



STEGVERBUNDPLATTEN



FORSCHUNGSBERICHT

von Prof. Dr.-Ing. Richard Rojek
und Dipl.-Ing. (FH) Tobias Keller

Dieses Forschungsvorhaben wurde gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung im Rahmen des BMBF-Programms zur Förderung der anwendungsorientierten Forschung und Entwicklung an Fachhochschulen (aFuE); Förderrunde 2001; Förderkennzeichen: 170 99 01.

VORWORT

Anwendungsorientierte Forschung und Entwicklung haben in den vergangenen Jahren einen anerkannt hohen Stellenwert auch an den Fachhochschulen erreicht. Sie bilden einen weiteren, wertvollen Bestandteil in der Verbindung von Theorie und Praxis und sichern Aktualität und Qualität der Lehre. Der Bereich der anwendungsorientierten Forschung und Entwicklung bietet darüber hinaus die Möglichkeit, dass die Fachhochschulen auf einem weiteren Gebiet ein attraktiver Partner für die Wirtschaft und andere Auftraggeber werden können. Unter diesen Vorzeichen wurde an der Fachhochschule Augsburg vor ca. zwei Jahren im Bereich des Bauingenieurwesens das *Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau* eingerichtet.

Für dieses Kompetenzzentrum war es am Beginn seiner Entwicklung von besonderer Bedeutung, dass das Bundesministerium für Bildung und Forschung im Rahmen des BMBF-Programms zur Förderung der anwendungsorientierten Forschung und Entwicklung an Fachhochschulen (aFuE) im Rahmen der Förderrunde 2001 die für das vorliegende Forschungsvorhaben beantragte Förderung bewilligte. Bereits im Rahmen des laufenden Forschungsvorhabens wurde erkennbar, wie das anwendungsorientierte Ergebnis des vorliegenden Vorhabens in hohem Maße geeignet ist, eine direkte Zusammenarbeit mit kleineren und mittleren Unternehmen der Region (und darüber hinaus) zu fördern, was vor Allem auch eine gute Grundlage für mögliche weitere Forschungsaufträge bildet. Das erfolgreich abgeschlossene Forschungsvorhaben sollte nicht zuletzt auch eine Referenz für zukünftige Forschungsaufträge von Dritten sein.

Mit besonderer Freude, die Motivation bedeutet für weitere Forschungsvorhaben, erfüllt die Verfasser, dass die vorliegenden Untersuchungen über Tragfähigkeit, Herstellmöglichkeiten und Wirtschaftlichkeit der Stegverbundplatten - einer innovativen Fertigteilkonstruktion für Hochbaudecken - zu rundweg positiven Ergebnissen führten. So bleibt zu wünschen, dass Stegverbundplatten in Zukunft nicht nur im Bereich der Forschungstätigkeit einen positiven Beitrag darstellen, sondern möglichst bald auch in der Baupraxis breite Anwendung finden werden. Erst dann wären Sinn und Zweck des Forschungsvorhabens letztlich vollständig erfüllt.

Der Projektleiter mit seinem Team möchte sich in erster Linie ganz herzlich bei den Damen und Herren bedanken, die im Rahmen des zu Grunde liegenden BMBF-Programms dafür verantwortlich sind, dass der Forschungsantrag positiv beschieden wurde. Zu den angenehmen Erlebnissen im Rahmen des Forschungsvorhabens gehört unbedingt auch die stets freundliche, aktive Unterstützung durch die Mitarbeiter der Arbeitsgemeinschaften industrieller Forschungsvorhaben „Otto von Guericke“ e. V. - AiF - die im Auftrag des Bundesministeriums für Bildung und Forschung die organisatorische Betreuung durchführten; dafür vielen Dank.

Zu den ungewissen Fragen zu Beginn des Forschungsvorhabens gehörte, wie wohl Firmen reagieren würden, wenn man sie darum bittet, für das Vorhaben in der einen oder anderen Form tätig zu werden. Die Ergebnisse waren dann aber weit überwiegend sehr positiv, insbesondere die am Ende dieses Forschungsberichts jeweils erstgenannten Fertigteilfirmen zeigten sehr viel Hilfsbereitschaft und Engagement. Allen aufgeführten Firmen möchten wir für ihre jeweiligen Beiträge ganz besonders danken.

Nicht zuletzt möchte der Projektleiter seinen stets engagierten, ideenreichen Mitarbeitern danken, deren tatkräftige Unterstützung den Erfolg des Forschungsvorhabens sicherte.



INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG	7
2. STEGVERBUNDPLATTEN – EINE ALTERNATIVE ZU DEN HERKÖMMLICHEN SYSTEMEN .	9
2.1 Gebräuchliche Deckensysteme	9
2.2 Beschreibung der Stegverbundplatten	14
3. TRAGFÄHIGKEITSUNTERSUCHUNGEN FÜR BIEGUNG	21
3.1 Allgemeines	21
3.2 Stegverbundplatten im Endzustand	21
3.2.1 Platten im Endzustand in Haupttragrichtung einfeldrig	21
3.2.2 Platten im Endzustand in Haupttragrichtung mehrfeldrig	23
3.3 Stegverbundplatten im Bauzustand	24
3.3.1 Allgemeines	24
3.3.2 Platten mit voller Steghöhe in Feldmitte	26
3.3.2.1 Stegverbundplatten ohne Druckbewehrung	26
3.3.2.1.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten	26
3.3.2.1.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten	30
3.3.2.2 Stegverbundplatten mit Druckbewehrung	34
3.3.2.2.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten	34
3.3.2.2.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten	40
3.3.3 Platten mit verringerter Steghöhe in Feldmitte	45
3.3.3.1 Stegverbundplatten ohne Druckbewehrung	45
3.3.3.1.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten	45
3.3.3.1.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten	48
3.3.3.2 Stegverbundplatten mit Druckbewehrung	52
3.3.3.2.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten	52
3.3.3.2.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten	57
3.3.4 Platten als zweifeldrige Systeme	62
3.3.4.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten	62
3.3.4.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten	71
3.4 Bewertung der erreichbaren Stützweiten	75

4. TRAGFÄHIGKEITSUNTERSUCHUNGEN FÜR QUERKRÄFTE	77
4.1 Allgemeines	77
4.2 Querkraftnachweis im Bauzustand	77
4.3 Querkraftnachweis im Endzustand	81
4.4 Beispielrechnung	86
5. VORGESPANNTE STEGVERBUNDPLATTEN	94
5.1 Allgemeines	94
5.2 Bemessung	94
5.3 Vergleich der erreichbaren Stützweiten aus Vorspannung mit Stützweiten aus schlaffer Bewehrung	101
6. HERSTELLMÖGLICHKEITEN	104
6.1 Allgemeines	104
6.2 Herstellung der SVP mit Stegfertigteilen aus Stahlbeton	106
6.3 Herstellung der SVP in einem Betoniervorgang	110
6.3.1 Mit konventioneller Schalung	110
6.3.2 Mit Kunststoffbauteilen	112
6.3.3 Mit verlorener Schalung	113
6.3.3.1 Aus Faserzementelementen	113
6.3.3.2 Aus Rippenstreckmetall	115
6.3.3.3 Aus Trapezblechen	115
6.4 Herstellung der SVP nach dem Prinzip für Hohlkammerwände	116
6.5 Bewertung der Herstellmöglichkeiten	118
7. WIRTSCHAFTLICHKEITSUNTERSUCHUNGEN	120
7.1 Allgemeines	120
7.2 Kosten der Stegverbundplatten	120
7.2.1 Herstellkosten	120
7.2.2 Einsparungen auf der Baustelle	124

7.3	Kostenermittlung anhand von zwei Beispielen	126
7.3.1	Beispiel „Wohnungsbau“	126
7.3.1.1	Allgemeines	126
7.3.1.2	Grundriss und Zeichnungen	126
7.3.1.3	Eingangsdaten pro Geschoss	130
7.3.1.4	Kostenpositionen und Stundensätze	131
7.3.1.5	Kosten für die Herstellung der Decke in Ortbeton	132
7.3.1.6	Kosten für die Herstellung der Decke aus Gitterträger-Elementplatten	133
7.3.1.7	Kosten für die Herstellung der Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern	135
7.3.1.8	Kosten für die Herstellung der Decke aus Spannbeton-Hohldielen	137
7.3.1.9	Kosten für die Herstellung der Decke aus Stegverbundplatten	138
7.3.1.10	Gesamtkostenermittlung für alle fünf Varianten	140
7.3.1.11	Gegenüberstellung der fünf verschiedenen Deckensysteme	141
7.3.1.12	Zusammenfassung für den Wohnungsbau	142
7.3.2	Beispiel „Industriebau“	144
7.3.2.1	Allgemeines	144
7.3.2.2	Grundriss und Zeichnungen	144
7.3.2.3	Eingangsdaten pro Geschoss	149
7.3.2.4	Kostenpositionen und Stundensätze	150
7.3.2.5	Kosten für die Herstellung der Decke in Ortbeton	151
7.3.2.6	Kosten für die Herstellung der Decke aus Gitterträger-Elementplatten	152
7.3.2.7	Kosten für die Herstellung der Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern	154
7.3.2.8	Kosten für die Herstellung der Decke aus Spannbeton-Hohldielen	156
7.3.2.9	Kosten für die Herstellung der Decke aus Stegverbundplatten	157
7.3.2.10	Gesamtkostenermittlung für alle fünf Varianten	158
7.3.2.11	Gegenüberstellung der fünf verschiedenen Deckensysteme	160
7.3.2.12	Zusammenfassung für den Industriebau	162
7.4	Zusammenfassung der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen	163

8. DURCHGEFÜHRTE VERSUCHE	164
8.1 Allgemeines	164
8.2 Vorplanung	164
8.2.1 Versuchseinrichtung	164
8.2.2 Schalung	166
8.2.3 Versuchsdurchführung	171
8.2.4 Bemessung der Versuchskörper	172
8.3 Durchführung	175
8.3.1 Herstellen der Versuchskörper	175
8.3.2 Belasten der Versuchskörper	178
8.4 Wesentliche Ergebnisse	181
8.5 Wichtige Erkenntnisse	188
9. ZUSAMMENFASSUNG	190
LITERATUR	192
IMPRESSUM	193
ANLAGE I: TRAGFÄHIGKEITSTABELLEN (EIGENER BAND)	
ANLAGE II: VERSUCHSERGEBNISSE (EIGENER BAND)	

1. EINLEITUNG

Im Industrie-, Gewerbe- und Wohnungsbau werden heutzutage Geschosßdecken auf Grund der einschlägigen Vorteile fast ausschließlich aus Stahlbeton hergestellt. Bei der Herstellung dieser Deckensysteme spielen vorgefertigte Elemente, insbesondere die Gitterträger-Elementplatten mit Ortbetonergänzung, eine immer größer werdende Rolle. Das Bauvolumen der verlegten Gitterträger-Elementplatten liegt in Deutschland laut *Betonwerk + Fertigteil-Technik* [1] bei über 80 Mio. m², bei steigender Tendenz.

Die noch nicht auf dem Markt befindlichen Stegverbundplatten (SVP) sind eine Weiterentwicklung der Gitterträger-Elementplatten, indem die Gitterträger durch Stahlbetonstege ersetzt werden. Dadurch wird erreicht, dass die Stegverbundplatten im Gegensatz zu den Gitterträger-Elementplatten auf den Baustellen in der Regel keine zusätzlichen Unterstützungen gegenüber dem Endzustand benötigen. Dies führt auf der Baustelle zu Zeit- und Kosteneinsparungen. Andererseits bilden die Decken durch die Ergänzung mit Ortbeton ohne zusätzliche Maßnahmen aussteifende Deckenscheiben.

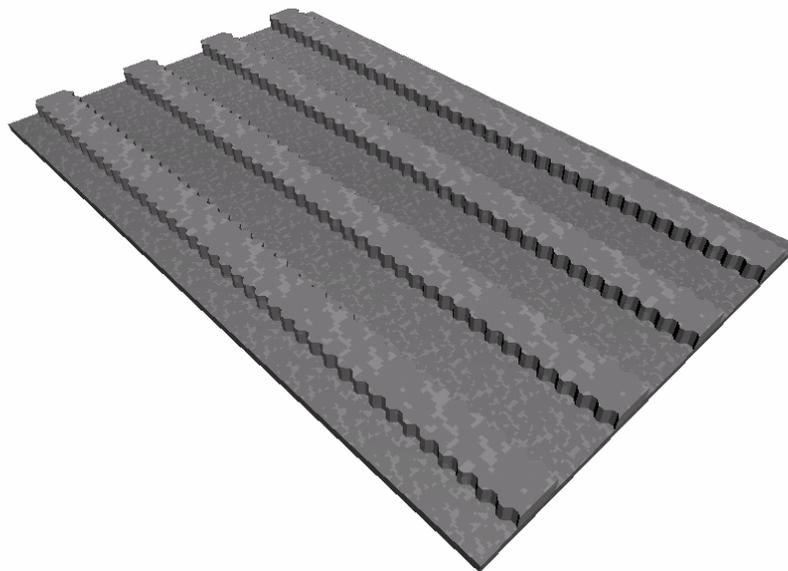


Bild 1.1: Stegverbundplatte

Die Stegverbundplatten vereinen somit alle Vorteile, die die bisher bekannten Fertigteil-Deckensysteme immer nur teilweise erfüllen, ohne deren jeweiligen Nachteile aufzuweisen. Da sie auch vorgespannt werden können, sind sie in einem wesentlich größeren Anwendungsspektrum hinsichtlich der Stützweiten einsetzbar als Gitterträger-Elementplatten. Sie sind somit nicht nur als Konkurrenzprodukt zu den Gitterträger-Elementplatten zu sehen, sondern sind auch in dem Stützweitenbereich einsetzbar, der bislang vorzugsweise von vorgespannten Hohlblechen und von Plattenbalkendecken mit Ortbetonergänzung (π - oder Trogplatten) abgedeckt wird.

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens werden zunächst die Stegverbundplatten auf ihre Einsatzmöglichkeiten im Vergleich zu den bislang üblichen Deckensystemen untersucht. Die anschließenden Tragfähigkeitsberechnungen haben vor allem zum Ziel, die ohne Hilfsunterstützungen erreichbaren Stützweiten heraus zu

arbeiten, wobei neben den Stahlbetonkonstruktionen auch vorgespannte Systeme untersucht werden. In einem weiteren Schritt wird das Zusammenwirken der Stegverbundplatten mit der Ortbetoneergänzung untersucht.

Sehr wesentlich für den erfolgreichen Einsatz der innovativen Fertigteilkonstruktion sind günstige Herstellmöglichkeiten und die Wirtschaftlichkeit des Systems für die Bauausführung. Entsprechende Untersuchungen nehmen daher einen breiten Raum ein.

Schließlich werden die Herstellung und die Tragfähigkeit von Stegverbundplatten durch einige Versuche überprüft. Die wesentlichen Erkenntnisse aus diesen Versuchen werden gleichfalls im vorliegenden Forschungsbericht dokumentiert.

An Hand der gewonnenen Ergebnisse können interessierte, für Innovationen aufgeschlossene Fertigteilwerke anschließend über die Markteinführung von Stegverbundplatten entscheiden.



Bild 1.2: Stegverbundplatte auf Versuchseinrichtung

2. STEGVERBUNDPLATTEN - EINE ALTERNATIVE ZU DEN HERKÖMMLICHEN SYSTEMEN

2.1 Gebräuchliche Systeme

Um das Anwendungsgebiet der SVP aufzuzeigen, werden zunächst die bisher hauptsächlich verwendeten Deckensysteme kurz vorgestellt und anschließend Aufbau und Vorteile der SVP beschrieben.

Die häufigsten Deckensysteme bestehen aus kontinuierlich gelagerten Massivplatten, punktgestützte Platten, Plattenbalkendecken aus Fertigteilen mit Ortbetoneergänzung und vorgespannte Plattenkonstruktionen.

Kontinuierlich gelagerte Massivplatten finden ihren Einsatzbereich vor allem im Wohnungsbau, wo die kontinuierliche Lagerung von den tragenden Wänden gewährleistet wird. Da hier die Stützweiten selten Werte über rund 7 m erreichen, bilden die Massivplatten mit Stärken von 16 bis ca. 20 cm die wirtschaftlichste Lösung. Entsprechend findet das System auch Anwendung im Gewerbebau, wenn tragende Wände im genannten Stützweitenbereich ausgebildet werden. Nahezu vollständig verschwunden sind dagegen Massivplatten, die auf Unterzügen gelagert sind, da die Schalungskosten der Unterzüge und die Beschränkungen bei der Installationsführung nachteilig zu Buche schlagen.

Massivplatten aus Ortbeton haben den großen Vorteil, dass sie ein- oder zweiachsig gespannt sein können, Durchlaufwirkung erzielen und dass sie ohne zusätzliche bauliche Maßnahmen eine Scheibenfunktion aufweisen. Der große Nachteil hingegen ist die kosten- und zeitintensive Herstellung der Schalung. Diese relativiert sich bei Großprojekten durch den häufigen Einsatz von Großflächenschalungen. Die Deckenunterseite bei Ortbetonplatten muss entweder verkleidet, verputzt oder als Sichtschalung hergestellt werden.

Die kontinuierlich gelagerten Massivplatten werden heute auf Grund der Kosten- und Zeitvorteile gegenüber der herkömmlichen Herstellung in Ortbeton weit überwiegend mit Hilfe von **Gitterträger-Elementen**, die mit Ortbeton ergänzt werden, hergestellt. Das *Bild 2.1* zeigt beispielhaft den Einbau von Gitterträger-Elementplatten sowie den Konstruktionsaufbau. Diese Elementplatten müssen für die Aufnahme des Ortbetongewichts im Abstand von ca. 1,50 m unterstützt werden. Daraus resultiert auf den Baustellen ein zusätzlicher Kosten- und Zeitaufwand im Vergleich zu Systemen, die im Bauzustand ohne Hilfsunterstützungen hinreichend tragfähig sind.

Die Sichtbetonunterseite der Gitterträger-Elementplatten erspart den Deckenputz. Die Fugen müssen lediglich verspachtelt werden. Eine wirtschaftliche Optimierung durch Vorspannung ist jedoch nicht möglich. Sie können im Endzustand als ein- oder zweiachsig gespannte Platten ausgeführt werden und durch Einlage entsprechender Stützbewehrungen wird die Durchlaufwirkung erreicht. Eine aussteifende Scheibenwirkung ist gegeben.

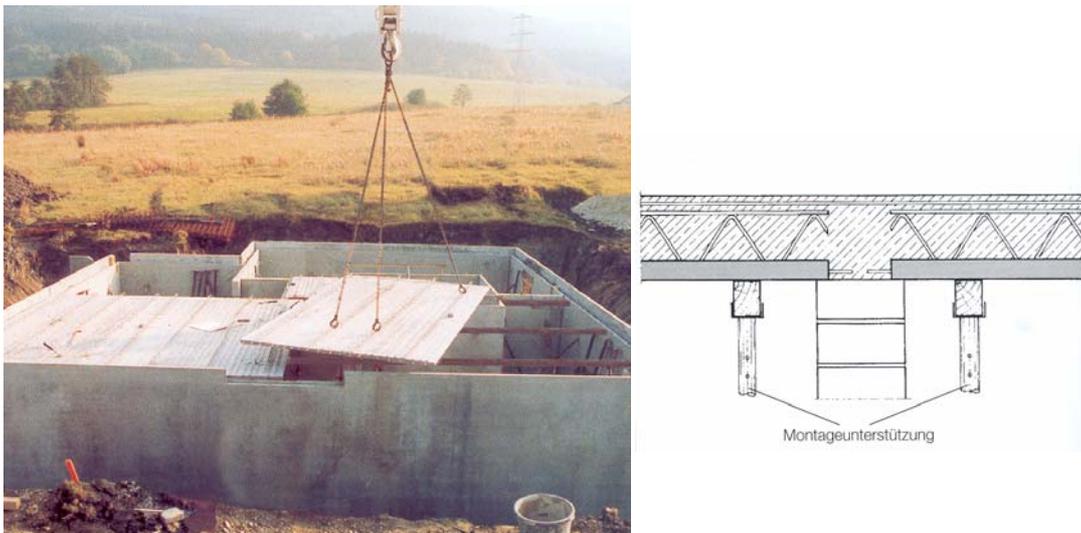
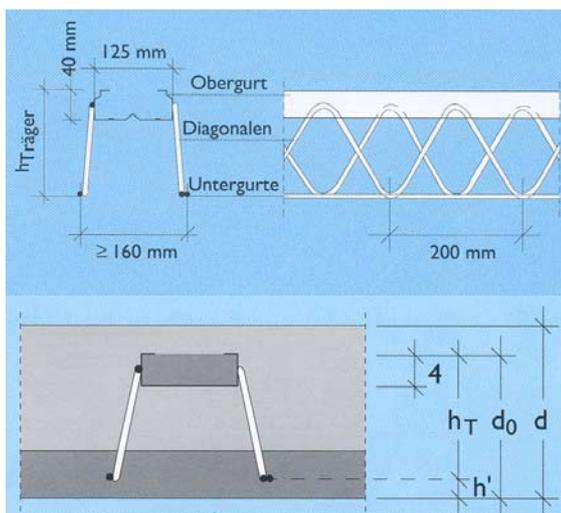


Bild 2.1: Gitterträger-Elementplatten



Um diesen Nachteil auszugleichen, wurden Gitterträger-Elemente entwickelt, bei denen zwischen je zwei paarweise angeordneten Gitterträgern im oberen Bereich eine Blechwanne angeschweißt wird, die mit Beton gefüllt wird (vgl. Bild 2.2). Dies unter der Firmenbezeichnung „Montaquick“ bekannten Systeme können beispielsweise bei Deckenstärken von 20 cm im Montagezustand bis zu 5,25 m unterstützungsfrei überbrücken. Diese Sonderlösung wird allerdings auf Grund der hohen Gesamtkosten sehr selten ausgeführt.

Bild 2.2: "Montaquick" - Träger

Punktgestützte Platten können mit oder ohne Stützenkopfverstärkung hergestellt werden. In der Praxis findet man derzeit fast ausschließlich die sogenannte Flachdecke, eine punktgestützte Platte ohne Stützenkopfverstärkung. Zur Sicherheit gegen Durchstanzen werden meistens Doppelkopfaner eingebaut. Wirtschaftliche Spannweiten liegen bei 4,50 bis 8,40 m bei einer Deckendicke von 20 – 30 cm. Einfachste Schalung, geringe Bauhöhen, guter Schallschutz, freie Installationsführung und freie Grundrissgestaltung machen die Flachdecke heute sehr wirtschaftlich. Sie ist auch für hohe Nutzlasten geeignet.

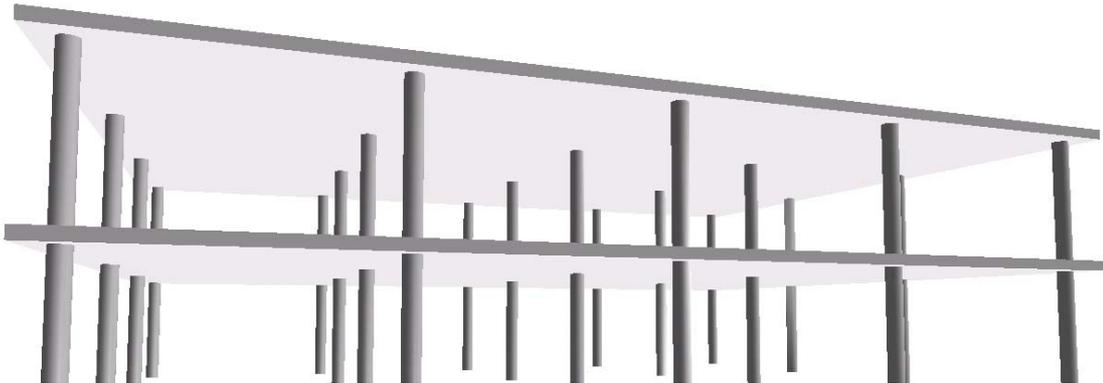


Bild 2.3: Flachdecke

In zunehmendem Maße werden auch Flachdecken mit Hilfe von Gitterträger-Elementplatten hergestellt. In jüngster Zeit wurden spezielle Gitterträger entwickelt, die als Durchstanzbewehrung in die Elementplatten im Bereich der Stützen eingebaut werden. Ein zusätzlicher Aufwand entsteht im Bereich der großen Stützmomente, da hier auf die durchgehende, unten liegende Druckzone im Bereich der Elementplatten nicht verzichtet werden kann. Daher müssen hier die Elementplatten mit mindestens 4 cm Fugenabstand verlegt werden. Diese Fugen müssen eingeschalt und mit Ortbeton verfüllt werden. Auf eine flachdeckengerechte Verlegung der unteren Bewehrung im Bereich der negativen Momente muss besonders geachtet werden.



Bild 2.4: Spannbeton-Hohldielen

Spannbeton-Hohldielen werden zunehmend zur Herstellung von Geschoßdecken bei Stützweiten zwischen ca. 7 und 10 m eingesetzt. Eingebrachte Hohlkammern dienen der Gewichtsersparnis. Obwohl sie von der Fertigteil-Industrie gerne als Spannbeton-Hohl"platten" bezeichnet werden, wirken sie lediglich wie nebeneinander angeordnete Balken ohne nennenswerte Lastquerverteilung. Sie können mangels Querbewehrung nicht für eine zweiachsige Tragwirkung ausgelegt werden, ebenso wenig ist eine Durchlaufwirkung möglich. Eine aussteifende Scheibenwirkung kann nur durch zusätzliche Maßnahmen erreicht werden.

Ein weiterer Nachteil der Spannbeton-Hohldielen ist die große Rissneigung bei ungleichmäßiger Belastung. In Querrichtung sind die Dielen nur mit Vergussfugen miteinander verbunden. Wird nur eine Spannbeton-Hohldiele durch eine Lasteinwirkung aktiviert, so können in Folge der Fugen die beiden benachbarten Dielen nicht aktiviert werden und die Konstruktion reißt an der Fuge auf. Dies hat zur Folge, dass die Spannbeton-Hohldielen hauptsächlich als Dachkonstruktion verwendet werden, wie ein aktuelles Projekt in Augsburg zeigt (*Bild 2.5*).



Bild 2.5: Spannbeton-Hohldielen als Dachkonstruktion

Ohne nennenswerte praktische Bedeutung sind die in der Literatur gleichfalls aufgeführten Hohldielen aus Stahlbeton, die in Folge der fehlenden Durchlaufwirkung z. B. bei einer Plattendicke von 20 cm nur 5,30 m überbrücken kann.

Plattenbalkendecken werden meist mit Schlankheiten $l / d = 12 \div 16$ hergestellt. Der wirtschaftliche Anwendungsbereich liegt bei Stützweiten zwischen 8 m und 14 m bei zugehörigen Konstruktionshöhe von 40 – 80 cm. Plattenbalken (auch π - oder Trogplatten genannt) werden fast ausschließlich als Fertigteile hergestellt, die meist mit Ortbeton ergänzt werden. Regelmäßig angeordnete Stegaussparungen ermöglichen eine ausreichende Installationsführung. Sie sind nur einachsig gespannt und es wird in der Regel auf die Herstellung der Durchlaufwirkung verzichtet.



Bild 2.6: Trogplattendecke

2.2 Beschreibung der Stegverbundplatten

Unter SVP versteht man Fertigteilelemente, die als umgekehrte Rippendecken hergestellt und auf der Baustelle mit Ortbeton ergänzt werden. Die Innovation der Stegverbundplatten besteht darin, dass die Fertigteile und die Ortbetonergänzung im Endzustand als einheitliche Plattenkonstruktion wirken, wobei der Verbund zwischen Fertigteilen und Ortbeton durch eine entsprechende Ausbildung der Stegseitenflächen sichergestellt wird (*Bild 2.7*).

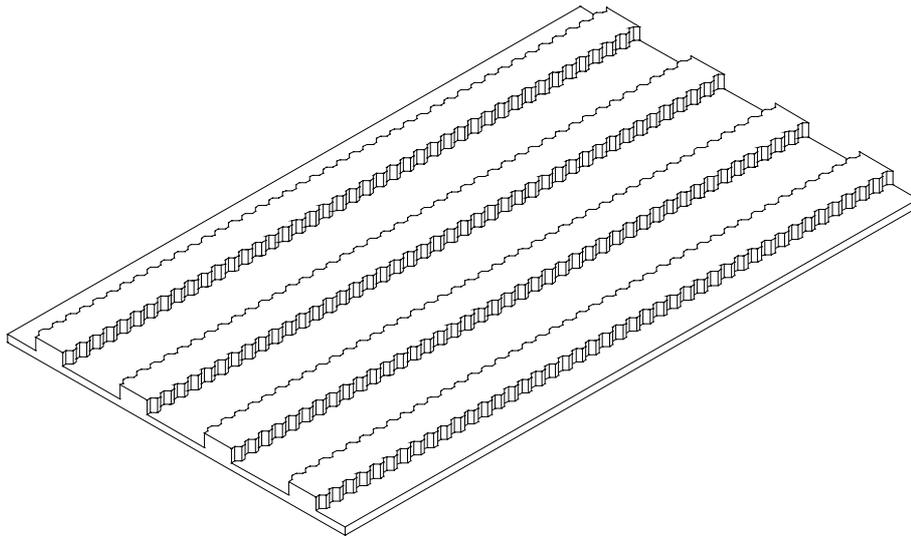


Bild 2.7: Isometrie Stegverbundplatte

Auf Grund dieser Konstruktion weisen die SVP gegenüber den Ortbetondecken, den Gitterträger-Elementplatten und den Stahl- bzw. Spannbeton-Hohldielen vor allem die nachfolgend genannten Vorteile auf:

- Die schnelle und leichte Montage der Stegverbundplatten ist durch den Wegfall von Hilfsunterstützungen garantiert; dies führt zu Einsparungen bei den Lohnkosten und zu Verkürzungen der Bauzeiten.
- Die vollflächige Sichtbetonunterseite erspart den Deckenputz.
- Eine zweiachsige Tragwirkung wie bei Ortbetonplatten ist möglich; dies dient einer wirtschaftlich optimierten Bewehrungsführung.
- SVP weisen im Endzustand Durchlaufwirkung auf. Dies führt zu wirtschaftlicheren Abmessungen, größeren Stützweiten und kleineren Durchbiegungen.
- Der Einbau von leichtem Füllmaterial bzw. Hohlkörpern zur Gewichtsersparnis ist leicht möglich.
- Die Scheibenwirkung wie bei den Ortbetonplatten ist ohne zusätzliche Maßnahmen gewährleistet.
- Die Ortbetonoberfläche ist fugenfrei.
- Der Einsatz der Stegverbundplatten mit Vorspannung bietet eine ausgezeichnete Möglichkeit, den Anwendungsbereich von Massivplatten wirtschaftlich auf größere Spannweiten auszuweiten.

Mit diesen Vorteilen stellen Stegverbundplatten nicht nur eine Alternative für Massivplatten im unteren Stützweitenbereich dar, sondern können auch alternativ zu den Spannbeton-Hohldielen eingesetzt werden. Weiterhin sind sie konkurrenzfähig gegenüber den π -Platten, die hauptsächlich im Industriebau verwendet werden. Bei niedrigerer Konstruktionshöhe können größere Stützweiten erzielt werden. Ebenso kann eine zweiachsige Trag- und Durchlaufwirkung erreicht werden. Bei größeren Plattendicken (ab ca. 30 cm) kann das Konstruktionsgewicht von Stegverbundplatten verringert werden, indem gemäß *Bild 2.8* zwischen den Stegen leichte Füllkörper eingebaut werden.

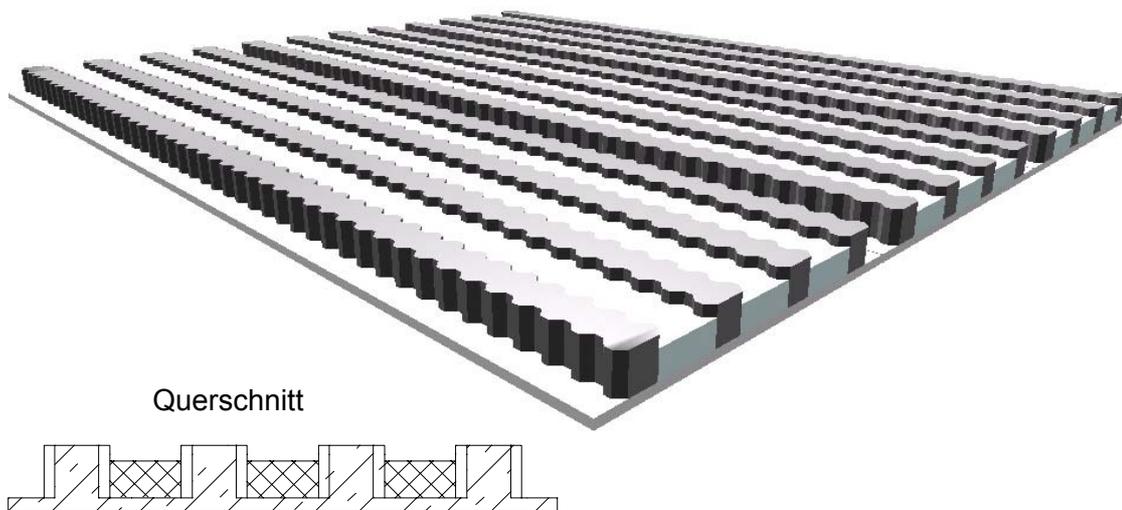


Bild 2.8: Stegverbundplatten mit eingebauten Füllkörpern

Stegverbundplatten erlauben im übrigen eine interessante Variante zu den herkömmlichen Flachdecken, wenn gemäß *Bild 2.9* in den Gurtbereichen der Decken (vorzugsweise nur in einer Richtung) dickere Stegverbundplatten angeordnet werden wie in den übrigen Bereichen. Diese Gurtbereiche weisen dann die Dicke auf, die sonst die gesamte Flachdecke aufweist, während die verbleibenden Feldbereiche deutlich dünner ausgelegt werden können. Dies erlaubt nicht nur die einfache Lagerung der Feldelemente auf den Gurtelementen, sondern führt auch zu einer erheblichen Gewichtsverringering, die nicht nur der Deckenkonstruktion selbst, sondern auch allen Last weiter leitenden Konstruktionen wirtschaftlich zu Gute kommt. Dieser günstige Effekt kann natürlich noch verstärkt werden durch die im *Bild 2.8* gleichfalls dargestellten Füllkörper.

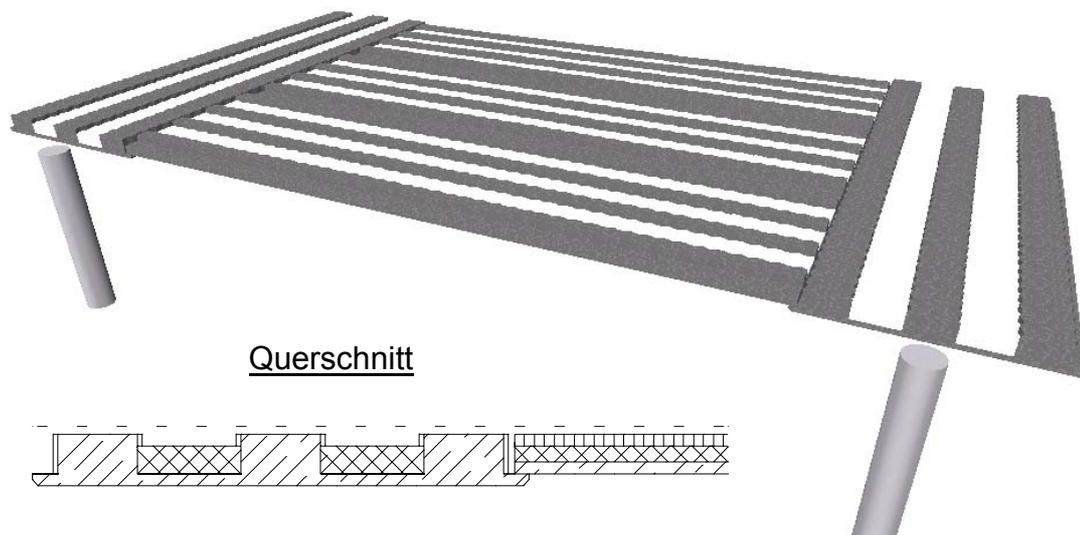


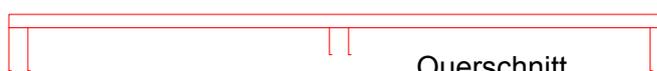
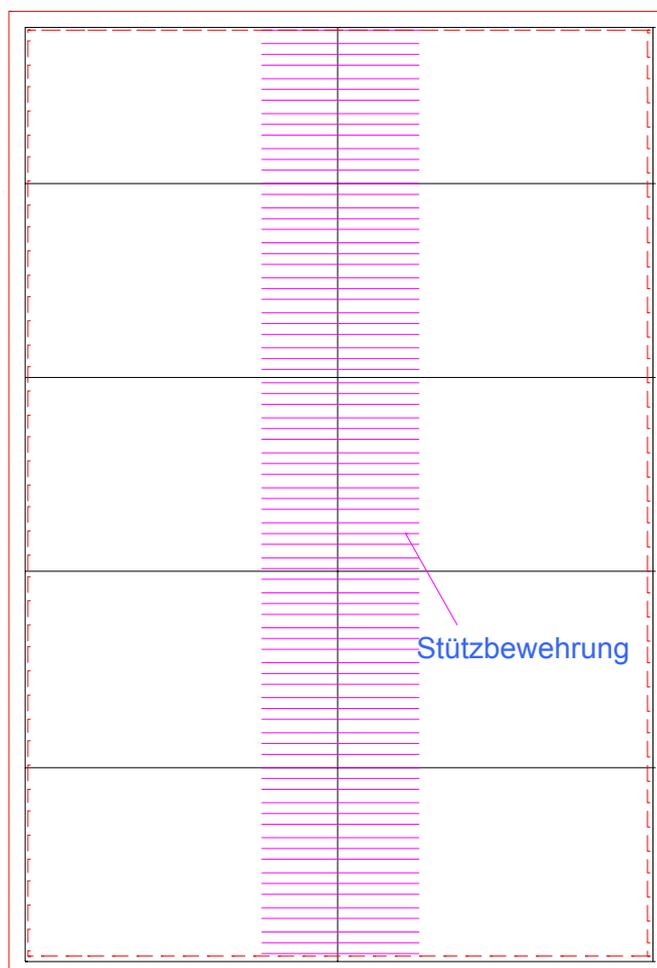
Bild 2.9: Weiter entwickelte Flachdecke mit Stegverbundplatten

Die **Herstellung** der einzelnen Stegverbundplatten wird aus Transportgründen auf eine maximale Breite von 2,40 oder 2,50 m, gelegentlich auch 3,0 m, begrenzt. Anzahl, Breite und Abstände der Stege sind für die in den folgenden Kapiteln untersuchten Platten festgelegt. Bei einachsig gespannten Platten, die nur über ein Feld verlaufen, entspricht die Steghöhe inklusive Fertigteilplattendicke der erforderlichen Gesamtdeckenstärke. Dies ist auch der Fall, wenn die Platten über mehrere Felder (über den Wänden mit Trennfugen) verlegt werden, also ohne Durchlaufwirkung, wie dies bei den Spannbetonhohlplatten der Fall ist. In diesen Fällen kann die erforderliche Bewehrung gleich im Fertigteilwerk eingelegt werden, so dass auf der Baustelle nur noch der Zwischenraum der Stege mit Ortbeton ergänzt werden muss.

Bei einachsig gespannten Platten, die über mehrere Felder mit Durchlaufwirkung verlaufen, können die Stege im Bereich der Stützbewehrung um 4 cm niedriger als die Gesamtdeckenstärke ausgeführt werden. Dies ermöglicht das Einlegen der Biegebewehrung (einschließlich Querbewehrung) für die Stützmomente in diesem Bereich und sorgt für ausreichende Betondeckung. In Feldmitte hingegen kann die volle Bauhöhe der Stege ausgenutzt werden, um eine möglichst große Druckzone in den Stegen zu erhalten.

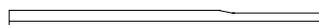
Bild 2.10 stellt schematisch die Ausführung der Stegverbundplatten bei einachsig gespannten Platten, die über mehrere Felder verlaufen, dar.

Grundriss



Querschnitt

Querschnitt SVP



Grundriss SVP

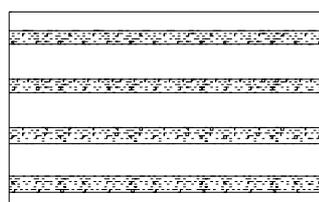


Bild 2.10: Einachsig gespannte Stegverbundplatten über zwei Felder

Das Absenken der Stege am Ende der Platten zum Einbringen der Stützbewehrung stellt einen erhöhten Aufwand bei der Herstellung der SVP dar.

Eine günstigere Möglichkeit besteht darin, dass SVP mit voller Steghöhe eingebaut werden und die errechnete Stützbewehrung pro laufender Meter gebündelt in die Stegzwischenräume eingelegt wird. Zur Lagesicherung können beispielsweise kleine Stücke von Gitterträgern in die Platte eingelegt werden. Die Stege werden dabei im Auflagerbereich als Aussparungen behandelt.

Das *Bild 2.11* stellt diese Ausführung schematisch dar:

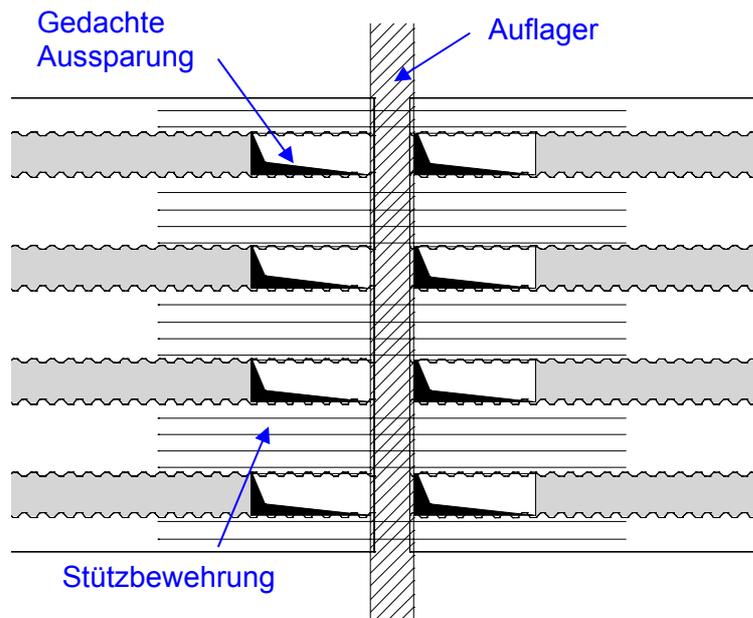


Bild 2.11: Detail Stützbewehrung für einachsige Spannteile

Die durchgeführten Versuche (siehe Anhang II) haben bestätigt, dass diese Art der Bewehrungsführung sehr gut funktioniert. Das nachfolgende Bild zeigt die eingelegte Stützbewehrung:



Bild 2.12: Eingelegte Stützbewehrung einer einachsigen Spannteile über zwei Feldern

Die nächsten Bilder zeigen das Rissverhalten eines solchen Stützbereichs. Die Belastung wurde drei Tage nach dem Aufbringen des Ortbetons durchgeführt. Bei der Belastung durch das Eigengewicht waren lediglich kleine Schwindrisse zwischen den glatten Stirnflächen der Stege und der Ortbetonergänzung zu erkennen.

Durch das Aufbringen der Belastungskörper waren folgende Rissbilder zu erkennen:



Bild 2.13: Risse bei ca. 65 % der Gebrauchslast



Bild 2.14: Risse bei der Bruchlast

Im *Bild 2.13* sind lediglich zwei Risse zu erkennen. Die sich über die gesamte Plattenbreite ziehen und an den Stirnflächen der Stege entlang laufen. Beim Erreichen der Bruchlast ist einer dieser Risse auf ca. 1,3 cm aufgegangen und es bildeten sich weitere Risse zwischen den Stegen. Der Rissverlauf der beiden Bilder zeigt deutlich, dass sich keine Risse in Längsrichtung gebildet haben. Dies bedeutet, dass in den Stegzwischenräumen keine Querbewehrung erforderlich ist.

Die Bilder zeigen deutlich, dass auch ohne Absenken der Stege am Plattenende die Kraftübertragung für das Stützmoment gewährleistet ist und dies eine kostengünstigere Variante ist.

Bei mehrfeldrigen, zweiachsig gespannten Platten ist die Steghöhe durchgehend um 4 cm niedriger als die erforderliche Deckendicke. Längs und quer zur Platte verlaufende Stützbewehrungen können somit mit ausreichender Betondeckung verlegt werden. Eine Erhöhung der Stege in den Bereichen, in denen man sie auf die volle Gesamtdeckenstärke ausbilden könnte, dürfte aus wirtschaftlicher Sicht nicht sinnvoll sein.

Die nachfolgende Skizze stellt das Ganze schematisch dar:

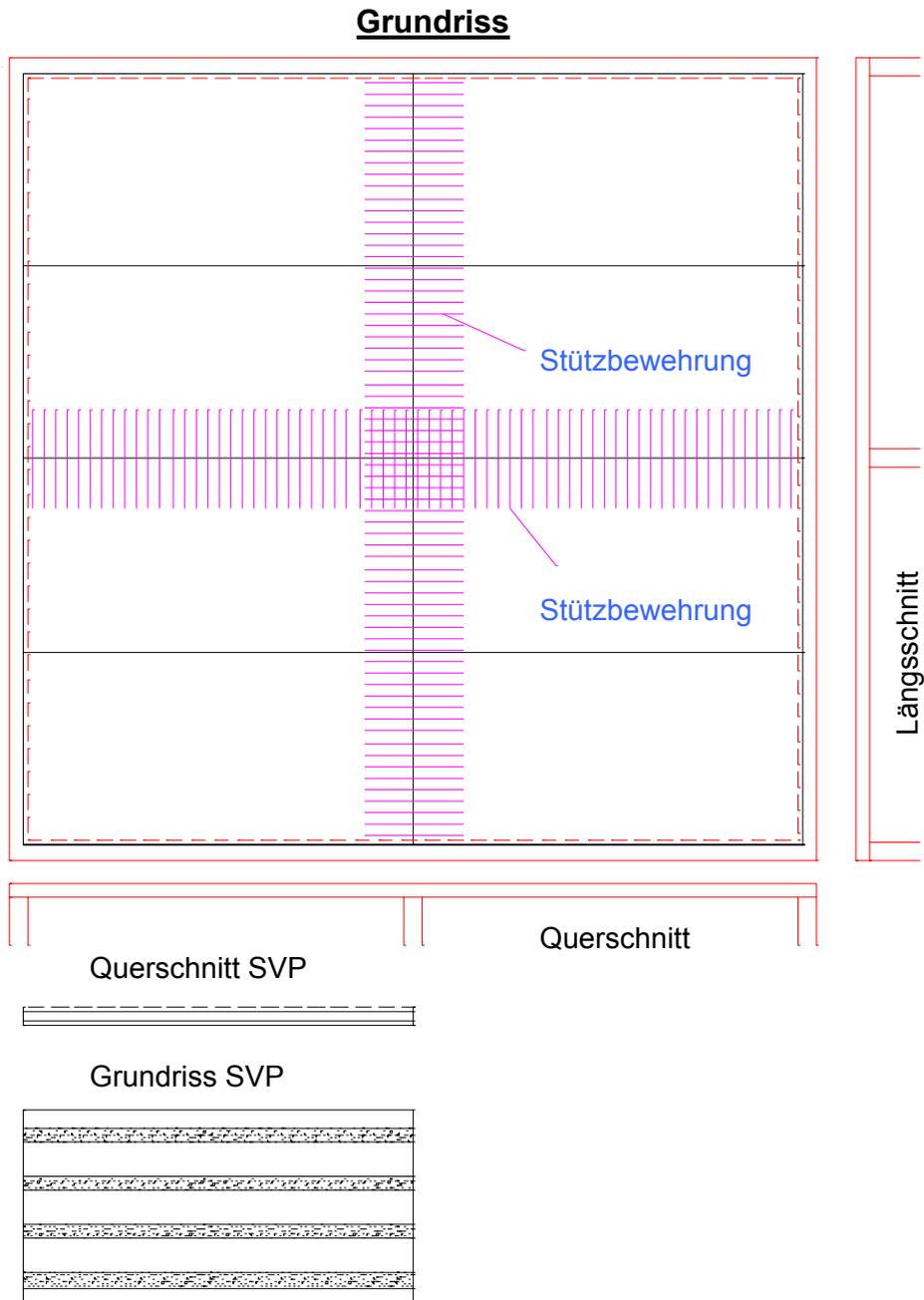


Bild 2.15: Zweiachsig gespannte Stegverbundplatten über zwei Felder

3. TRAGFÄHIGKEITSUNTERSUCHUNGEN FÜR BIEGUNG

3.1 Allgemeines

Wirtschaftliche Konstruktionen für Deckenplatten werden erreicht, indem die Bauteildicken so gewählt werden, dass im Endzustand die zulässigen Durchbiegungen eingehalten werden. Im Folgenden werden daher nach diesem Kriterium zunächst für verschiedene Plattendicken die maximalen Stützweiten ermittelt. Anschließend werden für diese Platten im Bauzustand, auf Grund der Tragfähigkeit bzw. der erforderlichen Begrenzung der Durchbiegung, die erreichbaren Stützweiten ermittelt und mit den maximal zulässigen Stützweiten im Endzustand verglichen. Unter Bauzustand versteht man, dass die SVP verlegt sind und die noch nicht erhärtete Ortbetonergänzung aufgebracht ist. Als Verkehrslast für den Betonierzustand werden $1,5 \text{ kN/m}^2$ auf die Stegverbundplatten angesetzt.

3.2 Stegverbundplatten im Endzustand

3.2.1 Platten im Endzustand in Haupttragrichtung einfeldrig

Stegverbundplatten sind im Endzustand wie Massivplatten zu behandeln. Zur Berechnung der zulässigen Stützweiten werden die Durchbiegungen auf die zulässigen Werte begrenzt. Der Nachweis kann vereinfachend durch die Begrenzung der Biegeschlankheit nach DIN 1045-1 [2] geführt werden.

Für Deckenplatten des üblichen Hochbaus ist bei Normalbeton im Allgemeinen eine Begrenzung der Biegeschlankheit auf den Wert

$$\frac{l_i}{d} \leq 35 \quad (3.1)$$

ausreichend [3]. Bei erhöhten Anforderungen wird die Biegeschlankheit auf

$$\frac{l_i}{d} \leq \frac{150}{l_f} \quad (3.2)$$

begrenzt [4]. Dieser Grenzwert muss eingehalten werden, wenn Schäden an angrenzenden Bauteilen (z.B. leichten Trennwänden) entstehen können, die durch eine übermäßig große Durchbiegung (einschließlich der zeitabhängigen Verformungen) der Decke verursacht wurden.

Durch das Umstellen der Formeln (3.1) und (3.2) nach der Ersatzstützweite l_i ergibt sich:

Im Allgemeinen:

$$l_i \leq 35 * d \quad (3.3)$$

Bei erhöhten Anforderungen:

$$l_i \leq \sqrt{150 * d} \quad (3.4)$$

Bei biegebeanspruchten Bauteilen, deren Durchbiegung vorwiegend durch die im betrachteten Feld wirkende Belastung verursacht wird, darf die Ersatzstützweite mit

$$l_i = \alpha * l_{\text{eff}} \quad (3.5)$$

in Rechnung gestellt werden [5]. Der Beiwert α kann für häufig vorkommende Anwendungsfälle aus der Tabelle 22, DIN 1045-1 [6] entnommen werden. Der Faktor α lautet bei frei drehbar gelagerten Einfeldträgern und frei drehbar gelagerten einachsig und zweiachsig gespannten Platten $\alpha = 1,0$.

Mit der Formel (3.5) umgestellt nach der effektiven Stützweite

$$l_{\text{eff}} = \frac{l_i}{\alpha} \quad (3.6)$$

sind in der unter Punkt 3.2.2 aufgeführten *Tabelle 3.1* die ermittelten zulässigen Stützweiten für die Deckendicken von 16 – 36 cm zusammengefasst.

3.2.2 Platten im Endzustand in Haupttragrichtung mehrfeldrig

Die zulässigen Stützweiten für mehrfeldrige Platten im Endzustand werden wie unter Punkt 3.2.1 erwähnt mit dem Nachweis der Begrenzung der Verformungen für Massivplatten berechnet. Lediglich der Faktor α zur Berechnung der Ersatzstützweite l_i ändert sich. Auch ihn findet man in der Tabelle 22 der DIN 1045-1. Für ein Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte oder für ein Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über eine längere Seite durchläuft, ist der Faktor $\alpha = 0,8$. Dieser gegenüber dem Punkt 3.2.1 niedrigere Faktor, führt bedingt durch die Formel (3.6) der effektiven Stützweite zu größeren zulässigen Stützweiten, die aus der *Tabelle 3.1* herauszulesen sind. Die in dieser Tabelle aufgeführten Stützweiten sind von der Betongüte unabhängig. Sie beziehen sich lediglich auf die statische Nutzhöhe, die wiederum von der Deckendicke und Betondeckung abhängig ist.

		Zulässige Stützweiten bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
einfeldrig	$\frac{l_i}{d} \leq 35$	4,70	5,40	6,10	6,80	7,50	8,20	8,90	9,60	10,30	11,00	11,70
	$\frac{l_i}{d} \leq \frac{150}{l_i}$	4,50	4,90	5,20	5,50	5,70	6,00	6,20	6,50	6,70	6,90	7,10
mehrfeldrig	$\frac{l_i}{d} \leq 35$	5,90	6,80	7,70	8,50	9,40	10,30	11,20	12,00	12,90	13,80	14,70
	$\frac{l_i}{d} \leq \frac{150}{l_i}$	5,60	6,00	6,40	6,80	7,10	7,40	7,70	8,00	8,30	8,60	8,90

Tabelle 3.1: Zulässige Stützweiten nach der Begrenzung der Biegeschlankheit

Um eine optimale Ausnutzung der SVP im Bauzustand und dem Endzustand der Decke zu erreichen, wird angestrebt, diese Grenzwerte zu erreichen. In den nachfolgenden Berechnungen wird untersucht, in wie weit die Stegverbundplatten im Bauzustand diese Stützweiten erreichen.

3.3 Stegverbundplatten im Bauzustand

3.3.1 Allgemeines

Die nachfolgenden Untersuchungen beziehen sich auf Stegverbundplatten mit Stegabständen von 83,3 cm, 62,5 cm, 50,0 cm und 41,7 cm. Diese Abstände entsprechen der Anzahl von 3, 4, 5 und 6 Stegen bei einer maximalen Gesamtplattenbreite von 2,50 m. Die Stegbreiten werden für die nachfolgenden Untersuchungen mit 15 cm, 20 cm und 25 cm festgelegt. Die Fertigteileplattendicke beträgt 5 cm und die untersuchten Deckendicken liegen in einem 2 cm Raster zwischen 16 und 36 cm. Die Platten bilden im Bauzustand frei drehbar gelagerte Einfeldträger.

Die nachstehend aufgeführten Tabellen werden nach DIN 1045-1 berechnet. Es ist eine Feuerwiderstandsdauer von F 90 anzustreben. Hierzu ist je nach Tragwirkung der Decke eine Betondeckung nach DIN 4102-Teil 4 erforderlich [7].

Zur übersichtlicheren Gestaltung sind nachfolgend die Tabellen exemplarisch nur für den Standardwert (Stegabstand 62,5 cm, Betongüte C 20) dargestellt. In der Anlage I befinden sich die Tabellen für die restlichen Stegabstände und Betongüten von C 25 bis C 50.

Bei der Überprüfung der errechneten Stützweiten mit dem Kriterium der Durchbiegung kann auf Grund des deutlich größeren Querschnitts im Endzustand davon ausgegangen werden, dass die Durchbiegung im Endzustand kleiner als im Bauzustand ist. Die im Bauzustand aufgetretenen Verformungen werden durch Kriechen verringert. Für den kurzzeitigen Bauzustand (Ortbeton aufgebracht und noch nicht erhärtet) reicht es gemäß DIN 1045-1 aus, den Durchhang unter quasi-ständiger Einwirkung auf $l/250$ zu beschränken [8]. Im Erhärtungszeitraum besteht die quasi-ständige Einwirkungskombination ausschließlich aus dem Eigengewicht der SVP und der Ortbetonerfüllung.

Wichtig für die Durchbiegungsberechnung ist allerdings, dass der verwendete Beton den entsprechenden E-Modul nach der DIN 1045-1 aufweist. Ist der E-Modul kleiner, so sind die zu erwartenden Durchbiegungen größer. Die Durchbiegungen sind zum E-Modul direkt proportional. Dies bedeutet, dass wenn der E-Modul nur die Hälfte des Wertes aus der DIN 1045-1 aufweist, die Durchbiegungen somit doppelt so hoch sind.

Bei der Ermittlung der zulässigen Durchbiegung ist zu berücksichtigen, dass sich in der Zugzone die Dehnungen im Zustand II einstellen können. Gemäß "*Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1*" [9] kann angenommen werden, dass das wirksame Trägheitsmoment im Zustand II um ca. 30 % niedriger ist, als im Zustand I:

$$I^{II} \approx 0,7 \cdot I^I \quad (3.7)$$

Im Beispiel 5 "*Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1*" wird dies mit einer Durchbiegungsberechnung an Hand eines Einfeldträgers als Fertigteile bestätigt. Die Ermittlung der Krümmung des Fertigteileträgers erfolgt analog den Stegverbundplatten mit einer Belastung aus vorwiegend ruhenden Einwirkungen.

Die errechnete Krümmung im Zustand I infolge Biegemoment und Kriechen wird mit

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{I,M} = 3,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad (3.8)$$

ermittelt. Die Krümmung im Zustand II infolge Biegemoment und Kriechen lautet:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{II,M} = 5,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}. \quad (3.9)$$

Setzt man die Krümmung aus dem Zustand I ins Verhältnis zum Zustand II so ergibt sich ein Faktor von 0,718 und bestätigt somit die Formel (3.7).

Bei Verwendung von I^I bei der Untersuchung von Durchbiegungen darf daher die Beschränkung von $l / 250$ auf $0,7 \cdot l / 250 = l / 352 \approx l / 360$ erhöht werden.

Die in den nachfolgenden Kapiteln berechneten zulässigen Durchbiegungen beziehen sich somit immer auf $l / 360$.

Am Beispiel des Fertigteilträgers lässt sich das zugehörige ζ ($\zeta = \frac{z}{d} = \frac{0,393}{0,48}$) mit 0,82 errechnen. Dieser Wert sagt aus, dass man sich in einem Bereich ohne Druckbewehrung befindet, und deshalb das Verhältnis der Trägheitsmomente nicht ungünstiger wird.

3.3.2 Platten mit voller Steghöhe in Feldmitte

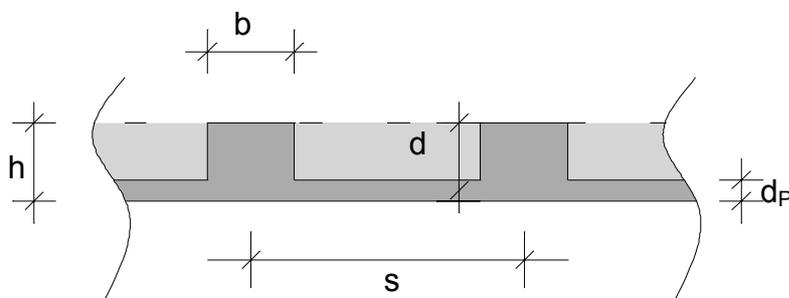
3.3.2.1 Stegverbundplatten ohne Druckbewehrung

3.3.2.1.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten

In diesem Kapitel werden nun Platten auf die zulässigen Stützweiten untersucht, bei denen die Steghöhe in Feldmitte der Gesamtdeckenstärke entspricht. Wie in Kapitel 2.2 beschrieben, gehören hierzu alle einachsige gespannten Platten, die über ein oder mehrere Felder mit oder ohne Durchlaufwirkung verlaufen. Bei mehrfeldrigen Platten mit Durchlaufwirkung können die Stege im Zwischenauflagerbereich um 4 cm niedriger sein, weisen aber an der größten biegebeanspruchten Stelle im Bauzustand (Feldmitte) den vollen Querschnitt auf und zählen somit auch zu diesem Kapitel.

Die exemplarische Berechnung wird anhand des Stegabstandes von 62,5 cm und der Betongüte C 20 durchgeführt. Die Tabellen für die restlichen Stegabstände und Betongüten sind der Anlage I beigelegt. Es werden nachstehend folgende Parameter und Abkürzungen verwendet:

Betongüte	=	C 20
Elastizitätsmodul Stahl	E_{Stahl}	= 200 kN/mm ²
Elastizitätsmodul Beton	E_{cm}	= 28,8 kN/mm ²
Betondeckung	c	= 2,0 cm
Betonwichte	γ_B	= 25,0 kN / m ³
Verkehrslast	p	= 1,5 kN / m ²
Plattendicke Fertigteil	d_P	= 5,0 cm
Stegbreite	b	= 15 cm; 20 cm; 25 cm
Deckendicke	h	= 16 bis 36 cm
Stegabstand	s	= 62,5 cm
Stützweite	l	= gesucht
Statische Nutzhöhe	d	= $h - 2,5$ cm
Eingangswert für Bemessungstabelle	k_d	



Skizze 3.1: Definition der Parameter und Abkürzungen

Die zulässigen Stützweiten werden mit Hilfe der Dehnungsdiagramme für Beton und Stahl nach DIN 1045-1 berechnet. Die Grundlage bildet das dimensionsgebundene k_d -Verfahren zur Biegebemessung von Rechteckquerschnitten. Die Stegverbundplatten bilden umgekehrte Plattenbalken dar, bei denen die Fertigteilplatte in der Zugzone liegt und somit keine mitwirkende Plattenbreite aufweist. Ein Steg muss die Last auf die Länge eines Stegabstandes aufnehmen.

Die Formel für den Eingangswert zur k_d - Bemessung lautet:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b}}} \quad (3.10)$$

$$\text{mit } M_{Eds} = \frac{(1,35 * h * \gamma_B + 1,5 * p) * s * l^2}{8}$$

Die Formel nach der zulässigen Stützweite umgestellt ergibt:

$$l = \sqrt{\frac{\left(\frac{d}{k_d}\right)^2 * b * 8}{q_d}} \quad (3.11)$$

$$\text{mit } q_d = (1,35 * h * \gamma_B + 1,5 * p) * s$$

In der Formel wird k_d durch k_d^{**} für die jeweilige Betongüte (C 20 bis C 50) eingesetzt. Mit dem Wert von k_d^{**} wird das Dehnungsverhältnis gewählt, bei dem gerade noch auf Druckbewehrung verzichtet werden kann.

Die so ermittelten Stützweiten für die Betongüte C 20 sind in der unten aufgeführten Tabelle zusammengefasst.

Steg- abstand	Steg- breite	Errechnete Stützweiten [m] nach der k_d -Bedingung bei Deckendicken h in cm von											
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
cm	cm												
	15	4,40	4,80	5,20	5,60	6,00	6,30	6,70	7,00	7,30	7,60	7,90	
62,5	20	5,00	5,50	6,00	6,50	6,90	7,30	7,70	8,10	8,40	8,80	9,10	
	25	5,60	6,20	6,70	7,20	7,70	8,20	8,60	9,00	9,40	9,80	10,20	

Tabelle 3.2: Errechnete Stützweiten nach der k_d -Bedingung

Nach der Berechnung der Stützweiten mit Hilfe des k_d -Verfahrens wird die zugehörige Biegebewehrung ermittelt.

$$A_{s1} = k_s * \frac{M_{Eds}}{d} \quad (3.12)$$

$$\text{mit } M_{Eds} = \frac{(1,35 * h * \gamma_B + 1,5 * p) * s * l^2}{8}$$

Das zu k_d^{**} gehörige k_s kann aus der Bemessungstabelle mit dem Wert von 3,1 für alle Betongüten entnommen und in die Gleichung (3.12) eingesetzt werden.

$$A_{s1} = 3,1 * \frac{M_{Eds}}{d} \quad (3.13)$$

Die daraus resultierende Zugbewehrung A_{s1} in cm^2 pro Steg ist in der *Tabelle 3.3* dargestellt:

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	2,66	3,00	3,37	3,77	4,20	4,51	4,99	5,34	5,71	6,10	6,50
62,5	20	3,43	3,93	4,48	5,08	5,55	6,05	6,59	7,15	7,56	8,17	8,62
	25	4,30	5,00	5,59	6,23	6,91	7,64	8,22	8,83	9,47	10,13	10,83

Tabelle 3.3: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2 pro Steg

Anschließend kann die vorhandene Durchbiegung der Stegverbundplatten im Bauzustand ermittelt werden. Für die Stützweiten werden die Werte aus der *Tabelle 3.2* eingesetzt, ebenso wird die zugehörige Feldbewehrung aus der *Tabelle 3.3* entnommen. Zur Berechnung der vorhandenen Durchbiegungen wird nur das Gewicht des Fertigteils und der Ortbetoneergänzung herangezogen (siehe Punkt 3.3.1). Die Querschnittswerte beziehen sich auf einen umgekehrten Plattenbalken und die Plattenbreite entspricht dem jeweiligen Stegabstand.

$$I_{\text{Plattenbalken}} = I_{\text{Platte}} + I_{\text{Steg}} + \frac{A_{\text{Platte}} * A_{\text{Steg}}}{A_{\text{Platte}} + A_{\text{Steg}}} * \left(\frac{h}{2}\right)^2 \quad (3.14)$$

$$\text{mit } A_{\text{Platte}} = s * d_p$$

$$\text{und } A_{\text{Steg}} = (h - d_p) * b$$

$$I_{\text{Stahl}} = A_{s1} * (e_0 - c)^2 \quad (3.15)$$

mit Schwerpunkt Plattenbalken

$$e_0 = \frac{h * A_{\text{Steg}}}{2 * (A_{\text{Platte}} + A_{\text{Steg}})} + \frac{d_p}{2}$$

Die maximale Durchbiegung der Stegverbundplatten unter Gleichlast beträgt somit:

$$f = \frac{5 * q * l^4}{384 * E I_{\text{ideell}}} \quad (3.16)$$

$$\text{mit } q = h * \gamma_B * s \text{ (siehe Punkt 2.2.1)}$$

$$\text{und } E I_{\text{ideell}} = E_{\text{cm}} * (I_{\text{Plattenbalken}} - I_{\text{Stahl}}) + E_{\text{Stahl}} * I_{\text{Stahl}}$$

Die vorhandenen Durchbiegungen der Stegverbundplatten werden anschließend mit dem zulässigen Wert $f \leq l / 360$ (siehe Punkt 3.3.1) verglichen. Bei den nach dem k_d -Verfahren errechneten Stützweiten, die in den Tabellen (siehe Anlage I) farbig hinterlegt sind, ist der zulässige Wert der Durchbiegung überschritten. Diese Stützweiten dürfen somit nicht verwendet werden. Hier müssen die errechneten Stützweiten mit Hilfe der Iteration solange verringert werden, bis die vorhandenen gleich den zulässigen Durchbiegungen sind. Bei dem hier exemplarisch aufgeführten Standard-Stegabstand ist dies nicht der Fall und die zulässigen Stützweiten sind mit der *Tabelle 3.2* identisch.

Bei den durch Iteration ermittelten Stützweiten, muss die Feldbewehrung mit der Formel (3.13) neu berechnet werden, da sich das Feldmoment auf Grund der verkürzten Stützweiten ändert. Bei den anderen Stützweiten kann die zugehörige Biegebewehrung direkt aus der *Tabelle 3.3* herausgelesen werden.

Durch Division mit dem jeweiligen Stegabstand lässt sie sich der Bewehrungsgehalt in cm^2/m in folgender Tabelle darstellen:

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	4,25	4,80	5,39	6,03	6,72	7,22	7,98	8,54	9,13	9,75	10,40
62,5	20	5,49	6,30	7,17	8,12	8,88	9,69	10,54	11,44	12,10	13,07	13,79
	25	6,89	8,00	8,95	9,97	11,06	12,22	13,15	14,12	15,15	16,22	17,33

Tabelle 3.4: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m

3.3.2.1.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten

Die maximal zulässigen Stützweiten nach *Tabelle 3.1* stellen Grenzwerte des Endsystems auf Grund der Durchbiegung dar. Sie sollen von den Stegverbundplatten im Bauzustand erreicht werden, um eine optimale Ausnutzung im Bauzustand mit dem Endsystem der Decke zu erhalten. Stegverbundplatten mit einer größeren Stützweite als in der *Tabelle 3.1* aufgeführt, können zwar im Bauzustand größere Längen überbrücken, sind aber im Endzustand auf Grund der Biegeschlankheit des Deckensystems nicht zugelassen. SVP mit kleineren erreichbaren Stützweiten schöpfen die Möglichkeiten des Endsystems nicht vollkommen aus.

Das untenstehende Diagramm stellt graphisch die aus der Biegeschlankheit zulässigen Stützweiten im Endzustand für einfeldrige Systeme den erreichbaren Stützweiten aus der *Tabelle 3.2* gegenüber:

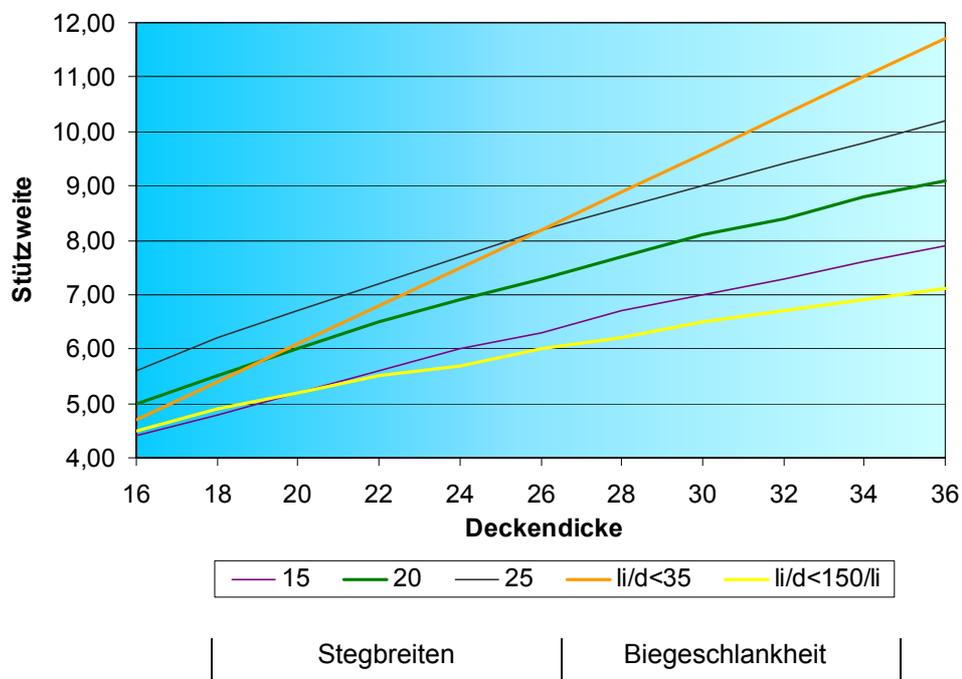


Diagramm 3.1: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Die Grenzwerte für einfeldrige Systeme im Endzustand mit der Begrenzung der Biegeschlankheit auf $li/d \leq 35$ können bei dem exemplarisch aufgeführten Stegabstand von 62,5 cm und einer Stegbreite von 15 cm bei keiner Deckendicke erreicht werden. Mit einer Stegbreite von 20 cm können die Grenzwerte aus der *Tabelle 3.1* bis zu einer Deckendicke von 18 cm erreicht werden und mit einer Stegbreite von 25 cm bis zur Deckendicke von 26 cm.

Für einfeldrige Endsysteme mit erhöhten Anforderungen an die Biegeschlankheit auf $l_i/d \leq 150/l_i$, erreichen die Stegverbundplatten mit dem Standard-Stegabstand bei einer Stegbreite von 15 cm die Werte aus der *Tabelle 3.1* ab einer Deckenstärke von 20 cm. Mit einer Stegbreite von 20 cm und 25 cm können die Grenzwerte bereits ab einer Deckendicke von 16 cm erreicht werden.

Das *Diagramm 3.2* stellt die erreichbaren Stützweiten aus der *Tabelle 3.2* den Stützweiten aus der Biegeschlankheit für mehrfeldrige Endsysteme gegenüber.

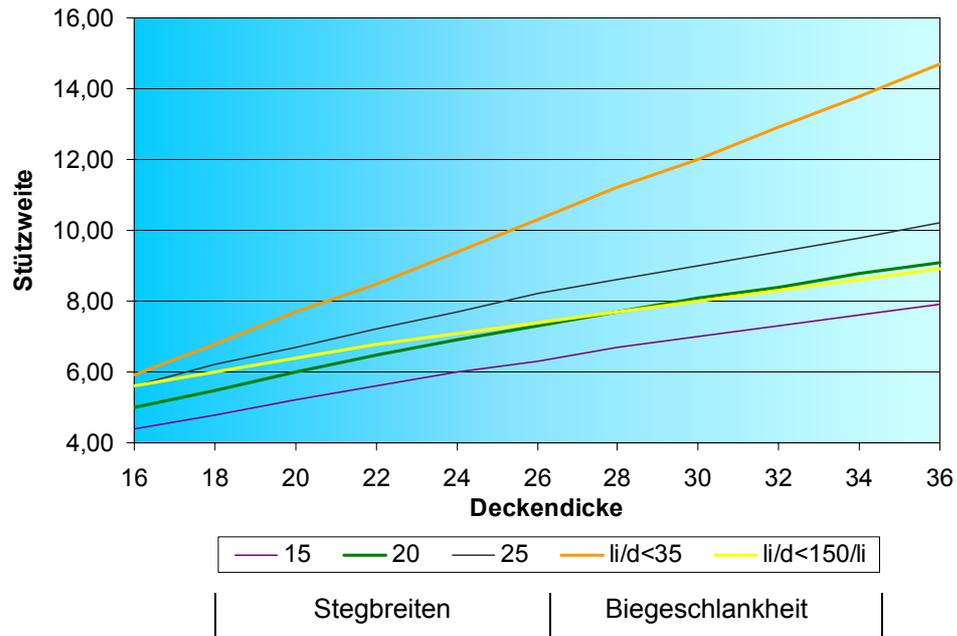


Diagramm 3.2: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Bei mehrfeldrigen Endsystemen mit der allgemeinen Durchbiegungsanforderung können die Grenzstützweiten bei keiner der drei untersuchten Stegbreiten erreicht werden.

Die Stützweiten nach der *Tabelle 3.1* für ein mehrfeldriges System im Endzustand mit der erhöhten Biegeschlankheitsanforderung können bei einer Stegbreite von 20 cm ab einer Deckenstärke von 28 cm erreicht werden. Mit einer Stegbreite von 25 cm werden bereits alle Grenzstützweiten der untersuchten Deckendicken erreicht.

Um die Auswirkungen von höheren Betongütern auf die Stützweiten zu sehen, wurden Betongütern bis C 50 untersucht. Für die Berechnungen wurde sowohl der Beton für die SVP, als auch für die Ortbetonergänzung mit der entsprechenden Betongüte eingesetzt. In der Praxis ist für jeden Einzelfall zu untersuchen, ob es wirtschaftlicher ist nur die SVP in einer höheren Betongüte und die Ortbetonergänzung in C 20 bzw. C 25 auszuführen, da bei diesen Betongütern noch keine B II Baustellenbedingungen erforderlich sind.

Im Vergleich zur *Tabelle 3.2* zeigt die nachfolgende Tabelle die zulässigen Stützweiten für die Betongüte C 50:

Steg- abstand	Steg- breite	Zulässige Stützweiten [m] bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	6,70	7,20	7,80	8,30	8,80	9,20	9,70	10,10	10,60	11,00	11,40
62,5	20	7,10	7,70	8,30	8,80	9,30	9,80	10,30	10,80	11,20	11,70	12,10
	25	7,50	8,10	8,70	9,20	9,80	10,30	10,80	11,30	11,80	12,30	12,70

Tabelle 3.5: Zulässige Stützweiten für Betongüte C 50

Anhand der farbig hinterlegten Tabelle für C 50 lässt sich erkennen, dass die zulässige Durchbiegung bei allen nach dem k_d -Verfahren berechneten Stützweiten überschritten ist. Das heißt die SVP könnten im Bauzustand über größere Stützweiten ohne Hilfsunterstützungen gelegt werden, die aus der aufgetragenen Betonierlast und dem Eigengewicht entstehende Durchbiegung hingegen ist nach DIN 1045-1 nicht zulässig. Die in der *Tabelle 3.5* aufgeführten Stützweiten wurden alle mit Hilfe der Iteration solange verringert, bis die vorhandene Durchbiegung der zulässigen entspricht.

Der Vergleich der erreichbaren Stützweiten mit der Betongüte C 20 mit denen der Betongüte C 50 zeigt, dass Vergrößerungen von bis zu 3,50 m möglich sind. Mit der Erhöhung um eine Betongüte kann bei niedrigen Deckenstärken eine Vergrößerung im Schnitt von ca. 40 cm erreicht werden, bei den höheren kann es sogar bis zu 90 cm sein.

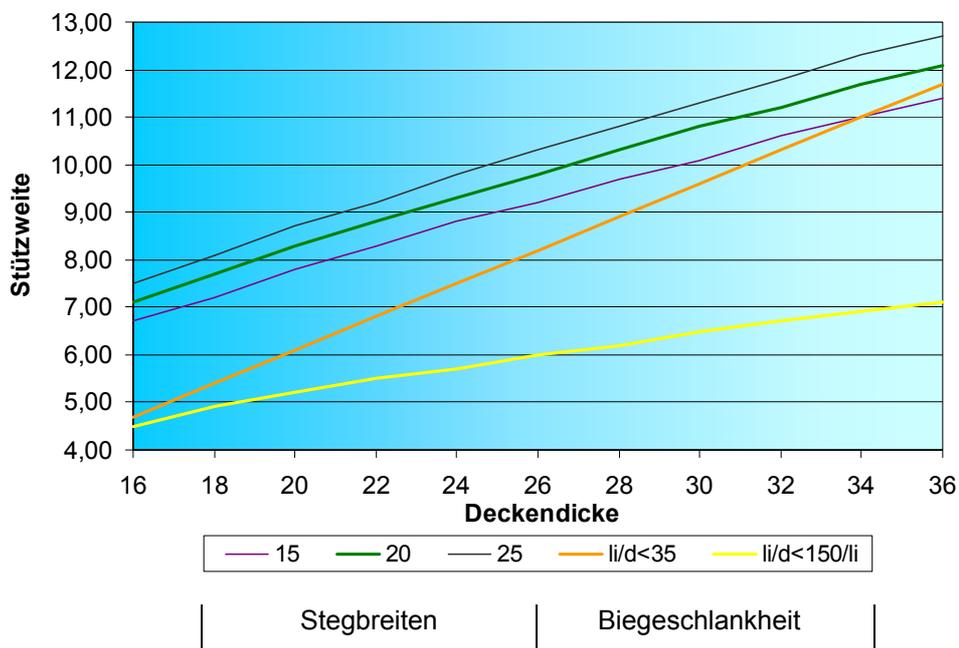


Diagramm 3.3: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Der Vergleich der *Tabelle 3.5* mit den zulässigen Stützweiten im Endzustand (*Tabelle 3.1*) zeigt, dass die Stegverbundplatten mit voller Steghöhe bereits bei einer Stegbreite von 15 cm die zulässigen Grenzstützweiten, für einfeldrige Systeme im Endzustand, für die allgemeinen Anforderungen an die Biegeschlankheit bis zu einer Deckendicke von 34 cm erreichen. Die Stegbreiten von 20 und 25 cm erreichen problemlos die Grenzwerte aller untersuchten Deckendicken. Für die Anforderungen der Biegeschlankheit auf $li/d \leq 150/li$ erreichen die hier exemplarisch untersuchten Stegverbundplatten die Grenzwerte aller untersuchten Deckendicken.

Bei mehrfeldrigen Systemen im Endzustand, bei denen die allgemeine Biegeschlankheitsanforderung gilt, überschreiten die SVP mit der Betongüte C 50 und dem exemplarischen Stegabstand von 62,5 cm die Grenzwerte aus der *Tabelle 3.1* bei einer Stegbreite von 15 cm bis zur Deckendicke von 20 cm. Mit einer Stegbreite von 20 cm können die Grenzstützweiten bis zur Deckendicke von 24 cm erreicht werden und bei einer Stegbreite von 25 cm bis zu einer Deckendicke von 26 cm.

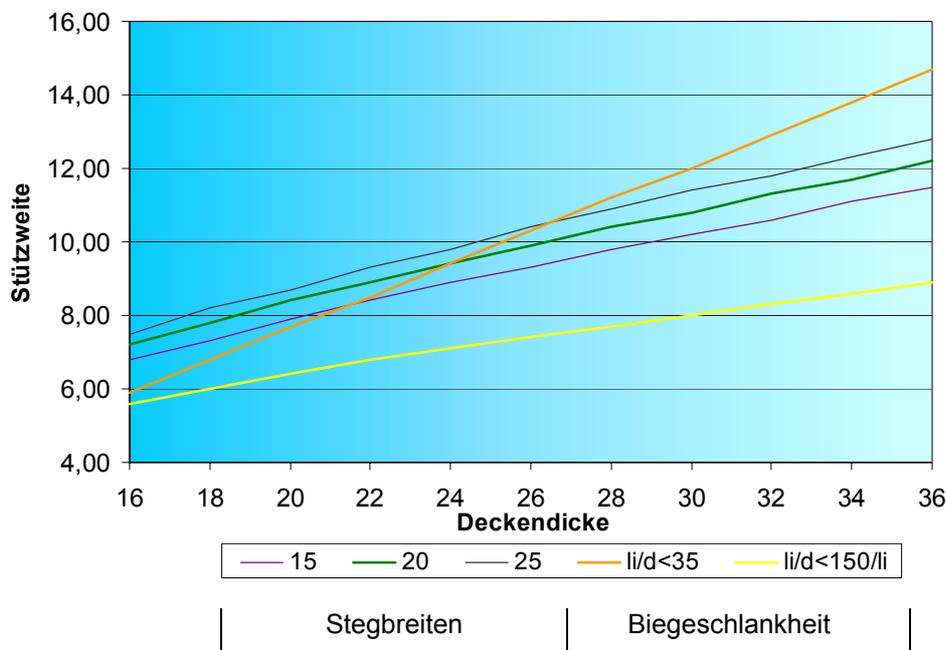


Diagramm 3.4: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Die exemplarisch aufgeführten Stegverbundplatten mit voller Steghöhe erreichen unter dem Kriterium der erhöhten Durchbiegungsanforderung, wenn sie im Endsystem unter die Kategorie mehrfeldrig eingestuft werden, die Grenzwerte aus der *Tabelle 3.1* mit allen drei Stegbreiten.

Wie man an Hand dieses Vergleichs sieht, können die einachsig gespannten Stegverbundplatten mit dem Standard-Stegabstand von 62,5 cm einen Großteil der Stützweiten aus der *Tabelle 3.1* erreichen. Im Bereich des einfeldrigen Endsystems sind fast alle Grenzwerte erreicht. Beim mehrfeldrigen Endsystem mit der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit können die Stegverbundplatten die Grenzwerte bei den großen Deckenstärken noch nicht erreichen.

3.3.2.2 Stegverbundplatten mit Druckbewehrung

3.3.2.2.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten

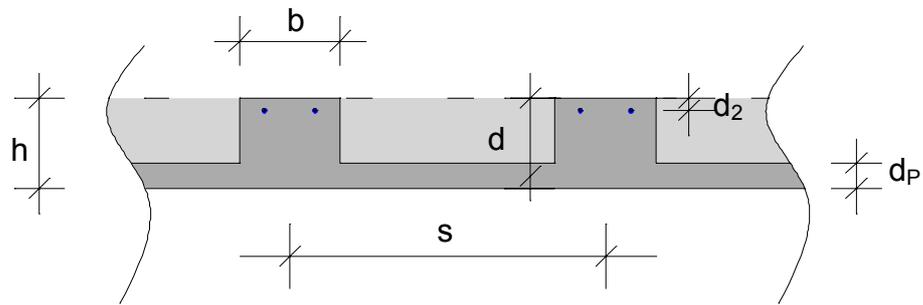
Zum Erreichen von größeren und wirtschaftlicheren Stützweiten, wird nun die Auswirkung des Tragverhaltens auf Stegverbundplatten untersucht, wenn in den Stegen Druckbewehrung eingelegt wird. Die in diesem Kapitel untersuchten Platten weisen weiterhin in Feldmitte die volle Steghöhe auf.

Die zulässigen Stützweiten werden ebenfalls mit Hilfe der Dehnungsdiagramme für Beton und Stahl nach DIN 1045-1 berechnet. Zur Berechnung wird die Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für Rechteckquerschnitte mit Druckbewehrung zur Hilfe genommen. Als Druckbewehrung wird Rundstahl BSt 500 S der Größe $2 \varnothing 10$ ($1,57 \text{ cm}^2$), $2 \varnothing 12$ ($2,26 \text{ cm}^2$), $3 \varnothing 12$ ($3,39 \text{ cm}^2$), $3 \varnothing 14$ ($4,62 \text{ cm}^2$), $3 \varnothing 16$ ($6,03 \text{ cm}^2$) untersucht.

Die exemplarische Berechnung ist auf einen Stegabstand von 62,5 cm, einer Betongüte C 20 und einer Druckbewehrung von $2 \varnothing 10$ ausgelegt. Die Tabellen für die restlichen Stegabstände, den Stabdurchmessern von $2 \varnothing 12$, $3 \varnothing 12$, $3 \varnothing 14$, $3 \varnothing 16$ und den Betongüten C 25 bis C 50 liegen der Anlage I bei.

Für die nachstehenden Berechnungen werden folgende Parameter und Abkürzungen verwendet:

Betongüte		=	C 20
Elastizitätsmodul Beton	E_{cm}	=	28,8 kN/mm ²
Elastizitätsmodul Stahl	E_{Stahl}	=	200 kN/mm ²
Betondeckung	c	=	2,0 cm
Betonwichte	γ_B	=	25,0 kN / m ³
Verkehrslast	p	=	1,5 kN / m ²
Plattendicke Fertigteil	d_P	=	5,0 cm
Stegbreite	b	=	15 cm; 20 cm; 25 cm
Deckendicke	h	=	16 bis 36 cm
Stegabstand	s	=	62,5 cm;
Stützweite	l	=	gesucht
Statische Nutzhöhe	d	=	h – 2,5 cm
Randabstand der Druckbewehrung	d_2	=	2,5 cm
Eingangswert für Bemessungstabelle	μ_{Eds}		
Tabellenhilfswert für Zugbewehrung	ω_1		
Tabellenhilfswert für Druckbewehrung	ω_2		
Zugbewehrung	A_{s1}		
Druckbewehrung	A_{s2}	=	$2 \varnothing 10$ ($1,57 \text{ cm}^2$)
Bemessungswert für Beton	f_{cd}	=	11,3 N/mm ²
Bemessungswert für Stahl	f_{yd}	=	435 MN/m ²



Skizze 3.2: Definition der Parameter und Abkürzungen

Anhand der angenommenen Druckbewehrung $A_{s2} = 2 \text{ } \varnothing 10$ ($1,57 \text{ cm}^2$) pro Steg kann nach Umstellen der Formel (3.17) der mechanische Bewehrungsgrad ω_2 errechnet werden:

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 * b * d}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} \tag{3.17}$$

umgestellt nach ω_2 folgt:

$$\omega_2 = \frac{A_{s2} * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \tag{3.18}$$

Die errechneten ω_2 -Werte für die Betongüte C 20 lauten:

Steg-abstand	Steg-breite	ω_2 - Werte											
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
cm	cm												
	15	0,298	0,260	0,230	0,207	0,187	0,171	0,158	0,147	0,137	0,128	0,120	
62,5	20	0,224	0,195	0,173	0,155	0,141	0,129	0,119	0,110	0,102	0,096	0,090	
	25	0,179	0,156	0,138	0,124	0,112	0,103	0,095	0,088	0,082	0,077	0,072	

Tabelle 3.6: ω_2 -Werte

Aus der Bemessungstabelle für dimensionslose Beiwerte kann an Hand der errechneten ω_2 -Werte und dem jeweiligen (d_2/d) -Verhältnis das zugehörige μ_{Eds} abgelesen werden. Der Randabstand der Druckbewehrung d_2 entspricht bei der oben genannten Betondeckung 2,5 cm.

Die gebräuchliche Tabelle zur Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten beinhaltet ω_2 -Werte, die von 0,004 bis 0,355 gehen, bei μ_{Eds} -Werten von 0,30 bis 0,55. Diese Tabelle reicht jedoch bei der Vielzahl der untersuchten Varianten nicht aus. Da die ω_2 -Werte bei einem gleichbleibendem Verhältnis von (d_2/d) linear ansteigen, sind die Werte, die nicht in der gebräuchlichen Tabelle zu finden sind, linear extrapoliert (siehe *Diagramm 3.5* und Anlage I). Die Linien geben die d_2/d -Verhältnisse der jeweiligen Deckenstärken an.

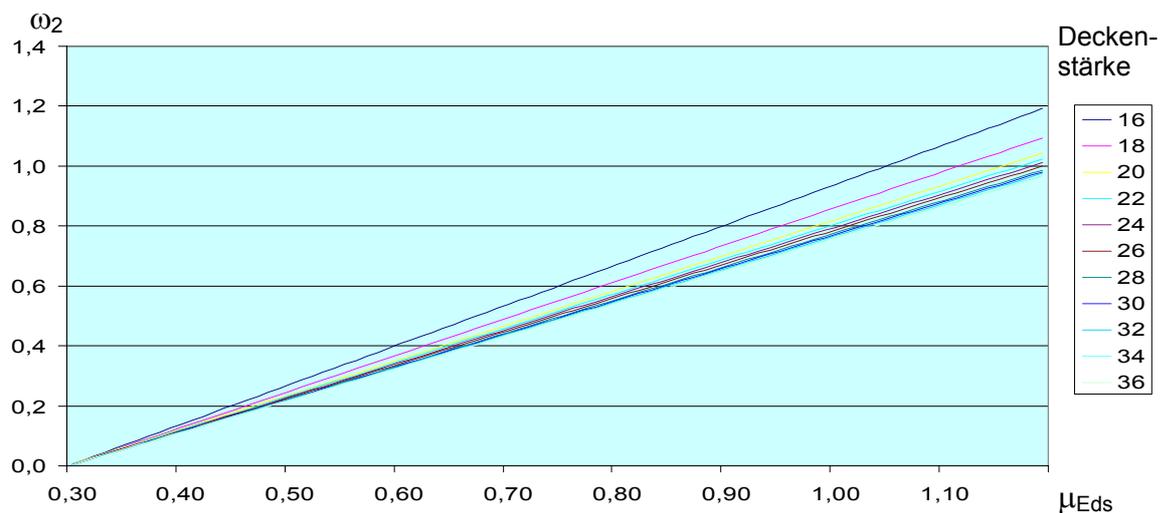


Diagramm 3.5: Extrapolierte ω_2 -Werte

Die *Tabelle 3.7* zeigt die aus der Bemessungstabelle gefundenen Werte μ_{Eds} . Wie oben genannt, wurden einige ω_2 -Werte linear extrapoliert, dies hat zur Folge, dass die μ_{Eds} -Werte der Bemessungstabelle nun zwischen 0,30 und 1,19 liegen.

Steg-abstand	Steg-breite	μ_{Eds} -Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,52	0,50	0,49	0,47	0,46	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,40
62,5	20	0,46	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39	0,39	0,38	0,37
	25	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,38	0,37	0,37	0,36	0,36

Tabelle 3.7: μ_{Eds} -Werte

Mit Hilfe der Formel für den Eingangswert der Bemessungstabelle

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{3.19}$$

$$\text{mit } M_{Eds} = \frac{(1,35 \cdot h \cdot \gamma_B + 1,5 \cdot p) \cdot s \cdot l^2}{8}$$

kann durch Umstellen der Formel die Stützweite l ermittelt werden:

$$l = \sqrt{\frac{8 * \mu_{E_{ds}} * b * d^2 * f_{cd}}{q_d}} \quad (3.20)$$

mit $q_d = (1,35 * h * \gamma_B + 1,5 * p) * s$

Die mit Hilfe von $\mu_{E_{ds}}$ errechneten Stützweiten sind in der *Tabelle 3.8* zusammengefasst.

Steg- abstand	Steg- breite	Errechnete Stützweiten [m] nach $\mu_{E_{ds}}$ bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	5,20	5,60	6,00	6,30	6,70	6,90	7,20	7,50	7,80	8,00	8,20
62,5	20	5,60	6,10	6,60	7,00	7,40	7,70	8,00	8,30	8,70	8,90	9,10
	25	6,10	6,60	7,10	7,50	7,90	8,30	8,70	9,00	9,40	9,70	10,10

Tabelle 3.8: Errechnete Stützweiten mit Hilfe von $\mu_{E_{ds}}$

Mit Hilfe des vorher berechneten Wertes $\mu_{E_{ds}}$ und dem Verhältnis d_2/d kann nun der Wert ω_1 aus der Bemessungstabelle abgelesen werden. Die Tabellenwerte ω_1 wurden ebenfalls linear extrapoliert, wenn sie aus der Bemessungstabelle nicht mehr herauszulesen waren.

Das nachfolgende Diagramm zeigt auch hier das lineare Ansteigen der einzelnen ω_1 -Werte (siehe auch Anlage I). Die Linien geben die d_2/d -Verhältnisse der jeweiligen Deckenstärken an.

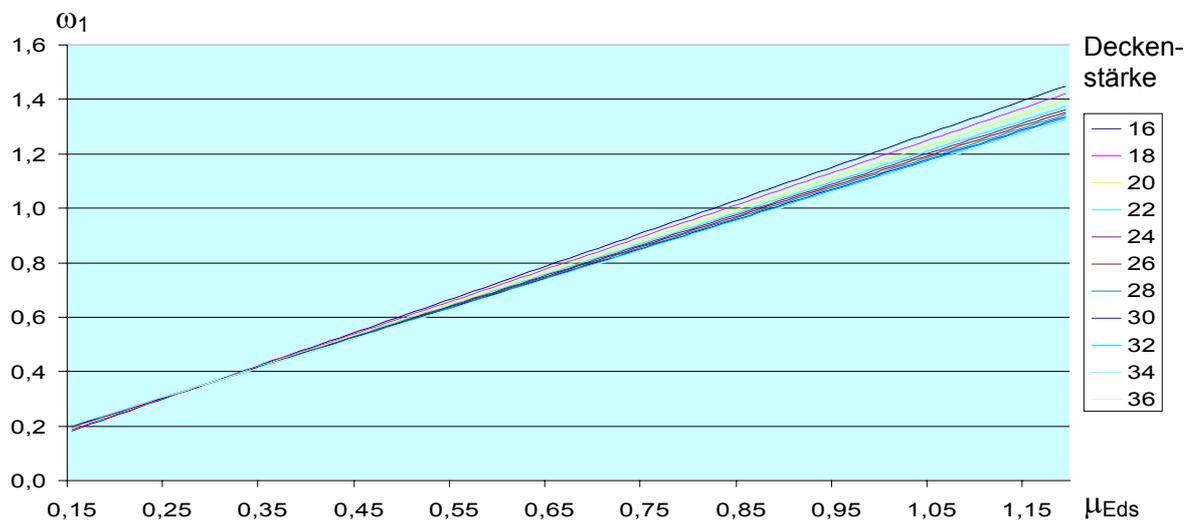


Diagramm 3.6: Extrapolierte ω_1 -Werte

Die aus der Bemessungstabelle stammenden Werte ω_1 dienen zur Berechnung der erforderlichen Zugbewehrung und sind in der *Tabelle 3.9* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	ω_1 - Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,634	0,603	0,586	0,558	0,544	0,520	0,508	0,496	0,495	0,483	0,472
62,5	20	0,561	0,544	0,528	0,513	0,500	0,487	0,475	0,463	0,463	0,451	0,440
	25	0,524	0,508	0,493	0,479	0,466	0,454	0,453	0,441	0,441	0,430	0,429

Tabelle 3.9: ω_1 -Werte

Die erforderliche Zugbewehrung A_{s1} errechnet sich aus:

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} * (\omega_1 * b * d * f_{cd}) \quad (3.21)$$

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Ergebnisse in cm^2 pro Steg:

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2 bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	3,33	3,64	3,99	4,24	4,56	4,77	5,05	5,31	5,69	5,93	6,17
62,5	20	3,93	4,38	4,80	5,20	5,58	5,95	6,29	6,62	7,09	7,38	7,66
	25	4,60	5,11	5,61	6,07	6,51	6,93	7,50	7,88	8,45	8,79	9,34

Tabelle 3.10: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2 pro Steg

Zur Ermittlung der vorhandenen Durchbiegungen werden wiederum die Querschnittswerte des umgedrehten Plattenbalkens ermittelt. Die Plattenbalkenbreite entspricht dem Stegabstand (in unserem Beispiel 62,5 cm):

$$I_{\text{Plattenbalken}} = I_{\text{Platte}} + I_{\text{Steg}} + \frac{A_{\text{Platte}} * A_{\text{Steg}}}{A_{\text{Platte}} + A_{\text{Steg}}} * \left(\frac{h}{2}\right)^2 \quad (3.22)$$

$$\text{mit } A_{\text{Platte}} = s * d_p$$

$$\text{und } A_{\text{Steg}} = (h - d_p) * b$$

$$I_{\text{Stahl}} = A_{s1} * (e_0 - c)^2 + A_{s2} * (h - e_0 - c)^2 \quad (3.23)$$

mit Schwerpunkt des Plattenbalkens

$$e_0 = \frac{h * A_{\text{Steg}}}{2 * (A_{\text{Platte}} + A_{\text{Steg}})} + \frac{d_p}{2}$$

Die maximale Durchbiegung für Einfeldträger unter Gleichlast lautet:

$$f = \frac{5 * q * l^4}{384 * EI_{ideell}} \quad (3.24)$$

mit $q = h * \gamma_B * s$ (siehe Punkt 2.2.1)

mit $EI_{ideell} = E_{Beton} * (I_{Gesamt} - I_{Stahl}) + E_{Stahl} * I_{Stahl}$

Die Überprüfung der vorhandenen Durchbiegungen durch das Eigengewicht der Platte und dem Gewicht der Ortbetongergänzung mit dem zulässigen Wert $l / 360$ zeigt, wo die Durchbiegungen überschritten sind. SVP, die die zulässigen Durchbiegungen überschreiten, dürfen nicht verwendet werden. In diesen Fällen, müssen die errechneten Stützweiten so lange verkürzt werden, bis die vorhandenen gleich den zulässigen Durchbiegungen sind. Dies geschieht mit Hilfe der Iteration. In dem exemplarisch aufgeführten Beispiel ist dies nicht der Fall. Zulässige Stützweiten, die durch Iteration ermittelt wurden, sind in der Anlage I durch farbige Hinterlegung der Zellen gekennzeichnet.

Die errechneten Stützweiten des Standard-Stegabstandes bei der Betongüte C 20 sind nach der Überprüfung mit der zulässigen Durchbiegung im Bauzustand mit den Stützweiten aus der *Tabelle 3.8* identisch. In diesem Fall ist keine Iteration notwendig.

Die zu den zulässigen Stützweiten erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m ergibt sich aus der Division der Tabellenwerte von A_{s1} (*Tabelle 3.10*) mit dem Stegabstand. Der Bewehrungsgehalt A_{s1} und der Wert ω_1 müssen bei den durch Iteration gefundenen Stützweiten vorher mit den oben stehenden Formeln (3.17) bis (3.19) neu berechnet werden.

Die erforderliche Zugbewehrung ist in der *Tabelle 3.11* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	5,33	5,83	6,39	6,79	7,30	7,62	8,07	8,50	9,10	9,49	9,86
62,5	20	6,29	7,00	7,68	8,32	8,93	9,52	10,07	10,59	11,34	11,81	12,26
	25	7,35	8,18	8,97	9,71	10,41	11,08	12,00	12,61	13,51	14,06	14,95

Tabelle 3.11: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m

3.3.2.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten

Werden die erreichbaren Stützweiten der Stegverbundplatten ohne Druckbewehrung (*Tabelle 3.2*) mit den erreichbaren Stützweiten mit Druckbewehrung (*Tabelle 3.8*) bei gleicher Betongüte verglichen, ist festzustellen, dass bereits eine Druckbewehrung von $2 \varnothing 10$ zu einer Stützweitenerhöhung von bis zu 70 cm bei den kleinen Deckenstärken führt. Bei den großen können gerade noch 30 cm erreicht werden. Die Erhöhung der Druckbewehrung innerhalb der gleichen Betongüte führt zu Steigerungen von ca. 50 cm pro Bewehrungsstufe.

Der Vergleich der Stützweiten aus der Begrenzung der Biegeschlankheit (*Tabelle 3.1*) für einfeldrige Endsysteme ist nachfolgend graphisch den erreichbaren Stützweiten der Betongüte C 20 mit Druckbewehrung (*Tabelle 3.8*) gegenübergestellt:

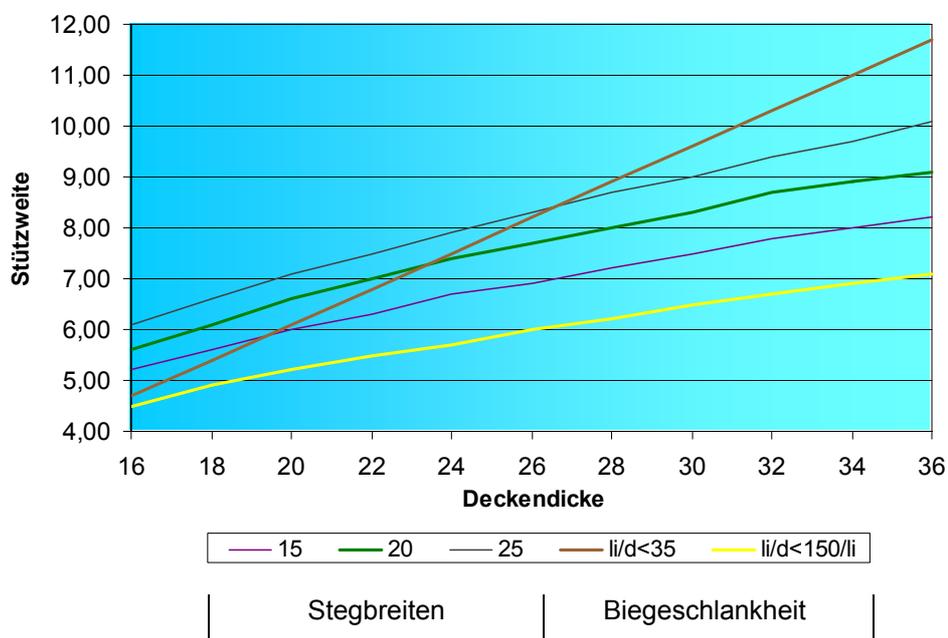


Diagramm 3.7: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Werden nun die Stützweiten mit Druckbewehrung (*Tabelle 3.8*) mit den Grenzstützweiten aus der *Tabelle 3.1* für die allgemeine Biegeschlankheitsanforderung verglichen, ist zu erkennen, dass bei einer Stegbreite von 15 cm die Grenzstützweiten bis zur einer 18 cm starken Deckendicke erreicht werden. Bei einer Stegbreite von 20 cm können die Grenzwerte bis zu einer Deckenstärke von 22 cm und bei einer Stegbreite von 25 cm bis zur Deckendicke von 26 cm erreicht werden.

Bei der erhöhten Durchbiegungsanforderung für das einfeldrige System im Endzustand, erreichen die exemplarisch untersuchten Stegverbundplatten mit allen drei Stegbreiten bereits die Grenzwerte aus der *Tabelle 3.1* für die untersuchten Deckenstärken. Mit einer Erhöhung der Druckbewehrung können zwar noch größere Stütz-

weiten im Bauzustand erreicht werden, sind aber auf Grund des Deckensystems im Endzustand nicht mehr zulässig.

Für das mehrfeldrige Deckensystem mit der allgemeinen Durchbiegungsanforderung im Endzustand, können die beispielhaft untersuchten Stegverbundplatten mit einer Stegbreite von 15 cm und 20 cm die Grenzwerte nicht erreichen. Mit einer Stegbreite von 25 cm hingegen erreichen sie die Grenzstützweite für eine Deckenstärke von 16 cm. Das nachfolgende Diagramm verdeutlicht das Ganze:

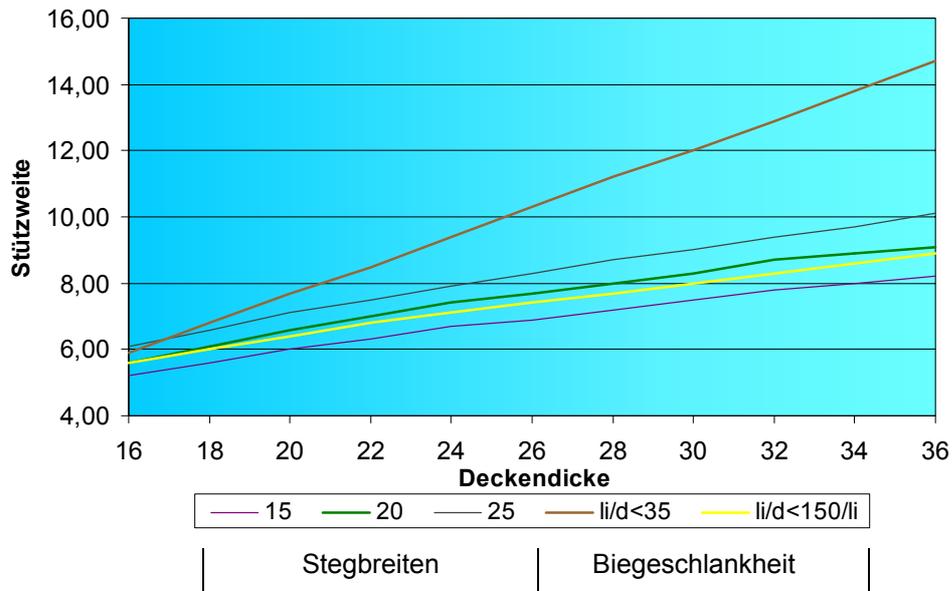


Diagramm 3.8: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Bei der erhöhten Durchbiegungsanforderung für das mehrfeldrige Deckensystem im Endzustand kann die untersuchte Stegverbundplatte mit der Stegbreite von 15 cm keine Grenzstützweiten nach der *Tabelle 3.1* erreichen. Mit den Stegbreiten von 20 und 25 cm können hingegen alle Grenzstützweiten überschritten werden.

Um die Auswirkung von höheren Betongüten auf die Stützweiten darzustellen, sind nachfolgend die zulässigen Stützweiten für die Betongüte C 50 aufgeführt. Auch hier wurden nicht nur die Stegverbundplatten, sondern auch die Ortbetonergänzung mit C 50 ausgeführt.

Die zulässigen Stützweiten für C 50 lauten:

Stegabstand cm	Stegbreite cm	Zulässige Stützweiten [m] bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	6,80	7,30	7,90	8,40	8,90	9,30	9,80	10,20	10,60	11,10	11,50
62,5	20	7,20	7,80	8,40	8,90	9,40	9,90	10,40	10,80	11,30	11,70	12,20
	25	7,50	8,20	8,70	9,30	9,80	10,40	10,90	11,40	11,80	12,30	12,80

Tabelle 3.12: Zulässige Stützweiten für die Betongüte C 50

Durch das Erhöhen der Betongüte von C 20 auf C 50 mit gleicher Druckbewehrung von $2 \varnothing 10$, erreicht man eine Erhöhung der Stützweiten von 1,50 bis 3,30 m.

Der Vergleich mit der *Tabelle 3.1* zeigt, dass fast alle Grenzwerte des einfeldrigen Deckensystems im Endzustand sowohl für die allgemeine als auch für die erhöhte Durchbiegungsanforderung mit den beispielhaft untersuchten Stegverbundplatten erreicht werden können. Die einzige Ausnahme ist die SVP mit einer Stegbreite von 15 cm und einer Deckendicke von 36 cm bei der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit.

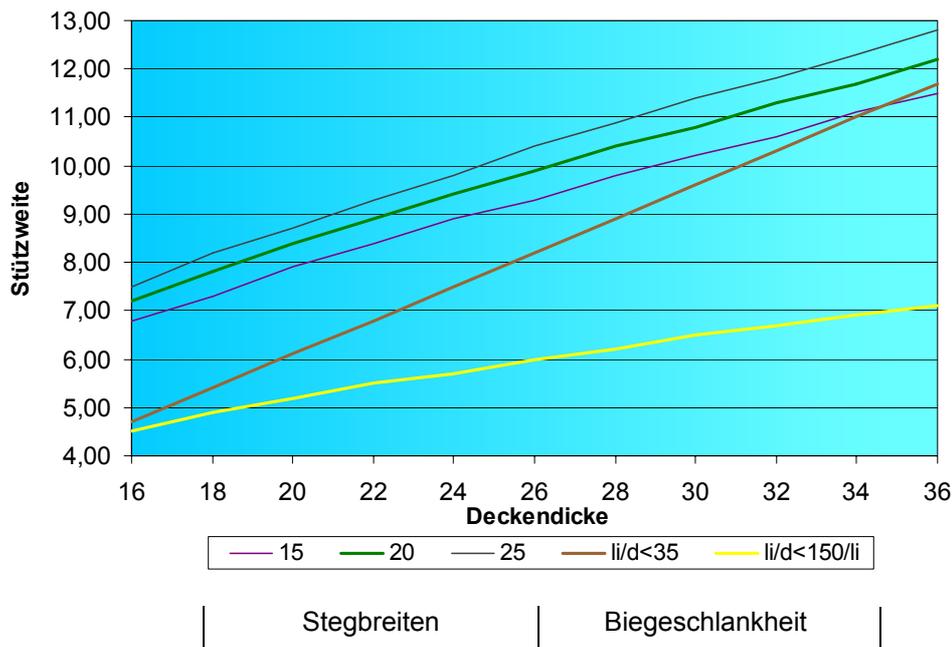


Diagramm 3.9: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Für mehrfeldrige Deckensysteme im Endzustand können die Grenzwerte für die erhöhte Anforderung an die Biegeschlankheit mit allen Stegbreiten erreicht werden. Die Grenzwerte für die allgemeine Anforderung können mit einer Stegbreite von 15 cm bis zu einer Deckenstärke von 20 cm, mit einer Stegbreite von 20 cm bis zu einer Deckendicke von 24 cm und mit einer Stegbreite von 25 cm bis zur Deckenstärke von 26 cm erreicht werden.

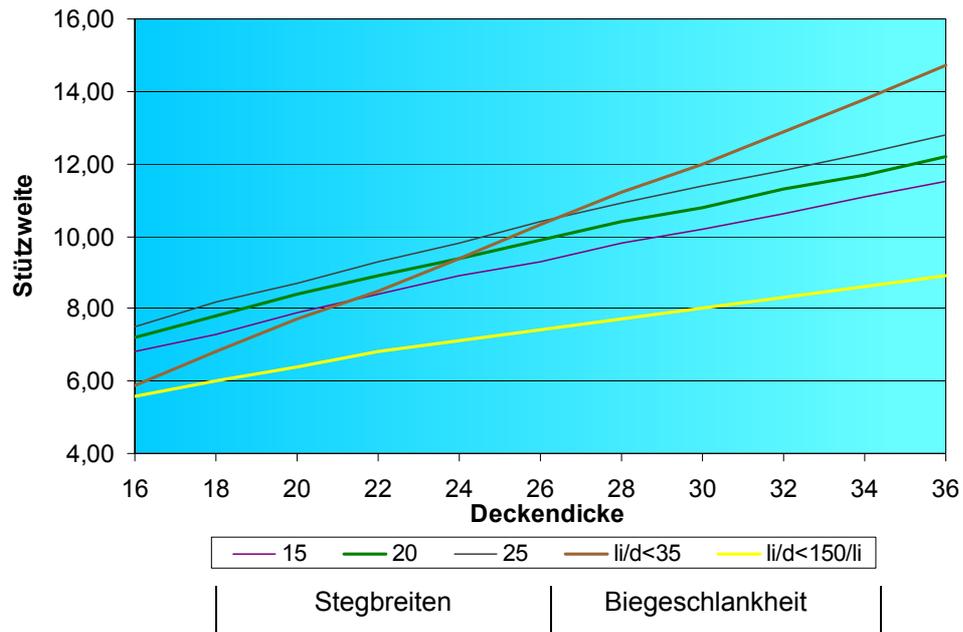


Diagramm 3.10: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei voller Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die Auswirkungen auf die Stützweiten bei unterschiedlicher Druckbewehrung und gleicher Betongüte. Das *Diagramm 3.11* zeigt die Stützweitenentwicklung bei der Betongüte C 20. Deutlich ist zu erkennen, dass mit dem Einlegen von höherer Druckbewehrung die Stützweiten zum Teil beträchtlich gesteigert werden können. Eine Erhöhung der Druckbewehrung von 3 Ø 14 auf 3 Ø 16 führt jedoch nur bei den größeren Deckendicken zu kleinen Vergrößerungen der Stützweiten.

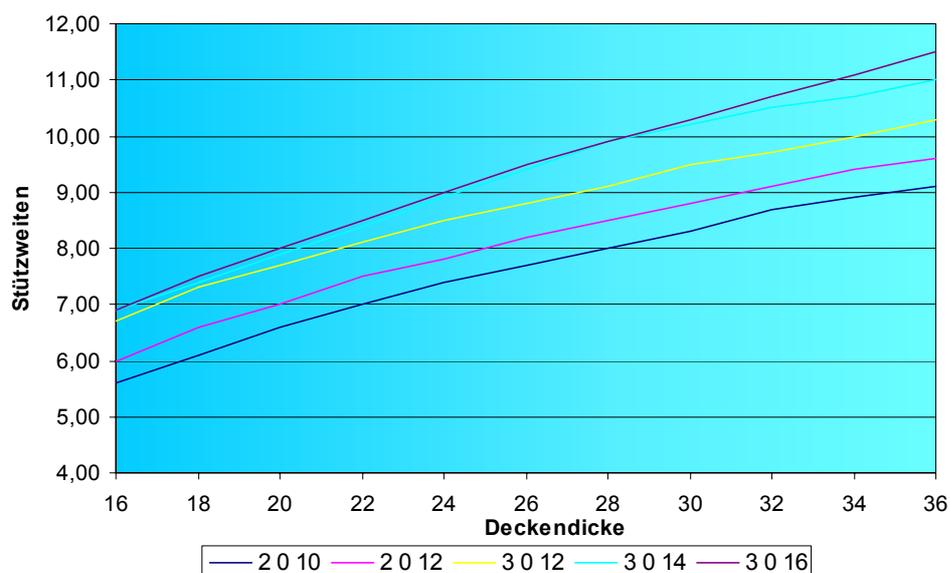


Diagramm 3.11: Auswirkungen unterschiedlicher Druckbewehrung auf die Stützweiten bei gleicher Betongüte C 20

Im *Diagramm 3.12* ist deutlich zu erkennen, dass das Einlegen von mehr Druckbewehrung bei einer höheren Betongüte zu keiner nennenswerten Vergrößerung der Stützweiten führt. Eine Erhöhung der Druckbewehrung zur Vergrößerung der Stützweiten ist somit nur bei den niedrigeren Betongüten sinnvoll.

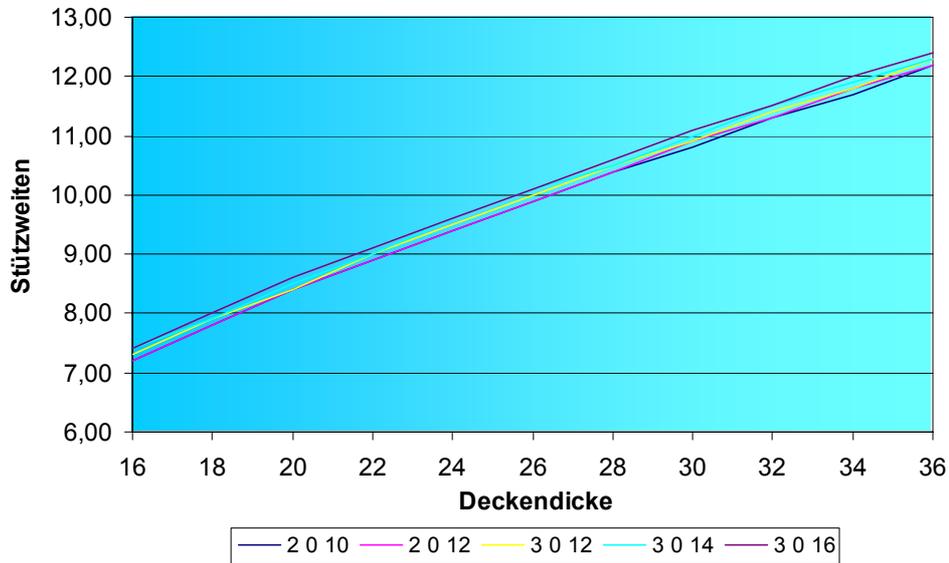


Diagramm 3.12: Auswirkungen unterschiedlicher Druckbewehrung auf die Stützweiten bei gleicher Betongüte C 50

3.3.3 Platten mit verringerter Steghöhe in Feldmitte

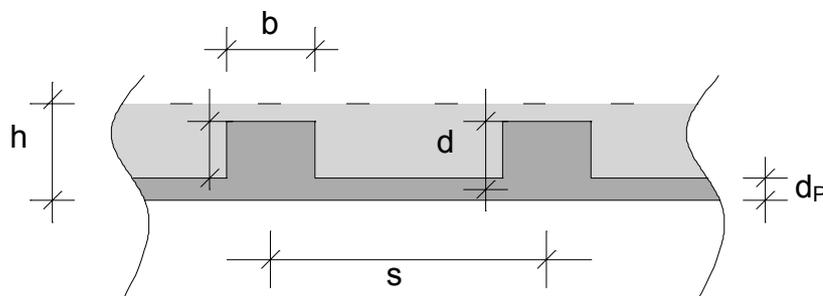
3.3.3.1 Stegverbundplatten ohne Druckbewehrung

3.3.3.1.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten

Der Einsatzbereich der Stegverbundplatten mit verringerter Steghöhe ist im Kapitel 2.2 dargestellt. Sie werden mit einer um 4 cm gegenüber der Gesamtdeckenstärke verringerten Steghöhe hergestellt. Die Oberfläche der Stege muss rau sein, um einen ausreichenden Verbund zu gewährleisten.

Die exemplarische Berechnung ist auf den Stegabstand von 62,5 cm und einer Betongüte C 20 bezogen. Für die nachstehenden Berechnungen werden folgende Parameter und Abkürzungen verwendet:

Betongüte	=	C 20
Elastizitätsmodul Stahl	E_{Stahl}	= 200 kN/mm ²
Elastizitätsmodul Beton	E_{cm}	= 28,8 kN/mm ²
Betondeckung	c	= 2,0 cm
Betonwichte	γ_B	= 25,0 kN / m ³
Verkehrslast	p	= 1,5 kN / m ²
Plattendicke	d_P	= 5,0 cm
Stegbreite	b	= 15 cm; 20 cm; 25 cm
Deckendicke	h	= 16 bis 36 cm
Stegabstand	s	= 62,5 cm
Stützweite	l	= gesucht
Statische Nutzhöhe	d	= $h - 6,5$ cm
Eingangswert für Bemessungstabelle	k_d	



Skizze 3.3: Definition der Parameter und Abkürzungen

Die zulässigen Stützweiten werden mit Hilfe der Dehnungsdiagramme für Beton und Stahl nach DIN 1045-1 berechnet. Die nachfolgenden Schritte werden analog den unter Punkt 3.3.2.1 aufgeführten Platten mit voller Steghöhe in Feldmitte durchgeführt. Zur Bemessung wird das dimensionsgebundene k_d Verfahren zu Grunde gelegt. Durch das Umstellen der Formel (3.10) nach der Stützweite ergeben sich die rechnerischen Stützweiten für die Stegverbundplatten mit verringerter Steghöhe. In der Formel (3.11) wird der Eingangswert k_d durch k_d^{**} für die jeweilige Betongüte (C 20 bis C 50) ersetzt. Durch Einsetzen des Wertes k_d^{**} wird das Dehnungsverhältnis gewählt, bei dem gerade noch auf Druckbewehrung verzichtet werden kann.

Die nach der k_d Bedingung ermittelten Stützweiten lauten somit:

Steg- abstand	Steg- breite	Errechnete Stützweiten [m] nach der k_d -Bedingung bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	3,10	3,60	4,00	4,50	4,90	5,30	5,60	6,00	6,30	6,60	6,90
62,5	20	3,50	4,10	4,60	5,10	5,60	6,10	6,50	6,90	7,30	7,70	8,00
	25	4,00	4,60	5,20	5,80	6,30	6,80	7,30	7,70	8,10	8,60	9,00

Tabelle 3.13: Errechnete Stützweiten nach dem k_d -Verfahren

Mit Hilfe des Tabellenwertes k_s von 3,1 für alle Betongüten lässt sich die zugehörige Feldbewehrung pro Steg, analog den Platten mit voller Steghöhe in Feldmitte, ermittelt.

Für den Standard-Stegabstand ergibt sich folgender Bewehrungsgehalt:

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	1,87	2,27	2,58	3,06	3,44	3,85	4,13	4,59	4,92	5,27	5,63
62,5	20	2,39	2,95	3,42	3,93	4,49	5,10	5,57	6,07	6,60	7,17	7,57
	25	3,12	3,71	4,37	5,09	5,69	6,33	7,02	7,56	8,13	8,94	9,58

Tabelle 3.14: Zugehörige Feldbewehrung pro Steg

Die maximalen Durchbiegungen der Stegverbundplatten als Einfeldträger im Bauzustand unter Gleichlast werden mit der Formel (3.16) berechnet.

Die hierfür benötigten Querschnittswerte werden analog Punkt 3.3.2.1 und den Formeln (3.14) bis (3.15) nach der Grundlage eines umgekehrten Plattenbalkens errechnet. Die verminderte Steghöhe führt zu kleineren Trägheitsmomenten. Der Stegabstand entspricht der Plattenbalkenbreite.

Die mit den ideellen Querschnittswerten ermittelten vorhandenen Durchbiegungen infolge Eigengewicht der Platte und Ortbetonergänzung werden mit dem zulässigen Wert von $l / 360$ verglichen. Bei Überschreitung wird durch Iteration die errechnete Stützweite solange verringert, bis die vorhandene Durchbiegung gleich der zulässigen ist.

Bei dem Standard-Stegabstand von 62,5 cm ist dies nicht der Fall. Bei den in der Anlage I beigefügten Tabellen sind die Stützweiten farblich hinterlegt, bei denen die Iteration durchgeführt wurde. Die zulässigen Stützweiten sind in diesem Beispiel identisch mit der *Tabelle 3.13*.

Die Feldbewehrung kann bei den nicht iterierten Stützweiten aus der *Tabelle 3.14* entnommen werden. Bei den anderen muss mit Hilfe des Tabellenwertes k_s die zugehörige Feldbewehrung mit der Formel (3.13) neu berechnet werden. Durch Division der Zugbewehrung mit dem Stegabstand von 62,5 cm ergibt sich die erforderliche Bewehrung in cm^2/m :

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m										
cm	cm	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	3,00	3,64	4,13	4,90	5,50	6,15	6,61	7,35	7,87	8,42	9,01
62,5	20	3,82	4,72	5,47	6,29	7,19	8,15	8,91	9,72	10,57	11,47	12,11
	25	4,99	5,94	6,99	8,14	9,10	10,13	11,24	12,10	13,01	14,30	15,32

Tabelle 3.15: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2/m

3.3.3.1.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten

Werden die zulässigen Stützweiten mit voller Steghöhe in Feldmitte mit denen mit verringerter Steghöhe verglichen, so ist zu erkennen, dass die niedrigeren Stege zur Reduzierung der Stützweiten von bis zu 1,60 m führen. Eine Erhöhung der Betongüte um je eine Stufe (z. B. C 20 auf C 25) führt zu einer Vergrößerung der zulässigen Stützweiten von 30 cm bis 80 cm. Dies ist etwas weniger als bei den SVP mit voller Steghöhe.

Der Vergleich der *Tabelle 3.13* mit den Grenzstützweiten aus der *Tabelle 3.1* zeigt, dass bei einem einfeldrigen Deckensystem im Endzustand mit der Biegeschlankheit von $l_i/d \leq 35$ die Stützweiten der exemplarisch untersuchten Stegverbundplatten weder mit einer Stegbreite von 15, 20 oder 25 cm die Grenzwerte erreichen.

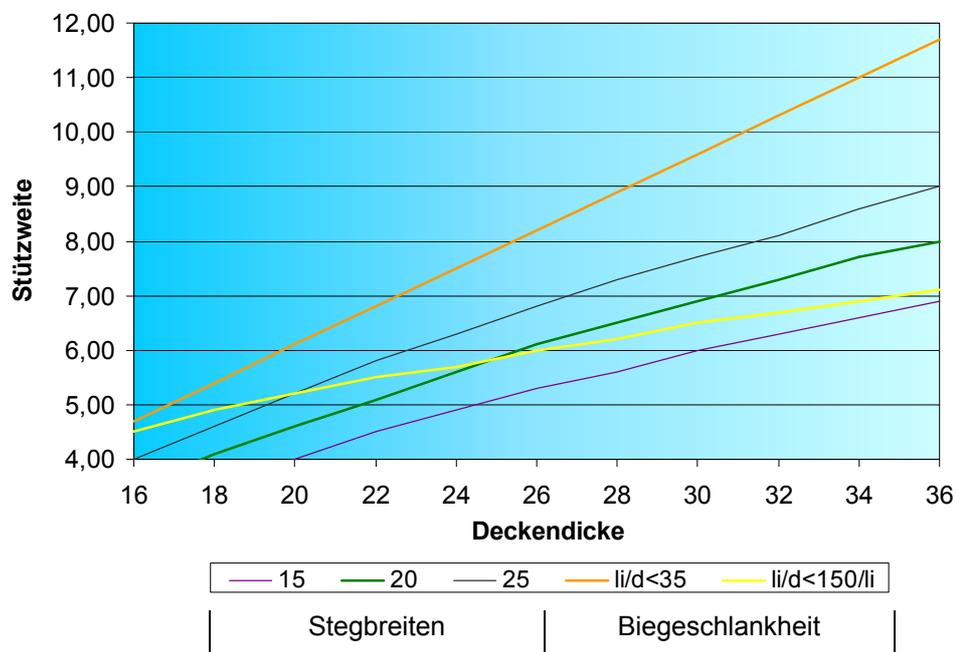


Diagramm 3.13: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe ohne Druckbewehrung und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Bei der erhöhten Anforderungen an die Biegeschlankheit können die Grenzstützweiten bei einer Stegbreite von 20 cm ab einer Deckendicke von 26 cm und bei einer Stegbreite von 25 cm ab einer Deckenstärke von 20 cm erreicht werden. Die Stegverbundplatte mit einer Stegbreite von 15 cm kann die Grenzwerte bei keiner der untersuchten Deckenstärke erreichen.

Für mehrfeldrige Deckensysteme können die exemplarisch untersuchten Stegverbundplatten die Grenzwerte für die allgemeine Anforderung an die Biegeschlankheit mit keiner der untersuchten Stegbreiten erreichen.

Für die erhöhte Anforderung an die Durchbiegung im Endzustand können lediglich ab einer Deckenstärke von 34 cm und mit der Stegbreite von 25,0 cm die Grenzstützweiten erreicht werden.

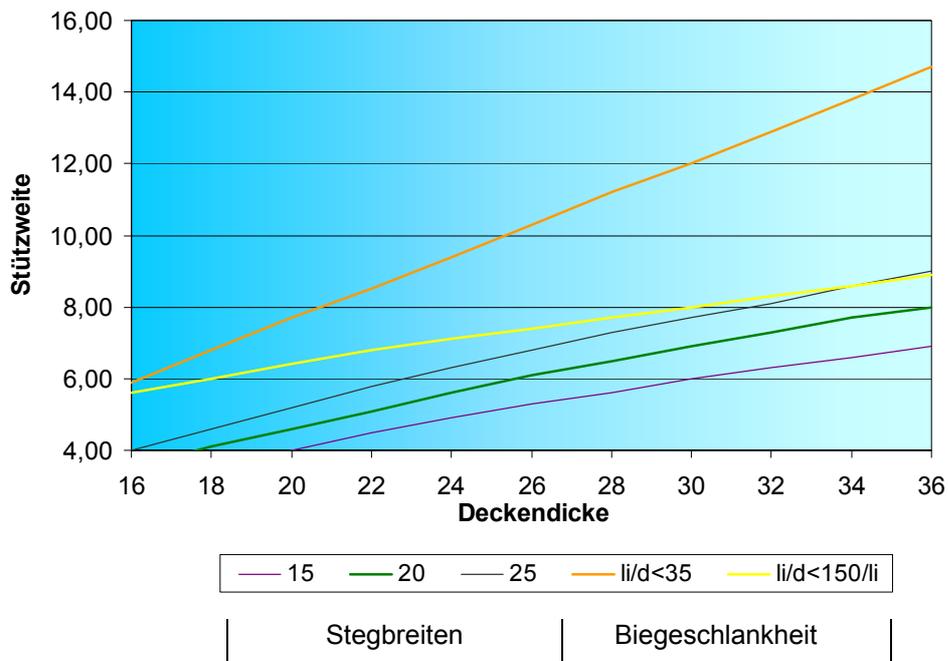


Diagramm 3.14: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe ohne Druckbewehrung und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Im Vergleich zu den Stützweiten der Betongüte C 20 ist in der nachfolgenden Tabelle die zulässigen Stützweiten der Betongüte C 50 dargestellt:

Stegabstand cm	Stegbreite cm	Zulässige Stützweiten [m] bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	4,90	5,60	6,20	6,70	7,20	7,70	8,20	8,70	9,10	9,60	10,00
62,5	20	5,30	5,90	6,50	7,10	7,70	8,20	8,70	9,20	9,70	10,20	10,60
	25	5,60	6,20	6,80	7,50	8,00	8,60	9,10	9,70	10,20	10,70	11,20

Tabelle 3.16: Zulässige Stützweiten für Betongüte C 50

Wie man an den farbig hinterlegten Zellen sieht, sind mit einer Ausnahme (Stegbreite 15 cm, Deckendicke 16 cm) alle zulässigen Stützweiten mit Hilfe der Iteration ermittelt worden. Die Stegverbundplatten könnten über größere Spannweiten frei tragend gelegt werden, jedoch sind die zulässigen Durchbiegungen im Bauzustand überschritten.

Die Grenzstützweiten für das einfeldrige Deckensystem im Endzustand mit der Biegeschlankheit von $l_i/d \leq 35$ aus der *Tabelle 3.1*, werden mit einer Stegbreite von 15 cm bis zu einer Deckendicke von 20 cm erreicht. Mit der Stegbreite von 20 cm werden die Grenzwerte der 26 cm starken Decke und mit der Stegbreite von 25 cm bis zu einer Deckendicke von 30 cm erreicht.

Die Stützweiten der untersuchten Stegverbundplatten erreichen alle Grenzwerte für die Anforderung der Biegeschlankheit von $l_i/d \leq 150/l_i$ für das einfeldrige Deckensystem mit allen drei Stegbreiten. Dies bedeutet, dass mit einer Betongüte C 50 die Stegverbundplatten für ein zweiachsig gespanntes, einfeldriges Deckensystem uneingeschränkt verwendet werden können.

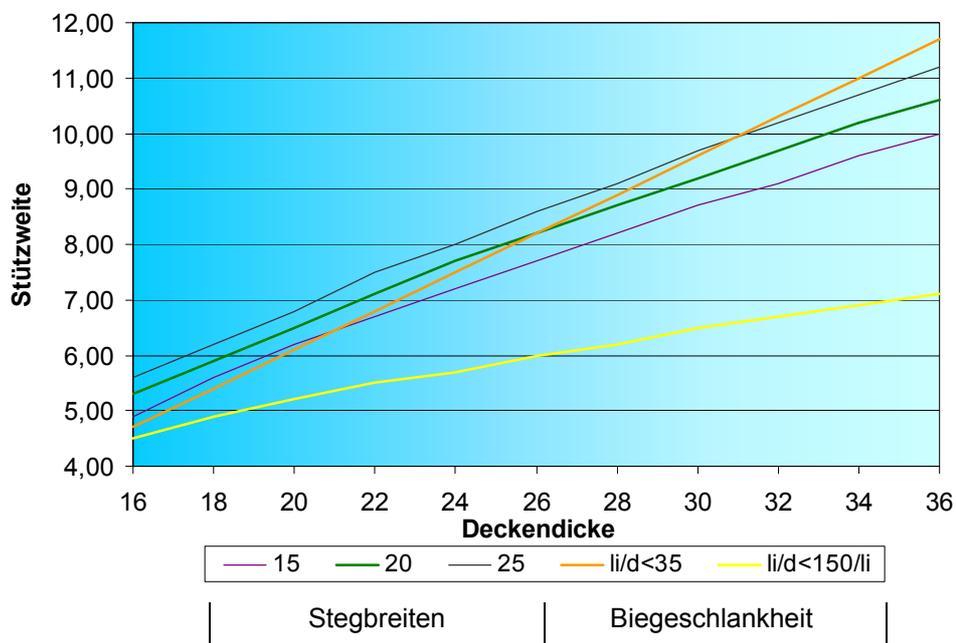


Diagramm 3.15: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe ohne Druckbewehrung und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Die zulässigen Stützweiten für mehrfeldrige Deckensysteme im Endzustand können für die allgemeine Anforderung der Biegeschlankheit mit keiner Stegbreite erreicht werden. Bei der erhöhten Anforderung können die Grenzstützweiten aus der *Tabelle 3.1* mit einer Stegbreite von 15 cm ab einer Deckendicke von 24 cm erreicht werden. Mit einer Stegbreite von 20 cm sind die Grenzwerte ab einer Deckendicke von 18 cm und bei einer Stegbreite von 25 cm ab einer Deckendicke von 16 cm erreicht.

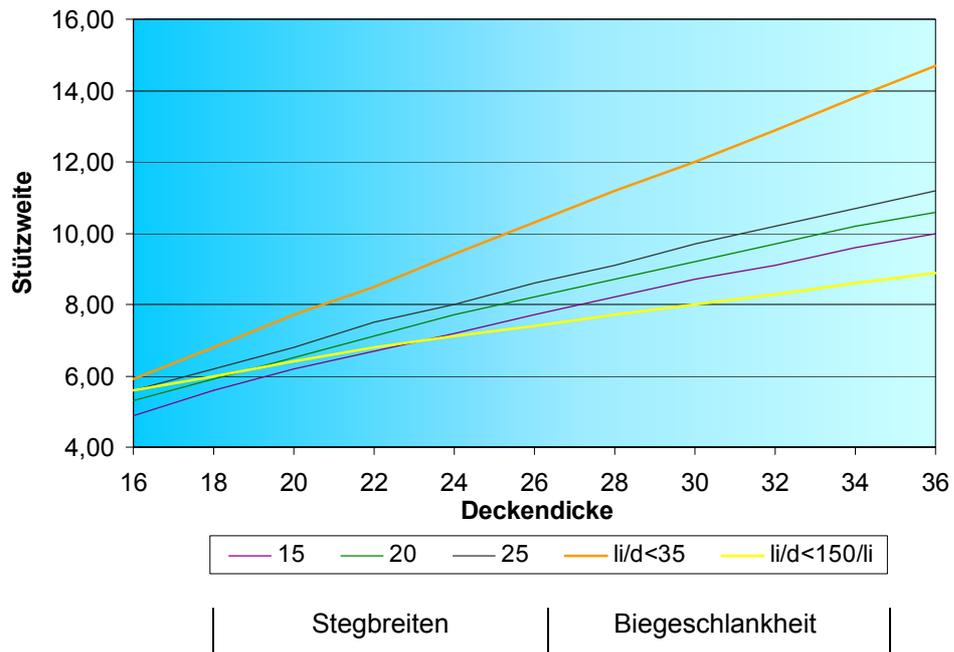


Diagramm 3.15: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe ohne Druckbewehrung und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

3.3.3.2 Stegverbundplatten mit Druckbewehrung

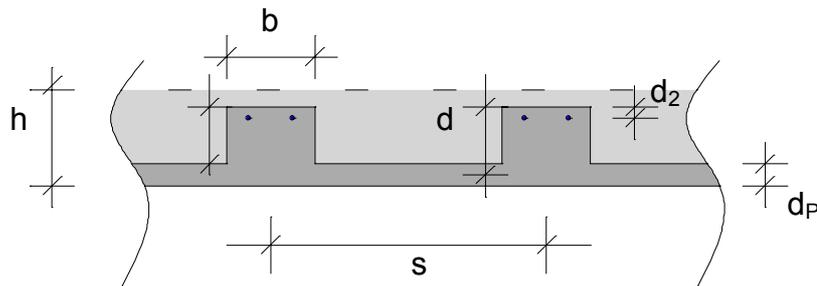
3.3.3.2.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten

Wie bereits oben erwähnt, können größere und damit auch wirtschaftlichere Stützweiten durch das Einlegen von Druckbewehrung erreicht werden. In wie weit sich die Stützweiten durch das Einlegen der Druckbewehrung in den niedrigeren Stegen vergrößert, zeigt die nachfolgende Berechnung. Zur Ermittlung der zulässigen Stützweiten der Stegverbundplatten wird ebenfalls die Bemessungstafel mit den dimensionslosen Beiwerten zu Grunde gelegt. Die Steghöhe ist jedoch um 4 cm auf der gesamten Länge niedriger als die Deckendicke.

Als Druckbewehrung wird exemplarisch Rundstahl von 2 \varnothing 10 (1,57 cm²) verwendet, sowie die Betongüte C 20 und der Standard-Stegabstand von 62,5 cm. Die Tabellen für die Durchmesser 2 \varnothing 12 (1,57 cm²), 3 \varnothing 12 (3,39 cm²), 3 \varnothing 14 (4,62 cm²), 3 \varnothing 16 (6,03 cm²) und den Betongüten C 25 bis C 50 liegen der Anlage I bei.

Für die nachstehende Berechnung werden folgende Parameter und Abkürzungen zu Grunde gelegt (siehe auch *Skizze 3.3*):

Betongüte			C 20
Elastizitätsmodul Beton	E_{cm}	=	28,8 kN/mm ²
Elastizitätsmodul Stahl	E_{Stahl}	=	200 kN/mm ²
Betondeckung	c	=	2,0 cm
Betonwichte	γ_B	=	25,0 kN / m ³
Verkehrslast	p	=	1,5 kN / m ²
Plattendicke	d_P	=	5,0 cm
Stegbreite	b	=	15 cm; 20 cm; 25 cm
Deckendicke	h	=	16 bis 36 cm
Stegabstand	s	=	62,5 cm;
Stützweite	l	=	gesucht
Statische Nutzhöhe	d	=	$h - 6,5$ cm
Randabstand Bewehrung	d_2	=	2,5 cm
Eingangswert für Bemessungstabelle	μ_{Eds}		
Tabellenhilfswert für Zugbewehrung	ω_1		
Tabellenhilfswert für Druckbewehrung	ω_2		
Zugbewehrung	A_{s1}		
Druckbewehrung	A_{s2}	=	2 \varnothing 10 (1,57 cm ²)
Bemessungswert für Beton	f_{cd}	=	11,3 N/mm ²
Bemessungswert für Stahl	f_{yd}	=	435 MN/m ²



Skizze 3.3: Definition der Parameter und Abkürzungen

Anhand der gewählten Druckbewehrung $2 \text{ } \varnothing 10$ ($1,57 \text{ cm}^2$) kann der Wert ω_2 zur Berechnung der Druckbewehrung nach Umstellen der Formel (3.17) ermittelt werden.

Die berechneten ω_2 -Werte sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

Steg-abstand	Steg-breite	ω_2 -Werte											
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
cm	cm												
	15	0,424	0,350	0,298	0,260	0,230	0,207	0,187	0,171	0,158	0,147	0,137	
62,5	20	0,318	0,263	0,224	0,195	0,173	0,155	0,141	0,129	0,119	0,110	0,102	
	25	0,255	0,210	0,179	0,156	0,138	0,124	0,112	0,103	0,095	0,088	0,082	

Tabelle 3.17: ω_2 -Werte

Der zugehörige Wert μ_{Eds} lässt sich aus der Bemessungstabelle mit Hilfe des ω_2 -Wertes und des jeweiligen Verhältnisses von d_2/d heraus lesen. Auch hier wurden die ω_2 -Werte der Bemessungstabelle linear extrapoliert, um das gesamte untersuchte Spektrum der Stegverbundplatten zu erfassen. Das Diagramm 3.17 zeigt das lineare Ansteigen der ω_2 -Werte in Abhängigkeit von μ_{Eds} und dem d_2/d -Verhältnis. Die Linien stellen die zu den verschiedenen Deckenstärken gehörenden d_2/d -Verhältnisse dar.

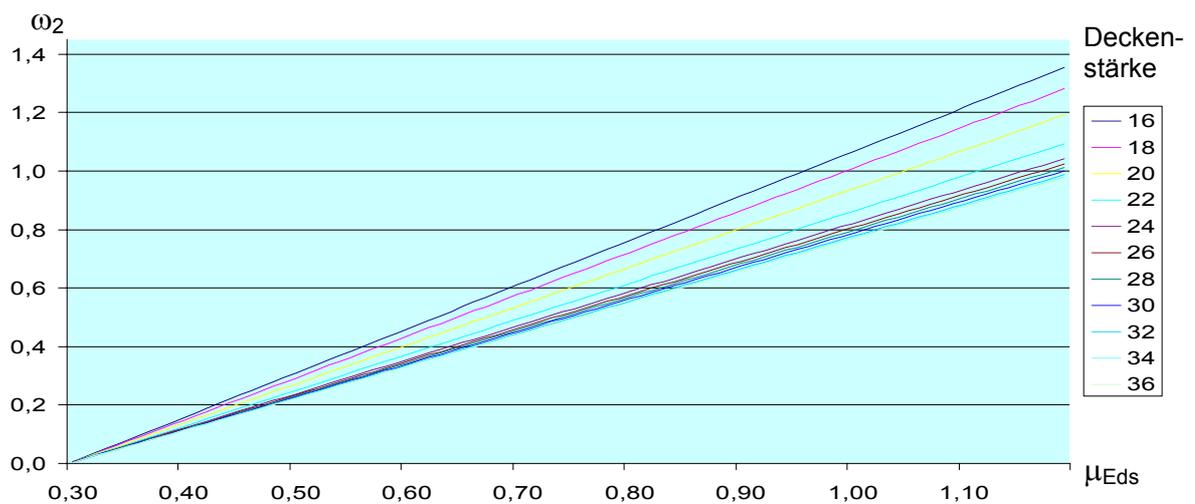


Diagramm 3.17: Extrapolierte ω_2 -Werte

Die aus der Bemessungstabelle gefundenen μ_{Eds} -Werte sind in der *Tabelle 3.18* zusammengefasst:

Steg-abstand cm	Steg-breite cm	μ_{Eds} - Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	0,57	0,54	0,52	0,50	0,49	0,47	0,46	0,44	0,43	0,42	0,42
62,5	20	0,50	0,47	0,46	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39	0,39
	25	0,46	0,44	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,38	0,37	0,37

Tabelle 3.18: μ_{Eds} -Werte

Mit Hilfe der Eingangswerte μ_{Eds} können die Stützweiten l nach der Formel (3.20) ermittelt werden:

Die so errechneten Stützweiten sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

Steg-abstand cm	Steg-breite cm	Errechnete Stützweiten [m] nach μ_{Eds} bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	3,80	4,30	4,80	5,20	5,60	5,90	6,30	6,50	6,80	7,10	7,40
62,5	20	4,10	4,60	5,20	5,70	6,10	6,50	6,90	7,30	7,60	7,90	8,30
	25	4,40	5,00	5,60	6,10	6,60	7,10	7,50	7,80	8,30	8,60	9,00

Tabelle 3.19: Errechnete Stützweiten mit μ_{Eds} -Bedingung

Das zur Berechnung der Zugbewehrung benötigte ω_1 lässt sich anhand von μ_{Eds} und dem zugehörigen d_2/d Verhältnis aus der extrapolierten Bemessungstabelle (Anlage I) oder aus dem *Diagramm 3.18* herauslesen:

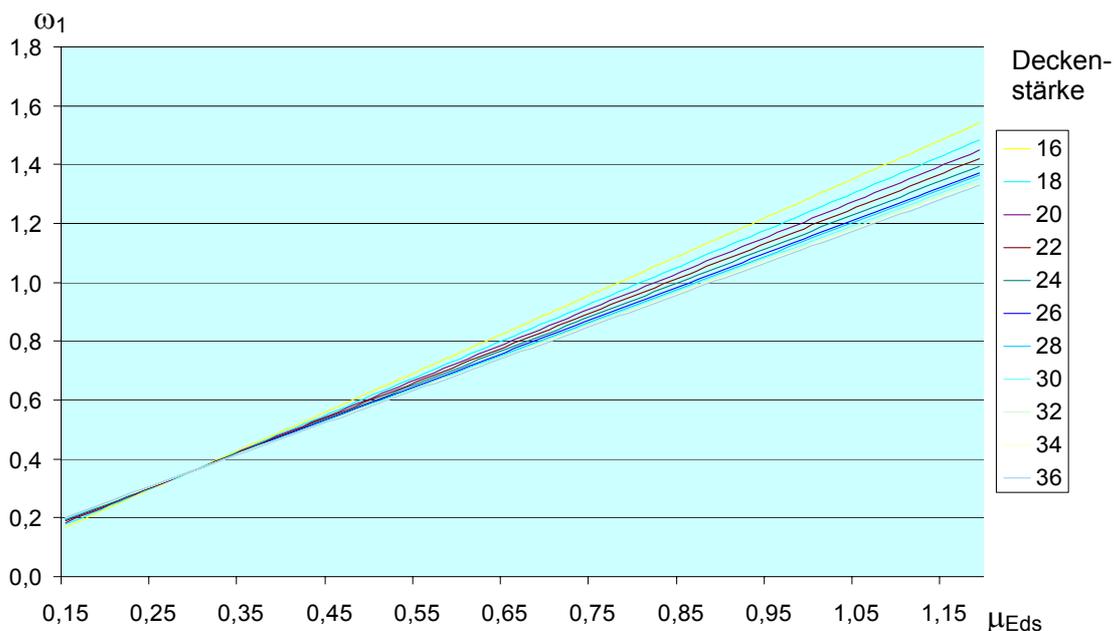


Diagramm 3.18: Extrapolierte ω_1 -Werte

In der *Tabelle 3.20* sind die aus der Bemessungstabelle stammenden ω_1 -Werte tabellarisch aufgeführt.

Steg-abstand	Steg-breite	ω_1 - Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,723	0,667	0,634	0,603	0,586	0,558	0,544	0,520	0,508	0,496	0,495
62,5	20	0,631	0,579	0,561	0,544	0,528	0,513	0,500	0,487	0,475	0,463	0,463
	25	0,578	0,542	0,524	0,508	0,493	0,479	0,466	0,454	0,453	0,441	0,441

Tabelle 3.20: ω_1 -Werte

Durch das Einsetzen des ω_1 -Wertes in die Formel (3.19) kann die zur errechneten Stützweite erforderliche Zugbewehrung ermittelt werden.

Die einzelnen Bewehrungsgehalte in cm^2 pro Steg für den Standard-Stegabstand sind in nachfolgender Tabelle zusammengefasst:

Steg-abstand	Steg-breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2 bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	2,68	2,99	3,33	3,64	3,99	4,24	4,56	4,77	5,05	5,31	5,69
62,5	20	3,11	3,46	3,93	4,38	4,80	5,20	5,58	5,95	6,29	6,62	7,09
	25	3,57	4,05	4,60	5,11	5,61	6,07	6,51	6,93	7,50	7,88	8,45

Tabelle 3.21: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2 pro Steg

Die vorhandenen Durchbiegungen der Stegverbundplatten im Bauzustand durch das Eigengewicht der Platte und Ortbetonergänzung lassen sich mit der Formel (3.24) für Einfeldträger unter Gleichlast berechnen.

Die zur Berechnung von EI_{ideell} erforderlichen Querschnittswerte des umgedrehten Plattenbalkens werden nach den Formeln (3.22) und (3.23) ermittelt.

Die errechneten Stützweiten, bei denen die zulässige Durchbiegung überschritten ist, werden durch Iteration solange verringert, bis die vorhandene mit der zulässigen Durchbiegung übereinstimmt. Die durch Iteration ermittelten Stützweiten sind in den Tabellen farbig hinterlegt. Bei dem untersuchten Standard-Stegabstand und der Betongüte C 20 ist dies nicht der Fall. Die zulässigen Stützweiten sind somit mit der *Tabelle 3.19* identisch und werden hier nicht mehr eigens aufgeführt.

Die erforderliche Zugbewehrung kann durch Division mit dem Stegabstand in cm^2/m dargestellt werden. Bei den durch Iteration ermittelten zulässigen Stützweiten muss zuerst μ_{Eds} nach den Formel (3.19) neu berechnet und ω_1 aus der Bemessungstabelle neu abgelesen werden, bevor der Bewehrungsgehalt ermittelt werden kann.

Die zu den zulässigen Stützweiten aus *Tabelle 3.19* erforderliche Zugbewehrung ist in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Erforderliche Zugbewehrung in cm ² /m bei Deckendicken h in cm von										
cm	cm	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	4,28	4,78	5,33	5,83	6,39	6,79	7,30	7,62	8,07	8,50	9,10
62,5	20	4,98	5,54	6,29	7,00	7,68	8,32	8,93	9,52	10,07	10,59	11,34
	25	5,71	6,47	7,35	8,18	8,97	9,71	10,41	11,08	12,00	12,61	13,51

Tabelle 3.22: Erforderliche Zugbewehrung in cm²/m

3.3.3.2.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten

Der Vergleich der erreichbaren Stützweiten der Stegverbundplatten mit verringerter Steghöhe mit und ohne Druckbewehrung bei gleicher Betongüte zeigt, dass mit einer Druckbewehrung von $2 \varnothing 10$ eine Vergrößerung der Stützweiten um bis zu 70 cm erreicht werden kann. Das entspricht etwa der selben Größenordnung wie bei den SVP mit voller Steghöhe in Feldmitte. Eine Erhöhung der Druckbewehrung innerhalb der gleichen Betongüte führt zu Stützweitenvergrößerungen von bis zu 70 cm, was ebenfalls der Größenordnung der Stegverbundplatten mit voller Steghöhe entspricht.

Der Vergleich der erreichbaren Stützweiten mit den zulässigen im Endsystem für Einfeldträger (*Tabelle 3.1*) zeigt, dass bei der allgemeinen Biegeschlankheitsanforderung die beispielhaft untersuchten Stegverbundplatten mit keiner Stegbreite die Grenzwerte erreichen.

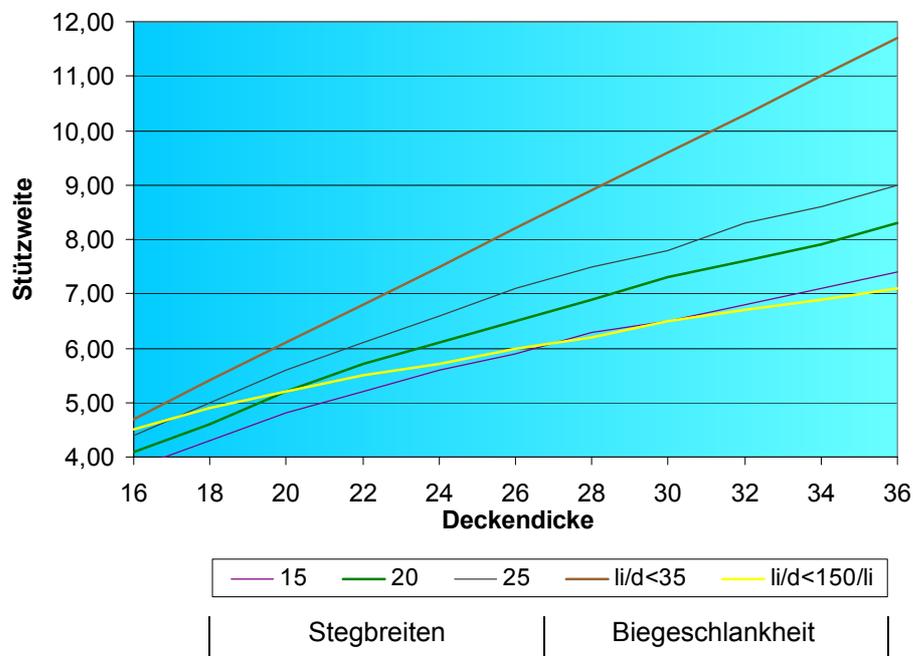


Diagramm 3.19: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Für die erhöhte Anforderung an die Biegeschlankheit für das einfeldrige System im Endzustand, können die exemplarisch untersuchten Stegverbundplatten die Grenzstützweiten mit einer Stegbreite von 15 cm ab einer Deckenstärke von 28 cm, bei einer Stegbreite von 20 cm ab einer Deckendicke von 20 cm und bei einer Stegbreite von 25 cm ab einer Deckendicke von 18 cm erreichen.

Beim mehrfeldrigen Deckensystem im Endzustand können die mit dem Standard-Stegabstand dargestellten Stegverbundplatten bei der allgemeinen Biegeschlankheitsanforderung mit keiner der drei untersuchten Stegbreiten die Grenzwerte erreichen.

Ähnlich sieht dies bei den erhöhten Anforderungen aus. Hier kann lediglich mit einer Stegbreite von 25 cm und ab einer Deckendicke von 32 cm die Grenzstützweiten erreicht werden.

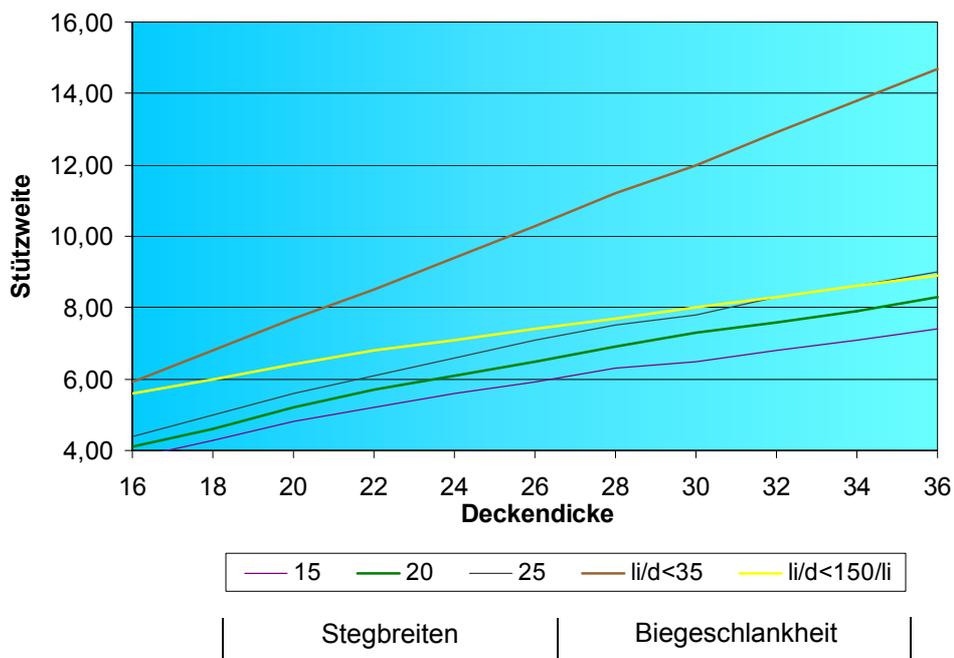


Diagramm 3.20: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Im Vergleich zu den zulässigen Stützweiten der Betongüte C 20 mit der Druckbewehrung von 2 Ø 10 (Tabelle 3.19) sind nachfolgend die zulässigen Stützweiten der Betongüte C 50 mit der gleichen Druckbewehrung zusammengefasst.

Stegabstand cm	Stegbreite cm	Zulässige Stützweiten [m] bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	5,00	5,60	6,20	6,70	7,30	7,80	8,30	8,70	9,20	9,60	10,10
62,5	20	5,30	6,00	6,60	7,10	7,70	8,20	8,80	9,30	9,80	10,20	10,70
	25	5,60	6,20	6,90	7,50	8,10	8,60	9,20	9,70	10,20	10,70	11,20

Tabelle 3.23: Zulässige Stützweiten für die Betongüte C 50

Mit der Erhöhung der Betongüte erreicht man bis zu 2,0 m größere Stützweiten bei gleicher Druckbewehrung.

Der Vergleich der *Tabelle 3.23* mit den Grenzwerten im Endzustand (*Tabelle 3.1*) zeigt folgendes Ergebnis:

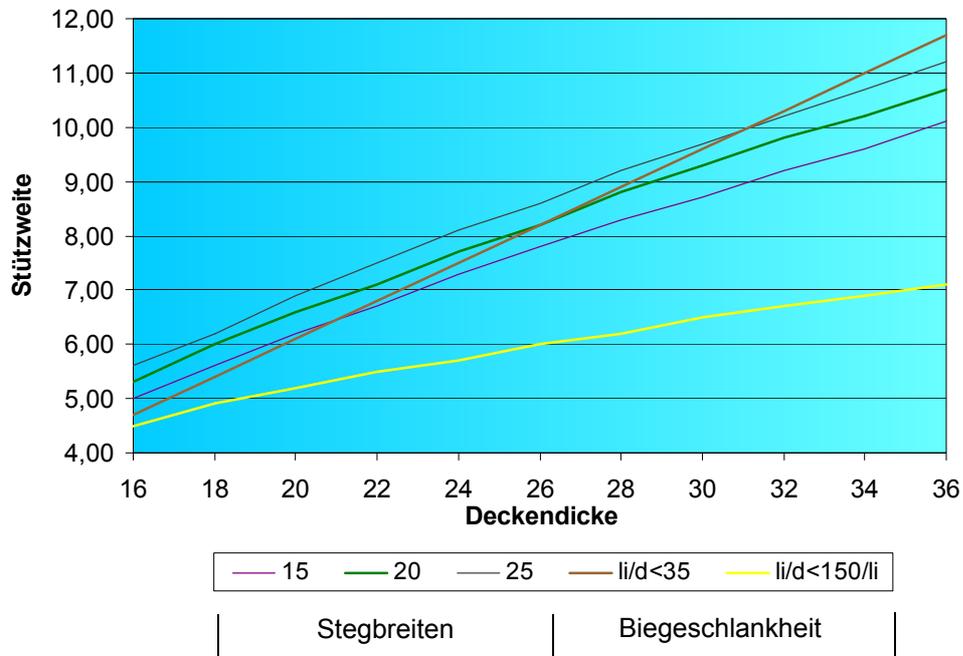


Diagramm 3.21: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei einfeldrigen Endsystemen

Die zulässigen Stützweiten im Endzustand für einfeldrige Deckensysteme können bei der Biegeschlankheit von $l_i/d \leq 35$ bei einer Stegbreite von 15 cm bis zu einer Deckenstärke von 22 cm, mit einer Stegbreite von 20 cm bis zu einer Deckendicke von 26 cm und bei der Stegbreite von 25 cm bis zu einer Deckenstärke von 30 cm erreicht werden.

Die Grenzwerte für die erhöhte Anforderung können mit allen drei untersuchten Stegbreiten bis zur Deckenstärke von 36 cm erreicht werden.

Das *Diagramm 3.22* stellt die Stützweiten der Biegeschlankheit im Endzustand den erreichbaren Stützweiten im Bauzustand für mehrfeldrige Systeme gegenüber. Die Grenzstützweiten der mehrfeldrigen Systeme bei der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit können mit keiner Stegbreite erreicht werden.

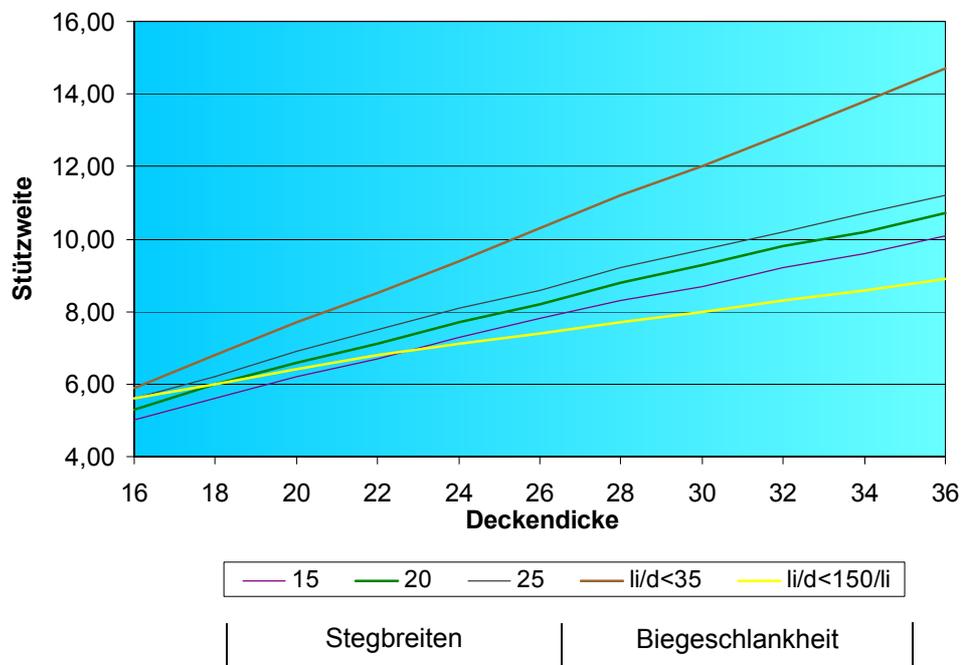


Diagramm 3.22: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei verringerter Steghöhe mit Druckbewehrung und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Für die erhöhte Anforderung können die beispielhaft aufgeführten Stegverbundplatten mit einer Stegbreite von 15 cm erst ab einer Deckendicke von 22 cm die Grenzwerte erreichen. Mit einer Stegbreite von 20 cm können die zulässigen Stützweiten ab einer Deckendicke von 18 cm und bei einer Stegbreite von 25 cm ab einer Deckenstärke von 16 cm erreicht werden.

Die nachfolgenden zwei Diagramme zeigen die Auswirkung von unterschiedlicher Druckbewehrung auf die Stützweiten für die SVP mit niedriger Steghöhe. Im *Diagramm 3.23* sind die unterschiedlichen Stützweiten für die Betongüte C 20 zusammengefasst.

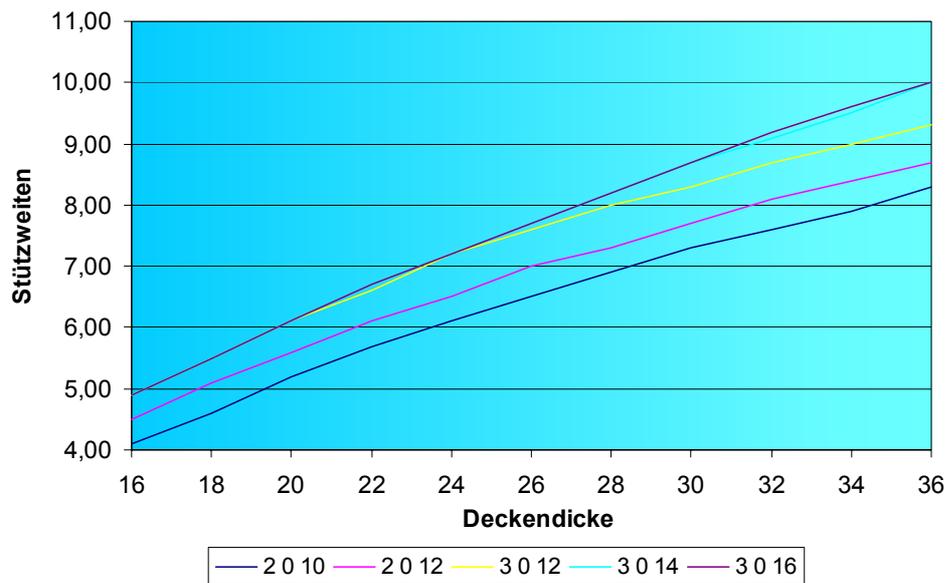


Diagramm 3.23: Auswirkungen unterschiedlicher Druckbewehrung auf die Stützweiten bei gleicher Betongüte C 20

Im *Diagramm 3.23* ist deutlich herauszulesen, dass bei einer Betongüte C 20 das Einlegen von höherer Druckbewehrung durchaus zu größeren Stützweiten führt. Eine Erhöhung der Druckbewehrung von 3 Ø 12 auf 3 Ø 14 ist jedoch erst ab einer Deckendicke von 24 cm sinnvoll. Eine Erhöhung von 3 Ø 14 auf 3 Ø 16 ist nicht sinnvoll, da keine Vergrößerung der Stützweite erreicht werden kann. Das nächste Diagramm zeigt die Stützweiten für die Betongüte C 50 bei unterschiedlicher Druckbewehrung.

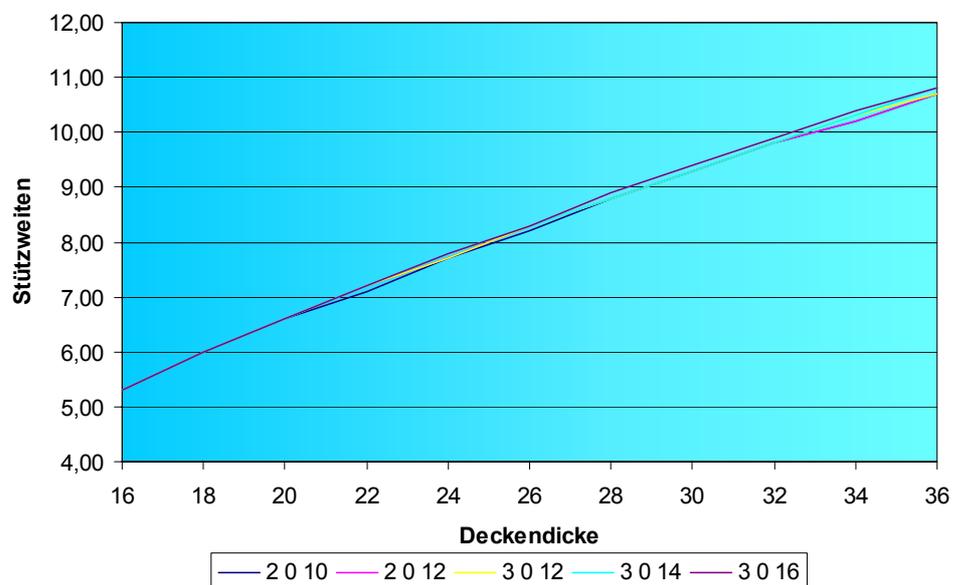


Diagramm 3.24: Auswirkungen unterschiedlicher Druckbewehrung auf die Stützweiten bei gleicher Betongüte C 50

Die graphische Darstellung zeigt, dass eine Erhöhung der Druckbewehrung bei der Betongüte C 50 zu keiner nennenswerten Vergrößerung der Stützweiten führt und so das Einlegen von höherer Druckbewehrung nur bei niedrigen Betongüten sinnvoll ist.

3.3.4 Platten als zweifeldrige Systeme

3.3.4.1 Ermittlung der zulässigen Stützweiten

Die Begrenzung der Durchbiegung schränkt die Stegverbundplatten in ihrem Anwendungsbereich bei großen Stützweiten ein. Deshalb wird nachfolgend das Tragverhalten der SVP untersucht, wenn sie im Bauzustand symmetrisch über zwei Felder verlegt werden. (Nicht symmetrische Systeme werden in diesem Bericht nicht untersucht, da die überaus hohe Anzahl der Möglichkeiten keine vernünftige Struktur zulässt, diese müssten individuell je nach Länge der einzelnen Felder gerechnet werden). Im Endzustand kann auf diese Weise kein Einfeldträger, sondern nur eine Durchlaufwirkung über mindestens zwei Felder erreicht werden.

Die Tragfähigkeit der SVP wird nur für den Betonierzustand und bei der Durchbiegungsuntersuchung für den Erhärtungszeitraum betrachtet. Der kurzzeitige Montagezustand, bei dem die SVP einen Ein- oder Mehrfeldträger mit oder ohne Kragarme bildet, wird hier nicht untersucht, da sie in diesem Zeitraum nur sich selbst tragen muss und somit nicht das stützweitenbeschränkende Kriterium darstellt. Bei sehr großen Spannweiten kann durch Zuhilfenahme von Traversen bei der Verlegung auf der Baustelle die einzelnen Felder beliebig klein gestaltet werden.

In wie weit die Stegverbundplatten für symmetrische, zweifeldrige Systeme einsetzbar sind, wird nachfolgend aufgezeigt:

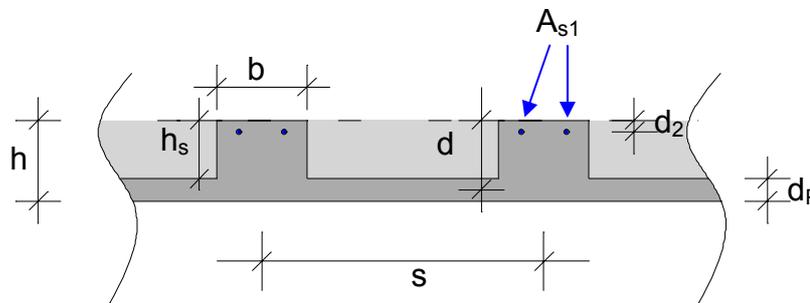
Für die zweifeldrigen Systeme im Bauzustand werden Stegverbundplatten mit voller Steghöhe betrachtet. Im Bereich des Mittelauflegers wird die, unter Punkt 3.3.3.2 angegebene Druckbewehrung als Stützbewehrung herangezogen und bildet somit das entscheidende Kriterium zur Stützweitenberechnung. Reicht die im Steg eingelegte Stützbewehrung für den Endzustand nicht aus, so kann wie unter Kapitel 2.2 erwähnt, die zusätzliche Bewehrung in die Stegzwischenräume eingelegt werden. Zur Aufnahme der Ortbetonergänzung und der Verkehrslast wird diese jedoch noch nicht aktiviert.

Die nachstehende Berechnung wird exemplarisch mit einer Stützbewehrung von $2,26 \text{ cm}^2$ ($2 \text{ } \varnothing 12$), dem Standard-Stegabstand $62,5 \text{ cm}$ und der Betongüte C 20 ausgeführt. Die Tabellen für die Bewehrungsgehalte $3 \text{ } \varnothing 12$, $3 \text{ } \varnothing 14$, $3 \text{ } \varnothing 16$ und den Betongüten bis C 50 liegen der Anlage I bei.

Für die nachfolgend exemplarische Berechnung werden folgende Parameter und Abkürzungen verwendet:

Betongüte			C 20
Elastizitätsmodul Beton	E_{cm}	=	28,8 kN/mm ²
Elastizitätsmodul Stahl	E_{Stahl}	=	200 kN/mm ²
Betondeckung	c	=	2,0 cm
Betonwichte	γ_{B}	=	25,0 kN/m ³
Verkehrslast	p	=	1,5 kN/m ²
Plattendicke	d_{p}	=	5,0 cm
Stegbreite	b	=	15 cm; 20 cm; 25 cm

Deckendicke	h	=	16 bis 36 cm
Stegabstand	s	=	62,5 cm;
Stützweite	l	=	gesucht
Statische Nutzhöhe	d	=	h – 2,5 cm
Steghöhe	h _s	=	11 – 31 cm
Eingangswert für Bemessungstabelle	μ _{E_{ds}}		
Tabellenhilfswert für Zugbewehrung	ω ₁		
Tabellenhilfswert für Druckbewehrung	ω ₂		
Zugbewehrung	A _{s1}		
Bemessungswert für Beton	f _{cd}	=	11,3 N/mm ²
Bemessungswert für Stahl	f _{yd}	=	435 MN/m ²



Skizze 3.4: Definition der Parameter und Abkürzungen

Zur maximalen Ausnutzung des umgekehrten Plattenbalkens über dem Mittellaufleger ist die mitwirkende Plattenbreite entscheidend. Um diese bestimmen zu können, wird auf der Basis eines Rechteckquerschnitts zunächst die erreichbare Stützweite ermittelt. Mit Hilfe dieser kann anschließend die mitwirkende Plattenbreite ermittelt werden.

Durch Umstellen der Formel (3.21) nach dem Tabellenhilfswert ω₁ ergibt sich die Formel

$$\omega_1 = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \tag{3.25}$$

Die errechneten ω₁-Werte sind in der *Tabelle 3.24* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	ω ₁ - Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,430	0,374	0,331	0,297	0,270	0,247	0,227	0,211	0,197	0,184	0,173
	62,5	0,322	0,281	0,249	0,223	0,202	0,185	0,171	0,158	0,147	0,138	0,130
	25	0,258	0,225	0,199	0,178	0,162	0,148	0,136	0,127	0,118	0,110	0,104

Tabelle 3.24: ω₁-Werte

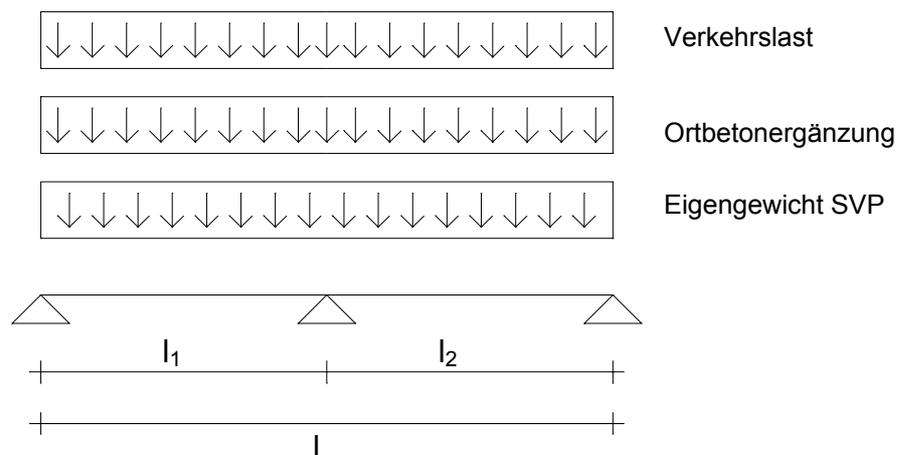
Anhand der ω_1 -Werte aus der *Tabelle 3.24* lassen sich mit Hilfe der Bemessungstabellen die μ_{Eds} -Werte herauslesen. Je nach Größe der ω_1 -Werte sind die Tabellen für Rechteckquerschnitte mit oder ohne Druckbewehrung heranzuziehen.

Die *Tabelle 3.25* fasst die μ_{Eds} -Werte tabellarisch zusammen:

Steg- abstand	Steg- breite	μ_{Eds} - Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,340	0,300	0,270	0,250	0,230	0,210	0,200	0,190	0,170	0,160	0,160
62,5	20	0,270	0,240	0,210	0,190	0,180	0,170	0,150	0,140	0,130	0,130	0,120
	25	0,220	0,200	0,180	0,160	0,150	0,140	0,130	0,120	0,110	0,100	0,100

Tabelle 3.25: μ_{Eds} -Werte

Mit Hilfe der Tabellenhilfswerte aus der *Tabelle 3.25* und der Formel (3.19) lassen sich die Stützweiten pro Feld ermitteln. Das maximale Stützmoment wird erreicht, in dem alle Lasten gleichmäßig über die zwei Felder einwirken. Die *Skizze 3.5* stellt das Lastbild schematisch dar:



Skizze 3.5: Lastbild für maximales Stützmoment

Das maximale Stützmoment lässt sich mit der Formel

$$M_{\text{Stütze}} = 0,125 * (1,35 * h * \gamma_B + 1,5 * p) * s * l^2 \tag{3.26}$$

berechnen.

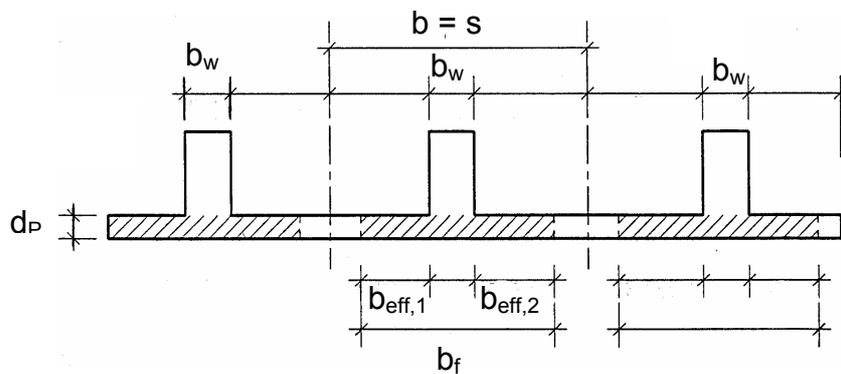
Die *Tabelle 3.26* zeigt die errechneten Stützweiten pro Feld:

Steg- abstand cm	Steg- breite cm	Errechnete Stützweiten [m] nach μ_{Eds} bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	4,19	4,33	4,46	4,62	4,72	4,78	4,91	5,02	4,96	5,01	5,20
62,5	20	4,31	4,48	4,55	4,65	4,82	4,96	4,91	4,97	5,01	5,21	5,20
	25	4,35	4,57	4,71	4,77	4,92	5,04	5,11	5,15	5,15	5,11	5,31

Tabelle 3.26: Errechnete Stützweiten nach der μ_{Eds} -Bedingung pro Feld

Nach der Berechnung der Stützweite auf der Basis eines Rechteckquerschnitts, kann nun die mitwirkende Plattenbreite b_f ermittelt werden:

$$b_f = b_w + \sum b_{eff,i} \tag{3.27}$$



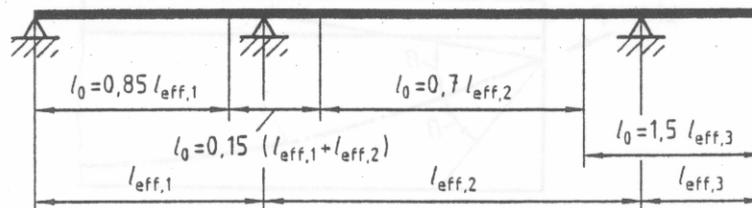
Skizze 3.6: Definition zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite

mit der effektiven Breite

$$b_{eff,i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_0 \leq 0,2 * l_0 \leq b_i \tag{3.28}$$

mit der wirksamen Stützweite l_0 für einen Durchlaufträger (siehe Skizze 3.7)

$$l_0 = 0,15 * (l_{eff,1} + l_{eff,2}) \tag{3.29}$$



Skizze 3.7: Definition zur Berechnung der wirksamen Stützweite

Die mitwirkenden Plattenbreiten sind in der *Tabelle 3.27* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Mitwirkende Plattenbreiten in m bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,50	0,51	0,51	0,52	0,53	0,53	0,54	0,55	0,54	0,55	0,56
62,5	20	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,58	0,58	0,58	0,59	0,60	0,60
	25	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63

Tabelle 3.27: Mitwirkende Plattenbreiten

Die mitwirkenden Plattenbreiten dienen zunächst dazu, die Tabellenhilfswerte ω für Plattenbalkenquerschnitte zu bestimmen. Durch Umstellen der Formel

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} * (\omega * b_f * d * f_{cd}) \quad (3.30)$$

nach ω ergibt sich:

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b_f * d * f_{cd}} \quad (3.31)$$

Für A_s wird die Fläche 2,26 cm² des Rundstahls 2 \varnothing 12 eingesetzt und somit ergibt sich die *Tabelle 3.28* mit den ω -Werten:

Steg- abstand	Steg- breite	ω - Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,130	0,111	0,097	0,085	0,077	0,070	0,063	0,058	0,054	0,051	0,047
62,5	20	0,119	0,101	0,089	0,079	0,070	0,064	0,059	0,054	0,050	0,046	0,043
	25	0,110	0,094	0,082	0,073	0,065	0,059	0,055	0,051	0,047	0,044	0,042

Tabelle 3.28: ω -Werte

Mit dem Verhältnis der mitwirkenden Plattenbreite b_f zur Stegbreite b_w und dem Verhältnis der Plattenstärke d_p zur statischen Nutzhöhe d , kann aus den Bemessungstabellen die zugehörigen μ_{Eds} -Werte herausgelesen werden. Sind die ω -Werte hingegen größer als der $\mu_{Eds,lim}$ -Wert, so kann aus der Bemessungstabelle für Plattenbalkenquerschnitte kein zugehöriger μ_{Eds} Wert herausgelesen werden. Hier greift man auf die Bemessungshilfen des Rechteckquerschnitts zurück, da bei diesen Platten eine Druckbewehrung erforderlich ist. In dem hier exemplarisch aufgeführten Beispiel ist dies nicht der Fall. In der *Tabelle 3.29* sind somit die μ_{Eds} -Werte aufgelistet, die aus der Bemessungshilfe für die Plattenbalkenquerschnitte herausgelesen werden können:

Steg- abstand	Steg- breite	μ_{Eds} -Werte										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,120	0,105	0,095	0,085	0,080	0,070	0,060	0,055	0,055	0,050	0,045
62,5	20	0,110	0,095	0,090	0,080	0,070	0,065	0,055	0,055	0,050	0,045	0,040
	25	0,105	0,090	0,080	0,075	0,065	0,060	0,055	0,050	0,045	0,045	0,040

Tabelle 3.29: μ_{Eds} -Werte

Zur Berechnung der Stützweiten wird die Formel

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_f * d^2 * f_{cd}} \quad (3.32)$$

nach der Stützweite l umgestellt. Das zugehörige Lastbild entspricht der *Skizze 3.5*, bei der das maximale Stützmoment erreicht wird. Die Formel zur Berechnung der Stützweite lautet somit:

$$l = \sqrt{\frac{\mu_{Eds} * b_f * d^2 * f_{cd}}{8 * q_d}} \quad (3.33)$$

Die Formel (3.31) zur Stützweitenberechnung kann auch für die μ_{Eds} -Werte herangezogen werden, die aus der Bemessungstabelle für Rechteckquerschnitte stammen. Hier muss lediglich noch ein weiterer Rechengang ausgeführt werden, bei dem die Bewehrungsmenge für die Druckbewehrung nach der Formel (3.17) zu ermitteln ist.

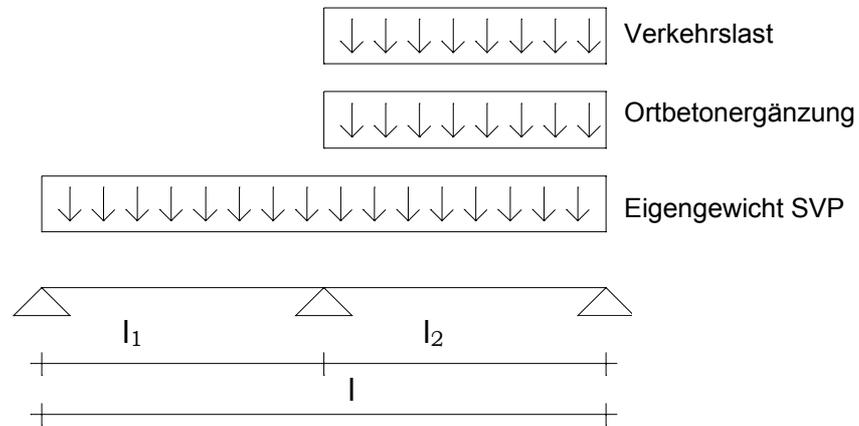
Die mittels Plattenbalkenquerschnitt ermittelten Stützweiten sind in der *Tabelle 3.30* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Errechnete Stützweiten mit Plattenbalkenquerschnitt										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	4,53	4,70	4,90	5,02	5,22	5,19	5,10	5,15	5,36	5,34	5,32
62,5	20	4,54	4,69	4,97	5,06	5,10	5,24	5,06	5,33	5,31	5,30	5,19
	25	4,61	4,74	4,89	5,10	5,10	5,21	5,26	5,26	5,21	5,42	5,31

Tabelle 3.30: Errechnete Stützweiten mit Plattenbalkenquerschnitt

Schwankungen der erreichbaren Stützweiten bei gleichem Stegabstand und Stegbreite sind auf das Bemessungsmodell des Plattenbalkens zurückzuführen. Eine andere Auswirkung kann auch das Herauslesen der μ_{Eds} -Werte aus der Bemessungstabelle mit Hilfe des Computers sein, der in Grenzbereichen anders wie ein Mensch entscheidet. Diese Schwankungen liegen jedoch im Zentimeterbereich, so dass diese vernachlässigt werden können.

Nach dem Stützenbereich wird nun der Feldbereich untersucht. Hierzu wird zunächst die Biegezugbewehrung und die vorhandene Durchbiegung berechnet, bevor sie mit der zulässigen Durchbiegung verglichen wird. Die Laststellung zur Berechnung des maximalen Feldmomentes ist in der *Skizze 3.8* schematisch zusammengestellt:



Skizze 3.8: Lastschema zur Berechnung des maximalen Feldmomentes

Die Formel für das maximale Feldmoment eines Zweifeldträgers ist nachfolgend aufgeführt:

$$M_{Eds} = 0,07 * 1,35 * (d_p * s + h_s * b) * l^2 + 0,096 * (1,35 * (s * (h - d_p) - h_s * b) * \gamma_B + 1,5 * p) * l^2 \quad (3.34)$$

Die maximalen Feldmomente sind in der *Tabelle 3.31* aufgelistet:

Steg- abstand	Steg- breite	Zugehöriges maximales Feldmoment in kNm										
cm	cm	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	8,60	10,10	11,80	13,40	15,50	16,40	16,80	18,10	20,70	21,60	22,50
62,5	20	8,50	9,90	12,00	13,40	14,60	16,40	16,30	19,00	20,00	21,00	21,20
	25	8,60	10,00	11,50	13,40	14,40	16,00	17,20	18,20	18,90	21,50	21,70

Tabelle 3.31: Zugehörige Feldmomente

Im Feldbereich wirkt die SVP als Rechteckquerschnitt, da die Fertigteilplatte in der Zugzone liegt und somit keine mitwirkende Plattenbreite ausbilden kann. Anhand der maximalen Feldmomente können die zugehörigen μ_{Eds} -Werte nach der Formel (3.19) für Rechteckquerschnitte ermittelt werden. Sie sind in der *Tabelle 3.32* zusammengefasst.

Steg- abstand	Steg- breite	Zugehöriges μ_{Eds}										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,28	0,25	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12
62,5	20	0,21	0,18	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,11	0,10	0,09	0,08
	25	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07

Tabelle 3.32: Zugehörige μ_{Eds} -Werte

Nach dem Ermitteln des Tabelleneingangswertes μ_{Eds} kann nun der ω_1 -Wert aus der Bemessungstabelle herausgelesen werden, die in der *Tabelle 3.33* aufgelistet sind:

Steg- abstand	Steg- breite	Zugehöriges ω_1										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	0,322	0,278	0,250	0,223	0,210	0,185	0,160	0,148	0,148	0,124	0,113
62,5	20	0,223	0,197	0,185	0,160	0,136	0,136	0,113	0,113	0,102	0,090	0,080
	25	0,172	0,148	0,136	0,124	0,113	0,102	0,090	0,080	0,069	0,069	0,059

Tabelle 3.33: ω_1 -Werte

Die dazugehörige Feldbewehrung kann nach der Formel (3.21) ermittelt werden. Sie ist in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Zugehörige Zugbewehrung in cm^2 bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	1,69	1,68	1,70	1,70	1,76	1,69	1,58	1,58	1,70	1,52	1,47
62,5	20	1,57	1,59	1,68	1,62	1,52	1,66	1,49	1,61	1,56	1,48	1,39
	25	1,51	1,49	1,54	1,57	1,57	1,55	1,49	1,42	1,33	1,42	1,29

Tabelle 3.34: Erforderliche Zugbewehrung

Ist ein ω_2 -Wert zur Berechnung der Druckbewehrung erforderlich, so kann auch dieser aus der Bemessungstabelle herausgelesen werden. Bei dem hier aufgeführten Standard-Stegabstand ist dies nicht der Fall.

Nach dem Berechnen der erreichbaren Stützweiten und des dazugehörigen Bewehrungsgehaltes im Feldbereich, kann nun die Durchbiegung ermittelt werden. Sie wird im Gegensatz zu den einfeldrigen Systemen nicht das maßgebende Kriterium für die Stützweitenberechnung sein.

Die Durchbiegung kann mit der Formel $f \approx \frac{2 * h * \gamma_B * s * l^4}{369 * E * I}$ (3.35)

überschlägig ermittelt werden. Für die Durchbiegungsberechnung wird wie unter Punkt 3.3.1 nur das Eigengewicht der Stegverbundplatte und die Ortbetonergänzung herangezogen.

Für den Faktor $E \cdot I$ werden wie unter Punkt 3.3.3.2.1 die ideellen Querschnittswerte ermittelt und in die Formel (3.33) eingesetzt.

Für das hier exemplarisch aufgeführte Rechenbeispiel sind in der *Tabelle 3.36* die vorhandenen und die zulässigen Durchbiegungen gegenübergestellt:

Steg- abstand	Steg- breite	Gegenüberstellung der vorhandenen mit den zulässigen Durchbiegungen in cm										
cm	cm	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
vorh f	15	0,19	0,18	0,17	0,16	0,16	0,13	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08
zul f		1,26	1,31	1,36	1,40	1,45	1,44	1,42	1,43	1,49	1,48	1,48
vorh f	20	0,17	0,15	0,15	0,14	0,12	0,12	0,09	0,10	0,08	0,08	0,06
zul f		1,26	1,30	1,38	1,41	1,42	1,46	1,41	1,48	1,48	1,47	1,44
vorh f	25	0,16	0,14	0,13	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06
zul f		1,28	1,32	1,36	1,42	1,42	1,45	1,46	1,46	1,45	1,51	1,47

Tabelle 3.36: Gegenüberstellung der Durchbiegungen

Wie man an Hand dieser Tabelle sehen kann, hat sich die Anfangs aufgeführte Meinung bestätigt, dass bei den zweifeldrigen Systemen nicht das Durchbiegungskriterium maßgebend ist, sondern die im Steg maximal unterzubringende Stützbewehrung.

3.3.4.2 Vergleich der zulässigen Stützweiten

Vergleicht man die erreichbaren Stützweiten aus dem *Diagramm 3.25* mit den zulässigen im Endzustand nach der *Tabelle 3.1*, so zeigt sich deutlich, dass sowohl die Stützweiten für die allgemeine als auch für die erhöhte Biegeschlankheit nicht erreicht werden können.

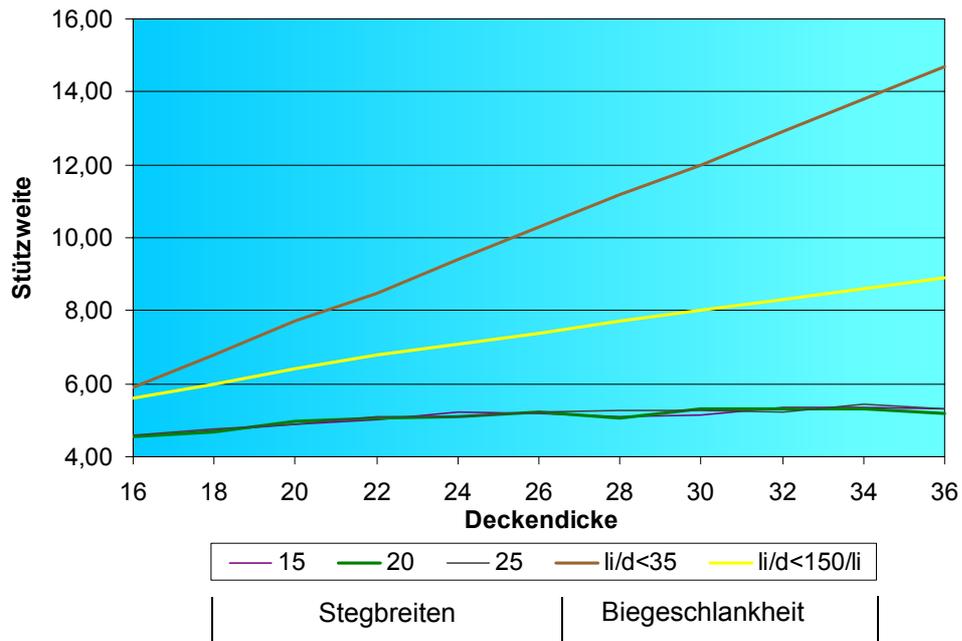


Diagramm 3.25: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei Verlegung als Zweifeldträger mit Druckbewehrung $2 \text{ } \varnothing 12$ und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Das nächste Diagramm zeigt die erreichbaren Stützweiten beim Einlegen von drei Rundstäben Bst 500 S mit einem Durchmesser von 16 mm:

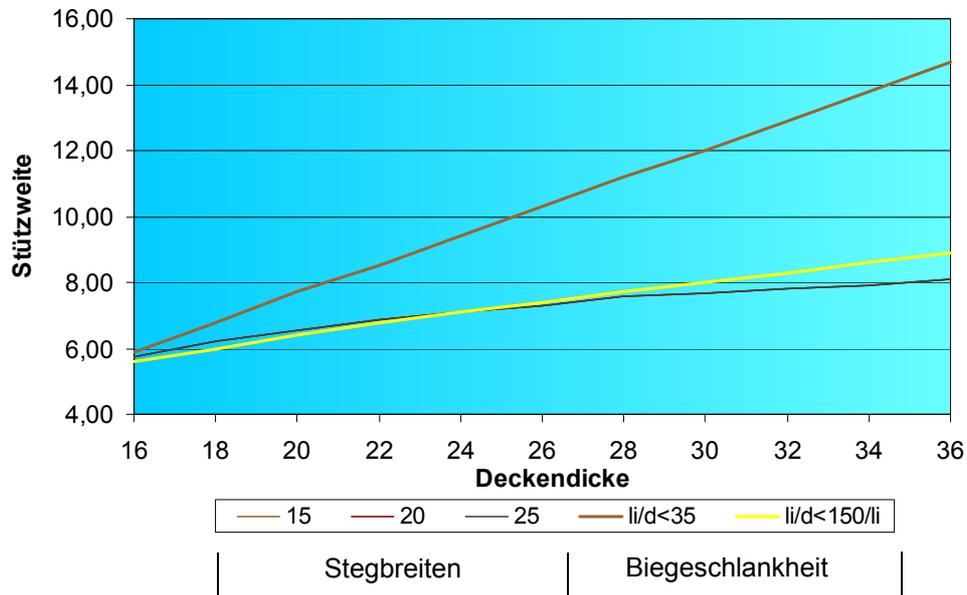


Diagramm 3.26: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei Verlegung als Zweifeldträger mit Druckbewehrung 3 Ø 16 und der Betongüte C 20 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Wie das *Diagramm 3.26* zeigt, sind die Stützweiten für alle drei Stegbreiten fast identisch. Je größer die Stützweiten sind, desto mehr Druck verspürt die mitwirkende Plattenbreite, die jedoch maximal so groß, wie der Stegabstand werden kann. Bei den hier ermittelten Stützweiten entspricht die mitwirkende Plattenbreite bei allen Stegbreiten dem Stegabstand, der unverändert ist. Die aus der Berechnung des Plattenbalken stammenden Stützweiten sind somit identisch.

Die Stützweiten aus der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit können nicht erreicht werden. Für die erhöhten Anforderungen können die Stützweiten bis zur Deckenstärke von 26 cm erreicht werden. Sie liegen jedoch nur knapp darüber.

Das Auswirken einer höheren Betongüte bei dem Einlegen von zwei Rundstäben mit einem Durchmesser von 12 mm zeigt das nächste Diagramm, das die Stützweiten der Betongüte C 50 zeigt:

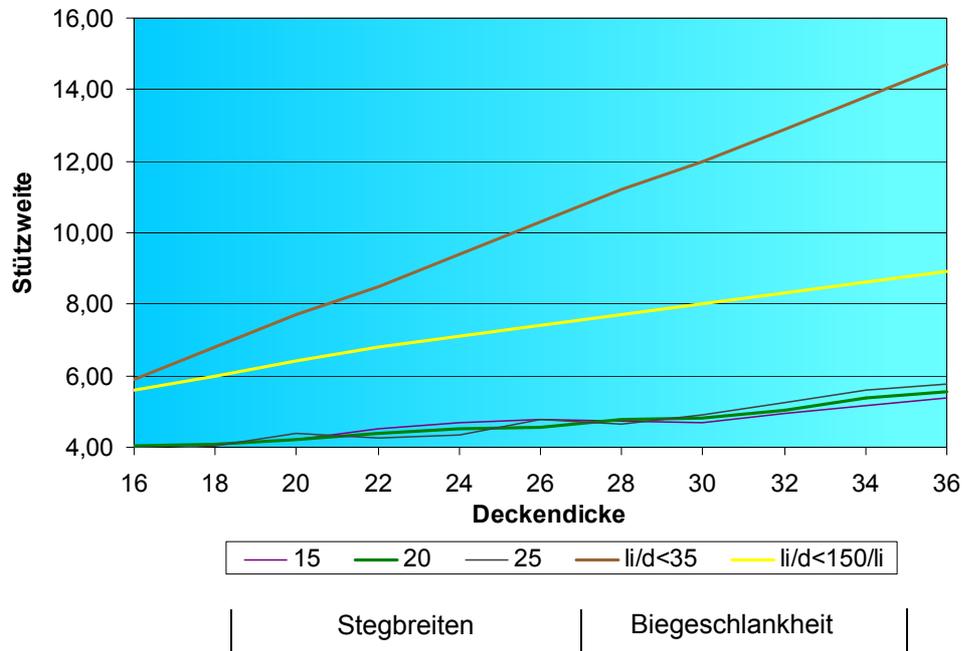


Diagramm 3.27: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei Verlegung als Zweifeldträger mit Druckbewehrung 2 Ø 12 und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Die Erhöhung der Betongüte von C 20 auf C 50 hat keine nennenswerten Auswirkungen auf die Stützweite. Lediglich bei den höheren Deckenstärken ist ein kleiner Zuwachs zu verbuchen. Vergleicht man das *Diagramm 3.27* mit dem *Diagramm 3.26*, so ist zu erkennen, dass eine Erhöhung der Druckbewehrung besser ist, als eine höhere Betongüte zu verwenden. Die im *Diagramm 3.27* dargestellten Stützweiten liegen weiterhin noch unter den Grenzstützweiten aus der *Tabelle 3.1* für die mehrfeldrigen Systeme.

Das *Diagramm 3.28* zeigt die erreichbaren Stützweiten bei der Betongüte C 50 und einer Stützbewehrung von drei Rundstäben mit einem Durchmesser von 16 mm.

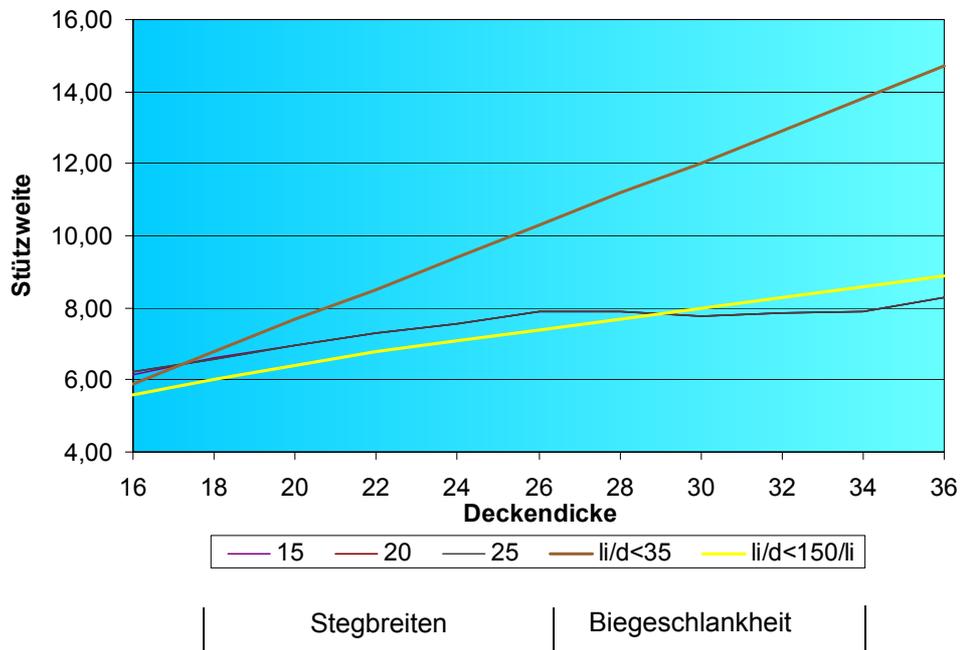


Diagramm 3.27: Gegenüberstellung der erreichbaren Stützweiten für den Standard-Stegabstand bei Verlegung als Zweifeldträger mit Druckbewehrung 3 Ø 16 und der Betongüte C 50 mit den Kriterien der Biegeschlankheit bei mehrfeldrigen Endsystemen

Hier ist zu erkennen, dass die erreichbaren Stützweiten bis zur Deckenstärke von 28 cm die Grenzstützweiten aus der erhöhten Anforderung an die Biegeschlankheit erreichen. Bei der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit kann keine Stützweite aus der *Tabelle 3.1* erreicht werden.

3.4 Bewertung der erreichbaren Stützweiten

Die Stützweiten der Stegverbundplatten mit voller Steghöhe in Feldmitte, die im Endzustand einen Einfeldträger bilden, erreichen die Grenzstützweiten aus der Biegeschlankheit sowohl für die allgemeine als auch für die erhöhte Anforderung. Dies ist sogar ohne den Einsatz von Druckbewehrung in den Stegen möglich. Für den Standard-Stegabstand von 62,5 cm können bei der Betongüte C 20 die Stützweiten für die erhöhte Anforderung ohne Druckbewehrung erreicht werden. Für die allgemeine Anforderung an die Biegeschlankheit können alle Stützweiten mit der Betongüte C 50 ohne Druckbewehrung erreicht werden.

Stegverbundplatten mit verringerter Steghöhe in Feldmitte, die im Endzustand einen Einfeldträger bilden, können die Grenzstützweiten aus der *Tabelle 3.1* bereits ohne Druckbewehrung erreichen. Die Stegverbundplatten mit dem Standard-Stegabstand können für die allgemeine Anforderung an die Biegeschlankheit die Stützweiten bis zu einer Deckenstärke von 26 cm ohne das Einlegen von Druckbewehrung erreichen. Mit einer Druckbewehrung von drei Stabstählen mit dem Durchmesser von 16 mm sind die Stützweiten bis zur Deckenstärke von 28 cm erreichbar.

Bilden Stegverbundplatten mit voller Steghöhe im Endzustand einen Mehrfeldträger, so können bei den allgemeinen Anforderungen an die Biegeschlankheit die Stützweiten nur bis zu einer Deckenstärke von 32 cm erreicht werden. Die Platten mit dem Standard-Stegabstand können die Grenzstützweiten der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit bis zur Deckenstärke von 22 cm mit der Betongüte C 50 und ohne Druckbewehrung erreichen. Für die erhöhte Anforderung an die Biegeschlankheit können die Platten mit dem Stegabstand von 62,5 cm und einer Stegbreite von 20 cm ab der Betongüte C 25 alle Stützweiten ohne Druckbewehrung erreichen.

Die Stützweiten der Stegverbundplatten mit verringerter Steghöhe, die im Endzustand einen Mehrfeldträger bilden, können die Stützweiten aus der *Tabelle 3.1* für die allgemeine Anforderung bis zur Deckenstärke von 18 cm erreichen. Die Stützweiten der beiden Deckenstärken sind jedoch nur mit einem Stegabstand von 41,7 cm und einer Stegbreite von 25 cm möglich. Der Standard-Stegabstand mit der Stegbreite von 20 cm erreicht sowohl ohne, als auch mit Druckbewehrung keine der Stützweiten.

SVP mit verringerter Steghöhe können bei der erhöhten Anforderung an die Biegeschlankheit die Grenzstützweiten für das mehrfeldrige Endsystem bis zur Deckenstärke von 36 cm erreichen. Mit der Betongüte C 50 können die Stützweiten für die erhöhte Anforderung ab einer Deckenstärke von 20 cm ohne Druckbewehrung erreicht werden und mit der Betongüte C 20 und drei Stabstählen mit dem Durchmesser von 16 mm bereits ab einer Deckenstärke von 18 cm.

Das Verarbeiten einer höheren Betongüte oder das Einbringen von größerer Druckbewehrung zum Erreichen von größeren Stützweiten ist von Fall zu Fall zu untersuchen und stark von den Herstellmöglichkeiten abhängig.

Im Allgemeinen kann gesagt werden, dass sowohl die Stegverbundplatten mit voller und verringerter Steghöhe in Feldmitte den Großteil der aus der Biegeschlankheit begrenzten Stützweiten erreichen und somit eine gute Ausnutzung des Endsystems mit den SVP im Bauzustand erreicht werden kann. Lediglich bei der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit für das mehrfeldrige System können die Stützweiten aus der *Tabelle 3.1* nicht vollständig erreicht werden. Bei den großen Deckendicken sind

die Grenzstützweiten zum Teil nur mit engen Stegabständen und großen Stegbreiten erreichbar. Hier sind die erreichbaren Stützweiten zu untersuchen, die entweder mit dem Aufbringen von Vorspannung (siehe Kapitel 5) erreicht werden können, oder mit einem noch breiteren Steg bei einem größeren Stegabstand. Ebenso ist bei großen Deckendicken vorstellbar, dass bei der Herstellung der Stegverbundplatten im Zwischenraum der Stege auf eine bestimmte Höhe leichtes Füllmaterial (vgl. *Bild 2.8*) eingebaut wird. Dies trägt wesentlich zur Gewichtsreduzierung und somit auch zu größeren Spannweiten bei. Der Vorteil der Massivplatte geht durch die Ortbetonerfüllung hingegen nicht verloren.

Die Stegverbundplatten, die im Bauzustand über zwei Felder gelegt werden, erreichen mit der Betongüte C 20 und C 50 bei einer Druckbewehrung von zwei Rundstäben mit einem Durchmesser von je 12 mm die Grenzstützweiten für die allgemeine Anforderung an die Biegeschlankheit nicht. Legt man hingegen jeweils 3 Stäbe mit einem Durchmesser von je 16 mm bei den gleichen Betongüten ein, so können die Stützweiten bei der allgemeinen Anforderung an die Biegeschlankheit mit der Betongüte C 20 bis zur Deckenstärke von 26 cm und bei der Betongüte C 50 bis zur Deckenstärke von 28 cm erreicht werden. Eine entscheidende Rolle spielt bei diesen Platten jedoch die Handhabung der Platte, da diese große Längen aufweisen. Dies beginnt bereits im Fertigteilwerk beim Abheben aus der Schalung und setzt sich beim Transport der SVP auf die Baustelle fort. Das Verlegen der Stegverbundplatten ist bei größeren Spannweiten nur mit Traversen möglich. Es ist somit im Einzelfall abzustimmen, ob es wirtschaftlicher ist, zwei einzelne Platten auf die Baustelle liefern zu lassen oder diese gleich als Ganzes über zwei Felder zu verlegen.

4. TRAGFÄHIGKEITSUNTERSUCHUNGEN FÜR QUERKRÄFTE

4.1 Allgemeines

Die Stegverbundplatten sind nach der Definition der DIN 1045-1 als Platten zu behandeln. Die Form der Platte ist nicht nur im Endzustand, sondern bereits im Bauzustand laut nachfolgender Definition der DIN vorhanden:

"Ebenes, durch Kräfte rechtwinklig zur Mittelfläche vorwiegend auf Biegung beanspruchtes, flächenförmiges Bauteil, dessen kleinste Stützweite mindestens das Zweifache seiner Bauteildicke beträgt und mit einer Bauteilbreite von mindestens der vierfachen Bauteildicke" [10].

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens untersuchten Bauteildicken liegen zwischen 14 cm und 36 cm, dies bedeutet, dass mindestens Stützweiten von 28 cm erreicht werden müssen. Dies ist auf jeden Fall gegeben. Bei den untersuchten Deckenstärken müssen die Bauteilbreiten je nach Deckendicke größer als 0,56 bzw. 1,44 m sein. Für die Deckenstärke von 36 cm ist eine Bauteilbreite von mindestens 1,44 m erforderlich, um nach der Definition der DIN 1045-1 als Platte zu gelten. Lediglich bei Passplatten kann es vorkommen, dass schmalere benötigt werden. Durch eine entsprechende Planung der Fertigteilkonstruktion können diese Ausnahmefälle jedoch vermieden werden.

Der Vorteil der Form einer Platte gegenüber eines Balkens liegt bei der Querkraft vor allem in der nicht erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung. Die Stege der SVP können somit größten Teils ohne Bügelbewehrung hergestellt werden.

4.2 Querkraftnachweis im Bauzustand

Im Bauzustand werden die auftretenden Vertikalkräfte hauptsächlich von den Stegen aufgenommen. Die aufzunehmenden Kräfte entstehen aus der Belastung durch das Eigengewicht der SVP, der Ortbetonergänzung und der Verkehrslast. Anhand der im Kapitel 3 ermittelten zulässigen Stützweiten und der oben angegebenen Belastung können die Auflagerkräfte V_{Ed} ermittelt werden. Diese werden dann den zugehörigen Bemessungswerten der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ gegenübergestellt. Ist der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft kleiner als $V_{Rd,ct}$, so ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Die nachstehenden exemplarischen Berechnungen sind auf den Standard-Stegabstand von 62,5 cm, der Betongüte C 20, der vollen Steghöhe und auf das statische System eines Einfeldträgers aufgebaut.

Die nach Kapitel 3 erreichbaren Stützweiten für die Standard-Stegverbundplatten mit voller Steghöhe sind in der *Tabelle 4.1* nochmals aufgelistet:

Steg- abstand	Steg- breite	Zulässige Stützweiten [m] bei Deckendicken h in cm von										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	4,40	4,80	5,20	5,60	6,00	6,30	6,70	7,00	7,30	7,60	7,90
62,5	20	5,00	5,50	6,00	6,50	6,90	7,30	7,70	8,10	8,40	8,80	9,10
	25	5,60	6,20	6,70	7,20	7,70	8,20	8,60	9,00	9,40	9,80	10,20

Tabelle 4.1: Zulässige Stützweiten der Betongüte C 20 bei voller Steghöhe

Die maximalen Auflagerkräfte ergeben sich aus der symmetrischen Belastung des Einfeldträgers. Nach der Formel (4.1) lassen sich die Auflagerkräfte pro Steg aus dem Eigengewicht der SVP, der Ortbetonergänzung und der Verkehrslast ermitteln.

$$V_{Ed,0} = \frac{q_d \cdot l}{2} \quad (4.1)$$

$$\text{mit } q_d = (1,35 \cdot h \cdot \gamma_B + 1,5 \cdot p) \cdot s$$

Die nach der Formel (4.1) errechneten Auflagerkräfte sind in der *Tabelle 4.2* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Auflagerkraft $V_{Ed,0}$ pro Steg in kN										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	10,52	12,49	14,63	16,93	19,41	21,71	24,50	27,07	29,77	32,60	35,55
62,5	20	11,95	14,31	16,88	19,65	22,32	25,15	28,15	31,32	34,26	37,74	40,95
	25	13,39	16,13	18,84	21,77	24,90	28,25	31,44	34,80	38,33	42,03	45,90

Tabelle 4.2: Auflagerkräfte in kN pro Steg

Infolge der direkten Einleitung (fächerartige Druckstreben) auflagenaher Lastanteile in das Auflager darf bei der Ermittlung der Schubbewehrung der Bemessungswert V_{Ed} in einer Entfernung d vom Auflagerstand ermittelt werden. Der Bemessungswert V_{Ed} ergibt sich somit nach der Formel (4.2) :

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - q_d \cdot d \quad (4.2)$$

Der Abstand von der Auflagermitte bis zum Auflagerstand ist in die Abminderung für dieses Beispiel nicht mit eingerechnet, da die Auflagerart und -breite für jede Deckenkonstruktion variieren kann.

Die Bemessungswerte der einwirkenden Querkraft V_{Ed} sind für den Standard-Stegabstand in der *Tabelle 4.3* wiedergegeben:

Steg-abstand cm	Steg-breite cm	Bemessungswert V_{Ed} pro Steg in kN										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	9,87	11,68	13,64	15,75	18,02	20,09	22,63	24,94	27,36	29,89	32,54
62,5	20	11,31	13,50	15,89	18,47	20,93	23,53	26,29	29,20	31,85	35,04	37,94
	25	12,74	15,32	17,86	20,59	23,51	26,63	29,58	32,68	35,93	39,33	42,89

Tabelle 4.3: Bemessungswerte V_{Ed}

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit wird gemäß DIN 1045-1 [11] nach der Formel (4.3) ermittelt.

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 * \chi * \eta_1 * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d \quad (4.3)$$

$$\text{mit} \quad \chi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{für Normalbeton}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,02$$

A_{sl} ist die Querschnittsfläche der Zugbewehrung, die mindestens um das Maß d über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt und dort verankert wird. Da die Stegverbundplatten im Fertigteilwerk analog den Elementdecken hergestellt werden, wird die Feldbewehrung nicht gestaffelt. Die errechnete Zugbewehrung wird über die gesamte Plattenlänge eingelegt und bis zum Plattenende geführt, so dass die Zugbewehrung aus der *Tabelle 4.4* den Werten A_{sl} entsprechen. Die *Tabelle 4.4* ist mit der *Tabelle 3.3* identisch.

Steg-abstand cm	Steg-breite cm	Erforderliche Zugbewehrung in cm^2										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	2,66	3,00	3,37	3,77	4,20	4,51	4,99	5,34	5,71	6,10	6,50
62,5	20	3,43	3,93	4,48	5,08	5,55	6,05	6,59	7,15	7,56	8,17	8,62
	25	4,30	5,00	5,59	6,23	6,91	7,64	8,22	8,83	9,47	10,13	10,83

Tabelle 4.4: Erforderliche Zugbewehrung in cm^2

Die nach der Formel (4.3) errechneten Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit sind in der *Tabelle 4.5* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Bemessungswert $V_{Rd,ct}$ der Querkrafttragfähigkeit										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	12,04	13,74	15,49	17,28	18,78	19,97	21,39	22,61	23,84	25,09	26,34
62,5	20	15,88	18,22	20,64	23,12	24,97	26,69	28,43	30,19	31,72	33,51	35,06
	25	19,87	22,90	25,77	28,72	31,17	33,46	35,51	37,58	39,67	41,78	43,91

Tabelle 4.5: Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit in kN

Wie bereits oben erwähnt ist Querkraftbewehrung nicht erforderlich, wenn die einwirkende Querkraft V_{Ed} kleiner ist als der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$. In der *Tabelle 4.6* sind diese beiden Werte miteinander verglichen. Sie gibt an, bei welchen Deckenstärken für den Standard-Stegabstand eine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

Steg- abstand	Steg- breite	Querkraftbewehrung erforderlich ?										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	nein	nein	nein	nein	nein	ja	ja	ja	ja	ja	ja
62,5	20	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein	ja	ja	ja
	25	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein

Tabelle 4.6: Vergleich der beiden Bemessungswerte

Aus der *Tabelle 4.6* ist deutlich herauszulesen, dass nur bei der Stegbreite von 20 cm und ab einer Deckenstärke von 32 cm eine Querkraftbewehrung erforderlich ist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Anteil am Eigengewicht der Konstruktion sehr hoch ist. Bei diesen Deckenstärken ist es bereits sinnvoll, leichtes Füllmaterial zwischen die Stege einzulegen, um das Gewicht der Konstruktion zu verringern. Durch die Gewichtsersparnis kann dann auf die Querkraftbewehrung verzichtet werden.

Für die Deckenstärken, bei denen der Nachweis nicht gelungen ist, kann die zugehörige Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von der Druckstrebenneigung ermittelt werden. Sie liegt zwischen 0,61 und 1,04 cm²/m und ist so gering, dass sie so gut wie vernachlässigbar ist. Auch der Nachweis der Zug- und Druckstrebe ist bei diesen drei Fällen erfüllt.

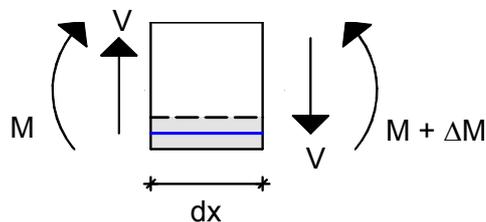
Aus wirtschaftlicher Sicht kann es, je nach Bewehrungsgrad, sinnvoller sein, Gitterträger statt Bewehrungskörbe als Schubbewehrung einzubauen. Im Gegensatz zu Bewehrungskörben können Gitterträger in die Fertigteilelemente mit den vorhandenen Maschinen eingelegt werden und sind als Massenware in unterschiedlichen Abmessungen billig einzukaufen.

4.3 Querkraftnachweis im Endzustand

Im Endzustand wird in den Kontaktflächen der SVP mit der Ortbetonergänzung Verbund aktiviert, der die gemeinsame Tragwirkung der beiden Komponenten sicherstellt. Die Größe der übertragbaren Verbundkräfte ist von der Oberflächenbeschaffenheit des Fertigteils an den entsprechenden Stellen abhängig.

Als erster Schritt wird der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge zwischen Fertigteilplatte und Ortbetonergänzung bestimmt.

Die Bemessungsschubkraft in dieser Fuge kann an Hand der nachfolgenden Skizzen hergeleitet werden. Die *Skizze 4.1* zeigt allgemein den Momentenzuwachs einer Stegverbundplatte auf die Länge dx bezogen auf.

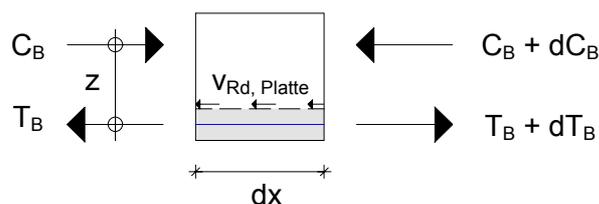


Skizze 4.1: Definition Momentenzuwachs

Wie die obenstehende Skizze zeigt, kann der Momentenzuwachs nach der Formel (4.4) berechnet werden.

$$dM = V \cdot dx \quad (4.4)$$

Die Skizze 4.2 hingegen stellt die, durch die Biegung auftretenden resultierenden Kräfte, bezogen auf die Länge dx , dar.



Skizze 4.2: Definition der auftretenden Kräfte in der Fuge auf die Länge dx

Der Zuwachs der Zugkraft T_B über die Länge dx ergibt sich aus der aufnehmbaren Schubkraft pro Meter Fuge multipliziert über die Länge dx (siehe Formel (4.5)):

$$dT_B = v_{Rd, Platte}(f) \cdot dx \quad (4.5)$$

Der Zuwachs der Kraft T_B entsteht aus dem Momentenzuwachs dividiert durch den inneren Hebelarm z (siehe Formel (4.6)).

Der Momentenzuwachs lässt sich wiederum mit der Formel (4.4) darstellen, so dass sich die Zunahme der Zugkraft aus der Biegung nach der Formel (4.6) darstellen lässt.

$$dT_B = \frac{dM}{z} = \frac{V \cdot dx}{z} \quad (4.6)$$

Setzt man dT_B aus der Formel (4.5) in die Formel (4.6) ein und stellt man anschließend die Formel (4.6) nach der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd, Platte}$ um, so ergibt sich die Formel (4.7):

$$V_{Rd, Platte} = v_{Rd, Platte} \cdot z \quad (4.7)$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft entlang der Fuge zwischen Fertigteil und Ortbetonergänzung kann laut DIN 1045-1 [12] nach der Formel (4.8) berechnet werden.

$$v_{Rd, ct} = \left[0,042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right] \cdot b \quad (4.8)$$

mit $\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton

β_{ct} = Rauigkeitsbeiwert der Fuge nach der *Tabelle 4.10*

μ = Reibungsbeiwert nach der *Tabelle 4.10*

$$\sigma_{Nd} = \frac{n_{Ed}}{b} \geq -0,6 \cdot f_{cd} \quad [\text{in N/mm}^2] \quad (4.9)$$

b = Breite der Kontaktfläche

Mit der Formel (4.9) wird die Normalspannung senkrecht zur Fuge ($\sigma_{Nd} < 0$ als Betondruckspannung) berechnet.

Die Oberfläche der Fertigteilplatten wird analog der von Elementdecken hergestellt. Die Oberflächenbeschaffenheit wird nach der DIN 1045-1 in verschiedene Kategorien unterteilt. Die in Fertigteilwerken hergestellte Oberfläche der Fertigteilplatten kann bei einer definierten Rauigkeit nach DAfStb-Heft 525 in die zweithöchste Kategorie "rau" ($\beta_{ct} = 2,0$ und $\mu = 0,7$) eingestuft werden (*siehe Tabelle 4.10, Zeile 2*).

Zeile	Spalte	1	2
	Oberflächenbeschaffenheit nach 10.3.6. (1)	β_{ct}	μ
1	verzahnt	2,4	1,0
2	rau	2,0 ^a	0,7
3	glatt	1,4 ^a	0,6
4	sehr glatt	0	0,5

^a siehe Absatz (4)

Tabelle 4.7: Oberflächenbeschaffenheit und Beiwerte nach DIN 1045-1

Die errechneten Bemessungswerte der Schubkraft pro Meter Fuge sind in der *Tabelle 4.8* aufgelistet:

Steg-abstand	Steg-breite	Bemessungswert $v_{Rd,ct}$ raue Fuge kN/m										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	109,22	109,39	109,55	109,72	109,88	110,05	110,22	110,38	110,55	110,72	110,88
62,5	20	97,72	97,87	98,02	98,17	98,32	98,47	98,62	98,76	98,91	99,06	99,21
	25	86,23	86,36	86,49	86,62	86,75	86,88	87,01	87,14	87,28	87,41	87,54

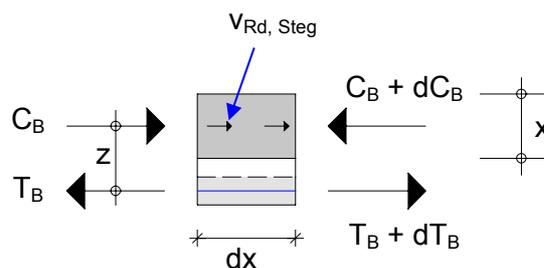
Tabelle 4.8: Schubkraftbemessungswert für die Fuge an der Plattenoberseite

In der *Tabelle 4.9* sind die Bemessungswerte aufgelistet, die pro Steg über die Fuge zwischen Ortbetongergänzung und Oberseite der Fertigteileplatte aufgenommen werden können. Diese Kräfte ergeben sich aus der Multiplikation der Werte aus der *Tabelle 4.8* mit dem inneren Hebelarm z (siehe Formel (4.7)).

Steg-abstand	Steg-breite	Bemessungswert $V_{Rd,ct}$ raue Fuge in kN pro Steg										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	13,27	15,26	17,25	19,26	21,26	23,28	25,29	27,32	29,35	31,39	33,43
62,5	20	11,87	13,65	15,44	17,23	19,02	20,83	22,63	24,44	26,26	28,08	29,91
	25	10,48	12,05	13,62	15,20	16,79	18,38	19,97	21,57	23,17	24,78	26,39

Tabelle 4.9: Aufnehmbare Querkraft durch die Fuge zwischen Plattenoberseite und Ortbetongergänzung in kN

Für die Übertragung der Querkraft über die Fuge zwischen den Stegen und der Ortbetongergänzung werden die Stegflächen stets besonders rau, beispielsweise verzahnt, ausgebildet. Zur Herleitung der aufnehmbaren Schubkraft über den Stegverbund gibt die nachfolgende Skizze Aufschluss.



Skizze 4.3: Definition der auftretenden Kräfte in der Verzahnung auf die Länge dx

Der Zuwachs der Druckkraft C_B aus der Biegung lässt sich aus der aufnehmbaren Schubkraft in der Fuge der Stegverzahnung multipliziert über die Länge dx berechnen:

$$dC_B = v_{Rd,Steg} * dx \tag{4.10}$$

Die Zunahme der Druckkraft kann, analog der Formel (4.6), für die Stegverbundplatten in der Formel (4.11) dargestellt werden.

$$dC_B = \frac{dM}{z} = \frac{V \cdot dx}{z} \tag{4.11}$$

Die aufnehmbare Querkraft aus der Verzahnung der Stege kann somit nach der Formel (4.12) berechnet werden.

$$V_{Rd,Steg} = v_{Rd,Steg} \cdot z \tag{4.12}$$

Die Berechnung der aufnehmbaren Schubkraft aus der Fuge der Stegverzahnung $v_{Rd,ct}$ kann nach der Formel (4.13) vorgenommen werden.

$$v_{Rd,ct} = \left[0,042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \right] \cdot x \cdot 2 \tag{4.13}$$

- mit $\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton
- β_{ct} = Rauigkeitsbeiwert der Stegverzahnung
nach *Tabelle 4.10*
- μ = Reibungsbeiwert nach *Tabelle 4.10*
- x = Breite der Druckzone (= $0,5 \cdot d$)

Die Seitenflächen der Stege werden mit dem Trapezprofil, das den Bedingungen nach Bild 4.1 entsprechen (oder gleichwertigen Maßnahmen), hergestellt. Sie werden dadurch nach der DIN 1045-1 mit dem höchsten Rauigkeits- und Reibungsbeiwert der Kategorie "verzahnt" ($\beta_{ct} = 2,4$ und $\mu = 1,0$) versehen.

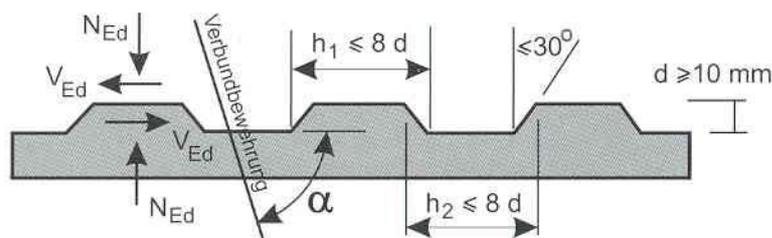


Bild 4.1: Profilierung nach DIN 1045-1 für die Oberflächenbeschaffenheit "verzahnt"

Die nach der Formel berechneten Bemessungswerte der Schubkraft zwischen den Stegen und der Ortbetonergänzung sind in der *Tabelle 4.10* zusammengestellt:

Steg- abstand	Steg- breite	Bemessungswert $v_{rd,ct}$ Verzahnung in kN/m											
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
cm	cm												
	15	36,94	42,41	47,88	53,35	58,83	64,30	69,77	75,24	80,72	86,19	91,66	
62,5	20	36,94	42,41	47,88	53,35	58,83	64,30	69,77	75,24	80,72	86,19	91,66	
	25	36,94	42,41	47,88	53,35	58,83	64,30	69,77	75,24	80,72	86,19	91,66	

Tabelle 4.10: Schubkraftbemessungswert entlang der Fuge zwischen Ortbetonergänzung und Stege

Multipliziert man die Werte aus der *Tabelle 4.11* mit dem inneren Hebelarm (z) des Kräftepaars, so erhält man den Bemessungswert der Querkraft pro Steg, die in der nächsten Tabelle aufgelistet sind:

Steg-abstand	Steg-breite	Bemessungswert $V_{rd,ct}$ Verzahnung in kN pro Steg										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	4,49	5,92	7,54	9,36	11,38	13,60	16,01	18,62	21,43	24,43	27,64
	62,5	4,49	5,92	7,54	9,36	11,38	13,60	16,01	18,62	21,43	24,43	27,64
	25	4,49	5,92	7,54	9,36	11,38	13,60	16,01	18,62	21,43	24,43	27,64

Tabelle 4.11: Bemessungswert der Querkraft für die Verzahnung pro Steg in kN

Der Bemessungswert der Querkraft im Endzustand pro Meter lässt sich durch Addition der einzelnen Werte aus den *Tabellen 4.5, 4.9 und 4.11* und dem anschließenden Dividieren durch den Stegabstand errechnen. Die einzelnen Werte sind für den Standard-Stegabstand von 62,5 cm in der *Tabelle 4.12* zusammengefasst.

Steg-abstand	Steg-breite	Zusammenfassung Bemessungswerte $V_{Rd,ct}$ im Endzustand										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	47,67	55,86	64,45	73,44	82,27	90,95	100,31	109,68	119,40	129,45	139,85
	62,5	51,58	60,47	69,79	79,54	88,60	97,78	107,32	117,21	127,05	137,65	148,18
	25	55,73	65,38	75,10	85,26	94,94	104,70	114,39	124,44	134,83	145,59	156,69

Tabelle 4.12: Bemessungswert der Querkraft im Endzustand pro m

In wie weit die Stegverbundplatten im Endzustand in Bezug auf die Schubkräfte ausreichend sind, kann nicht verallgemeinert werden. Denn je nach Nutzung der Decke und der daraus entstehenden Belastung ist für jeden Einzelfall die aufzunehmende Querkraftkraft neu zu ermitteln. Bei höherer Beanspruchung als in der *Tabelle 4.15* ist Querkraftbewehrung erforderlich.

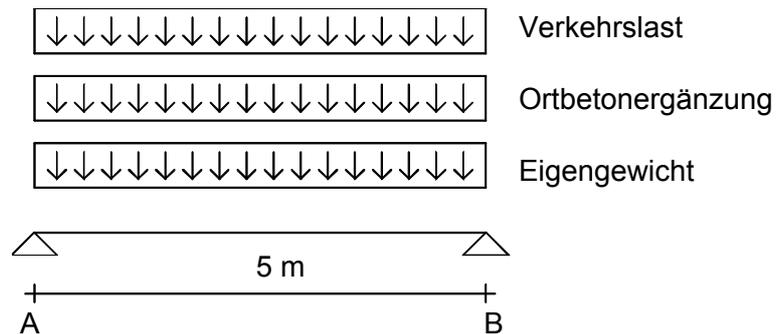
4.4 Beispielrechnung

Anhand von zwei Beispielen werden nachfolgend die Querkräfte einmal für den Einsatz der Stegverbundplatten im Wohnungsbau und einmal für den Industriebau ermittelt. Die beiden Beispiele werden bei der Kalkulation der Stegverbundplatten im Kapitel 7 wieder verwendet.

Für das Beispiel "Wohnungsbau" wird eine 18 cm starke Decke für eine maximal zu überbrückende Spannweite von 5,00 m angenommen. Die Auflager bestehen aus 24 cm starken Ziegelwänden, auf denen die Platten jeweils 10 cm aufliegen. Die Stegverbundplatten haben einen Stegabstand von 62,5 cm, bei einer Stegbreite von 20 cm und werden mit der Betongüte C 20 hergestellt. Die Ortbetonerfüllung wird ebenfalls mit der Betongüte C 20 ausgeführt.

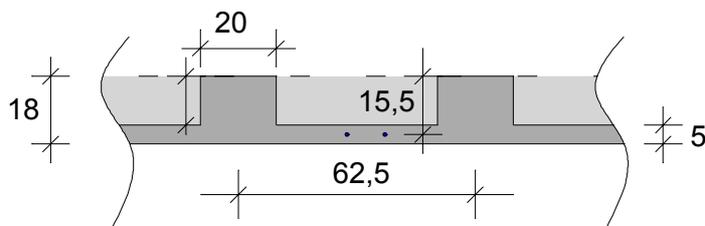
Für den Bauzustand kann der Querkraftnachweis wie folgt geführt werden:

Statisches System



Skizze 4.4: Statisches System der SVP für das Beispiel "Wohnungsbau"

Querschnitt der Stegverbundplatte (in cm):



Skizze 4.5: Querschnitt der SVP für das Beispiel "Wohnungsbau"

Die Belastungen pro Steg im Bauzustand sind nachfolgend zusammengefasst:

$$\text{Eigengewicht} = (0,05 * 0,625 + 0,13 * 0,20) * 25 = 1,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ortbetoneergänzung} = (0,625 - 0,20) * 0,13 * 25 = 1,38 \text{ kN/m}$$

$$\text{Verkehrslast} = 1,5 * 0,625 = 0,94 \text{ kN/m}$$

Die Auflagerkräfte A und B lauten:

$$A = B = \frac{[1,35 * (1,43 + 1,38) + 1,5 * 0,938] * 5,0}{2} = 13,00 \text{ kN}$$

Nachweis der Querkraft:

In Folge der direkten Lagerung am Auflager darf der Bemessungswert V_{Ed} um den Abstand d vom Auflagerabstand abgemindert werden:

$$V_{Ed} = 13,00 - (1,35 * (1,43 + 1,38) + 1,5 * 0,938) * (0,155 + 0,05) = 11,93 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ ergibt sich aus der Formel (4.3). Hierfür ist zunächst der Bewehrungsgehalt der Zugbewehrung zu ermitteln:

Für die maßgebende Zugbewehrung ist sowohl die Bewehrung für den Bauzustand als auch für den Endzustand zu ermitteln und miteinander zu vergleichen. Die Bewehrung für den Bauzustand lässt sich wie folgt ermitteln:

$$M_{Ed} = \frac{[1,35 * (1,43 + 1,38) + 1,5 * 0,94] * 5,0^2}{8} = 16,26 \text{ kNm} \hat{=} 0,01626 \text{ MNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{0,01626}{0,2 * 0,155^2 * 11,3} = 0,299 \quad \Rightarrow \quad \omega = 0,3690$$

Die zugehörige Bewehrung ergibt sich zu:

$$A_s = \frac{(0,369 * 0,20 * 0,155 * 11,3)}{435} * 10^4 = 2,97 \text{ cm}^2 / \text{Steg}$$

Zur Ermittlung der Bewehrung für den Endzustand sind zunächst die Lasten für den Endzustand zu ermitteln:

18 cm starke Decke	$0,18 * 25 =$	4,50 kN/m ²
Aufbau		1,40 kN/m ²
Verkehrslast		1,50 kN/m ²
Zuschlag leichte Trennwände		1,25 kN/m ²
		<hr/>
		2,75 kN/m ² 5,90 kN/m ²

Das zugehörige Moment pro Steg ergibt sich aus:

$$M_{Ed} = \frac{[1,35 * 5,90 + 1,5 * 2,75] * 5,0^2}{8} * 0,625 = 23,61 \text{ kNm / Steg} \hat{=} 0,02361 \text{ MNm / Steg}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{0,02361}{0,625 * 0,155^2 * 11,3} = 0,14 \quad \Rightarrow \quad \omega = 0,1478$$

Die Zugbewehrung lässt sich somit wie folgt ermitteln:

$$A_s = \frac{(0,1478 * 0,625 * 0,155 * 11,3)}{435} * 10^4 = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{Steg}$$

Der Vergleich der beiden Bewehrungsmengen zeigt, dass der Endzustand maßgebend ist. Jetzt kann der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ pro Steg ermittelt werden:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 * \chi * (100 * \rho_l * 20)^{\frac{1}{3}} \right] * 0,20 * 0,155$$

$$\text{mit} \quad \chi = 1 + \sqrt{\frac{200}{155}} = 2,14 \geq 2,0 \Rightarrow 2,0$$

$$\text{und} \quad \rho_l = \frac{3,72}{20 * 15,5} = 0,012 \leq 0,02 \Rightarrow 0,012$$

$$\Rightarrow V_{Rd,ct} = \left[0,10 * 2,0 * (100 * 0,012 * 20)^{\frac{1}{3}} \right] * 0,20 * 0,155 * 1000 = 17,88 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft $V_{Rd,ct}$ ist größer als der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} , somit ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Für den Nachweis der Querkraft im Endzustand müssen die Auflagerkräfte mit der Belastung für den Endzustand (siehe oben) neu bestimmt werden:

$$A = B = \frac{(1,35 * 5,9 + 1,5 * 2,75) * 5,0}{2} * 0,625 = 18,89 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft über die Fuge der Fertigteilplatte lässt sich nach der Formel (4.8) wie folgt berechnen:

$$v_{Rd,ct} = \left[0,042 * 1,0 * 2,0 * 20^{\frac{1}{3}} - 0,7 * (-0,15 * 25) / 1000 \right] * 2 * 0,20 = 0,09 \text{ MN/m Steg}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,09 * 0,9 * 0,155 = 0,01287 \text{ MN/Steg} \hat{=} 12,86 \text{ kN/Steg}$$

Den Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft über die Stegverzahnung lässt sich nach der Formel (4.13) ermitteln:

$$v_{Rd,ct} = \left[0,042 * 1,0 * 2,4 * 20^{\frac{1}{3}} \right] * 2 * \frac{0,155}{2} = 0,04241 \text{ MN/m Steg}$$

$$V_{rd,ct} = 0,04241 * 0,9 * 0,155 = 0,005916 \text{ MN / Steg} \hat{=} 5,92 \text{ kN / Steg}$$

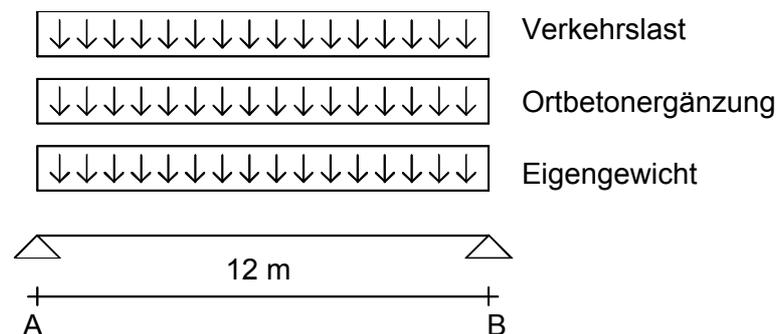
Die gesamte aufnehmbare Querkraft im Endzustand kann somit der einwirkenden Querkraft gegenübergestellt werden:

Aufnehmbare Querkraft aus dem Steg	17,88 kN/Steg
Aufnehmbare Querkraft aus der Fuge	12,86 kN/Steg
Aufnehmbare Querkraft aus der Stegverzahnung	5,92 kN/Steg
<hr/>	
Summe der aufnehmbaren Querkräfte	36,66 kN/Steg

Die einwirkende Querkraft im Endzustand steht mit 18,89 kN/Steg der aufnehmbaren Querkraft mit 36,66 kN/Steg gegenüber und sagt somit aus, dass keine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

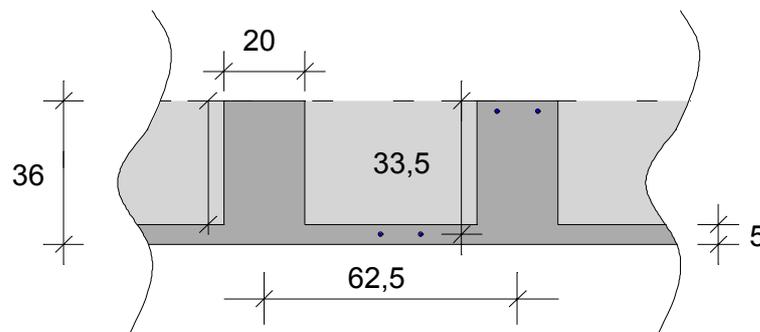
Nach dem Beispiel "Wohnungsbau" wird nachfolgend die Querkrafttragfähigkeit für das Beispiel "Industriebau" dargelegt. Für den Industriebau wird eine Lagerhalle mit einer Deckenstärke von 36 cm angenommen. Die maximale Stützweite ist auf 12,00 m festgelegt. Für die Decken sollen Stegverbundplatten mit voller Steghöhe eingebaut werden, die einen Stegabstand von 62,5 cm bei einer Stegbreite von 20 cm haben. Die Stegverbundplatten werden mit der Betongüte C 40 hergestellt, die Ortbetonerfüllung mit der baustellenüblichen Betongüte C 20. Die SVP liegen mit jeweils 15 cm auf Unterzügen auf.

Das statische System dieses Deckensystems ist in der nachfolgenden Skizze dargestellt:



Skizze 4.6: Statisches System der SVP für das Beispiel "Industriebau"

Der Querschnitt der Stegverbundplatte für das Beispiel "Industriebau" ist in der Skizze 4.7 zu sehen:



Skizze 4.7: Querschnitt der SVP für das Beispiel "Industriebau"

Für den Nachweis der Querkraft im Bauzustand sind zunächst die Belastungen und die Auflagerkräfte zu ermitteln:

$$\text{Eigengewicht} = (0,05 \cdot 0,625 + 0,31 \cdot 0,20) \cdot 25 = 2,33 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ortbetonerfüllung} = (0,625 - 0,20) \cdot 0,31 \cdot 25 = 3,29 \text{ kN/m}$$

$$\text{Verkehrslast} = 1,5 \cdot 0,625 = 0,938 \text{ kN/m}$$

Die Auflagerkräfte A und B lauten:

$$A = B = \frac{[1,35 * (2,33 + 3,29) + 1,5 * 0,938] * 12,0}{2} = 53,96 \text{ kN}$$

Nachweis der Querkraft und der Zugstrebe:

Aufgrund der direkten Lagerung an den Auflagern können die einwirkenden Querkräfte wie folgt abgemindert werden:

$$V_{Ed} = 53,96 - (1,35 * (2,33 + 3,29) + 1,5 * 0,938) * (0,335 + 0,075) = 50,27 \text{ kN}$$

Zur Berechnung der aufnehmbaren Querkraft muss zunächst die Zugbewehrung berechnet werden. In wie weit der Bau- oder Endzustand hierfür maßgebend ist, zeigt die nachstehende Berechnung:

$$M_{Ed} = \frac{[1,35 * (3,29 + 2,33) + 1,5 * 0,94] * 12,0^2}{8} = 161,95 \text{ kNm} \hat{=} 0,162 \text{ MNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{0,1620}{0,2 * 0,335^2 * 22,7} = 0,318 \quad \Rightarrow \quad \omega = 0,4024$$

Die zugehörige Bewehrung ergibt sich aus:

$$A_s = \frac{(0,4024 * 0,20 * 0,315 * 22,7)}{435} * 10^4 = 13,23 \text{ cm}^2 / \text{Steg}$$

Die Lastermittlung für die Berechnung der Zugbewehrung im Endzustand ist nachfolgend aufgelistet:

36 cm starke Decke	0,36*25 =	9,00 kN/m ²
Aufbau		0,50 kN/m ²
Verkehrslast		5,00 kN/m ²
	5,00 kN/m ²	9,50 kN/m ²

Das maximale Moment in Feldmitte kann wie folgt ermittelt werden:

$$M_{Ed} = \frac{[1,35 * 9,50 + 1,5 * 5,00] * 12,0^2}{8} * 0,625 = 228,66 \text{ kNm / Steg} \hat{=} 0,2287$$

$$\mu_{Eds} = \frac{0,2287}{0,625 * 0,315^2 * 22,7} = 0,162 \quad \Rightarrow \quad \omega = 0,4024$$

Die Zugbewehrung lässt sich somit wie folgt ermitteln:

$$A_s = \frac{(0,1721 * 0,625 * 0,315 * 22,7)}{435} * 10^4 = 17,68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Der Vergleich der beiden Bewehrungsmengen zeigt, dass der Endzustand maßgebend ist. Jetzt kann der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ ermittelt werden:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 * \chi * (100 * \rho_1 * 20)^{\frac{1}{3}} \right] * 0,2 * 0,335$$

$$\text{mit } \chi = 1 + \sqrt{\frac{200}{335}} = 1,77 \leq 2,0 \Rightarrow 1,77$$

$$\text{und } \rho_1 = \frac{17,68}{20 * 33,5} = 0,026 \geq 0,02 \Rightarrow 0,02$$

$$\Rightarrow V_{Rd,ct} = \left[0,10 * 1,77 * (100 * 0,02 * 40)^{\frac{1}{3}} \right] * 0,2 * 0,335 * 1000 = 51,10 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft $V_{Rd,ct}$ ist größer als der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} , somit ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Für den Nachweis der Querkraft im Endzustand müssen die Auflagerkräfte mit der Belastung für den Endzustand (siehe oben) neu bestimmt werden.

$$A = B = \frac{(1,35 * 9,5 + 1,5 * 5,0) * 12,0}{2} * 0,625 = 76,22 \text{ kN/Steg}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft über die Fuge der Fertigteilplatte lässt sich nach der Formel (4.8) berechnen. Für den charakteristischen Wert der Betondruckfestigkeit des Ortbetons oder des Fertigteils ist der kleinere Wert maßgebend.

$$v_{Rd,ct} = \left[0,042 * 1,0 * 2,0 * 20^{\frac{1}{3}} - 0,7 * (-0,35 * 25) / 1000 \right] * 2 * 0,20 = 0,0937 \text{ MN/m}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,0937 * 0,9 * 0,335 = 0,02824 \text{ MN/Steg} \hat{=} 28,24 \text{ kN/Steg}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft über die Stegverzahnung lässt sich nach der Formel (4.13) ermitteln:

$$v_{Rd,ct} = \left[0,042 * 1,0 * 2,4 * 20^{\frac{1}{3}} \right] * 2 * \frac{0,335}{2} = 0,0917 \text{ MN/m}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,0917 * 0,9 * 0,335 = 0,02764 \text{ MN/Steg} \hat{=} 27,64 \text{ kN/Steg}$$

Die gesamte aufnehmbare Querkraft im Endzustand kann somit der einwirkenden Querkraft gegenübergestellt werden:

Aufnehmbare Querkraft aus dem Steg	51,10 kN/Steg
Aufnehmbare Querkraft aus der Fuge	28,24 kN/Steg
Aufnehmbare Querkraft aus der Stegverzahnung	27,64 kN/Steg
<hr/>	
Summe der aufnehmbaren Querkräfte	106,98 kN/Steg

Die einwirkende Querkraft im Endzustand steht mit 76,22 kN/Steg der aufnehmbaren Querkraft mit 106,98 kN/Steg gegenüber und stellt somit dar, dass keine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

5. VORGESPANNTE STEGVERBUNDPLATTEN

5.1 Allgemeines

Wie im Kapitel 1 bereits erwähnt, sind SVP auch für Vorspannung geeignet, so dass bei der Untersuchung dieser Variante große Stützweiten zu erwarten sind. Für das Vorspannen von SVP kommt aus wirtschaftlichen Erwägungen nur die Vorspannung mit sofortigem Verbund in Frage.

Zur Vorspannung mit sofortigem Verbund sind Litzen mit den Durchmessern von 6,9 mm, 9,3 mm, 11,0 mm und 12,5 mm zugelassen. In den hier aufgeführten Berechnungen werden nur Litzen mit den Durchmessern von 9,3 mm und 12,5 mm untersucht. Es werden 2, 3, 4 oder 5 Litzen pro Stegabstand eingelegt, das entspricht den Achsabständen von 31,25 cm, 20,83 cm, 15,63 cm bzw. 12,50 cm. Anders ausgedrückt sind dies 8, 12, 16 oder 20 Litzen pro 2,50 m Plattenbreite. Die Dicke der Fertigteilplatte ist auf Grund der Mindestbetondeckung ($\min c \geq 2,5 \cdot d_p$) bei den 9,3 mm starken Litzen auf 6 cm und bei den 12,5 mm starken Litzen auf 8 cm zu erhöhen. Im vorliegenden Rahmen werden die Untersuchungen der Tragfähigkeit der Stegverbundplatten mit Vorspannung durch sofortigen Verbund bei voller Steghöhe für die Betongüten C 30, C 40 und C 50 durchgeführt.

5.2 Bemessung

Die in die SVP einzubringende Vorspannkraft P_∞ soll 70 % des einwirkenden Feldmomentes im Bauzustand aufnehmen, die restlichen 30 % sollen von der schlaff eingelegten Bewehrung aufgenommen werden. Die Belastung im Bauzustand entsteht, analog den Stegverbundplatten mit schlaff eingelegter Bewehrung, aus dem Eigengewicht, der Ortbetonerfüllung und der Verkehrslast. Die Verluste, die aus Schwinden und Kriechen für den kurzen Zeitraum bis nach Erhärten der Ortbetonerfüllung auftreten, werden überschlägig mit 3 % angenommen. Nach dem Erhärten der Ortbetonerfüllung wirkt die Vorspannkraft auf die gesamte Deckenstärke ein, so dass nach dem Erhärtungszeitraum die Kriech- und Schwindverluste unbedeutend klein sind und somit bei der Bemessung der Fertigteile vernachlässigt werden können.

Mit den angesetzten 3 % Schwind- und Kriechverlusten kann folgende Formel für die erforderliche Vorspannkraft P_3 aufgestellt werden:

$$P_\infty = 0,97 * P_0 \quad (5.1)$$

mit $P_3 =$ erforderliche Vorspannkraft
 $P_0 =$ initiale Vorspannkraft

Die erforderliche Vorspannkraft P_∞ , die 70 % des Feldmomentes aufnehmen soll, lässt sich nach folgender Formel berechnen:

$$P_\infty = \frac{0,7 * M_{Eds}}{\frac{W_c}{A_c} + z_{cp}} \quad (5.2)$$

mit: $M_{Eds} =$ maximales Feldmoment aus dem Eigengewicht der SVP,
der Ortbetonergänzung und der Verkehrslast

$W_c =$ Widerstandsmoment des Betonquerschnitts

$$W_c = \frac{I_c}{z}$$

mit $I_c =$ Trägheitsmoment des Betonquerschnitts

$z =$ Abstand vom Schwerpunkt zum unteren Rand

$A_c =$ Fläche des Betonquerschnitts

$z_{cp} =$ Abstand des Spannstahls zur Schwerachse der SVP

$$z_{cp} = e_s - \text{nom}_c - \frac{d_p}{2} \quad (\text{nom}_c, \text{ da Spannglieder im Fertigteilwerk eingebaut werden})$$

Bei der Bemessung der SVP für die Herstellung im Spannbettverfahren ist die Abnahme der initialen Vorspannkraft P_0 zu berücksichtigen. Die Vorspannkraft fällt bei der Umlagerung vom Spannbett auf das Fertigteil in Folge der Verkürzung und Verkrümmung des Bauteils ab. Die initiale Vorspannkraft kann wie folgt berechnet werden:

$$P_0 = P_0^{(0)} * \left(1 - \frac{\alpha_p * \rho_p * \left[1 + \left(\frac{z_{ip}}{i_i} \right)^2 \right]}{1 + \alpha_p * \rho_p} \right) \quad (5.3)$$

mit: P_0 Initiale Vorspannkraft im Bauteil

$P_0^{(0)}$ Im Spannbett aufgebrauchte Vorspannkraft

$$P_0^{(0)} = \sigma_{Pm0} * A_p$$

mit σ_{Pm0} = Spannung unmittelbar nach dem Spannen

$$\sigma_{Pm0} = 0,85 * f_{p0,1k} = 0,85 * 1500 = 1275 \text{ N/mm}^2$$

A_p = Querschnittsfläche der Spannglieder

α_p = E-Modulverhältnis von Spannstahl und Beton

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c}$$

mit E_p = E-Modul des Spannstahls

E_c = E-Modul der Betongüte

ρ_p = Bewehrungsgrad der Spannbewehrung

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

mit A_p = Querschnittsfläche der Spannglieder

A_c = Querschnittsfläche Beton

z_{ip} = Unterschied zwischen der Schwerachse des Betonquerschnitts und
des ideellen Querschnitts A_i

$$z_{ip} = z_{cp} - z_{ci} = z_{cp} - \left(\frac{(\alpha_p - 1) * A_p}{A_i} * z_{cp} \right)$$

A_i = Ideelle Querschnittsfläche

$$A_i = A_c + (\alpha_p - 1) * A_p$$

i_i = Trägheitsradius des ideellen Querschnitts

$$i_i = \sqrt{\frac{I_i}{A_i}}$$

mit I_i = Trägheitsmoment des ideellen Querschnitts

$$I_i = I_c + (\alpha_p - 1) * A_p * z_{ip} * z_{cp}$$

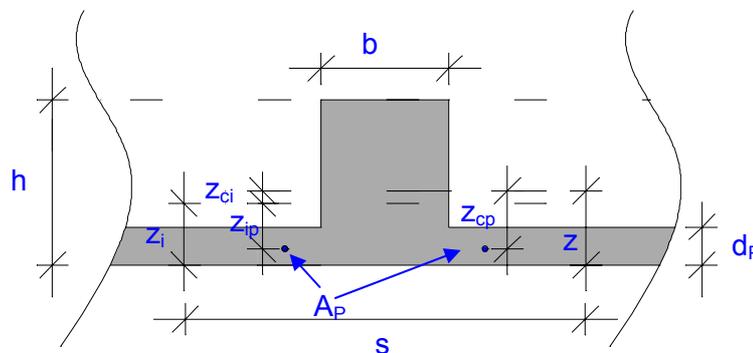
Setzt man nun die Formel 5.3 und 5.2 in die Formel 5.1 ein, so ergibt sich die Formel 5.4 :

$$\frac{0,7 * M_{Eds}}{\frac{W_c}{A_c} + z_{cp}} = 0,97 * [P_0^{(0)} * \left(1 - \frac{\alpha_p * \rho_p * \left[1 + \left(\frac{z_{ip}}{i_i} \right)^2 \right]}{1 + \alpha_p * \rho_p} \right)] \quad (5.4)$$

Mit Hilfe der Formel 5.4 können nun die maximal erreichbaren Stützweiten berechnet werden, indem man die Formel nach der Stützweite l auflöst. Die nach der erreichbaren Stützweite umgestellten Formel ist nachfolgend dargestellt:

$$l = \sqrt{\frac{8 * 0,97 * P_0^{(0)} * \left\{ 1 - \frac{\alpha_p * \rho_p * \left[1 + \left(\frac{z_{ip}}{i_i} \right)^2 \right]}{1 + \alpha_p * \rho_p} \right\} * \left(\frac{W_c}{A_c} + z_{cp} \right)}{0,7 * \{ 1,35 * [d_p * s + (h - d_p) * b] * \gamma_B + 1,35 * (h - d_p) * (s - b) * \gamma_B + 1,5 * p * s \}}} \quad (5.5)$$

Die Grundlagen für die oben aufgeführten Parameter sind nachfolgend für Stegverbundplatten graphisch dargestellt:



Skizze 5.1: Definition der Parameter und Abkürzungen

Plattenhöhe	=	h
Stegbreite	=	b
Plattendicke	=	d_p
Stegabstand	=	s
Schwerachse Betonquerschnitt	=	z
Abstand der Spannglieder von der Schwerachse des Betonquerschnitts	=	z_{cp}
Schwerachse des ideellen Querschnitts	=	z_i
Abstand der Spannglieder von der Schwerachse des ideellen Querschnitts	=	z_{ip}
Unterschied zwischen dem ideellen Querschnitt und dem Betonquerschnitt	=	z_{ci}
Querschnittsfläche des Spannstahls	=	A_p

Nachstehend ist für die Betongüte C 30 und den Standard-Stegabstand von 62,5 cm die Berechnung der erreichbaren Stützweiten durchgeführt. Die Stützweiten für die weiteren Litzendurchmesser und Litzenanzahl sind in der Anlage I dem Forschungsbericht beigelegt.

Für den E-Modul des Spannstahls wird $E_p = 195.000 \text{ N/mm}^2$ und für den E-Modul der Betongüte C 30 wird $E_{cm} = 31.900 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt.

Die nachstehende Tabelle listet die für die Formel (5.5) benötigten Zwischenwerte tabellarisch auf. Als Bewehrung für die Vorspannung werden 2 Litzen mit je 9,3 mm pro Steg angenommen. In der Tabelle sind die Belastungen aus dem Eigengewicht mit dem Index g_1 , die Belastung aus der Ortbetonergänzung mit dem Index g_2 und die Belastung aus der Verkehrslast mit p angegeben. Die Querschnittsfläche des Spannstahls beträgt in diesem Beispiel 102 mm^2 pro Steg.

Steg- abstand	Zwischen- werte	Einheit	Steg- breite	Zwischenwerte zur Berechnung der erreichbaren Stützweiten												
				cm	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
62,5	$P_0^{(0)}=$	[kN]	15	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60
	$\alpha_p=$	[-]		6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11
	es=	[cm]		5,29	5,92	6,59	7,29	8,02	8,78	9,55	10,35	11,16	11,98	12,82		
	$z_{cp}=$	[cm]		2,32	2,95	3,62	4,33	5,06	5,81	6,59	7,38	8,19	9,02	9,85		
	$A_c=$	[cm ²]		525,00	555,00	585,00	615,00	645,00	675,00	705,00	735,00	765,00	795,00	825,00		
	$A_i=$	[cm ²]		530,32	560,32	590,32	620,32	650,32	680,32	710,32	740,32	770,32	800,32	830,32		
	$z_{ip}=$	[cm]		2,30	2,93	3,59	4,29	5,02	5,77	6,54	7,33	8,14	8,96	9,79		
	$I_c=$	[cm ⁴]		9232	13136	18017	23952	31020	39292	48839	59732	72036	85820	101148		
	$I_i=$	[cm ⁴]		9260	13182	18086	24051	31155	39470	49068	60019	72391	86249	101661		
	$i_i=$	[cm]		4,18	4,85	5,54	6,23	6,92	7,62	8,31	9,00	9,69	10,38	11,07		
	$W_c=$	[cm ³]		1747	2219	2734	3284	3866	4476	5112	5773	6457	7163	7891		
	$\rho_p=$	[-]		0,0020	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014	0,0013	0,0013		
	g1	[kN/m]		1,31	1,39	1,46	1,54	1,61	1,69	1,76	1,84	1,91	1,99	2,06		
	g2	[kN/m]		1,19	1,43	1,66	1,90	2,14	2,38	2,61	2,85	3,09	3,33	3,56		
	p	[kN/m]		0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94		
	$P_0^{(0)}=$	[kN]	20	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	
	$\alpha_p=$	[-]		6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	
	es=	[cm]		5,78	6,51	7,27	8,06	8,88	9,71	10,56	11,42	12,30	13,18	14,08		
	$z_{cp}=$	[cm]		2,82	3,55	4,31	5,10	5,91	6,74	7,59	8,46	9,33	10,22	11,11		
	$A_c=$	[cm ²]		575,00	615,00	655,00	695,00	735,00	775,00	815,00	855,00	895,00	935,00	975,00		
	$A_i=$	[cm ²]		580,32	620,32	660,32	700,32	740,32	780,32	820,32	860,32	900,32	940,32	980,32		
	$z_{ip}=$	[cm]		2,79	3,52	4,28	5,06	5,87	6,70	7,54	8,40	9,28	10,16	11,05		
	$I_c=$	[cm ⁴]		11139	15859	21729	28844	37294	47168	58553	71533	86195	102621	120894		
	$I_i=$	[cm ⁴]		11181	15925	21827	28981	37479	47408	58857	71911	86655	103173	121547		
	$i_i=$	[cm]		4,39	5,07	5,75	6,43	7,12	7,79	8,47	9,14	9,81	10,47	11,13		
	$W_c=$	[cm ³]		1926	2435	2987	3577	4201	4858	5546	6263	7010	7785	8588		
	$\rho_p=$	[-]		0,0018	0,0017	0,0016	0,0015	0,0014	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011		
	g1	[kN/m]		1,44	1,54	1,64	1,74	1,84	1,94	2,04	2,14	2,24	2,34	2,44		
	g2	[kN/m]		1,06	1,28	1,49	1,70	1,91	2,13	2,34	2,55	2,76	2,98	3,19		
	p	[kN/m]		0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94		
	$P_0^{(0)}=$	[kN]	25	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	132,60	
	$\alpha_p=$	[-]		6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	
	es=	[cm]		6,20	7,00	7,83	8,68	9,55	10,43	11,32	12,23	13,15	14,07	15,00		
	$z_{cp}=$	[cm]		3,24	4,04	4,86	5,71	6,58	7,46	8,36	9,27	10,18	11,10	12,04		
	$A_c=$	[cm ²]		625,00	675,00	725,00	775,00	825,00	875,00	925,00	975,00	1025,00	1075,00	1125,00		
	$A_i=$	[cm ²]		630,32	680,32	730,32	780,32	830,32	880,32	930,32	980,32	1030,32	1080,32	1130,32		
$z_{ip}=$	[cm]	3,21		4,00	4,83	5,67	6,54	7,42	8,31	9,22	10,13	11,05	11,98			
$I_c=$	[cm ⁴]	12808		18225	24945	33078	42730	54006	67011	81848	98620	117428	138375			
$I_i=$	[cm ⁴]	12864		18311	25070	33250	42958	54300	67380	82302	99168	118081	139142			
$i_i=$	[cm]	4,52		5,19	5,86	6,53	7,19	7,85	8,51	9,16	9,81	10,45	11,10			
$W_c=$	[cm ³]	2066		2604	3187	3812	4476	5179	5917	6692	7502	8346	9225			
$\rho_p=$	[-]	0,0017		0,0015	0,0014	0,0013	0,0013	0,0012	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010	0,0009			
g1	[kN/m]	1,56		1,69	1,81	1,94	2,06	2,19	2,31	2,44	2,56	2,69	2,81			
g2	[kN/m]	0,94		1,13	1,31	1,50	1,69	1,88	2,06	2,25	2,44	2,63	2,81			
p	[kN/m]	0,94		0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94			

Tabelle 5.1: Zwischenwerte zur Berechnung der Stützweiten unter Vorspannung

Setzt man die entsprechenden Zwischenwerte aus der *Tabelle 5.1* in die Formel (5.5) ein, so können die erreichbaren Stützweiten berechnet werden. Sie sind nachfolgend in der *Tabelle 5.3* zusammengefasst:

Steg- abstand	Steg- breite	Stützweiten										
cm	cm	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
	15	4,13	4,40	4,62	4,81	4,97	5,11	5,24	5,34	5,44	5,52	5,59
62,5	20	4,32	4,57	4,78	4,95	5,10	5,23	5,34	5,44	5,52	5,60	5,67
	25	4,45	4,69	4,88	5,05	5,19	5,31	5,41	5,50	5,58	5,65	5,71

Tabelle 5.2: Erreichbare Stützweiten mit 2 Spannlitzen je 9,3 mm Durchmesser

Die Begrenzung der Biegeschlankheit, die im Kapitel 3 das maßgebende Kriterium darstellt, trifft nur für schlaff bewehrte Bauteile zu und muss somit hier nicht weiter untersucht werden. Durch das Aufbringen der Vorspannkraft wölbt sich das Fertigteil nach oben und es entsteht ein negativer Durchhang, der bei Belastung des Fertigteils zuerst überwunden werden muss, bevor sich eine Durchbiegung einstellt.

5.3 Vergleich der erreichbaren Stützweiten aus Vorspannung mit Stützweiten aus schlaffer Bewehrung

Im *Diagramm 5.1* sind die erreichbaren Stützweiten der Standard-Stegverbundplatten aus Spannbeton den Stegverbundplatten aus Stahlbeton (ohne Druckbewehrung) gegenübergestellt. Sowohl die SVP mit Spannlitzen als auch die Platten mit schlaffer Bewehrung sind in der Betongüte C 30 hergestellt.

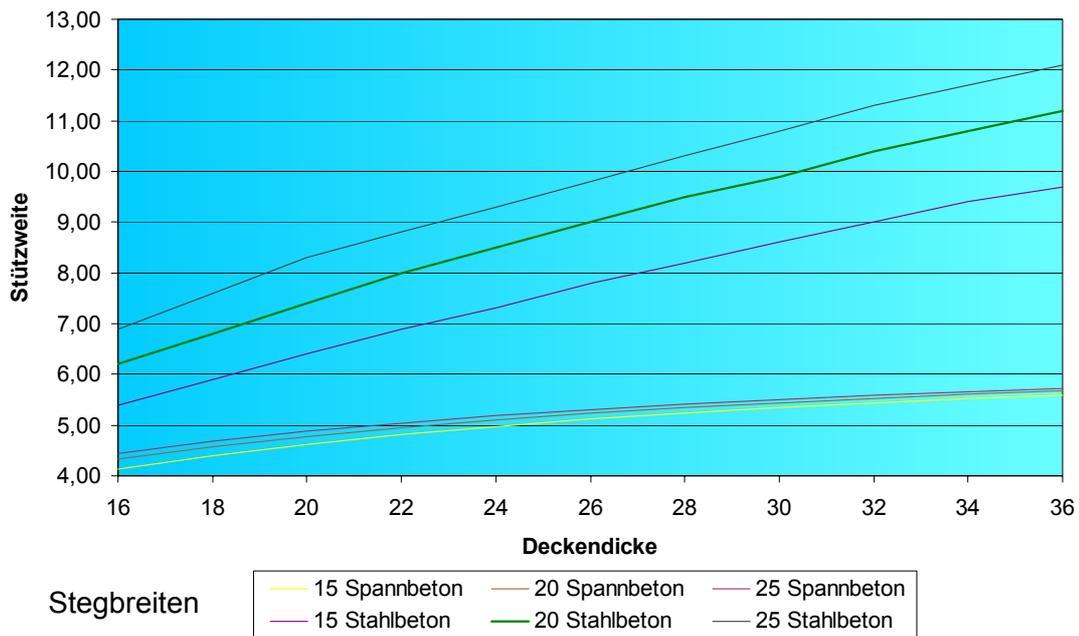


Diagramm 5.1: Vergleich der erreichbaren Stützweiten mit sofortiger Vorspannung von 2 Litzen à 9,3 mm Durchmesser mit den erreichbaren Stützweiten aus schlaffer Bewehrung

Wie das Diagramm deutlich zeigt, fangen die Stützweiten der Stegverbundplatten mit schlaffer Bewehrung bei dem untersuchten Deckenspektrum bereits bei 5,50 m an und erreichen bei der Deckenstärke von 36 cm eine Weite von 12 m. Die SVP, die mit zwei Litzen \varnothing 9,3 mm vorgespannt sind, erreichen bei der Deckenstärke von 16 cm nur eine Stützweite von knapp über 4 m und liegen bei der Deckenstärke von 36 cm bei einer maximalen Weite von 5,70 m. Die hier dargestellten SVP mit schlaff eingelegter Bewehrung erreichen weitaus höhere Stützweiten als die vorgespannten. Wie das Diagramm ebenfalls eindeutig zeigt, ist der Zuwachs der Stützweiten pro untersuchte Deckenstärke bei den Stegverbundplatten mit schlaffer Bewehrung größer, als bei denen mit Vorspannung.

Zum Vergleich sind nachfolgend die erreichbaren Stützweiten der Stegverbundplatten mit Vorspannung durch 5 Litzen mit einem Durchmesser von je 12,5 mm dargestellt. Die erreichbaren Stützweiten sind in der *Tabelle 5.4* für den Standard-Stegabstand und der Betongüte C 30 zusammengefasst:

Steg-abstand	Steg-breite	Stützweiten										
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
cm	cm											
	15	8,19	8,66	9,10	9,49	9,84	10,15	10,43	10,68	10,90	11,10	11,28
62,5	20	8,58	9,06	9,49	9,87	10,20	10,49	10,75	10,97	11,18	11,36	11,52
	25	8,87	9,35	9,77	10,13	10,44	10,72	10,96	11,17	11,36	11,52	11,67

Tabelle 5.3: Erreichbare Stützweiten mit 5 Spannlitzen à 12,5 mm Durchmesser und der Betongüte C 30

Das *Diagramm 5.2* stellt die erreichbaren Stützweiten mit 5 Spannlitzen à 12,5 mm pro Steg den erreichbaren Stützweiten der Betongüte C 30 ohne Druckbewehrung gegenüber:

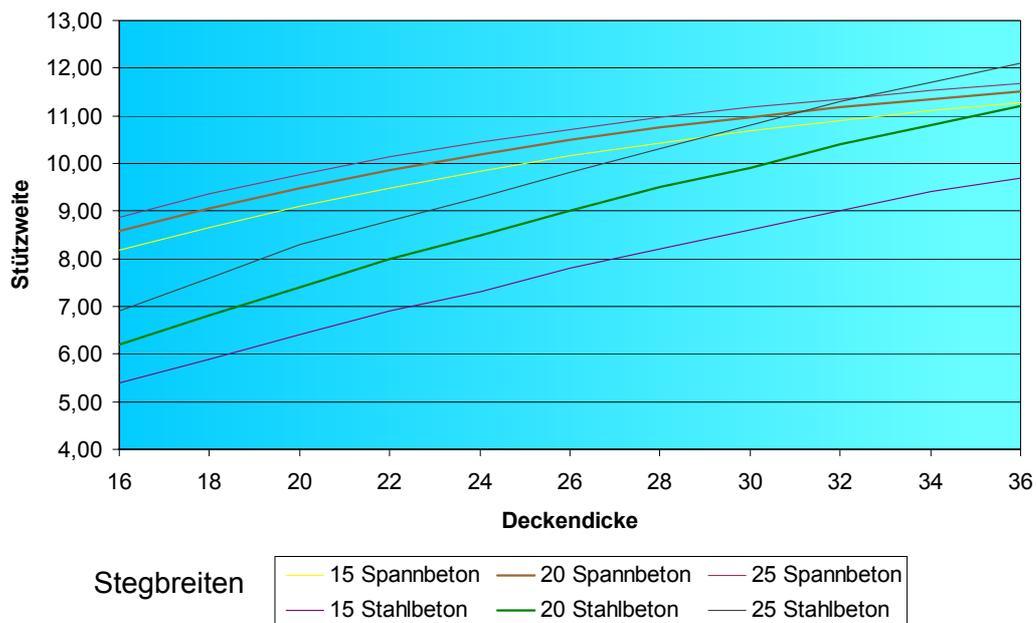


Diagramm 5.2: Vergleich der erreichbaren Stützweiten mit sofortiger Vorspannung mit 5 Litzen à 12,5 mm Durchmesser mit den erreichbaren Stützweiten mit schlaffer Bewehrung

Wie im *Diagramm 5.2* zu erkennen ist, erreichen die vorgespannten Stegverbundplatten bis zur Deckenstärke von 32 cm größere Stützweiten als mit schlaffer eingelegter Bewehrung bei einem Stegabstand von 25 cm. Die Stützweiten der vorgespannten Platten liegen beim gesamten Deckenspektrum über denen mit den Stegbreiten von 15 und 20 cm. Der Anstieg der Stützweiten pro Deckenstärke ist bei den Platten mit schlaff eingelegter Bewehrung immer noch größer als bei denen mit Vorspannung.

Die nachfolgende Tabelle zeigt zum Vergleich die erreichbaren Stützweiten bei der Betongüte C 50 auf:

Steg- abstand	Steg- breite	Stützweiten											
		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
cm	cm												
	15	8,22	8,69	9,13	9,53	9,88	10,19	10,47	10,72	10,94	11,14	11,32	
	20	8,61	9,10	9,53	9,91	10,24	10,53	10,79	11,01	11,21	11,39	11,56	
	25	8,91	9,39	9,81	10,17	10,48	10,76	11,00	11,21	11,39	11,56	11,71	

Tabelle 5.4: Erreichbare Stützweiten mit 5 Spannlitzen à 12,5 mm Durchmesser und der Betongüte C 50

Der Vergleich der *Tabellen 5.3 und 5.4* zeigt deutlich, dass eine höhere Betongüte nur zu einer geringen Erhöhung der Stützweiten führt.

Die *Tabellen 5.2 und 5.3* zeigen die Entwicklung der erreichbaren Stützweiten mit unterschiedlicher Anzahl und Größe der Litzen. Wie deutlich zu erkennen ist, können mit 2 Litzen à 9,3 mm Durchmesser keine großen Stützweiten erreicht werden. Durch das Einlegen von 5 Spannlitzen à 12,5 mm Durchmesser vergrößern sich die Stützweiten sehr. Bei den großen Deckenstärken können jedoch keine nennenswert größeren Stützweiten erreicht werden, als bei Platten mit schlaff eingelegter Bewehrung. Der Grund hierfür ist der geringe Hebelarm der Spannglieder. Durch die Form des umgedrehten Plattenbalkens und der gleichmäßigen Kraftverteilung können die Spannglieder nur in die Platte eingelegt werden. Der Schwerpunkt der umgedrehten Plattenbalken liegt nur knapp über der Platte und wandert auch durch das Erhöhen der Stege nur sehr langsam nach oben. Dies bedeutet, dass der Hebelarm der Spannglieder sehr gering ist und der Vorteil der Vorspannung nicht optimal genutzt werden kann.

Wie die Diagramme jedoch zeigen, können sehr schlanke Bauteile hergestellt werden, so ist bei der Vorspannung von 5 Litzen à 12,5 mm Durchmesser bei einer Deckenstärke von 20 cm bereits eine Stützweite von 9,00 m erreichbar.

Ein weiterer Vorteil der vorgespannten Platten ist, dass das Kriterium der Biegeschlankheit hier nicht maßgebend ist, da sich zunächst ein negativer Durchhang infolge der Vorspannung einstellt.

Zum Erreichen der großen Stützweiten ist zum Teil eine große Menge an schlaff eingelegter Bewehrung erforderlich, durch den Einsatz von Vorspannung kann diese Bewehrungsmenge reduziert werden. So ist von Fall zu Fall zu untersuchen, ob es sinnvoller ist, mehr schlaffe Bewehrung in das Fertigteil einzubringen oder Stegverbundplatten mit Vorspannung zu verwenden.

6. HERSTELLMÖGLICHKEITEN

6.1 Allgemeines

Viele bestehenden Elementdecken-Werke sind mit ihrer Produktionsanlage hauptsächlich auf die Herstellung von Gitterträger-Elementplatten ausgerichtet. Manche haben dieser Produktionslinie noch die Herstellung von Hohlwänden angeschlossen. Um besser auf die jeweiligen Kundenwünsche eingehen zu können, wäre eine optimale Lösung, dass sowohl Stegverbundplatten als auch Gitterträger-Elementdecken bzw. Hohlkammerwände in der gleichen Produktionslinie gefertigt werden können. Dies gilt natürlich auch für Fertigteilwerke, die erst neu gebaut werden. Auf dieser Grundlage basierend, werden anschließend Herstellmöglichkeiten vorgestellt.

Die Seitenflächen der Stege müssen eine Trapezprofilierung oder anderweitige raue Struktur aufweisen, um einen kraftschlüssigen Verbund zwischen Fertigteil und Ortbetongergänzung zu gewährleisten. Das Verwenden einer Waschbetonstruktur zur Übertragung der Kräfte zwischen Fertigteil und Ortbeton ist nach DIN 1045-1 zulässig [13]. Ihre Herstellung ist nach Angaben eines Fertigteilwerks in Gegenüberstellung zur Trapezprofilierung jedoch zu teuer. Die aufgewendeten Arbeitsstunden zur Herstellung der Waschbetonstruktur stehen bei Massenproduktion in keinem Verhältnis zur Trapezprofilierung, die entweder durch verlorene oder konventionelle Schalung erreicht werden kann. Die weiteren Untersuchungen beziehen sich deshalb ausschließlich auf die Herstellung der Stege mit Trapezprofilierung.

Die Hauptunterscheidung liegt in der Produktion der Stege. Sie können entweder als Fertig- bzw. Halbfertigteil hergestellt oder an einem Stück mit der Platte betoniert werden. Die ersten Arbeitsschritte bis zum Einlegen der Bewehrung verlaufen bei allen Varianten gleich.

Die nachfolgend genannten Arbeitsschritte werden auf ein modernes Fertigteilwerk bezogen. Je nach Kapazität, Modernisierungsgrad und örtlichen Gegebenheiten können die einzelnen Werke voneinander abweichen. Die groben Abläufe sind jedoch bei allen Werken identisch.

Als erstes werden die im technischen Büro erfassten Daten (Plattenbreite, Plattenlänge, Aussparungen, Bewehrungsmenge, . . .) an die Produktionsmaschinen weitergegeben. Dieser Datenaustausch kann per Netzwerk oder Datenträgern erfolgen [14].

Ein Schalungsroboter reinigt im ersten Arbeitsgang die Stahlpalette, sprüht die Plattenmaße und Aussparungen mit Farbe auf und legt die Lage der Stirnabschalungen fest. Die Randabschalungen bei Passplatten werden auf der Stahlpalette mit Magneten fixiert. Die Aussparungen und Elektrodoesen werden bereits hier mit Farbe gekennzeichnet und eingebaut (siehe Bild 6.1).



Bild 6.1: Aufzeichnen der Aussparungen

Im nächsten Arbeitsschritt wird die Quer- und Längsbewehrung eingebaut. Manche Maschinen sind so ausgelegt, dass sie zuerst die Querbewehrung einbringen, bevor auf diese anschließend die Längsbewehrung gelegt wird (siehe Bild 6.2). Zur Vereinfachung der Abstandhalter ist oft die Querbewehrung auf einen Durchmesser festgelegt, auf den wiederum die Abstandhalter abgestimmt sind. Der Bewehrungsgehalt der Querbewehrung kann somit nur durch den Abstand der Stäbe und nicht durch die Durchmesser variiert werden. Der Nachteil hingegen ist der Verlust der statischen Nutzhöhe, sowie der wirkungsvollsten Rissbreitenbeschränkung der am meisten beanspruchten Längsbewehrung. Manche Maschinen hingegen können zunächst die tragende Längsbewehrung einlegen, bevor auf diese dann die Querbewehrung gelegt wird. Die beiden Bewehrungslagen werden meist nur lose aufeinander gelegt und nicht miteinander verbunden. Manche Maschinen schweißen aus einzelnen Stabstählen Matten zusammen, die sie dann einlegen.



Bild 6.2: Verlegen der Plattenbewehrung

Von hier an unterscheiden sich die verschiedenen Varianten zur Herstellung der Stegverbundplatten.

6.2 Herstellung der SVP mit Stegfertigteilen aus Stahlbeton

Die Stege können in einem eigenen Arbeitsgang in Batteriefertigung bei einem Zulieferer oder in der eigenen Produktionsstätte vorgefertigt werden. Für diesen Arbeitsgang legt der Roboter nach der Reinigung der Stahlpalette die erforderliche Stegbewehrung auf die entsprechende Länge ein. Für dieses Herstellungsverfahren wird eine Bügelbewehrung zum Verankern der Stege an der Plattenbewehrung erforderlich. Soweit keine Druckbewehrung in den Stegen erforderlich ist, sind konstruktive Stäbe zur Stabilisierung der Bügel anzubringen, die miteinander kraftschlüssig verbunden sind. Die Stegbewehrung wird so lange nebeneinander in die Palette gelegt, bis die komplette Breite ausgenutzt ist. Die Bügelbewehrung ist in Richtung der später befindenden Fertigteilplatte offen und mit zwei in die gleiche Richtung zeigenden Haken (von ca. 2 cm Länge) versehen. Diese Haken dienen später zur Verankerung der Stegbewehrung an der Querbewehrung der Platte. Eine wirtschaftliche Lösung wäre natürlich das Vorfertigen der Stegbewehrung für verschiedene Steghöhen, die analog den Gitterträgern nur noch auf die entsprechende Länge zugeschnitten werden. Es ist auch denkbar, dass als Stegbewehrung herkömmliche Gitterträger verwendet werden können, die mit einem Überstand aus den Stegen den Verbund mit der Elementplatte sichern müssten.

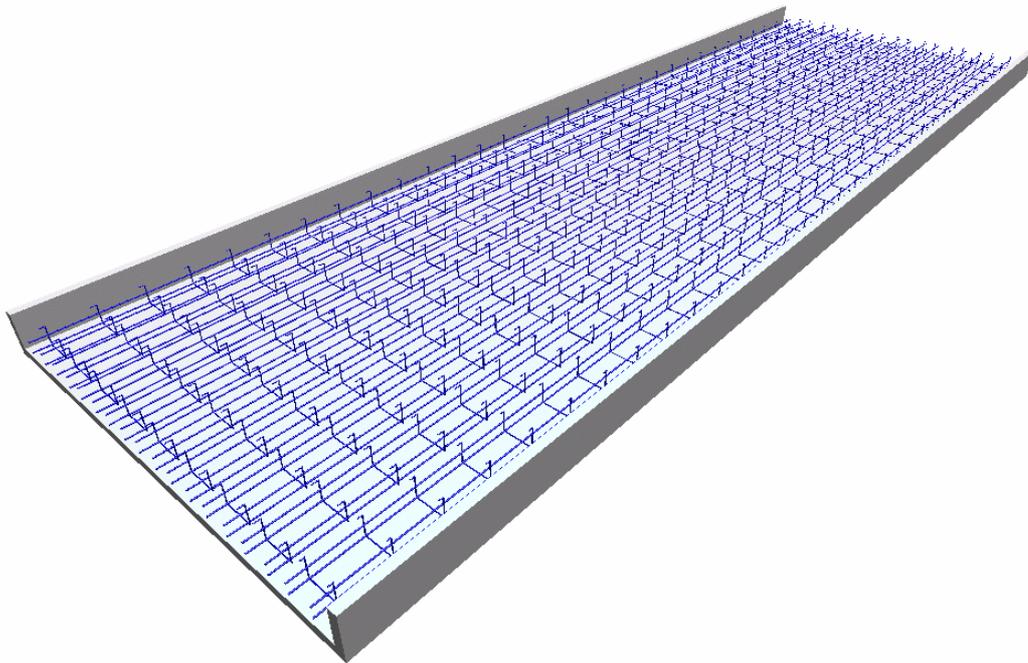


Abbildung 6.1: Schalpalette mit Stegbewehrung

Im nächsten Arbeitsgang wird eine Schalvorrichtung auf die Palette aufgebracht, die außerhalb der Plattenbreite auf der Palette aufliegt. An dieser Schalung ist die Längsprofilierung der Stege im jeweiligen Stegabstand befestigt (siehe Abbildung 6.2). Zum optimierten Einsatz der Schalung könnten die Abschaltungselemente in Querrichtung beweglich angebracht sein, so dass sie für alle Stegbreiten einsetzbar ist. Die Abschaltungen weisen auf beiden Seiten eine Trapezprofilierung auf, um die Palettenbreite optimal auszunutzen. Anschließend werden je nach Ausnutzung der Palette automatisch die Stirnabschalungen nach der späteren Steglänge in die Schalvorrichtung eingebracht und fixiert.

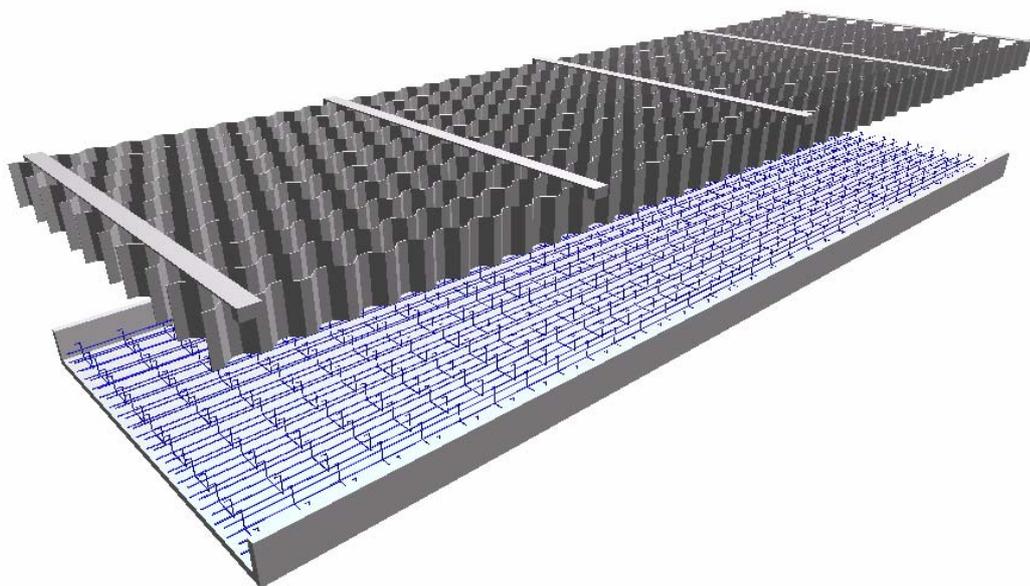
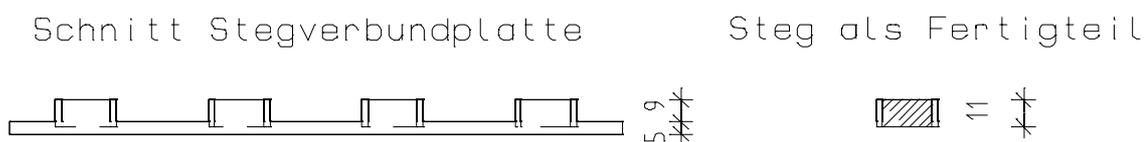


Abbildung 6.2: Einbringen der Stegschalung auf die Schalpalette

Die Stege werden anschließend mit der entsprechenden Betongüte hergestellt und mit Schalungsrüttlern verdichtet (Abbildung 6.3). Zum Herstellen des Verbundes zwischen den Stegen als Fertigteil und der als zweites zu betonierenden Platte werden die Stege ca. 2 cm höher betoniert, als sie im fertigen Zustand aus der Elementplatte herausragen (siehe Skizze 6.1).



Skizze 6.1: Schnitt Stegverbundplatte mit vorgefertigten Stegen

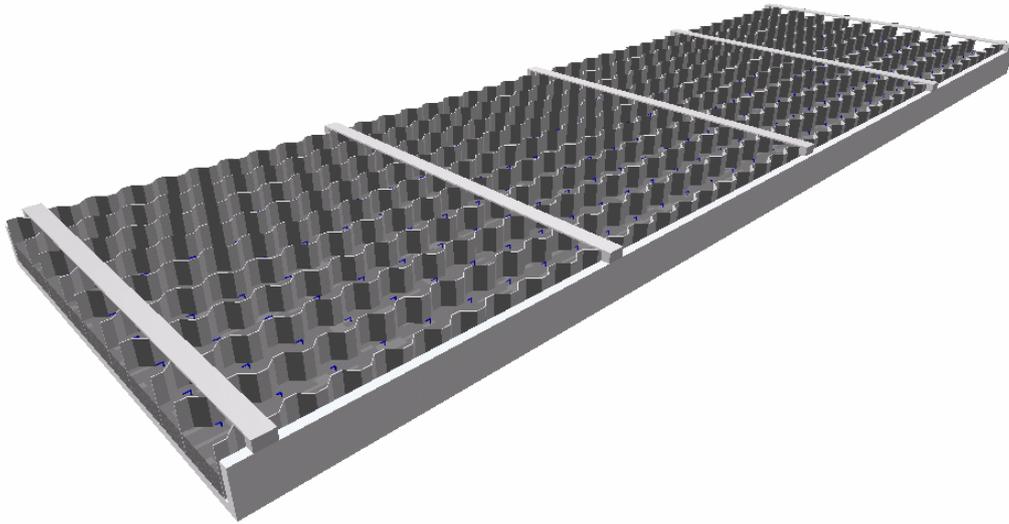


Abbildung 6.3: Palette mit betonierten Stegen

Zur Optimierung dieser Herstellungsvariante ist es sinnvoll, die Konsistenz des Betons und die Nachbehandlung so aufeinander abzustimmen, dass die Schalung entweder direkt nach dem Betoniervorgang oder kurz danach wieder abgehoben werden kann. Dies spart eine übermäßige Anschaffung von Stegschalungen und es wird auch weniger Platz in der Trockenkammer benötigt, da mehr Paletten übereinander gestapelt werden können.

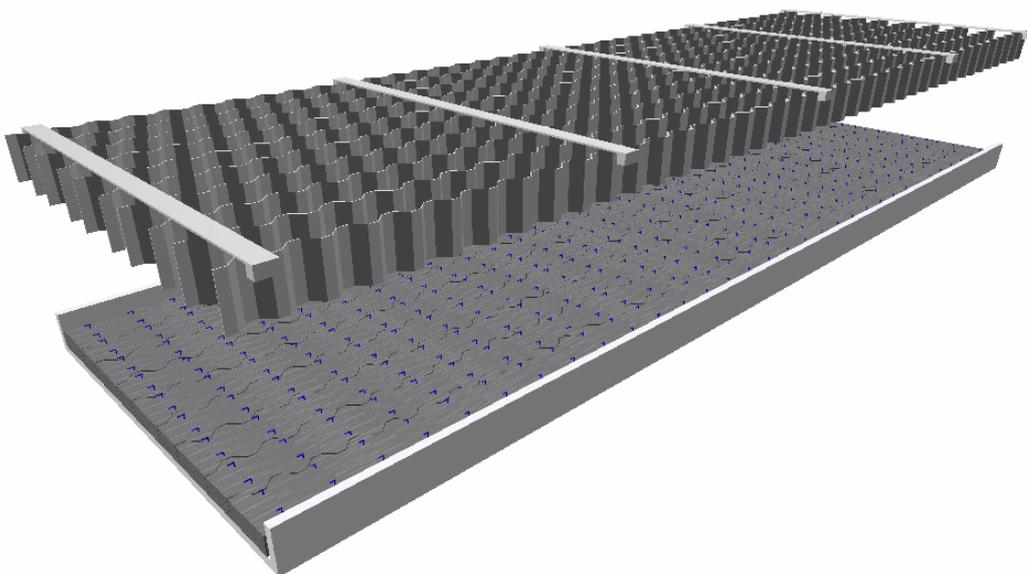


Abbildung 6.4: Fertig betonierte Stege in Batteriefertigung

Nach dem Verbleiben in der Härtekammer werden die Stege automatisch gewendet und zu der (wie unter Punkt 6.1 beschrieben) entsprechend den Elementplattenmaßen vorbereiteten und bewehrten Palette transportiert. Die Fertigteile werden nun mit den Haken der Bügelbewehrung unter die Querbewehrung der Platte gefahren. Abstandhalter für die Plattenbewehrung sind vor allem im Bereich der Stege einzulegen. Sie gewährleisten die notwendige Betondeckung, da durch das hohe Gewicht der Stegfertigteile die Plattenbewehrung sonst zu weit nach unten gedrückt werden könnte.

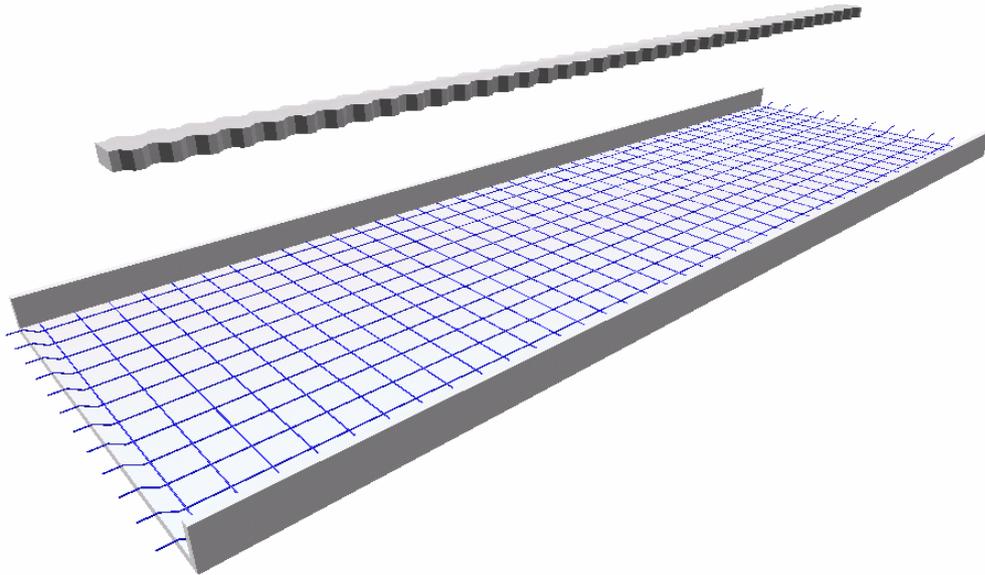


Abbildung 6.5: Einlegen der Stegfertigteile in die Plattenbewehrung

Anschließend wird die Platte betoniert, verdichtet und in die Härtekammer gebracht. Nach ausreichender Erhärtungszeit können die Stegverbundplatten dann auf die Baustelle gebracht werden.

Eine Alternative zu dieser Variante ist die Herstellung der Stegfertigteile aus Faserzement. Hierdurch könnte man das Gewicht der Fertigteile und somit auch der Stegverbundplatten reduzieren. Jedoch werden die Herstellungskosten des Faserbetons über dem des normalen Stahlbetons liegen.

6.3 Herstellung der SVP in einem Betoniervorgang

6.3.1 Mit konventioneller Schalung

Stegverbundplatten können mit entsprechender Schalung in einem Betoniervorgang hergestellt werden. Die ersten Arbeitsgänge verlaufen wie unter Punkt 6.1 erwähnt. Eine Stegbewehrung ist in der Regel nur einzulegen, wenn Druckbewehrung erforderlich ist. Hierfür können vorteilhaft Gitterträger verwendet werden. Danach werden automatisch die Längsabschalungen der Stege auf die Stahlpalette gelegt. Die Längsabschalung der Stege sollte an einer Schalvorrichtung angebracht sein, die außerhalb der Plattenbreite an der Palette befestigt wird. Die Längsschalungen sollten an der Vorrichtung so befestigt sein, dass sie gegen seitliches Ausweichen (auf Grund des Betondrucks und der Verdichtungsenergie) gesichert sind, sich jedoch in Querrichtung verschieben lassen. Durch die Möglichkeit des seitlichen Verschiebens der Stegabschalungen ist die Schalvorrichtung flexibel für jede Stegbreite und Stegabstand einsetzbar. Die Stegabschalungen benötigen die Trapezprofilierung nur auf einer Seite im Gegensatz zur Batteriefertigung der Stege als Fertigteil.

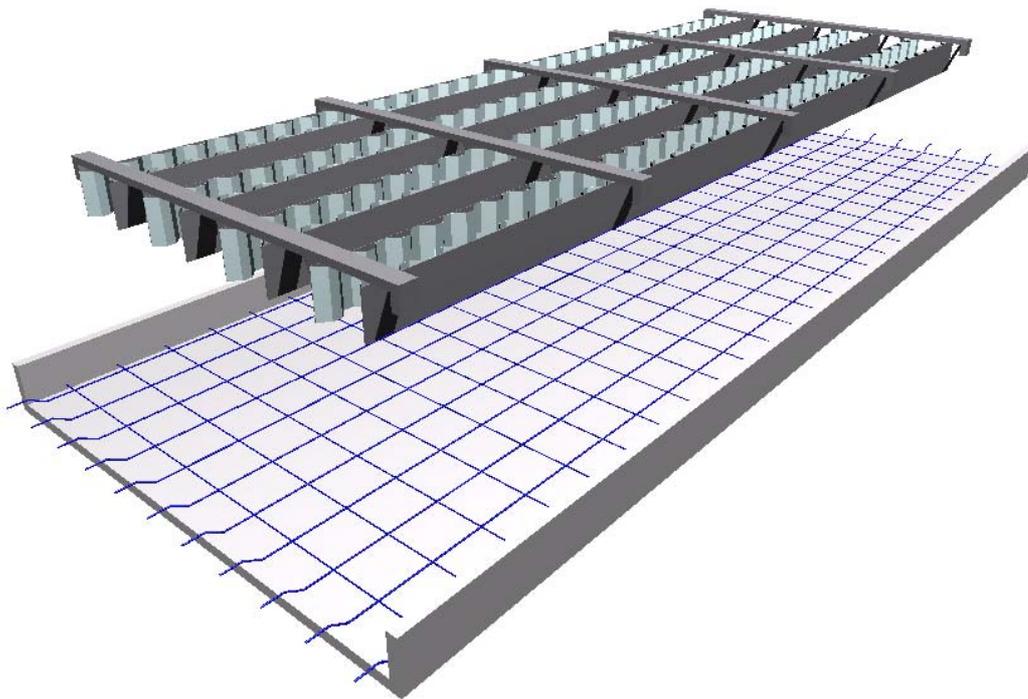


Abbildung 6.6: Einbringen der Stegschalung auf die Stahlpalette

Vorstellbar ist hier das Aufbringen eines Trapezblechs auf einer entsprechenden Stahlkonstruktion. Das Blech kann je nach Dauer des Verschleißes wieder neu aufgebracht werden, ohne dass die gesamte Schalvorrichtung ersetzt werden muss (siehe Abbildung 6.7).

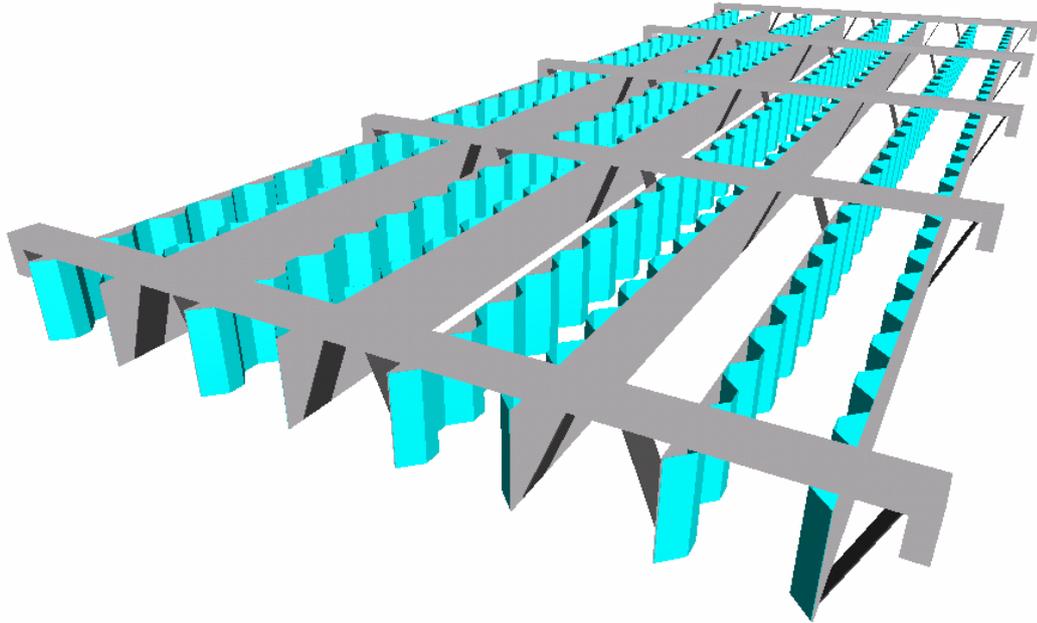


Abbildung 6.7: Detail Stegchalung

Nach dem Aufbringen der Schalvorrichtung können die SVP nun betoniert und verdichtet werden. Die Steifigkeit und Nachbehandlung des Betons bestimmt, nach welcher Zeit die Schalvorrichtung nach dem Betoniervorgang entfernt werden kann und somit, wie viele dieser Schalungseinheiten angeschafft werden müssen. Das Optimum ist, wenn die Schalung sofort nach dem Betonieren abgehoben werden kann und somit gleich wieder zur Verfügung steht. Eine hydraulische oder mechanische Steuerung, die beim Abheben der Schalungseinheit die Stegchalungen nach außen klappt, kann ein Verkeilen der Schalungseinheit an der Stegprofilierung verhindern.

Anschließend werden die Stegverbundplatten in die Härtekammer gefahren und können nach entsprechender Festigkeit dann auf die Baustelle gebracht werden.

6.3.2 Mit Kunststoffbauteilen

Die Herstellung von Stegverbundplatten mit Kunststoffbauteilen stellt eine gute Alternative zu den bisher erwähnten Herstellmöglichkeiten dar. Hierzu werden unterschiedlich lange Kunststoffkörper mit Hilfe eines Stecksystems beliebig oft miteinander verbunden, so dass jede Plattenlänge hergestellt werden kann. An ihren Seitenflächen weisen sie eine Trapezstruktur auf und sind aus einem Kunststoff gefertigt, der sowohl für die chemischen als auch für die Anforderungen in der Trockenkammer geeignet ist. Sie werden nach dem Bewehren der Platte in die Stegzwischenräume gelegt. Nach dem Aufbringen dieser Kunststoffkörper können die Stege mit Beton verfüllt und anschließend verdichtet werden. Die Kunststoffelemente bleiben bis nach der Härtekammer in den Stegzwischenräumen. Danach werden sie entfernt und stehen für die nächste Palette wieder zur Verfügung.

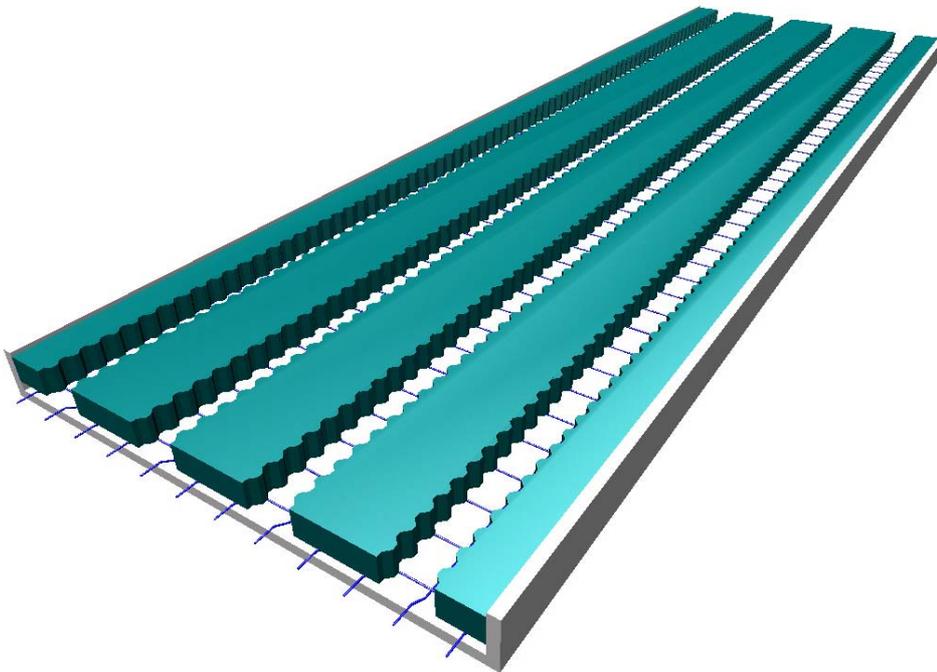
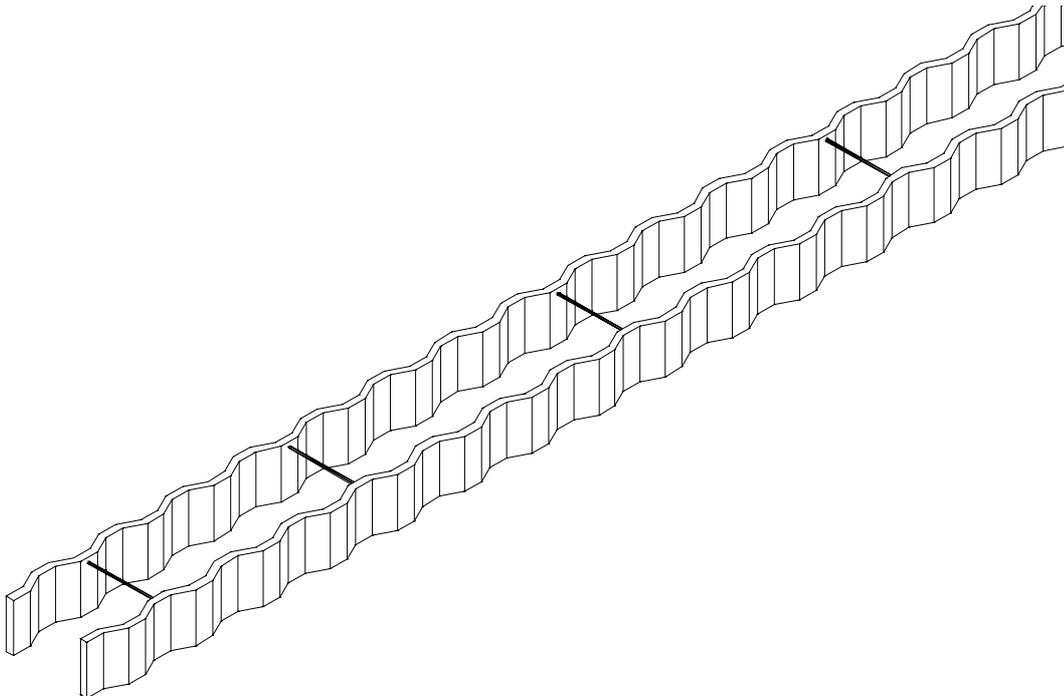


Abbildung 6.8: In die Stegzwischenräume eingelegte Kunststoffkörper

6.3.3 Mit verlorener Schalung

6.3.3.1 Aus Faserzementelementen

Eine weitere Variante zur Herstellung der Stegverbundplatten ist die Vorfertigung von Abschalelementen aus Faserzement für die Stege, die als verlorene Schalung fungieren. Die Elemente müssen sowohl innen als auch außen ein Trapezprofil aufweisen. Diese Profilierung verschafft den notwendigen kraftschlüssigen Verbund zwischen Fertigteile und Ortbeton, sowohl für die Stege als auch später für die Ortbetoneergänzung auf der Baustelle. Mit den Faserzementelementen fest verbundene Abstandhalter garantieren die Stegbreite. Die Abstandhalter sollten jedoch so am oberen Rand angebracht sein, dass bei einer erforderlichen Druckbewehrung diese an den Abstandhaltern befestigt werden kann und die erforderliche Betondeckung eingehalten wird. Wie im Kapitel 4 bereits gezeigt, ist in den meisten Anwendungsfällen keine Querkraftbewehrung in den Stegen erforderlich, so dass man auch im unteren Bereich Abstandhalter einlegen kann, ohne mit der Bewehrung in Konflikt zu geraten.



Skizze 6.2: Stegchalung aus Faserzement-Fertigteilen

Auf die nach Punkt 6.1 bewehrten Paletten werden die Faserzementelemente anschließend automatisch auf die Bewehrung der Platte gelegt. Abstandhalter in der Plattenbewehrung im Bereich der Stege garantieren die Betondeckung.

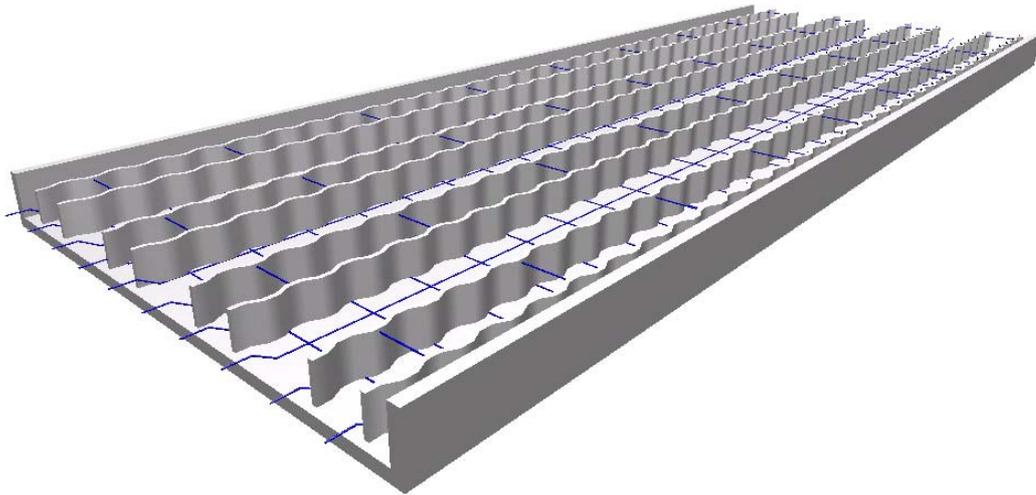


Abbildung 6.9: Schalpalette mit Faserzement-Elementen

Die Stegverbundplatten werden zunächst auf Fertigteildeckendicke betoniert. Dies verschafft einen Gegendruck auf die verlorene Schalung, so dass beim Auffüllen der Stege und beim anschließenden Rütteln die Abschalungen nicht nach unten aufgehen können. Anhand von Versuchen ist herauszufinden, ob im unteren Bereich der Faserzement-Schalungen überhaupt Abstandhalter (wie oben beschrieben) erforderlich sind. Dann werden die Stege verfüllt und verdichtet. Die SVP können anschließend in die Härtekammer gebracht und nach ausreichender Festigkeit auf die Baustelle gefahren werden. Der Nachteil dieser Variante ist, dass die Herstellung der verlorenen Schalung aus Faserzement vermutlich sehr teuer und somit der Quadratmeterpreis der Stegverbundplatten sehr hoch sein wird.

6.3.3.2 Aus Rippenstreckmetall

Stegverbundplatten können auch mit Hilfe von Rippenstreckmetall in einem Betoniervorgang hergestellt werden. Die Schalungsform ist analog Punkt 6.3.2.1, so dass die Übertragung der Schubkräfte mit der Kategorie "verzahnt" gewährleistet ist. Verwendet man hingegen Rippenstreckmetall, das gerade verläuft und keine Verzahnungsform nach der DIN 1045-1 aufweist, ist die Kraftübertragung mit einer niedrigeren Kategorie gewährleistet. Ein Vorteil der verlorenen Schalung aus Rippenstreckmetall gegenüber den Faserzementelementen ist die Gewichtsersparnis. Es sind somit weniger Abstandhalter für die Plattenbewehrung notwendig, ebenso ist eine bessere Handhabung durch das niedrigere Gewicht gewährleistet. Die Abbildung 6.10 zeigt einen Teil dieser Schalungseinheit.

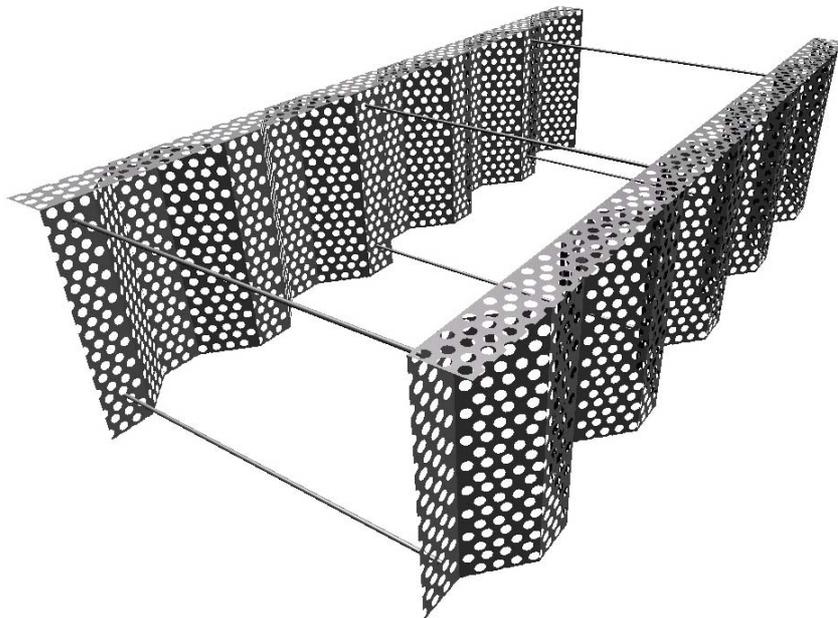


Abbildung 6.10: Stegchalung aus Rippenstreckmetall

6.3.3.3 Aus Trapezblechen

Der Unterschied zu Punkt 6.3.1 liegt in der Verwendung der Längsabschalung der Stege. Wie bereits oben erwähnt ist auch hier eine flexible Schalvorrichtung von Vorteil. Die Stegprofilierung wird durch ein entsprechendes Trapezblech erzeugt, das an der Schalvorrichtung mit Magneten angebracht ist. Nach dem Betonieren bzw. nach der Härtekammer wird die Schalvorrichtung entfernt und das Trapezblech bleibt als verlorene Schalung in den Stegverbundplatten erhalten. Der Vorteil liegt darin, dass der Verschleiß der teuren Schalvorrichtung auf ein Minimum begrenzt wird, da kein Schweißen bzw. Entfernen des Trapezblechs notwendig ist. Die verlorene Schalung dient den Stegen außerdem noch zur Stabilisierung. Durch den Verbleib der Trapezbleche in den Stegverbundplatten sind jedoch relativ hohe Kosten zu erwarten.

6.4 Herstellung der SVP nach dem Prinzip für Hohlkammerwände

Die Idee für dieses Verfahren stammt aus dem Produktionsverfahren der Hohlkammerwände. Die ersten Arbeitsschritte werden wie unter Punkt 6.1 ausgeführt. Beim Verlegen der Plattenbewehrung werden bereits Bewehrungskörbe für die Stege (falls erforderlich mit der notwendigen Druckbewehrung) eingelegt. Hierfür können auch Gitterträger verwendet werden.

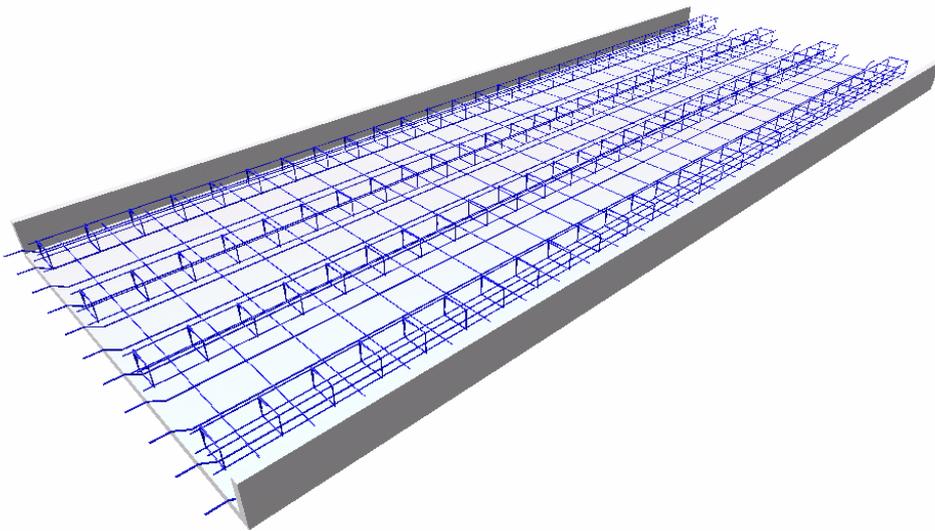


Abbildung 6.11: Schalpalette mit Platten- und Stegbewehrung

Anschließend wird die Stegverbundplatte auf Fertigteilplattenstärke betoniert und verdichtet.

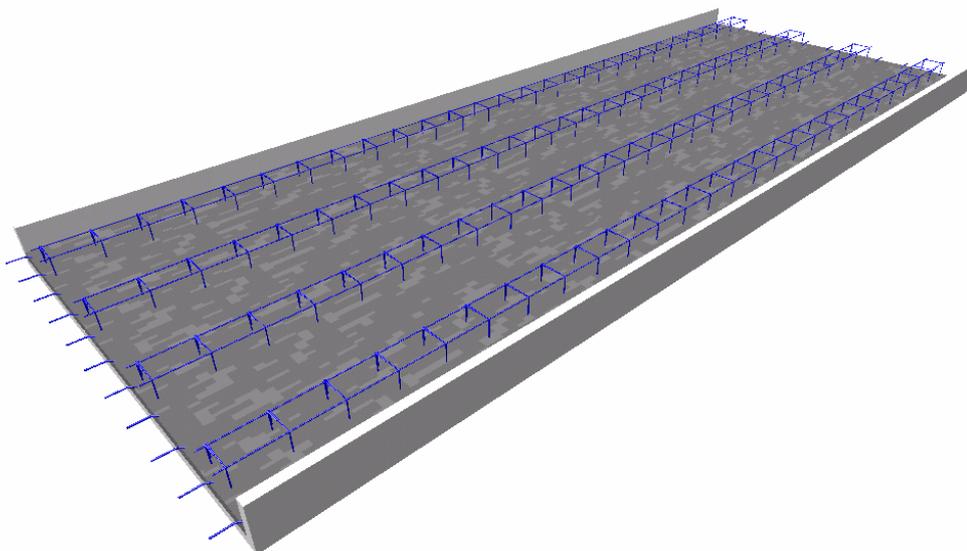


Abbildung 6.12: Auf Fertigteilplattenstärke betonierte Platte

Nach ausreichender Erhärtungsphase in der Härtekammer wird die gesamte Elementplatte um 180 Grad gewendet. Dieser Vorgang wird durch die gleiche Maschine wie bei der Herstellung von Hohlkammerwänden durchgeführt. Zwischenzeitlich wurden auf einer anderen Palette die Längsabschalungen entsprechend der Anzahl, Höhe und Länge der Stege mit Magneten fixiert und mit Beton verfüllt. Die gewendete Platte wird mit der nach unten gerichteten Stegbewehrung in die mit Beton gefüllten Stegschalungen getaucht und verdichtet (Abbildung 6.13). Nach nochmaligem Verbleiben in der Härtekammer werden die fertigen Stegverbundplatten von der Palette gehoben und für den Transport erneut gewendet. Die Stegschalungen können jetzt von der Palette entfernt werden und stehen für den nächsten Einsatz zur Verfügung. Nach ausreichender Festigkeit können sie dann auf die Baustelle gefahren werden.

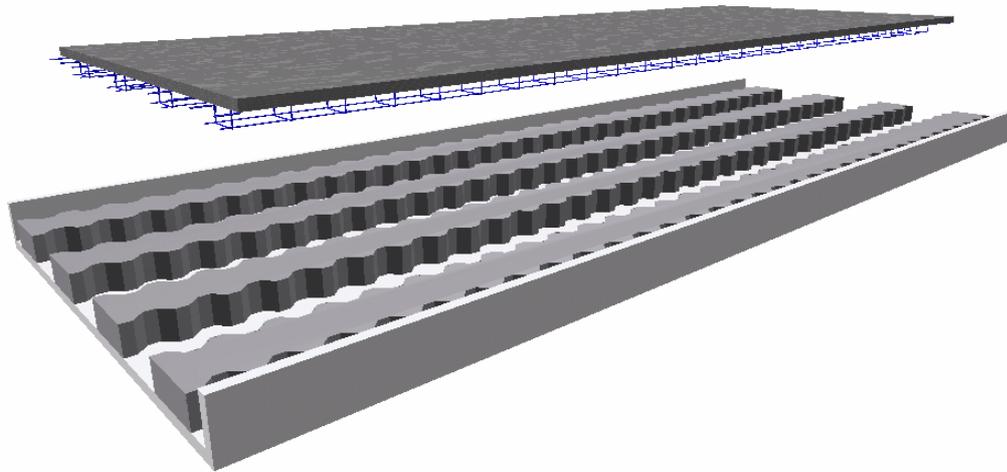


Abbildung 6.13: Gewendete Platte wird in die Stegschalung getaucht

6.5 Bewertung der Herstellmöglichkeiten

Die Herstellung der SVP mit *vorgefertigten Stegen in Batteriefertigung* erfordert einen zusätzlichen Arbeitsgang. Diese Variante erscheint wirtschaftlich nur sinnvoll, wenn die vorgefertigten Stege auf der Palette neben die bewehrten Elementplatten gefahren werden können, so dass sie direkt von der einen Palette in einem Hub auf die andere transportiert werden können. Zur wirtschaftlichen Herstellung sind die einzelnen Arbeitsschritte und Wege bei dieser Möglichkeit auf ein Minimum zu begrenzen.

Die Herstellungsvariante *in einem Betoniervorgang mit konventioneller Schalung* bedarf eines hohen Maßes an Technik der Schalung und an betontechnologischem Know-How. Die Schalungseinheit sollte möglichst für verschiedene Stegbreiten, Steghöhen und Stegabstände verwendet werden können und beim Abheben, in Folge der relativ engen Stegverzahnung, nicht verkanten und somit Schädigungen der Betonstege herbeiführen. Damit den Werken keine zu hohen Anschaffungskosten entstehen, sollte nach dem Betonieren die Schalung nur noch kurz auf der Palette verbleiben müssen, so dass sie bald möglichst wieder erneut eingesetzt werden kann. Die Verweildauer der Schalung ist mit dem heutigen betontechnologischen Wissen so kurz wie möglich zu gestalten. Optimal wäre eine Art Klappschalung für die Stege, die stationär in der Betonierkammer angebracht ist und über die Palette geklappt wird. Nach dem Betoniervorgang wird sie sofort wieder abgehoben, die betonierete SVP wird in die Härtekammer gefahren und die Schalung über die neu zu betonierende Schalung geklappt.

Die Herstellung der Stegverbundplatten mit Hilfe von *Kunststoffbauteilen* stellt eine gute Alternative dar. Hier ist jedoch herauszufinden, wie gut sich diese Körper nach der Härtekammer ausbauen lassen. Ebenso ist zu untersuchen, in wie weit sich diese Kunststoffkörper maschinell zusammen- und einbauen lassen.

Die wirtschaftliche Herstellung der Stegverbundplatten mit *verlorener Schalung aus Faserzement* hängt sehr stark von dem Preis des Zulieferers der Faserzementschalungen ab. Bei einer entsprechenden Stückzahl können sie vermutlich kostengünstig bezogen werden. Das Optimum dieser Faserzementschalung ist, wenn diese, analog den Gitterträgern, in verschiedenen Höhen in einer entsprechenden Länge hergestellt werden könnten, so dass im Fertigteilwerk die entsprechend hohe Schalung nur noch auf die benötigte Länge zugeschnitten und am Stegende abgeschalt werden muss. Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens war es leider nicht möglich, für diese Variante Angaben über Kosten zu erhalten.

Das gleiche gilt auch für die Herstellung der Stegverbundplatten mit Hilfe von *Rippenstreckmetall*, das als verlorene Schalung fungiert. Der Vorteil bei dieser Variante ist jedoch die Gewichtsersparnis bei der Handhabung der verlorenen Schalung. Das Rippenstreckmetall ist weitaus leichter als die Elemente aus Faserzement.

Die Anwendungsmöglichkeit mit einer *verlorenen Schalung aus Blechen*, ist dann vorzusehen, wenn ein entsprechend hoher Verschleiß durch die Arbeiten in der Betonierkammer entsteht oder hierdurch die Flexibilität in Bezug auf die verschiedenen Steghöhen verbessert werden kann.

Bei der Herstellung der SVP analog dem *Verfahren für Hohlkammerwände* ist vor allem auf die Füllmenge der Stegschalungen genau zu achten. Durch das Eintauchen der Bewehrung und dem anschließendem Verdichten muss ein kraftschlüssiger Verbund

hergestellt werden. Es darf keine Fuge zwischen dem Steg und der Platte entstehen. Dies ist jedoch hauptsächlich durch Erfahrung möglich.

Wie man an Hand der zahlreichen Möglichkeiten sieht, können Stegverbundplatten auf verschiedene Weise hergestellt werden. Produktionsanlagen, die bislang auf Gitterträger-Elementplatten abgestimmt sind, können bereits nach kleinen Ergänzungen Stegverbundplatten herstellen. Der normale Produktionsablauf für Elementplatten hingegen ist in keiner Weise eingeschränkt. Das Gleiche gilt auch für Anlagen, die für die Produktion von Hohlkammerwänden ausgelegt sind. Es können hier sowohl Stegverbundplatten als auch weiterhin Wände produziert werden. Jeder Unternehmer kann somit die auf seine Produktionsstätte abgestimmte Variante verwenden.

Ein großer Vorteil bei der Herstellung der Stege ist die Verdichtung mittels Schütteln und nicht mit Rütteln. Die Verdichtungsbewegung verläuft beim Schütteln getrennt quer und längs zur Palette, so dass bei der Verdichtung der Stege gezielt in Richtung der Stege erfolgen kann. Der hierfür verwendete Beton muss jedoch eine weitaus weichere Konsistenz gegenüber dem Rütteln aufweisen. Die Verdichtung beim Rütteln erfolgt gleichzeitig längs und quer zur Palette. Hierdurch besteht die größere Gefahr, dass unter der Stegschalung Beton beim Verfüllen austritt.

Leider haben die Nachforschungen ergeben, dass es bis jetzt noch keine derartigen Schalungen bzw. Faserzement-Elemente auf dem Markt gibt, die zur Herstellung der Stegverbundplatten verwendet werden können. Um diese Elemente kostengünstig und in Serie produzieren zu können, müssten noch einige Überlegungen von den Herstellern der Schalungseinrichtungen und Faserzementelementen angestellt werden.

Für das Forschungsvorhaben standen letztlich nur Kalkulationswerte für die Herstellung der SVP mit vorgefertigten Stegen, sowie für die Herstellung in einem Betoniervorgang zu Verfügung. Im Vergleich wurden für die Herstellung in einem Betoniervorgang deutlich günstigere Kosten ermittelt. Für die folgenden Untersuchungen wird daher ausschließlich diese Variante zu Grunde gelegt.

7. WIRTSCHAFTLICHKEITSUNTERSUCHUNGEN

7.1 Allgemeines

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen werden nachfolgend an Hand zweier fiktiver Beispiele geführt. In den Kapiteln 7.3.1 und 7.3.2 wird die Herstellung der Decken aus Stahlbeton-Hohlplatten, Gitterträger-Elementplatten, Ortbeton und Stegverbundplatten untersucht und anschließend gegenübergestellt. Bei Gesprächen mit Fertigteilherstellern und Bauunternehmern kam häufig zum Vorschein, dass es bei der heutigen Wirtschaftslage sehr schwer ist, mit vernünftig kalkulierten Preisen Aufträge zu erhalten. Die nachfolgenden Untersuchungen sind jedoch im Sinne einer Kalkulation aufgebaut, die einer normalen marktwirtschaftlichen Situation entsprechen.

7.2 Kosten der Stegverbundplatten

7.2.1 Herstellkosten

Wie im Kapitel 6 bereits erwähnt, können Stegverbundplatten mit kleinen Änderungen analog den Gitterträger-Elementplatten hergestellt werden. Nach dieser Grundlage wird zunächst die Kalkulation eines Elementwerkes aufgezeigt, das eine Bruttokapazität von 200.000 m² Platten im Jahr hat. Die Stegverbundplatten werden mittels einer Schalvorrichtung hergestellt, die nur während des Betoniervorgangs auf die Schalung geklappt und anschließend sofort wieder entfernt wird, so dass sie gleich wieder für die nächste Palette zur Verfügung steht. Rechnet man diese Änderungen bei der Herstellung für Stegverbundplatten in die für die Elementplatten geführte Kalkulation mit ein, so erhält man die Herstellkosten für die Stegverbundplatten.

Nachfolgend ist die erforderliche Infrastruktur für ein Elementdeckenwerk mit einer Bruttokapazität von 200.000 m² dargestellt:

Erforderliche Flächen

Fertigungshalle	1.200,00 m ²
Trockenkammer	400,00 m ²
Büro und Sozialräume	250,00 m ²
Lagerfläche	2.500,00 m ²
Sonstige Flächen	650,00 m ²
<hr/>	
Summe	5.000,00 m ²

Die dazugehörigen Investitionskosten und Abschreibungsbeträge sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt. Die Gebäude werden auf 25 Jahre, das Silo und die Förderanlage auf 20 Jahre, der Kran auf 15 Jahre, und alle anderen Maschinen auf 10 Jahre abgeschrieben. Für das Grundstück wird eine Verzinsung von 3,5 % angesetzt.

Investitionskosten

	Flächen m ²	EP €/m ²	Kosten €	Abschreibung	
				Dauer Jahre	Betrag/Jahr €
Grundstück (Verzinsung 3,5 %/Jahr)	5.000,00	40,00	200.000,00	(3,5 % Zins)	7.000,00
Halle, Trockenkammer	1.600,00	500,00	800.000,00	25	32.000,00
Büro und Sozialräume	250,00	1.000,00	250.000,00	25	10.000,00
Zwischensummen			1.250.000,00		49.000,00
Anlage					
Anlage einschl. Paletten und Betonieranlage			1.000.000,00	10	100.000,00
Stahlverarbeitung			375.000,00	10	37.500,00
Mischer			150.000,00	10	15.000,00
Silo und Förderanlage			100.000,00	20	5.000,00
Montage der Anlage			70.000,00	10	7.000,00
Abhebekran und Traverse			50.000,00	10	5.000,00
kleiner Kran für Bewehrung			25.000,00	10	2.500,00
Außenkran (15 - 20 t Hubkraft)	Gerüst	75.000,00			
	Kran	75.000,00	150.000,00	15	10.000,00
Anlaufkosten			100.000,00	25	4.000,00
Zwischensummen			2.020.000,00		186.000,00
Summe Investition			3.270.000,00		235.000,00

Tabelle 7.1: Investitionskosten und Abschreibungsbeträge für ein Elementdeckenwerk

Eine Palette für die Produktion von Elementplatten hat eine Fläche von 25 m². Es wird davon ausgegangen, dass sie im Durchschnitt zu 84 % ausgelastet wird. Dies entspricht einer durchschnittlichen Produktionsleistung von 21 m² pro Palette. Für die Herstellung einer Palette wird ein Aufwandswert von 0,2 Stunden angesetzt. Dies bedeutet, dass eine Palette innerhalb 12 Minuten den Produktionsprozess vom Reinigen der Schalung bis hin zum Betonieren durchläuft. Innerhalb einer Stunde können somit 105 m² Elementplatten produziert werden. Geht man weiterhin von einer Arbeitszeit von 8 Stunden pro Tag aus, so ergibt sich eine Tagesleistung von 840 m² im Einschichtbetrieb. Ein Jahr wird betriebswirtschaftlich mit 200 Arbeitstagen angegeben, so dass sich eine Jahreskapazität von 168.000 m² Gitterträger-Elementplatten ergibt. Die unten stehende Tabelle stellt die Ermittlung der Jahreskapazität nochmals anschaulich zusammen:

84 % Ausnutzung pro 25,00 m ² Palette	⇒	21,00	m ²
Aufwandswert pro Palette 0,2 h	⇒	105,00	m ² / h
bei 8 Stundenbetrieb	⇒	840,00	m ² / Tag
200 Arbeitstage pro Jahr	⇒	168.000,00	m ² / Jahr

Die entstehenden Festkosten ergeben sich aus der Summe der Abschreibungsbeträge pro Jahr dividiert durch die Jahreskapazität. Der Personalaufwand kann mit 0,10 Stunden pro m² veranschlagt werden. Dies bedeutet, dass durchschnittlich 126 Minuten pro Palette an Personalaufwand benötigt wird. Dieser hohe Personalaufwand relativiert sich, da diese Zahl nicht nur die Arbeiter im Werk erfasst, sondern auch der Zeitaufwand des Büropersonals und des Meisters mit eingerechnet ist. Für die Personalkosten kann ein durchschnittlicher Satz von 22,50 Euro pro Stunde angesetzt werden. Der Materialverbrauch in Form von Beton der Güte C 20 und den Abstandhaltern ist hier mit 50 € / m³ und 0,05 € / m² in der untenstehenden Tabelle angegeben. Die Transportkosten schlagen mit 1,25 € / m² in einem Umkreis von 60 km zu Buche. Mit diesen Angaben kann nun der Herstellpreis für die Elementplatten pro m² ermittelt werden (siehe *Tabelle 7.2*):

			Kosten €/m²
Festkosten			1,40
Personalaufwand		0,10 Mannstunden / gefertigte m ² Platte	
Personalkosten (intern 11 EUR/h)		22,50 € / h	2,25
Beton C 20, cbm pro qm	0,05	50,00 € / m ³	2,50
Abstandhalter		0,05 € / m ²	0,05
Transportkosten		1,25 € / m ²	1,25
(bei 27 t Zuladung pro LKW; für Transport innerhalb eines Radius von 60 km und max. 200 m ² pro LKW)			
Herstellpreis ohne Stahl			7,45

Tabelle 7.2: Ermittlung des Herstellpreises ohne Stahl und Gitterträger für Gitterträger-Elementplatten

Für den Vergleich der Quadratmeterpreise von Gitterträger-Elementplatten und Stegverbundplatten ist bei den Elementplatten der durchschnittliche Verbrauch von Gitterträgern mit einzurechnen, da diese bei den Stegverbundplatten nicht erforderlich sind. Der Einkaufspreis für Gitterträger liegt bei durchschnittlich 400,00 € / t. Geht man von 3 kg Gitterträger pro m² aus, so müssen 1,20 € / m² hinzu addiert werden, um den Herstellpreis ohne Stahl, aber mit Gitterträgern zu erhalten (siehe *Tabelle 7.3*):

Gitterträger (EK) (im Durchschnitt 3 kg / m ² Platte)	400,00 € / t	1,20
Herstellpreis ohne Stahl, aber mit Gitterträgern		8,65

Tabelle 7.3: Ermittlung des Herstellpreises ohne Stahl aber mit Gitterträgern für Elementplatten

Nach der Ermittlung des Quadratmeterpreises für Gitterträger-Elementplatten kann sinngemäß der Preis für Stegverbundplatten ermittelt werden. Die erforderliche Infrastruktur und die dazugehörigen Investitionskosten sind für Stegverbundplatten identisch mit denen für Elementdecken. Die klappbare Schalungseinheit ist in den Anlagekosten enthalten.

Investitionskosten

	Flächen m ²	EP €/m ²	Kosten €	Abschreibung	
				Dauer Jahre	Betrag/Jahr €
Grundstück (Verzinsung 3,5 %/Jahr	5.000,00	40,00	200.000,00	(3,5 % Zins)	7.000,00
Halle, Trockenkammer	1.600,00	500,00	800.000,00	25	32.000,00
Büro und Sozialräume	250,00	1.000,00	250.000,00	25	10.000,00
Zwischensummen			1.250.000,00		49.000,00
Anlage					
Anlage einschl. Paletten und Betonieranlage			1.000.000,00	10	100.000,00
Stahlverarbeitung			375.000,00	10	37.500,00
Mischer			150.000,00	10	15.000,00
Silo und Förderanlage			100.000,00	20	5.000,00
Montage der Anlage			70.000,00	10	7.000,00
Abhebekran und Traverse			50.000,00	10	5.000,00
kleiner Kran für Bewehrung			25.000,00	10	2.500,00
Außenkran (15 - 20 t Hubkraft)	Gerüst	75.000,00			
	Kran	75.000,00	150.000,00	15	10.000,00
Anlaufkosten			100.000,00	25	4.000,00
Zwischensummen			2.020.000,00		186.000,00
Summe Investition			3.270.000,00		235.000,00

Tabelle 7.4: Investitionskosten und Abschreibungsbeträge für ein Werk mit der Produktion für Stegverbundplatten und / oder Elementdecken

Die Herstellung der Stegverbundplatten benötigt mehr Zeit, da die Schalung für die Stege aufgelegt und ausbetoniert werden muss. Dieser Mehraufwand wird bei dem Aufwandswert mit 0,05 Stunden pro Palette veranschlagt. Dies bedeutet, dass eine Palette eine Umlaufzeit von 15 Minuten hat, das sind 3 Minuten (bzw. 25 %) mehr gegenüber den Elementdecken. Aus diesem veränderten Aufwandswert ergibt sich bei gleicher Auslastung, dass 84 m² Stegverbundplatten pro Stunde hergestellt werden können. Dies entspricht einer Tagesleistung von 672 m² und einer Produktionsmenge von 134.400 m² im Jahr.

Ausnutzung pro 25,00 m ² Palette	⇒	21,00	m ²
Aufwandswert pro Palette 0,25 h	⇒	84,00	m ² / h
bei 8 Stundenbetrieb	⇒	672,00	m ² / Tag
200 Arbeitstage pro Jahr	⇒	134.400,00	m ² / Jahr

Anhand der verringerten Jahreskapazität gegenüber den Elementplatten erhöhen sich die fixen Kosten von 1,40 € auf 1,75 €. Die Mannstunden pro Quadratmeter produzierter Platte erhöhen sich auf 0,15 h / m². Dies ergibt sich sowohl aus dem erhöhten Betonieraufwand, als auch aus den Wartungs- und Säuberungsarbeiten der Schalung. Gegenüber den Elementplatten erhöhen sich auch die Transportkosten. Diese erge-

ben sich aus der Gewichts Differenz. Die Elementplatten sind durchschnittlich 5 cm stark, während sich die gemittelte Stärke bei Stegverbundplatten mit einer Steghöhe von 22 cm (UK Platte bis OK Steg) auf 11 cm beläuft. Ein LKW kann somit weniger Quadratmeter gegenüber den Elementdecken transportieren. Der Herstellpreis der Stegverbundplatten ohne Stahl ergibt sich somit, wie aus der *Tabelle 7.5* herauszulesen ist, zu 13,32 € / m².

		Kosten SVP €/m²	
Festkosten		1,75	
Personalaufwand		Schalungseinheit	
Mannstunden/gefertigte m ² Platte		0,15	
Personalkosten (intern 11 EUR/h)		22,50 €/h	
Beton B 25, cbm pro qm	0,11	50,00 €/m ³	
Abstandhalter		0,05 €/m ²	
Transportkosten		2,65 €/m ²	
(bei 27 t Zuladung pro LKW; für Transport innerhalb eines Radius von 60 km)			
Herstellpreis ohne Stahl		13,32	

Tabelle 7.5: Ermittlung des Herstellpreises ohne Stahl für Stegverbundplatten

Vergleicht man den Herstellpreis der Stegverbundplatten (13,32 € / m²) mit dem für Elementplatten mit Gitterträgern (8,65 € / m²) so stellt man fest, dass gegenüber den Elementplatten die **SVP 1,54 mal so teuer** sind. In wie weit sich diese erhöhten Herstellkosten bei der Herstellung einer Decke relativieren, zeigen die Rechenbeispiele für ein Wohnhaus und einen Industriebau im Abschnitt 7.3.1 und Abschnitt 7.3.2.

7.2.2 Einsparungen auf der Baustelle

Der große Vorteil der Stegverbundplatten spiegelt sich auf der Baustelle wieder. Der Wegfall von Hilfsunterstützungen in Form von Stahlstützen und Jochen erspart nicht nur den personellen Aufwand des Vorbereitens der Unterkonstruktion. Die Anschaffung und der Unterhalt der Stützen und Joche entfallen ebenso, wie deren Transport von und zu der Baustelle.

Beim Verlegen der Stegverbundplatten ist auf das gegenüber anderen Systemen erhöhte Gewicht zu achten. Baustellen mit Stegverbundplatten sollten somit von vornherein mit einem geeigneten Kran ausgestattet sein. Ist dennoch ein Autokran erforderlich, so ist auf die Abstimmung mit anderen Fertigteilen wie z. B. Balkonen oder Treppen zu achten, um die Kosten so gering wie möglich zu halten.

Bei Stegverbundplatten mit sehr großen Spannweiten ist das Einbringen von Justierhilfen (wie bei Elementplatten mit Montaquick-Trägern) unabdingbar. Diese Justierhilfen sichern eine gleichmäßige Durchbiegung der einzelnen Platten. Sie sind in der Mitte der Platten auf beiden Seiten werkseitig einbetoniert und werden mittels Stahllaschen und Muttern auf der Baustelle auf das gleiche Höhenniveau gebracht.

Leerrohre in den Decken können einerseits entlang den Stegen bis zum Auflager verlegt und von dort aus kann dann der zentrale Verteilerkasten angefahren werden. Eine andere Möglichkeit ist das Anlegen kleiner Stegdurchbrüche in einem bestimmten Raster, so dass die Leerrohre auch quer zur Deckentragwirkung verlegt werden können, das zu kürzeren Strecken und somit zu einem geringeren Kabelverbrauch führt. Dies ist jedoch von der Stegchalung im Werk abhängig. Bei der Verwendung von Stegverbundplatten im Industriebau spielt dies weniger eine Rolle, da die gesamte Installation meist unterhalb der Decke verläuft.

Das Verlegen von Stoßbewehrung und Zulagen kann analog den Gitterträger-Elementplatten ausgeführt werden.

Zum Betonieren von Decken, die mit Stegverbundplatten mit voller Steghöhe hergestellt werden, können die Stege als Höhenlage zum Abziehen der Ortbetonergänzung verwendet werden. Das Aufstellen von Lasergeräten und kontrollieren der Höhenlage des Frischbetons entfällt und verkürzt somit den Betoniervorgang auf der Baustelle. Für die Herstellung der Decke mit Stegverbundplatten mit verringerter Steghöhe können folgerichtig die Stege nicht als Höhenkontrolle benutzt werden. Hierzu ist das Kontrollieren der Höhenlage des Frischbetons mittels Laser oder anderen Geräten erforderlich.

In wie weit diese auf der Baustelle anfallenden Kosten einen Mehraufwand oder eine Kostenersparnis beinhalten, ist von Baustelle zu Baustelle unterschiedlich. Ebenso spielt das zum Vergleich heran gezogene System eine entscheidende Rolle. Die nachfolgend aufgeführten Rechenbeispiele geben einen Überblick über die Kosten der verschiedenen Deckensysteme und vergleichen diese untereinander. Die Systeme, die untereinander am Beispiel eines Wohnungsbaus und zum anderem an einem Industriebau verglichen werden, sind nachfolgend aufgelistet:

Decke aus Ortbeton

Gitterträger-Elementplatten mit Ortbetonergänzung

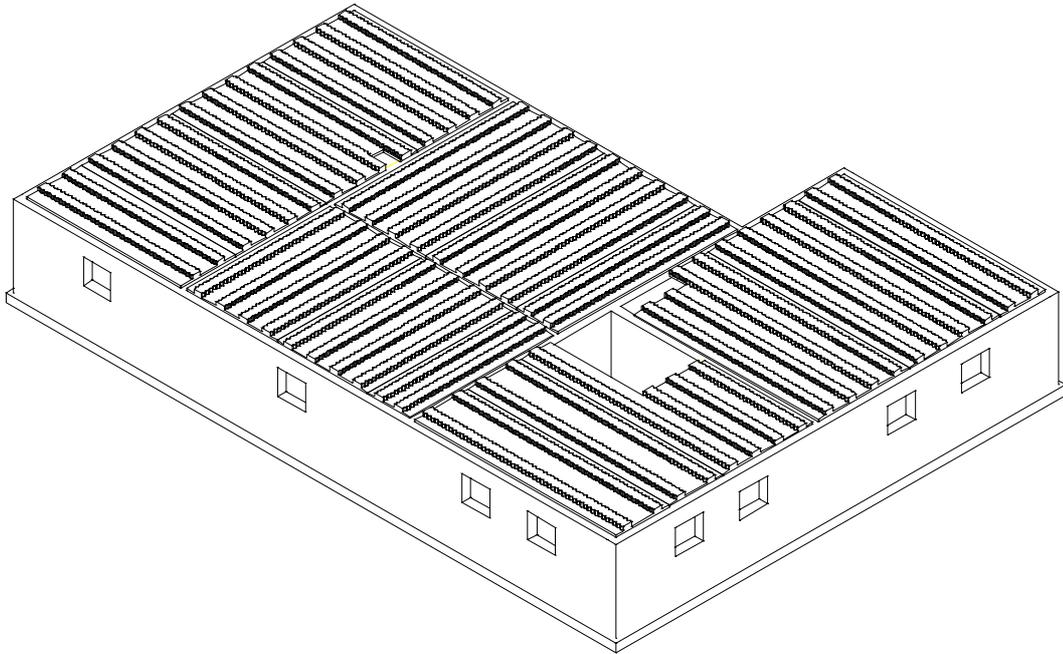
Elementplatten mit Montaquick-Trägern und Ortbetonergänzung

Spannbeton-Hohldielen

Stegverbundplatten mit Ortbetonergänzung

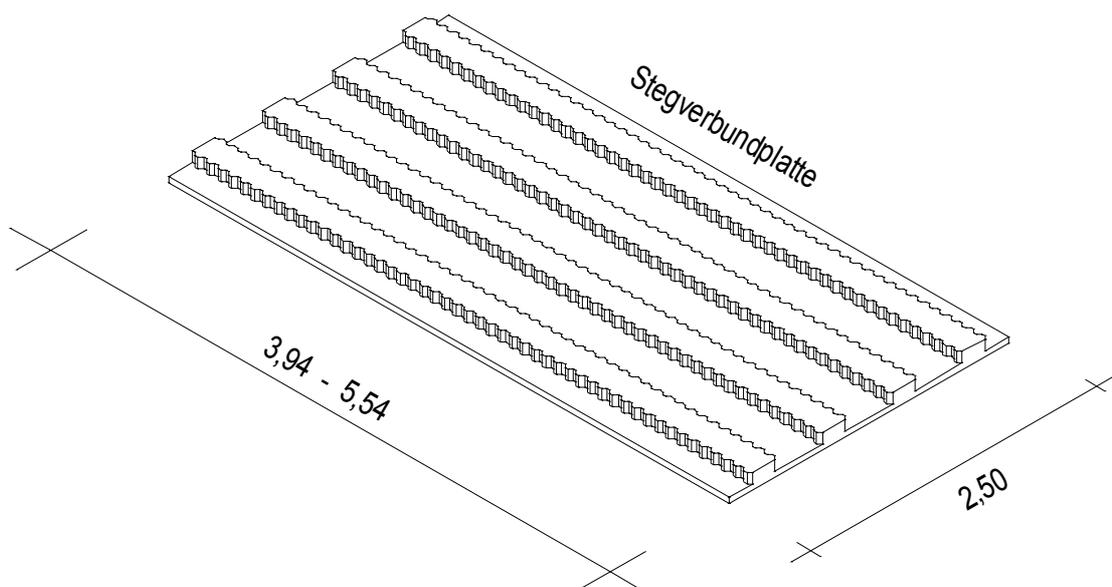
In diesem Grundriss sind nur die tragenden Wände und deren Maße angegeben, da diese für die Stützweiten der Platten und somit für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen wichtig sind. Dieser Grundriss wiederholt sich vom Kellergeschoss bis hin zum 1. Stock. Die Decke wird somit dreimal mit dem gleichen Grundriss ausgeführt.

Die *Skizze 7.2* zeigt die Isometrie des Kellergeschosses mit den verlegten Stegverbundplatten:



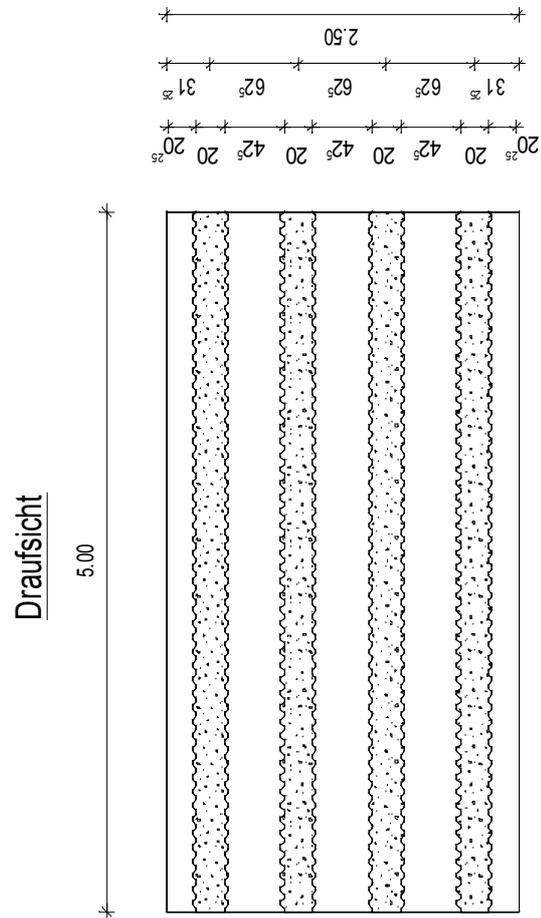
Skizze 7.2: Isometrie des Kellergeschosses für den Wohnungsbau

Die Plattenmaße sind nachfolgend zeichnerisch erfasst:



Skizze 7.3: Isometrie der Stegverbundplatte für den Wohnungsbau

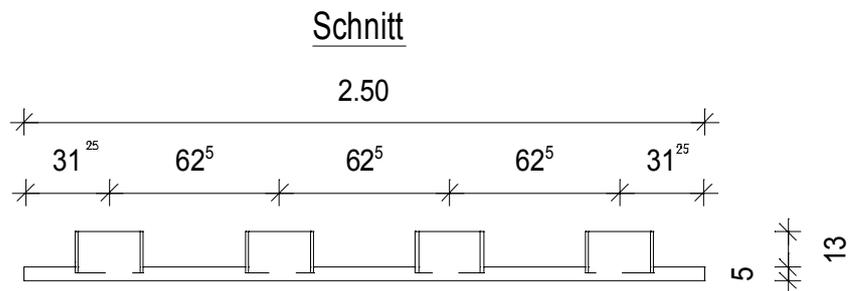
Die Draufsicht und Daten für die verwendeten Stegverbundplatten sind nachfolgend graphisch zusammengestellt:



- Gesamtdeckenstärke = 18 cm
- Fertigteilstärke Decke = 5 cm
- Betongüte = C 20 (B 25)
- Betondeckung = 2,5 cm
- Steghöhe 9 cm
- Stegabstand 62,50 cm
- Stegbreite 20 cm
- Betonstahl BST 500 M₁S
- Druckbewehrung Steg 2 0 12
- Zugbewehrung 6,47 cm²/m Platte

Skizze 7.4: Draufsicht der Stegverbundplatte für den Wohnungsbau

Der Schnitt der verwendeten Stegverbundplatte ist in der *Skizze 7.5* dargestellt.



Skizze 7.5: Schnitt der Stegverbundplatte für das Beispiel "Wohnungsbau"

Zur besseren Anschauung wird im nachfolgenden das Kellergeschoss in einem Animationsbild dargestellt.

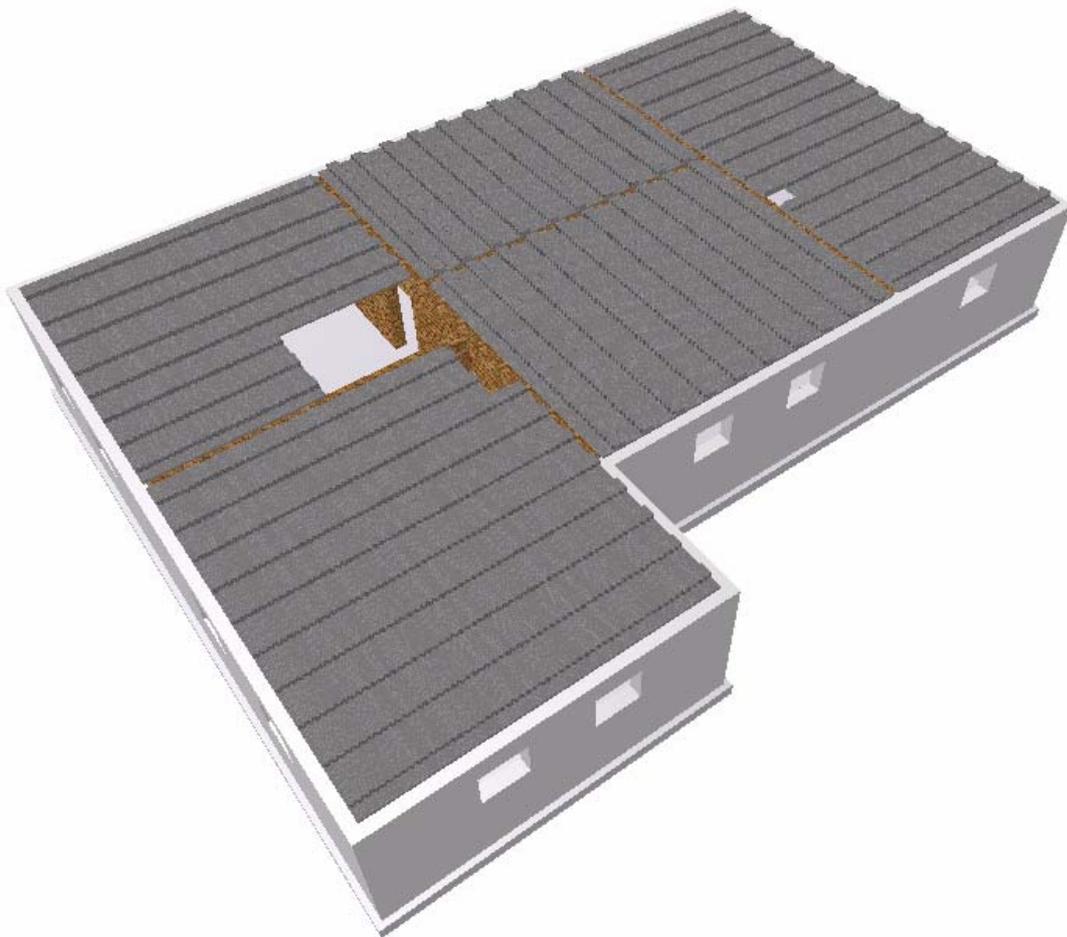


Bild 7.1: Animationsbild für das Kellergeschoss im Beispiel "Wohnungsbau"

7.3.1.3 Eingangsdaten pro Geschoss

Nachfolgend sind die aus dem Grundriss ermittelten Flächen und Massen tabellarisch zusammengefasst:

Berechnete Daten	Einheit	Spannbeton-Hohldielen	Elementplatten	Ortbeton-decke	Stegverbundplatten	Elementplatten mit Montaquick-Trägern
Betonoberfläche	m ²	167	167	167	167	167
Ort-Betonmenge	m ³	3	22	30	14	21
Menge Vergussbeton	m ³	1	-	-	-	-
Schalfläche	m ²	147	147	147	147	147
Randschalung	m	58	58	58	58	58
Bewehrungsgehalt Ortbeton	kg/m ²	0,91	2,09	10,00	2,09	2,09
Bewehrungsgehalt Vergussbeton	kg/m ²	0,50	-	-	-	-
Gitterträger	kg/m ²	-	2,22	-	-	5,86
Bewehrungsgehalt Fertigteil	kg/m ²	4,94	6,55	-	7,66	6,55
Betonstahl für Ortbeton	to	0,15	0,35	1,67	0,35	0,35
Betonstahl für Vergussfuge	to	0,08	-	-	-	-
Gitterträger	to	-	0,37	-	-	0,98
Betonstahl für Fertigteil	to	0,82	1,09	-	1,28	1,09
Stahlwechsel	St	4	-	-	-	-
Elektrodosen	St	10	10	10	10	10
Aussparungen	St	7	7	7	7	7

Tabelle 7.6: Eingangsdaten Kalkulation "Wohnungsbau"

Die Zeilen 1 bis 5 der errechneten Werte aus der Tabelle ergeben sich aus den Maßen des Grundrisses. Die nächsten drei Werte der Spannbeton-Hohldielen ergeben sich aus einem Rechenprogramm zur Bemessung dieser Dielen.

Die Zeilen 6 bis 8 der errechneten Werte der Elementplatten, Ortbetondecke, Stegverbundplatten und Elementplatten mit Montaquick-Trägern werden nach DIN 1045-1 infolge der Lastannahmen für einen üblichen Wohnungsbau errechnet.

Die restlichen Zeilen werden durch Multiplikation mit den entsprechenden Zeilen errechnet. Die Anzahl der Stahlwechsel, Elektrodosen und Aussparungen sind geschätzt.

7.3.1.4 Kostenpositionen und Stundensätze

Die in der *Tabelle 7.7* aufgelisteten Kostenpositionen und Stundensätze bilden Mittelwerte aus Angaben von einigen Bauunternehmern:

	Einheit	Allgemein	Spannbeton-Hohldielen	Elementplatten	Ortbetonplatten	Stegverbundplatten	Elementplatten mit Montaquick-Trägern
<u>Kostenpositionen</u>							
Joche	€/ m ²		-	1,00	-	-	0,50
Deckenschalung Material	€/ m ²		-	-	4,00	-	-
Randabschalung Material	€/ m		1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
Elektrodosen	€/ St		-	7,00	7,00	7,00	7,00
Aussparungen < 1m ²	€/ St		-	5,00	-	5,00	5,00
FT Bewehrung	€/ to		-	450,00	-	450,00	450,00
Gitterträger	€/ to		-	1.500,00	-	-	1.600,00
Fertigteilplatte	€/ m ²		32,50	8,20	-	15,51	13,09
Lieferung Bewehrung	€/ to		480,00	480,00	480,00	480,00	480,00
Verlegen Bewehrung	€/ to		270,00	270,00	270,00	270,00	270,00
Stahlwechsel	€/ St		110,00	-	-	-	-
Stahlwechsel einbauen	€/ St		13,00	-	-	-	-
Ort-Beton	€/ m ³		66,00	66,00	66,00	66,00	66,00
Vergussbeton	€/ m ³		75,00	-	-	-	-
Deckenputz	€/ m ²		12,00	-	12,00	-	-
Fugen verspachteln	€/ m ²		1,50	2,00	-	2,00	2,00
Krankkosten	€/ h		50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Autokran	€/ h		82,00	-	-	82,00	-
Gemeinkosten der Baustelle	€/ Monat		1.500,00	1.500,00	1.500,00	1.500,00	1.500,00
<u>Stundensätze</u>							
Einbau Joche	h / m ²		-	0,10	-	-	0,05
Ein- und Ausschalen Decke	h / m ²		-	-	0,40	-	-
Randabschalung	h / m		0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Schalung Aussparung	h / St		-	0,30	0,30	0,30	0,30
Verlegung der Platten	h / m ²		0,030	0,015	-	0,015	0,015
Rundstahl Verlegen	h / to	13,5	-	-	-	-	-
Matten verlegen	h / to	10,5	-	-	-	-	-
Fugenbewehrung	h / to		40,00	-	-	-	-
Beton einbauen	h / m ³		0,90	0,55	0,50	0,55	0,55
Vergussbeton einbauen	h / m ²		0,15	-	-	-	-
Ausbau Joche	h / m ²		-	0,08	-	-	0,04
<u>Arbeiterwerte</u>							
Anzahl der Arbeiter	Stck		3	3	3	3	3
Mittellohn	€/ h		35,00	35,00	35,00	35,00	35,00

Tabelle 7.7: Kostenpositionen und Stundensätze für das Beispiel "Wohnungsbau"

7.3.1.5 Kosten für die Herstellung der Decke in Ortbeton

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremd-kosten	Bauzeit in h
Deckenschalung Material	- €	587 €	- €	- €	-
Decke ein- und ausschalen	2.055 €	- €	- €	- €	19,6
Randabschalung Material	- €	104 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	322 €	- €	- €	- €	3,1
Aussparungen	74 €	- €	- €	- €	-
Elektrodosen	- €	- €	- €	70 €	-
Ortbetonbewehrung	- €	801 €	- €	- €	-
Bewehrung verlegen	701 €	- €	- €	- €	6,7
Ortbeton	- €	1.980 €	- €	- €	-
Beton einbringen	525 €	- €	- €	- €	5,0
Decke verputzen	- €	- €	- €	1.761 €	16,7
Kran vorhalten	- €	- €	412 €	- €	-
Summe	3.676 €	3.471 €	412 €	1.831 €	51
in % der Gesamtkosten	39,1	37,0	4,4	19,5	
Kosten für ein Geschoss				9.391 €	

Tabelle 7.8: Kostenermittlung für eine Decke aus Ortbeton für den Wohnungsbau

Für die Ortbetondecke muss die Baufirma die Deckenschalung inklusive Joche und Stahlstützen vorhalten bzw. mieten. Bei dieser Deckenfläche ist der Einsatz einer Großflächenschalung noch nicht sinnvoll. Die Decke wird von den eigenen Arbeitern eingeschalt. Das Gleiche trifft auch auf die Randabschalung zu. Aussparungen müssen von den Arbeitern vor Ort ausgeführt werden. Die Bewehrung sowie der Ortbeton wird frei Baustelle geliefert. Der Ortbeton wird mittels Krankübel eingebaut. Zur Gestaltung der Untersicht der Ortbetondecke muss diese verputzt werden, was von einer Fremdfirma übernommen wird.

Für die Dauer des Ein- und Ausschalens der Decke und den Einbau der Ortbetonbewehrung wird der Kran zu 10 % kalkuliert. Für den Einbau der Randabschalung steht er zu 20 % und zum Betonieren mittels Krankübel zu 100 % zur Verfügung.

Die einzelnen Kosten der Herstellung der Ortbetondecke lassen sich graphisch in einem Kuchendiagramm sehr gut verdeutlichen:

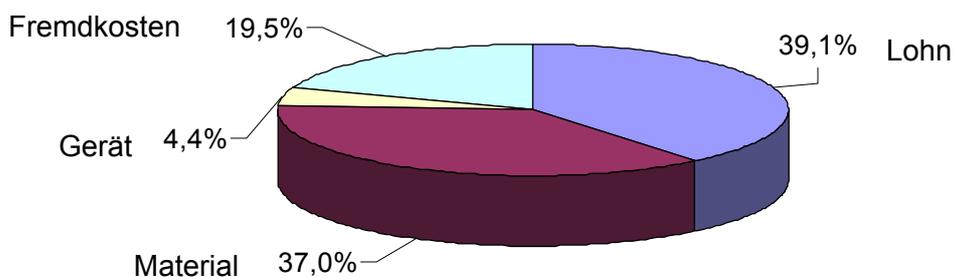


Diagramm 7.1: Kostenanteile der Deckenherstellung in Ortbeton für den Wohnungsbau

Die Lohnkosten haben mit 39,1 % den größten Anteil an den Herstellkosten, was sich wiederum in der Bauzeit mit 51 Stunden widerspiegelt. Die Materialkosten liegen mit 37,0 % an zweiter Stelle, die zwei Hauptkomponenten sind einerseits die Deckenschalung und andererseits die Ortbetonmenge. Die Fremdkosten liegen mit 19,5 % noch vor den Gerätekosten mit 4,4 %. Die Fremdkosten entstehen fast ausschließlich durch das Verputzen der Deckenunterseite.

7.3.1.6 Kosten für die Herstellung der Decke aus Gitterträger-Elementplatten

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremd- kosten	Bauzeit in h
Joche und Stahlstützen	- €	147 €	- €	- €	-
Montage Joche und Stützen	514 €	- €	- €	- €	4,9
Elementplatten	- €	1.245 €	- €	- €	-
Bewehrung KS-Träger	- €	555 €	- €	- €	-
Bewehrung Fertigteil	- €	492 €	- €	- €	-
Zuschlag Elektrodosen	- €	70 €	- €	- €	-
Zuschlag Aussparungen	- €	35 €	- €	- €	-
Verlegen der Platten	80 €	- €	- €	- €	0,8
Randabschalung Material	- €	104 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	322 €	- €	- €	- €	3,1
Aussparungen erhöhen	74 €	- €	- €	- €	0,7
Ortbetonbewehrung	- €	167 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	146 €	- €	- €	- €	1,4
Ortbeton	- €	1.452 €	- €	- €	-
Einbringen Ortbeton	424 €	- €	- €	- €	4,0
Demontage der Joche	411 €	- €	- €	- €	3,9
Fugen verspachteln	- €	- €	- €	294 €	3,2
Kran vorhalten	- €	- €	328 €	- €	-
Summe	1.970 €	4.267 €	328 €	294 €	22
in % der Gesamtkosten	28,7	62,2	4,8	4,3	
Kosten für ein Geschoss				6.859 €	

Tabelle 7.10: Kostenermittlung für eine Decke aus Gitterträger-Elementplatten für den Wohnungsbau

Für die Elementplatten müssen Joche und Stahlstützen zur Unterstützung der Platten von der Baufirma vorgehalten bzw. gemietet werden. Die Montage und Ausrichtung der Joche wird von deren Arbeitern ausgeführt. Die Gitterträger-Elementplatten werden vom Hersteller innerhalb von einem Umkreis von 60 km frei Baustelle geliefert und von der Baufirma verlegt. Der Preis der Elementplatten bildet sich aus dem Quadratmeterpreis von Kapitel 7.2 plus einem 10-%-igen Gewinnzuschlag, plus Zuschlag für

die Fertigteilbewehrung, plus Zuschlag für Aussparungen und Elektrodozen. Das Material für die Randabschalung wird von der Baufirma vorgehalten bzw. gemietet und mit den eigenen Arbeitskräften eingebaut. Die in den Elementplatten vorhandenen Aussparungen müssen auf der Baustelle von den Arbeitern auf die gesamte Deckenstärke erhöht werden. Die noch einzulegende Ortbetonbewehrung sowie der Beton wird frei Baustelle geliefert. Der Ortbeton wird mit dem Krankübel und den eigenen Arbeitern eingebaut. Nach ausreichender Festigkeit der Decke können die Joche und Eisenbolzen wieder demontiert werden. Zur Gestaltung der Deckenuntersicht werden die Fugen vom Maler verspachtelt.

Bei den Krankosten reicht der üblichen Hochbaukran (Typ 28 K) aus, da dieser die Gitterträger-Elementplatten problemlos überall auf die Hilfsunterstützung heben kann. Der Kran steht für die Dauer der Montage bzw. Demontage der Joche zu 10 %, für die Randabschalung zu 20 % und für das Verlegen der Bewehrung und dem Betoniervorgang zu 100 % zur Verfügung.

Die Zusammensetzung der einzelnen Kostenanteile bei der Herstellung der Decke mit Gitterträger-Elementplatten kann im unten stehenden Diagramm zusammengefasst werden:

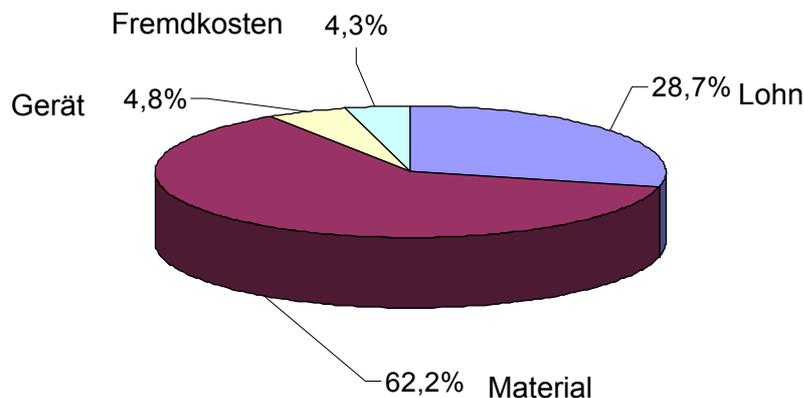


Diagramm 7.2: Kostenanteile der Deckenherstellung mit Gitterträger-Elementplatten für den Wohnungsbau

Bei der Herstellung mit Gitterträger-Elementplatten bilden nicht mehr die Lohnkosten den Hauptbestandteil, sondern das Material liegt mit 62,2 % an oberster Stelle. Die beiden Hauptanteile der Materialkosten liegen bei der Beschaffung von den Elementplatten und der Ortbetonergänzung. Die Lohnkosten liegen mit 28,7 % direkt dahinter. Die Hauptanteile bestehen hier aus dem Erstellen der Unterkonstruktion, der Ortbetonergänzung und der Demontage der Hilfsunterstützungen. Die Gerätekosten bestehen mit 4,8 % nur aus den Krankosten, der wiederum hauptsächlich zum Verlegen der Platten benötigt wird. Die Fremdkosten entstehen nur durch die Verspachtelung der Fugen durch den Maler und ist hier mit 4,3 % errechnet.

7.3.1.7 Kosten für die Herstellung der Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremd- kosten	Bauzeit in h
Joche und Stahlstützen	- €	73 €	- €	- €	-
Montage Joche und Stützen	257 €	- €	- €	- €	2,4
Elementplatten	- €	1.987 €	- €	- €	-
Bewehrung KT-Träger	- €	1.564 €	- €	- €	-
Bewehrung Fertigteil	- €	492 €	- €	- €	-
Zuschlag Elektrodosen	- €	70 €	- €	- €	-
Zuschlag Aussparungen	- €	35 €	- €	- €	-
Verlegen der Platten	80 €	- €	- €	- €	0,8
Randabschalung Material	- €	104 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	322 €	- €	- €	- €	3,1
Aussparungen erhöhen	74 €	- €	- €	- €	0,7
Ortbetonbewehrung	- €	167 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	146 €	- €	- €	- €	1,4
Ortbeton	- €	1.386 €	- €	- €	-
Einbringen Ortbeton	404 €	- €	- €	- €	3,9
Demontage der Joche	205 €	- €	- €	- €	2,0
Fugen verspachteln	- €	- €	- €	294 €	3,2
Kran vorhalten	- €	- €	297 €	- €	-
Summe	1.489 €	5.878 €	297 €	294 €	17
in % der Gesamtkosten	18,7	73,9	3,7	3,7	
Kosten für ein Geschoss				7.957 €	

Tabelle 7.11: Kostenermittlung für eine Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern für den Wohnungsbau

Für die Elementplatten mit Montaquick-Trägern müssen nur die Hälfte der Joche und Stahlstützen zur Unterstützung der Platten von der Baufirma vorgehalten bzw. gemietet werden, da größere Spannweiten unterstützungsfrei überbrückt werden können. Die Montage und Ausrichtung der Joche wird ebenfalls von deren Arbeitern ausgeführt. Die Platten werden wie bei den im Kapitel 7.3.1.6 erwähnten Elementplatten frei Baustelle geliefert und von der Baufirma verlegt. Der Preis der Elementplatten bildet sich aus dem Quadratmeterpreis ohne Stahl, plus Zuschläge für den Mehrbeton der Platte (6 cm) und Obergurt, für das Ausbetonieren des Obergurtes, für die Fertigteilbewehrung und plus Zuschlag für Aussparungen und Elektrodosen. Der Einbau der Randabschalung wird wie bei Elementplatten mit Gitterträgern mit den eigenen Arbeitskräften eingebaut. Die vorhandenen Aussparungen müssen auf der Baustelle von den Arbeitern auf die gesamte Deckenstärke erhöht werden. Die noch einzulegende Ortbetonbewehrung sowie der Beton wird frei Baustelle geliefert. Der Ortbeton wird mit dem Krankübel und den eigenen Arbeitern eingebaut. Das Ausschalen der Decke geschieht analog den normalen Gitterträger-Elementplatten. Zur Gestaltung der Deckenuntersicht werden die Fugen vom Maler verspachtelt. Die Krankosten entstehen analog Kapitel 7.3.1.6.

Das Kuchendiagramm stellt die einzelnen Anteile der Kosten nochmals graphisch dar.

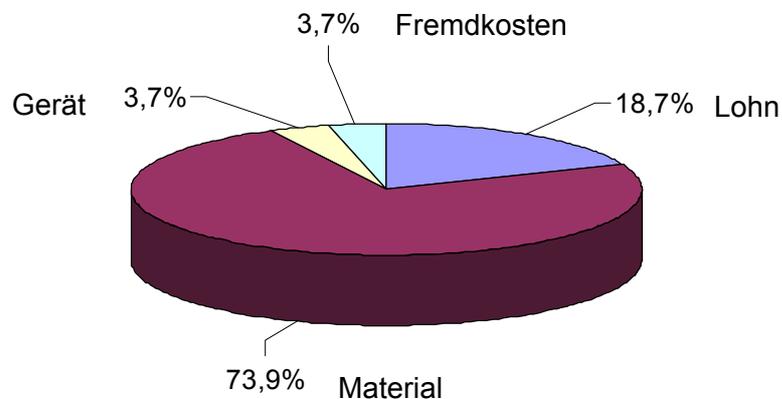


Diagramm 7.3: Kostenanteile der Deckenherstellung aus Elementdecken mit Montaquick-Trägern für den Wohnungsbau

Wie das Diagramm deutlich zeigt, ist der Materialanteil bei der Herstellung der Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern um 11,7 % auf 73,9 % gestiegen. Dies liegt vor allem an den erhöhten Kosten durch den Mehraufwand bei der Herstellung. Der Lohnanteil sinkt auf 18,7 %, durch den geringeren Aufwand bei der Herstellung der Unterkonstruktion für die Platten. Die Fremd- und Gerätekosten liegen mit 3,7 % an gleicher Stelle.

7.3.1.8 Kosten für die Herstellung der Decke aus Spannbeton-Hohldielen

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremd- kosten	Bauzeit in h
Hohldielen	- €	4.934 €	- €	- €	-
Hohldielen verlegen	159 €	- €	- €	- €	1,5
Randabschalung Material	- €	104 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	322 €	- €	- €	- €	3,1
Ortbetonbewehrung	- €	73 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	24 €	- €	- €	- €	0,2
Stahlwechsel	- €	440 €	- €	- €	-
Stahlwechsel einbauen	52 €	- €	- €	- €	-
Fugenbewehrung	- €	40 €	- €	- €	-
Fugenbewehrung verlegen	117 €	- €	- €	- €	1,1
Ortbeton	- €	198 €	- €	- €	-
Einbringen Ortbeton	95 €	- €	- €	- €	0,9
Vergussbeton	- €	75 €	- €	- €	-
Vergussbeton einbringen	797 €	- €	- €	- €	7,6
Fugen verspachteln	- €	- €	- €	220 €	2,4
Deckenuntersicht verputzen	- €	- €	- €	1.761 €	16,7
Kran vorhalten	- €	- €	533 €	- €	-
Summe	1.566 €	5.863 €	533 €	1.981 €	33
in % der Gesamtkosten	15,7	59,0	5,4	19,9	
Kosten für ein Geschoss				9.944 €	

Tabelle 7.9: Kostenermittlung für eine Decke aus Spannbeton-Hohldielen für den Wohnungsbau

Die Spannbeton-Hohldielen werden von der Baufirma innerhalb eines Radius von 60 km frei Baustelle gekauft. Das Verlegen der Platten und Aufstellen der Randabschalung wird mit dem eigenen Personal ausgeführt. Das hierfür benötigte Schalmaterial muss von der Firma vorgehalten bzw. gemietet werden. Die Ortbeton- und Fugenbewehrung wird frei Baustelle geliefert und von der Baufirma verlegt. Da es sich nur um eine geringe Menge an Stahl handelt, ist es wirtschaftlicher diese selbst zu verlegen, als an einen Subunternehmer weiter zu vergeben. Stahlwechsel, die man für große Aussparungen und Treppenöffnungen benötigt, werden von der Baufirma eingekauft und mit deren Arbeitern beim Plattenverlegen eingebaut. Die Anschaffung und Einbau des Ortbetons wird von der Baufirma übernommen, ebenso der Vergussbeton für die Plattenfugen. Die Spannbeton-Hohldielen werden mit dem Kran des Typs 28 K verlegt, somit ist kein Autokran erforderlich.

Der Hochbaukran steht für die gesamte Dauer des Verlegens der Platten zur Verfügung. Für die Randabschalung und der Ortbetonbewehrung steht er zu 20 % und für den Betoniervorgang des Ringankers und dem Vergießen der Fugen zu 100 % zur Verfügung. Er wird über Kranstunden der jeweiligen Position zugeordnet. Zur Gestaltung der Untersicht der Decke müssen die Fugen zuerst verspachtelt werden, bevor die Decke anschließend verputzt wird [15]. Dies wird meist an eine externe Firma vergeben.

Im *Diagramm 7.4* sind die einzelnen Kostenpositionen noch einmal graphisch zusammengefasst:

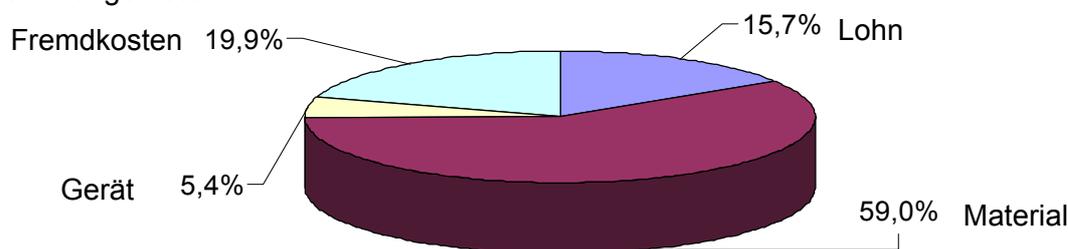


Diagramm 7.4: Kostenanteile der Deckenherstellung aus Spannbeton-Hohldielen für den Wohnungsbau

Die Materialkosten liegen mit 59,0 % um 15 % unter denen aus der Deckenherstellung mit Montaquick-Trägern. Diese setzen sich hauptsächlich aus dem Quadratmeterpreis der Spannbeton-Hohldielen zusammen. Die Fremdkosten liegen mit 19,9 % an zweiter Stelle. Der Hauptanteil hierin besteht aus dem Verputzen der Deckenuntersicht. Dies ist für den Wohnungsbau empfehlenswert, da die Hohlblatten stark zu Rissen im Fugenbereich neigen. Die Lohnkosten liegen bei 15,7 %. Der Hauptbestandteil liegt hier beim Einbringen des Vergussmaterials in die Fugen. Die Gerätekosten liegen hier nur bei 5,4 %.

7.3.1.9 Kosten für die Herstellung der Decke aus Stegverbundplatten

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremdkosten	Bauzeit in h
Stegverbundplatten	- €	2.354 €	- €	- €	-
Bewehrung Fertigteil	- €	575 €	- €	- €	-
Zuschlag Elektrodosen	- €	70 €	- €	- €	-
Zuschlag Aussparungen	- €	35 €	- €	- €	-
Verlegen der Platten	80 €	- €	- €	- €	0,8
Aussparungen erhöhen	74 €	- €	- €	- €	-
Randabschalung Material	- €	104 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	322 €	- €	- €	- €	3,1
Ortbetonbewehrung	- €	167 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	146 €	- €	- €	- €	1,4
Ortbeton	- €	924 €	- €	- €	-
Einbringen Ortbeton	270 €	- €	- €	- €	2,6
Fugen verspachteln	- €	- €	- €	294 €	3,2
Kran vorhalten	- €	- €	159 €	- €	-
Summe	892 €	4.229 €	159 €	294 €	11
in % der Gesamtkosten	16,0	75,9	2,8	5,3	
Kosten für ein Geschoss				5.573 €	

Tabelle 7.12: Kostenermittlung für eine Decke aus Stegverbundplatten für den Wohnungsbau

Stegverbundplatten werden von der Baufirma innerhalb 60 km frei Baustelle gekauft. Der Einkaufspreis besteht wie bei Gitterträger-Elementplatten aus dem Herstellpreis der Platten nach Kapitel 7.2 plus einem Zuschlag von 10 % für den Gewinn, plus Zuschlag für die im Werk eingelegte Bewehrung, plus einem Zuschlag für Elektroden und Aussparungen. Die Platten werden von den eigenen Arbeitern mittels dem Kran des Typs 28 K verlegt. Die Baufirma muss die Randabschalung entweder vorhalten oder mieten. Den Aufbau der Randschalung übernehmen die eigenen Arbeiter. Die in den Stegverbundplatten vorhandenen Aussparungen müssen auf der Baustelle auf die Gesamtdeckenstärke erhöht werden. Die Bewehrung sowie der Ortbeton wird frei Baustelle geliefert und von den eigenen Arbeitern eingebaut.

Der Baustellenkran wird zu 100 % für das Verlegen der Platten, zu 20 % für die Dauer des Vorgangs zum Einbringen der Randabschalung, zu 10 % für das Verlegen der Ortbetonbewehrung und zu 100 % zum Betonieren benötigt. Zur Gestaltung der Deckenuntersicht reicht es aus, die Fugen analog den Gitterträger-Elementplatten zu verspachteln. Die Verspachtelung übernimmt in der Regel der Maler.

Im Diagramm sind die einzelnen Kostenpositionen nochmals graphisch zu erkennen.

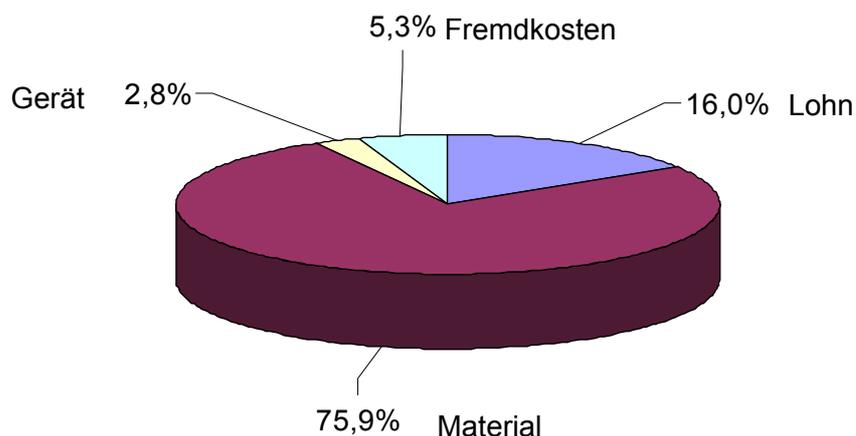


Diagramm 7.5: Kostenanteile der Deckenherstellung aus Stegverbundplatten für den Wohnungsbau

Bei der Herstellung der Decke aus Stegverbundplatten bilden die Materialkosten mit 75,9 % die größte Position der bisher berechneten Varianten. Dies ist vor allem auf den höheren Aufwand bei der Herstellung der Platten im Fertigteilwerk zurückzuführen. Gleich danach stehen mit 16,0 % die Lohnkosten, deren Hauptteil bei der Randabschalung und dem Aufbringen der Ortbetonergänzung liegt. Die Fremdkosten liegen mit 5,3 % noch vor den Gerätekosten mit 2,8 %. Die Fremdkosten beinhalten nur die Verspachtelung der Fugen, während sich bei den Gerätekosten nur die Vorhaltezeit des Krans befindet.

7.3.1.10 Gesamtkostenermittlung für alle fünf Varianten

	Kosten pro Geschoss	Kosten für Gebäude	Kosten pro m ²	Bauzeit in Tagen	Baustellen-gemeinkosten	Endgültige Kosten	in %
Ortbeton-decke	9.391 €	28.172 €	56 €	19,1	1.364 €	29.536 €	100 %
Elementplatten	6.859 €	20.576 €	41 €	8,2	586 €	21.161 €	72 %
Elementplatten mit Montaquick-Trägern	7.957 €	23.872 €	48 €	6,5	464 €	24.336 €	82 %
Spannbeton-Hohldielen	9.992 €	29.977 €	60 €	12,6	900 €	30.877 €	105 %
Stegverbund-platten	5.573 €	16.719 €	33 €	4,1	293 €	17.012 €	58 %

Tabelle 7.13: Gesamtkostenermittlung für das Rechenbeispiel "Wohnungsbau"

Die Herstellkosten pro Geschoss wurden in den Punkten 7.3.1.5 bis 7.3.1.9 ermittelt. Multipliziert man diese mit den drei Geschossen, so ergeben sich die Herstellkosten pro Gebäude.

Die Bauzeit wurde bereits in Stunden pro Geschoss ermittelt und gibt dividiert durch einen Acht-Stunden-Tag die Bauzeit in Tage. Multipliziert man diesen Wert mit der Anzahl der Geschosse, so erhält man die Bauzeit in Tagen für das Herstellen der Decken für das gesamte Gebäude.

Die Baustellengemeinkosten werden mit 7.700 EUR pro Monat in den Eingangsdaten angenommen. Dividiert man diesen durch 21 Arbeitstage pro Monat, so erhält man die Gemeinkosten der Baustelle pro Tag. Multipliziert mit der Bauzeit für das Gebäude in Tagen ergeben sich die Baustellengemeinkosten.

Die endgültigen Kosten bilden die Summe aus den Kosten für Gebäude mit den Baustellengemeinkosten.

Die in der letzten Spalte angegebenen Prozentwerte beziehen auf einen Basiswert von 100 %, den die Ortbetondecke bildet. Graphisch ist der Vergleich der einzelnen Verfahren im *Diagramm 7.6* dargestellt:

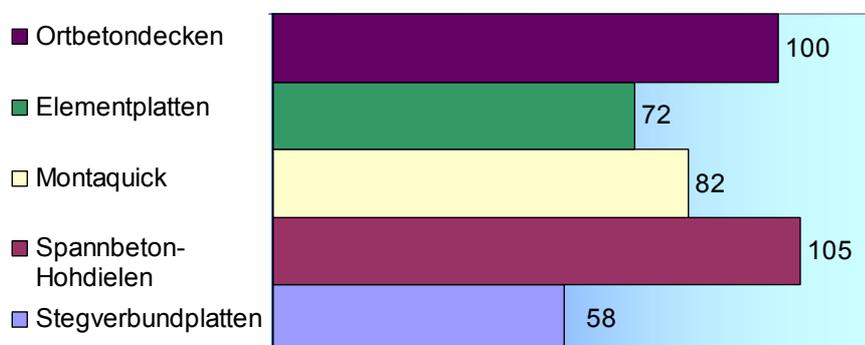


Diagramm 7.6: Prozentuale Gegenüberstellung der verschiedenen Verfahren im Wohnungsbau

7.3.1.11 Gegenüberstellung der fünf verschiedenen Deckensysteme

In der ersten Tabelle werden die Stegverbundplatten mit den anderen Varianten der Deckenherstellung verglichen. Die zweite Tabelle vergleicht die vier Alternativen untereinander.

	Stegverbundplatten gegenüber Ortbetondecke	Stegverbundplatten gegenüber Elementdecke	Stegverbundplatten gegenüber Elementplatten mit Montaquick-Trägern	Stegverbundplatten gegenüber Spannbeton-Hohlblechen
Verkürzte Bauzeit (in Tage)	15,0	4,1	2,4	8,5
Einsparung der Baustellengemeinkosten auf Grund der kürzeren Bauzeit (in €)	1.071,43 €	292,86 €	171,43 €	607,14 €
Vorteil aus den niedrigeren Baustellengemeinkosten umgelegt auf die Gesamtfläche (in € / m ²)	2,14 €	0,59 €	0,34 €	1,21 €
Vorteil bei der Deckenherstellung umgelegt auf die Quadratmeter (in € / m ²)	22,89 €	7,71 €	14,29 €	26,49 €
Summe der Vorteile aus den fixen und variablen Kosten (in € / m ²)	25,03 €	8,29 €	14,64 €	27,71 €

Tabelle 7.14: Kostenvergleich der Stegverbundplatten mit den anderen Systemen im Wohnungsbau

	Elementplatten gegenüber Spannbeton-Hohlblechen	Spannbeton-Hohlblechen gegenüber Ortbetondecke	Elementplatten gegenüber Ortbetondecke	Elementplatten mit Montaquick-Trägern gegenüber Elementplatten	Elementplatten mit Montaquick-Trägern gegenüber Spannbeton-Hohlblechen
Verkürzte Bauzeit (in Tage)	4,4	6,5	10,9	1,7	6,1
Einsparung der Baustellengemeinkosten auf Grund der kürzeren Bauzeit (in €)	314,29 €	464,29 €	778,57 €	121,43 €	435,71 €
Vorteil aus den niedrigeren Baustellengemeinkosten umgelegt auf die Gesamtfläche (in € / m ²)	0,63 €	0,93 €	1,56 €	0,24 €	0,87 €
Vorteil bei der Deckenherstellung umgelegt auf die Quadratmeter (in € / m ²)	18,79 €	3,61 €	15,18 €	6,59 €	12,20 €
Summe der Vorteile aus den fixen und variablen Kosten (in € / m ²)	19,42 €	2,68 €	16,74 €	6,34 €	13,07 €

Tabelle 7.15: Kostenvergleich der anderen Systeme untereinander im Wohnungsbau

Die Gegenüberstellung der untersuchten Deckensysteme stellt in der ersten Zeile den Vorteil in Bezug auf die kürzere Bauzeit dar. Dies ergibt sich aus der Differenz der jeweiligen Bauzeit in Tagen pro Gebäude.

Die Einsparung der fixen Kosten, bezogen auf die kürzere Bauzeit, stellt den Vorteil in der nächsten Spalte dar. Dieser errechnet sich aus dem Vorteil der kürzeren Bauzeit multipliziert mit den Gemeinkosten der Baustelle pro Arbeitstag.

In der nächsten Spalte ist der Vorteil aufgezeigt, der sich auf Grund der kürzeren Bauzeit bezogen auf die Gesamtfläche des Gebäudes ergibt. Er ergibt sich, indem man die Einsparung bei den Baustellengemeinkosten durch die Gesamtfläche dividiert.

Der Vorteil der sich aus den variablen Kosten bei der Herstellung der Decke, bezogen auf die Gesamtfläche ergibt, ist in der nächsten Spalte dargestellt. Dieser lässt sich errechnen, indem man die Kosten für das Gebäude der betrachteten Systeme von einander subtrahiert und anschließend durch die Gesamtfläche dividiert.

Summiert man den Vorteil aus den variablen Kosten pro m² mit dem Vorteil aus den fixen Kosten pro m², so erhält man den gesamten Vorteil des betrachteten Deckensystems in Euro pro m².

7.3.1.12 Zusammenfassung für den Wohnungsbau

Die in den *Tabellen 7.14* und *7.15* dargestellten Vergleiche beziehen sich nicht auf den Rohzustand der Decken, sondern inklusive der Oberflächenbehandlung der Deckenunterseite, die, wie am Anfang erwähnt, streich- bzw. tapezierfertig gestaltet sein soll.

Stellt man die Herstellung der Decken mit Stegverbundplatten der Ortbetonausführung gegenüber, so ist der zweithöchste Kostenvorteil bei dieser Variante von 25,03 € / m² gegeben. Die Bauzeitverkürzung von 15 Tagen ist sowohl auf die unterstützungsfreie Verlegung der Platten, als auch auf die nur zu verspachtelnde Deckenunterseite zurückzuführen. Bezieht man das *Diagramm 7.6* in den Vergleich mit ein, so ist erkennbar, dass auf die zu 100 % bezogene Ausführung in Ortbeton, die Ausführung mit den Stegverbundplatten mit nur gut der Hälfte (58 %) gegenübersteht.

Der Vergleich der Herstellung der Decken mit Stegverbundplatten gegenüber der Herstellung mit Gitterträger-Elementplatten zeigt einen Vorteil von 8,29 € / m² auf. Der gegenüber der Ortbetonausführung geringere Wert lässt sich auch bei der Betrachtung des *Diagramms 7.6* herauslesen. Der Unterschied der beiden Systeme liegt hier nur noch bei 14 %. Die Ersparnis bei der Bauzeit liegt bei 4,1 Tagen. Der große Vorteil der unterstützungsfreien Verlegung der Stegverbundplatten ist hier deutlich zu erkennen, da die Oberflächenbehandlung der Deckenunterseiten bei beiden Varianten gleich ist.

Beim Vergleich der Herstellung der Decken mit Stegverbundplatten gegenüber den Elementplatten mit Montaquick-Trägern, ergibt sich ein Kostenvorteil von 14,64 € / m². Bei der Bauzeit werden noch 2,4 Tage eingespart. Bei der prozentualen Gegenüberstellung der beiden Verfahren nach *Diagramm 7.6* lässt sich noch ein Unterschied von 24 % herauslesen. Der Kostenvorteil pro m² liegt mit 14,64 € trotz weniger Unterstüt-

zungen höher als wie beim Vergleich mit Gitterträger-Elementplatten (8,29 €). Dies ist vor allem auf den Mehraufwand bei der Herstellung zurückzuführen.

Bei der Herstellung der Decken mit Stegverbundplatten kann mit 27,71 € / m² gegenüber der Herstellung mit Spannbeton-Hohldielen im Wohnungsbau am meisten eingespart werden. Das *Diagramm 7.6* bestätigt dies, bei dem die Stegverbundplatten im Vergleich mit 58 % zu den Spannbeton-Hohldielen mit 104 % weitaus günstiger sind. Die Bauzeitersparnis liegt außerdem bei 8,5 Tagen. Ein weiterer großer Vorteil ist hier, abgesehen von den statischen, bei der Oberflächenbehandlung der Deckenunterseite gegeben. Bei den Stegverbundplatten sind nur die Fugen zu verspachteln, während bei der Herstellung mit den Spannbeton-Hohldielen die gesamte Fläche verputzt werden muss.

Beim Vergleich der anderen Deckensysteme untereinander erreicht keines den Kostenvorteil von 27,71 € / m² wie beim Vergleich der SVP mit den Spannbeton-Hohldielen. Dies gilt auch für den Vorteil von 25,03 € / m² der SVP gegenüber der Herstellung in Ortbeton. Lediglich der Vorteil von 14,64 € / m² beim Vergleich der SVP mit der Herstellung von Elementplatten mit Montaquick-Trägern kann beim Vergleich der Elementplatten mit der Herstellung von Spannbeton-Hohldielen übertroffen werden. Des weiteren kann der eben genannte Kostenvorteil auch beim Vergleich der Elementplatten mit der Ausführung in Ortbeton erreicht werden.

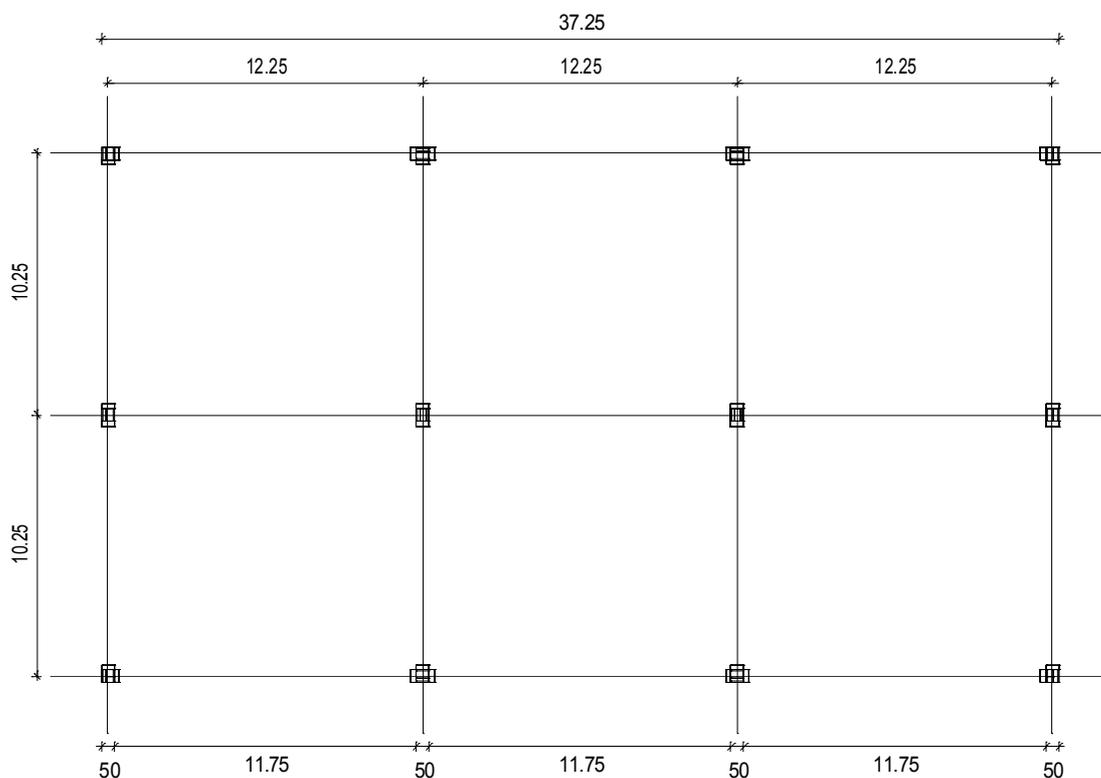
Zieht man am Ende des Rechenbeispiels für den Wohnungsbau Bilanz, so ist deutlich zu erkennen, dass die Ausführung mit Stegverbundplatten gegenüber den hier untersuchten Herstellungsarten die günstigste darstellt. Bei der Betrachtung der *Diagramme 7.1 bis 7.5* ist stets zu berücksichtigen, dass auch wenn die Materialkosten höher sind, die Relation an Material immer die gleiche ist, da es sich immer um die gleich große Deckenfläche handelt. Rechnet man die verkürzte Bauzeit in die Wirtschaftlichkeit der Decken, z. B. durch frühere Mieteinkünfte des Bauherrn, bzw. größere Anzahl von Baustellen für den Bauunternehmer mit ein, so sind die Stegverbundplatten weitaus wirtschaftlicher als sie hier dargestellt sind.

7.3.2 Industriebau

7.3.2.1 Allgemeines

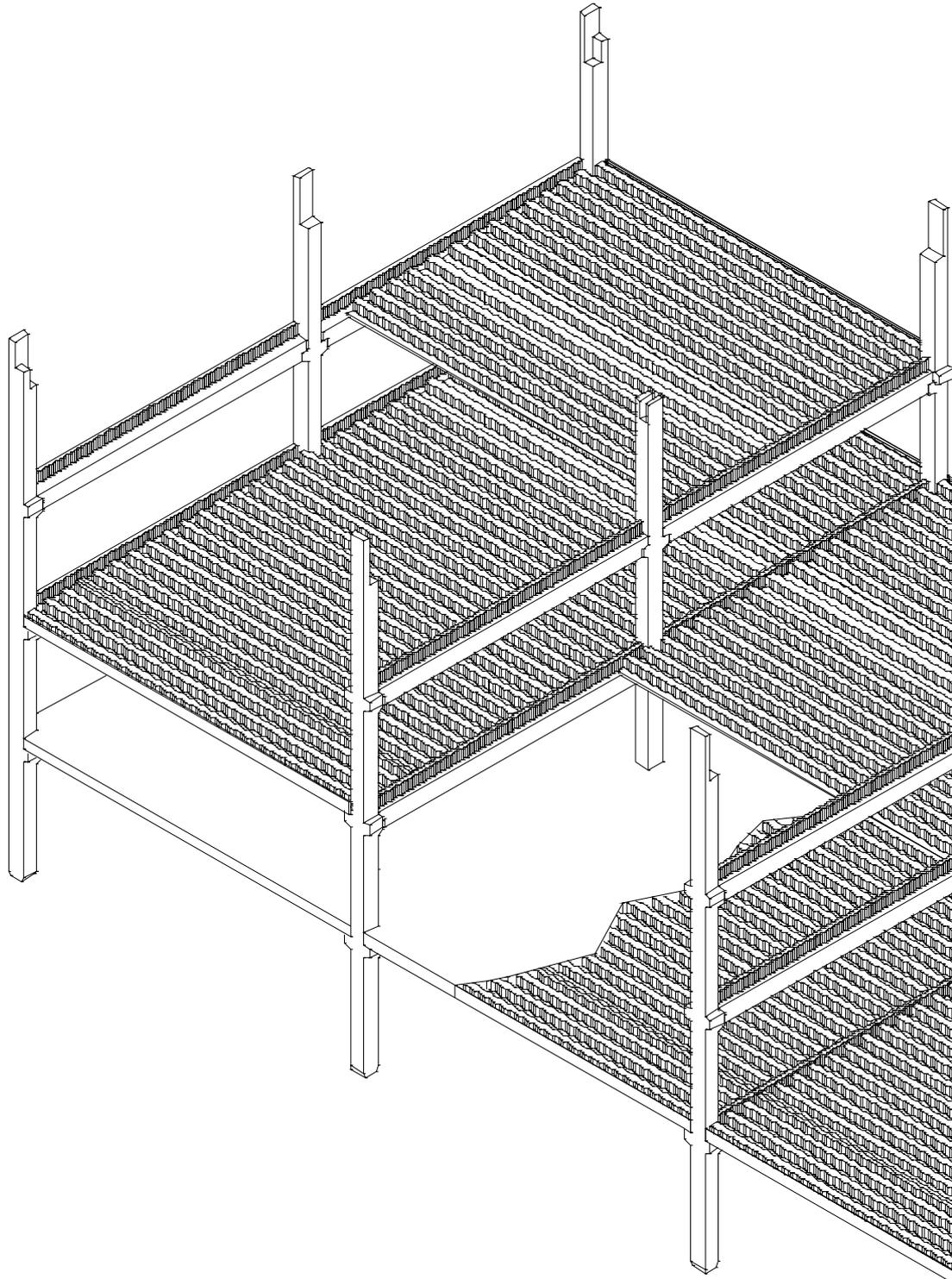
Das Kalkulationsbeispiel "Industriebau" hat vier Geschosse, von denen das oberste mit Stahltrapezblechen aufgeführt werden soll, so dass drei Decken aus Beton herzustellen sind. Die durchschnittliche Geschosshöhe beträgt 3,70 m, bei einer Deckendicke von 36 cm und einem Stützenraster von 12,25 m. Die Decken sind im Endzustand einachsig mit Durchlaufwirkung über drei Felder gespannt. Es werden Stegverbundplatten mit voller Steghöhe in Feldmitte eingesetzt. Die Stegverbundplatten sind in Querrichtung auf Unterzüge mit einer Breite von 50 cm aufgelegt. Bei einer Auflagerbreite von 12,5 cm ergibt sich somit eine Länge für die SVP von 12,00 m. Diese Spannweite kann mit folgenden Eigenschaften der Stegverbundplatte erreicht werden: Stegabstand 62,5 cm, Stegbreite 20 cm, Steghöhe 36 cm (inklusive Fertigteilplattendicke), Druckbewehrung 3 \varnothing 12 und Betongüte C 40. Die Ortbetonergänzung wird mit der Betongüte C 20 ausgeführt. Das Beispiel "Industriebau" sieht als Nutzung eine Lagerhalle vor, so dass nach dem Betonieren keine Oberflächenbehandlung der Deckenuntersicht notwendig ist. Auf der Baustelle steht für die gesamte Bauzeit ein schienengebundener Hochbaukran zur Verfügung. Zum Verlegen aller Fertigteile wird auf Grund des Gewichts (z. B. Stegverbundplatte 12,6 t) und der höheren Flexibilität beim Aufstellen ein Autokran verwendet.

7.3.2.2 Grundriss und Zeichnungen



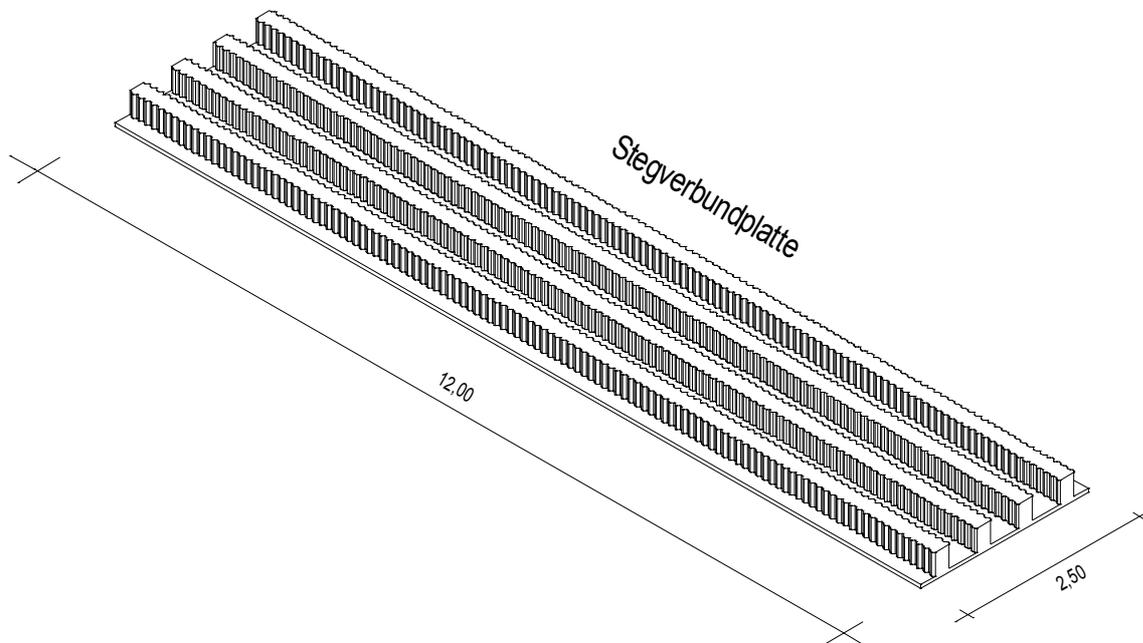
Skizze 7.6: Grundriss Industriebau

Der Grundriss in der *Skizze 7.6* zeigt nur das Stützenraster. Die Unterzüge und die aussteifenden Bauteile sind hier nicht dargestellt. Dieser Grundriss wiederholt sich dreimal, bevor das Dachgeschoss mit Trapezblechprofilen erstellt wird. Zur besseren Darstellung ist hier nur ein Teil des Industriebaus gezeichnet. Hierin ist ein Teil der Stegverbundplatten bereits ausbetoniert, im ersten und oberen Geschoss hingegen sind die Stegverbundplatten nur teilweise verlegt.



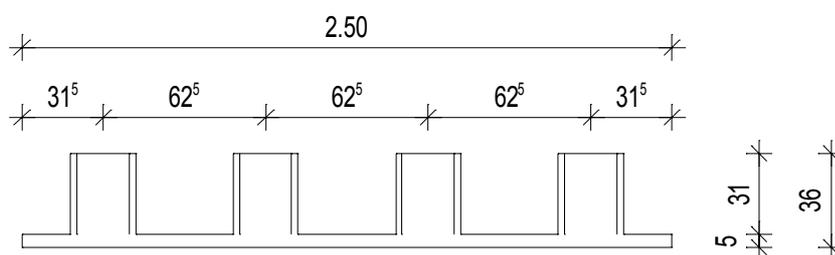
Skizze 7.7: Isometrie eines Ausschnitts aus dem Industriebau

Die zu Grunde gelegten Plattenmaße für den Industriebau sind in der nächsten Skizze zeichnerisch erfasst. Eine weitergehende Optimierung mit weniger Stegen bei größeren Stegbreiten sowie der Einbau von leichtem Füllmaterial ist denkbar, hier aber nicht berücksichtigt.



Skizze 7.8: Isometrie der Stegverbundplatte für den Industriebau

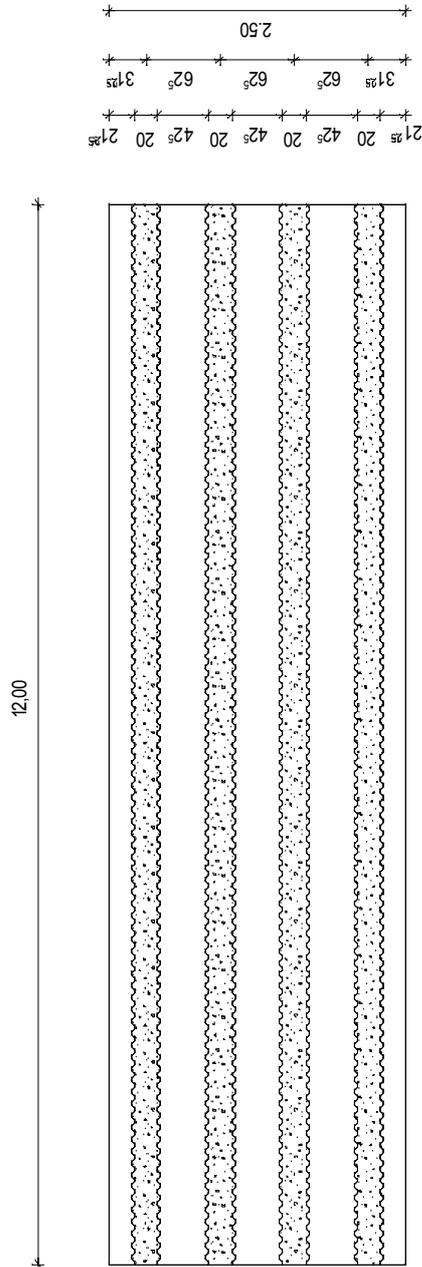
Die Abmessungen der Stegverbundplatten sind im Querschnitt (Skizze 7.9) dargestellt:



Skizze 7.9: Querschnitt der Stegverbundplatte für den Industriebau

Die Draufsicht der Stegverbundplatte und die Daten für die verwendete Stegverbundplatte im Beispiel "Industriebau" sind nachfolgend in der Skizze 7.10 graphisch erfasst:

Draufsicht



- Gesamtleckenstärke = 36 cm
- Fertigteilstärke Decke = 5 cm
- Betongüte = C 40 (B 45)
- Betondeckung = 2,5 cm
- Steghöhe 31 cm
- Stegabstand 62,50 cm
- Stegbreite 20 cm
- Betonstahl BST 500 M, S
- Druckbewehrung Steg 3 0 14
- Zugbewehrung 2 1,62 cm²/m Platte

Skizze 7.10: Draufsicht der Stegverbundplatte für den Industriebau

Zur besseren Veranschaulichung ist nachfolgend ein Animationsbild für das Beispiel "Industriebau" aufgeführt:

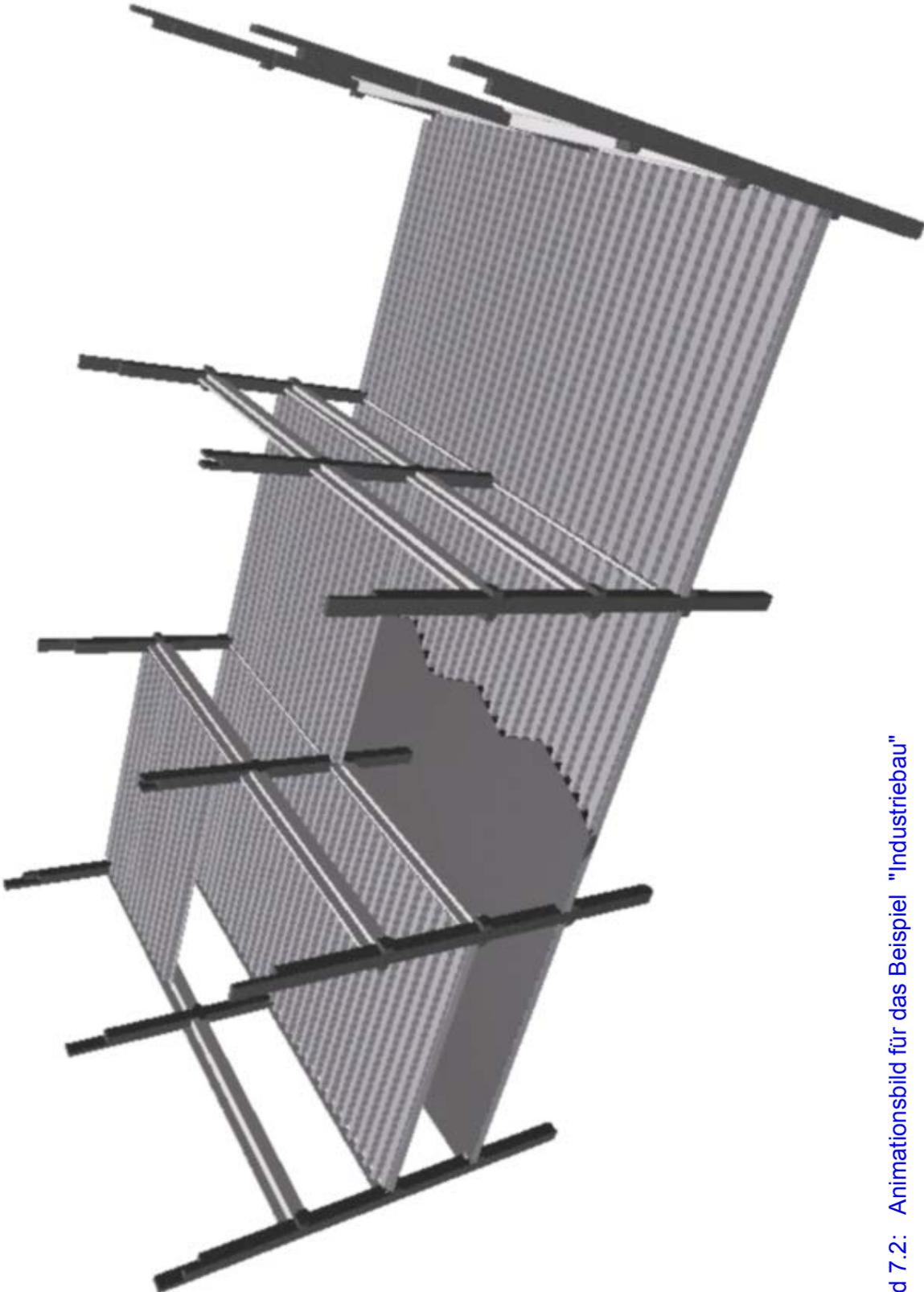


Bild 7.2: Animationsbild für das Beispiel "Industriebau"

7.3.2.3 Eingangsdaten pro Geschoss

In der nachfolgenden Tabelle sind die aus dem Grundriss ermittelten Flächen und Massen für den Industriebau tabellarisch zusammengefasst:

Berechnete Daten	Einheit	Spannbeton-Hohldielen	Elementplatten	Ortbeton-decke	Stegverbundplatten	Elementplatten mit Montaquick-Trägern
Betonoberfläche	m ²	790	790	790	790	790
Ort-Betonmenge	m ³	14	242	281	163	226
Menge Vergussbeton	m ³	7	-	-	-	-
Schalfläche	m ²	740	740	740	740	740
Randschalung	m	118	118	118	118	118
Bewehrungsgehalt Ortbeton	kg/m ²	0,47	2,09	29,23	2,09	2,09
Bewehrungsgehalt Vergussbeton	kg/m ²	0,50	-	-	-	-
Gitterträger	kg/m ²	-	6,66	-	3,84	7,12
Bewehrungsgehalt Fertigteil	kg/m ²	11,56	22,00	-	30,25	22,00
Betonstahl für Ortbeton	to	0,37	1,65	23,08	1,65	1,65
Betonstahl für Vergussfuge	to	0,38	-	-	-	-
Gitterträger	to	-	5,26	-	3,03	5,62
Betonstahl für Fertigteil	to	8,74	17,37	-	23,89	17,37
Stahlwechsel	St	8	-	-	-	-
Elektrodosen	St	60	60	60	60	60
Aussparungen	St	30	30	30	30	30

Tabelle 7.16: Eingangsdaten Kalkulation Industriebau

Die Zeilen 1 bis 5 der berechneten Werte wurden mit Maßen aus dem Grundriss des Industriegebäudes ermittelt. Die Bewehrungsgehalte für die Decke aus Spannbeton-Hohldielen ergeben sich aus einem Bemessungsprogramm.

Die Bewehrungsgehalte (Zeilen 6 - 9) der Element-, Ortbeton- und Stegverbundplatten wurden nach DIN 1045-1 ermittelt.

Die Betonstahlmengen der Zeilen 10 bis 13 der errechneten Werte ergeben sich aus den verschiedenen Bewehrungsgehalten multipliziert mit der Betonoberfläche.

Die Anzahl der Stahlwechsel, Elektrodosen und Aussparungen sind geschätzt.

7.3.2.4 Kostenpositionen und Stundensätze

Die in der *Tabelle 7.16* aufgelisteten Kostenpositionen, Stundensätze und Arbeiterwerte sind Mittelwerte, die sich aus den Angaben von einigen Baufirmen zusammensetzen:

	Einheit	Allgemein	Spannbeton-Hohldielen	Elementplatten	Ortbetonplatten	Stegverbundplatten	Elementplatten mit Mantaquick-Trägern
Kostenpositionen							
Joche	€/ m ²		-	1,50	-	-	0,75
Deckenschalung Material	€/ m ²		-	-	4,00	-	-
Randschalung Material	€/ m		2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Elektrodosen	€/ St		-	7,00	7,00	7,00	7,00
Aussparungen < 1m ²	€/ St		-	5,00	5,00	5,00	5,00
FT Bewehrung	€/ to		-	450,00	-	450,00	450,00
Gitterträger	€/ to		-	1.500,00	-	1.500,00	1.600,00
Fertigteileplatte	€/ m ²		32,50	9,30	-	17,31	14,91
Lieferung Bewehrung	€/ to		460,00	460,00	460,00	460,00	460,00
Verlegen Bewehrung	€/ to		270,00	270,00	270,00	270,00	270,00
Stahlwechsel	€/ St		110,00	-	-	-	-
Stahlwechsel einbauen	€/ St		13,00	-	-	-	-
Ort-Beton	€/ m ³		65,00	65,00	65,00	65,00	65,00
Betonpumpe	€/ m ³		9,00	9,00	9,00	9,00	9,00
Vergussbeton	€/ m ³		75,00	-	-	-	-
Krankkosten	€/ h		50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Autokran	€/ h		82,00	82,00	82,00	82,00	82,00
Gemeinkosten der Baustelle	€/ Monat		3.000,00	3.000,00	3.000,00	3.000,00	3.000,00
Stundensätze							
Einbau Joche	h / m ²		-	0,15	-	-	0,08
Ein- und Ausschalen Decke	h / m ²		-	-	0,50	-	-
Randabschalung	h / m		0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
Schalung Aussparung	h / St		-	0,40	0,40	0,40	0,40
Verlegung der Platten	h / m ²		0,10	0,06	-	0,06	0,06
Rundstahl Verlegen	h / to	13,5					
Matten verlegen	h / to	10,5					
Fugenbewehrung	h / to		40,00	-	-	-	-
Beton einbauen	h / m ³		0,80	0,35	0,30	0,35	0,35
Vergussbeton einbauen	h / m ²		0,10	-	-	-	-
Ausbau Joche	h / m ²		-	0,13	-	-	0,07
Arbeiterwerte							
Anzahl der Arbeiter	Stck		5	5	5	5	5
Mittellohn	€/ h		35	35	35	35	35

Tabelle 7.16: Kostenpositionen und Stundensätze für das Beispiel "Industriebau"

7.3.2.5 Kosten für die Herstellung der Decke in Ortbeton

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremdkosten	Bauzeit in h
Deckenschalung Material	- €	2.961 €	- €	- €	-
Decke ein- und ausschalen	12.954 €	- €	- €	- €	74,0
Randabschalung Material	- €	236 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	1.487 €	- €	- €	- €	8,5
Aussparungen	420 €	- €	- €	- €	2,4
Elektrodosen	- €	- €	- €	420 €	-
Ortbetonbewehrung	- €	10.619 €	- €	- €	-
Bewehrung verlegen	- €	- €	- €	6.233 €	55,4
Ortbeton	- €	18.265 €	- €	- €	-
Beton einbringen	2.951 €	- €	- €	- €	16,9
Betonpumpe	- €	- €	2.529 €	- €	-
Kran vorhalten	- €	- €	3.521 €	- €	-
Summe	17.812 €	32.081 €	6.050 €	6.653 €	157,2
in % der Gesamtkosten	28,5	51,3	9,7	10,6	
Kosten für ein Geschoss				62.595 €	

Tabelle 7.17: Kostenermittlung für eine Decke aus Ortbeton für den Industriebau

Die Herstellung der Decken in Ortbeton verläuft ähnlich wie unter Punkt 7.3.1.5 beschrieben. Anstatt der im Wohnungsbau üblichen Schalung aus Schaltafeln, ist hier der Einsatz von Großflächenschalungen sinnvoll. Beim Einbringen und Verarbeiten des Ortbetons wird auf Grund der großen Menge eine Betonpumpe eingesetzt

Der Hochbaukran steht somit nur noch für die Dauer des Ein- und Ausschalens der Decke mittels Großflächenschalung zu 90 % zur Verfügung und beim Stellen der Randabschalung zu 80 %. Auf Grund der größeren Ortbetonbewehrung wird dem Subunternehmer für das Verlegen der Bewehrung der Kran mit einer Pauschale von 150 Euro zur Verfügung gestellt.

Die einzelnen Anteile der Gesamtkosten lassen sich in dem nachfolgenden Diagramm graphisch darstellen:

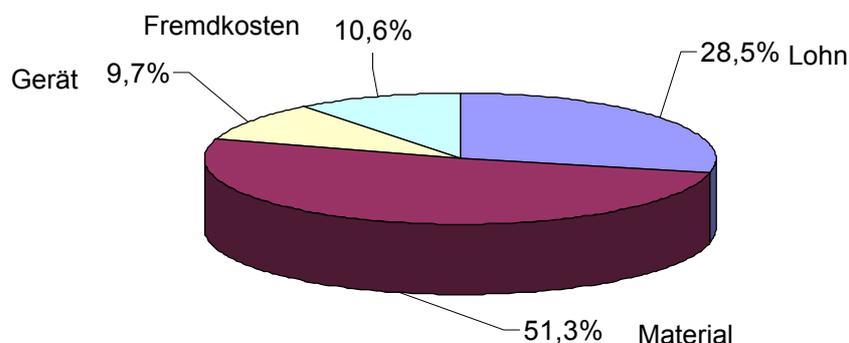


Diagramm 7.7: Kostenanteile der Deckenherstellung in Ortbeton für den Industriebau

Bei der Herstellung der Decken in Ortbeton entsprechen die Materialkosten etwa der Hälfte der Gesamtkosten mit 51,3 %. Die zwei Hauptbestandteile der Materialkosten sind die Ortbetonbewehrung und der Beton. Die Lohnkosten sind mit 28,5 % der zweit größte Anteil. Die Geräte- und Fremdkosten halten sich mit 9,7 % und 10,6 % fast die Waage. Die Gerätekosten entstehen zu fast gleichen Teilen aus der Betonpumpe und dem Kran, während sich die Fremdkosten fast ausschließlich aus der Vergabe des Bewehrungseinbaus zusammensetzen.

7.3.2.6 Kosten für die Herstellung der Decke aus Gitterträger-Elementplatten

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremdkosten	Bauzeit in h
Joche und Stahlstützen	- €	1.110 €	- €	- €	-
Montage Joche und Stützen	3.886 €	- €	- €	- €	22,2
Elementplatten	- €	7.031 €	- €	- €	-
Bewehrung Gitterträger	- €	7.890 €	- €	- €	-
Bewehrung Fertigteil	- €	7.819 €	- €	- €	-
Zuschlag Aussparungen	- €	150 €	- €	- €	-
Zuschlag Elektroden	- €	420 €	- €	- €	-
Verlegen der Platten	1.588 €	- €	- €	- €	9,1
Aussparungen erhöhen	420 €	- €	- €	- €	2,4
Randabschalung Material	- €	236 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	1.487 €	- €	- €	- €	8,5
Ortbetonbewehrung	- €	759 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	- €	- €	- €	446 €	4,0
Ortbeton	- €	15.730 €	- €	- €	-
Betonpumpe	- €	- €	2.178 €	- €	-
Einbringen Ortbeton	2.965 €	- €	- €	- €	16,9
Demontage der Joche	3.368 €	- €	- €	- €	19,2
Kran vorhalten	- €	- €	1.191 €	- €	-
Summe	13.713 €	41.145 €	3.369 €	446 €	82,3
in % der Gesamtkosten	23,4	70,1	5,7	0,8	
Kosten für ein Geschoss				58.673 €	

Tabelle 7.18: Kostenermittlung für eine Decke aus Gitterträger-Elementplatten für den Industriebau

Die Herstellung der Geschossdecke mit den Gitterträger-Elementdecken verläuft gemäß dem Verfahren für den Wohnungsbau. Der Preis der Elementplatten bildet sich, wie im Kapitel 7.3.1.6 erwähnt, aus dem Herstellpreis plus den entsprechenden Zuschlägen.

Die Elementplatten (4,5 t / Platte) werden mit einem Autokran verlegt, dies gewährleistet eine bessere Flexibilität beim Verlegen. Außerdem wird er auch für das Aufstellen der Stützen benötigt. Auf Grund der größeren Ortbetonmenge wird der Beton mittels Betonpumpe eingebaut.

Der Hochbaukran wird zum Betoniervorgang nicht benötigt. Er steht jedoch für die Dauer der Montage der Joche und Stahlstützen zu 10 %, für die Dauer der Randabschalung zu 80 % und für die Demontage der Joche und Stützen zu 10 % zur Verfügung. Der Hochbaukran wird dem Subunternehmer mit einer Pauschalen von 100 Euro zum Verlegen der Ortbetonbewehrung zur Verfügung gestellt und somit von den Krankosten abgezogen.

Die Zusammensetzung der einzelnen Kostenanteile bei der Herstellung der Decke mit Gitterträger-Elementplatten kann im unten stehenden Diagramm zusammengefasst werden:

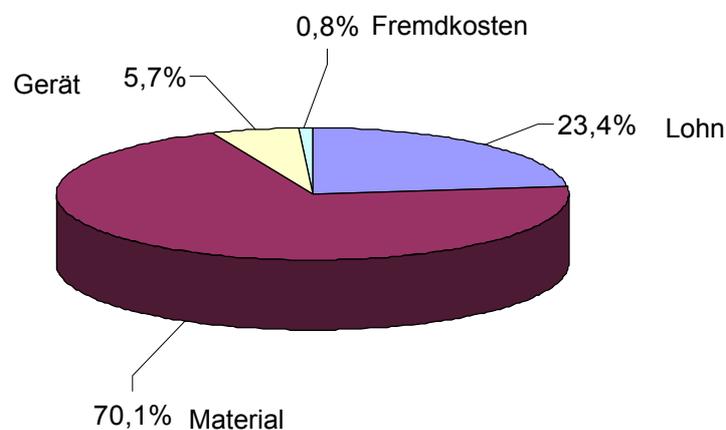


Diagramm 7.8: Kostenanteile der Deckenherstellung mit Gitterträger-Elementplatten für den Industriebau

Der größte Kostenanteil bei der Herstellung der Decke mit Gitterträger-Elementplatten sind die Materialkosten mit 70,1 %. Deren beide Hauptbestandteile sind einmal die Kosten der Elementplatte und zum anderen der Ortbeton. Die Gesamtkosten der Elementplatten addieren sich aus der den Fertigteilen eingelegten Bewehrung, den KS-Trägern und dem Quadratmeterpreis der Platten. Dahinter liegen die Lohnkosten mit 23,3 %, die sich hauptsächlich aus der Montage der Joche und Stahlstützen und deren Demontage zusammensetzen. Die Gerätekosten mit 5,7 % entstehen für die Betonpumpe und aus den Vorhaltekosten für den Hochbaukran. Die Fremdkosten mit nur 0,8 % ergeben sich aus der Vergabe des Armierungsvorgangs.

7.3.2.7 Kosten für die Herstellung der Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremdkosten	Bauzeit in h
Joche und Stahlstützen	- €	555 €	- €	- €	-
Montage Joche und Stützen	2.073 €	- €	- €	- €	11,8
Elementplatten	- €	11.272 €	- €	- €	-
Bewehrung KT-Träger	- €	7.890 €	- €	- €	-
Bewehrung Fertigteil	- €	7.819 €	- €	- €	-
Zuschlag Aussparungen	- €	150 €	- €	- €	-
Zuschlag Elektrodosen	- €	420 €	- €	- €	-
Verlegen der Platten	1.588 €	- €	- €	- €	9,1
Aussparungen erhöhen	420 €	- €	- €	- €	2,4
Randabschalung Material	- €	236 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	1.487 €	- €	- €	- €	8,5
Ortbetonbewehrung	- €	759 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	- €	- €	- €	446 €	4,0
Ortbeton	- €	14.690 €	- €	- €	-
Betonpumpe	- €	- €	2.034 €	- €	-
Einbringen Ortbeton	2.769 €	- €	- €	- €	15,8
Demontage der Joche	1.814 €	- €	- €	- €	10,4
Kran vorhalten	- €	- €	1.095 €	- €	-
Summe	10.149 €	43.791 €	3.129 €	446 €	62,0
in % der Gesamtkosten	17,6	76,1	5,4	0,8	
Kosten für ein Geschoss				57.514 €	

Tabelle 7.19: Kostenermittlung für die Herstellung einer Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern für den Industriebau

Für die Elementplatten müssen nur die Hälfte der Joche und Stahlstützen zur Unterstützung der Platten von der Baufirma vorgehalten bzw. gemietet werden, da größere Spannweiten unterstützungsfrei erreicht werden können. Die Montage und Ausrichtung der Joche sowie die Lieferung und Verlegung erfolgt analog Punkt 7.3.1.7. Der Preis der Elementplatten bildet sich wie beim Beispiel "Wohnungsbau" aus dem Quadratmeterpreis und den entsprechenden Zuschlägen. Die Randabschalung wird wie bei Elementplatten mit Gitterträgern mit den eigenen Arbeitskräften eingebaut. Die vorhandenen Aussparungen müssen auf der Baustelle von den Arbeitern auf die gesamte Deckenstärke erhöht werden. Die noch einzulegende Ortbetonbewehrung sowie der Beton werden frei Baustelle geliefert. Der Ortbeton wird auf Grund der großen Menge nicht mehr mit dem Krankübel, sondern mit der Betonpumpe eingebaut. Das Ausschalen der Decke geschieht analog den normalen Gitterträger-Elementplatten. Zur Gestaltung der Deckenuntersicht müssen die Fugen vom Maler nicht verspachtelt werden. Die Elementplatten mit Montaquickträgern werden analog den Elementplatten mit Gitterträgern mit Hilfe eines Autokrans verlegt.

Das Diagramm stellt die einzelnen Anteile der Kosten nochmals graphisch dar.

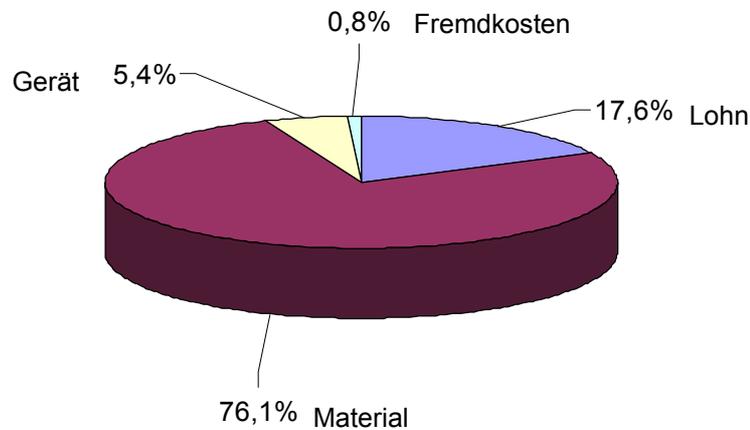


Diagramm 7.9: Kostenanteile der Deckenherstellung aus Elementdecken mit Montaquick-Trägern für den Industriebau

Wie bei der Herstellung der Decke mit den Standard-Gitterträgern bilden auch hier die Materialkosten mit 76,1 % den größten Anteil an den Gesamtkosten. Die zwei Hauptbestandteile der Materialkosten sind die Elementplatten und die Ortbetonerfüllung, wenn man zu dem Quadratmeterpreis der Elementplatten die im Werk eingelegte Bewehrung in Form von Rundstahl und Gitterträger hinzuzählt. Der Lohnanteil mit 17,6 % besteht hauptsächlich aus der Montage und Demontage der Joche und Stahlstützen, sowie der Verlegung der Platten. Die Gerätekosten schlagen mit nur 5,4 % zu Buche, deren Bestandteil die Kosten der Betonpumpe und die Vorhaltekosten des Baustellenkrans ist. Die Fremdkosten liegen bei 0,8 %, die allein aus der Vergabe der Bewehrungsarbeiten entstehen.

7.3.2.8 Kosten für die Herstellung der Decke aus Spannbeton-Hohldielen

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremdkosten	Bauzeit in h
Hohldielen	- €	24.570 €	- €	- €	-
Hohldielen verlegen	2.646 €	- €	- €	- €	15,1
Randabschalungen	- €	236 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	1.487 €	- €	- €	- €	8,5
Ortbetonbewehrung	- €	171 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	175 €	- €	- €	- €	1,0
Stahlwechsel	- €	880 €	- €	- €	-
Stahlwechsel einbauen	104 €	- €	- €	- €	-
Fugenbewehrung	- €	174 €	- €	- €	-
Fugenbewehrung verlegen	529 €	- €	- €	- €	3,0
Ortbeton	- €	910 €	- €	- €	-
Einbringen Ortbeton	392 €	- €	- €	- €	2,2
Vergussbeton	- €	519 €	- €	- €	-
Vergussbeton einbringen	2.646 €	- €	- €	- €	15,1
Kran vorhalten	- €	- €	2.463 €	- €	-
Summe	7.979 €	27.459 €	2.463 €	- €	45,0
in % der Gesamtkosten	21,1	72,4	6,5	0,0	
Kosten für ein Geschoss				37.901 €	

Tabelle 7.20: Kostenermittlung für die Herstellung einer Decke aus Spannbeton-Hohldielen für den Industriebau

Das Herstellen der Decke mit Hilfe von Spannbeton-Hohldielen geschieht analog der Vorgehensweise beim Wohnungsbau. Die einzelnen Platten werden auf Grund ihres Gewichts (7,2 t) und der größeren Flexibilität mit Hilfe eines Autokrans verlegt.

Für die Dauer des Verlegens der Randabschalung steht ein üblicher Hochbaukran zu 80 % zur Verfügung, für das Verlegen der Ortbetonbewehrung zu 30 % und für das Betonieren mittels Krankübel sowie für das Einbringen des Vergussmörtels zu 100 %. Der Einsatz einer Betonpumpe ist bei dieser Kleinmenge nicht sinnvoll.

Das unten stehende Diagramm stellt die Kostenzusammenstellung graphisch dar:

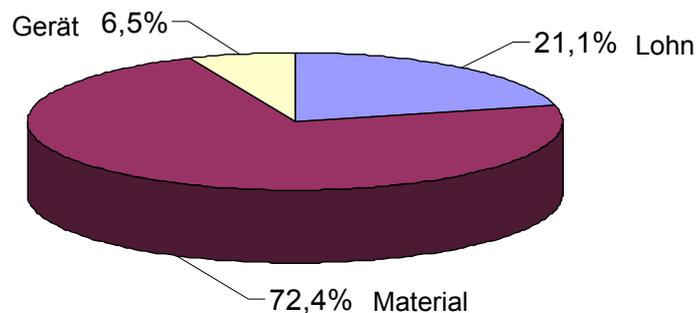


Diagramm 7.10: Kostenanteile der Deckenherstellung aus Spannbeton-Hohldielen für den Industriebau

Wie aus dem Diagramm und auch bereits aus der *Tabelle 7.20* heraus zu lesen ist, fallen keine Fremdkosten an. Den Hauptteil haben jedoch die Materialkosten mit 72,4 %, die hauptsächlich aus den Kosten für die Hohldielen bestehen. Die Lohnkosten liegen mit 21,1 % dahinter. Sie bilden sich hauptsächlich aus dem Verlegen der Platten und dem Einbringen des Vergussbetons. Die Gerätekosten haben mit 6,5 % den geringsten Anteil. Sie setzen sich nur aus den Krankosten zusammen.

7.3.2.9 Kosten für die Herstellung der Decke aus Stegverbundplatten

Kosten	Lohn	Material	Gerät	Fremdkosten	Bauzeit in h
Elementplatten	- €	13.086 €	- €	- €	-
Gitterträger	- €	5.760 €	- €	- €	-
Bewehrung Fertigteil	- €	10.750 €	- €	- €	-
Zuschlag Aussparungen	- €	150 €	- €	- €	-
Zuschlag Elektroden	- €	420 €	- €	- €	-
Verlegen der Platten	1.588 €	- €	- €	- €	9,1
Aussparungen erhöhen	420 €	- €	- €	- €	2,4
Randabschalung Material	- €	236 €	- €	- €	-
Randabschalung verlegen	1.487 €	- €	- €	- €	8,5
Ortbetonbewehrung	- €	759 €	- €	- €	-
Verlegen Ortbetonbewehrung	- €	- €	- €	446 €	4,0
Ortbeton	- €	10.595 €	- €	- €	-
Betonpumpe	- €	- €	1.467 €	- €	-
Einbringen Ortbeton	1.997 €	- €	- €	- €	11,4
Kran vorhalten	- €	- €	984 €	- €	-
Summe	5.491 €	41.757 €	2.451 €	446 €	35,3
in % der Gesamtkosten	11,0	83,3	4,9	0,9	
Kosten für ein Geschoss				50.145 €	

Tabelle 7.21: Kostenermittlung für die Herstellung einer Decke aus Stegverbundplatten für den Industriebau

Die Herstellung der Massivdecke aus Stegverbundplatten verläuft wie im Wohnungsbau, lediglich das Einbringen des Ortbetons ändert sich auf Grund der größeren Menge. Hierfür wird eine Betonpumpe eingesetzt. Für das Verlegen der Platten wird auf Grund des hohen Gewichts (12,6 t) und der besseren Flexibilität beim Verlegen mit Hilfe eines Autokrans vorgenommen.

Der normale Hochbaukran wird lediglich für das Stellen der Randabschalung zu 80 % veranschlagt. Für das Verlegen der Ortbetonbewehrung wird der Kran mit einer Pauschalen von 100 Euro dem Subunternehmer zur Verfügung gestellt.

Das nachstehende Diagramm stellt die Kostenzusammenstellung nochmals graphisch dar:

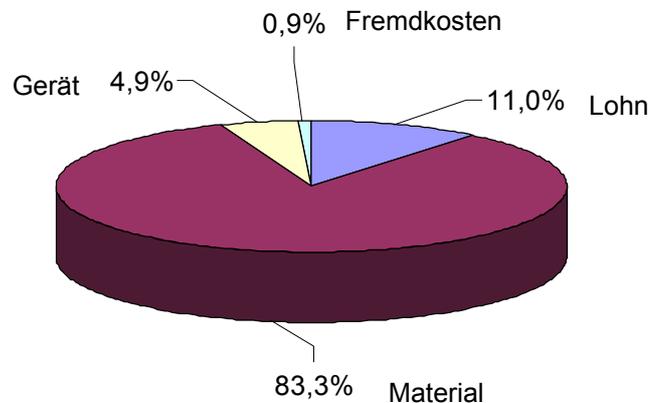


Diagramm 7.11: Kostenanteile der Deckenherstellung aus Stegverbundplatten für den Industriebau

Wie bei den bereits erwähnten Varianten bilden auch hier die Materialkosten den Hauptbestandteil mit 83,3 %. Die Materialkosten setzen sich hauptsächlich aus dem Quadratmeterpreis der SVP, der im Werk eingelegten Bewehrung und der Ortbetoner-gänzung zusammen. Die Lohnkosten liegen mit 11,0 % an zweiter Stelle. Die Hauptkomponenten liegen bei der Verlegung der Platten und dem Einbringen des Ortbetons. Die Gerätekosten liegen bei 4,9 %, die sich wiederum aus der Betonpumpe und den Vorhaltekosten des Krans zusammensetzen. Die Fremdkosten, die durch die Fremdvergabe des Einbringens der Bewehrung entstehen, liegen bei 0,9 % der Gesamtkosten.

7.3.2.10 Gesamtkostenermittlung für alle fünf Varianten

	Kosten pro Geschoss	Kosten für Gebäude	Kosten pro m ²	Bauzeit in Tagen	Baustellen-gemeinkosten	Endgültige Kosten	in %
Ortbeton-platten	62.595 €	187.786 €	79 €	58,9	8.421 €	196.206 €	100 %
Element-platten	58.673 €	176.018 €	74 €	30,9	4.410 €	180.428 €	92 %
Montaquick	57.514 €	172.543 €	73 €	23,2	3.319 €	175.862 €	90 %
Spann-beton-Hohlplatten	37.418 €	112.253 €	47 €	16,9	2.411 €	114.663 €	58 %
Steg-verbund-platten	48.867 €	146.601 €	62 €	13,3	1.893 €	148.494 €	76 %

Tabelle 7.22: Gesamtkostenermittlung für den Industriebau

Die Kosten pro Geschoss wurden in den Kapiteln 7.3.2.5 bis 7.3.2.9 für die einzelnen Varianten ermittelt. Die Kosten für das gesamte Gebäude ergeben sich aus den Kosten pro Geschoss multipliziert mit den drei Geschossen.

Die Baustellengemeinkosten richten sich nach der Bauzeit, die in der Spalte 4 angegeben sind. Die Baustellengemeinkosten pro Monat sind mit 7.700 EUR in den Eingangswerten festgelegt.

Die endgültigen Kosten sind die Summe aus den Baustellengemeinkosten und den Gebäudekosten.

Die Basis zur Darstellung der Gesamtkosten in Prozent stellt die Ortbetondecke dar. Sie bildet 100 % der Kosten, auf die sich die anderen Werte beziehen.

Graphisch sieht dies wie folgt aus:

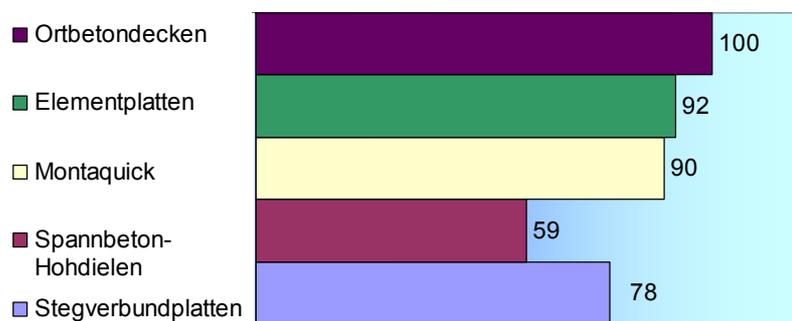


Diagramm 7.12: Prozentuale Gegenüberstellung der verschiedenen Verfahren für den Industriebau

7.3.2.11 Gegenüberstellung der fünf verschiedenen Deckensysteme

	Stegverbundplatten gegenüber Ortbetondecke	Stegverbundplatten gegenüber Elementdecke	Stegverbundplatten gegenüber Elementplatten mit Montaquick-Trägern	Stegverbundplatten gegenüber Spannbeton-Hohldielen
Verkürzte Bauzeit (in Tage)	45,7	17,6	10,0	3,6
Einsparung der Baustellengemeinkosten auf Grund der kürzeren Bauzeit (in €)	6.527,37 €	2.517,00 €	1.425,94 €	517,65 €
Vorteil aus den niedrigeren Baustellengemeinkosten umgelegt auf die Gesamtfläche (in € / m ²)	2,76 €	1,06 €	0,60 €	0,22 €
Vorteil bei der Deckenherstellung umgelegt auf die Quadratmeter (in € / m ²)	15,77 €	10,80 €	9,33 €	15,50 €
Summe der Vorteile aus den fixen und variablen Kosten (in € / m ²)	18,52 €	11,86 €	9,93 €	15,28 €

Tabelle 7.23: Kostenvergleich der Stegverbundplatten mit den anderen Systemen

Die *Tabelle 7.23* zeigt die Kostenvergleiche der Stegverbundplatten gegenüber den anderen vier Herstellungsvarianten. In der nächsten Tabelle ist der Vergleich der alternativen Herstellmöglichkeiten untereinander gezogen:

	Spannbeton-Hohldielen gegenüber Elementplatten	Spannbeton-Hohldielen gegenüber Ortbetondecke	Elementplatten gegenüber Ortbetondecke	Elementplatten mit Montaquick-Trägern gegenüber Elementplatten	Spannbeton-Hohldielen gegenüber Elementplatten mit Montaquick-Trägern
Verkürzte Bauzeit (in Tage)	14,0	42,1	28,1	7,6	6,4
Einsparung der Baustellengemeinkosten auf Grund der kürzeren Bauzeit (in €)	1.999,35 €	6.009,72 €	4.010,37 €	1.091,06 €	908,29 €
Vorteil aus den niedrigeren Baustellengemeinkosten umgelegt auf die Gesamtfläche (in € / m ²)	0,84 €	2,54 €	1,69 €	0,46 €	0,38 €
Vorteil bei der Deckenherstellung umgelegt auf die Quadratmeter (in € / m ²)	26,30 €	31,27 €	4,97 €	1,47 €	24,83 €
Summe der Vorteile aus den fixen und variablen Kosten (in € / m ²)	27,14 €	33,80 €	6,66 €	1,93 €	25,22 €

Tabelle 7.24: Kostenvergleich der anderen Systeme untereinander

Die *Tabellen 7.23* und *7.24* zeigen die Vorteile der verschiedenen Systeme. In der ersten Spalte ist der Vorteil in Tagen aufgeführt, der sich auf Grund der kürzeren Bauzeit ergibt. Dieser ergibt sich aus der Differenz der Bauzeit der verglichenen Systeme.

Multipliziert man die eingesparten Tage mit den Baustellengemeinkosten pro Tag, so ergibt sich die Einsparung bei den fixen Kosten durch die kürzere Bauzeit. Diese Einsparungen sind in der zweiten Zeile aufgelistet.

Dividiert man diesen Betrag durch die gesamte Gebäudefläche, so erhält man die Einsparung auf Grund der kürzeren Bauzeit, bezogen auf die Gesamtfläche des Gebäudes in Euro pro m².

Die Einsparungen der variablen Kosten, die sich bei der Herstellung der Decke ergeben, sind in der vierten Zeile aufgeführt. Sie ergeben sich aus der Differenz der Kosten für das Gebäude bei der jeweiligen Herstellungsvariante, dividiert durch die gesamte Gebäudefläche.

Summiert man anschließend die Zeile 3 und 4 der *Tabellen 7.23* und *7.24*, so ergibt sich der gesamte Vorteil in Euro pro m² des jeweiligen Systems inklusive der fixen und variablen Kosten der Baustelle.

7.3.2.12 Zusammenfassung für den Industriebau

Die in den Tabellen 7.23 und 7.24 dargestellten Vergleiche beziehen sich im Kalkulationsbeispiel "Industriebau" auf die Deckenherstellung ohne weitere Oberflächenbehandlung, da hier die Nutzung für ein Lagergebäude vorliegt.

Die Einsparung bei der Herstellung der Decken mit den Stegverbundplatten gegenüber der Herstellung in Ortbeton liegt bei 18,52 € / m². Bei der Bauzeit spart man sich 45,7 Tage bei der Betrachtung des gesamten Gebäudes. Der große Vorteil lässt sich auch mit dem *Diagramm 7.12* verdeutlichen, da der Unterschied der beiden Varianten bei 22 % liegt.

Der Vergleich der Herstellung mit Stegverbundplatten gegenüber den Gitterträger-Elementplatten zeigt, dass man 11,86 € / m² bei den Baukosten einspart. Die Einsparung in der Bauzeit liegt sogar bei 17,6 Tagen für das gesamte Gebäude. Der Vergleich nach dem *Diagramm 7.12* zeigt ebenfalls einen prozentualen Vorteil von 14 Punkten.

Vergleicht man die Herstellung der Decken mit Stegverbundplatten in dem Beispiel "Industriebau" gegenüber der Herstellung durch Elementplatten mit Montaquick-Trägern, so entsteht ein Kostenvorteil von 9,93 € / m². Bei der Gesamtbauzeit können 10 Tage eingespart werden. Diese geringere Einsparung bestätigt das *Diagramm 7.12*, das einen prozentualen Unterschied der beiden Varianten von 12 % anzeigt.

Bei der Herstellung der Decken mit Stegverbundplatten spart man gegenüber der Herstellung mit Spannbeton-Hohldielen keinen Euro ein. Im Gegenteil, die Herstellung der Decke mit Spannbeton-Hohldielen ist um 15,28 € / m² billiger. Mit der Herstellung aus Stegverbundplatten spart man sich bei der Bauzeit dennoch 3,6 Tage, bezogen auf das gesamte Gebäude. Rechnet man bei der Wirtschaftlichkeit die verkürzte Bauzeit mit früheren Miteinkünften des Bauherrn, bzw. einer größeren Anzahl von Baustellen bei den Bauunternehmern, so können Stegverbundplatten von Fall zu Fall günstiger sein. Ein weiterer, hier nicht einbezogener Vorteil der Herstellung mit Stegverbundplatten ist, dass die Spannbeton-Hohldielen nicht für sehr große Belastungen ausgelegt sind und somit bei großen Beanspruchungen der Decke nur teilweise eingebaut werden können. Der Vorteil der Spannbeton-Hohldielen lässt sich auch aus dem *Diagramm 7.12* herauslesen, bei dem die Stegverbundplatten mit 78 % und die Spannbeton-Hohldielen mit 59 % heraus zulesen sind.

Der Vergleich der anderen Systeme untereinander zeigt, dass beim Vergleich der Herstellung der Decken mit Spannbeton-Hohldielen gegenüber der Herstellung in Ortbeton mit 33,80 € / m² am meisten eingespart werden kann. Vergleicht man weiterhin die Spannbeton-Hohldielen sowohl mit den Gitterträger-Elementplatten als auch mit den Elementplatten mit Montaquick-Trägern, so kann in beiden Fällen über 20 € / m² eingespart werden. Beim Vergleich der einzelnen Komponenten ist wie im Beispiel "Wohnungsbau" darauf zu achten, dass obwohl der Anteil der Materialkosten unterschiedlich hoch ist, immer die gleiche Deckenfläche hergestellt wird.

Die Vergleiche zeigen zwar, dass die Herstellung der Decken mit den Spannbeton-Hohldielen die billigste Variante ist, jedoch sind bei jedem Bauvorhaben auch die Nachteile dieser Variante (nur einachsige Tragwirkung, geringere Nutzlast, größere Rissneigung) mit diesen Vorteilen abzuwägen.

7.3 Zusammenfassung der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen

Anhand der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für den *Wohnungsbau* hat sich der große Vorteil der unterstützungsfreien Verlegung deutlich heraus kristallisiert. Das lohnintensive Aufstellen und Ausrichten sowie die Demontage der Joche und Stützen hat die Lohnkosten auf 15,8 % gesenkt. Bei der Herstellung mit Gitterträger-Elementplatten liegen sie mit 28,7 % deutlich höher. Auch bei der Herstellung der Decke aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern liegen die Lohnkosten mit 18,7 % höher als bei den Stegverbundplatten. Lediglich die Spannbeton-Hohldielen liegen mit 5,7 % unter dem Lohnanteil der SVP.

Auch die im Kapitel 1 erwähnte Bauzeitverkürzung hat sich bestätigt. Mit nur 4,1 Tagen für drei Geschossdecken kann die schnellste Bauzeit, bezogen auf die Fertigdecken, erreicht werden.

Auch beim *Industriebau* haben sich die im Kapitel 1 erwähnten Vorteile der Lohnkostensenkung und der Bauzeitverkürzung gezeigt. Mit nur 11 % Lohnkosten liegt die Herstellung mit SVP vor den Elementplatten mit Montaquick-Trägern (17,6 %), gefolgt von den Spannbeton-Hohldielen (21,3 %), den Gitterträger-Elementplatten (23,4 %) und der Ausführung in Ortbeton mit 28,5 %.

Bei der Bauzeit von nur 13,3 Tagen für drei Geschossdecken liegen sie auch hier vor den anderen Varianten. Die Spannbeton-Hohldielen liegen mit 16,9 Tagen dicht dahinter, während die Ausführung aus Elementdecken mit Montaquick-Trägern bereits 23,3 Tage, die Gitterträger-Elementplatten mit 30,9 Tagen und die Ausführung in Ortbeton mit 58,9 Tagen weit dahinter liegen. Bei der Herstellung der Decken aus Elementplatten mit Montaquick-Trägern, den Gitterträger-Elementplatten und in Ortbeton ist der erschwerte Schalaufwand durch die größere Höhe deutlich spürbar.

Bei der Herstellung der Decken mit SVP ist sowohl im Wohnungsbau als auch im Industriebau deutlich erkennbar, dass die Materialkosten mit 75 % bzw. mit 83,3 % sehr hoch sind. Dies liegt einerseits an den relativ hohen Herstellkosten. Deswegen ist hier besonders darauf zu achten, dass das kostengünstigste Herstellverfahren für das jeweilige Fertigteilwerk gewählt wird. Die im Kapitel 7.1 dargestellte Kalkulation bezieht sich auf die Herstellung der SVP mit Hilfe einer Schalvorrichtung. In wie weit die Herstellung mit einer verlorenen Schalung eventuell kostengünstiger ist, konnte in diesem Forschungsvorhaben auf Grund mangelnder Kooperation mancher Hersteller nicht geklärt werden.

Auf der anderen Seite belegen die hohen Anteile der Materialkosten vor allem, dass bei dieser Bauweise lohnkostenintensive Arbeiten auf den Baustellen einschneidend verringert werden können.

Weiterhin haben die Untersuchungen im Kapitel 7 eine größere Wertschöpfung der Fertigteilwerke und die Kostenvorteile auf der Baustelle bestätigt.

8. DURCHGEFÜHRTE VERSUCHE

8.1 Allgemeines

Die rechnerischen Ergebnisse der vorherigen Kapitel wurden anhand von 11 Versuchsplatten untersucht. Alle Versuchskörper hatten gleiche Stegabstände und Stegbreiten, während sie bei der Stützweite, der Steghöhe, der Betongüte und dem Belastungszustand (Bau- oder Endzustand) variierten. Die Versuchsplatten wurden mit einer Steghöhe von 16 cm, 18 cm und 20 cm hergestellt bei Stützweiten von 6,0 und 4,2 m. Acht Versuchskörper wurden im Fertigteilverk nach der DIN 1045 mit der Betongüte B 35 hergestellt, zwei in B 55 und eine in B 85. Diese entsprechen nach der DIN 1045-1 in etwa den Betongüten C 30, C 45 und C 70, die rechnerisch diesen Platten zu Grunde gelegt wurden. Die Versuche ergaben wichtige Erkenntnisse über die Herstellung, Tragfähigkeit und Handhabung von Stegverbundplatten.

Ein in der Augsburger Umgebung ansässiges Fertigteilverk erklärte sich bereit, die Versuchsplatten herzustellen und einen Teil seiner Fahrzeughalle für die Versuchsdurchführung freizuhalten. Anhand der örtlichen Gegebenheiten und des Fertigungsprozesses dieses Fertigteilverkes konnte nun mit der Vorplanung der Versuchseinrichtung, der Schalungseinheit und der Vorbemessung begonnen werden.

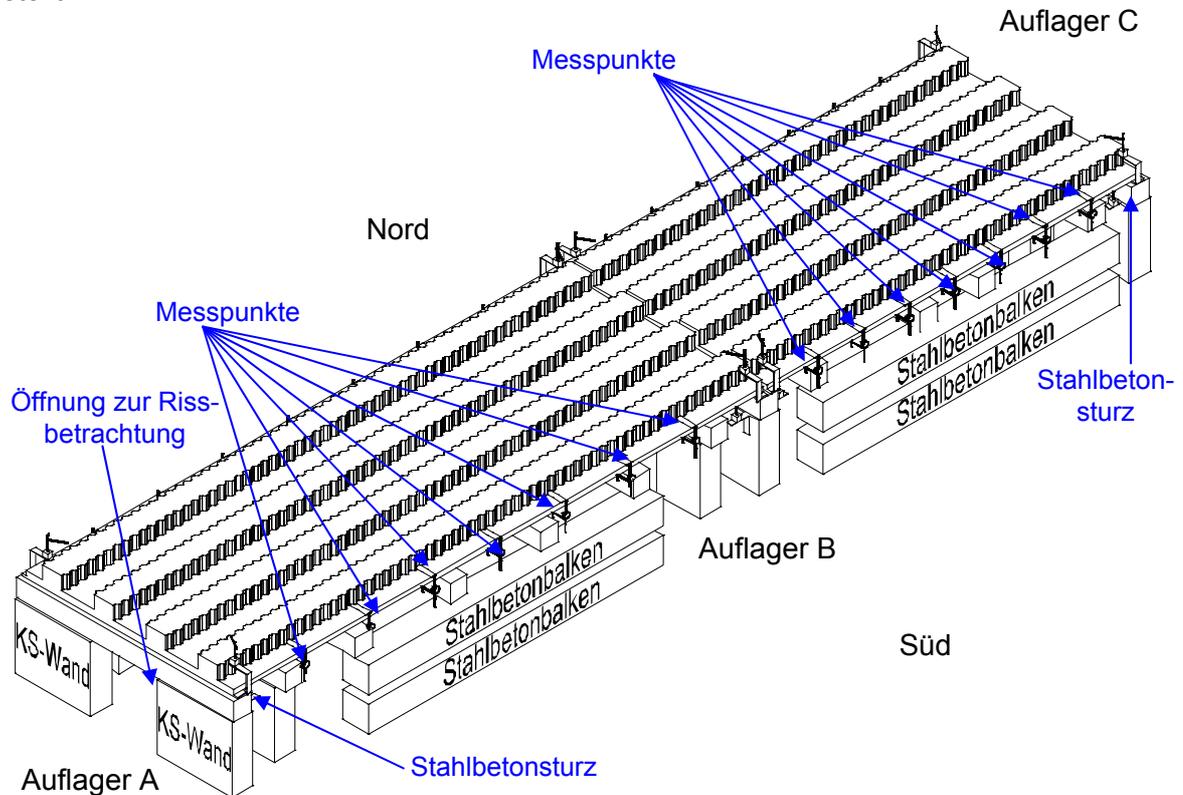
8.2 Vorplanung

8.2.1 Versuchseinrichtung

Eine praxismgerechte Versuchsdurchführung konnte nur erreicht werden, wenn eine entsprechende Versuchsvorrichtung dazu geplant wurde. Wie im Wohnungsbau üblich sollte auch hier Mauerwerk als Auflager verwendet werden. So wurden drei Wände aus Kalksandsteinen mit einer Höhe von 1,00 m vorgesehen. Die Länge der Wände wurde auf Grund der Palettenbreite von 2,40 m auf 2,50 m festgelegt. Von den drei Wänden wurde lediglich die mittlere auf die Höhe von 1,00 m gemauert. In den beiden äußeren Wänden sollte eine Öffnung von ca. 75 x 75 cm frei gehalten werden, durch die man unter die Versuchskörper gelangte, um das Rissbild betrachten zu können. Damit die durch die Belastung auftretenden Kräfte auf das Mauerwerk abgetragen werden konnten, wurden die Öffnungen der beiden äußeren Wänden mit Stahlbetonstützen überbrückt.

Die Belastung der Versuchskörper sollte bis zur Bruchlast geführt werden, das zu großen Durchbiegungen in Feldmitte und zu einer großen Verdrehung am Auflager führen konnte. Die Durchbiegungen in Feldmitte wurden mit analogen Messuhren in den Achtpunkten gemessen. Aufgrund der Durchbiegungen hatten die inneren fünf Messuhren einen Messweg von 80 mm und die beiden äußeren einen von 50 mm. Die Messuhren wurden auf beiden Seiten der Versuchskörper angebracht. Hierdurch konnte

einerseits die Querverteilung der Platte beobachtet werden. Andererseits konnte bei eventuellen Ausreißern bei der Durchbiegungsablesung ein Mittelwert gebildet werden. In der nachfolgenden Skizze ist die geplante Versuchseinrichtung schematisch dargestellt.



Skizze 8.1: Versuchsanordnung

In der Skizze 8.1 sind die Auflager mit Buchstaben gekennzeichnet und auch die Himmelsrichtungen mit Nord und Süd angegeben. Das Kennzeichnen der Auflager mit A, B und C, sowie der Himmelsrichtungen diente der besseren Orientierung beim Belasten der Versuchskörper und beim Ablesen der Messuhren.

Als Auflager für die Fühler der Messuhren sollten zwei übereinander liegende Stahlbetonbalken verwendet werden. Die für die Messuhren benötigte Höhenlage der Stahlbetonbalken wurde erreicht, indem Kalksandsteine zum Ausgleich zwischen die beiden Stahlbetonbalken gelegt wurden. Für die längeren Platten waren die Stahlbetonbalken zu kurz, so dass hier für die Messuhren mit 50 mm Messweg Kalksandsteine trocken übereinander gelegt wurden. Zum Messen von eventuellen Dehnungen oder Stauchungen im Auflagerbereich wurden ca. im Abstand von der statischen Nutzhöhe digitale Messuhren ober- und unterhalb der Stege der Versuchskörper angebracht.



Bild: 8.1:
bi-Trapezlager

Auf Grund der zu erwartenden starken Verdrehung am Auflager lagen die Versuchskörper nicht auf einem Mörtelbett, sondern auf bi-Trapezlager (siehe Bild 8.1). Die Trapezlager waren 2 cm stark und 10 cm breit und ließen eine Verdrehung am Auflager bis zu 60 ‰ ungehindert zu. Die Lager waren auf den Außenwänden mittig angeordnet, auf der mittleren Wand waren sie mit der Au-

ßenkante der Kalksandsteine bündig. Beim Auflager B ergab sich somit ein Spalt von 4 cm zwischen den Trapezlagern. Bei sehr hohem Lastniveau wurde das mittlere Mauerwerk exzentrisch belastet und die gegenüberliegende Stegverbundplatte wirkte mit ihrem Eigengewicht entgegen.

Als Abfangkonstruktion zur Sicherung dienten Holzbalken mit einem Querschnitt von 20 x 20 cm. Die beiden äußersten Holzbalken lagen in einem Abstand von 25 cm von der Innenkante der Auflager, was etwa der zweifachen statischen Nutzhöhe entsprach, so dass bei einem Versagen der Platte auf Querkraft die Abfangkonstruktion vor dem gestörten Querschnitt lag und eventuell weiter belastet werden konnte. Die anderen Balken wurden ausgemittelt. Für die großen Versuchskörper waren insgesamt fünf Holzbalken und für die kleinen drei Balken ausreichend.

Das *Bild 8.2* zeigt die geplante Versuchseinrichtung für die längeren Versuchskörper in der Fahrzeughalle.

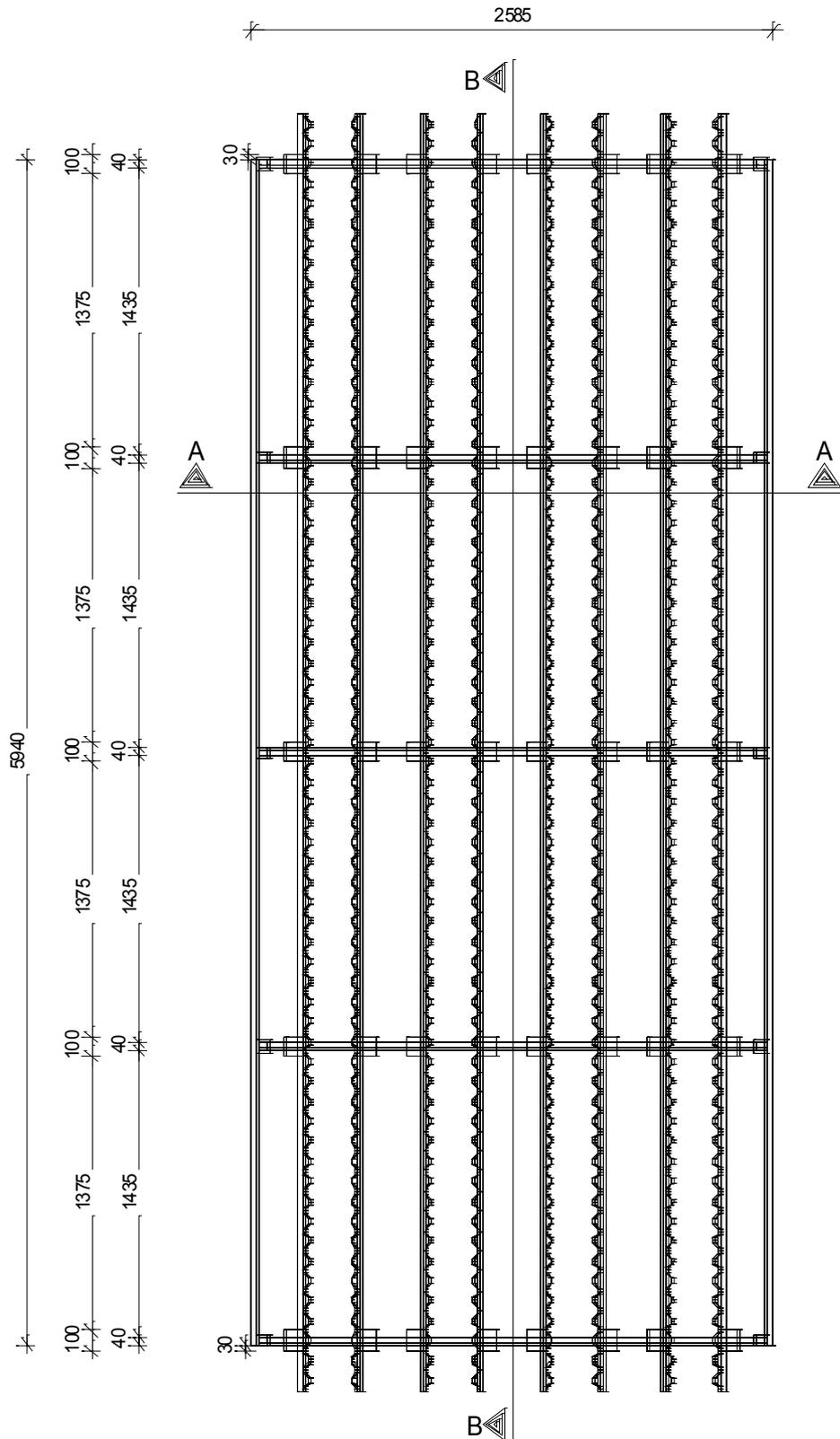


Bild 8.2: Anordnung der Abfangkonstruktion und der Messuhren

8.2.2 Schalung

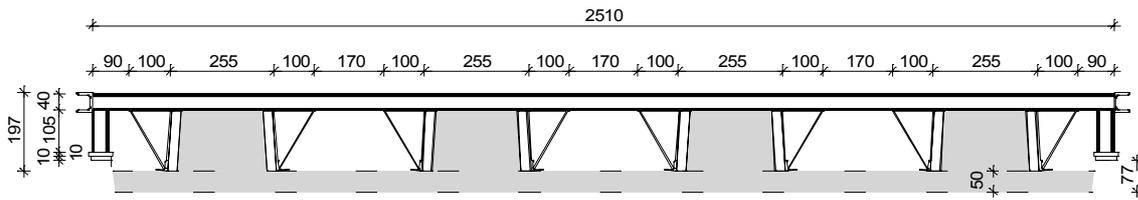
Wie bereits oben erwähnt, wurden die Versuchskörper in einem Elementdeckenwerk im Raum Augsburg hergestellt. Dieses Werk produziert Elementplatten mit einer Palettenbreite von 2,40 m in Umlauffertigung, bei denen die Platten mit Hilfe von Aussenrüttlern verdichtet werden. Nach Gesprächen stellte sich heraus, dass die Versuchskörper am besten in einem Betoniervorgang hergestellt werden. Eine entsprechende Schalung sollte nach dem Bewehren auf die Palette gestellt und mit dieser verschraubt werden, so dass sie sich beim Verdichten nicht von der Palette löst. Anschließend sollte in der Betonierkammer zunächst die Platte hergestellt und verdichtet werden, bevor die Stege verfüllt und gerüttelt werden. Die Schalung sollte erst nach dem Verbleib in der Härtekammer mittels eines Krans abgehoben werden. Auf diesen Produktionsablauf war die Schalung nun auszulegen.

Die nachfolgende Skizze zeigt den Grundriss der Schalung:

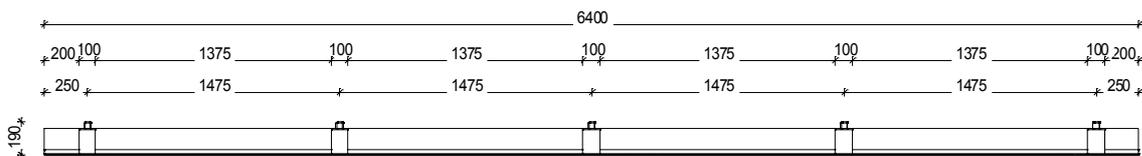


Skizze 8.2: Grundriss der Schalung

Die Schnitte A und B sind in den zwei folgenden Skizzen dargestellt:



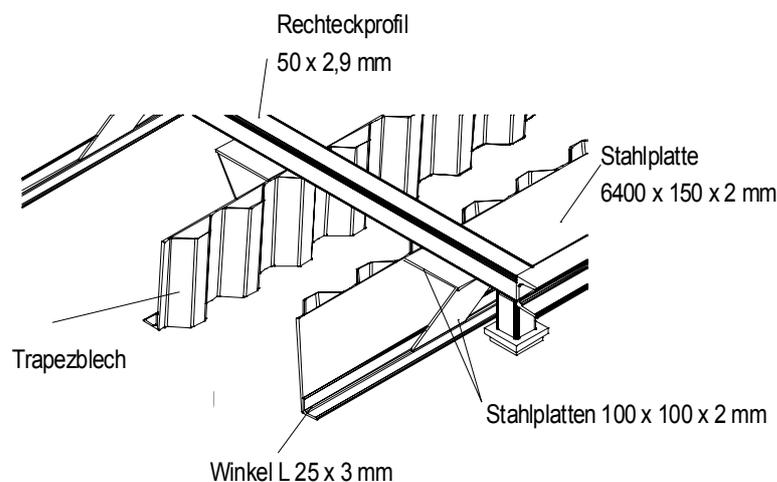
Skizze 8.3: Querschnitt A - A der Schalung



Skizze 8.4: Längsschnitt B - B der Schalung

Das Palettenmaß von 2,40 m legt bei vier Stegen einen Stegabstand von 0,60 m fest. Die Schalung sollte sowohl für die Herstellung von Versuchskörpern mit einer Steghöhe von 16 cm, 18 und 20 cm ausgelegt sein. Sie hatte eine Länge von 6,40 m, so dass die Versuchskörper von 6,20 m Länge hergestellt werden konnten. Für die kürzeren Versuchskörper waren die Abschaltungen für die Stege dementsprechend zu ändern.

Die Stegschalungen wurden von fünf Querträgern gehalten, die wiederum auf der Stahlpalette befestigt waren, so dass sich die Schalung beim Rütteln nicht von der Palette lösen konnte. Eine konische Anordnung der beiden gegenüberliegenden Stegabschalungen erleichterte das Abheben. Die Stegschalungen liefen nach oben hin um einen Zentimeter pro Seite zusammen. Die Schräge wurde von Aussteifungsblechen gewährleistet, die einerseits an den Querträgern und andererseits an einem Stahlwinkel angeschweißt wurden. Dieser Stahlwinkel war wiederum an einem Blech befestigt, das dem Trapezprofil die entsprechende Steifigkeit verlieh.



Skizze 8.5: Detailanschluss der Stegschalung an die Querträger

Für die beidseitige Stegprofilierung wurde ein Trapezblech verwendet, das den Anforderungen der DIN 1045-1 für die höchste Kategorie der Schubkraftübertragung "verzahnt" entspricht (siehe Bild 8.3).

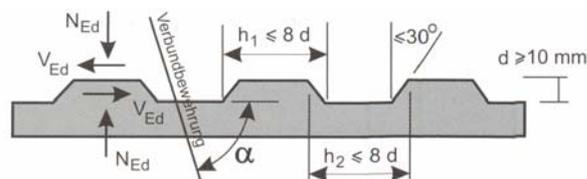
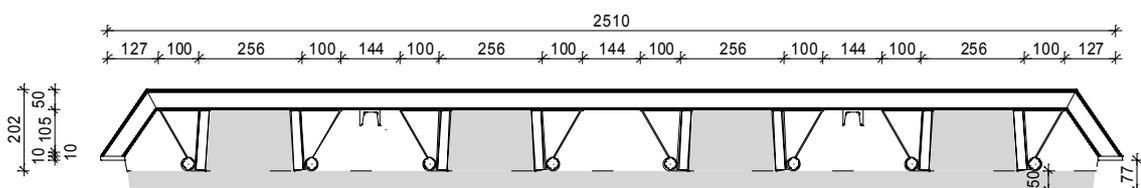


Bild 8.3: Geometrie des Trapezprofils

Die Stegchalung wurde so angebracht, dass ohne Verzahnung eine Stegbreite von 20 cm vorhanden war. Der Hohlraum zwischen dem Trapezprofil und dem Aussteifungsblech wurde mit PU-Schaum verfüllt, so dass er sich nicht mit Beton füllen konnte.

Zur Aussteifung der Querträger wurden U-Profile geplant, die am Ende der jeweiligen Querträger angebracht waren. Die Querträger sollten wiederum mit Hilfe von Stützenfüßen auf der Palette befestigt werden.

Nach einem Gespräch mit dem Fertigteilwerk und der Schlosserei wurden die Stützenfüße abgeschrägt, damit sich beim Stapeln der Paletten in der Trockenkammer keine Schwierigkeiten ergaben. Die zur Aussteifung dienenden Stahlwinkel konnten somit nicht mehr am Ende der Querträger befestigt werden. Sie wurden, wie in der Skizze 8.6 zu sehen ist, nach den beiden äußeren Stegchalungen an den Querträgern befestigt. Die Kreuzungspunkte der Querträger und der U-Profile dienten gleichzeitig als Anhängepunkte für den Kran. Weiterhin wurde ein Blech vorgesehen, das am Ende der Querträger befestigt wurde. Dies verlief vom ersten bis zum fünften Querträger durchgehend, so dass die Schalung vollflächig auf der Palette auflag und dadurch besser verschraubt werden konnte. Der vorgesehene Stahlwinkel zur Aussteifung der Trapezprofilierung wurde durch ein Rohr ersetzt, so dass beim Betonieren kein Beton über die Winkel lief und somit das Ausschalen der Stege erschwerte. Die Änderungen sind in der Skizze 8.6 zusammengefasst:



Skizze 8.6: Geänderter Querschnitt A - A der Schalung

Das *Bild 8.4* zeigt die nach diesen Plänen gebaute Schalungseinheit für die Versuchskörper:



Bild 8.4: Schalungseinheit im fertigen Zustand

Die Abschaltung der Stege wurde einerseits mit einem Holzbrett vorgenommen, das mit Hilfe von Magnetstativen an der Palette befestigt wurde. Auf der anderen Seite waren Stahlbleche konisch zugeschnitten, die zwischen die Stege gestellt und mit Schraubzwingen fixiert wurden, wie die nächsten beiden Bilder zeigen.

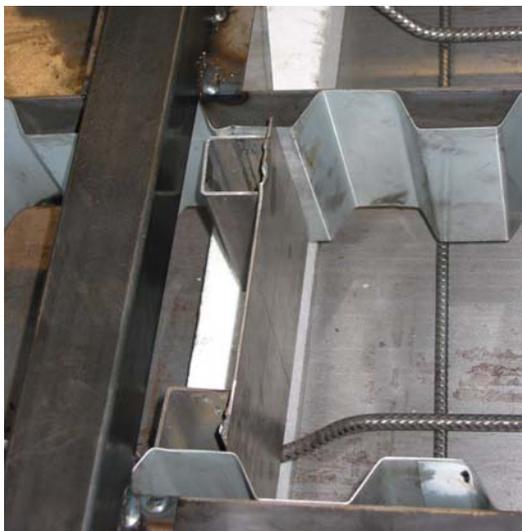


Bild 8.5 und 8.6: Abschaltung der Stege

In wie weit Veränderungen an der Schalung nach den ersten Probekörpern vorgenommen werden mussten, ist im Kapitel 8.3.1 (Herstellung der Versuchskörper) erwähnt. Diese Schalungseinheit ist ein Prototyp und war nur auf die Herstellung der Versuchsplatten ausgelegt und ist somit für eine Serienproduktion nicht geeignet.

8.2.3 Versuchsdurchführung

Es waren zunächst acht Versuchskörper geplant, von denen die eine Hälfte im Bauzustand und die andere im Endzustand bis zum Bruch belastet werden sollte. Es entwickelte sich erst im Laufe der Versuchsdurchführung, dass auch Stegverbundplatten aus hochfestem Beton für die Versuchsserie produziert werden sollten. Zwei der Versuchsplatten sollten eine Steghöhe von 16 cm bei einer Stützweite von 6,0 und 4,20 m aufweisen. Die anderen zwei hatten eine Steghöhe von 20 cm und die gleichen Stützweiten. Für die Belastung der Versuchskörper im Endzustand wurden die gleichen Plattenabmessungen wie im Bauzustand verwendet. Sie sollten zunächst alle im Bauzustand mit den Kalksandsteinen auf die Höhe der Gebrauchslast vorbelastet werden, bevor die Paletten von der Stegverbundplatte entfernt und anschließend die Stegzwischenräume mit Beton verfüllt wurden. Die Ortbetonergänzung wurde wie auf der Baustelle ohne Zwischenunterstützungen eingebaut. Die Versuchseinrichtung wurde so geplant, dass sowohl eine Belastung als Einfeldträger als auch eines Durchlaufträgers möglich war. Das Aufbringen der Ortbetonergänzung wurde so organisiert, dass sie bei zwei Versuchskörpern gleichzeitig durchgeführt werden konnte. Für die Ortbetonergänzung ohne Durchlaufwirkung wurde zwischen den Platten ein 4 cm starkes Stück Styropor eingelegt, so dass keine Verbindung zwischen den einzelnen Stegverbundplatten entstand. Bei der Ortbetonergänzung für das Durchlaufsystem wurde vor der Ortbetonergänzung in die Stegzwischenräume die erforderliche Stützbewehrung eingelegt. Der ausbetonierte Zwischenraum von 4 cm zwischen den Platten der Versuchskörper bildete somit einen Teil der Druckzone.

Wie bereits erwähnt, sollten die Versuche praxisorientiert durchgeführt werden. Die Fertigteilwerke liefern die Elementplatten mit der Druckfestigkeit des Betons der Güte C 20 aus. Diese verlassen das Fertigteilwerk meistens nach dem Verbleib von einem Tag in der Trockenkammer und der anschließenden Lagerung eines weiteren Tages auf dem Hof. In dieser kurzen Zeit ist es nur schwer möglich, die geforderte Druckfestigkeit zu erreichen. Im Werk wird deshalb meistens eine höhere Betongüte verwendet, so dass die Platten beim Verlassen des Geländes die Druckfestigkeit der Betongüte C 20 aufweisen. Nach dieser Grundlage wurde die Versuchsdurchführung geplant. Die nachfolgende Tabelle zeigt eine Übersicht der Versuchsdurchführung.

Platten Nr.	Maße L x B x H	Betonier- datum		Bewehrung				Betongüte
				längs	quer	Steg	Gitterträger	
1 - 20 - 6,0	6,10 x 2,40 x 0,20	Mo.	26. Aug	7,48 cm ² /m	2,01 cm ² /m	-	4 x 1,5 m	C 30
2 - 20 - 4,2	4,30 x 2,40 x 0,20	Fr.	30. Aug	2,86 cm ² /m	2,01 cm ² /m	-	-	C 30
3 - 16 - 6,0	6,10 x 2,40 x 0,16	Mo.	02. Sep	7,48 cm ² /m	2,01 cm ² /m	2,0 cm ²	4 x 6,06	C 30
4 - 20 - 6,0	6,10 x 2,40 x 0,20	Die.	03. Sep	7,48 cm ² /m	2,01 cm ² /m	-	-	C 30
5 - 20 - 4,2	4,30 x 2,40 x 0,20	Mit.	04. Sep	2,86 cm ² /m	2,01 cm ² /m	-	-	C 30
6 - 16 - 4,2	4,30 x 2,40 x 0,16	Mo.	09. Sep	3,59 cm ² /m	2,01 cm ² /m	-	-	C 30
7 - 16 - 6,0	6,10 x 2,40 x 0,16	Die.	10. Sep	7,48 cm ² /m	2,01 cm ² /m	2,0 cm ²	4 x 6,06	C 30
8 - 16 - 4,2	4,20 x 2,40 x 0,16	Mit.	11. Sep	3,59 cm ² /m	2,01 cm ² /m	-	-	C 30
Hochfeste Stegverbundplatten								
1 - 20 - 6,0	6,20 x 2,40 x 0,20		24. Sep	11,31 cm ² /m	2,26 cm ² /m	-	-	C 45
2 - 20 - 6,0	6,20 x 2,40 x 0,20		26. Sep	11,31 cm ² /m	2,26 cm ² /m	-	-	C 45
3 - 18 - 6,0	6,20 x 2,40 x 0,18		02. Sep	11,31 cm ² /m	2,26 cm ² /m	-	-	C 70

Tabelle 8.1: Übersichtsplan der Versuchsdurchführung

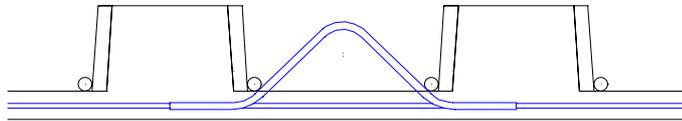
Allen Versuchskörpern wurden dreiteilige Nummern vergeben. Die erste Ziffer gibt die Nummer des Versuchskörpers an, die zweite verweist auf die Steghöhe und die dritte gibt Aufschluss über die Stützweite. In wie weit diese Ablaufpläne bei der Versuchsdurchführung eingehalten werden konnten, wird im Kapitel 8.3.1 erwähnt.

8.2.4 Bemessung der Versuchskörper

Für alle Probekörper wurde vor der Herstellung eine Bemessung durchgeführt. Nachdem die Belastung der Decke im Endzustand immer auf die Art und Nutzung des Gebäudes ankommt, wurde für die Bemessung der Platten der Bauzustand als maßgebend angenommen. Im Bauzustand wirken, wie bereits im Kapitel 3 erwähnt, das Eigengewicht, die Ortbetonerfüllung und eine Verkehrslast auf die Platte ein. An Hand dieser beiden Komponenten konnte das Feldmoment und die dazu gehörige Bewehrung ermittelt werden. Die Auflagertiefe der Probekörper lag bei 10 cm je Seite, so dass mit einem maximalen Durchmesser der Längsbewehrung von 10 mm die Verankerungslänge am Endauflager eingehalten wurde. Als Querbewehrung wurden 20 % der Längsbewehrung (gemäß der Querkontraktion) bzw. die Mindestquerbewehrung eingelegt. Die Stahlverarbeitungsmaschine im Fertigteilwerk ist auf den Durchmesser von 8 mm für die Querbewehrung ausgelegt, so dass nur der Abstand für einen unterschiedlichen Bewehrungsgrad verändert werden konnte. Da die Querbewehrung in diesem Fertigteilwerk vor der Längsbewehrung eingelegt wird, ist die statische Nutzhöhe gegenüber den Berechnungen im Kapitel 3 zu verringern.

War bei der Bemessung eine Druckbewehrung erforderlich, so wurden durchlaufende Gitterträger als Abstandhalter in die Stege eingelegt. Der Obergurt des Gitterträgers durfte von der erforderlichen Druckbewehrung abgezogen werden. Ein weiterer Vorteil war, dass gleichzeitig das veränderte Tragverhalten der Stegverbundplatten mit Schubbewehrung untersucht werden konnte. Für den ersten Versuchskörper, der bei einer Steghöhe von 20 cm und einer Stützweite von 6,0 m keine Druckbewehrung benötigte, wurden auf einer Seite in die vier Stege Gitterträger mit einer Länge von ca. 1,50 m eingebaut, um das unterschiedliche Tragverhalten der beiden Auflager auf Querkraft zu untersuchen.

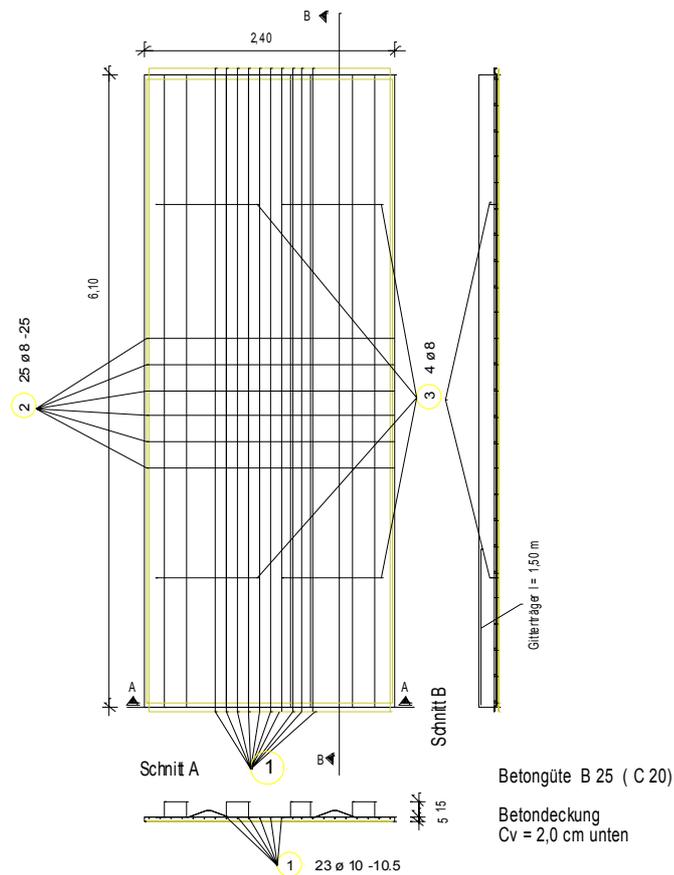
Als Transporthaken wurden Rundstähle mit einem Durchmesser von 14 mm gebogen und in die Stegzwischenräume gelegt. Der Abstand der Haken vom Plattenrand lag bei etwa einem Fünftel der Plattenlänge. Die Haken waren so gebogen, dass sich die Umlenkkräfte innerhalb der Stege befanden. Dies verhinderte das Herausreißen der Haken beim Abheben bzw. beim Transport der Stegverbundplatten. Die Haken sollten möglichst in die gleiche Höhenlage wie die Querbewehrung eingelegt werden, so dass die Kräfte beim Abheben und Transport der Platte auch in die Längsbewehrung eingeleitet werden. Dies stellte jedoch beim Einbau eine Schwierigkeit dar, da zunächst die Längsbewehrung verschoben werden musste, um in die Lage der Querbewehrung zu gelangen. Damit die Haken ihre Position beim Betonieren beibehielten, wurden sie an die U-Profile der Stegschalung mit Drähten angebunden (*siehe Skizze 8.7 und Bild 8.7*).



Skizze 8.7: Transporthaken

Bild 8.7: Eingebauter Transporthaken

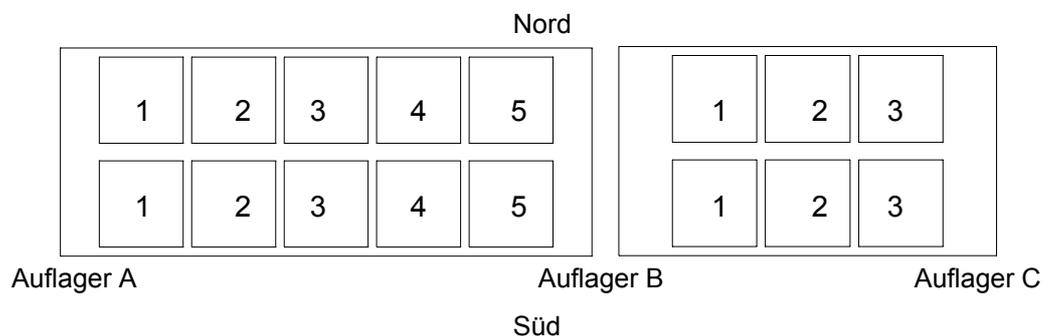
Für jeden der Versuchskörper wurde ein Bewehrungsplan erstellt, wie die nachfolgende Zeichnung exemplarisch für die erste Stegverbundplatte zeigt.



Auf einer Seite der Platte liegt mittig in allen vier Stegen ein Gitterträger auf die Länge von 1,50 m. Die Trägerhöhe beträgt 15 cm. Die Position 3 dient zum Transport der Platte und ist im Abstand von 1,25 m vom Rand zwischen die Stege zu legen.

Skizze 8.8: Bewehrungsplan 1. Versuchskörper

Nachdem der Bewehrungsgehalt der einzelnen Versuchskörper ermittelt wurde, waren nun die Belastungsschritte zu überlegen, so dass man durch die Belastung möglichst nahe an die Gebrauchs- bzw. Bruchlast heran kam. Die Belastung der Probekörper sollte einer Gleichflächenlast entsprechen, die im Falle der Gebrauchslast das Gewicht der Ortbetonergänzung darstellt. Nach einigen Überlegungen entschied man sich, als Belastungskörper Kalksandsteinpaletten zu verwenden. Eine Palette ist ca. 84 cm breit, knapp einen Meter lang und steht auf drei Balken. Auf den langen Versuchskörpern mit 6,0 m Stützweite hatten somit zwei Reihen von je fünf Paletten Platz. Der Abstand der Auflagerpunkte war auf die gesamte Länge bezogen mit ca. 40 cm sehr klein und spiegelte somit eine Flächenlast wieder. In der *Skizze 8.9* sind die Positionen der Paletten sowohl für die langen als auch für die kurzen Versuchskörper dargestellt.



Skizze 8.9: Anordnung der Belastungskörper für die langen und kurzen Versuchskörper

An Hand des Eigengewichts der Belastungskörper von 900 kg konnte man nun die Belastungsschritte und deren Laststellung ermitteln, wie es zum Beispiel für den dritten Versuchskörper dargestellt ist.

Laststufe	Laststellung der KS-Paletten	Moment aus Palettenstellung in kNm	Moment gesamt in kNm	Prozent zum Gebrauchsmoment	Prozent zum Bruchmoment	max. Querkraft in kN	Prozent zu $V_{Rd,ct}$
0	0	0	7,24	55,16	26,27	4,8	28,83
1	1 N	1,98	9,22	70,26	33,45	8,65	51,95
2	1	1,98	9,22	70,26	33,45	8,65	51,95
3	1,5	3,97	11,21	85,42	40,68	9,31	55,92
4	1,5,4(1/2)	6,40	13,64	103,94	49,50	11,04	66,31
5	1,5,4N	8,34	15,58	118,73	56,54	12,36	74,23
6	1,5,4	8,34	15,58	118,73	56,54	12,36	74,23
7	1,5,4,2S(1/2)	10,78	18,02	137,33	65,39	13,20	79,28
8	1,5,4,2(1/2)	10,78	18,02	137,33	65,39	13,20	79,28
9	1,5,4,2S	12,72	19,96	152,12	72,44	13,82	83,00
10	1,5,4,2	12,72	19,96	152,12	72,44	13,82	83,00
11	1,5,4,2,3N(1/2)	16,23	23,47	178,87	85,18	15,07	90,51
12	1,5,4,2,3	19,03	26,27	200,21	95,34	16,10	96,70

Tabelle 8.2: Laststufen für den dritten Versuchskörper

Wie bereits oben erwähnt, wurden die Versuchskörper nicht nur im Bauzustand, sondern auch im Endzustand, also mit Ortbetonergänzung, belastet. In diesen Fällen wirkten die Stegverbundplatten als normale Massivdecke, bei der die dementsprechende Gebrauchs- bzw. Bruchlast ermittelt und die dementsprechend belastet werden konnten.

Für die Belastung des Systems als Durchlaufträger wurde vereinfachend ein Zweifeldträger mit der Stützweite von je 6,0 m angenommen. Das aus der Platte 3-16-6,0 ermittelte Bruchmoment stellte somit den Ausgangswert für die Stützbewehrung dar.

8.3 Durchführung

8.3.1 Herstellen der Versuchskörper



Bild 8.8: Auflegen der Schalung



Bild 8.9: Verdichten der Stege

Wie im Übersichtsplan dargestellt, wurde die erste Stegverbundplatte am Montag, den 26. August 2002, hergestellt. Der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung belief sich wie in der *Tabelle 8.1* dargestellt ist, auf $7,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ und der der Querbewehrung auf $2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$. Rein rechnerisch war keine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich, doch um die Reaktion der Gitterträger als Schubbewehrung in den Stegen zu untersuchen, wurde für die erste Platte in allen vier Stegen ein je 1,5 m langer Träger eingebaut. Sie lagen alle auf einer Seite des späteren Auflagerbereichs. Die Höhe der Gitterträger wurde so gewählt, dass beim Aufliegen auf der Querbewehrung eine Betondeckung von 2,0 cm nach oben gewährleistet war. Die Gitterträger wurden nur lose auf die Querbewehrung aufgelegt und nicht mit der Plattenbewehrung verbunden. Die Längsbewehrung war nur an einer Seite gekröpft ausgebildet, damit beim Aufliegen der Platten auf die Versuchseinrichtung sich die Bewehrungsstäbe im Auflagerbereich B nicht gegenseitig im Weg standen. Für den Betoniervorgang wurde die Plattenstärke für den Betonverteiler zunächst auf 5 cm eingestellt und anschließend mit dem Ausenrütler verdichtet. Der Verteilerkübel musste zum Verfüllen der Stege mit der Hand gesteuert werden und es konnte nur ein Schieber geöffnet werden. Die Stege

wurden bis zur Oberkante Schalung mit Beton der Güte C 30 verfüllt. Um zu vermeiden, dass Beton beim Verdichten unter der Schalung herausfließt und somit die geforderten Abmessungen nicht mehr eingehalten werden, wurden sie mit einem Flaschenrüttler vorsichtig verdichtet und mit der Glättkelle auf Schalungsoberkante abgezogen. Wie sich jedoch später herausstellte, war trotz der vorsichtigen Verdichtung Beton unter der Schalung herausgeflossen, so dass die Platte dicker als die geplanten 5 cm war. Der erste Versuchskörper wurde nach dem Betonieren in die Härtekammer gebracht, bevor am nächsten Tag in der Frühe ausgeschalt wurde. Das Ausschalen gestaltete sich jedoch schwieriger als erwartet. Beim Abheben verkantete sich die Schalung so sehr, dass sie nicht von der Platte entfernt werden konnte. Schließlich wurden die Schweißverbindungen an den Aussteifungsblechen gelöst und somit die Stegschalungen von den Querträgern entfernt. Durch das Ausschalen wurden die Stege bereits so stark geschädigt, dass das Ergebnis der ersten Platte nicht sehr repräsentativ war. Auf Grund dieses Ereignisses wurden nun die Stegschalungen mittels Schraubverbindungen an den Querträgern befestigt, so dass bei einem eventuell erneuten Verkeilen die Stegverbundplatten durch Lösen der Schraubverbindungen besser ausgeschalt werden konnten. Vor dem Betonieren der Stegverbundplatten wurden Probewürfel entnommen, um die Druckfestigkeit und den E-Modul zu bestimmen.

Aus der Erfahrung mit der ersten SVP wurde die Plattendicke für den zweiten Versuchskörper diesmal auf 4 cm in den Computer des Betonierwagens eingegeben. Durch das Austreten des Betons unter der Schalung beim Verdichten der Stege, sollte sich die Plattenstärke somit auf 5 cm einstellen. Zum Verfüllen der Stege wurden die Öffnungsschieber des Betonierwagens, wie bei der ersten SVP, von Hand gesteuert. Da die Stege beim ersten Versuchskörper kleine Nester aufwiesen, versuchte man diesmal das Verdichten der Stege mittels Aussenrüttler, mit dem auch die Elementplatten verdichtet werden. Zuerst verdichtete man die Stege auf der kleinsten Stufe, doch als man kurzzeitig auf die schnellere Stufe umschaltete, verflüssigte sich der Beton in den Stegen. Trotz dem sofortigen Stoppen des Aussenrüttlers, trat viel Beton aus der Stegschalung heraus. Mittels Schaufel und Kelle wurde der größte Teil wieder in die Stegschalungen gebracht und nochmals vorsichtig mit dem Flaschenrüttler verdichtet. Wie man nach dem Ausschalen jedoch feststellte, variierte die Plattestärke zwischen 5 und 7 cm. Die zweite SVP wurde nach dem Betoniervorgang mit dem Kran in die Trockenkammer gefahren, bevor am nächsten Tag in der Frühe die Schalung kurz angehoben wurde. Die gesamte Schalung wurde hingegen erst am Montag abgehoben. Diesmal verkantete sie sich nicht und musste somit nicht auseinandergeschraubt werden.

Die dritte Stegverbundplatte wurde in der Frühe betoniert. Die Plattendicke wurde diesmal auf 4,5 cm festgelegt und die Stege wurden erneut nur mit dem Flaschenrüttler verdichtet. Die Stegverbundplatte blieb bis zum Abend in der Härtekammer, bevor sie zum Abheben der Schalung kurz herausgefahren wurde. Danach wurde die Platte wieder zurück in die Härtekammer gebracht und die Schalung für den nächsten Probekörper gereinigt. Die Plattenstärke stellte sich nach diesem Herstellverfahren auf die geplanten 5 cm ein und auch beim Ausschalen gab es keine Probleme mehr. Nach diesem Ablauf wurden somit alle weiteren Probekörper der Betongüte C 30 hergestellt.

Der dritte Versuchskörper war die erste Stegverbundplatte mit einer Steghöhe von 16 cm. Da die Schalung auf eine Steghöhe von 20 cm ausgelegt war, durfte sie somit nicht bis zur Oberkante mit Beton verfüllt werden. Da der Betonierwagen jedoch per Hand gesteuert wurde und auch die Verdichtung mittels eines Flaschenrüttlers erfolgte, konnte die Höhe nicht exakt bestimmt werden. Hierzu behalf man sich mit einer Holzschablone, die eine T-Form aufwies. Sie war so zugeschnitten, dass beim Aufliegen

auf der Schalung der untere Teil des Brettes um 4 cm in die Schalung ragte. So konnte genau eine Steghöhe von 16 cm erzielt werden (siehe Bild 8.11).



Bild 8.11: Holzschablone



Bild 8.12: Erhöhung der Verzahnung

Beim Abziehen mit der Schablone konnte jedoch hauptsächlich der Nettoquerschnitt des Steges geglättet werden, so dass ein Teil des Betons in der Stegprofilierung hängen blieb. Die entstandene Erhöhung an den Stegen musste später vor dem Belasten mit einem Hammer entfernt werden (siehe Bild 8.12).

Bei der Produktion der dritten Stegverbundplatte kam der Gedanke, Stegverbundplatten mit hochfestem und zugleich selbstverdichtendem Beton herzustellen. Daraufhin wurden die Herstellung von den drei hochfesten Versuchsplatten beschlossen.



Bild 8.13: Verfüllen der Stege mit hochfestem Beton

Bei den drei Versuchskörpern mit den hochfesten Betonen wurde auf Grund ihres schnellen Erhärtungsvorgangs und ihrer Konsistenz die Plattenstärke auf 5 cm eingestellt. Die Betone waren nicht nur hochfest, sondern auch gleichzeitig selbstverdichtend. Nachdem die Betonmenge für die Plattenstärke auf die Palette eingebracht wurde, schaltete man kurz den Aussenrüttler zum gleichmäßigen Verteilen der Betonmenge an. Während die Stege mit Beton verfüllt wurden, nahm die Festigkeit des Betons in der Platte bereits sehr stark zu. Wie aus dem Bild 8.13 zu sehen ist, floss der Stegbeton bereits an der Oberfläche des Plattenbetons, das bereits ein Zeichen des Erhärtungsvorgangs ist. Die Schalung wurde auch bei den Probekörpern mit hochfesten Betonen am gleichen Abend abgehoben.



Die Ortbetoneergänzungen wurden sowohl bei den Stegverbundplatten aus der ersten Versuchsserie als auch bei den hochfesten Betonen mit der Güte C 30 ausgeführt. Die Stegverbundplatten wurden nicht unterstützt, sondern nur an den Seiten mit Brettern abgeschalt. Der Beton wurde direkt vom Betonmischer auf die Platten befördert (siehe *Bild 8.14*).

Bild 8.14: Aufbringen der Ortbetoneergänzung

8.3.2 Belasten der Versuchskörper

Vor dem Belasten der Versuchskörper wurde bei allen Stegverbundplatten mit einer Fahrzeugwaage das tatsächliche Gewicht festgestellt. Anschließend wurden sie mit dem Gabelstapler auf die Versuchsvorrichtung gehoben. Sie wurden an den einbetonierten Transporthaken mit Ketten eingehängt (siehe *Bild 8.15*) und so auf die Trapezlager der Versuchseinrichtung gelegt.



Bild 8.15: Transport einer Stegverbundplatte zur Versuchseinrichtung

Nach dem Auflegen der Stegverbundplatten wurden die Messpunkte für die Durchbiegung eingemessen. Ebenso wurde auf der Unterseite der Platte ein Gitternetz mittels einer Schlagschnur aufgetragen, das eine bessere Orientierung bei der Rissbetrachtung zuließ. Nachdem sich nun der Versuchskörper durch das Eigengewicht gesetzt hatte, wurde mit einem Nivelliergerät die Verformung der Platte gemessen. Anschlie-

ßend wurden die Messuhren mit den zugehörigen Stativen an der Versuchseinrichtung angebracht.

Die Kalksandsteinpaletten wurden mit Hilfe eines Gabelstaplers auf die Stegverbundplatten gehoben. Für die Belastung der Versuchskörper im Bauzustand wurden die Paletten auf die äußersten beiden Stege mittig aufgesetzt. Im ausbetonierten Zustand wurden ca. 2,2 cm starke Bretter auf die Ortbetonergänzung gelegt, auf die dann die Paletten aufgebracht wurden. Die Krafteinleitung fand somit direkt über die Ortbetonergänzung statt.

Die beiden unterschiedlichen Belastungsarten sind in dem *Bild 8.16* dargestellt.

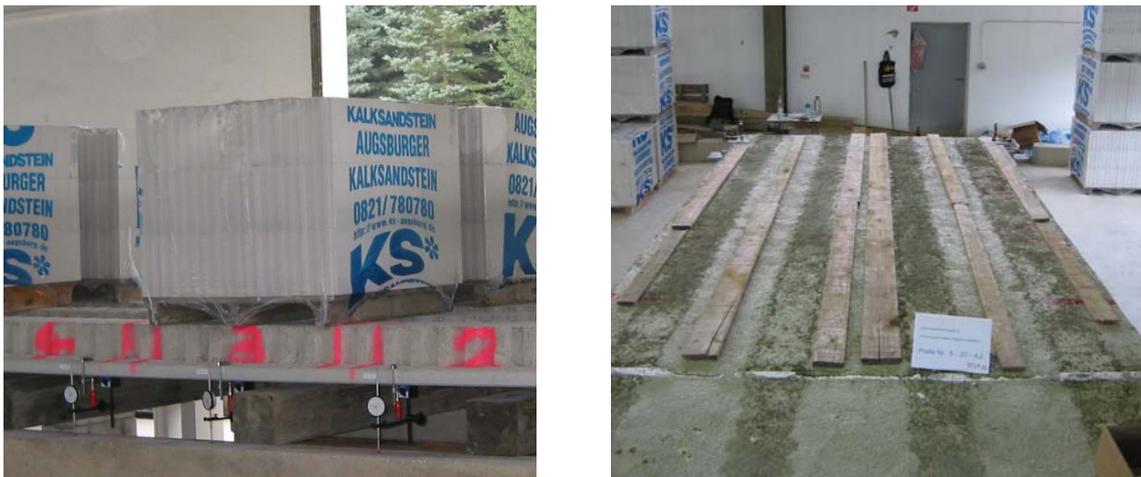


Bild 8.16: Belastung der Stegverbundplatte im Bau- und Endzustand

Die Position und Anzahl der Paletten pro Laststufe war durch das Belastungsschema festgelegt. Je nachdem in welcher Reihenfolge die Kalksandsteinpaletten aufgebracht wurden, konnte zwischen den südlichen und den nördlichen Messuhren kleine Messunterschiede festgestellt werden. Durch das Aufbringen der Belastungskörper in der entsprechenden Reihenfolge konnte der Unterschied so gering wie möglich gehalten werden. Zum Messen der Querverteilung war es jedoch notwendig, die Platten nur einseitig zu belasten.

Waren die Zeiger der Messuhren nach der Belastung zum Stillstand gekommen, so konnten die Durchbiegungswerte abgelesen werden. Weitere Paletten für die nächste Laststufe wurden erst mit dem Gabelstapler aufgebracht, wenn auch die Risse mit Hilfe einer Risschablone aufgenommen wurden. Zur besseren Orientierung diente hierzu das vorher aufgebrachte Gitternetz. Die Risse und die Durchbiegungswerte wurden in dafür vorbereitete Arbeitsblätter eingetragen, um sie später im Büro auszuwerten.

Wie bereits oben beschrieben, wurden die Fühler der Messuhren auf die Stahlbetonbalken gelegt. Bei der dritten Stegverbundplatte fiel jedoch auf, dass ein Fühler, in einer kleinen Vertiefung im Stahlbetonbalken fest hingte. Daraufhin wurden an den Stahlbetonbalken Stahlbleche angeschraubt. Die Messuhren wurden nun so angebracht, dass die Fühler an der schalungsglatten Untersicht der Stegverbundplatte anlagen und die Messuhren somit über Kopf abgelesen werden mussten. War die Durchbiegung der Stegverbundplatte größer als der Messweg der Uhren, so wurden sie abgebaut und die weitere Durchbiegung mit Hilfe eines Nivelliergerätes gemessen.



Bild 8.17: Messuhr bis zur 3. SVP



Bild 8.18: Messuhren über Kopf

Nachdem alles dokumentiert war, konnte die nächste Laststufe aufgebracht werden. Die Laststufen zeichneten sich dadurch aus, dass sie am Anfang einen größeren Momentenzuwachs hervorriefen und je näher man zur Bruchlast kam, immer kleiner wurden. Je näher man jedoch an die Bruchlast kam, desto größer wurden die Verformungen. Die damit verbundene Verdrehung der Platte verursachte eine Schiefstellung bei den Kalksandsteinpaletten. Zur Vermeidung einer Gewölbebildung zwischen den Paletten wurde ab der zweiten Reihe unter den äußersten Paletten Ausgleichshölzer gelegt.

Das *Bild 8.19* zeigt das Aufbringen einer Kalksandsteinpalette auf eine Stegverbundplatte aus hochfestem Beton. Wie aus dem Bild erkennbar ist, sind teilweise große Durchbiegungen aufgetreten, das zur Folge hatte, dass die Kanthölzer der Abfangkonstruktion aus Sicherheitsgründen in der Höhe variierbar gestaltet sein mussten. Dies war möglich, indem die Balken auf trocken übereinander gestapelten KS-Steinen gelegt wurden. Je nach Durchbiegung konnten sie dann durch Entfernen oder Einfügen von Steinen entsprechend verändert werden.



Bild 8.19: Belasten einer hochfesten Stegverbundplatte in der Nähe der Bruchlast

8.4 Wesentliche Ergebnisse

Die wichtigsten Erkenntnisse aus der Versuchsdurchführung werden nachfolgend zusammengefasst. Die gesamte Versuchsauswertung mit den einzelnen Laststufen und den dazugehörigen Durchbiegungen kann in der Anlage II nachgelesen werden.

Beim Aufbringen der Laststufen auf die erste Stegverbundplatte waren größere Durchbiegungen aufgetreten, als berechnet wurden. Die größeren Durchbiegungen haben sich bis zum letzten Versuchskörper durchgezogen. Nach Rücksprache mit dem Fertigteilwerk hat sich herausgestellt, dass der nach der DIN vorgeschriebene E-Modul mit den Augsburger Zuschlägen nicht ohne zusätzliche Maßnahmen erreicht werden kann. Er liegt bei der für die Versuchskörper verwendeten Betongüte C 30 zwischen 20.000 und 25.000 N/mm² nach 28 Tagen. Der in der DIN 1045-1 angegebene Wert liegt bei 31.900 N/mm², so dass sich der vorhandene E-Modul zwischen 63 und 78 % des Sollwerts bewegt. Wie aus dem Diagramm eines entnommenen Probekörpers ersichtlich ist, verläuft die Kurve des E-Moduls ähnlich der der Druckfestigkeit. Beide entwickeln am Anfang eine hohe Steifigkeit bzw. Festigkeit und nehmen danach nur noch wenig zu.

Probe 1, C 30 Herstellungsdatum 11.09.02

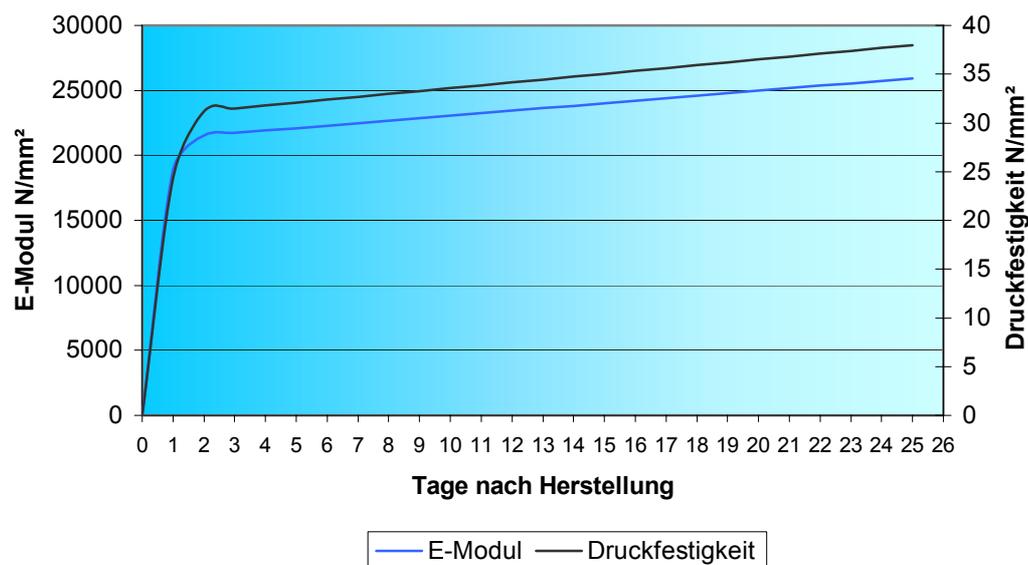


Diagramm 8.1: Verlauf der Druckfestigkeit und des E-Moduls der Betongüte C 30

Das Diagramm zeigt den Verlauf der Druckfestigkeit und des E-Moduls von einem Probewürfel, der jedoch nicht in der Trockenkammer gelagert wurde. Die von den Probewürfeln gemessenen Druckfestigkeiten, die analog den Stegverbundplatten gelagert wurden, lagen zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung bei ca. 20 N/mm². Liest man somit den Wert aus dem *Diagramm 8.1* für den E-Modul heraus, so ergibt sich dieser zu ca. 15.000 N/mm². Setzt man diesen Wert in das Verhältnis zum geforderten (31.900 N/mm²), so liegt der vorhandene E-Modul bei ca. 50 % des Sollwerts. Die gemessenen Durchbiegungen waren im Schnitt doppelt so hoch und sind somit auf den zu geringen E-Modul zurückzuführen.

Zur Vermeidung der großen Durchbiegungen müssten entweder betontechnologische oder herstellungstechnische Veränderungen vorgenommen werden, so dass der geforderte E-Modul erreicht werden kann. Betontechnologisch könnte dies zum Beispiel durch das Verwenden der Zementklasse CEM I statt CEM I/A-LL oder dem Verwenden von Bruchsand bei der Körnung 4/16 erreicht werden. Herstellungstechnisch könnten Veränderungen bei der Trocknung oder der Lagerzeit vorgenommen werden.



Bild 8.20: Durchbiegung einer SVP der Betongüte C 30 bei 95 % des Bruchmoments

An Hand der Laststufen und der Vorbemessung der Versuchskörper bestätigte sich, dass fast alle Platten das rechnerische Bruchmoment erreichen konnten. Lediglich die erste Stegverbundplatte erreichte nur 90 %. Dies war jedoch auf die bereits geschädigten Stege beim Ausschalen (siehe Kapitel 8.3.1) zurückzuführen.

Alle Stegverbundplatten versagten eindeutig auf Biegung und nicht auf Querkraft.

Auch bei den hohen Laststufen waren keine Risse im Auflagerbereich erkennbar. Innerhalb des ersten Meters, vom Auflager gemessen, waren bei allen Platten keine Risse, sowohl an der Plattenunterseite als auch im Stegbereich, zu erkennen. Durch das Einlegen von Gitterträgern auf einer Seite des Auflagerbereichs bei der ersten Platte konnte kein verändertes Trag- oder Rissverhalten festgestellt werden. Das gleiche gilt auch für das Verhalten der SVP, in deren Stege Gitterträger zur Befestigung der erforderlichen Druckbewehrung eingelegt wurden.

Die ohne Ortbetonergänzung belasteten Stegverbundplatten versagten alle durch das Ausbrechen der Druckzone. Bei den Stegverbundplatten der ersten Versuchreihe mit der Betongüte C 30 versagte das Gefüge des Betons, während bei den hochfesten Platten der Zuschlag zerbrach.

Das *Bild 8.21* zeigt das Ausbrechen der Druckzone bei einer Stegverbundplatte der Betongüte C 30. Deutlich ist zu erkennen, wie sich bereits eine Ausbruchscholle gebildet hat.



Bild 8.21: Versagen der Druckzone bei einer Stegverbundplatte der Betongüte C 30

Das *Bild 8.22* zeigt das gebrochene Gefüge in der Ausbruchfläche der Druckzone. Deutlich ist zu erkennen, wie nicht der Zuschlag, sondern das Gefüge gerissen ist. Die Rundungen der Kieskörner sind eindeutig zu erkennen.



Bild 8.22: Brechen des Gefüges

Das Versagen der Versuchskörper war bei der ersten Versuchsreihe deutlich erkennbar. Anhand der Laststufen wusste man genau, wann es kritisch wurde. Beim Aufsetzen des Belastungskörpers war deutlich zu erkennen, wann sich kein Gleichgewicht mehr einstellte. Die Stegverbundplatten gaben in dem Maße nach unten nach, wie die Kalksandsteinpalette aufgesetzt wurde.

Für die Versuchsserie mit den hochfesten Stegverbundplatten wurden ebenfalls die Gebrauchs- und Bruchmomente im Vorfeld ermittelt. Kurz vor dem Versagen der Platten konnte mit dem bloßen Auge keine Zunahme der Durchbiegung mehr erkannt werden, während sie ohne weitere Laststeigerung plötzlich auf die Abfangkonstruktion nach unten krachten. Wie bereits oben erwähnt, versagte auch hier bei allen Versuchskörpern die Druckzone, indem die Zuschlagstoffe zerbrachen.



Bild 8.23: Versagen der Druckzone bei den hochfesten Stegverbundplatten



Das *Bild 8.24* zeigt in einer Detailaufnahme die gebrochenen Zuschlagstoffe einer hochfesten Stegverbundplatte.

Bild 8.24: Gebrochene Zuschlagstoffe in der Bruchfläche einer hochfesten SVP

Das Versagen der Stegverbundplatten bei der Belastung im Endzustand, also mit Ortbetonergänzung, war ebenfalls die Druckzone. Bei manchen Platten war die Durchbiegung und die damit verbundene Längsneigung der SVP jedoch so hoch, dass aus Sicherheitsgründen die Abfangkonstruktion nicht so weit abgesenkt war, dass der Ausbruchkörper deutlich erkennbar wurde. Wie bereits oben erwähnt, waren auch hier keine Risse, selbst bei hohem Lastniveau, im Auflagerbereich erkennbar.

Das *Bild 8.25* zeigt den Ausbruch der Druckzone bei der Belastung von Stegverbundplatten im Endzustand. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Versuchskörper als eine einheitliche Platte wirkte, da sowohl die Druckzone im Stegbereich als auch bei der Ortbetonergänzung versagte.



Bild 8.25: Versagen der Druckzone bei Stegverbundplatten mit Ortbetonergänzung

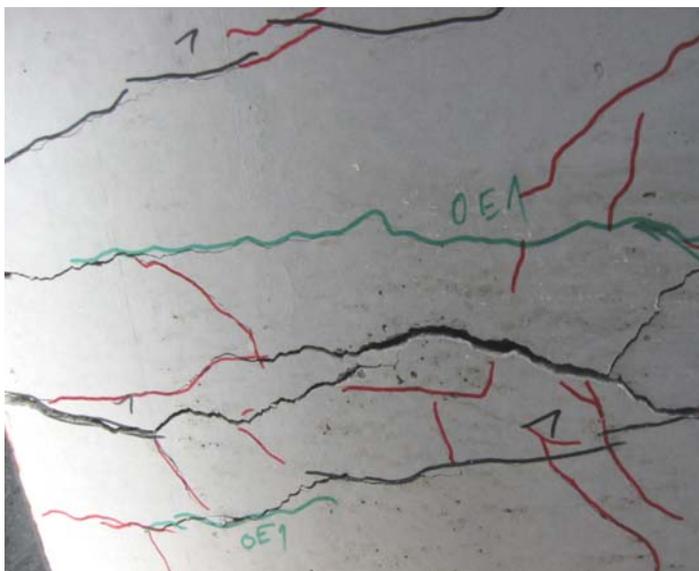


Bild 8.26: Rissbild einer Stegverbundplatte der Betongüte C 30

Die Rissbetrachtung an der Plattenunterseite wurde nur so weit durchgeführt, wie die Sicherheit dies zuließ. Bei zu großen Durchbiegungen und einer Rissweite von etwa 0,45 mm wurde die Rissbeobachtung von unten eingestellt. Als Resümé der Rissbeobachtung kann jedoch festgehalten werden, dass der hauptsächliche Rissverlauf in Querrichtung war. Dies ist auf die unten liegende Querbewehrung zurückzuführen. Bei hohem Lastniveau wurde der Rissverlauf scharfkantiger bzw. nervöser. Erst bei Näherung an das Bruchmoment entstanden dann auch Längsrisse. Bei den Stegverbund-

platten mit der Betongüte C 30 waren gegenüber den hochfesten Versuchskörpern weniger, aber dafür breitere Risse erkennbar. Dies liegt am spröderen Verhalten der hochfesten Betone. Diese Risse gingen auch weiter auf, als bei den SVP der 2. Versuchsserie.

Die Versuchsserie bestätigte eindeutig, dass der Verbund über die Stegverzahnung gewährleistet ist.

Dies ist zum Beispiel im *Bild 8.25* deutlich zu erkennen. Der vierte Versuchskörper wurde nach dem Belasten auseinander geschnitten, um zu sehen, wie die Verbundwirkung sowohl im Stegbereich, als auch zwischen der Fertigteilplatte und der Ortbetonergänzung war. Auch hier waren keine Risse bei der Stegverzahnung zu erkennen. Der Verbund war nicht nur im Bereich der Stege, sondern auch über die raue Fuge zwischen dem Fertigteil und der Ortbetonergänzung gewährleistet. Wie das nächste Bild zeigt, war der Verbund über die Fuge stärker als das Gefüge der Fertigteilplatte. Der Riss lief nicht entlang der Fuge, sondern bewegte sich in der Fertigteilplatte.

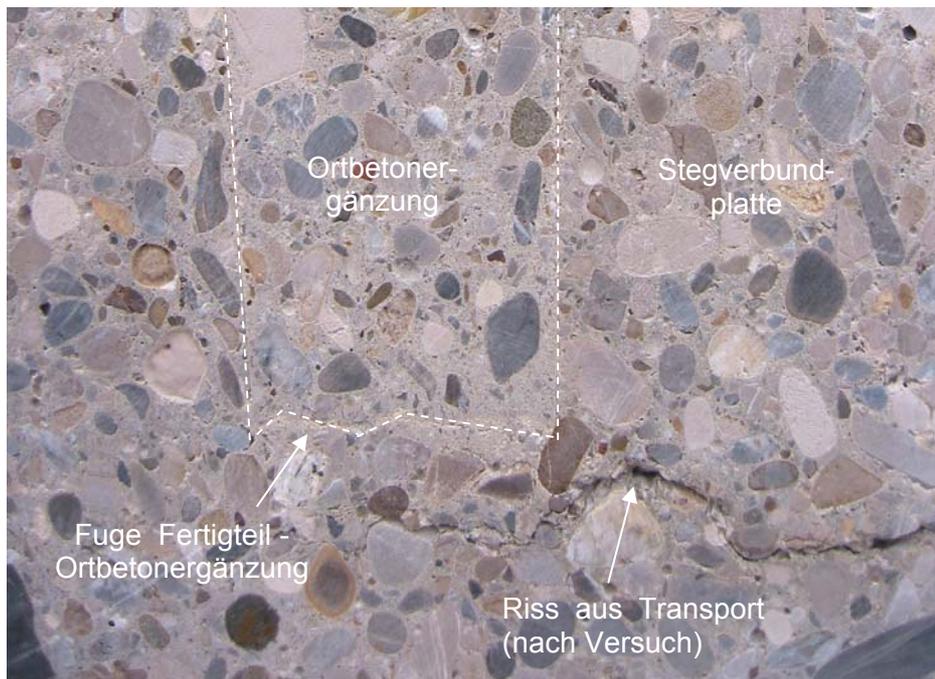


Bild 8.27: Verbund über Verzahnung und raue Fuge bei einer geschnittenen SVP

Bei der Versuchsdurchführung hat sich herausgestellt, dass die Stegverbundplatten eine sehr gute Querverteilung aufweisen. Bei einseitiger Belastung konnten nur geringe Unterschiede bei den Durchbiegungen festgestellt werden.

Wie im Kapitel 2 bereits erwähnt, kann die erforderliche Stützbewehrung bei durchlaufenden Platten zwischen die Stege eingelegt werden. Dies hat den großen Vorteil, dass bei einem Durchlaufsystem auch Stegverbundplatten mit voller Steghöhe verwendet werden können, das wiederum zu größeren Stützweiten führt. Dass die Bewehrungsführung wie eben beschrieben gut funktioniert, verdeutlichen die nachfolgenden Bilder.



Bild 8.28: Eingelegte Stützbewehrung in die Stegzwischenräume

Das *Bild 8.28* zeigt die eingelegte Stützbewehrung. Sie lag gestaffelt in den Stegzwischenräumen auf Gitterträgern, die als Abstandhalter verwendet wurden. Die zwei *Bilder 8.29 und 8.30* zeigen das Tragverhalten der Stegverbundplatten bei der Belastung von ca. 65 % und 100 % des Bruchmomentes.



Bild 8.29: Rissbild bei ca. 65 % des Bruchmomentes



Bild 8.30: Rissbild bei der Bruchlast

Obwohl hier im Auflagerbereich Biegerisse entstanden, versagte das System nicht in Folge der Querkraft, sondern auf Biegezug.

Bis auf einen Versuch war die Belastung nie so hoch, dass die Bewehrung riss. Bei der gesamten Versuchsdurchführung war es nie der Fall, dass die Belastung so hoch war, dass die Bewehrung riss. Es brach immer zuvor die Druckzone aus oder die Stegverbundplatte legte sich auf die Abfangvorrichtung auf. Lediglich bei der Belastung als Durchlaufträger konnte dies erreicht werden. Nachdem die längere Platte auf Biegezug versagte, wurde weiterhin so lange Belastungskörper aufgebracht, bis drei Stabstähle der Stützbewehrung rissen. Dies zeigt eindeutig, dass diese Art der Bewehrungsführung bei Durchlaufträgern bevorzugt verwendet werden kann.



Bild 8.31: Gerissene Stützbewehrung

8.5 Wichtige Erkenntnisse

Die Versuche haben gezeigt, dass die Herstellung der Probeplatten nach kleinen Anlaufschwierigkeiten sowohl mit der Betongüte C 30 als auch mit den hochfesten Betongüten sehr gut funktionierte. Für eine Serienproduktion hingegen war die Schalung nicht ausgelegt, da sie zu unhandlich war. Der Produktionsprozess kann mit einer vielseitig einsetzbareren Schalung (z. B. Klappschalung, die nach dem Betonieren sofort wieder abgehoben wird oder einer verlorenen Schalung) weiter beschleunigt und somit wirtschaftlicher gestaltet werden. Bei der Herstellung hat man jedoch gesehen, dass Element- und Stegverbundplatten ohne großen Aufwand gleichzeitig in einem Werk hergestellt werden können.

Die Herstellung der Stegverbundplatten mit den hochfesten und zugleich selbst verdichtenden Betonen hat sich als sehr günstig erwiesen. Es sind nicht nur größere Stützweiten erreichbar, es wird außerdem auch der Herstellungsprozess vereinfacht.

Nicht nur durch die Einsparung des Verdichtens wird Zeit bei der Herstellung gespart, es ergibt sich auch eine kürzere Vorhaltezeit der Schalungseinheiten durch den schnelleren Erhärtungsvorgang des Betons.

Die Handhabung der Platten hat sich als sehr gut erwiesen genauso wie die Haken zum Transport und Verlegen der Stegverbundplatten.

Die Tragfähigkeit der Platten hat die rechnerischen Ergebnisse bestätigt, bis auf die Durchbiegungen, die den zu kleinen Werten des E-Moduls zuzuschreiben sind. In der Praxis müssen natürlich die Normvorgaben eingehalten werden.

Der Verbund zwischen der Stegprofilierung und der Ortbetonergänzung ist ebenso gewährleistet wie der Verbund in der rauen Fuge. Die Stegverbundplatten wirken somit im Endzustand im Gesamten als einheitliche Platten.

Das Rissverhalten der Platten entsprach den Erwartungen. Längsrisse traten erst kurz vor dem Bruch auf.

9. ZUSAMMENFASSUNG

Nach Untersuchung der einzelnen Aspekte können am Ende des Forschungsberichts die wesentlichen Ergebnisse nochmals kurz zusammengefasst werden.

Die Tragfähigkeitsuntersuchungen haben ergeben, dass sowohl die Stegverbundplatten mit voller als auch mit verringerter Steghöhe den Großteil der aus der Biegeschlankheit begrenzten Stützweiten erreichen. Es ist somit eine sehr gute Ausnutzung des Endsystems durch die Stegverbundplatten im Bauzustand gegeben. Betrachtet man hingegen nur den Standard-Stegabstand von 62,5 cm, so können weit aus weniger Stützweiten aus der Biegeschlankheit besonders bei den großen Deckenstärken erreicht werden. Hier sind Stegverbundplatten günstiger, die in den Stegzwischenräumen leichtes Füllmaterial zur Gewichtsersparnis haben, bzw. Stegverbundplatten mit größeren Stegbreiten bei größeren Stegabständen.

Die Versuche haben die errechneten Tragfähigkeiten bestätigt. Die Durchbiegungen der Versuchsplatten waren auf Grund der zu kleinen Werte des E-Moduls entsprechend größer als die errechneten Werte.

Die Stegverbundplatten sind nach der Definition der DIN 1045-1 auch im Bauzustand als Platte zu betrachten. Dies hat den Vorteil, dass in den meisten Fällen keine Querkraftbewehrung in den Stegen eingelegt werden muss. Die Ergebnisse der Versuchsdurchführung haben dies vollumfänglich bestätigt. Selbst bei einer Belastung nahe der Bruchlast konnten keinerlei Risse im weiteren Auflagerbereich sowohl an der Plattenunterseite, als auch an den Stegen festgestellt werden. Dieses Ergebnis erleichtert die Herstellung der Stegverbundplatten in hohem Maße.

Die Untersuchung der Stegverbundplatten mit Vorspannung brachte nur einen begrenzten Erfolg. Der Hebelarm aus der Vorspannung ist relativ klein, so dass die eingebrachte Vorspannkraft keine all zu großen Momente erzeugt. Selbst bei großen Deckenstärken blieb der gewünschte Effekt gering, da der Schwerpunkt des Querschnitts nur langsam nach oben wandert. Der Einsatz von Vorspannung bei den Stegverbundplatten ist nur in Teilbereichen sinnvoll, die im Einzelfall zu untersuchen sind.

Die Untersuchung der Herstellmöglichkeiten hat ergeben, dass in einem Werk sowohl Element- als auch Stegverbundplatten hergestellt werden können. Je nach Produktionsablauf des bestehenden Werkes steht die entsprechende Variante zur Herstellung der Stegverbundplatten zur Verfügung. Die Kalkulation eines Fertigteilwerkes hat ergeben, dass die erforderlichen zusätzlichen Investitionen zur Herstellung von Stegverbundplatten für ein Fertigteilwerk, das bereits Elementplatten herstellt, nach der Produktion von 20.000 m² Stegverbundplatten amortisiert sind. Bisher wurden allerdings nur Stegverbundplatten mit einer recht einfachen Schalung hergestellt. Der Einsatz der Schalung, wie sie für die Versuchsplatten verwendet wurde, ist für eine Serienfertigung nur bedingt geeignet. Sollten die Stegverbundplatten in Serienproduktion gehen, so müsste je nach Fertigungsanlage des Werkes die wirtschaftlichste Lösung erarbeitet und die dafür benötigte Schalung abgestimmt werden. Der vorliegende Bericht bietet hierfür die Ansatzpunkte.

In wie weit sich der Vorteil der unterstützungsfreien Verlegung auf die Kosten der gesamten Deckenherstellung auswirkt, haben die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Hand von zwei Kalkulationsbeispielen gezeigt. Beim Beispiel "Wohnungsbau" lagen

die Kosten der Decken aus Stegverbundplatten mit 58 % vor den Kosten der Elementplatten mit 72 %, bezogen auf die Ausführung in Ortbeton.

Beim Beispiel "Industriebau" ist die Herstellung mit Spannbeton-Hohldielen zwar mit 58 %, bezogen auf die Kosten der Ortbetonausführung, die günstigste Variante. Es sind jedoch die Nachteile der geringeren Belastbarkeit und der einachsigen Tragwirkung zu berücksichtigen. Die Herstellung mit Stegverbundplatten steht dem mit 78 %, ebenfalls auf die Kosten in Ortbeton bezogen, als zweit günstigste Variante mit den Vorteilen einer höher belastbaren Massivdecke, die auch auf eine zweiachsige Tragwirkung ausgelegt werden kann, gegenüber.

Am Ende bleibt zu wünschen, dass dieser Forschungsbericht Fertigteilwerken und Bauherren, die für Innovationen am Bau offen sind, die Vorteile der Stegverbundplatten nahe bringen konnte. Ihre Feuertaufe haben sie bereits, wie das *Bild 9.1* zeigt, bestanden.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens bestätigen, dass das innovative System der Stegverbundplatten die Möglichkeit bietet, Hochbaudecken noch schneller und kostengünstiger herzustellen als mit den bisher bekannten Methoden.



Bild 9.1: Stegverbundplatten nach der Belastung bis zum Bruchmoment

LITERATUR

- [1] Betonwerk + Fertigteil-Technik, Ausgabe 8, 1997
- [2] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 11.3.2
- [3] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 11.3.2, Absatz 2
- [4] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 11.3.2, Absatz 2
- [5] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 11.3.2, Absatz 3
- [6] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 11.3.2, Tabelle 22
- [7] DIN 4102-Teil 4 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe März 1994, Tabelle 11
- [8] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 11.3.1, Absatz 8
- [9] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1, Band 1: Hochbau, Ernst & Sohn Verlag 2002, Beispiel 5
- [10] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 3.1.21
- [11] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 10.3.3
- [12] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 10.3.6
- [13] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe Juli 2001, Abschnitt 10.3.6, Absatz 1
- [14] Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträgern im BDB, Systembauteile in High-Tech: Bausysteme mit Gitterträgern, Ausgabe 1998, Bilder 3-1 bis 3-3
- [15] Stahlbetonfertigteile unter Berücksichtigung von Eurocode 2, Konstruktion Berechnung Ausführung, Werner Verlag, 2. Auflage 1998, Abschnitt C-3.4.2.2

IMPRESSUM

Fachhochschule Augsburg
Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau
Abteilung Massivbau
Baumgartnerstraße 16 / G 2
86 161 Augsburg

www.kki-augsburg.de
Prof.Rojek@kki-augsburg.de

Projektleiter:

Prof. Dr.-Ing. Richard Rojek



Jahrgang 1944, 1970 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Stuttgart.

1970 – 1985 Projektleiter im Ingenieurbüro Leonhardt und Andrä in Stuttgart.

1985 Nebenberufliche Promotion.

Seit 1985 Professor für Massivbau an der Fachhochschule Augsburg.

Seit 1989 Prüfenieur für Baustatik.

Wissenschaftliche Mitarbeiter:

Dipl.-Ing. (FH) Tobias Keller



Jahrgang 1975, 2002 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der Fachhochschule Augsburg, seitdem wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Fachhochschule Augsburg für das Forschungsprojekt „Stegverbundplatten“.

Wissenschaftliche Untersuchungen, Versuchsdurchführung, Versuchsauswertungen.

Dipl.-Ing. Univ. Ralph Romer



Jahrgang 1971, 2000 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU München, seither Mitarbeiter der Ingenieurgesellschaft Rojek + Kollegen, Augsburg; zwischenzeitlich wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Fachhochschule Augsburg von Juli 2002 bis April 2003.

Versuchsdurchführung.

Dieses Forschungsvorhaben wurde von folgenden Firmen unterstützt:

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen

Betonfertigdecken GmbH, Herr Dipl.-Ing. (FH) U. Knöller
Brenzquellstr. 21, 89 551 Königsbronn

J. Dobler GmbH Co. Bauunternehmen, Herr Dipl.-Ing. (FH) J. Stürzl
Postfach 1258, 87 572 Kaufbeuren

Glass GmbH Konstruktionsbüro, Herr Dipl.-Ing. (FH) D. Zech
Rudolph-Diesel-Straße 20, 86 817 Bad Wörishofen

Fa. Filser, Herr Dipl.-Ing. (FH) E. Pfeiffer
Unterfeldstr. 12, 86 199 Augsburg

Versuchsdurchführung

Fa. Alois Lauter oHG
Haunstetter Str. 5, 86 399 Bobingen

Augsburger Kalksandstein
Forststr. 19, 86 316 Friedberg

Schlosserei Thomas Gerhard
Edisonstr. 16, 86 399 Bobingen

Calenberg Ingenieure, planmäßig elastisch lagern GmbH
Am Kübel 2-4, 31 020 Salzhemmendorf

contec Bausysteme GmbH
Südstr. 3, 32 457 Porta Westfalica