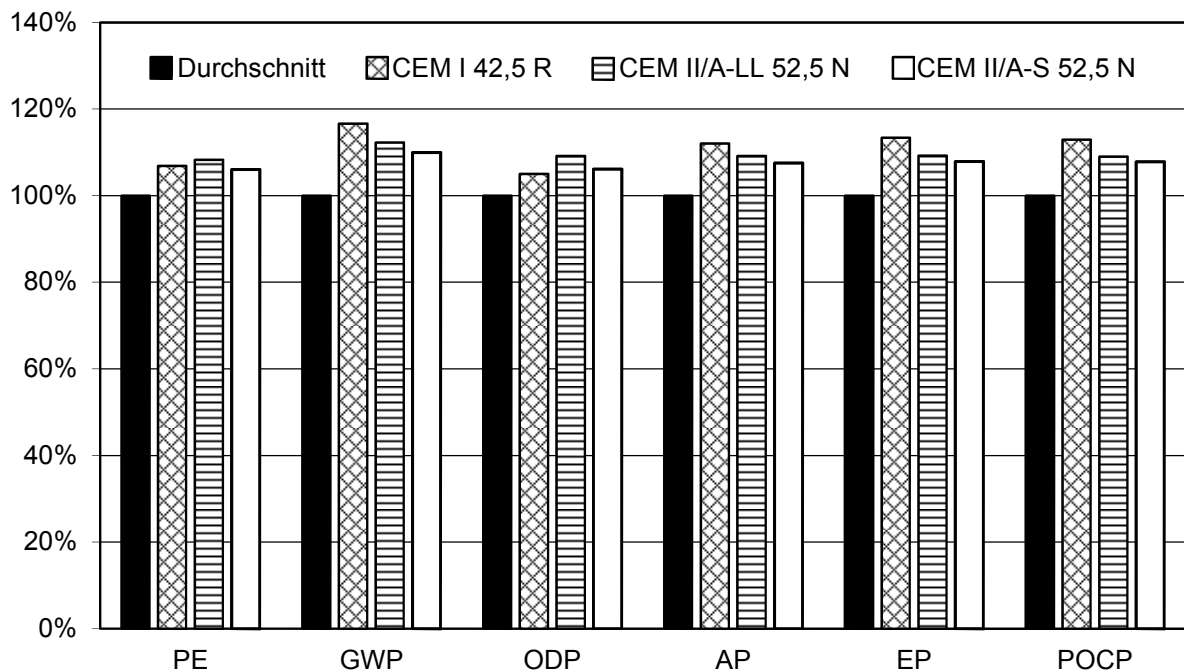


Bild 7-16: Ökologische Wirkungen des Deckenfertigteilsystems unter Verwendung verschiedener Zemente für den Beton der Festigkeitsklasse C50/60

Die betrachteten Betone unter Verwendung der Zemente CEM I 42,5 R und CEM II/A-LL 52,5 N bzw. CEM II/A-S 52,5 N sind im Fertigteil in äquivalenter Weise einsetzbar. Im Hinblick auf die meisten Umweltwirkungen führt die Verwendung von CEM II/A-Zementen zu geringeren potenziellen Umweltwirkungen als die Verwendung des CEM I-Zements. Die Unterschiede zum Beton mit Durchschnittszement können bis 7 Prozentpunkte betragen. Sie sind jedoch beim Indikator Primärenergie nur sehr gering und das Ozonabbaupotenzial ist unter Verwendung der CEM II-Zemente leicht höher als unter Verwendung des CEM I-Zements. Hier schlägt sich der höhere elektrische Energiebedarf nieder, der zur Mahlung der CEM II-Zemente erforderlich ist.

7.6.2 Variation des Spannstahlherstellverfahrens

Der Einfluss des Herstellverfahrens auf die Umweltwirkungen wurde auf Bauteilebene untersucht. In Bild 7-17 sind die Umweltwirkungen für die beiden Fälle (Spannstahl zu 100 % aus Elektrostahlerzeugung bzw. zu 70 % aus der Hochofenstahlerzeugung und zu 30 % aus der Elektrostahlerzeugung) dargestellt.

Die Herstellung des Spannstahls im Hochofenverfahren bedingt mit Ausnahme des Ozonabbaupotenzials etwas höhere Umweltwirkungen. Bei den für Stahl- und Spannbeton besonders relevanten Umweltwirkungen Primärenergie, Treibhaus- und Versauerungspotenzial liegen die Werte etwa 5-10 % höher.

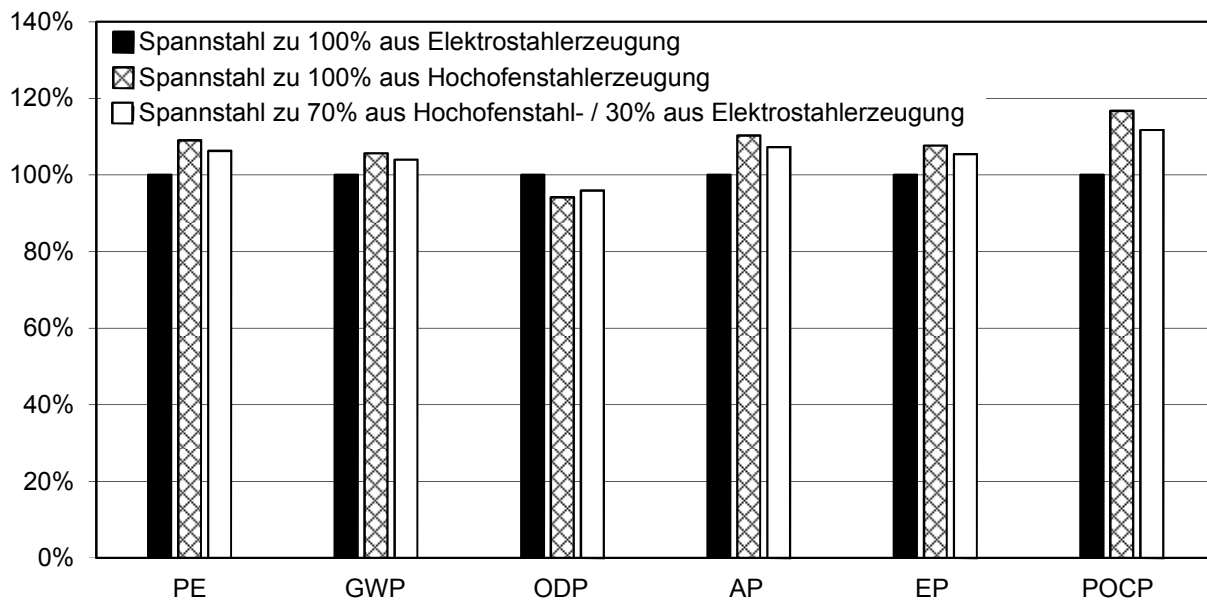


Bild 7-17: Ökologische Wirkungen des Deckenfertigteilsystems unter Variation des Herstellverfahrens für den verwendeten Spannstahl

7.6.3 Variation der Deckenspannweite

Aufbauend auf den ökobilanziellen Untersuchungen der verschiedenen Deckenfertigteilsysteme wurde der Einfluss unterschiedlicher Spannweiten zwischen sechs und zehn Metern auf Grundlage der Spannbetonhohlplatten betrachtet. Die Randbedingungen und verwendeten Baustoffe entsprechen denen aus Kapitel 7.4.1. Bei einer Spannweite von zehn Metern wurde eine Verkehrslast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt, um der durch die Spannweite möglichen Flexibilität auch in der Lastannahme zu entsprechen. Bild 7-18 zeigt das Ergebnis der Ökobilanz. Die Werte für eine mittlere Spannweite von acht Metern wurden zu 100 % gesetzt.

Die Werte steigen für alle Indikatoren mit zunehmender Spannweite, während der dominierende Anteil des Betons sinkt. Die prozentuale Veränderung der Spannweite bewirkt dabei eine Veränderung der Umweltwirkungen in gleicher Prozentzahl ($\pm 25\%$). Detaillierte Angaben finden sich im Anhang D.

Untersuchungen an Flachdecken mit unterschiedlichen Stützweiten, Deckendicken, Betonfestigkeiten und Belastungen in /Heg11/ zeigen, dass die unter ökologischen Gesichtspunkten günstigste Konstruktion stets die mit der geringsten Deckendicke ist. Bei geringen Nutzlasten ($< 10 \text{ kN/m}^2$) wurden aufgrund des hohen Eigengewichtsanteils für höherfeste Betone ($f_{ck} = 40\text{-}60 \text{ MPa}$) die günstigsten Werte ermittelt, während bei größeren Nutzlasten geringere Betonfestigkeiten günstige Werte liefern. Auch dies belegt den maßgebenden Einfluss des Betons auf die Ökobilanz von Massivbaukonstruktionen.

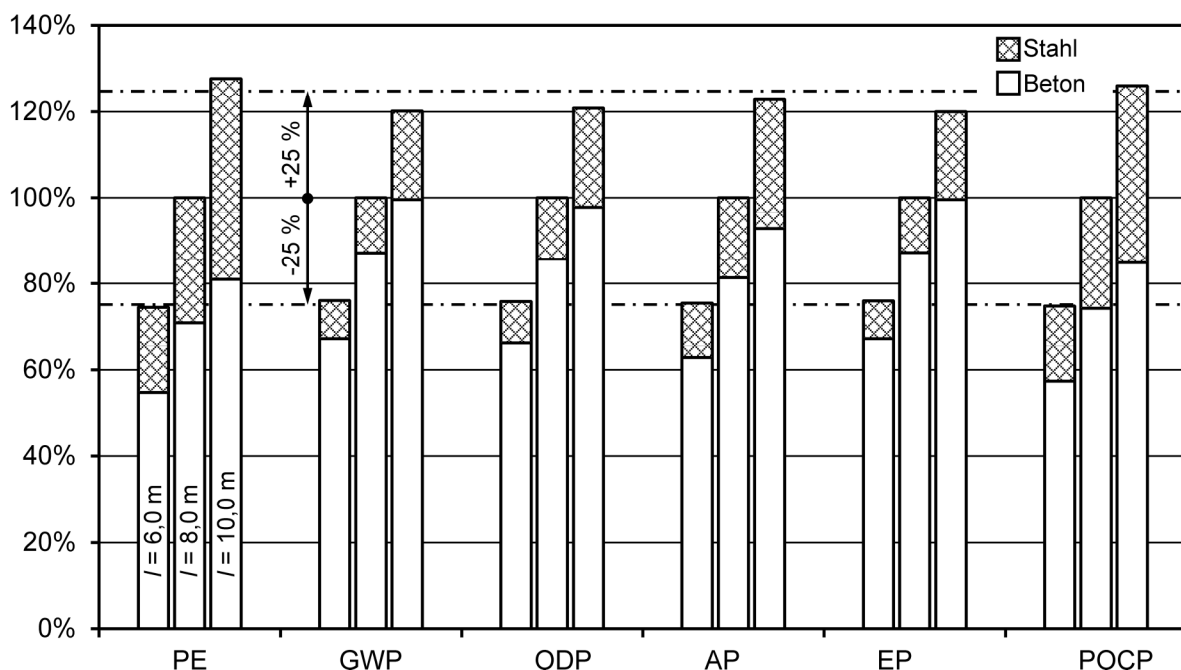


Bild 7-18: Ökologische Wirkungen von Spannbetonhohlplatten mit unterschiedlichen Spannweiten getrennt für Stahl und Beton

7.6.4 Variation weiterer Parameter

Neben den hier dargestellten Variationen wurden in /Ble10/ auf Basis des Stadtbausteins für die flexible Struktur weitere Parameter, wie unterschiedliche Ausbaukomponenten, Dauerhaftigkeitskonzepte und Transportentfernungen untersucht. Es zeigte sich, dass durch Wahl der Ausbaukomponenten (Bodenbelag, Fassadenbekleidung u.a.) und deren Nutzbarkeitsdauern (Lebensdauer) die Umweltwirkungen über den gesamten Lebenszyklus in einer Bandbreite von etwa $\pm 22\%$ zu beeinflussen sind. Beim Photooxidantienpotenzial wurden Schwankungen von $\pm 32\%$, beim Versauerungspotenzial sogar von $\pm 50\%$ ermittelt.

Durch die Wahl eines geeigneten Dauerhaftigkeitskonzepts konnten die Umweltwirkungen bezogen auf den gesamten Lebenszyklus der Tiefgarage des Stadtbausteins in der Größenordnung von 5 bis 15 % reduziert werden. Die Höhe der Reduzierung ist dabei unter anderem abhängig von der angenommenen Nutzbarkeitsdauer des Oberflächenschutzsystems.

Der Einfluss der Transportentfernungen wurde durch Variation dieser für die Lieferung der Deckenfertigteilsysteme untersucht. Bei Transportentfernungen zwischen 100 und 500 km ergibt sich ein Anteil der Transporte am Treibhauspotenzial zwischen 4 und 16 %. Die Randbedingungen für die hier kurz dargestellten Ergebnisse sowie weitere Details sind /Ble10/ zu entnehmen.

7.7 Zusammenfassung

Die Ökobilanz als ein Hilfsmittel zur Bestimmung der ökologischen Qualität liefert wesentliche Erkenntnisse zur Bewertung der Nachhaltigkeit eines Gebäudes. Die vorliegenden Untersuchungen zeigen an Beispielen die mögliche Einflussnahme auf das Ergebnis der Ökobilanz von Massivbaukonstruktionen durch Wahl des statischen Systems, der Baustoffe und deren Zusammensetzung.

Es können folgende wesentliche Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die ökologischen Wirkungen von Massivbaukonstruktionen werden maßgeblich vom Beton bestimmt. Dabei können die Umweltwirkungen durch die Wahl der Zusammensetzung des Betons und hier insbesondere die Wahl des Bindemittels beeinflusst werden.
- Die Ergebnisse der Ökobilanz für die Herstellung von Tragstrukturen in Massivbauweise liegen unabhängig von der Wahl des statischen Konzepts etwa in gleicher Größenordnung. Dabei werden höhere Aufwendungen zur Erzielung größerer Stützweiten durch Reduzierungen bei den sekundären Traggliedern ausgeglichen. Der Anteil der Tragstruktur an der Gesamtökobilanz eines Gebäudes mit 100 Jahren Nutzungsdauer liegt unterhalb von zehn Prozent.
- Bei gleichen Randbedingungen liefern leichte, vorgespannte Deckenkonstruktionen mit großer Schlankheit günstigere ökologische Werte. Mit steigenden Spannweiten ergeben sich höhere Umweltwirkungen bezogen auf einen Quadratmeter Deckenkonstruktion. Die geringste eingesetzte Betonmenge führt letztlich zur ökologisch günstigsten Konstruktion.
- Der Anteil der Decken an den Umweltwirkungen in der Herstellphase ist sowohl auf Tragwerksebene als auch auf Bauwerksebene (inkl. Ausbauelemente) dominierend.
- Nach heutigem energetischem Anforderungsniveau entsteht der überwiegende Teil der Umweltwirkungen durch den Betrieb des Gebäudes. Durch die zu erwartenden steigenden Anforderungen ist in Zukunft eine Reduzierung dieses Anteils zu erwarten.

8 Ableitung allgemeiner Planungsgrundsätze

Im Rahmen des Verbundprojektes Nachhaltig Bauen mit Beton wurde begleitend zu den Arbeiten der einzelnen Teilprojekte ein Grundsatzpapier „Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton“ (GrunaBau) erstellt, das die wesentlichen Erkenntnisse der Untersuchungen in Form von Handlungsempfehlungen und Planungsgrundsätzen zusammenfasst und die Grundlagen einer Nachhaltigkeitsbeurteilung von Bauwerke oder Gruppen von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus bildet, deren Tragstruktur oder bauliche Elemente aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton bestehen. Die GrunaBau soll mit ihren technischen Empfehlungen allen am Betonbau Beteiligten als Unterstützung für die praktische Umsetzung des nachhaltigen Bauens mit Beton dienen.

Im Folgenden werden die wesentlichen Planungsgrundsätze, die aus der vorliegenden Arbeit abgeleitet wurden und Eingang in die GrunaBau gefunden haben, aufgeführt:

- Für die Nachhaltigkeitsbeurteilung des Bauwerkes ist das Anforderungsprofil mit dem Auftraggeber abzustimmen. Die Wechselwirkungen zwischen den Aspekten Ökologie, Ökonomie, Funktionalität und technischer Qualität sowie den soziokulturellen Aspekten sind zu beachten. Neben den aktuellen Regelwerken sind stets die nachfolgend dargestellten Planungsgrundsätze zu beachten.
- Im Sinne der Nachhaltigkeit ist es vorteilhaft, robuste Tragwerke zu planen. Bauwerke aus Beton verfügen im Regelfall über eine große Robustheit und sind daher besonders widerstandsfähig gegen außergewöhnliche und unplanmäßige Ereignisse. Sie bieten im Störfall (z. B. Erdbeben, Brand, Explosion, Sturm) eine hohe Sicherheit für den Nutzer.
- Im Sinne der Nachhaltigkeit sollten dauerhafte und wartungsfreundliche Bauwerke geplant werden. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit sind die objektspezifischen Umwelteinwirkungen und die Nutzungsanforderungen realistisch einzuschätzen. Betonbauwerke weisen infolge ihrer Dauerhaftigkeit eine lange Lebensdauer (im Mittel rd. 250 Jahre) sowie aufgrund ihres geringen Wartungsaufwandes im Regelfall eine hohe Wertstabilität über die Nutzungsdauer auf und können vielfach auch nach außergewöhnlichen Einwirkungen (z.B. Brand, Anprall) weiter genutzt werden.
- Die ökologischen und ökonomischen Wirkungen über den Lebenszyklus von Betontragwerken werden von den eingesetzten Baustoffen sowie der Querschnitts- und Systemwahl beeinflusst. Durch geeignete Baustoff-, Querschnitts- und Systemwahl können die Ergebnisse der Ökobilanzierung optimiert werden.
- Die ökologische Wirkung der Herstellung des Baustoffs Beton wird in der Regel durch die Wahl des Bindemittels bestimmt (z. B. Zementart). Bei der Wahl der Betonzusammensetzung ist dieser Gesichtspunkt zu beachten.

- Betontragwerke sollten so geplant werden, dass die Schalung und gegebenenfalls die Rüstung mehrfach genutzt werden können und Abfälle weitgehend vermieden werden.
- Bauwerke aus Beton sollten stets so konzipiert werden, dass die verwendeten Baustoffe nach Ende ihrer Nutzungsdauer in den Stoffkreislauf zurückgeführt werden können. Dies gilt insbesondere bei Verwendung von Beton in Verbund mit anderen Werkstoffen.
- Bereits in der Planung ist der spätere Rückbau des Bauwerks zu berücksichtigen. Die Planung und Ausführung des Bauwerks sollen so erfolgen, dass der spätere Rückbau mit den Forderungen der Baureststoffverwertung in Übereinstimmung gebracht werden kann. Dies betrifft
 - konstruktive Aspekte (Gestaltung, Montage, Vorfertigung)
 - statische Aspekte (z. B. weitgespannte Konstruktionen)
 - bauphysikalische Aspekte (Schall- und Wärmeschutz)
- Bei der Planung von Hoch- und Industriebauten sollte, sofern dies im Anforderungsprofil festgelegt ist, auf eine flexible, adaptierbare Grundrissgestaltung geachtet werden, um Einschränkungen bei zukünftigen Nutzungsänderungen gering zu halten. Die Bewertung der Adaptivität kann z. B. auf Basis der entsprechenden Kriteriensteckbriefe des BMVBS erfolgen. Die Flexibilität der Nutzung wird durch große Stützweiten der horizontalen Tragglieder und eine ausreichende Geschosshöhe erhöht.
- Bei der Planung sollten gegebenenfalls Nutzungsänderungen im Ansatz der Einwirkungen berücksichtigt werden. Durch Ansatz von einer Flächenbelastung von 5 kN/m^2 bei den Lastannahmen kann z. B. eine Büro- und Wohnnutzung realisiert werden.
- Die Planung sollte eine möglichst hohe Flächeneffizienz erzielen. Dabei ist die Flächeneffizienz das Verhältnis von Nutzfläche zu Bruttogeschossfläche. Die Flächeneffizienz des Bauwerks kann durch die Verwendung hochfester Betone für Druckglieder (Querschnittsminimierung) verbessert werden.
- Im Regelfall dominieren Geschossdecken und Bodenplatten (einschließlich Bekleidung) den durch die Bauteile bestimmten Anteil der Ökobilanz des Gebäudes. Durch geeignete Wahl des statischen Systems und der Ausführungsart (schlaff bewehrt, vorgespannt) kann hinsichtlich der Ökobilanz eine besondere Effizienz erzielt werden.
- Bei der Konzeption von Betontragwerken ist die Anordnung der für die technische Gebäudeausrüstung erforderlichen Ver- und Entsorgungselemente zu berücksichtigen. Die Bündelung unterschiedlicher Medienleitungen kann vorteilhaft sein, wenn sie hinsichtlich der Lage im Bauteil sinnvoll gewählt wird.
- Die Lebensdauer der technischen Gebäudeausrüstung ist im Regelfall deutlich kürzer als die Nutzungsdauer des Gebäudes. Daher sind bei der Planung Wartung und Austausch zu berücksichtigen.

- Für die soziokulturelle und die funktionale Qualität sind Schallschutz und Raumakustik von besonderer Bedeutung. Tragkonstruktionen und Ausbauelemente aus Beton verfügen stets über große Massen und sind daher für die Abschirmung von inneren und äußeren Schallemissionen besonders geeignet. Bei der Planung der Raumakustik ist die Auswirkung von Betonoberflächen zu berücksichtigen. Strukturierte Betonoberflächen verhalten sich günstiger als glatte Betonoberflächen.
- Eine hohe Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile verbessert die Sicherheit für den Nutzer. Sie erleichtert ferner die Umnutzung von Gebäuden und steigert deren Wertstabilität. Tragkonstruktionen aus Beton haben in der Regel einen hohen Feuerwiderstand, der vielfach die normativen Anforderungen übertrifft. Eine Erhöhung der Feuerwiderstandsdauer ist einfach und kosteneffizient möglich.
- Die dem Rückbau übergeordnete Strategie sollte im Sinne der Nachhaltigkeit die Werterhaltung von Bauwerken, Bauteilen und Baustoffen zum Ziel haben. Diese zeichnet sich durch
 - eine lange Nutzungsdauer,
 - eine hohe Adaptivität,
 - einen sparsamen Materialeinsatz und durch
 - reststoffarme Bauarten und Bauprozesse

aus. Erst dann kommt das Recycling als sinnvolle Ergänzungsstrategie in Betracht.

- Bei der Planung und der Errichtung eines Bauwerkes und der Planung des Rückbaus sollten folgende Einzelmaßnahmen beachtet werden:
 - recyclinggerechtes Konstruieren und Bauen;
 - recyclinggerechter Baustellenbetrieb;
 - recyclinggerechter Aus- und Umbau;
 - recyclinggerechter Abbruch.

Ergänzend sollten folgende Aspekte beachtet werden:

- Recycling von Gebäuden, Bauelementen und Baukomponenten;
- reststoffarme Produktion von Baustoffen;
- Einsatz rezyklierbarer, umweltfreundlicher Bauprodukte;
- Entwicklung von Produkten mit langer Nutzungsdauer.
- Bei der Planung der Technischen Gebäudeausstattung sollte auf eine leichte Trennbarkeit der im Installationsbereich zur Anwendung gekommenen Materialien wie Dämmung, Kabel, Kunststoffe und Metalle vom übrigen Bauschutt vor Abbruchbeginn geachtet werden. Ein geringer baulicher Aufwand bei der Anpassung der Installation für geplante Nutzungsänderungen ist anzustreben.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

Nachhaltige Gebäude der Zukunft zeichnen sich durch geringe Umweltbelastungen, niedrige Lebenszykluskosten aus und sichern eine hohe Nutzerzufriedenheit über die gesamte, möglichst lange Nutzungsdauer. Dabei resultiert aus der stetigen Änderung der Lebensweise sowie der Haushaltszusammensetzung, den Wandlungen in der Arbeitswelt sowie der demographischen Entwicklung die Forderung nach adaptiven Gebäudestrukturen, die eine wahlweise Nutzung als Büro- oder Wohngebäude sowie ein Mischnutzung in beliebiger zeitlicher Abfolge ermöglichen. Die steigenden Anforderungen an die Energieeffizienz sowie die Weiterentwicklung in der Technischen Gebäudeausrüstung erfordern ebenso die Anpassungsfähigkeit von Gebäuden.

Bestehende Gebäude weisen meist einen monofunktionalen Charakter auf. Die Untersuchungen zu Gebäudestrukturen mit flexibler Nutzung beschränken sich bisher vor allem auf konkrete Lösungen für einzelne Problemstellungen. Viele dieser Lösungen entwickelten sich aus den Anforderungen von Investoren, wie etwa stützenfreie Grundrisse, minimierte Geschosshöhen, wirtschaftliche Bauabläufe u. ä. Die Optimierungen in diesem Bereich konzentrieren sich mit Blick auf die ökonomischen Vorteile bisher vor allem auf eine Reduzierung des Ressourcenverbrauchs und die Beschleunigung des Bauprozesses. Bisher fehlen sowohl ganzheitlich Konzepte als auch allgemeingültige Planungsgrundsätze und technische Empfehlungen für nachhaltige Gebäude.

Um diesen Missständen entgegen zu wirken, wurde daher zunächst ein integrales Anforderungsprofil für nachhaltige Gebäudestrukturen erstellt. Dabei erfolgt die Festlegung ökologischer, ökonomischer und soziokultureller Nachhaltigkeitskriterien, die in ihrer weitergehenden Betrachtung zu funktionalen und technischen Anforderungen führen. Zur Konkretisierung dieser Anforderungen wurde im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ in Zusammenarbeit mit Architekten und Ingenieuren für Technische Gebäudeausrüstung für die weiteren Betrachtungen der Stadtbaustein als städtische Gebäudeeinheit definiert. Auf dieser Basis wurden exemplarische Deckensysteme mit großen Spannweiten und integrierter Gebäudetechnik als Tragelemente in adaptiven Gebäudestrukturen entwickelt, deren technische Eignung anhand systematischer theoretischer sowie experimenteller Untersuchungen nachgewiesen wurde. Zusätzlich wurden geeignete konstruktive Lösungen für die Verbindung der Deckenelemente untereinander und an die Last weiterleitenden Tragelemente entworfen. Dabei wurden sowohl trockene lösbare Verbindungen unter Ausnutzung des Formschlusses als auch herkömmliche Verbindungen mit Mörtelverguss betrachtet.

Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen bildeten die Grundlage für die Zusammenstellung geeigneter Modelle zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der entwickelten Deckensysteme in Form von Stegplatten mit großen Öff-

nungen in den Stegen. Für die Tragfähigkeit wurde die Eignung des Modells von EHMANN und NEFF /Sch07/ nachgewiesen und ein eigenes Verfahren für die Bemessung zusammengestellt. Zur Vorhersage der Verformungen vorgespannter Träger mit großen Stegöffnungen wurde ein vereinfachtes Verfahren entwickelt, das alle wesentlichen Einflussfaktoren zutreffend abbildet und sich für eine Anwendung in der Praxis eignet.

Auf Grundlage des Stadtbausteins wurden ergänzend umfangreiche ökobilanzielle Untersuchungen auf Bauteil-, Tragwerks- und Gebäudeebene durchgeführt. Dabei wurden sowohl heute übliche Tragsysteme für Wohnungs- und Bürobauten sowie eine flexible Struktur unter Nutzung der entwickelten Tragelemente miteinander verglichen. Es wurden die unterschiedlichen Einflussfaktoren auf die Umweltwirkungen von Tragstrukturen identifiziert und unterschiedliche Optimierungspotenziale herausgestellt. Mit flexiblen Gebäudestrukturen kann es gelingen, die Gesamtnutzungsdauer einer Immobilie auch bei mehreren Nutzungszyklen der technischen Lebensdauer des Tragwerks anzugleichen. Ein ökologisch und ökonomisch sinnvolles Bauwerkrecycling leistet so einen Beitrag zu einer nachhaltigen Entwicklung.

Aus diesen vorgestellten Untersuchungen wurden schließlich allgemein gültige Konstruktionsprinzipien und technische Empfehlungen für flexible Gebäudestrukturen abgeleitet und anhand von konkreten Handlungsanweisungen für die Praxis aufbereitet. Diese haben Eingang in das im Rahmen des BMBF/DAfStb-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ erarbeitete Grundsatzpapier „Grundlagen des nachhaltigen Bauens mit Beton (GrunaBau)“ gefunden.

9.2 Ausblick

Offene Fragestellungen liegen zum einem in der Entwicklung konstruktiver baulicher Lösungen, die dem entwickelten Anforderungsprofil genügen. Grundlage könnten die bereits vorgestellten Lösungsansätze in Stahlverbundbauweise sein. Die Kombination von Stahl und Beton in Verbundkonstruktionen bietet dabei nicht nur statisch-konstruktive sondern auch bauphysikalische und ggf. energetische Vorteile, die es gilt heraus zu arbeiten. Neue Bauteilquerschnitte erfordern darüber hinaus geeignete Fügmethoden, die im Sinne des Bauteilrecyclings eine zerstörungsfreie Demontage ermöglichen. Für die baulichen Lösungen werden neue Modelle zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens sowie der bauphysikalischen Eigenschaften erforderlich.

Zum anderen steht die Bewertung der Nachhaltigkeit noch in ihren Anfängen. Mit dem vorliegenden Bewertungssystem des Bundes bzw. der DGNB ist bereits ein erster Schritt hin zu einer umfassenden Bewertung getan. Jedoch fehlen für eine Vielzahl von Kriterien wissenschaftlich fundierte Bewertungsmethoden. Darüber hinaus liegt in

der Entwicklung der Gewichtungsfaktoren zwischen den einzelnen Kriterien und der daraus resultierenden Optimierungspotenzialen großer Forschungsbedarf. Hier können multikriterielle Entscheidungsmethoden, wie die aus den Wirtschaftswissenschaften bekannten Verfahren der Nutzwertanalyse oder der analytische Hierarchieprozess (AHP), Lösungen bereitstellen. Für den Bereich der Ökologie wurde in /Sta98/ der AHP bereits erfolgreich zur Ableitung von Gewichtungsfaktoren der einzelnen Umweltwirkungen angewendet.

10 Literaturverzeichnis

- /Abr10/ ABRAMSKI, Marcin; FRIEDRICH, Thomas; KURZ, Wolfgang; SCHNELL, Jürgen: Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen. In: *Stahlbau* 79 (2010), Nr. 4, S. 248-258
- /AGE10/ AGEB ARBEITSGEMEINSCHAFT ENERGIEBILANZEN E.V. (Hrsg.): *Der Endenergieverbrauch in Deutschland im Jahr 2008 nach Sektoren, Energieträgern und Anwendungsbereichen*. Eigenverlag, 2010
- /Ahn86/ AHNERT, R.; KRAUSE, K.: *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz*. Wiesbaden, Berlin : Bauverlag, 1986
- /Apo87/ APOL, E.J.: Die Auswirkungen neuer Entwicklungen im Betonfertigteilbau auf die Verbindungsdetails, Teil I-V. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 53 (1987)
- /Bac09/ BACHMANN, Hubert; STEINLE, Alfred; HAHN, Volker: Bauen mit Betonfertigteilen. In: *Beton-Kalender* (2009), Teil I. Berlin : Ernst & Sohn, S. 151-335
- /Bar77/ BARNEY, George, B.; CORLEY, Gene W.; HANSON, John M.; et. al.: Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings. In: *PCI Journal* 22 (1977), No. 6, S. 32-61
- /Ber09/ BERGMEISTER, Konrad: Konstruieren mit Fertigteilen. In: *Beton-Kalender* (2005), Teil II. Berlin : Ernst & Sohn, S. 163-239
- /Ber10/ BERTRAM, G.; HEGGER, J.: Pretensioned UHPC Beams with and without Openings. In: *Proceedings: Third International fib Congress and 2010 PCI Annual Convention & Bridge Conference*; May 29–June 2, 2010, at the Gaylord National Resort in National Harbor, Md., Washington D.C., Chicago, IL: PCI, 2010
- /Ble10/ BLEYER, Thorsten; BRUNK, Marten F.; DREBEN, Tobias et al.: *Der Stadtbaustein im DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben "Nachhaltig Bauen mit Beton" - Dossier zu Nachhaltigkeitsuntersuchungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 588, Berlin : Beuth, 2011
- /Bre10a/ Homepage der BRE Environmental Assessment Method, - URL: www.breeam.org (Juni 2010)
- /Bre10b/ BREEAM Scheme Document SD5055, BREEAM Offices 2008, Issue 4.0, 01.05.2010, - URL: http://www.breeam.org/filelibrary/SD5055_4_0_BREEAM_Offices_2008.pdf (Juni 2010)

- /Bret01/ BRETTHAUSER, G.; DIETZE, S.; HÄFELE et al.: *Nachhaltiges Planen, Bauen und Wohnen im Informationszeitalter*. Bericht FZKA 6626, Forschungszentrum Karlsruhe, Institut für Angewandte Informatik, 2001
- /Bun01/ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND WOHNUNGSWESEN: *Leitfaden Nachhaltiges Bauen*. Berlin, Eigenverlag, 2001. - URL: http://www.bmvbs.de/Anlage/original_8183/Leitfaden-Nachhaltiges-Bauen.pdf
- /Bun07a/ BUNDESAMT FÜR BAUWESEN UND RAUMORDNUNG (Hrsg.): *Studie zur Nachhaltigkeitszertifizierung von Gebäuden*, Endbericht. BBR-Online-Publikation, November 2007
- /Bun07b/ BUNDESMINISTERIUM FÜR WIRTSCHAFT UND ARBEIT: *Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden (Energieeinsparverordnung – EnEV)*, 24.06.2007
- /Bun07c/ BUNDESUMWELTMINISTERIUM REFERAT ÖFFENTLICHKEITSARBEIT: *Abfallaufkommen 2007* (Stand März 2010), - URL: http://www.bmu.de/abfallwirtschaft/statistiken_zu_abfallwirtschaft/doc/5886.php
- /Bun08/ PRESSE- UND INFORMATIONSAMT DER BUNDESREGIERUNG DEUTSCHLAND (Hrsg.): *Fortschrittsbericht 2008 zur nationalen Nachhaltigkeitsstrategie: Für ein nachhaltiges Deutschland*. Eigenverlag, Oktober 2008. - URL: http://www.bundesregierung.de/Content/DE/_Anlagen/2008/05/2008-05-08-fortschrittsbericht-2008,property=publicationFile.pdf
- /Bun09a/ BUNDESMINISTERIUM FÜR WIRTSCHAFT UND TECHNOLOGIE: *Verordnung zur Änderung der Energieeinsparverordnung*, 29.04.2009
- /Bun09b/ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND STADTENTWICKLUNG (BMVBS) (Hrsg.): Baustoff- und Gebäudedatenbank Ökobau.dat. In: *Informationsportal zum nachhaltigen Bauen*. Berlin, Eigenverlag, 2009 – URL: <http://www.nachhaltigesbauen.de/baustoff-und-gebaeuedaten/oekobaudat.html>
- /Bun09c/ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: *Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude (BNB) Version 2009_4, Dezember 2009*. - URL: <http://www.nachhaltigesbauen.de/de/bewertungssystem-nachhaltiges-bauen-fuer-bundesgebaeude-bnb/bnb-bewertungsmethodik.html> (Juni 2010)
- /Bun09d/ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG (BMVBS): *Steckbriefe zum BNB-Bewertungssystem*. - URL: <http://www.nachhaltigesbauen.de/de/bewertungssystem-nachhaltiges-bauen-fuer-bundesgebaeude-bnb/steckbriefe-zum-bnb-bewertungssystem.html> (Juni 2010)

- /Bun10a/ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: Bekanntmachung über die Nutzung und die Anerkennung von Bewertungssystemen für das nachhaltige Bauen. In: *Bundesanzeiger* Nr. 70, 07. Mai 2010, S. 1642-1644
- /Bun10b/ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: *Informationsportal für Nachhaltiges Bauen*. - URL: www.nachhaltigesbauen.de (Juni 2010)
- /Bun97/ BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT (Hrsg.): *Agenda 21, Konferenz der Vereinten Nationen für Umwelt und Entwicklung, Rio de Janeiro 1992*. - URL: <http://www.agenda21-treffpunkt.de/archiv/ag21dok/index.htm>
- /CEB93/ Norm CEB-FIP Model Code 1990 1993. *Design Code*
- /Con09/ Con 4® Thermoaktivierte Fertigteilsysteme: *Energieeffizientes Heizen und Kühlen mit thermoaktiven Fertigteilsystemen und integrierter Haustechnik*. Weiler- Simmerberg: Con4 Aktiengesellschaft, Firmenbroschüre, Selbstverlag, 2009. - URL: www.con4.ag
- /Cze99/ CZERNY, F.: Tafeln für Rechteckplatten. In: *Beton-Kalender* (1999), Teil I. Berlin : Ernst & Sohn, 1999, S. 277-330
- /Deg06/ DEGGAU, M.: Nutzung der Bodenfläche. Flächenerhebung 2004 nach Art der tatsächlichen Nutzung. In: *Wirtschaft und Statistik*, Nr.3 (2006), S. 212-219
- /Deu07/ DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ DAfStb- Heft 572. Berlin : Beuth, 2007
- /Deu09a/ DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR NACHHALTIGES BAUEN E. V: *Das deutsche Gütesiegel Nachhaltiges Bauen: Aufbau – Anwendung – Kriterien*. Eigenverlag, 2. Auflage März 2009, - URL: http://www.dgnb.de/fileadmin/downloads/DGNB_SystembeschreibungS_20091217_ohneblatt_de.pdf (Juni 2010)
- /Deu10/ DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (Hrsg.): DAfStb-Richtlinie - Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton (GrunaBau) Entwurf 05.2010. Berlin : Beuth, 2010
- /Dib07/ Zulassung Nr. Z-15.10-225: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Spannbeton Hohlplattendecke nach DIN 1045-1:2001-07 System VMM*. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 2007
- /DIB80/ DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (Hrsg.): *Richtlinie für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund*. Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, Juni 1980
- /DIN00/ Norm DIN 18195 August 2000: *Bauwerksabdichtungen*. Berlin : Beuth, 2000

- /DIN03/ Norm DIN 4108 Juli 2003: *Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden*. Berlin : Beuth, 2003
- /DIN03/ Norm DIN 4223-1 Dezember 2003: *Vorgefertigte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton – Teil 1: Herstellung, Eigenschaften, Übereinstimmungsnachweis*. Berlin : Beuth, 2003
- /DIN05/ Norm DIN EN 1992-1-1 2005: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*
- /DIN06/ Norm DIN EN ISO 14044 Oktober 2006: *Umweltmanagement – Ökobilanz – Anforderungen und Anleitungen*. Berlin : Beuth, 2006
- /DIN08/ Norm DIN 1045-1 August 2008: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Berlin : Beuth, 2008
- /DIN09/ Norm DIN EN ISO 14040 November 2009: *Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen*. Berlin : Beuth, 2009
- /DIN10/ Norm DIN EN 15643 Entwurf April 2010. *Nachhaltigkeit von Bauwerken – Integrierte Bewertung der Qualität von Gebäuden*. Berlin : Beuth
- /DIN38/ Norm DIN 4028: *Stahlbetonhohldielen – Bestimmungen für Herstellung und Verlegung*. Beuth : Berlin, 1938
- /DIN43/ Norm DIN 4225: *Fertigbauteile aus Stahlbeton – Richtlinien für Herstellung und Anwendung*. Beuth : Berlin, 1943
- /DIN55/ Norm DIN 1055: *Einwirkungen auf Tragwerke*. Berlin : Beuth
- /DIN89/ Norm DIN 4109 November 1989: *Schallschutz im Hochbau – Anforderungen und Nachweise*. Berlin : Beuth, 1989
- /DIN89/ Norm DIN 4109 November 1989: *Schallschutz im Hochbau, Beiblatt 2: Hinweise für Planung und Ausführung, Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz, Empfehlungen für den Schallschutz im eigenen Wohn- und Arbeitsbereich*. Berlin : Beuth, 1989
- /DIN94/ Norm DIN 4102 März 1994: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen*. Berlin : Beuth, 1994
- /Din99/ DINAKARAN, V.; SASTRY, M. K. L. N.: Behaviour of Post-tensioned Prestressed Concrete T-Beams with Large Web Openings. In: *Indian Concrete Journal* (1984), No. 2, S. 34-38
- /Dre09/ DRESSEN, T.; HEGGER, J.: Sustainability with adaptive building concepts. In: *IABSE Symposium Bangkok 2009: Sustainable Infrastructure – Environment Friendly, Safe and Resource Efficient*. IABSE Reports Volume 96, S. 27-28

- /Dre10a/ DRESSEN, T.; HEGGER, J.: Adaptive floor slab systems as a contribution to sustainability. In: Fisher, G.; Geiker, M.; Hededal, O. et al. (Hrsg.): *Proceedings 8th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. Roedovre : Oberthur Technologies, 2010, S.237-242
- /Dre10b/ DREßEN, T.; GRAUBNER, C.-A.; HAUER, B.; HEGGER, J.; HIERLEIN, E.; ROTH, C.; SCHIEßL, P.; WIENS, U.: Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton. In: *Beton Bauteile 2011*. Gütersloh : Bauverlag, 2010, S. 178-185
- /Ehm02/ EHMANN, Stefan: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen*. Fortschritt – Berichte VDI, Reihe 4: Bauingenieurwesen, Nr. 182, Dissertation, Düsseldorf : VDI, 2002
- /Ekk03/ EKKERLEIN, Christian: *Ökologische Bilanzierung von Gebäuden in frühen Planungsphasen auf Basis der Produktmodellierung*. TU München, Lehrstuhl für Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Dissertation, November 2003
- /Eli93/ ELIGEHAUSEN, Rolf; GERSTER, Roland: *Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen – Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 399, Berlin : Beuth Verlag, 1993
- /Enq98/ ENQUETE-KOMMISSION “Schutz des Menschen und der Umwelt – Ziele und Rahmenbedingungen einer nachhaltig zukunftsverträglichen Entwicklung“: *Konzept Nachhaltigkeit – Vom Leitbild zur Umsetzung*. Berlin : Deutscher Bundestag (Hrsg.), Eigenverlag, 1998. - URL: <http://www.agenda21.bremen.de/modell/agenda21/dokumente/enquete-kommission.pdf>
- /Eye00/ EYERER, Peter; REINHARDT, Hans-Wolf: *Ökologische Bilanzierung von Baustoffen und Gebäuden*. Basel: Birkhäuser Verlag, 2000
- /Fas03/ FASTABEND, M.; DEWALD, S.; SCHÜCKER, B.: Hohlkörperdecken als Fertigteilelementplatten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003), Nr. 11, S.645-653
- /Fec06/ FECHNER, J.; UNZEITIG, U.; MÖTZL, H.: *Abfallvermeidung im Bauwesen, Flexible und demontabel Bauen – Beispiele*, 17&4 Organisationsberatung, Wien, 2006
- /Fra09/ FRANGI A., FONTANA M., MENSINGER M.: Innovative composite slab system with integrated installation floor. In: *Structural Engineering International* (2009); Nr. 19, S. 404 – 409
- /Fur04/ FURCHE, J; SEEBURG, A.; KÜBLER, R.: Betonkerntemperierung in Elementdecken. *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 70 (2004), Nr. 12, S.38-46
- /Gör04/ GÖRTZ, Stephan: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Aachen, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau , Dissertation, 2004

- /Gra03/ GRAUBNER, Carl-Alexander; HÜSKE, Katja: *Nachhaltigkeit im Bauwesen: Grundlagen – Instrumente - Beispiele*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2003
- /Gra09/ GRAUBNER, Carl-Alexander; SCHNEIDER, Carmen; et. al.: Umwelt- und Nachhaltigkeitszertifizierungssysteme für Gebäude im Vergleich. *Bauingenieur* 84, Düsseldorf : Springer, Juli/August 2009, S. 320- 329
- /Gra79/ GRASSER, E.; KORDINA, K.; QUAST, U.: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe 12/78. DAFStb Heft 220, Berlin : Ernst&Sohn, 1979
- /Gra91/ GRASSER, Emil; THIELEN, Gert: *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken*. DAFStb Heft 240, Berlin : Beuth, 1991
- /Har01/ HARDTKE, Arnd; PREHN, Marco (Hrsg.): *Perspektiven der Nachhaltigkeit: Vom Leitbild der Erfolgsstrategie*. Wiesbaden: Gabler Verlag, 2001
- /Has85/ HASSLINGER, W.: Demountable and re-erectable precast reinforced concrete structures. In /Rei85/.
- /Hau09/ HAUPTVERBAND DER BAUINDUSTRIE E. V. (Hrsg.): *Baudatenkarte 2009*
- /Hau11/ HAUER, Bruno et al.: *Potenziale des Sekundärstoffeinsatzes im Betonbau - Schlussbericht zum TP B im Verbundforschungsvorhaben "Nachhaltig Bauen mit Beton"*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 584, Berlin : Beuth, 2011
- /Heg06/ HEGGER, J.; WILL, N.; DREßEN, T. et al: Ressourceneffiziente, adaptive Gebäudekonzepte im Geschossbau. In: *Statusseminar zum „Verbundforschungsvorhaben Nachhaltig Bauen mit Beton“*. 26. Oktober 2006, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, S. 41-50.
- /Heg07/ HEGGER, Josef; WILL, Norbert; DREßEN, Tobias et al.: Ressourcen- und energieeffiziente, adaptive Gebäudekonzepte im Geschossbau – Teilprojekt C1: Gebäudekonzepte für flexible Nutzung. In: /Deu07/, S. 275–325
- /Heg08a/ HEGGER, Josef; WILL, Norbert; ROGGENDORF, Thomas: Spannbeton Fertigdecken und vorgespannte Elementdecken. In: AVAK, Ralf; GORIS, Alfons: *Stahlbetonbau aktuell – Praxishandbuch 2008*. Berlin: Bauwerk, 2008
- /Heg08b/ HEGGER, Josef; RAUSCHER, Sabine: High Performance materials – Advances in composite constructions. In: WALRAVEN, Joost C.; STOELHORST, Dick: *Proceedings, International fib Symposium 'Tailor Made Concrete Structures : New Solutions For Our Society'*. Boca Raton, Florida. CRC Press, 2008
- /Heg09a/ HEGGER, Josef; BERTRAM, Guido; DREßEN, Tobias et al.: Innovative Konzepte im Massivbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 1, S. 17-26

- /Heg09b/ HEGGER, Josef; DREßEN, Tobias; SCHIEßL, Peter et al.: Nachhaltiges Bauen im Lebenszyklus. In: *Bauingenieur* 84 (2009), Nr. Juli/August, S. 304-312
- /Heg10/ HEGNER, Hans-Dieter: Energieeffizienz und Nachhaltigkeit aus Sicht des Bundesbauministeriums. In: *Stahlbau* 79 (2010), Nr. S1, S. 85-87
- /Heg11/ HEGGER, Josef; DREßEN, Tobias; WILL, Norbert et al.: *Ressourcen- und energieeffiziente, adaptive Gebäudekonzepte im Geschossbau – Schlussbericht zum TP C im Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 585. Berlin : Beuth, 2011
- /Her04/ HERWIJNEN; F. v.: Die Entwicklung eines demontierbaren und anpassungsfähigen Konstruktionssystems. In: *Beton + Fertigteiljahrbuch 2004*, S.186-194
- /Her05/ HERZOG, Kati: *Lebenszykluskosten von Baukonstruktionen*. TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Dissertation, April 2005
- /Her08/ HERRMANN, A.: Hochhaus „WestendDuo“ in Frankfurt. In: *db (deutsche bauzeitung)*, Nr.05, 2008
- /Hol10/ URL: <http://www.holcon.com/>
- /Hor09/ HORNING, Rüdiger: To BREEAM or not to BREEAM, ist das die Frage?. *Immobilien Zeitung: Facility Management*, Nr. 44, 2009, S.13
- /Hot96/ HOTTMANN, Hermann U.; SCHÄFER, Kurt: *Bemessen von Stahlbetonbalken und -wandscheiben mit Öffnungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 459, Berlin : Beuth, 1996.
- /Hov96/ HOVESTADT, L.; HOVESTADT, V.; FRIEDRICHS, K.; et. al.: *Das Kooperative Gebäude, Studie zum Neubauvorhaben der GMD in Darmstadt*. Forschungsbericht, Institut für industrielle Bauproduktion, Universität Karlsruhe, 1996
- /Hum10/ HUMPAHL, Heiko: *Die thermische Bauteilaktivierung*. Hamburg : Diplomica, 2010
- /IBU10/ INSTITUT BAUEN UND UMWELT (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025: Hebel® - Bewehrter Porenbeton, Deklarationsnummer EPD-XEL-2010511-D. Eigenverlag, Erstellung 27.01.2010
- /Inc06/ INCA2 - Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial: *Programm zur interaktiven Berechnung von Massivquerschnitten*, Version 2.7. PFEIFFER, Uwe, TU Hamburg Harburg, 2006
- /Inf10/ INFOCAD, *Handbuch Version 10.20a*, Fa. InfoGraph, Aachen, 2010
- /ISO08/ Norm ISO 15686-5 Juni 2008. *Hochbau und Bauwerke - Planung der Lebensdauer - Teil 5: Kostenberechnung für die Gesamtlebensdauer*, 2008
- /Joo04/ JOOS, L. (Hrsg.): *Energieeinsparung in Gebäuden*. Essen : Vulkan, 2004

- /Kai10/ KAINZ, Andreas E.; TROMMET, H.: Deckensystem aus Betonfertigteilen für eine flexible Gebäudeausrüstung. In: *zement + beton* (2009), Nr. 5, S.30-31
- /Ken82/ KENNEDY, John B.; EL-LAITHY, A. M.: Cracking at Openings in Prestressed Beams at Transfer. In: *Journal of the Structural Division* 108 (1982), No. ST6, S. 1250-1265
- /Ken92/ KENNEDY, John B.; ABDALLA, Hany: Static Response of Prestressed Girders with Openings. In: *Journal of Structural Engineering* 118 (1992), No. 2, S. 488-504
- /Ken95a/ KENNEDY, John B.; ABDALLA, Hany: Design of Prestressed Concrete Beams with Openings. In: *Journal of Structural Engineering* 121 (1995), No. 5, S. 890-898
- /Ken95b/ KENNEDY, John B.; ABDALLA, Hany: Design Against Cracking at Openings in Prestressed Concrete Beams. In: *PCI Journal* 40 (1995), No. 6, S. 60-75
- /Ker04/ KERKENI, Naceur: *Programmbeschreibung LIMFES* (unveröffentlicht). Aachen, H+P Ingenieure GmbH & Co. KG, 2004
- /Kol08a/ KOLLEGER, Johann; KAINZ, Andreas E.: Decke für Installationen – Neues Einsatzgebiet für den Fertigteilbau. In: *BFT International Betonwerk + Fertigteil-Technik* (2008), Nr. 5, S. 40-47
- /Kol08b/ KOLLEGER, Johann; KAINZ, Andreas E.; BURTSCHER, Stefan L.: Slab with Integrated installations. In: *Creating and Renewing Urban Structures – Tall Buildings, Bridges and Infrastructure*, Chicago: IABSE 17th Congress Report, 2008
- /Kom05/ KOMPETENZZENTRUM „KOSTENGÜNSTIG QUALITÄTSBEWUSST BAUEN“ (Hrsg.): *Nachhaltiges Bauen für Ein- und Zweifamilienhäuser*. Bonn: Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung, Selbstverlag, 2005
- /Krü00/ KRÜGER, W.; SCHMIDT, Th.: Verformungsberechnung von vorgespannten Bauteilen – Vergleich mit Versuchsergebnissen. In: *Bauingenieur* 75 (2000), Nr. 4, S. 177-181
- /Krü09/ KRÜGER, Wolfgang; MERTZSCH, Olaf; Koch, Steffen: Verformungsvorhersage von vorgespannten und nicht vorgespannten Betonbauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Heft 6, S. 340-348
- /Kün01/ KÜNZEL, E.; KOTT, M.: *Projekt PRODOMO*. Forschungsbericht des Instituts für Fertigteiltechnik und Fertigbau e.V., Weimar, 2001
- /Kün04/ KÜNZEL, E.; BLUME-WITTIG, J.; KOTT, M.; OST, C.: *Technischer Leitfaden Plattenbau, Leitfaden zur Durchführung von Demontagen, TUL-Prozessen und Remontagen von Bauteilen industriell gefertigter Plattenbaukonstruktionen*. Bauforschung für die Praxis Band 70, Stuttgart : Fraunhofer IRB, 2004

- /Lam08/ LAMBERTZ, Michaela: *Entwicklung eines Verfahrens zur Bewertung der sozialen Nachhaltigkeitsdimension von Bürogebäuden*. RWTH Aachen, Lehrstuhl für Baubetrieb und Gebäudetechnik, Dissertation, August 2008
- /Leo77/ LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, E.: *Vorlesungen über Massivbau: Dritter Teil - Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*. Berlin : Springer Verlag, 1977
- /Lex10/ AACHENER STIFTUNG KATHY BEYS (Hrsg.): *Lexikon der Nachhaltigkeit*. – URL: <http://www.nachhaltigkeit.info> (Juli 2010)
- /Lit94/ LITZNER, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. In: *Beton-Kalender* (1994), Teil I. Berlin : Ernst & Sohn, 1994, S. 671-864
- /Lit96/ LITZNER, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. In: *Beton-Kalender* (1996), Teil I. Berlin : Ernst & Sohn, 1996
- /Loc04/ LOCHNER, I.; BAUER, B.: Verwaltungsgebäude der Kassenärztlichen Vereinigung Bayerns KVB, München. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 8, S.675-681
- /Maa03/ MAACK, P.: Die Entwicklung einer neuen massiven Vollmontagedecke für Wohnungsbauten. In: *Betonwerk International* (2003), Nr. 5, S.130-135
- /Man84/ MANSUR, M. A.; TAN, Kiang-Hwee; LEE, Seng-Lip: Collapse Loads of R/C Beams with Large Openings. In: *Journal of Structural Engineering* 110 (1984), No. 11, S. 2602-2619
- /Man92/ MANSUR, M. A.; TAN, Kiang-Hwee; LEE, Seng-Lip; et. al.: Deflections of Reinforced Concrete Beams with Web Openings. In: *ACI Structural Journal* 89 (1992), No. 4, S. 391-397
- /Man99/ MANSUR, M. A.; TAN, Kiang-Hwee: *Concrete Beams with Openings – Analysis and Design*. Boca Raton, Florida : CRC Press, 1999
- /Men10/ MENSINGER, M.; FONTANA, M.; FRANGI, A.: Entwicklung eines multifunktionalen Deckensystems mit erhöhter Ressourceneffizienz. In: *Stahlbau* 79 (2010), Nr. 4, S.282-297
- /Mer06/ MERTZSCH, Olaf; KRÜGER, Wolfgang: *Zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit*. DAfStb Heft 533, Berlin : Beuth, 2006
- /Min05/ MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (Hrsg.): *Zentralblatt der Bauverwaltung*. Berlin : Ernst & Sohn, 1905, S.592.
- /Mül08/ MÜLLER, Anette: *Recycling – die unterschätzte Herausforderung. transparent - Risikowahrnehmung und Dialogbereitschaft*. Ausgabe 08, Rheinbach: Union-Betriebs-Gesellschaft, Dezember 2008

- /Nas67/ NASSER, Karim W.; ACAVALOS, A.; DANIEL, H. R.: Behavior and Design of Large Openings in Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Journal* 64 (1967), No. 1, S. 25-33
- /Nef06/ NEFF, Carina: *Ein Ingenieurmodell zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Öffnungen*. Essen, Universität Duisburg –Essen, Fachbereich Bauwissenschaften, Dissertation, 2006
- /Öko99/ ÖKO-INSTITUT e. V. (Hrsg.): *Soziale und ökonomische Nachhaltigkeitsindikatoren*. Eigenverlag, Freiburg 1999, - URL: <http://www.oeko.de/oekodoc/79/1999-007-de.pdf> (August 2010)
- /Pei04/ PEIKKO GROUP: *Technische Informationen - PC Beam Shoe*. Lahti, Finnland : Peikko Group , 2004 - Firmenschrift
- /Pei06/ PEIKKO DEUTSCHLAND GmbH: *Technische Informationen - Konsolsystem KP*. Waldeck : Peikko GmbH, 2006 - Firmenschrift
- /PEI07/ PE INTERNATIONAL: *Software-System and Databases for Life Cycle Engineering*. Version 4. Stuttgart: PE International. 2007
- /Pes06/ PESSIKI, Stephen; THOMPSON, James M.: Experimental Investigation of Precast, Prestressed Inverted Tee Girders with Large Web Openings. In: *PCI Journal* 51 (2006), No. 6, S. 2-17
- /Pes95/ PESSIKI, Stephen; PRIOR, Richard; SAUSE, Richard, et. al.: Review of Existing Precast Concrete Gravity Load Floor Framing Systems. In: *PCI Journal* 40 (1995), Nr. 2, S. 52-68
- /Pet05/ PETROVIC, Goran: *IMS Building Technology*. Belgrad: IMS Institute, 2005 - URL: <http://www.institutims.co.yu/docs/IDEASS%20IMS%20Building%20Technology%20LOWRES.pdf>
- /Rei01/ REINHARD, H.-W.; BRAMESHUBER, W.; GRAUBNER, C.-A. et al.: *Sachstandbericht Nachhaltig Bauen mit Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 521, Berlin : Beuth, 2001
- /Rei85/ REINHARDT, H. W.; BOUVY, J.J.B.J.J.: *Demountable concrete structures – A challenge for precast concrete*, Proceedings of the international symposium, Rotterdam : Delft University Press, 1985
- /Ren07/ RENNER, Alexander: *Energie- und Ökoeffizienz von Wohngebäuden*. TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Dissertation, 2007
- /Roj04/ ROJEK, R.; KELLER, T.: Stegverbundplatten. In: *Betonwerk + Fertigertechnik* 70 (2004), Nr. 6, S.34-43
- /Ros05/ ROSEBOOM, J.: *Infra+ vloer & Betonkernactivering, Scritie*. Afstudeeropdracht Hoogeschool van Utrecht, Afstudeer locatie: Ballast Nedam Bouw Speciale Projecten, Utrecht: Eigenverlag, Juni 2005

- /Sal79/ SALAM, Abdus; HARROP, Jack: Prestressed Concrete Beams with Transverse Circular Holes. In: *Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers* 105 (1979), No. ST3, S. 635-652
- /Sav96/ SAVAGE, John M.; TADROS, Maher K.; ARUMUGASAAMY, Panchy et al.: Behavior and Design of Double Tees With Web Openings. In: *PCI Journal* (1996), No. 1, S.46-62
- /Sch00/ SCHÜTZE, Thorsten; WILLKOMM, Wolfgang: *Planungskriterien für nutzungsvariable Gebäude*. Forschungsbericht, Fachhochschule Hamburg, Fachbereich Architektur, 2000
- /Sch01/ SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: *Beton-Kalender* (2001), Teil II. Berlin : Ernst & Sohn, S. 311-492
- /Sch07/ SCHNELLENBACH-HELD, Martina; EHMANN, Stefan; NEFF, Carina: *Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonbalken mit großen Öffnungen*. DAfStb-Heft 566, Berlin : Beuth, 2007
- /Sch08/ SCHMIDT, Michael; JEREBIC, Dagmar: UHPC: Basis for Sustainable Structures – the Gaernterplatz Bridge in Kassel. In: FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; STÜRWALD, S. (Hrsg.): *Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, 2008, S. 619-625
- /Sed07/ SEDLBAUER, Klaus; KITTELBERGER, Siegrun; et. al.: *Kurzstudie: Potenziale des Nachhaltigen Bauens in Deutschland: Analyse der internationalen Strukturen*. März 2007, - URL: http://www.dgnb.de/fileadmin/downloads/potenziale_nachhaltiges_bauen_in_deutschland.pdf (Juni 2010)
- /Sli10/ URL: <http://www.slimlinebuildings.com/>
- /Sob09/ SOBEK, W.: Das deutsche Gütesiegel Nachhaltiges Bauen. In: *VDI-Bautechnik*, Jahressausgabe 2009/2010, S. 90-91
- /Spæ/ SPÆNNCON AS: *Technische Informationen - BSF-System*. Sandvika, Norwegen : Spænncon AS – Firmenschrift
- /Sta98/ STAHL, Beate: *Methodenvergleich und Methodenentwicklung zur Lösung der Bewertungsproblematik in produktbezogenen Ökobilanzen*. Bremen, Universität Bremen, Dissertation, 1998
- /Sten08/ STENGEL, Thorsten; SCHIEBL, Peter: Sustainable Construction with UHPC – from Life Cycle Inventory Data Collection to Environmental Impact Assessment. In: FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; STÜRWALD, S. (Hrsg.): *Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, 2008, S. 461-468
- /Stu87/ STUDIENVEREIN FÜR DAS BAUEN MIT BETONFERTIGTEILEN (Hrsg.): *Kraftschlüssige Verbindungen im Fertigteilbau*. Konstruktions-Atlas. 2. überarbeitete Auflage. Düsseldorf, 1987

- /Sys02/ SYSTAT SOFTWARE INC. (Hrsg.): *TableCurve 3D v.4.0.01*, 1993-2002
- /Tad91/ TADROS, Maher K.; LOW, Say-Gunn; NIJHAWAN, Jagdish C.: Minimization of Floor Thickness in Precast Prestressed Concrete Multistorey Buildings. In: *PCI Journal* 36 (1991), Nr. 4, S. 73-92
- /Tad99/ TADROS, Maher K.; SALEH, Mohsen; EINEA, Amin; et. al.: Standardized Design of Double Tees with Large Web Openings. In: *PCI Journal* 44 (1999), No. 6, S. 68-78
- /Tan96/ TAN, Kiang-Hwee; MANSUR, Mohammad A.; HUANG, Loon-Meng: Reinforced Concrete T-Beams with Large Web Openings in Positive and Negative Moment Regions. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), No. 3, S.277-289
- /Thi10/ THIELE, Catherina: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen*. Kaiserslautern, TU Kaiserslautern, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Dissertation, 2010
- /Tho07/ THODE, Dierk: Aktuelles: Nachhaltiges Bauen mit Betonfertigteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 7, S. 483
- /Tia08/ TIAN, Cheng Hock; MOHAMMED, Bashar S.; MUSTAPHA, Kamal Nasharuddin: Load-Deflection Analysis of Pretensioned Inverted T-Beam With Web Openings. In: *Malaysian Construction Research Journal* 3 (2008), No. 2
- /Twe85/ TWELMEIER, H.; DALLMANN, R.; FISCHER, T. et al.: *Einfluss von großen Stegöffnungen auf das Trag-und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern*. Bericht des Instituts für Statik, TU Braunschweig, 1985
- /USG09/ U.S. GREEN BUILDING COUNCIL: *LEED 2009 for New Construction & Major Renovations*. 2009
- /USG10/ U.S. GREEN BUILDING COUNCIL, Homepage der Gemeinschaft. - URL: www.usgbc.org (Juni 2010)
- /VBI07/ VBI Klimaatvloer. Firmenbroschüre. Huissen: Eigenverlag, 2007, - URL: <http://www.vbi.nl>
- /VBI10/ VBI Leidingvloer. Firmenbroschüre und technische Datenblätter. Huissen: Eigenverlag. - URL: <http://www.vbi.nl>
- /Ver92/ VEREINTE NATIONEN: *Klimarahmenkonvention UN*, New York, 1992
- /Vog05/ VOGDT, F.U.; Asam, C.; Dallmann, J., et. al.: Untersuchung der Wiederverwendungsmöglichkeiten von demontierten Fertigteilelementen aus dem Wohnungsbautypen der ehemaligen DDR für den Einsatz im Wohnungsbau. Forschungsbericht Nr. 1 – 5 / 2005, Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken e.V., TU Berlin, 2005

- /Vor05/ VOORMANN, Friedmar: Von der unbewehrten Hohlsteindecke zur Spannbe-
tondecke. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 9, S.836-846
- /Vos02/ VOS, H.: *Variëren met vloeren - Een onderzoek naar variatiemogelijkheden
met hed huidige aanbod van vloersystemen*. Rotterdam: Stuurgroep Experi-
menten Volkshuisvesting (SEV), Eigenverlag, April 2002
- /Wal88/ WALRAVEN, J.: Verbindungen im Betonfertigteilbau unter Berücksichtigung
„stahlbaumäßiger“ Ausführung. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 54 (1988),
Nr. 6
- /Wal91/ WALRAVEN, J.C.: Versteckte Konsolen. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik*
57 (1991), Nr. 4, S.52-56
- /Wei03/ WEIB, G. C.: Zu Deckenscheiben zusammengespannte Stahlbetonfertigteile
für demontable Gebäude. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 546, Ber-
lin : Beuth, 2003
- /Wor10/ WORLD GREEN BUILDING COUNCIL: Homepage des Rates. - URL:
<http://www.worldgbc.org> (Juni 2010)
- /Wor87/ WORLD COMMISSION ON ENVIRONMENT AND DEVELOPMENT (WECD): *Our
Common Future (Brundtland-Report 1987 - Unsere gemeinsame Zukunft)*.
Genf, 1987 – URL: <http://www.un-documents.net/wced-ocf.htm>
- /Zul39/ Stahlsaitenbeton-Träger. Zulassung vom 9. September 1938, IV. 2.
Nr. 9532/245. In: *Zentralblatt der Bauverwaltung* (1939), S.323-324.

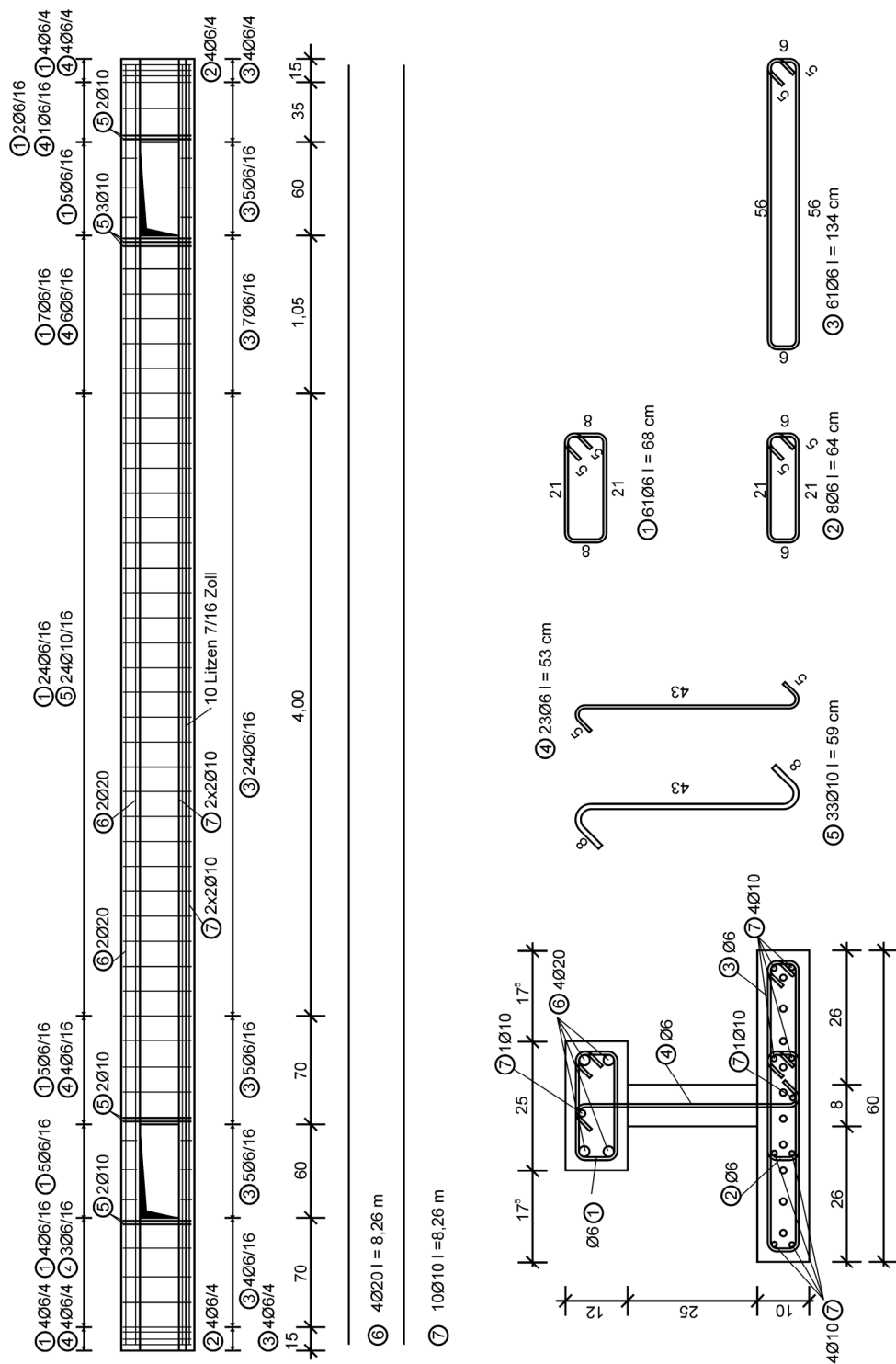


Bild A-2: Bewehrungsplan Versuchskörper DE-2

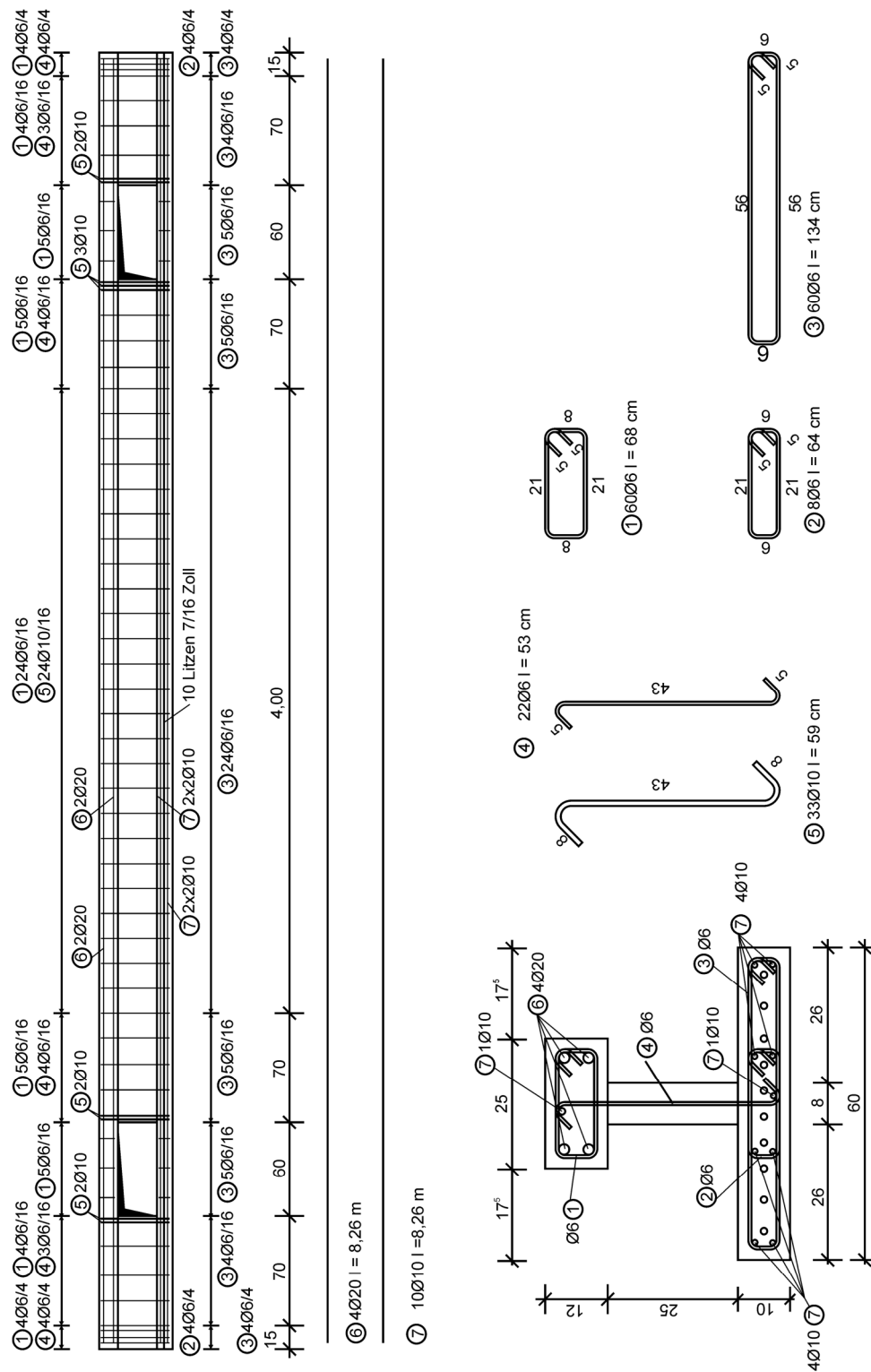


Bild A-3: Bewehrungsplan Versuchskörper DE-3

A.2 Spannkrafteinleitung

Zur Ermittlung der Übertragungslänge wurden die Betondehnungen auf Höhe der Spannstahllage bestimmt. Zur Kontrolle der Rissbildung im Spannkrafteinleitungsbereich wurde zudem der Schlupf von jeweils drei Litzen gegenüber dem Beton bestimmt. Die Ergebnisse dieser Messungen sind in den folgenden Bildern dargestellt. Aufgrund eines technischen Fehlers des Messinstruments sind die in Bild A-4 dargestellten Messungen unsicher. Für diesen Versuchskörper erfolgte daher keine Ermittlung der Übertragungslänge.

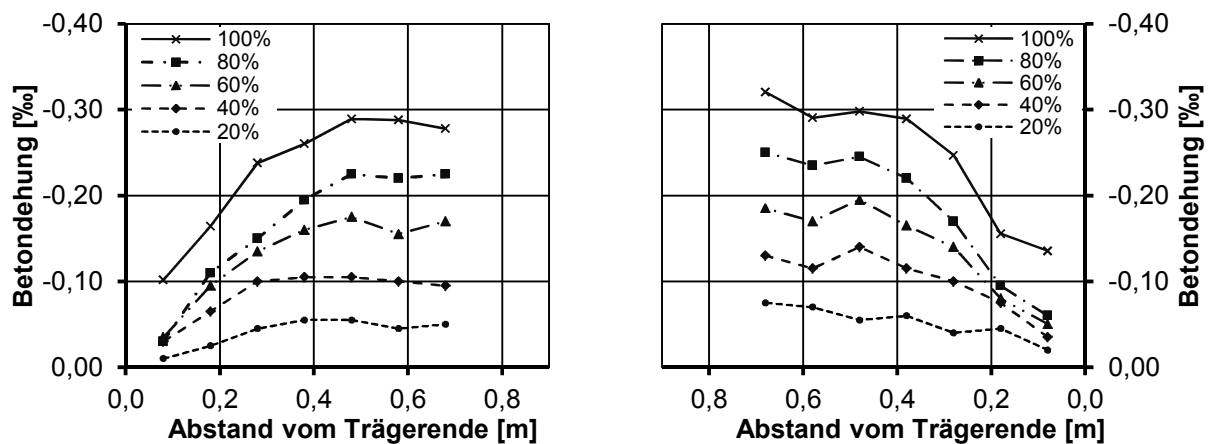


Bild A-4: Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich für beide Trägerenden von Versuchskörper DE-1 (links: DE-1.2; rechts: DE-1.1) – *Messwerte unsicher*

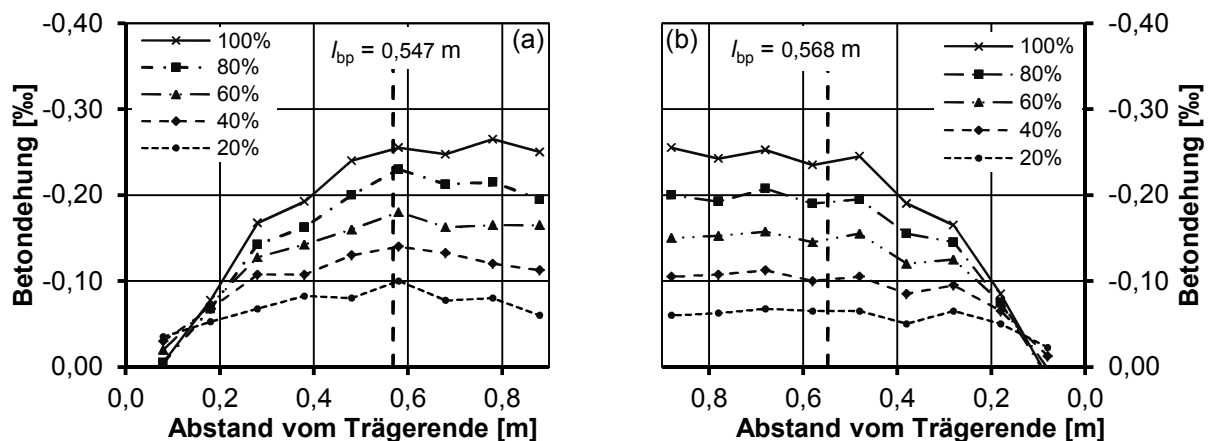


Bild A-5: Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich für beide Trägerenden von Versuchskörper DE-2 (links: DE-2.2; rechts: DE-2.1)

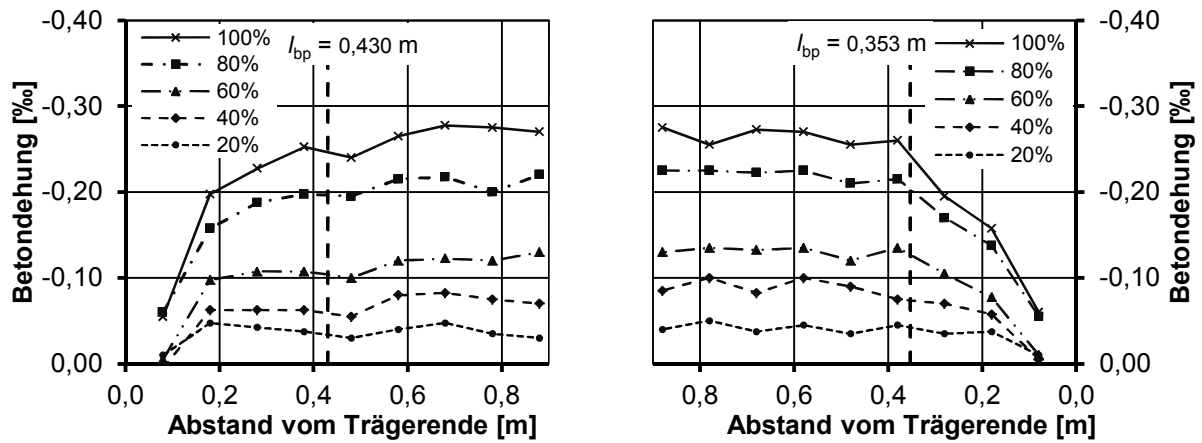


Bild A-6: Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich für beide Trägerenden von Versuchskörper DE-3 (links: DE-3.2; rechts: DE-3.1)

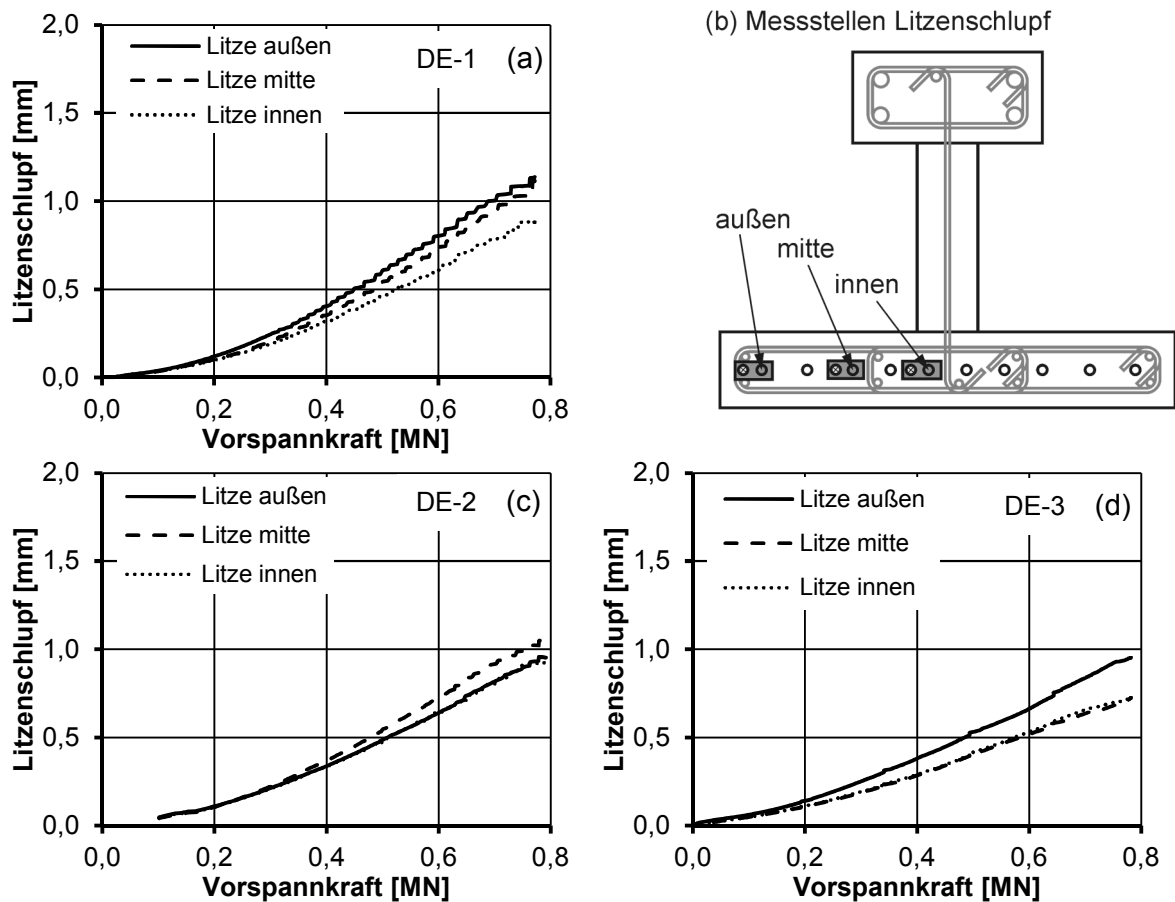


Bild A-7: Litzenschlupf über Vorspannkraft für Versuchskörper DE-1 (a); DE-2 (c) und DE-2 (d) und Lage der Messstellen (b)

A.3 Messstellen

Im Folgenden ist die Lage der Messstellen für die einzelnen Versuche aus Kapitel 5 zusammengestellt.

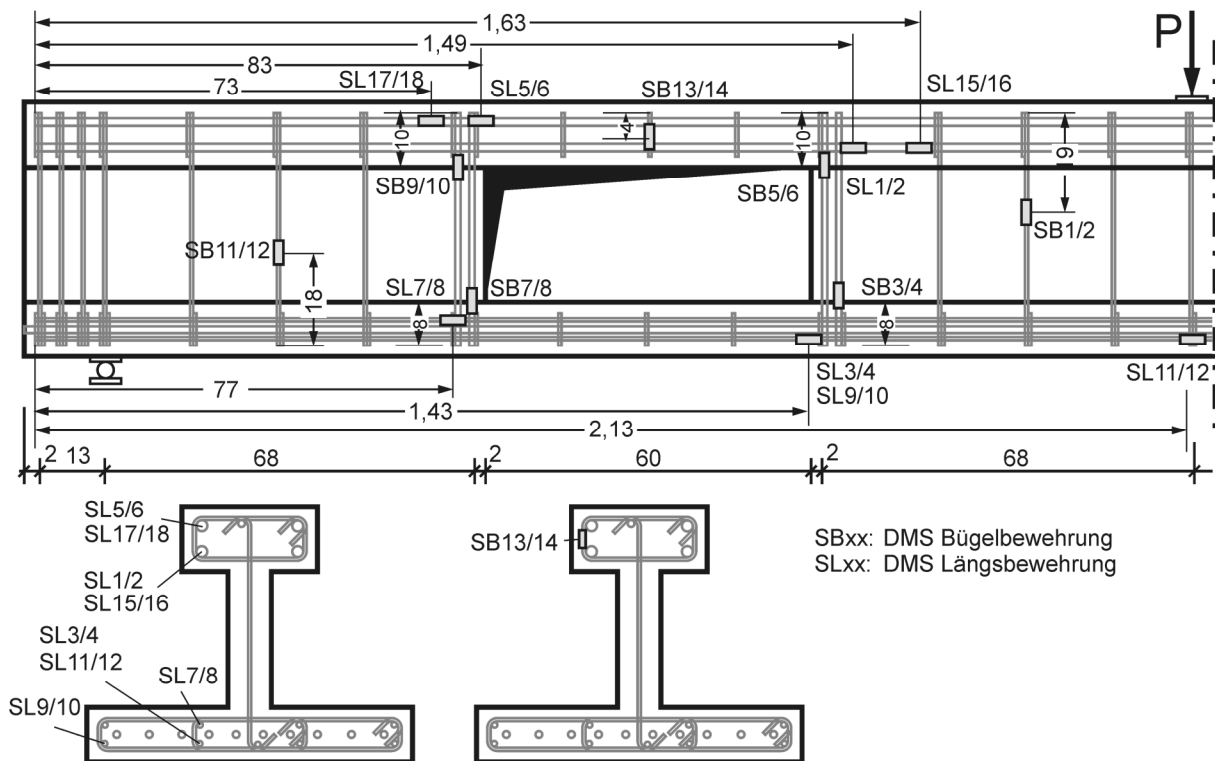


Bild A-8: Messtechnik: Stahl-DMS Versuch DE-1.1

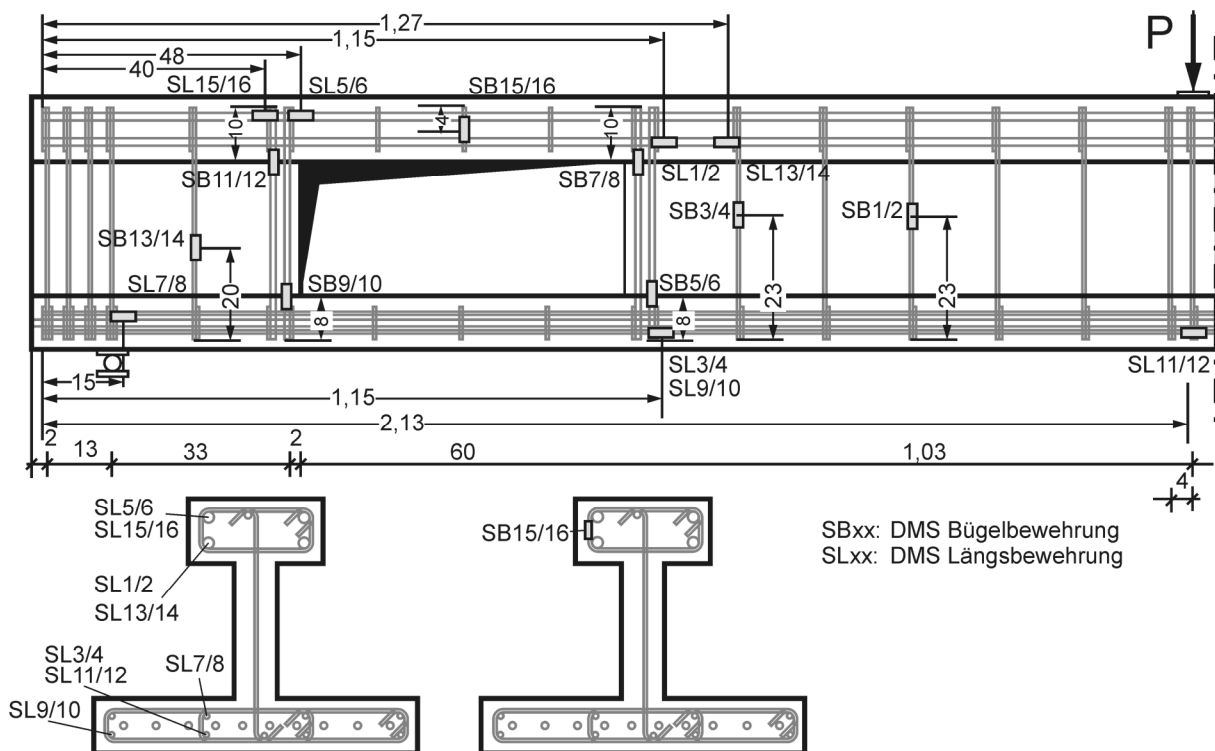


Bild A-9: Messtechnik: Stahl-DMS Versuch DE-2.1

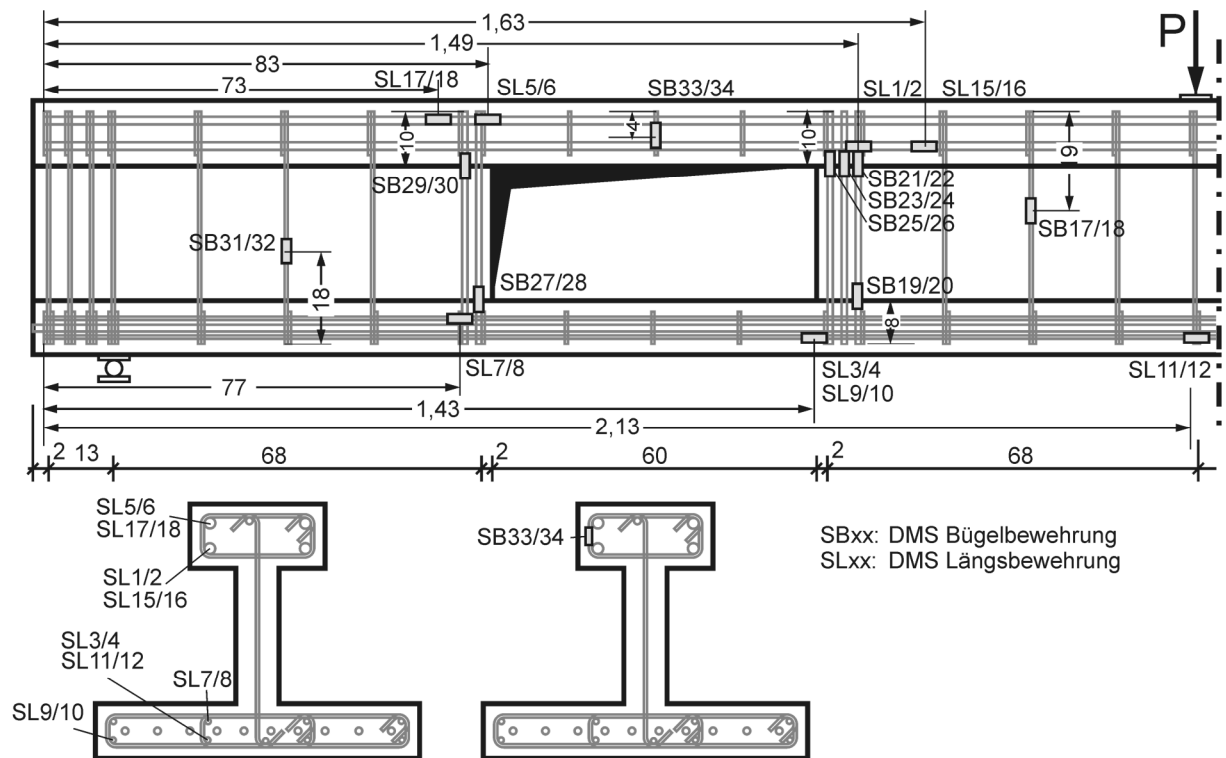


Bild A-10: Messtechnik: Stahl-DMS Versuch DE-2.2

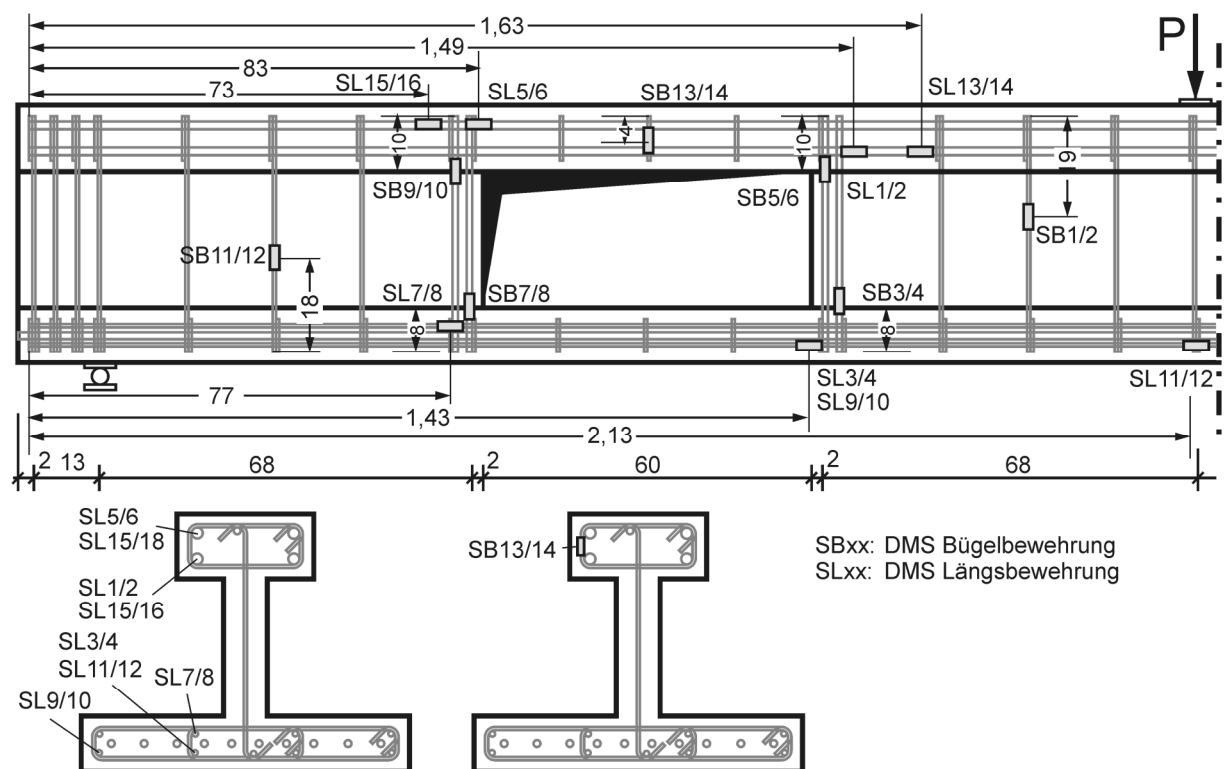


Bild A-11: Messtechnik: Stahl-DMS Versuch DE-3.1

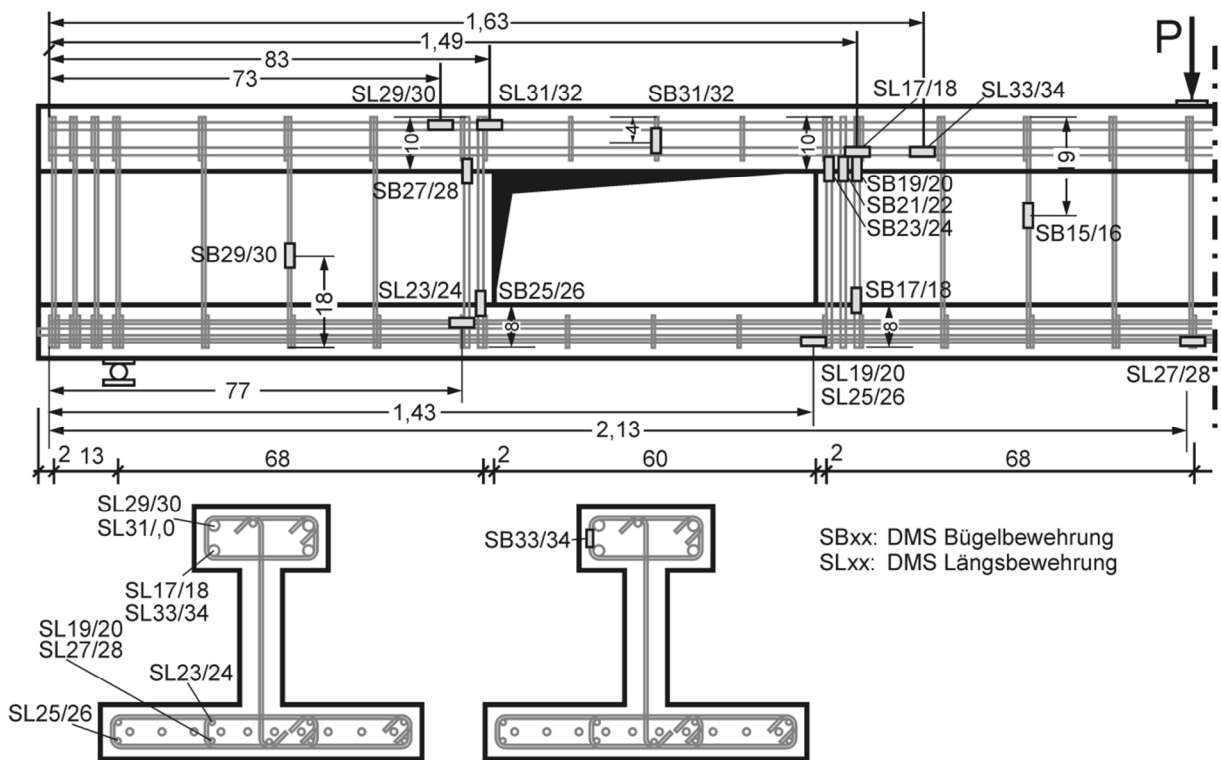


Bild A-12: Messtechnik: Stahl-DMS Versuch DE-3.2

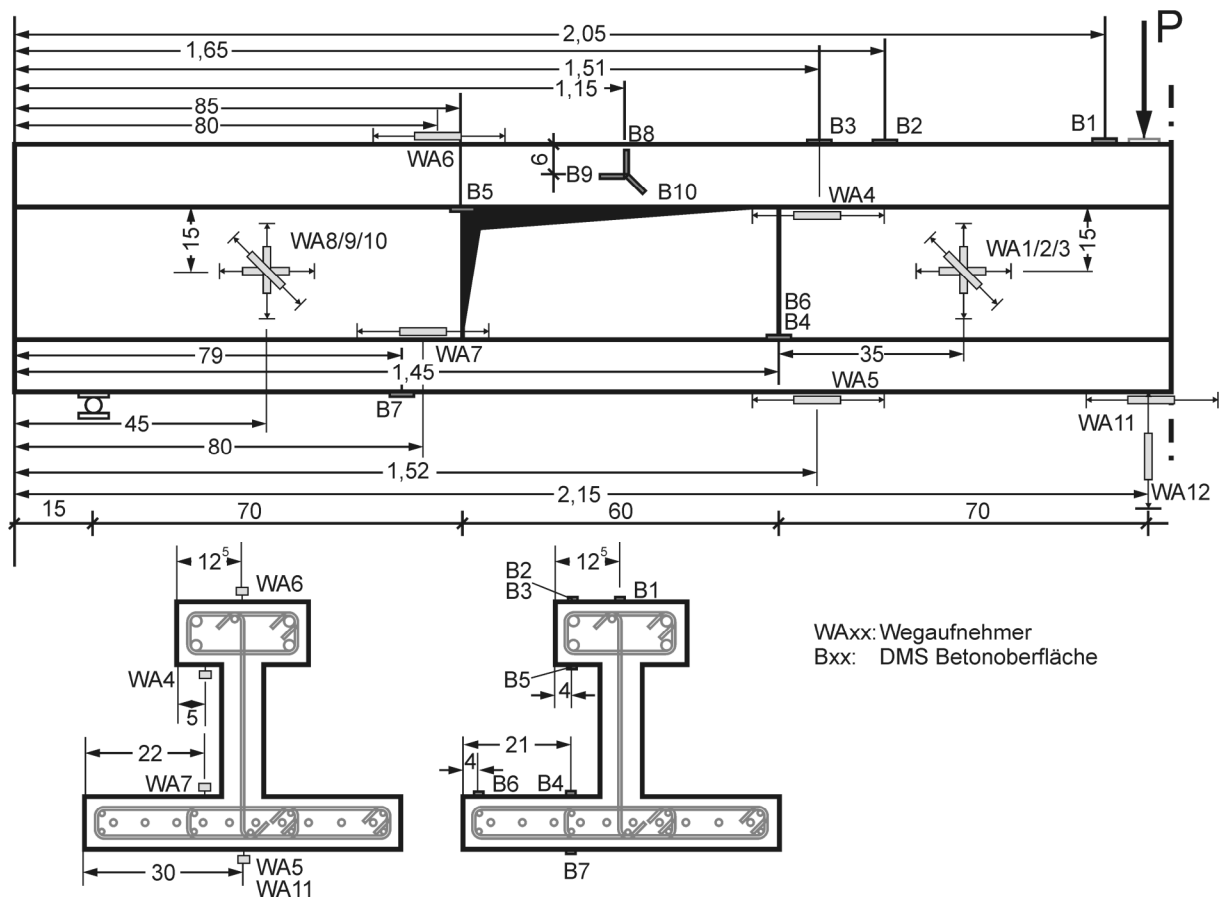
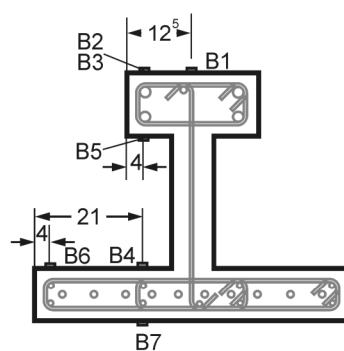
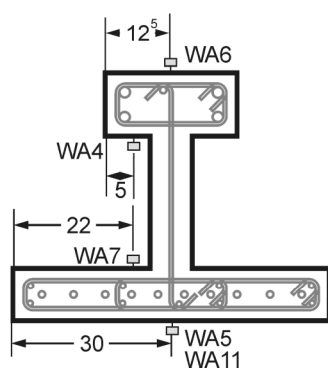
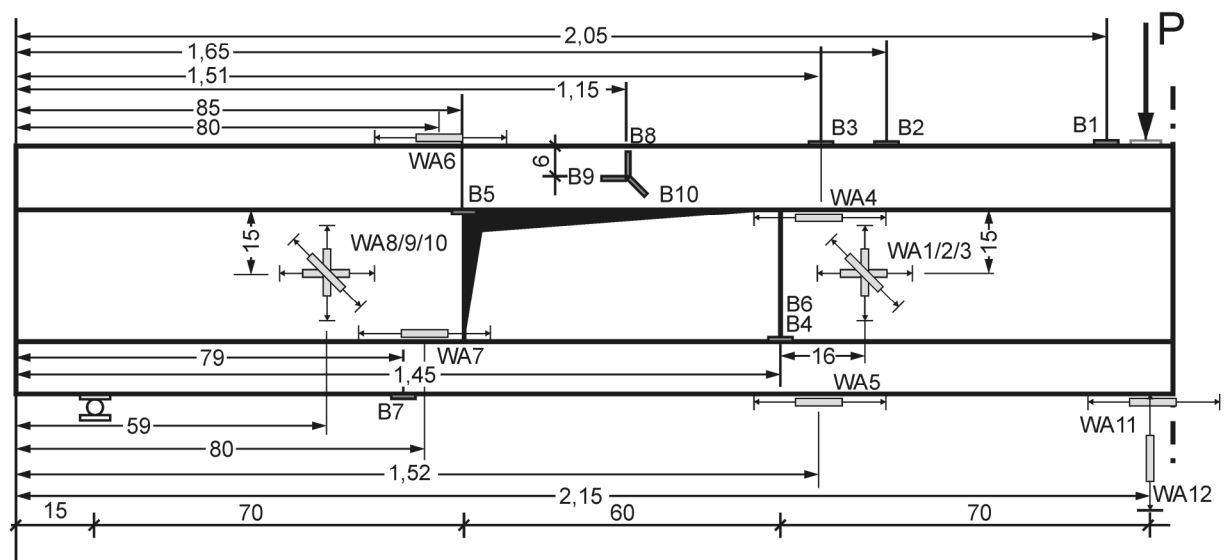
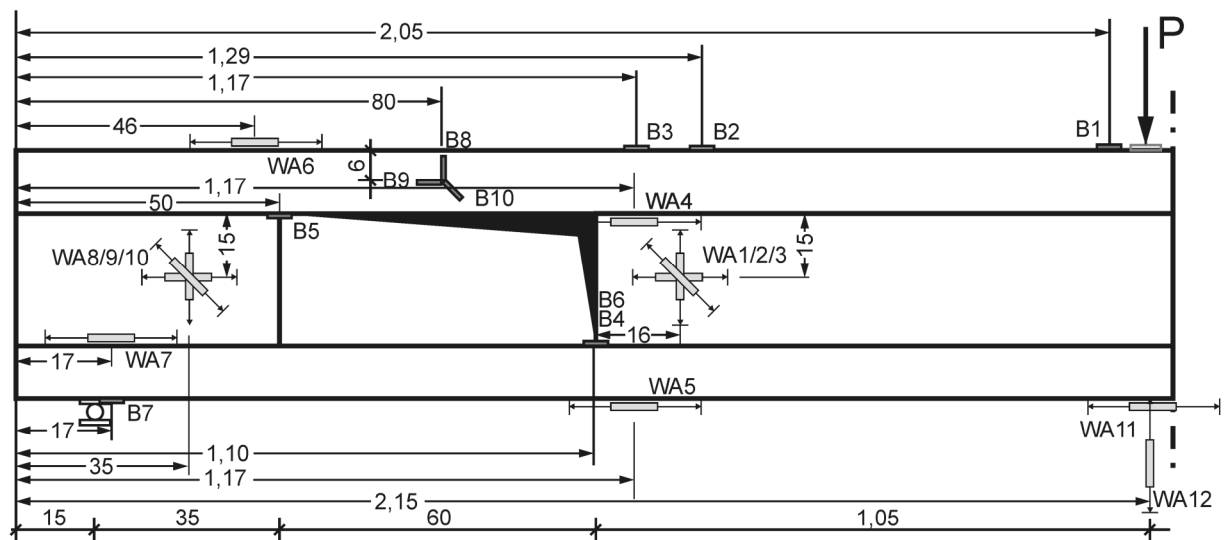


Bild A-13: Messtechnik: Wegaufnehmer, Beton-DMS Versuch DE-1.1



WAxx: Wegaufnehmer
Bxx: DMS Betonoberfläche

Bild A-14: Messtechnik: Wegaufnehmer, Beton-DMS Versuch DE-2-1 (oben) und DE-2.2 (unten)

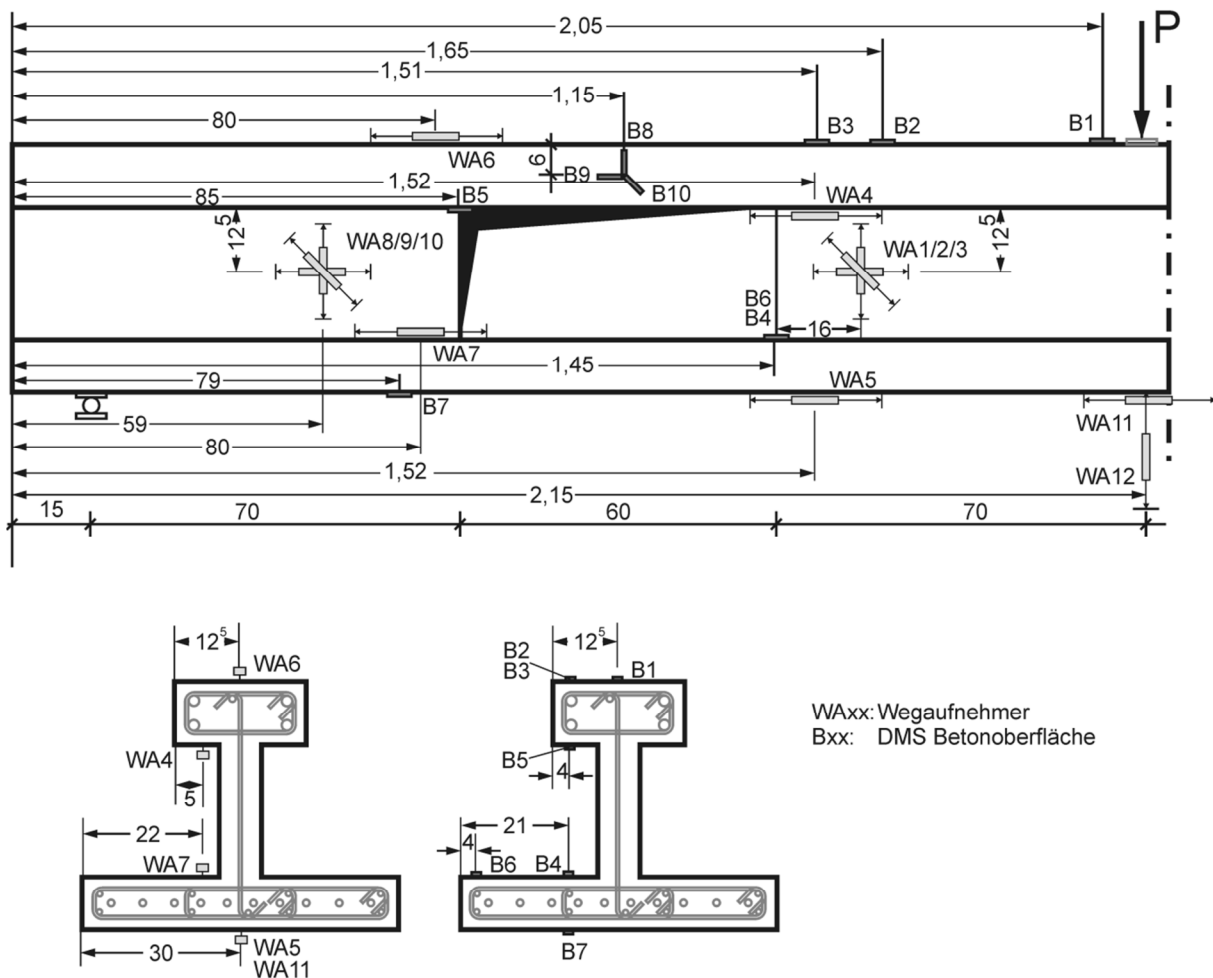


Bild A-15: Messtechnik: Wegaufnehmer, Beton-DMS Versuch DE-3.1 und DE-3.2 (identische Anordnung der Messtechnik für beide Versuche)

A.4 Messergebnisse

Dieses Kapitel enthält die wesentlichen Messergebnisse der einzelnen Versuche. Die Ergebnisse der Dehnungsverteilung über den Querschnitt wurden aus den entsprechenden Messstellen im betrachteten Querschnitt ermittelt. Die Lage der Öffnungsecken ist in definiert.

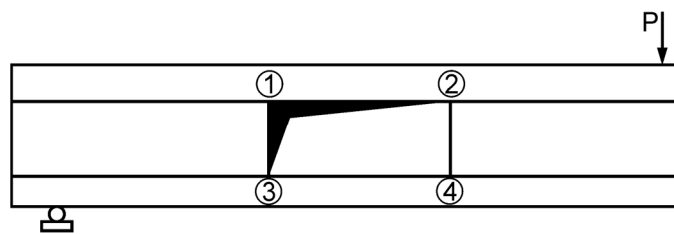


Bild A-16: Nummerierung der Öffnungsecken

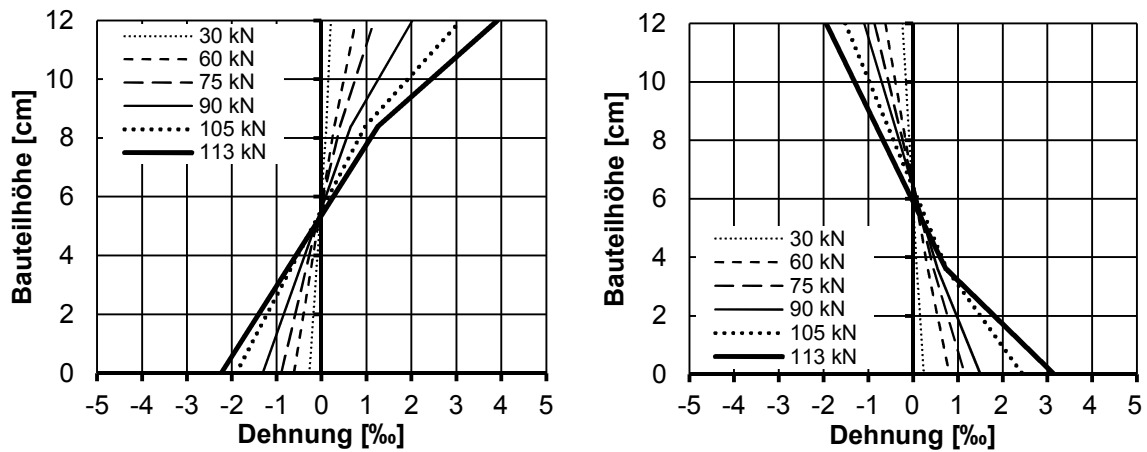


Bild A-17: Dehnungsverteilung Ecke 1 (links) und 2 (rechts) für Versuch DE-1.1

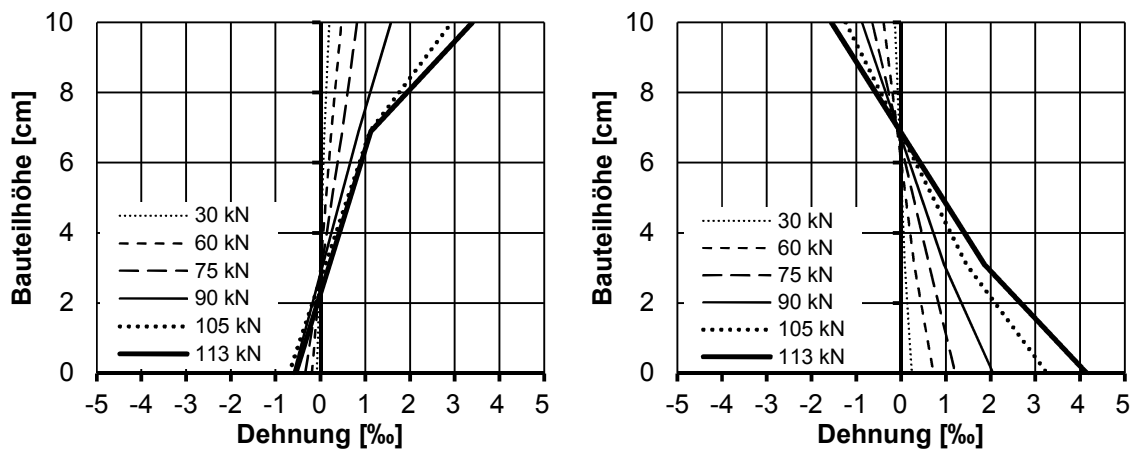


Bild A-18: Dehnungsverteilung Ecke 3 (links) und 4 (rechts) für Versuch DE-1.1

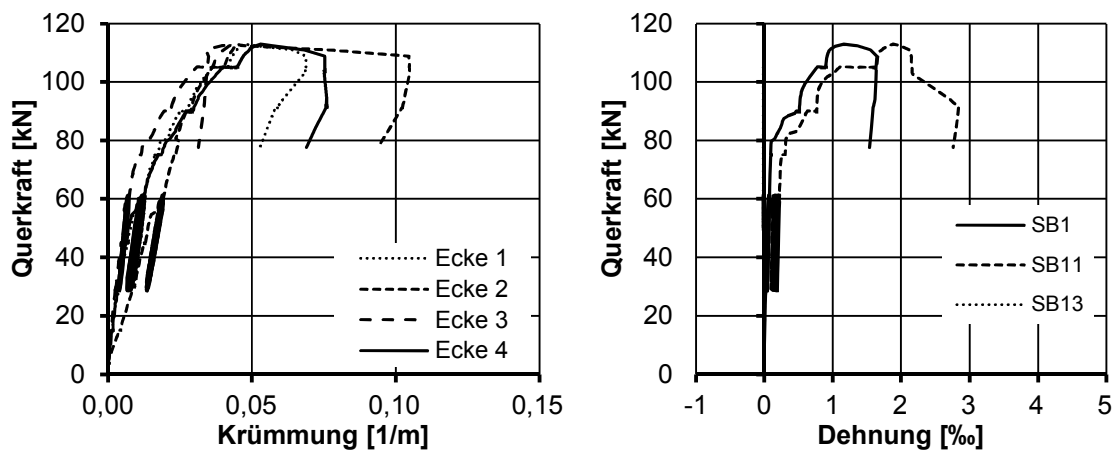


Bild A-19: Krümmung in den Öffnungsecken (links) und Dehnung der Bügelbewehrung (rechts) für Versuch DE-1.1; Dehnung SB13 ~ 0

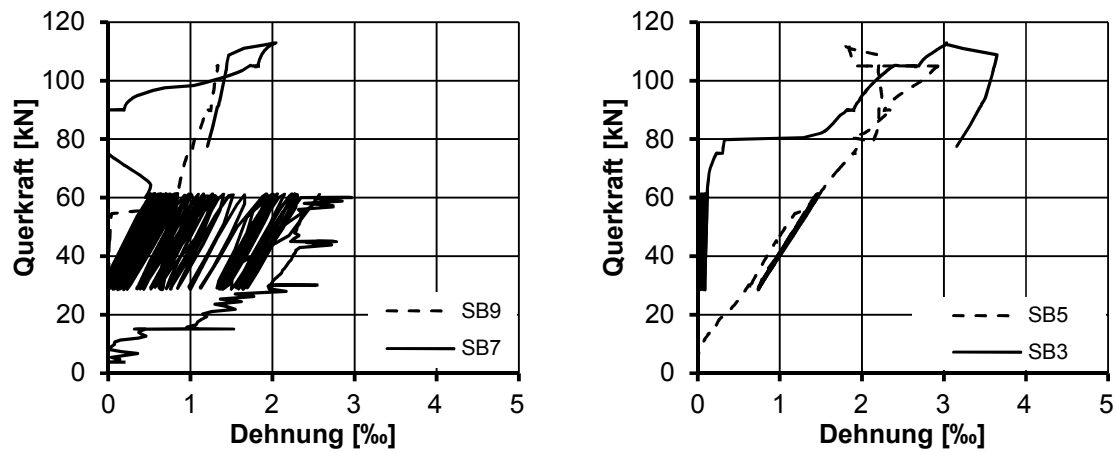


Bild A-20: Dehnung der auflagnernahen (links) und lastnahen (rechts) Aufhängebewehrung für Versuch DE-1.1

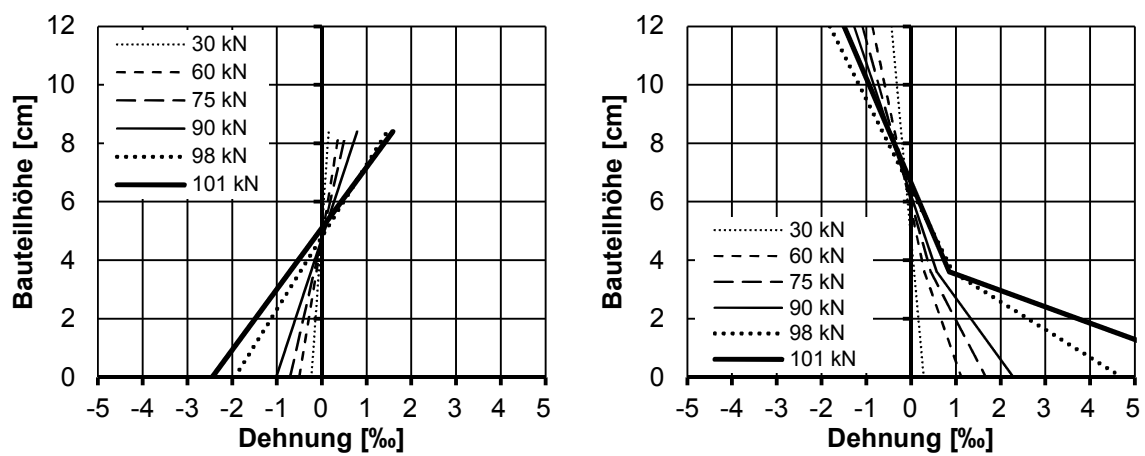


Bild A-21: Dehnungsverteilung Ecke 1 (links) und 2 (rechts) für Versuch DE-2.1

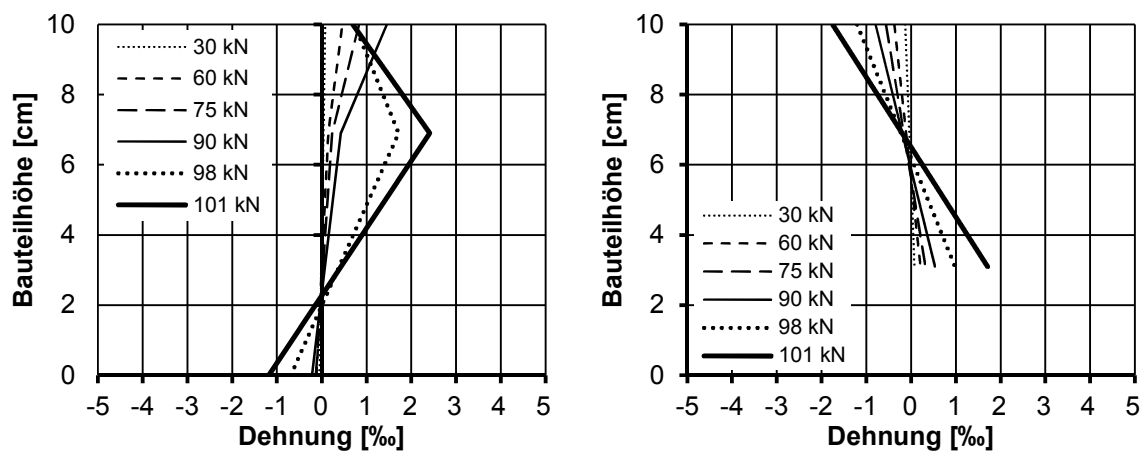


Bild A-22: Dehnungsverteilung Ecke 3 (links) und 4 (rechts) für Versuch DE-2.1

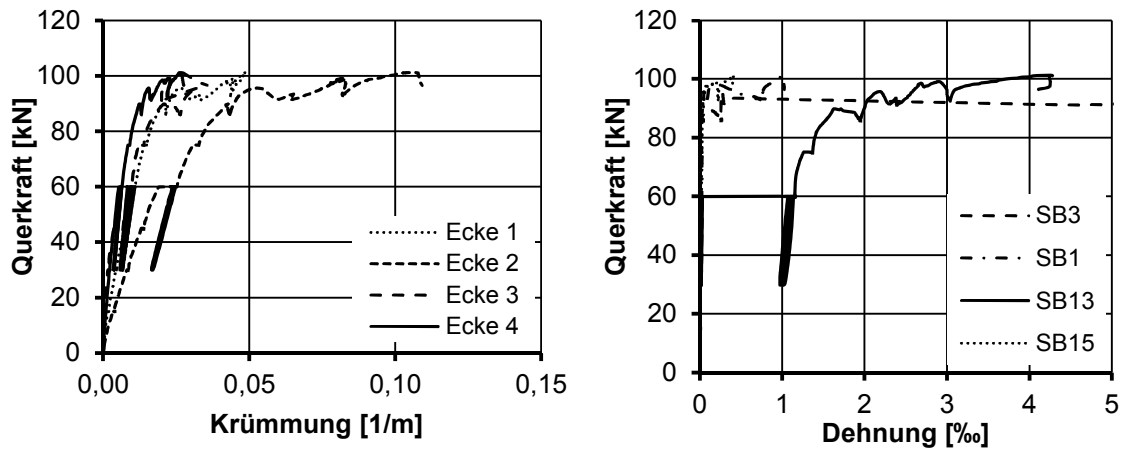


Bild A-23: Krümmung in den Öffnungsecken (links) und Dehnung der Bügelbewehrung (rechts) für Versuch DE-2.1

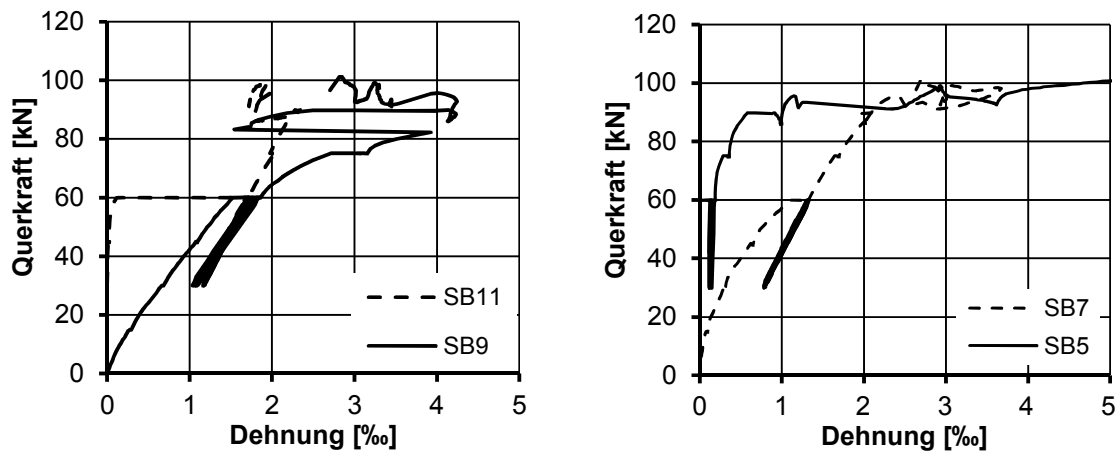


Bild A-24: Dehnung der auflagernahen (links) und lastnahen (rechts) Aufhängebewehrung für Versuch DE-2.1

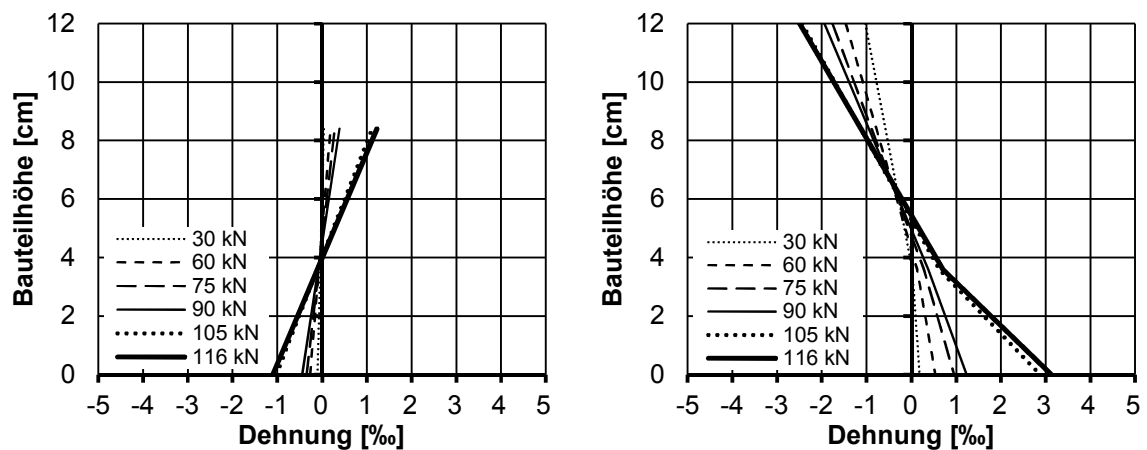


Bild A-25: Dehnungsverteilung Ecke 1 (links) und 2 (rechts) für Versuch DE-2.2

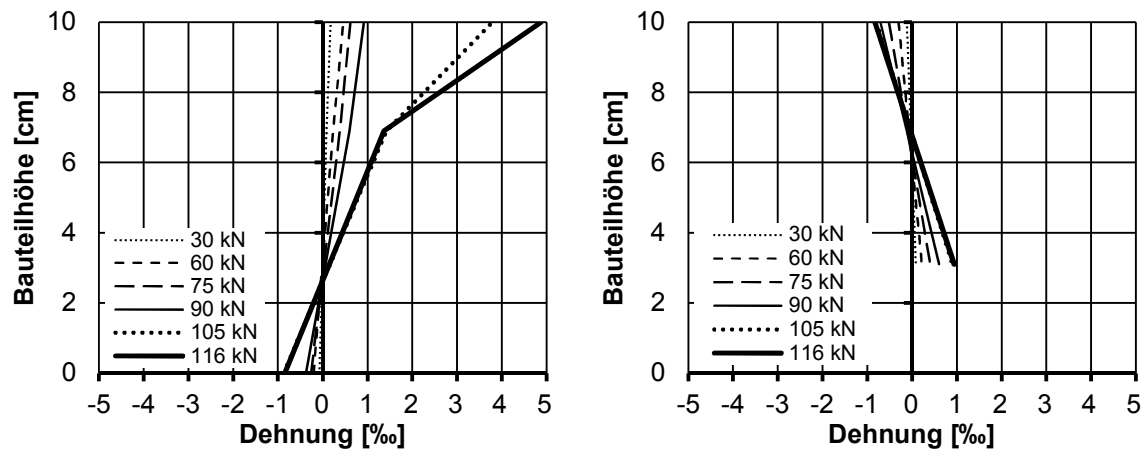


Bild A-26: Dehnungsverteilung Ecke 3 (links) und 4 (rechts) für Versuch DE-2.2

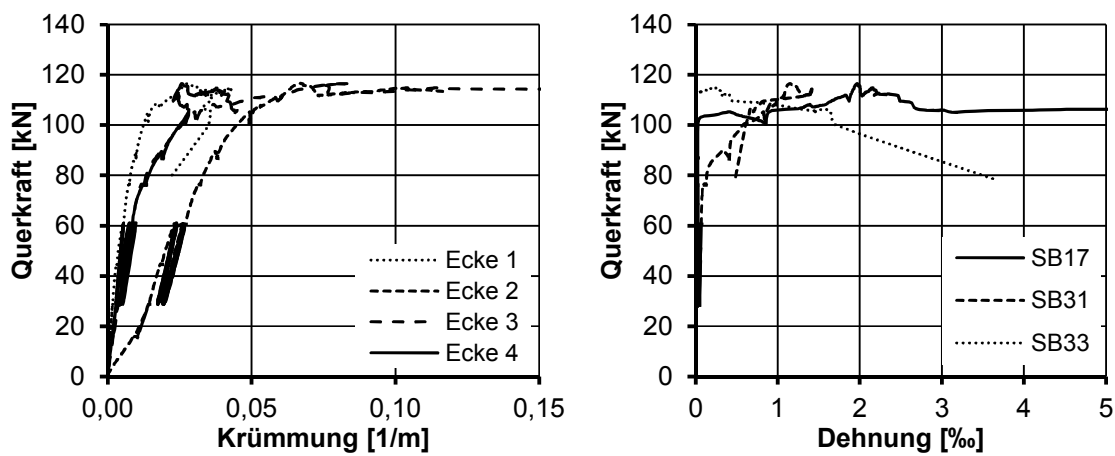


Bild A-27: Krümmung in den Öffnungsecken (links) und Dehnung der Bügelbewehrung (rechts) für Versuch DE-2.2

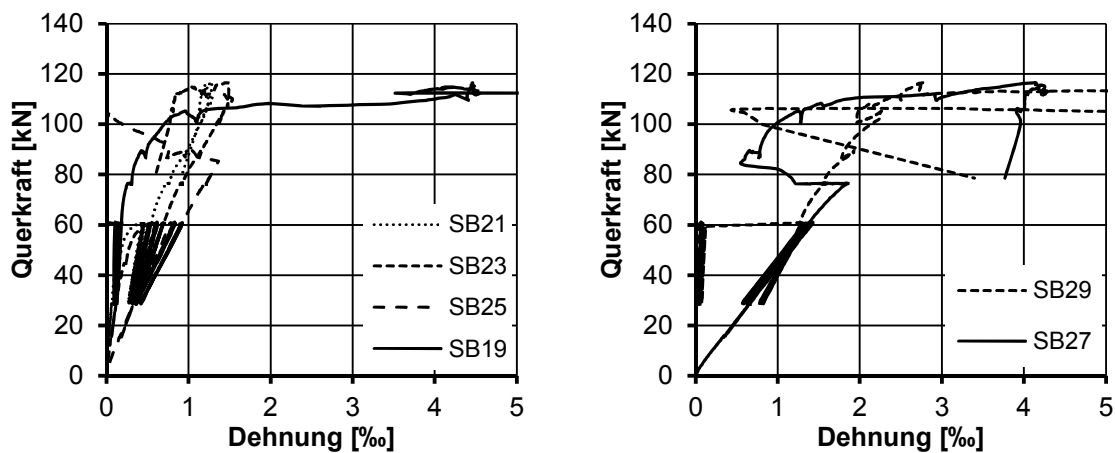


Bild A-28: Dehnung der auflagernahen (links) und lastnahen (rechts) Aufhängebewehrung für Versuch DE-2.2

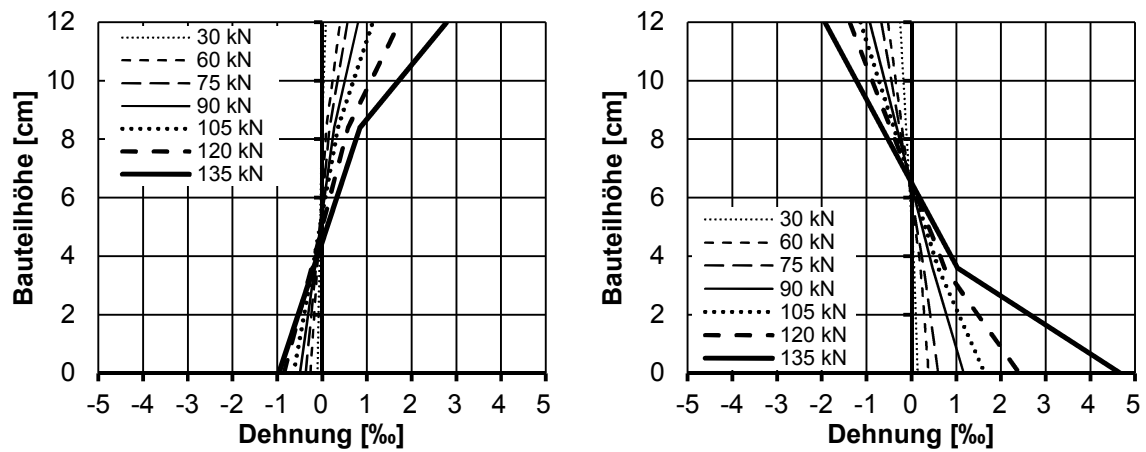


Bild A-29: Dehnungsverteilung Ecke 1 (links) und 2 (rechts) für Versuch DE-3.1

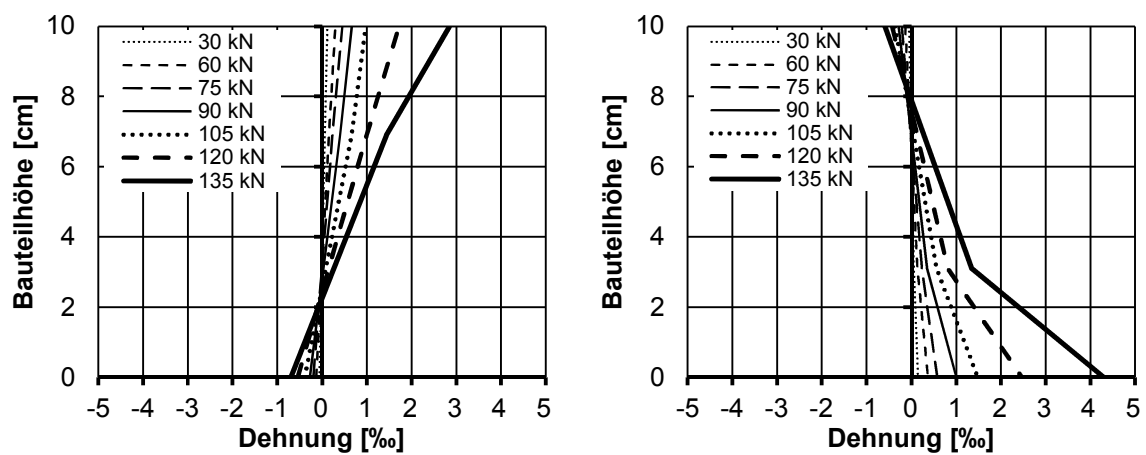


Bild A-30: Dehnungsverteilung Ecke 3 (links) und 4 (rechts) für Versuch DE-3.1

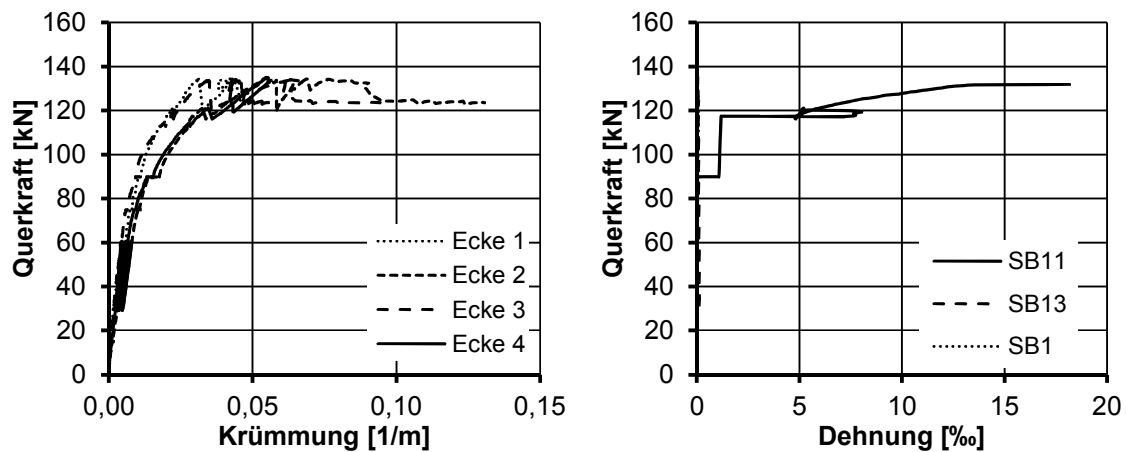


Bild A-31: Krümmung in den Öffnungsecken (links) und Dehnung der Bügelbewehrung (rechts) für Versuch DE-3.1; Dehnung SB1 = SB13 ~ 0

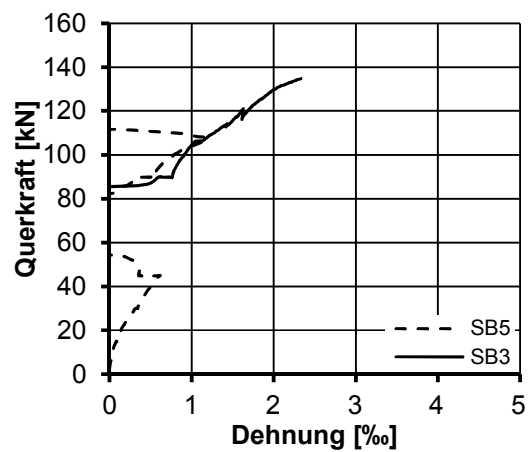
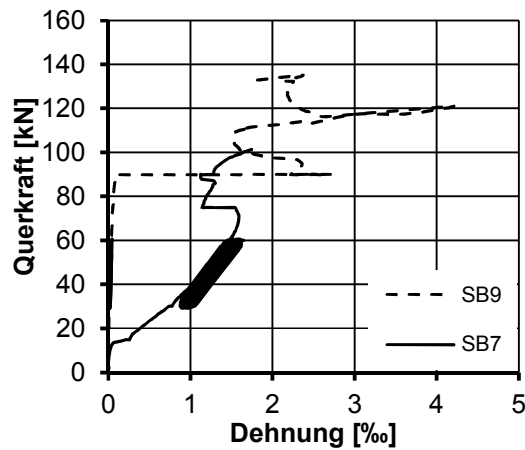


Bild A-32: Dehnung der auflagnernahen (links) und lastnahen (rechts) Aufhängebewehrung für Versuch DE-3.1

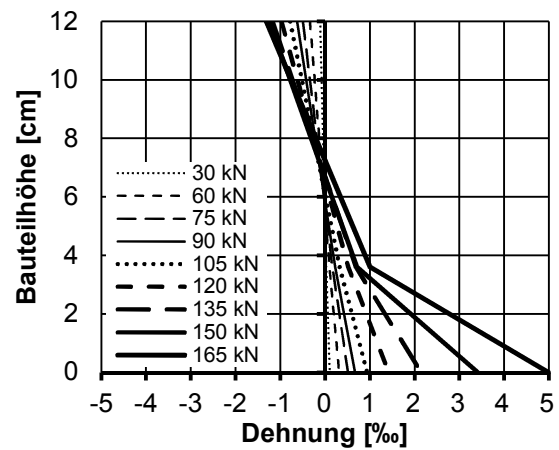
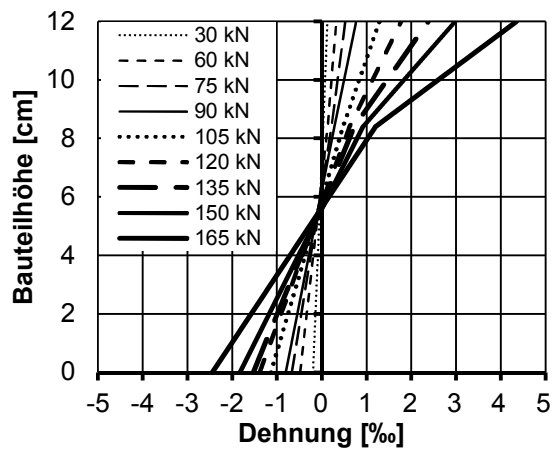


Bild A-33: Dehnungsverteilung Ecke 1 (links) und 2 (rechts) für Versuch DE-3.2

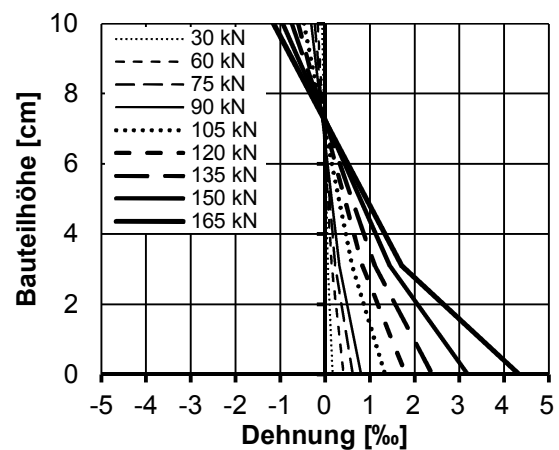
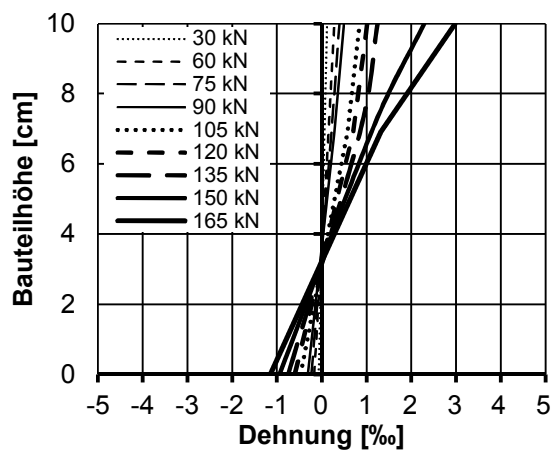


Bild A-34: Dehnungsverteilung Ecke 3 (links) und 4 (rechts) für Versuch DE-3.2

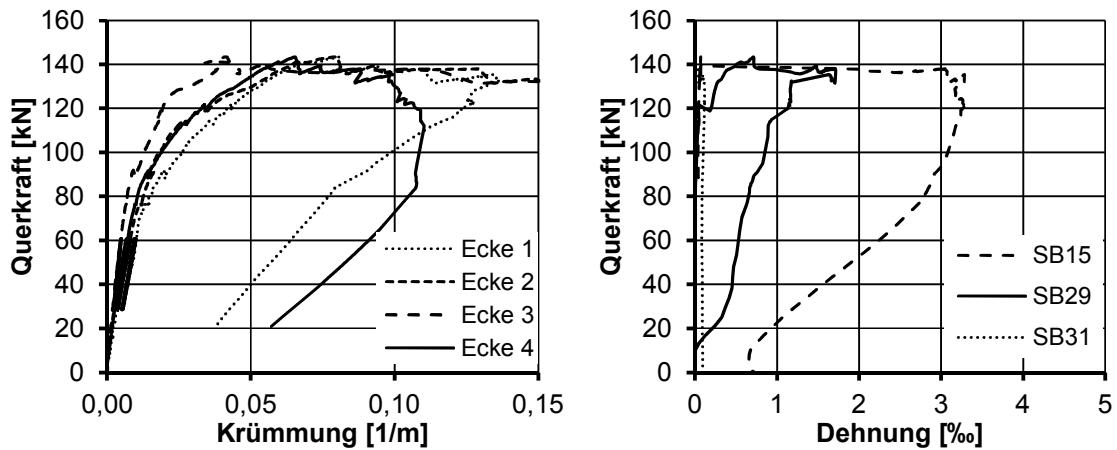


Bild A-35: Krümmung in den Öffnungsecken (links) und Dehnung der Bügelbewehrung (rechts) für Versuch DE-3.2

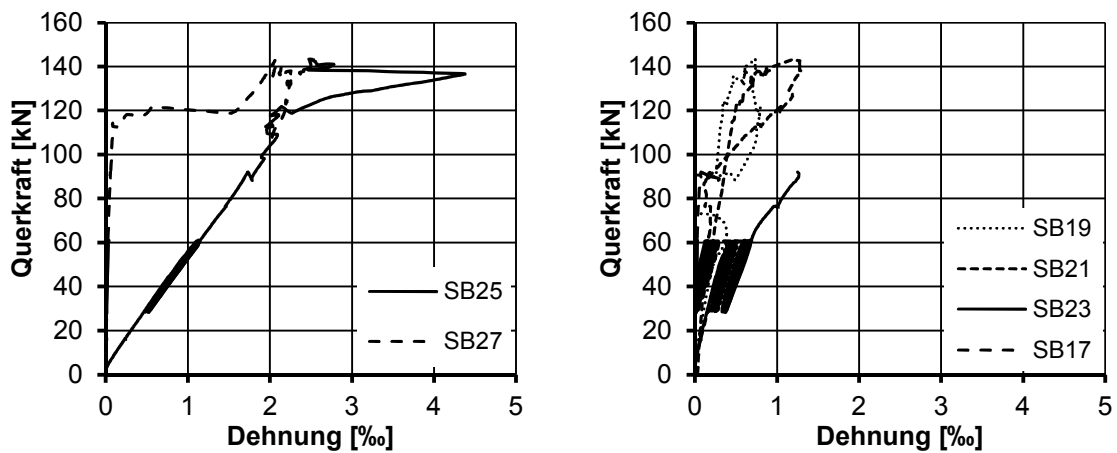


Bild A-36: Dehnung der auflagnernahen (links) und lastnahen (rechts) Aufhängebewehrung für Versuch DE-3.2

Die folgenden Diagramme zeigen die Auswertungen der Hauptdehnungen und der Druckstrebenneigung aus den Messungen der Beton-DMS-Rosette in der Mitte der Obergurte.

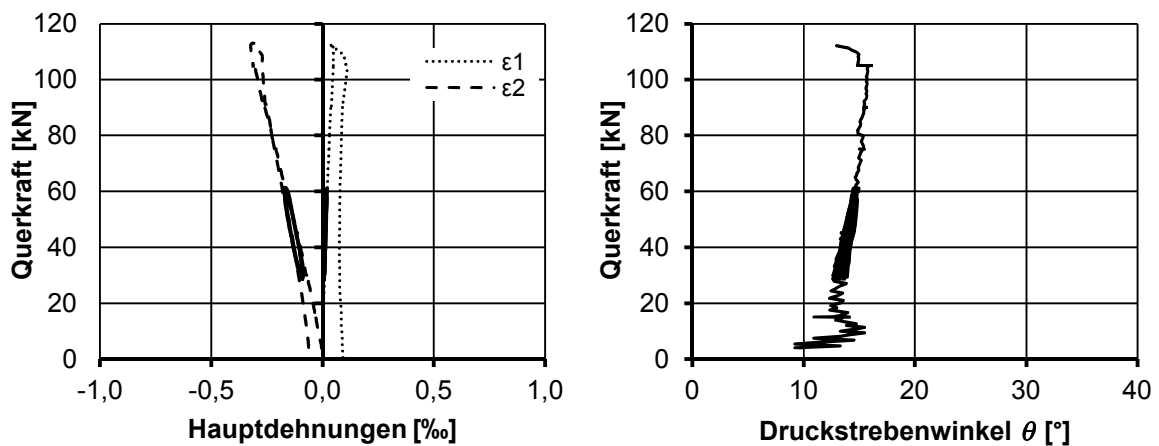


Bild A-37: Hauptdehnungen (links) und Druckstrebenwinkel (rechts) im Obergurt für Versuch DE-1.1

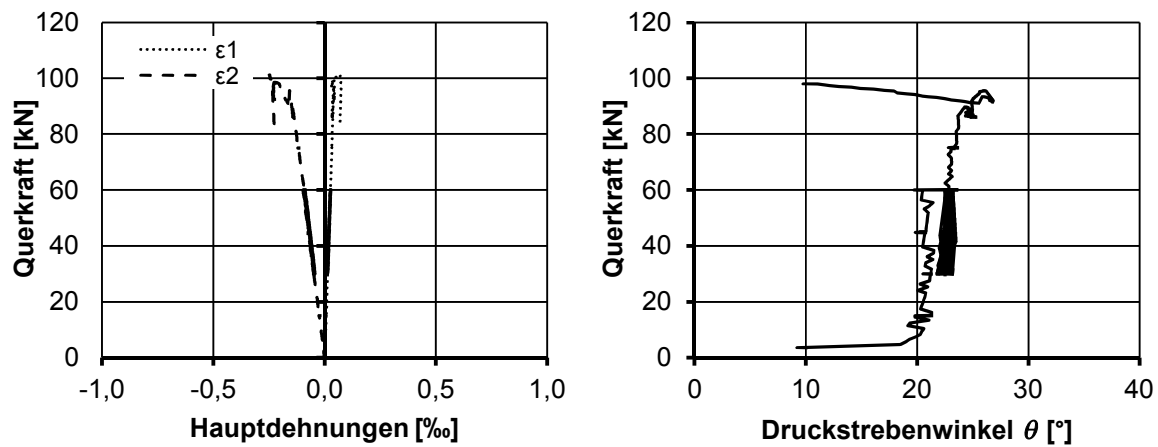


Bild A-38: Hauptdehnungen (links) und Druckstrebenwinkel (rechts) im Obergurt für Versuchskörper DE-2.1

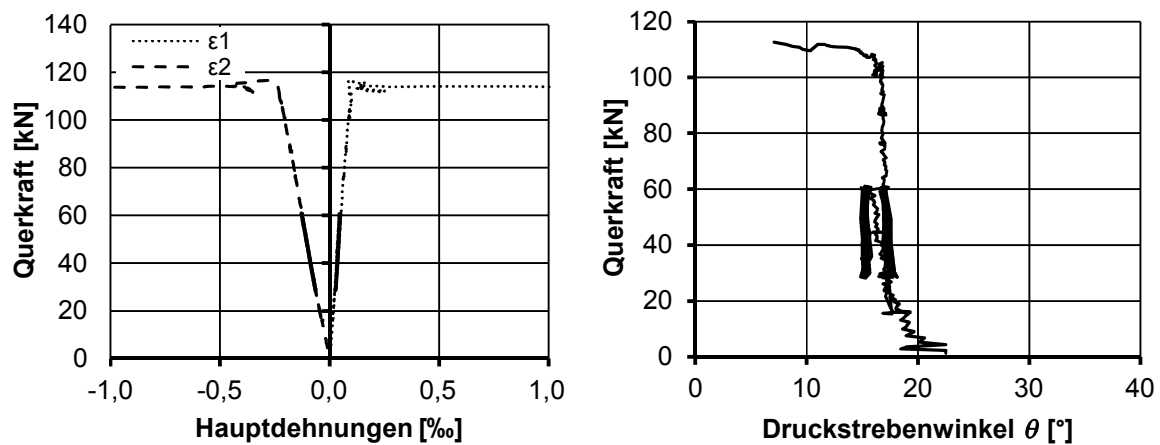


Bild A-39: Hauptdehnungen (links) und Druckstrebenwinkel (rechts) im Obergurt für Versuchskörper DE-2.2

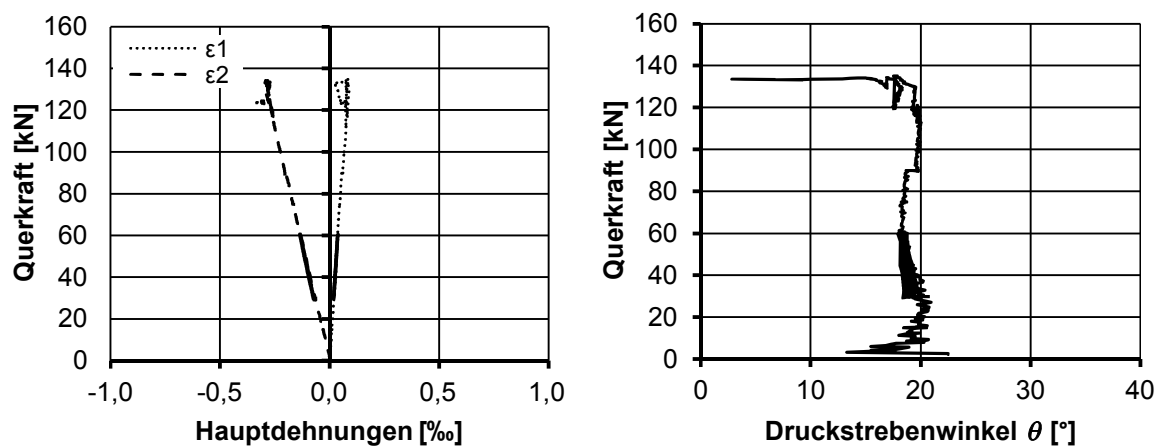


Bild A-40: Hauptdehnungen (links) und Druckstrebenwinkel (rechts) im Obergurt für Versuchskörper DE-3.1

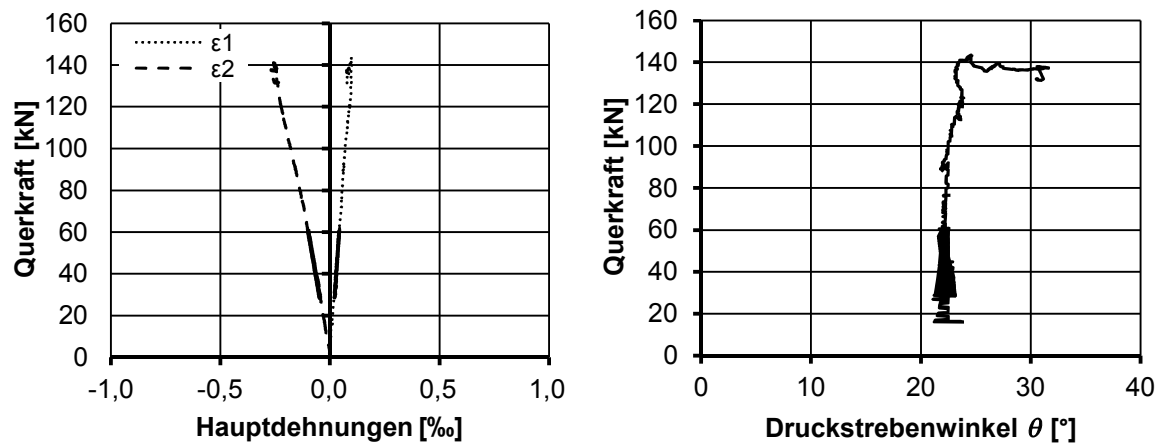


Bild A-41: Hauptdehnungen (links) und Druckstrebenwinkel (rechts) im Obergurt für Versuchskörper DE-3.2

A.5 Bruchbilder

Die folgenden Bilder zeigen den Prüfbereich der Versuchskörper im Bruchzustand nach Erreichen der maximalen Belastung. Auf der linken Seite befand sich die Lasteinleitung, auf der rechten Seite das Auflager.



Bild A-42: Bruchbild Versuch DE-1.1

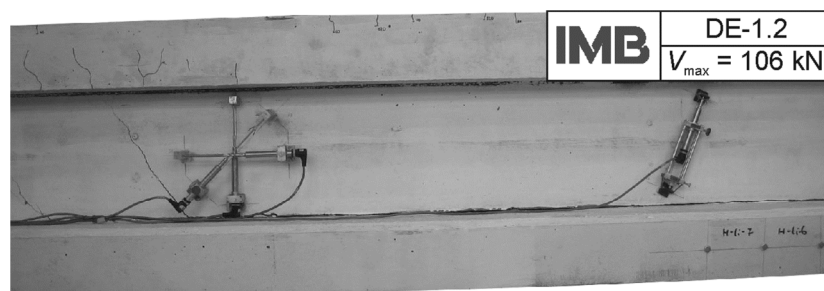


Bild A-43: Bruchbild Versuch DE-1.2

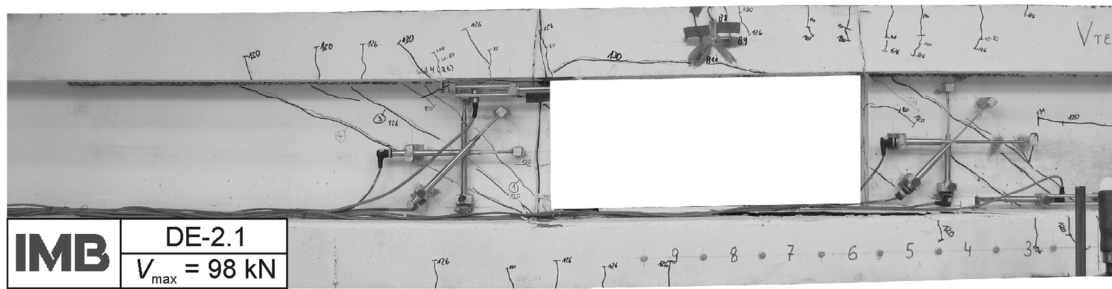


Bild A-44: Bruchbild Versuch DE-2.1

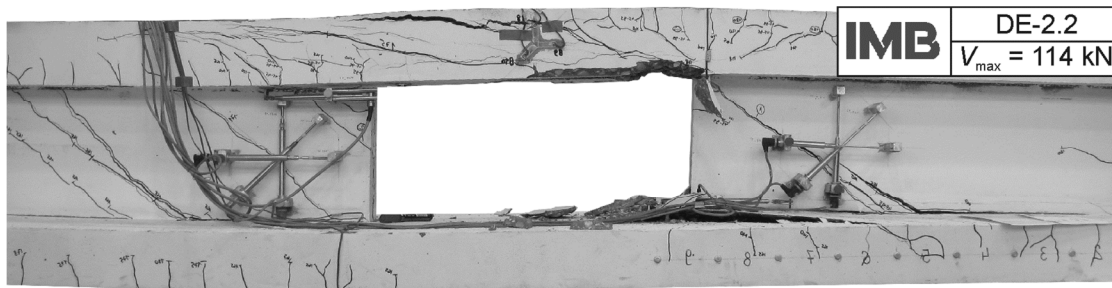


Bild A-45: Bruchbild Versuch DE-2.2

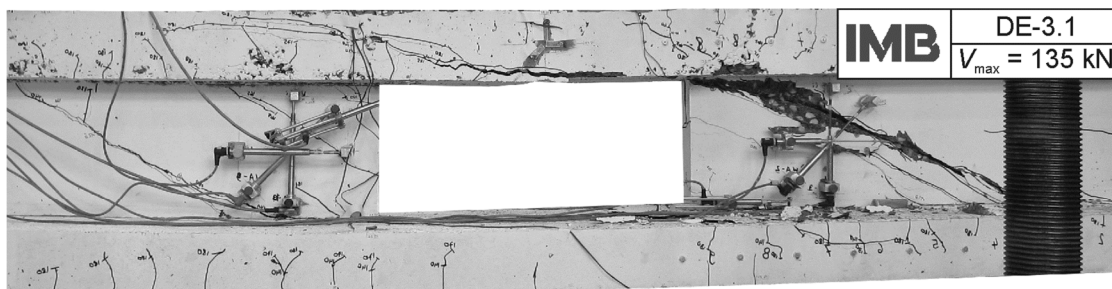


Bild A-46: Bruchbild Versuch DE-3.1

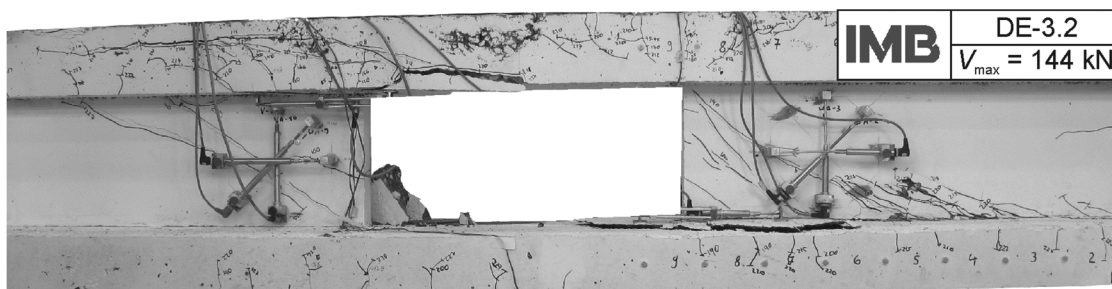


Bild A-47: Bruchbild Versuch DE-3.2

A.6 Rissbilder

Die nachfolgenden Bilder zeigen die Entwicklung der Rissbildung anhand von jeweils drei ausgewählten Laststufen für die durchgeführten Versuche.

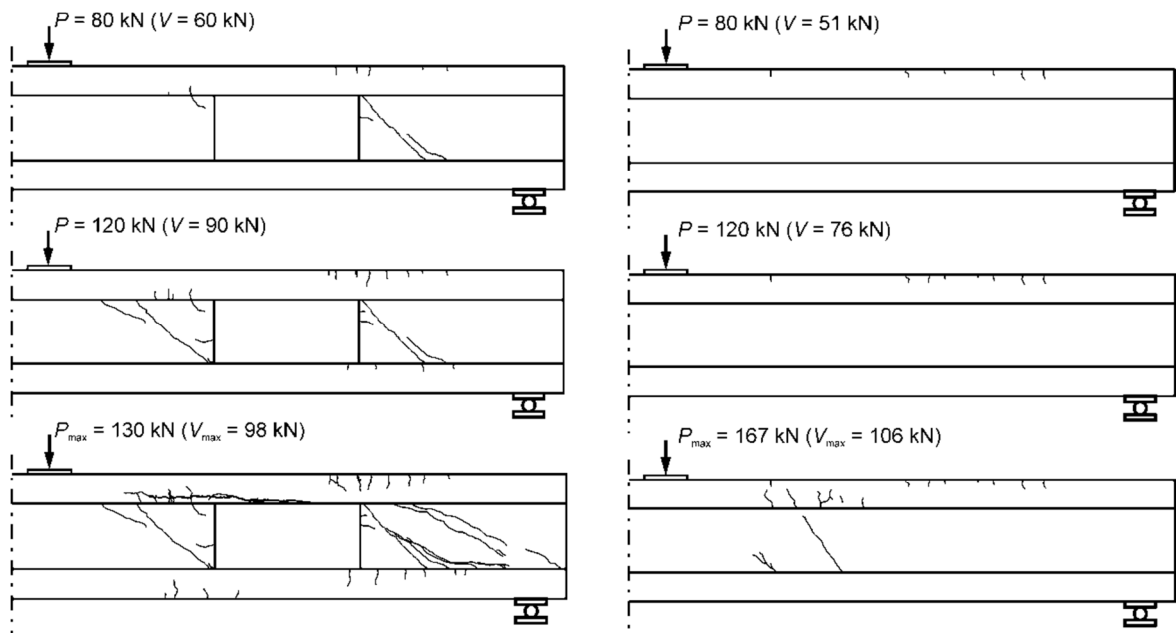


Bild A-48: Entwicklung der Rissbildung der Versuche DE-1.1 (links) und DE-1.2 (rechts)

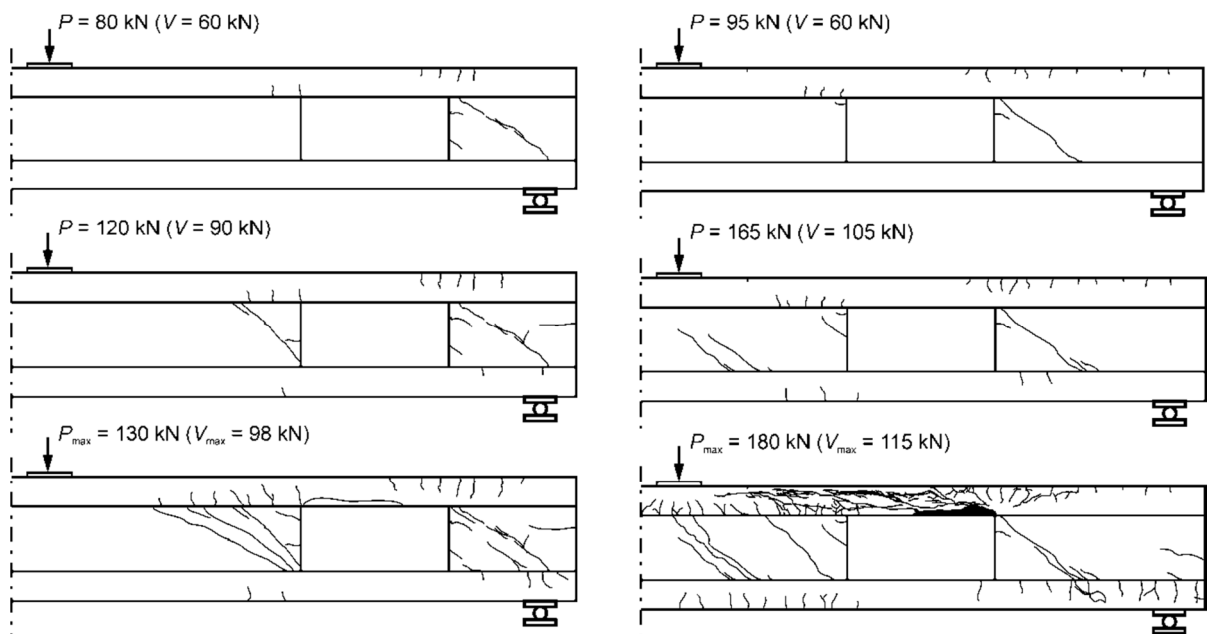


Bild A-49: Entwicklung der Rissbildung der Versuche DE-2.1 (links) und DE-2.2 (rechts)

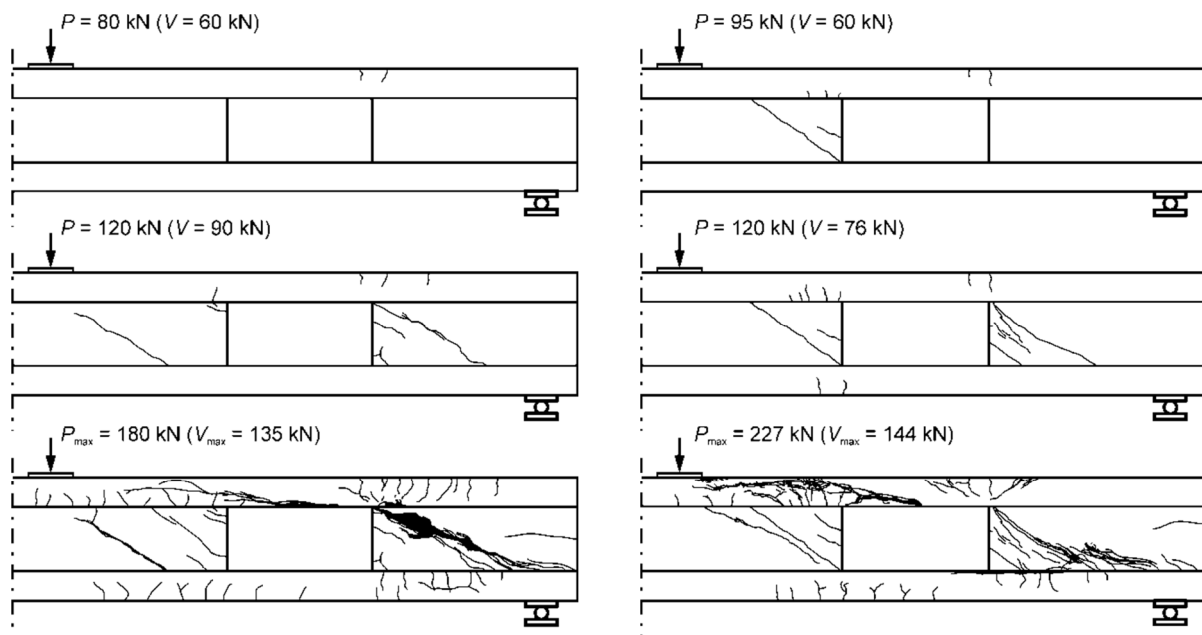


Bild A-50: Entwicklung der Rissbildung der Versuche DE-3.1 (links) und DE-3.2 (rechts)

B Tragfähigkeitsermittlung

B.1 Bemessungskonzept

Für die Bemessung der Stegöffnungen der vorgespannten Deckensysteme mit durchgehender unterer Platte wird folgendes Verfahren empfohlen, mit dem auch die Versuchsträger vorbemessen wurden.

1. Festlegung des Querschnitts sowie der Lage und Geometrie der Öffnungen, Bemessung des Trägers ohne Berücksichtigung der Öffnungen unter Einhaltung der zulässigen Druckzonenhöhe $x \leq h_{OG}$, Nachweis der Endverankerung der Spannglieder unter Berücksichtigung eventueller auflagnaher Öffnungen.
2. Festlegen der Gurtbewehrung für die weiteren Berechnungen, wobei im Allgemeinen von einer symmetrischen Anordnung der Längsbewehrung in den Gurten ausgegangen werden kann.
3. Ermittlung der Querkraftverteilung auf die Öffnungsgurte sowie Bestimmung der Schnittgrößen in den Gurten unter der Annahme eines statischen Systems nach Bild 4-7.
4. Nachweis der Tragfähigkeit der Gurtanschnitte mit der Bewehrung aus 2. und den Belastungen aus 3. mit Hilfe von M-N-Interaktionsdiagrammen. Die Querkraftbemessung und Ermittlung der notwendigen Schubbewehrung der Gurte ist wie für normale Trägerbereiche durchzuführen. Sind die Nachweise nicht erbracht, ist die Gurtlängsbewehrung zu erhöhen oder die Querschnittsgeometrie zu verändern.
5. Ermittlung der erforderlichen Aufhängebewehrung.

B.2 Ingenieurmodell nach NEFF

Im Folgenden wird das in Kapitel 4.3 in Kürze vorgestellte Verfahren zur Ermittlung der Querkraftverteilung auf die Gurte von Trägern mit großen Stegöffnungen nach /Neff06/ beschrieben. Es werden drei Lastbereiche unterschieden. Im ungerissenen Zustand I (Lastbereich 1) erfolgt die Aufteilung der Querkraft auf den Ober- und Untergurt wie im Verhältnis der ideellen Flächenträgheitsmomente von Ober- und Untergurt:

$$\frac{V_{OG}^{(1)}}{V_{Lm}^{(1)}} = \frac{I_{i,OG}}{I_{i,OG} + I_{i,UG}}. \quad (B.1)$$

Bei Überschreiten der Biegezugfestigkeit in einem der Gurte endet der Lastbereich 1. Die Biegezugfestigkeit wird für den Zuggurt vereinfacht zu

$$f_{ct,fl} = 1,2f_{ctm} \quad (B.2)$$

angenommen. Für den Druckgurt wird die Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit des Momenten-Querkraftverhältnisses M/V nach /Ehm02/ definiert:

$$\begin{aligned} f_{ct,fl} &= 1,2f_{ctm} \quad \text{für } \left| \frac{M}{V} \right| = 0, \\ f_{ct,fl} &= 1,5f_{ctm} \quad \text{für } 0 < \left| \frac{M}{V} \right| \leq 0,5, \\ f_{ct,fl} &= 2,0f_{ctm} \quad \text{für } 0,5 < \left| \frac{M}{V} \right|. \end{aligned} \quad (B.3)$$

Zur Bestimmung der einwirkenden Querkraft zum Zeitpunkt der Erstrissbildung wird die Zugspannung in den Gurten unter der Annahme eines Momentennullpunktes in Öffnungsmitte mit der Biegezugfestigkeit gleichgesetzt und nach der Querkraft aufgelöst.

$$\sigma_{OG/UG} = \frac{N_{OG/UG}}{A_{OG/UG}} + \frac{M_{OG/UG}}{W_{OG/UG}} = f_{ct,fl} \quad (B.4)$$

mit

$$M_{OG/UG} = \frac{l_L}{2} V_{OG/UG} \quad \text{und} \quad N_{OG/UG} = \frac{M_{global} + M(N_p)}{z_G}.$$

Neben der einwirkenden Normalkraft aus der globalen Biegebeanspruchung M_{global} sind die Anteile aus einer äußeren Belastung und Vorspannung $M(N_p)$ zu berücksichtigen. Unter der Annahme einer Erstrissbildung im Untergurt und einem Verhältnis Moment zur Querkraft von $|M_{Lm}/V| = l_{Lm}$ ergibt sich die einwirkende globale Querkraft $V_{Lm}^{(1)}$ am Ende des Lastbereichs 1 zu (vgl. auch /Ken95/):

$$V_{Lm}^{(1)} = \frac{f_{ct,fl} - \frac{N_{p,UG}}{A_{i,UG}}}{\frac{l_{Lm}}{A_{i,UG} z_G} + \frac{\left(1 - \frac{V_{OG}^{(1)}}{V_{Lm}^{(1)}}\right) l_L h_{UG}}{4 I_{i,UG}}} \quad (B.5)$$

Nach der Bildung von Rissen im Zuggurt befindet sich der Träger im Lastbereich 2. Die zusätzlich aufgebrauchte Querkraft wird allein durch den Druckgurt aufgenommen.

$$\frac{V_{OG}^{(2)}}{V_{Lm}^{(2)}} = \frac{V_{Lm}^{(2)} - \left(1 - \frac{V_{OG}^{(1)}}{V_{Lm}^{(1)}}\right) V_{Lm}^{(1)}}{V_{Lm}^{(2)}} \quad (B.6)$$

Die Querkraft am Ende des Lastbereichs 2 $V_{Lm}^{(2)}$ wird entweder mit Einsetzen der Rissbildung im Obergurt (Gl. B.6) oder durch Bildung von Trennrissen (Gl. B.7) im Zuggurt erreicht:

$$V_{Lm}^{(2)} = \frac{f_{ct,fl} + \frac{V_{UG}^{(1)} l_L h_{UG}}{4 I_{i,UG}} - \frac{N_{P,OG}}{A_{i,UG}}}{\frac{l_L h_{OG}}{4 I_{i,OG}} - \frac{l_{Lm}}{A_{i,OG} z_G}} \quad (B.7)$$

mit

$$V_{UG}^{(1)} = \left(1 - \frac{V_{UG}^{(1)}}{V_{Lm}^{(1)}}\right) V_{Lm}^{(1)},$$

$$V_{Lm}^{(2)} = \frac{(f_{ctm} A_{i,UG} - N_{P,OG}) z_G}{l_{Lm}}. \quad (B.8)$$

Der dritte Lastbereich beschreibt die Verteilung der Querkraft bis zum Erreichen der rechnerischen Traglast. Die Aufteilung erfolgt im Verhältnis effektiver Biegesteifigkeiten, deren Bestimmung mit Hilfe von Näherungsansätzen in Abhängigkeit der Gurtbelastung und -bewehrung erfolgt. Die Beziehungen für die effektiven Gurtsteifigkeiten beruhen auf Ansätzen aus verschiedenen früheren Untersuchungen zur Biegesteifigkeit von Druck- und Zuggliedern, erweitert um empirische Faktoren, die aus Versuchen und numerischen Simulationen abgeleitet wurden.

$$\frac{V_{OG}^{(3)}}{V_{Lm}^{(3)}} = \frac{\chi_{OG}}{\chi_{UG} + \chi_{OG}} \quad (B.9)$$

Dabei sind

$$\chi_{UG} = 15 (\rho_{l,u} + \rho_{l,o}) - 0,25 + (n_{UG} - 0,5)^2,$$

$$\chi_{OG} = 15 (\rho_{l,u} + \rho_{l,o}) + 0,4 + (n_{OG} - 0,5)^2,$$

der Abminderungsbeiwert für die effektive Steifigkeit des Untergurts (Zuggurt) / Obergurts (Druckgurt);

$$n_{UG/OG} = \frac{|N_{UG/OG}|}{A_{UG/OG} f_c},$$

die bezogene Normalkraft im Unter-/Obergurt;

$$\rho_{l,o/u} = \frac{A_{sl,oben/unten}}{b_{UG/OG} d_{UG/OG}},$$

der geometrische Bewehrungsgrad der oberen/unteren Bewehrungslage des entsprechenden Gurts (Obergurt und Untergurt).

Der angegebene Abminderungsbeiwert für den Zuggurt gilt für unsymmetrisch bewehrte Querschnitte mit resultierender Zugkraft im Bruchzustand. Nach NEFF ist das Ingenieurmodell gleichermaßen für Stahl- und Spannbetonbauteile geeignet. Eine Überprüfung erfolgte in /Nef06/ an Versuchen für Stahlbetonträger und nichtlinearen FE-Berechnungen.

B.3 Traglastermittlung mit Interaktionsdiagrammen

Zur Ermittlung der Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagrammen der Gurtquerschnitte wurde das von PFEIFFER an der TU Hamburg-Harburg entwickelte nichtlineare Programm für Massivbauquerschnitte INCA2 /Inc06/ verwendet. Für den Beton- und Spannstahl wurde ein bilineares Materialverhalten und für den Beton die Spannungsdehnungslinie nach DIN 1045-1 zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit verwendet. Dabei wurden die Mittelwerte der Baustoffkennwerte aus den begleitenden Materialprüfungen der eigenen Versuche angesetzt.

Im Bruchzustand verteilt sich die Querkraft nach /Nef06/ in Abhängigkeit der effektiven Steifigkeiten auf die Gurte (Gleichung B.9). Das maximale Moment in den Gurten ergibt sich dann bei Annahme des Momentennullpunktes in Öffnungsmitte zu $M_{OG/UG} = V_{OG/UG} l_L / 2$. Bei bekanntem Verhältnis der einwirkenden globalen Schnittgrößen M_{global}/V_{global} kann ein Lastpfad für jeden Versuch im M-N-Interaktionsdiagramm in Abhängigkeit der einwirkenden Last P bestimmt werden (vgl. auch Kapitel 5.4.7, Bild 5.16). Der Schnittpunkt dieses Lastpfades mit der Traglastkurve stellt die rechnerische Versagenlast für den jeweiligen Gurtquerschnitt dar. In den folgenden Bildern ist dieses Vorgehen für die eigenen Versuche dargestellt.

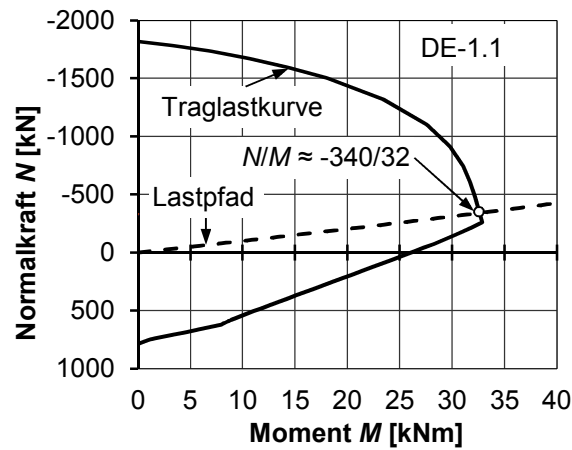


Bild B-1: Ermittlung der Traglast des Obergurts von Versuch DE-1.1

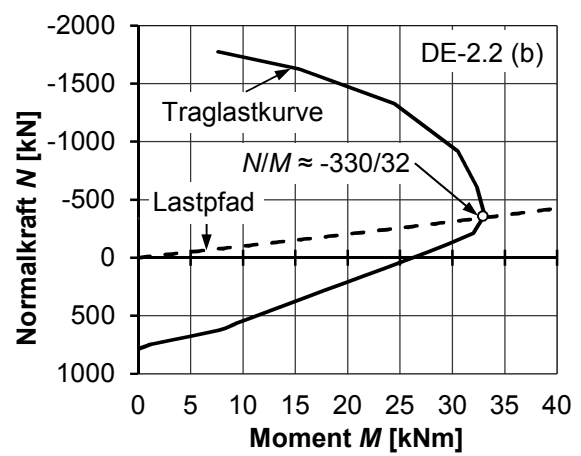
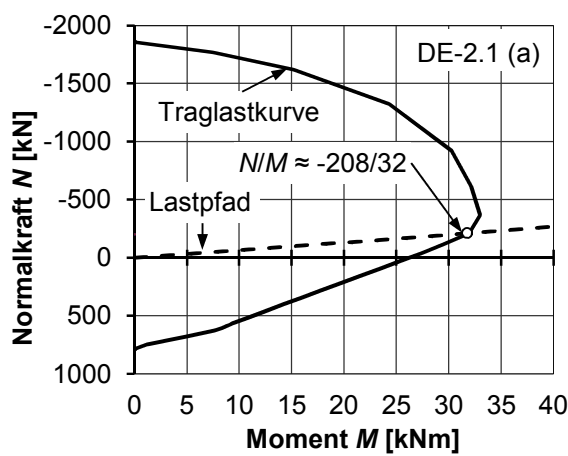


Bild B-2: Ermittlung der Traglast des Obergurts von Versuch (a) DE-2.1 und (b) DE-2.2

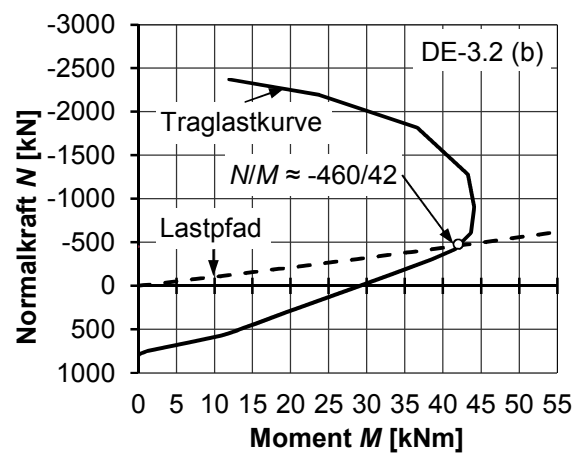
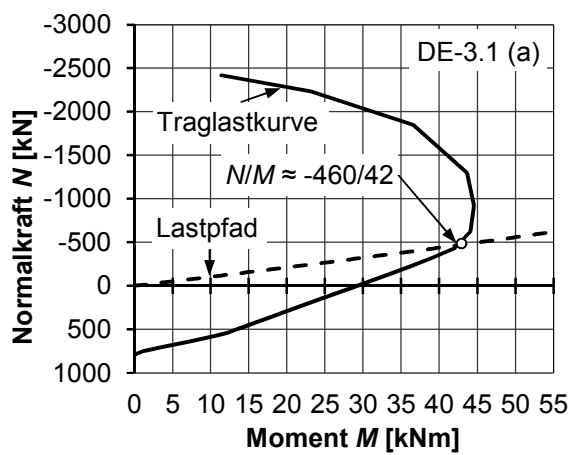


Bild B-3: Ermittlung der Traglast des Obergurts von Versuch (a) DE-3.1 und (b) DE-3.2

C Ergänzende Diagramme und Grundlagen zu Kapitel 6

C.1 Datenbank

Tabelle C-1: Datenbank Stahlbetonträger

Nr.	Quelle	Bez.	x	l_L	h_L	l_{Lm}	n	h	l	h_{UG}	b_{UG}	d_{UG}	$\rho_{11,UG}$	$\rho_{12,UG}$	h_{OG}	b_{OG}	d_{OG}	$\rho_{11,OG}$	$\rho_{12,OG}$	f_{cm}	E_{cm}	F_{SLS}	$w_{Versuch}$
1	/Man92/	R1	1000	400	180	1000	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	30,4	25800	120,0	5,32
2	/Man92/	R2	1000	600	180	1000	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	30,4	25800	95,3	5,60
3	/Man92/	R3	1000	800	180	1000	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	33,5	26800	77,6	6,30
4	/Man92/	R4	1000	1000	180	1000	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	33,5	26800	62,9	5,40
5	/Man92/	R5	1000	1200	180	1000	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	29,8	25600	52,4	7,10
6	/Man92/	R6	1000	800	140	1000	1	400	3000	130	200	110	0,018	0,012	130	200	110	0,012	0,012	29,8	25600	96,5	6,40
7	/Man92/	R7	1000	800	220	1000	1	400	3000	90	200	70	0,029	0,019	90	200	70	0,019	0,019	35,1	27400	54,1	5,70
8	/Man92/	R8	1000	800	180	1000	1	400	3000	100	200	80	0,025	0,017	120	200	100	0,013	0,020	35,1	27400	81,2	5,10
9	/Man92/	R9	1000	800	180	1000	1	400	3000	90	200	70	0,029	0,019	130	200	110	0,012	0,018	34,8	27300	84,6	5,00
10	/Man92/	R10	1000	800	180	800	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,022	34,8	27300	80,6	5,60
11	/Man92/	R11	1000	800	180	1000	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	28,8	25200	77,1	6,30
12	/Man92/	R12	1000	800	180	1200	1	400	3000	110	200	90	0,022	0,015	110	200	90	0,015	0,015	28,8	25200	74,7	5,20
13	/Tan96/	ITS	1500	-	-	-	0	500	3000	100	700	-	-	-	-	-	-	-	-	36,8	27900	158,8	3,26
14	/Tan96/	IT1	1500	400	200	700	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	36,2	27700	158,4	4,46
15	/Tan96/	IT2	1500	600	200	700	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	35,4	27500	157,8	5,80
16	/Tan96/	IT3	1500	800	200	700	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	36,2	27700	120,4	6,14
17	/Tan96/	IT4	1500	1000	200	700	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	36,8	27900	94,8	7,60
18	/Tan96/	IT5	1500	600	200	500	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	36,6	27900	158,2	6,40
19	/Tan96/	IT6	1500	600	200	1100	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	33,9	27000	158,2	4,80
20	/Tan96/	IT7	1500	600	200	900	2	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	40,2	29000	156,9	5,00
21	/Tan96/	IT8	1500	400	200	a)	4	500	3000	100	700	80	0,011	0,005	200	200	180	0,008	0,008	33,6	26900	156,8	6,20
22	/Tan96/	TS	950	-	-	-	0	500	3000	-	-	-	-	-	100	700	-	-	-	43,5	30000	77,1	4,60
23	/Tan96/	T1	950	600	200	2450	1	500	3000	200	200	180	0,008	0,008	100	700	80	0,005	0,015	36,9	28000	112,7	3,42
24	/Tan96/	T2	950	600	200	1500	1	500	3000	200	200	180	0,008	0,008	100	700	80	0,005	0,015	37,4	28100	71,0	3,78
25	/Tan96/	T3	950	600	200	2000	1	500	3000	200	200	180	0,008	0,008	100	700	80	0,005	0,015	35	27300	116,9	3,84
26	/Tan96/	T4	950	600	120	2000	1	500	3000	280	200	260	0,005	0,005	100	700	80	0,005	0,015	41,1	29300	106,1	1,63
27	/Tan96/	T5	950	600	160	2000	1	500	3000	240	200	220	0,005	0,005	100	700	80	0,005	0,015	38,6	28500	108,1	2,92

x: Abstand Lager zur Last; l_L : Länge Öffnung(en); h_L : Höhe Öffnung(en); l_{Lm} : Abstand Öffnungsmitte zum Auflager; n: Anzahl der Öffnungen; h: Höhe des Trägers; l : Länge des Trägers; h_{UGOG} : Höhe Unter-/Obergurt; b_{UGOG} : Breite Unter-/Obergurt; d_{UGOG} : statische Nutzhöhe Unter-/Obergurt; $\rho_{11,UGOG}$: Längsbewehrungsgrad des Unter-/Obergurts; $\rho_{12,UGOG}$: oberer Längsbewehrungsgrad des Unter-/Obergurts; f_{cm} : mittlere Betondruckfestigkeit; E_{cm} : mittlerer E-Modul des Betons; F_{SLS} : Gebrauchslast; $w_{Versuch}$: Durchbiegung im Versuch unter Gebrauchslast F_{SLS} ; ^{a)}: unterschiedlich für jede Öffnung

Tabelle C-2: Datenbank Spannbetonträger

Nr.	Quelle	Bez.	x [mm]	l_L [mm]	h_L [mm]	l_{Lm} [mm]	n	h [mm]	l [mm]	h_{UE} [mm]	b_{UE} [mm]	d_{UE} [mm]	h_{OG} [mm]	b_{OG} [mm]	d_{OG} [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	F_{SLS} [kN]	$W_{Versuch}$ [mm]
1	/Heg11/	DE-1.1	2500	600	250	1000	1	470	8000	100	600	69	120	250	84	65,4	36200	46,4	2,81
2	/Heg11/	DE-1.2	2500	-	-	-	0	470	6500	100	600	-	120	250	-	66	36300	52,0	1,36
3	/Heg11/	DE-2.1	2500	600	250	1000	2	470	8000	100	600	69	120	250	84	66,5	36000	47,1	3,00
4	/Heg11/	DE-2.2	2500	600	250	1000	1	470	6500	100	600	69	120	250	84	67	37100	52,6	1,88
5	/Heg11/	DE-3.1	2500	600	250	1000	2	470	8000	100	600	69	120	250	84	107,2	49600	51,3	2,51
6	/Heg11/	DE-3.2	2500	600	250	1000	1	470	6500	100	600	69	120	250	84	104,2	47500	57,1	1,50
7	/Sav96/	7G1	GSL	-	-	-	0	610	13700	-	-	-	51	1219	-	48	31100	5,5	14,00
8	/Sav96/	7G2	GSL	914	305	a)	7	610	13700	203	100	150	51	1219	25,4	48	31100	5,5	20,00
9	/Sav96/	7G3	GSL	914	305	a)	7	610	13700	203	100	150	51	1219	25,4	48	31100	5,5	16,00
10	/Sav96/	7G4	GSL	914	305	a)	7	610	13700	203	100	150	51	1219	25,4	48	31100	5,5	16,00
11	/Bar77/	B3	1400	360	120	1020	2	350	4200	180	80	150	50	360	30	37,2	28100	22,5	2,55
12	/Bar77/	B4	1400	420	120	990	2	350	4200	180	80	150	50	360	30	34,1	27000	15,0	1,66
13	/Bar77/	B8	1400	360	120	1860	2	350	4200	180	80	150	50	360	30	38,6	28500	24,4	2,54
14	/Bar77/	B9	1400	-	-	-	0	350	4200	180	80	150	-	-	-	31,8	26300	32,1	3,54
15	/Din99/	B11	b)	1524	254	a)	4	660	1098	305	108	90	102	1220	80	25,9	31200	15,4	10,88
16	/Din99/	B2	b)	-	-	-	0	660	1098	-	-	-	102	1220	-	19,4	29400	15,4	7,05
17	/Pes06/	S1	b)	762	356	a)	3	905	8690	295	864	200	254	457	200	57	34000	180,0	6,90
18	/Pes06/	S2	b)	762	356	a)	3	905	8690	295	864	200	254	457	200	57	34000	180,0	6,90
19	/Pes06/	S4	b)	-	-	-	0	905	8690	295	864	-	-	-	-	57	34000	180,0	5,92

vgl. Tabelle D-1; GSL: Gleichstreckenlast; ^{b)} mehrere Einzelasten mit unterschiedlichen Abständen zum Auflager

In den Tabellen D-1 und D-2 sind nur die für die eigenen Berechnungen verwendeten Daten angegeben. Weiterführende Informationen sind den angegebenen Literaturstellen zu entnehmen.

Aus den oben aufgeführten Versuchsserien wurde ein Versuch aus/Tan96/ (Versuch Nr.4 aus Serie IT) aussortiert. Dieser hatte eine Öffnungshöhe von 0,24h. Mit einem Fachwerkmodell nach Hottmann /Hot96/ konnte gezeigt werden, dass die Öffnung mit einer Druckstrebe überwunden werden kann. Somit kann der Einfluss der Öffnung auf die Verformungen vernachlässigt werden. Ein weiterer Versuch (S3 aus /Pes06/) wurde wegen mangelhafter Herstellungsqualität nicht ausgewertet.

C.2 Modell zur Verformungsvorhersage nach EHMANN

Im Folgenden wird das Modell zur Bestimmung der Verformungen von Stahlbetonträgern mit großen Stegöffnungen nach /Ehm02/ vorgestellt. EHMANN leitet aus seinen FE-Berechnungen die folgende empirische Formel ab:

$$\frac{w_L}{w_{\text{Massiv}}} = 2,5 \frac{h_L}{h} e^{\left[\left(\frac{h_L}{h} - \text{grenz} \frac{h_L}{h} \right)^{0,12} \cdot \left(\frac{l_L}{l_0} \frac{\text{grenz} l_L}{l_0} \right)^{0,15} \right]} \quad (\text{B.6})$$

Darin sind

$$\text{grenz} \frac{h_L}{h} = 0,28 ,$$

die bezogene Grenzöffnungshöhe und

$\text{grenz} l_L$ die Grenzöffnungslänge, unterhalb deren der Einfluss einer Öffnung auf die Verformung vernachlässigt werden kann.

Die Grenzöffnungslänge ergibt sich in Abhängigkeit des Druckstrebenwinkels $\theta_{c/t}$ und der statischen Nutzhöhe $d_{c/t}$ für den Druckgurt zu

$$\text{grenz} l_L = \frac{1,5 z_c}{\tan \theta_c} \quad (\text{B.6})$$

mit

$$z_c = 0,85 d_c \text{ und } \theta_c = 30^\circ ,$$

und für den Zuggurt zu

$$\text{grenz} l_L = \frac{1,5 z_t}{\tan \theta_t} \quad (\text{B.6})$$

mit

$$z_t = 0,95 d_t \text{ und } \theta_t = 45^\circ .$$

EHMANN begrenzt die Gültigkeit seines Ansatzes auf eine maximale Öffnungslänge von 30 % der Trägerlänge l_0 .

C.3 Nachrechnung von Stahlbetonträgerverformungen mit unterschiedlichen Modellen

Im Folgenden wird für die im Hauptteil der Arbeit vorgestellten Modelle der Einfluss der wesentlichen Parameter auf die Verformungen von Stahlbetonträgern untersucht. Dazu werden die Auswertungen für jedes Modell über den Parameter bezogene Öff-

nungshöhe und -länge dargestellt. Die statistischen Angaben der Mittelwertes x_m und des Variationskoeffizienten V_x basieren auf der Normalverteilung.

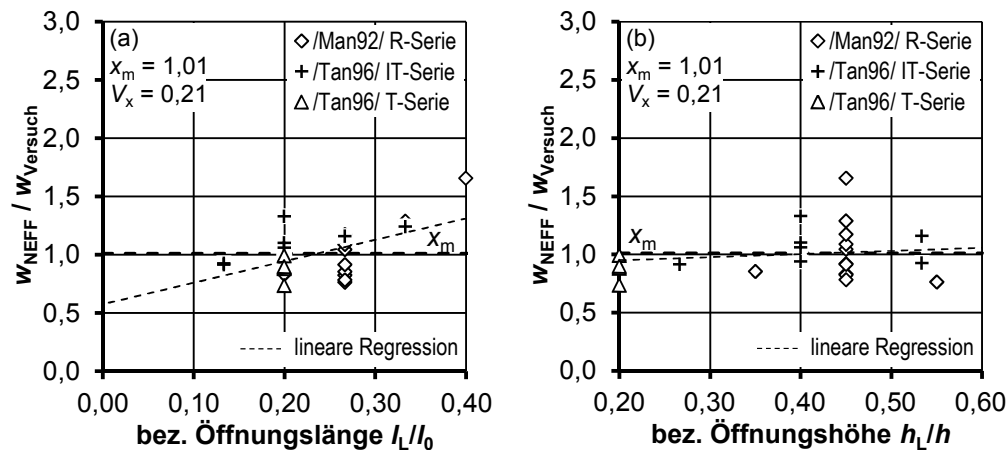


Bild C-1: Nachrechnung von Stahlbetonträgerverformungen nach NEFF

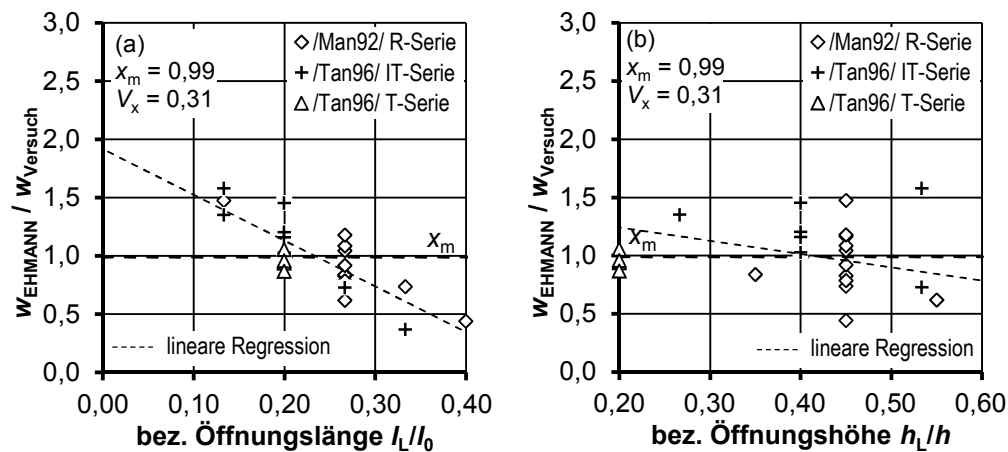


Bild C-2: Nachrechnung von Stahlbetonträgerverformungen nach EHMANN

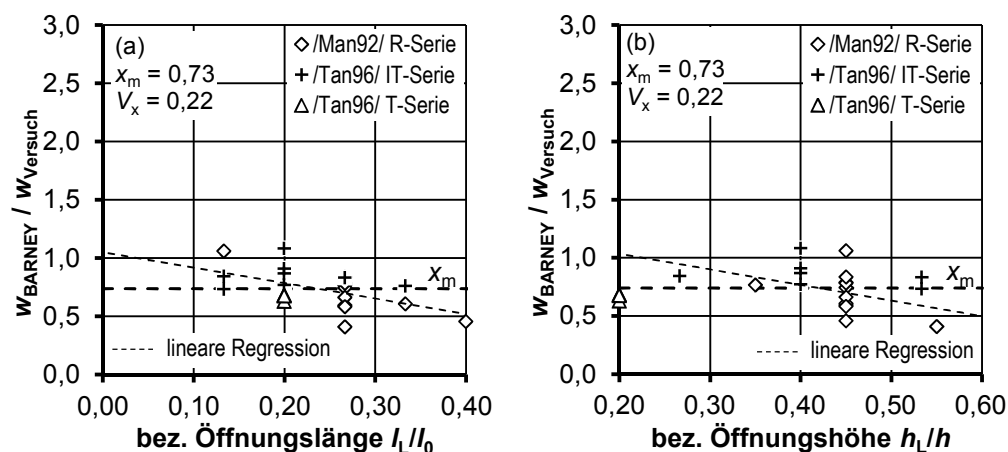


Bild C-3: Nachrechnung von Stahlbetonträgerverformungen nach BARNEY

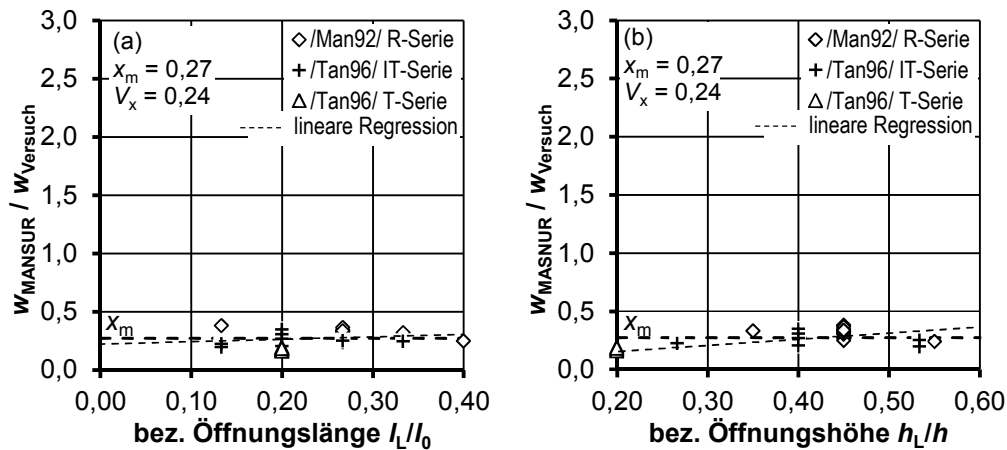


Bild C-4: Nachrechnung von Stahlbetonträgerverformungen nach MANSUR

C.4 Nachrechnung von Spannbetonträgerverformungen mit unterschiedlichen Modellen

Im Folgenden wird für die im Hauptteil der Arbeit vorgestellten Modelle der Einfluss der wesentlichen Parameter auf die Verformungen von Spannbetonträgern untersucht. Dazu werden die Auswertungen für jedes Modell über den Parameter bezogene Öffnungshöhe und –länge dargestellt. Die statischen Angaben der Mittelwertes x_m und des Variationskoeffizienten V_x basieren auf einer Normalverteilung.

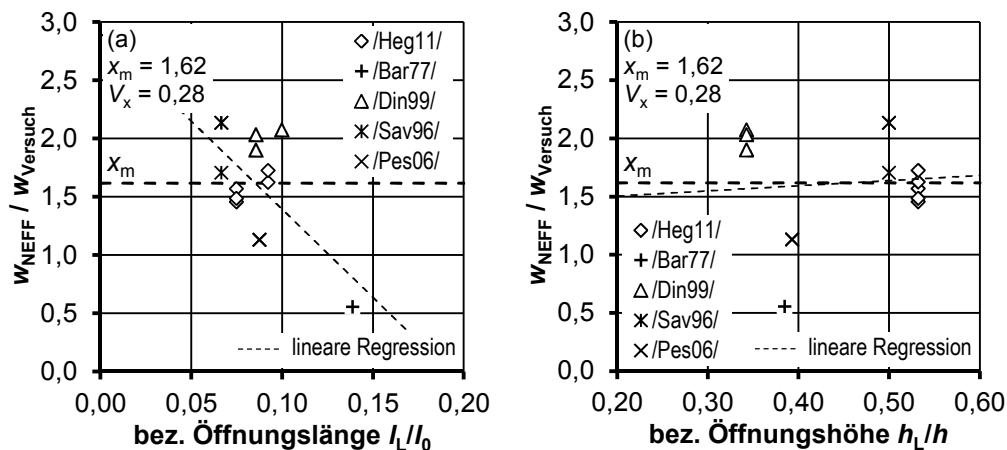


Bild C-5: Nachrechnung von Spannbetonträgerverformungen nach NEFF

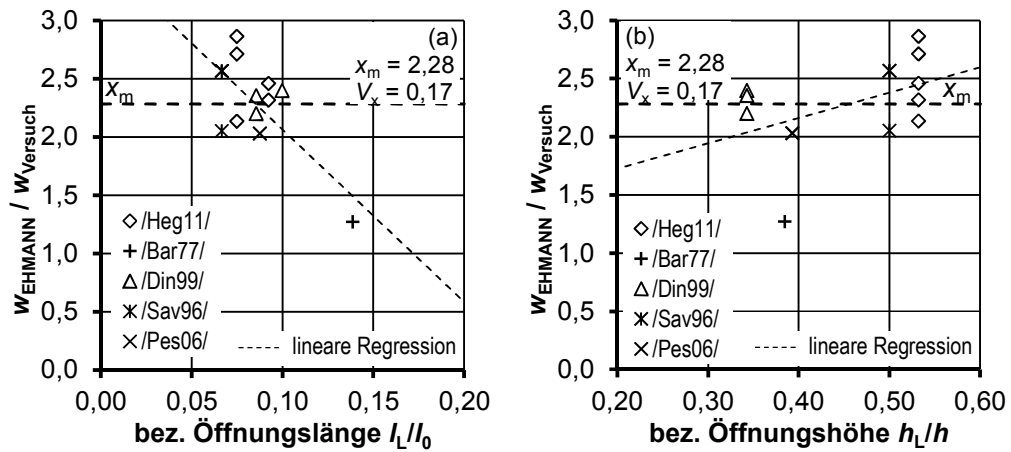


Bild C-6: Nachrechnung von Spannbetonträgerverformungen nach EHMANN

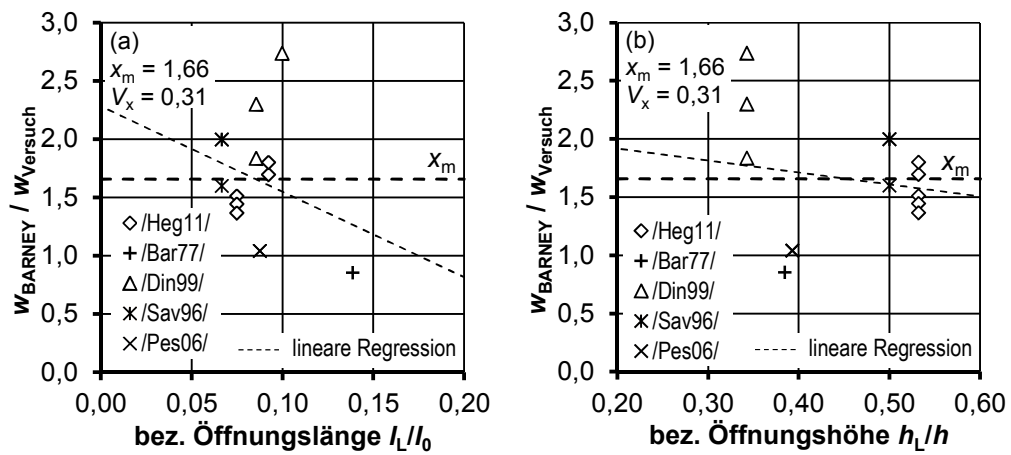


Bild C-7: Nachrechnung von Spannbetonträgerverformungen nach BARNEY

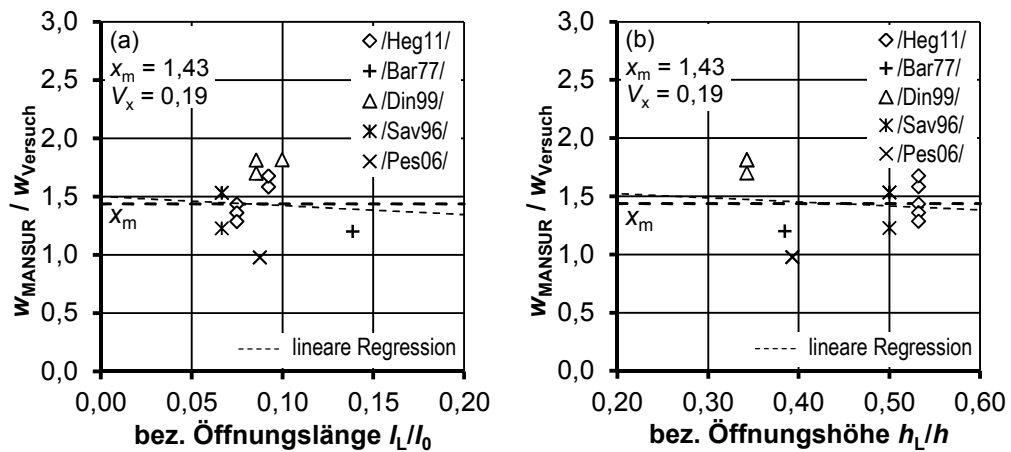


Bild C-8: Nachrechnung von Spannbetonträgerverformungen nach MANSUR

D Ergänzende Angaben zu den Ökobilanzen

Im Folgenden werden für die im Hauptteil vorgestellten Ergebnisse der Ökobilanzen detaillierte Angaben gemacht.

In Tabelle D-1 sind als Ergebnis der Ökobilanz die absoluten Werte der Indikatoren bezogen auf 1 m² Spannbetondecke dargestellt.

Tabelle D-1: Ergebnisse der Ökobilanz der Spannbetonhohlplatten

Indikator	Einheit	l = 6,0 m	l = 8,0 m	l = 10,0 m
PE n. e.	MJ/m ²	229,17	307,16	391,56
PE e.	MJ/m ²	5,81	7,99	10,95
GWP	kg CO ₂ -Äq. /m ²	38,55	50,66	60,88
ODP	kg R11-Äq. /m ²	1,03·10 ⁻⁶	1,36·10 ⁻⁶	1,64·10 ⁻⁶
AP	kg SO ₂ -Äq. /m ²	7,09·10 ⁻²	9,39·10 ⁻²	11,50·10 ⁻²
EP	kg PO ₄ -Äq. /m ²	0,93·10 ⁻²	1,22·10 ⁻²	1,47·10 ⁻²
POCP	kg C ₂ H ₄ -Äq. /m ²	7,85·10 ⁻³	10,50·10 ⁻³	13,20·10 ⁻³

In den folgenden Tabellen sind Ergebnisse der Ökobilanz des Stadtbausteins aus /Ble11/ dargestellt.

Tabelle D-2: Ökopprofil der flexiblen Struktur und der Standardstruktur „Büro“ für die Herstellungsphase /Ble11/

Indikator	Einheit	Flexible Struktur	Standardstruktur	Differenz zur Standardstruktur
PE n. e.	MJ	9.137.546	8.530.364	+7 %
PE e.	MJ	404.005	376.149	+7 %
PE	MJ	9.457.212	8.827.172	+7 %
GWP	kg CO ₂ -Äq.	791.005	782.417	+1 %
ODP	kg R11-Äq.	0,0377	0,0342	+10 %
AP	kg SO ₂ -Äq.	2.679	2.707	-1 %
EP	kg PO ₄ -Äq.	280	286	-2 %
POCP	kg C ₂ H ₄ -Äq.	212	217	-2 %

Tabelle D-3: Ökopprofil der flexiblen und der Standardstruktur für die Nutzungsphase (nur Betriebsaufwendungen) aus /Ble11/

Indikator	Einheit	Flexible Struktur	Standard struktur	Differenz zur Standardstruktur
PE n. e.	MJ	131.184.626	131.555.668	-0,3%
PE e.	MJ	3.039.534	3.036.734	+0,1%
PE	MJ	134.224.166	134.592.413	-0,3%
GWP	kg CO ₂ -Äq.	8.041.149	8.062.728	-0,3%
ODP	kg R11-Äq.	0,6409	0,6403	+0,1%
AP	kg SO ₂ -Äq.	9.509	9.520	-0,1%
EP	kg PO ₄ -Äq.	838	839	-0,2%
POCP	kg C ₂ H ₄ -Äq.	859	861	-0,2%

Tabelle D-4: Ökopprofil der flexiblen und der Standardstruktur für die Nutzungsphase (nur Bauwerk, ohne Betriebsaufwendungen) aus /Ble11/

Indikator	Einheit	Flexible Struktur	Standard struktur	Differenz zur Standardstruktur
PE n. e.	MJ	17.864.092	20.250.647	-12%
PE e.	MJ	1.397.037	2.035.074	-31%
PE	MJ	18.375.966	21.188.060	-13%
GWP	kg CO ₂ -Äq.	1.056.854	1.666.411	-37%
ODP	kg R11-Äq.	0,0375	0,0510	-27%
AP	kg SO ₂ -Äq.	5.972	5.890	+1%
EP	kg PO ₄ -Äq.	725	1.187	-39%
POCP	kg C ₂ H ₄ -Äq.	395	456	-13%

Tabelle D-5: Ökopprofil der flexiblen und der Standardstruktur im gesamten Lebenszyklus (ohne Betrieb) aus /Ble11/

Indikator	Einheit	Flexible Struktur	Standard struktur	Differenz zur Standardstruktur
PE n. e.	MJ	26.762.287	28.734.280	-7%
PE e.	MJ	1.790.634	2.399.694	-25%
PE	MJ	27.824.644	30.261.340	-8%
GWP	kg CO ₂ -Äq.	2.012.907	2.660.919	-24%
ODP	kg R11-Äq.	0,0734	0,0827	-11%
AP	kg SO ₂ -Äq.	8.933	8.986	-1%
EP	kg PO ₄ -Äq.	1.406	1.985	-29%
POCP	kg C ₂ H ₄ -Äq.	623	699	-11%