

**Institut für Bauingenieurwesen VI
Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen
Technische Universität München**

**Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübeleinbindelängen auf die
Wirksamkeit der Fugenkonstruktion bei Betonstraßen**

Dipl.-Ing. Univ. Stephan Freudenstein

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor – Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Valentin

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. habil. G. Leykauf
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Schießl

Die Dissertation wurde am 05.04.2001 bei der Technischen Universität München eingereicht und
durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 29.06.2001 angenommen.

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	<u>Seite</u>
1 Einführung	1
2 Literaturauswertung	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 Aufbau einer Querscheinfuge nach ZTV Beton - StB 93	5
2.3 Maximale Querkraftbeanspruchung des Dübels	6
2.4 Vorhandene Untersuchungen zur Dübellage	7
2.4.1 Verschiebung der Dübel senkrecht zur Fuge	8
2.4.1.1 Theorie von Friberg	8
2.4.1.2 Versuche an Probekörpern im Labor	13
2.4.1.3 Untersuchungen von Verbindungsmitteln im Betonfertigteiltbau	14
2.4.1.4 Untersuchungen mit der Methode der Finiten Elemente	15
2.4.2 Abweichungen der Dübellage in vertikaler Richtung	17
2.4.3 Schräglage der Dübel	19
2.5 Erkenntnisse aus der Literaturrecherche	20
3 Theoretische Untersuchung	22
3.1 Allgemeines zur Methode der Finiten Elemente	22
3.2 Finite Elemente am Modell des kurzen Balkens	23
3.3 FE-Modellierung einer Querscheinfugenkonstruktion mit nahezu realen Plattenabmessungen	27
3.4 Auswertung der Rechenergebnisse der FE-Plattenberechnung	34
3.4.1 Verformungen am belasteten System	35
3.4.2 Spannungen am belasteten System	38
3.4.2.1 Spannungen in vertikaler Richtung	38
3.4.2.2 Berechnung der Hauptspannungen	41
3.4.2.3 Hauptzugspannungen in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge	42
3.4.2.4 Wirkungsrichtung der Hauptspannungen	43
3.4.2.5 Berücksichtigung von zusätzlichen Spannungen	44
3.4.2.5.1 Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke	45
3.4.2.5.2 Biegezugspannungen aus temperaturbedingter Verwölbung der Betondecke	48
3.4.2.5.3 Zugspannungen aus Abkühlung der Betondecke	49
3.4.2.5.4 Spannungen durch Schwinden des Betons	50
3.4.2.6 Spannungsüberlagerung im dübelnahen Bereich	51
3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse der theoretischen Untersuchung	52

4	Versuche im Labor an kleinen Probekörpern	54
4.1	Versuchsaufbau	54
4.2	Auswertung der Messgrößen	56
5	Versuch im Großprüfstand	59
5.1	Versuchsaufbau	59
5.1.1	Bestehender Versuchsaufbau	59
5.1.2	Geotextil	61
5.1.3	Herstellen der Betonplatte	61
5.1.4	Betoneigenschaften	62
5.1.5	Verdübelung	63
5.1.6	Risserzeugung mit den Kapselpressen	67
5.2	Messtechnische Ausrüstung	67
5.3	Belastungsvariationen	70
5.4	Versuchsdurchführung und Beschreibung der einzelnen Versuchsphasen	74
5.4.1	Fugenüberrollung bei geschlossener Fuge mit 100 kN Oberlast	74
5.4.2	Fugenüberrollung bei geöffneter Fuge mit 100 kN Oberlast	75
5.4.3	Fugenüberrollung bei geöffneter Fuge mit 125 kN Oberlast	75
5.4.4	Wechselast bei geöffneter Fuge mit 125 kN Oberlast	76
5.5	Auswertung der Versuchsergebnisse	76
5.5.1	Absolute Einsenkungen im Fugenbereich	77
5.5.2	Relativbewegung zwischen linkem und rechtem Fugenrand	78
5.5.3	Relativbewegung zwischen Dübel und Oberseite Betonplatte	79
5.5.4	Platteneinsenkungen	82
5.5.5	Dehnungen an der Oberseite der Betonplatte	84
5.6	Dokumentation der Querscheinfugenkonstruktion nach Versuchsende	85
5.6.1	Vermessen der Betonplatte	85
5.6.2	Betrachtung der Rissfläche der südlichen Platte	87
5.6.3	Betrachtung der Rissfläche der nördlichen Platte	89
5.7	Zusammenfassung des Großversuches	90
6	Zusammenfassung	93
6.1	Beschreibung der Aufgabenstellung	93
6.2	Untersuchungsmethode	93
6.3	Untersuchungsergebnisse	95
6.4	Folgerungen für die Praxis	97

7	Literaturverzeichnis	99
8	Anlagenverzeichnis	
9	Anlagen	

1 Einführung

Fahrbahndecken aus Beton werden zur Vermeidung einer wilden Rissbildung infolge von Schwinden und temperaturbedingten Spannungen durch Fugen in einzelne Platten unterteilt. Seit Anfang der siebziger Jahre hat sich in Deutschland die raumfugenlose Bauweise mit Scheinfugen und unbewehrtem Fahrbahnbeton durchgesetzt und zur Standardbauweise entwickelt. Scheinfugen zeichnen sich dadurch aus, dass die Betondecke nicht in ihrer gesamten Dicke durch einen Fugenschnitt getrennt wird, sondern es wird lediglich die noch junge Betondecke in den oberen Zentimetern angekerbt. Treten nach dem Kerbschnitt kritische Zugspannungen auf, so wird im Restquerschnitt unterhalb des Kerbschnittes ein Riss entstehen. Der Vorteil der Scheinfuge liegt darin, dass unterhalb des Kerbschnittes im Bereich des Risses durch die Rissverzahnung noch Querkräfte übertragen werden können. Da jedoch im Laufe der Liegedauer einer Betondecke die Rissverzahnung abgeschliffen wird und durch Schwinden des Betons eine Zunahme der Rissöffnung eintritt, nimmt auch die Querkraftübertragung ab. Aus diesem Grund werden Querscheinfugen bereits bei mittlerer Verkehrsbelastung mit Dübeln versehen. Diese Dübel, die aus Korrosionsschutzgründen und zur Verbundunterbrechung beschichtet sind, sollen eine Rissatmung ermöglichen und auch bei reduzierter Rissverzahnung eine ausreichende Querkraftübertragung gewährleisten.

In der Praxis können immer wieder Schäden in Form von Längsrissen im Querscheinfugenbereich an der Oberfläche der Betondecke festgestellt werden, welche die Vermutung zulassen, dass diese Risse von den Dübeln ausgehen. Das Entstehen der Risse über den Dübeln kann verschiedene Ursachen haben, was einer genaueren Untersuchung bedarf.

In einer früheren Forschungsarbeit /1/ wurden die Auszieh Widerstände von schrägliegenden Dübeln bestimmt und experimentell ermittelte Grenzwerte für die zulässige Schräglage der Dübel festgelegt und bereits 1991 in die ZTV Beton-StB 91 /2/ aufgenommen. Ferner hat man zulässige Abweichungen in der Höhenlage und Anforderungen für die seitliche Verschiebung senkrecht zur Fuge festgelegt. Die Auswirkung einer Verschiebung der Dübel in Dübellängsrichtung auf die Wirksamkeit der Fugenkonstruktion ist jedoch bisher noch nicht näher untersucht worden, so dass diesbezügliche Anforderungen in den ZTV Beton empirisch festgelegt sind. Es stellt sich die Frage, ob Schäden, die auf bestehenden Autobahnen festgestellt werden, eventuell auf eine nicht ausreichende Einbindelänge der Dübel zurückzuführen sein können.

Bei den Gleitschalungsfertigern der heutigen Generation werden die Dübel, zumindest bei der zweilagigen Bauweise, im Regelfall automatisch oder manuell gesteuert in den frischen Beton eingerüttelt (Abb. 1.1). Meist erfolgt das maschinelle Einrütteln auch bei einlagiger Bauweise, wobei die von den Dübeln erzeugten Löcher im Frischbeton von den Glätteinrichtungen der Fertiger sofort wieder verschlossen werden. Nur noch selten oder im Ausnahmefall werden Dübel auf Dübelhalter gesetzt.

Durch das automatische Einrütteln der Dübel in die untere Lage des noch frischen Betons ist natürlich eine Fixierung der Dübel nicht gegeben, was bei den unterschiedlichen Wichten der beiden Materialien Beton und Stahl zu nachträglichen Setzungen der schwereren Dübel führen kann. Dieses Absacken des Dübels tritt besonders dann auf, wenn nach dem automatischen Einrütteln der Dübel der Unterbeton frisch auf frisch mit einer zweiten Lage Oberbeton überzogen wird.



Abb.1.1: Maschinelles Einrütteln der Dübel in den Unterbeton

Dabei wird auch die obere Lage Beton mit Rüttelenergie verdichtet, was sich auch auf den bereits verdichteten und mit Dübeln versehenen Unterbeton auswirkt. Diese zusätzliche, auch im unteren Bereich auftretende Rüttelenergie versetzt den Beton nochmals in Schwingung und bewirkt je nach Konsistenz des Frischbetons eine Lageveränderung der Dübel. Dies äußert sich meist durch ein Absacken der Dübel, kann aber auch zu schräg liegenden Dübeln führen.

Seit kurzer Zeit befinden sich Bewehrungsprüfgeräte in der Erprobungsphase, welche nach ersten Erkenntnissen gute Ergebnisse bei der Ortung der Dübel im Beton liefern. In den Anlagen 1.1 und 1.2 sind graphisch die Dübel im Standstreifen einer Querschnittsfuge einer 30 cm dicken Betondecke dargestellt. Die Auswahl dieser Fuge erfolgte rein zufällig. Es ist festzustellen, dass die Dübel in ihrer Höhenlage und Schräglage relativ gut eingesetzt wurden. In Bezug auf die Abweichungen der Dübellage in Längsrichtung fällt auf, dass die kürzere Dübeleinsbindelänge etwa konstant bei 200 mm liegt.

Fehllagen in Dübellsrichtung können auch nach dem Einsetzen der Dübel in den frischen Beton erzeugt werden, wenn der Kerbschnitt nicht in der Mitte der Dübel ausgeführt wird. Da nach dem Dü-

beleinbau die Dübel an der Oberfläche nicht mehr sichtbar sind, muss beim Einrütteln der Dübel am Betondeckenrand eine Markierung angebracht werden (Abb. 1.2). An dieser beidseitigen Markierung hat sich der Fugenschneider zu orientieren. Auch hier können die Markierungen nicht exakt angebracht worden sein (nur einseitig) bzw. auch der Fugenschneider kann eventuell abweichend von der angezeigten Stelle die Fuge schneiden. Die Breite der Fugenmarkierung ist eine weitere Fehlerquelle für eine abweichende Dübellage in Längsrichtung.

Aufgrund vieler Möglichkeiten als Ursache einer unvorschriftsmäßigen Dübellage in Dübellängsrichtung ist es angebracht, basierend auf ein vom BMVBW in Auftrag gegebenes Forschungsvorhaben, die Auswirkungen einer von den ZTV Beton abweichenden Dübellage näher zu betrachten.



Abb. 1.2: Markierung der Dübellage in Längsrichtung für das spätere Fugenschneiden

Eine Literaturrecherche sollte zunächst aufzeigen, welche Untersuchungen zu diesem Thema aus dem In- und Ausland bereits angestellt und veröffentlicht wurden.

Anschließend wurde das Tragverhalten einer Querscheinfuge mit veränderlichen Dübeleinbindelängen mit Hilfe der Finiten Elemente Methode theoretisch betrachtet. Dabei galt es insbesondere den dübelnahen Bereich sorgfältig zu untersuchen, da ein Betonversagen in erster Linie an diesen Stellen zu erwarten war. Für die theoretische Untersuchung musste ein Elementnetz entwickelt werden, das im Hinblick auf die Plattenabmessungen und die Größe der Dübel eine hinreichend genaue Untersuchung des Dübelbereiches ermöglichte.

Die auf theoretischem Wege gewonnenen Erkenntnisse sollten mit Laborversuchen verglichen werden. Zur Eingrenzung des Bereiches der kritischen Dübeleinbindelänge wurden zunächst Versuche an kleinen Probekörpern durchgeführt und die Verformungen ausgewertet.

Darauf aufbauend galt es einen Versuch mit reduzierten Plattenabmessungen im Großprüfstand zu konzipieren. Dabei wurde eine Betondecke entsprechend den ZTV Beton erstellt und durch eine Querscheinfuge unterteilt. Um gleichmäßige Auflagerbedingungen zu erzeugen, wurde als Unterlage für die Betondecke ein Geotextil eingebaut. Die künstlich gerissene Fuge wurde mit pulsierender Last beaufschlagt, so dass ein Überrollen der Fuge im Prüfstand simuliert werden konnte. Durch eine millionenfach simulierte Überrollung des Fugenbereiches konnte der Einfluss unterschiedlicher Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der Fugenkonstruktion dargelegt werden.

2 Literaturauswertung

2.1 Allgemeines

Im Rahmen einer Literaturauswertung sollte untersucht werden, welche Erkenntnisse zum Thema der Auswirkungen unterschiedlicher Dübellen auf das Langzeitverhalten von Betondecken aus dem In- und Ausland bereits vorliegen. Viele Untersuchungen zum Tragverhalten von Betondecken im Fugen- und Rissbereich sind bereits veröffentlicht worden, wobei in seltenen Fällen speziell die Dübellen einer näheren Betrachtung unterzogen wurde. Das Problem der notwendigen Einbindelänge von quer-kraftbeanspruchten Dübeln taucht aber nicht nur im Betonstraßenbau auf, sondern auch im allgemeinen Hochbau unter erhöhten Sicherheitsanforderungen. Hier werden vor allem beim Einsatz von Betonfertigteilen Kopfbolzendübel und Dollen eingesetzt, die im wesentlichen eine ausreichende Querkraftübertragung gewährleisten sollen. Das primäre Ziel der Literaturstudie war die Zusammenstellung von bereits veröffentlichten Untersuchungen, die sich damit befassen, welche Abweichungen von der vorgeschriebenen Dübellenlage senkrecht zur Fuge ohne nennenswerte Auswirkungen auf den umgebenden Beton zulässig sind.

2.2 Aufbau einer Querschnittsfuge nach ZTV Beton – StB 93

In den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton – StB 93) /3/ ist unter Ziffer 2.5.3 das Herstellen der Fugen geregelt. Die vorschriftsmäßige Lage eines Dübels für die Bauklasse I ist in Abb. 2.1 dargestellt.

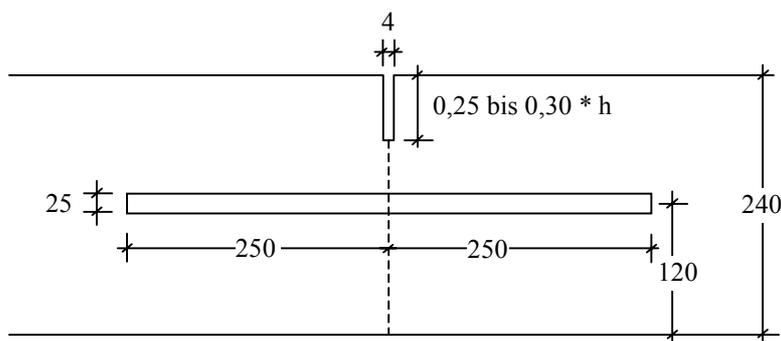


Abb. 2.1: Querschnitt durch eine gekerbte Querschnittsfuge der Bauklasse I

Für die Dübellenlage mussten zulässige Abweichungen definiert werden, welche die Wirksamkeit der Querschnittsfugenkonstruktion auch mit zunehmender Liegedauer nicht reduzieren. Da der Dübel im frischen Zustand frei schwimmend im umgebenden Beton gelagert ist, sind theoretisch 5 Freiheitsgrade vorhanden. Einer Lageveränderung des Dübels wirken nur die Reibkräfte im zähen Medium Beton entgegen. Für die Reduzierung der Wirksamkeit der Fugenkonstruktion sind Abweichungen der Dübellenlage in 3 Freiheitsgraden denkbar. Dies sind eine Verschiebung der Dübel in

Längsrichtung der Dübelachse senkrecht zur Fuge, eine Verschiebung in der Höhenlage und ein Verdrehen des Dübels in eine Schräglage längs der Dübelachse. Die Lage der Dübel ist unter Ziffer 2.5.5.4 der ZTV Beton geregelt. Demnach darf die Schräglage, bezogen auf die Länge der Dübel von 500 mm, nur 20 mm betragen. In der Höhenlage ist eine Abweichung von ± 20 mm zugelassen und als Verschiebung senkrecht zur Fuge dürfen 50 mm nicht überschritten werden. Dies bedeutet, es muss auf jeder Seite der Fuge mindestens eine Dübeleinbindelänge von 200 mm vorhanden sein.

2.3 Maximale Querkraftbeanspruchung des Dübels

Für die Untersuchungen zur Beanspruchung einer Querscheinfugenkonstruktion mit Nachweis der Wirksamkeit der Querkraftübertragung durch die Dübel von der belasteten Plattenseite auf die unbelastete Seite ist als Bemessungsvoraussetzung die Kenntnis der Querkraftbeanspruchung eines einzelnen Dübels notwendig. Die Plattentragwirkung einer Betondecke verteilt die maximal zu übertragende Querkraft auf mehrere Dübel nebeneinander, die in Abhängigkeit vom Abstand zur Lasteinleitungssachse kontinuierlich abnimmt. Petri /4/ gab für einen Dübelabstand von 30 cm einen maximalen Lastanteil des Dübels unter der Belastungsfläche von 14,6 % der Gesamtbelastung an. Die Dübelabstände von 30 cm basieren auf dem technischen Regelwerk des Jahres 1990, was aber für die maximale Beanspruchung eines Dübels unterhalb der Last keine Auswirkungen hat, da die Belastung der Dübel von der Biegelinie abhängt. Multipliziert man die im Straßenbau übliche Bemessungslast von 50 kN mit der Maximalbeanspruchung von 14,6 %, so würde unter Berücksichtigung einer Lastübertragung von 25 kN auf die benachbarte Platte ein Dübel maximal 4 kN Querkraft übertragen. Da aber in Deutschland die Antriebsachse eine zulässige Achsfahrmasse von 11,5 t haben darf und in manchen Nachbarländern auch die 13 t-Achse zugelassen ist, sollte für die Dimensionierung der notwendigen Dübeleinbindelänge in die Betondecke auf der sicheren Seite liegend eine höhere Querkraft je Dübel berücksichtigt werden. Für die kreisförmige Belastung eines Rades der 13 t-Achse ergibt sich als maximal zu übertragende Querkraft für den Dübel ein Wert von etwa 5 kN, der für die Berechnung in Ansatz gebracht wird. Dabei muss aber berücksichtigt werden, dass eine gute Rissverzahnung zu einer geringeren Querkraftbeanspruchung der Dübel führt.

Versuchsergebnisse und Einsenkungsmessungen an alten Betondecken ergaben, dass selbst nach langjähriger Liegedauer der Wirksamkeitsindex W bei ordnungsgemäß ausgeführten Fugen noch im Bereich von etwa 80 % liegt /5/, wobei W mit der Formel nach Sutherland und Teller /6/ wie folgt definiert ist:

$$W = \frac{2 \cdot y_{nb}}{y_{nb} + y_b} \cdot 100 [\%]$$

y_{nb} : Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes

y_b : Einsenkung des belasteten Fugenrandes

2.4 Vorhandene Untersuchungen zur Dübellage

Aus den USA sind Untersuchungen zum Thema der Dübellage bei Betondecken vorhanden. Dabei ging es aber in erster Linie nicht darum, die Auswirkungen der abweichenden Dübellagen aufzuzeigen, sondern es wurden Messverfahren und Untersuchungsmethoden zur Bestimmung der Dübellage erforscht und Messgrößen ausgewertet. Beispielsweise liegen von Tayabji und Okamoto /7/ Messergebnisse über die Dübellage bei Betondecken und deren Abweichungen von der Sollage vor. Wie in Ziffer 2.2 aufgezeigt, sind für die theoretisch möglichen Fehltagen 5 Freiheitsgrade vorhanden, welche für den Betondeckenbau auf drei reduziert werden können. Diese drei Abweichungsmöglichkeiten der Dübellage von der Sollage sind die Verschiebung senkrecht zur Fuge, die Abweichung in der Höhenlage und eine Schräglage der Dübel.

Möglich wäre auch noch eine seitliche Verschiebung des Dübels in Fugenachse, was aber in der Praxis mit den festgelegten Abständen der Dübelsetzgeräte bzw. vorgefertigten Dübelhalterungen kaum auftritt. In /7/ wurde auch noch zwischen einer horizontalen und vertikalen Schräglage der Dübel unterschieden, was aber auf die Wirkungsweise der Querscheinfugenkonstruktion keinen Einfluss hat (Abb. 2.2).

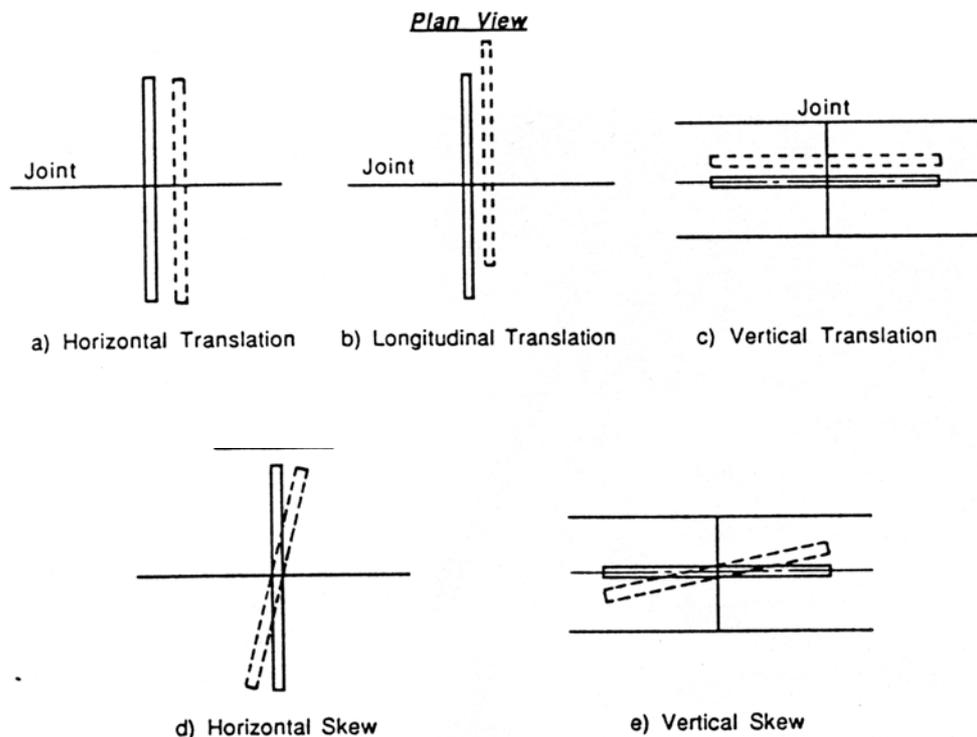


Abb. 2.2: Möglichkeiten der Dübellageabweichungen /7/

2.4.1 Verschiebung der Dübel senkrecht zur Fuge

Ziel der vorliegenden Untersuchung war es, herauszufinden, welche Toleranzen beim Einbau von Dübeln in Querscheinfugen von Betondecken bezüglich der Lage senkrecht zur Fuge im Hinblick auf ein ausreichendes Langzeitverhalten gewährt werden können. Die Gründe für derartige Abweichungen von der Solllage liegen im Regelfall in den Problemen beim Herstellen der Betondecke auf der Baustelle. Der Riss an der Fuge tritt aufgrund der Querschnittsschwächung der Betondecke durch das Kerben im frischen Zustand auf (Abb. 2.1). Diese Kerbe im Beton steuert den Rissverlauf und damit auch die Lage der Fuge über dem Dübel. Aus diesem Grund ist die Lage der Dübel in hohem Maße von der Genauigkeit des Fugenkerbschnittes abhängig. Bei der Herstellung der Betondecke wird im Regelfall an der Stelle, wo die Dübel in den Beton eingesetzt wurden, manuell eine entsprechende Markierung angebracht, die den Fugenschneider auf die Dübellage hinweisen soll. Diese Markierung erfolgt gewöhnlich mit einem Farbstrich auf beiden Seiten des Betoneinbauzuges. Damit sind schon bei der Markierung Fehlermöglichkeiten gegeben. Das händische Anzeichnen des Schnittverlaufes in Dübelmitte erfolgt durch gutes Augenmaß der dafür vorgesehenen Arbeitskraft. Ferner hat die Farbmarkierung, die witterungsbeständig und gut sichtbar anzubringen ist, eine bestimmte Breite im Bereich von einigen Zentimetern. Diese Vorgaben sind von den Fugenschneidern zu übernehmen, die unter Zugrundelegung der seitlichen Farbstriche eine Markierung auf der Oberfläche der Betondecke aufbringen und dementsprechend den Fugenschnitt ausführen. Auch dabei können eventuell Fehler auftreten.

Summiert man all diese Fehlermöglichkeiten ungünstigstenfalls auf, so können auch im Zusammenhang mit einer leichten Schräglage der Fuge, vor allem bei Einbaubreiten über 15 m, durchaus Abweichungen im Dezimeterbereich auftreten. Bei einer Dübellänge von 500 mm beträgt aber die Einbinde-länge des Dübels auf einer Seite maximal 250 mm, die durch unkorrekt ausgeführte Fugenschnitte sehr schnell aufgebraucht sind. Hinzu kommt auch noch der Rissverlauf an der Fuge, der ebenso um mehrere Zentimeter verspringen kann. In Anbetracht dieser Umstände ist die derzeit gültige Toleranz in der Lage senkrecht zur Fuge von 50 mm eher ein theoretischer Wert, der schwer in die Praxis umzusetzen ist. Da derzeit gute Ansätze bei der Entwicklung von geeigneten Messgeräten zur zerstörungsfreien Bestimmung der Dübellage vorhanden sind, spielt das Kriterium der Dübellage senkrecht zur Fuge eine immer wichtigere Rolle für die Erfüllung der Vertragsbedingungen beim Bau von Betonstraßen.

2.4.1.1 Theorie von Friberg

Als einer der Ersten beschäftigte sich um 1930 der amerikanische Ingenieur und Wissenschaftler Bengt Friberg mit der Bemessung von Dübeln in Querfugen von Betondecken. Schon damals lag die

Erkenntnis vor, dass Querfugen notwendig sind, um Plattenbewegungen aufgrund von Temperaturausdehnungen in Längsrichtung zu ermöglichen. In einer theoretischen Betrachtung der Fugenkonstruktion bezog sich Friberg auf die von Timoschenko und Lessels /8/ bereits 1925 veröffentlichte Bettungsmodultheorie. Als Modell dafür diente ein auf Federn elastisch gebetteter Balken (Abb. 2.3), womit Verformungs-, Momenten- und Betondruckspannungsverläufe an der Unterseite des Dübels bestimmt werden konnten.

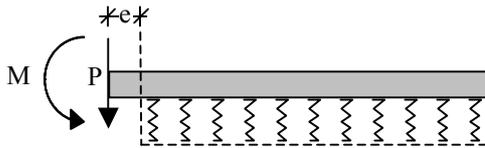


Abb. 2.3: Modell des auf Federn elastisch gebetteten Balkens

Mit Hilfe dieses Modells kann die maximale Betondruckspannung unterhalb des Dübels berechnet werden. Die Berechnung basiert auf folgender Gleichung /9/:

$$\max \sigma_b = P \cdot \left(\frac{C}{2 \cdot k^3 \cdot E \cdot I} \right) \cdot (1 + k \cdot e)$$

P:	Querkraft auf den Dübel	[N]
C:	Bettungsmodul des Dübels im Beton	[N/mm ³]
k:	Dübelkonstante	[1/mm ²]
E:	E-Modul des Stahls	[N/mm ²]
I:	Flächenträgheitsmoment des Dübels	[mm ⁴]
e:	Abstand der Belastung von der Fugenstirnfläche	[mm]

Aus dieser Formel ist ersichtlich, dass die Betondruckspannung unabhängig von der Länge des Dübels ist, der in den Betonkörper eingebunden ist. Wird der Dübel mit einer Last P am freien Ende beaufschlagt, erhält man eine Verformung des Dübels, wie sie in Abbildung 2.4 dargestellt ist. Diese Verformung setzt einen unendlich langen Dübel voraus.

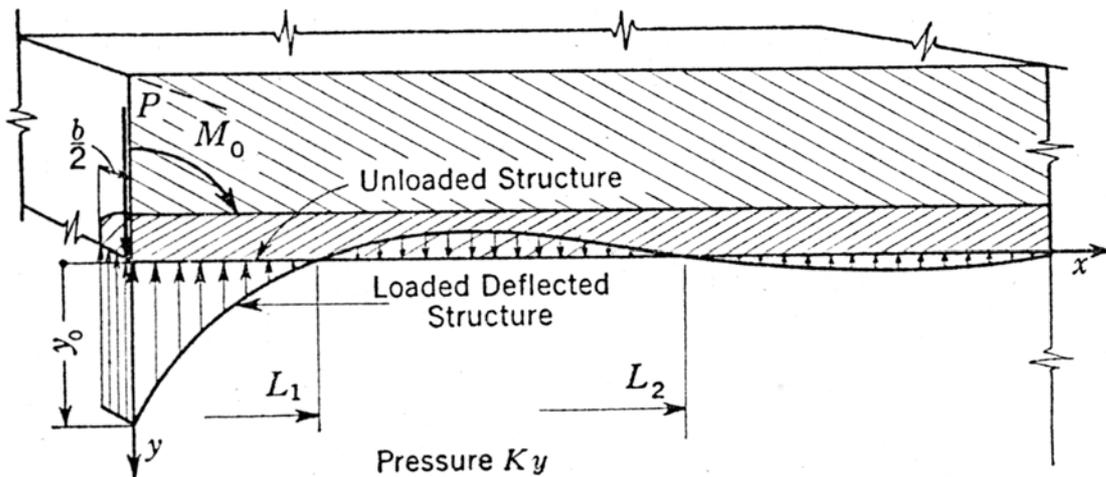


Abb. 2.4: Verformungsverlauf des unendlich langen Dübels auf elastischer Bettung im Beton /8/

In den von Friberg durchgeführten Untersuchungen wurde eine Vielzahl von Formeln zur Berechnung von Momenten und Durchbiegungen des Dübels angegeben, die aber jeweils einen unendlich langen Dübel zugrunde legten und somit keine Variation der Dübeleinbindelänge möglich machten. Aufbauend auf diesem theoretischen Ansatz können mit einem einfachen Durchlaufträgerprogramm aus der Statik für elastisch gebettete Balken beliebiger endlicher Länge Verformungen und damit Druckspannungen ermittelt werden. Über die Dübelsteifigkeit EI und die Bettung des kunststoffbeschichteten Dübels im Beton in Abhängigkeit vom E-Modul der Beschichtung und dem Dübeldurchmesser lassen sich für einen endlich langen Dübel, der am Fugenrand mit einer Querkraft belastet wird, qualitative Verläufe der Biegelinie des Dübels in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge angeben. Abbildung 2.5 zeigt den qualitativen Verlauf der Biegelinie des Dübels bei einer Einbindelänge von 250 mm, was der Dübelsolllage entspricht.

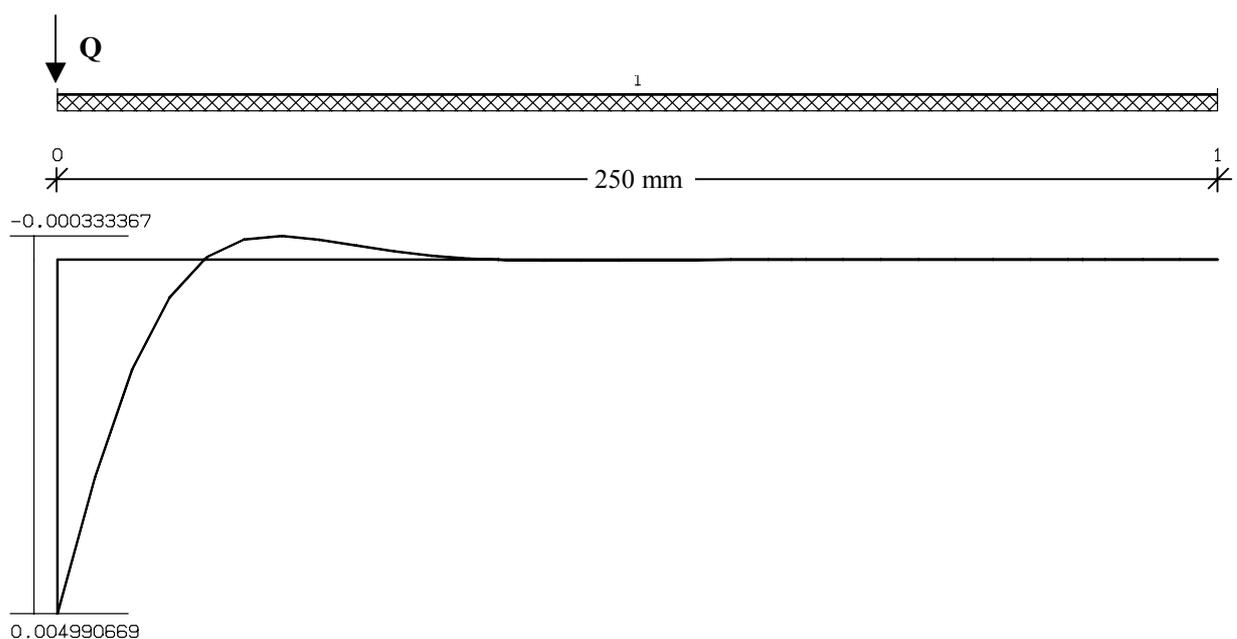


Abb. 2.5: Durchbiegung eines 250 mm langen, elastisch gebetteten Dübels

Mit Hilfe der Dübelbiegeline ist es möglich, die Spannungsverteilung längs des Dübels zu bestimmen und die Druckspannungen am Fugenrand anzugeben. Abb. 2.6 zeigt den Druckspannungsverlauf über und unter dem Dübel mit einer Einbindelänge von 250 mm.

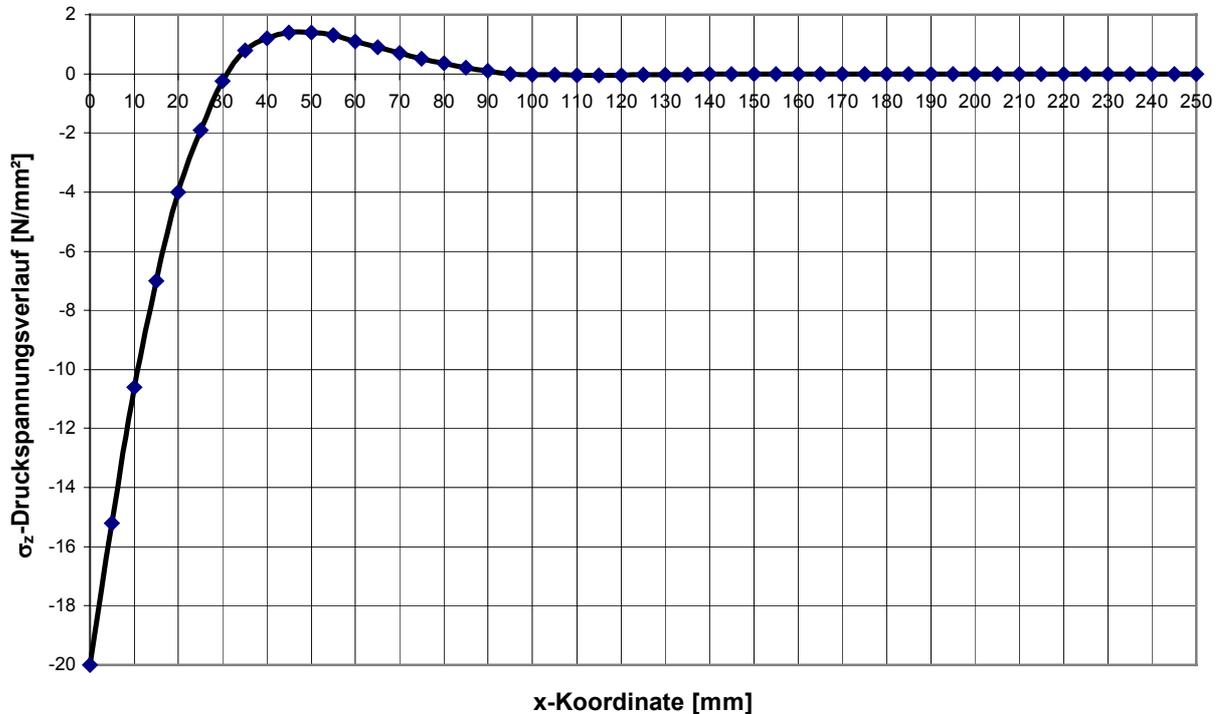


Abb. 2.6: Druckspannungsverlauf entlang eines 250 mm langen Dübels im Beton

Diese Kurve ist dem Verformungsverlauf nach Friberg (Abb. 2.4) sehr ähnlich und zeigt die hinreichend genaue Idealisierung mit einem Programm, das eine endliche Dübellänge berücksichtigt. Demnach tritt die größte Betonspannung direkt unter dem Dübel am Fugenrand auf, was sich mit der größten vertikalen Dübelverschiebung an dieser Stelle begründen lässt. Diese Betondruckspannung klingt aber sehr rasch ab und schlägt in eine Druckspannung über dem Dübel um, die in einem Abstand zur Fuge von etwa 50 mm den Maximalwert erreicht. Dahinter klingt die vertikale Druckspannungslinie wieder auf null ab. Damit kann man eine wirksame Lasteinleitungslänge von etwa 100 mm ablesen.

Der Vorteil des Durchlaufträgerprogramms liegt darin, dass die Dübeleinbindelänge variiert werden kann. Damit werden in einer Parameterstudie in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge verschiedene Systeme berechnet und deren qualitative Spannungsverläufe entlang der Dübel mit endlicher Länge angetragen. Dabei ist es wichtig, dass die Ausgangsparameter jeweils konstant gehalten werden und lediglich die Dübeleinbindelänge variiert wird. In den durchgeführten Berechnungen werden Einbindelängen von 20 bis 120 mm untersucht und mit der angestrebten Einbindelänge von 250 mm verglichen (Abb. 2.7). Die Verformungsfiguren der einzelnen Dübeleinbindelängen sind in Anlage 2.1 dargestellt.

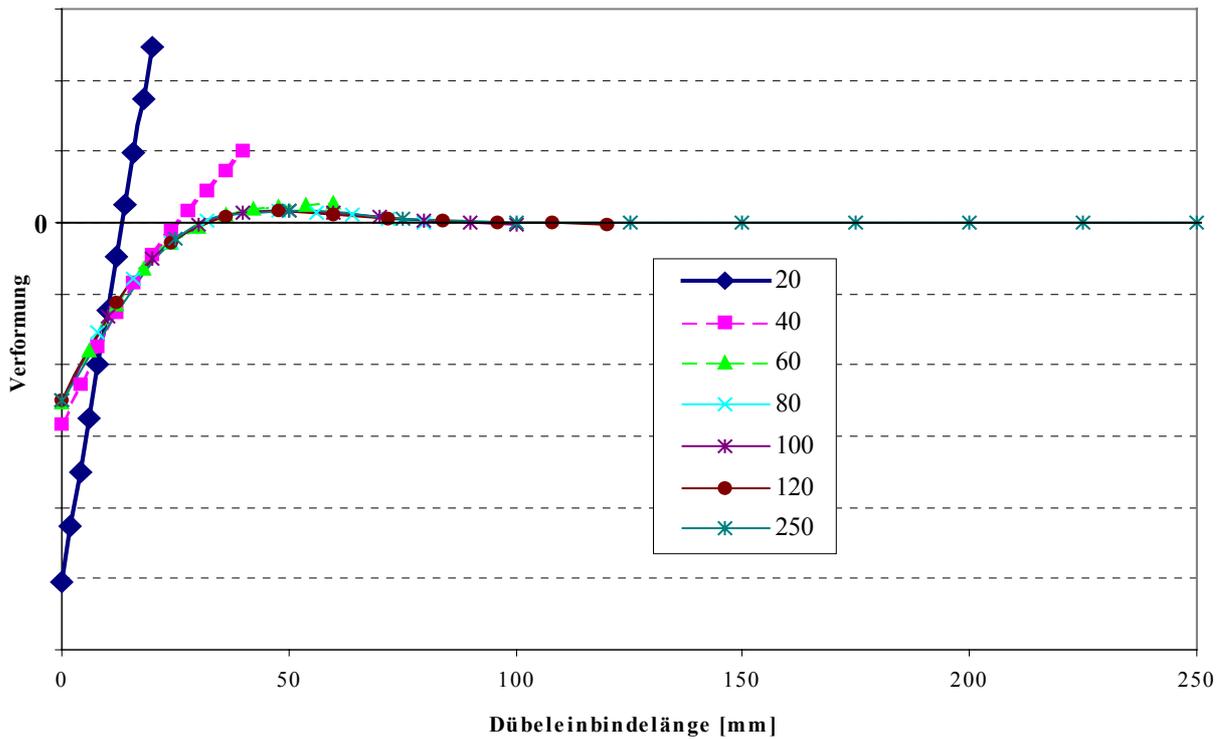


Abb. 2.7: Qualitative Spannungsverläufe entlang der Dübel bei unterschiedlichen Einbindelängen

Es fällt auf, dass die Dübelverformung bei 20 mm und 40 mm Einbindelänge sich von den größeren Einbindelängen unterscheidet. Mit zunehmender Dübeleinbindelänge ergibt sich eine Verformungsfigur, die unabhängig von der Dübeleinbindelänge ist. Eine Dübeleinbindelänge ab 60 mm bringt nur noch unwesentliche Unterschiede im Verformungsverlauf zu den größeren Dübeleinbindelängen.

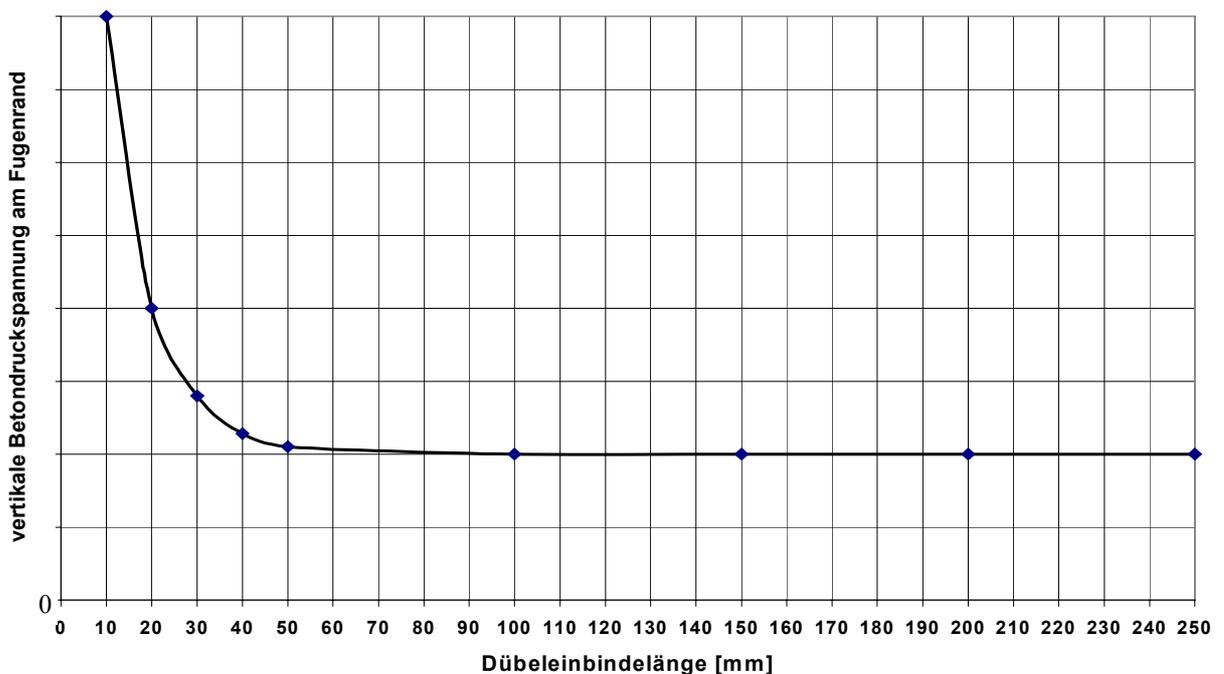


Abb. 2.8: Qualitativer Betondruckspannungsverlauf am Fugenrand in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge

Wird der Maximalwert der in den Beton eingeleiteten Druckkraft direkt an der Fuge betrachtet und für verschiedene Dübeleinbindelängen angetragen, so stellt sich ein Betondruckspannungsverlauf gemäß Abbildung 2.8 heraus. Auch hier zeigt sich, dass eine Verringerung der Dübeleinbindelänge von 250 mm auf etwa 100 mm keinen Einfluss auf die Betonspannung am Fugenrand hat. Erst Einbindelängen von 50 mm und darunter führen zu einer signifikanten Steigerung der Druckspannungen am Fugenrand.

Damit sind erste Rechenergebnisse für die notwendige Dübeleinbindelänge mit dem Rechenverfahren von Friberg basierend auf der Theorie des elastisch gebetteten Dübels im Beton vorhanden, die aufzeigen, dass die bei korrekter Lage theoretisch vorhandene Mindestdübeleinbindelänge von 200 mm sehr auf der sicheren Seite gewählt ist.

2.4.1.2 Versuche an Probekörpern im Labor

Bereits 1985 ist am Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen ein Laborversuch mit außermittiger Dübellage durchgeführt worden /10/. Dabei wurde eine Betonplatte mit den Abmessungen 1,4 m x 1,5 m eingebaut, die durch eine Querscheinfuge in zwei einzelne Platten getrennt war. In der Fuge lagen fünf Dübel, die sich jeweils durch eine unterschiedliche Lage in der Höhe und senkrecht zur Fuge auszeichneten (Abb. 2.9).

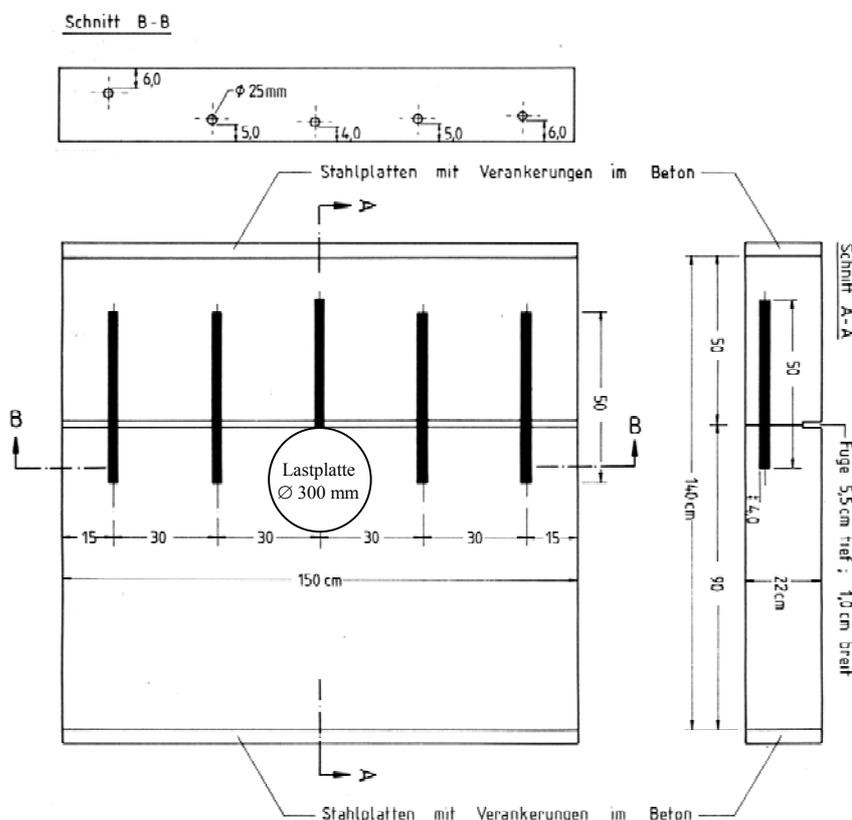


Abb. 2.9: Dübelanordnung am Versuchskörper /10/

Das primäre Ziel dieser Untersuchung war herauszufinden, welche Auswirkungen zu tief liegende Dübel auf die Dauerhaftigkeit der Fugenkonstruktion haben. Die minimale Betonüberdeckung an der Unterseite der Betondecke betrug 40 mm, die geringste Einbindelänge eines Dübels 130 mm. Über 2 Millionen vertikale Belastungen der Fuge, verbunden mit über 66.000 horizontalen Fugenbewegungen führten zu keinen Schäden an der Fugenkonstruktion und lediglich zu einer Reduzierung des Wirksamkeitsindex von anfänglich 98 % auf 83 % am Ende des Dauerversuches. Hervorzuheben ist, dass bei der Durchführung dieses Versuches mit einer eingebauten Hohllage an der Fuge und fehlender Rissverzahnung durch die geöffnete Fuge sehr ungünstige Randbedingungen gewählt wurden.

2.4.1.3 Untersuchungen von Verbindungsmitteln im Betonfertigteilterbau

Im Hochbau wird die Tragfähigkeit von Verankerungsstählen auf Abscheren untersucht. Dafür gibt es nach Cziesielski und Friedmann /9/ eine Vielzahl von Berechnungsverfahren. Diese Verfahren basieren teilweise ebenfalls auf der Bettungsmodultheorie (Ziffer 2.4.1.1), auf Näherungsverfahren nach einer Fachwerk- oder Rahmenanalogie und in jüngster Vergangenheit auf Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente. Grundlage für die Näherungsverfahren nach der Fachwerk- oder Rahmenanalogie ist die Kenntnis der Bruchbilder beim Überschreiten der zulässigen Querkkräfte, die in das Stahlelement eingebracht werden. Für den Fall, dass das Versagen des Systems aufgrund einer Überschreitung der Betonfestigkeiten erfolgt, sind in /9/ mögliche Versagensbilder angetragen (Abb. 2.10).

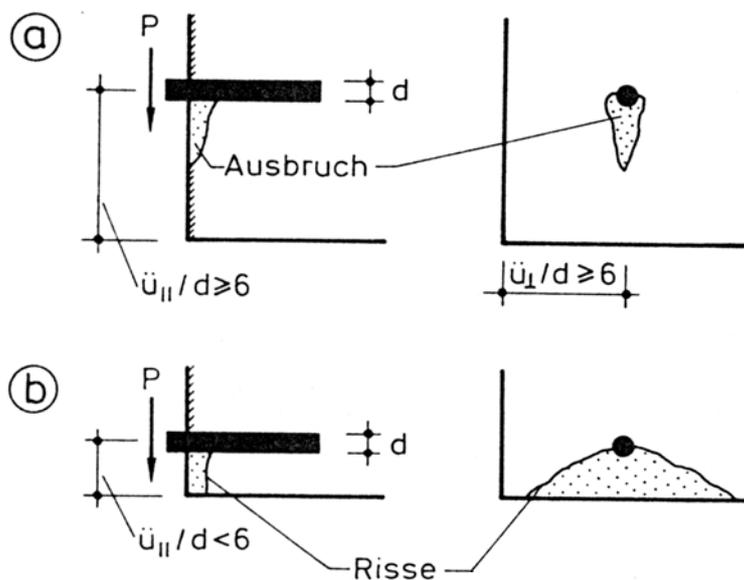


Abb. 2.10: Bruchbilder im Beton beim Scherversuch /9/

Die angeführten Bruchbilder zeigen Rissverläufe, wie sie auch im Betondeckenbau unterhalb der Dübel auftreten können. Im Fall a) bricht der Beton örtlich unterhalb des Dübels wegen zu hoher Beton- druckspannungen an der Fugenstirnfläche aus. Das Bruchbild b) zeigt einen kegelförmigen Betonaus-

bruch unterhalb des Dübels. Zur Vermeidung dieser Schäden wurden Mindestrandabstände der Dübels zur Unterseite der Betondecke in Abhängigkeit von der Dübeldicke angegeben. Die Abhängigkeit der notwendigen Dübelsinbindelänge vom Durchmesser des Dübels wurde im Hochbau sehr häufig verwendet. Im Betonkalender von 1975 /11/ hat man eine Mindesteinbindelänge des Dübels vom dreifachen Dübeldurchmesser vorgeschrieben. Bei den derzeit üblichen Dübels im Betonstraßenbau mit einem Durchmesser von 25 mm entspricht dies einer theoretisch notwendigen Dübelsinbindelänge von 75 mm.

Das Bemessungsverfahren nach Wiedenroth /12/ lieferte für einen unendlich langen eingespannten Stab Momente und Querkräfte unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung im Beton. Damit ergab sich eine zulässige Querkraft für den Dübels bei bestimmten Dübelsinbindelängen.

Ähnlich diesem Verfahren zeigte auch die Theorie nach Rasmussen /13/, dass für die Einleitung einer Querkraft in einen in Beton eingespannten Dübels gewisse Mindestwerte für die Einbindelänge vorhanden sein müssen. Rasmussen forderte eine Mindesteinbindelänge vom sechsfachen Dübeldurchmesser. Dies würde bezogen auf den Betonstraßenbau einer Mindesteinbindelänge von 150 mm entsprechen.

Derartige Beispiele zum Tragverhalten von Verankerungsstählen auf Abscheren, wie sie im Hochbau beim Einsatz von Betonbauteilen gefordert werden, können in den verschiedensten Literaturstellen gefunden werden. Im Hinblick auf die Einbindelänge des Dübels wurden jedoch meist Mindestwerte in Abhängigkeit von der Dübeldicke angegeben, was für Straßenbauzwecke mit sehr vielen Lastwechseln und feuchte- und temperaturbedingten Beanspruchungen weniger geeignet erscheint. Andererseits ist zu berücksichtigen, dass im Hochbau wegen der größeren Auswirkung eines Versagens höhere Sicherheiten zu fordern sind.

2.4.1.4 Untersuchungen mit der Methode der Finiten Elemente

Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente wurden in letzter Zeit viele Untersuchungen auf numerischem Wege durchgeführt, die sich ebenfalls mit dem Thema der Querscheinfugenausbildung bei Betondecken beschäftigten. Für eine Untersuchung der Auswirkungen unterschiedlicher Dübellsagen auf den dübelnahen Beton kam es bei der Berechnung der Systeme mit der FE-Methode darauf an, dass Programme eingesetzt wurden, welche die Generierung eines dreidimensionalen Systems ermöglichen. Besonders aus den USA sind mehrere Veröffentlichungen bekannt, die sich jedoch meist auf bestimmte FE-Programme bezogen, mit dem Ziel, die neuentwickelte FE-Software auf den Markt zu bringen. Der Nachteil der meisten Untersuchungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente liegt darin, dass jeweils ein Gesamtsystem untersucht wurde und keine Detailprobleme generiert wurden.

So konnte beispielsweise mit dem FE-Programm EVER FE /14/ aus den USA eine Querscheinfuge mit mehreren Dübeln und zwei angrenzenden Betonplatten idealisiert werden, welche als Ergebnis die Einsenkungen der Plattenränder und somit auch den Wirksamkeitsindex der Fugenkonstruktion lieferten, aber keine Betonspannungen im dübelnahen Bereich. Dieses Programm hat aber den Vorteil dreidimensionaler Elemente, womit es den unterschiedlichen Materialeinflüssen und den verschiedenen Querschnittsabmessungen von Beton und Stahl gerecht wurde. Leider wird das Programm für Forschungszwecke nicht zur Verfügung gestellt, so dass eine weitere Modifizierung zur Analyse der dübelnahen Betonspannungen nicht vorgenommen werden konnte.

In Deutschland ist eine Untersuchung nach der Methode der Finiten Elemente von Utescher und Herrmann besonders erwähnenswert /15/, die sich mit der Tragfähigkeit von in Beton eingespannten Rundstählen beschäftigte. Die theoretische Betrachtung, die am Institut für Baustatik und Messtechnik der Universität Karlsruhe durchgeführt wurde, basierte auf Detailproblemen aus dem Hochbau mit eingespannten Stahlteilen. Mit dem FE-Programm ASKA wurde ein Betonquader mit einem eingebundenen Rundstahl generiert, was prinzipiell auch der Problematik im Straßenbau entspricht (Abb. 2.11).

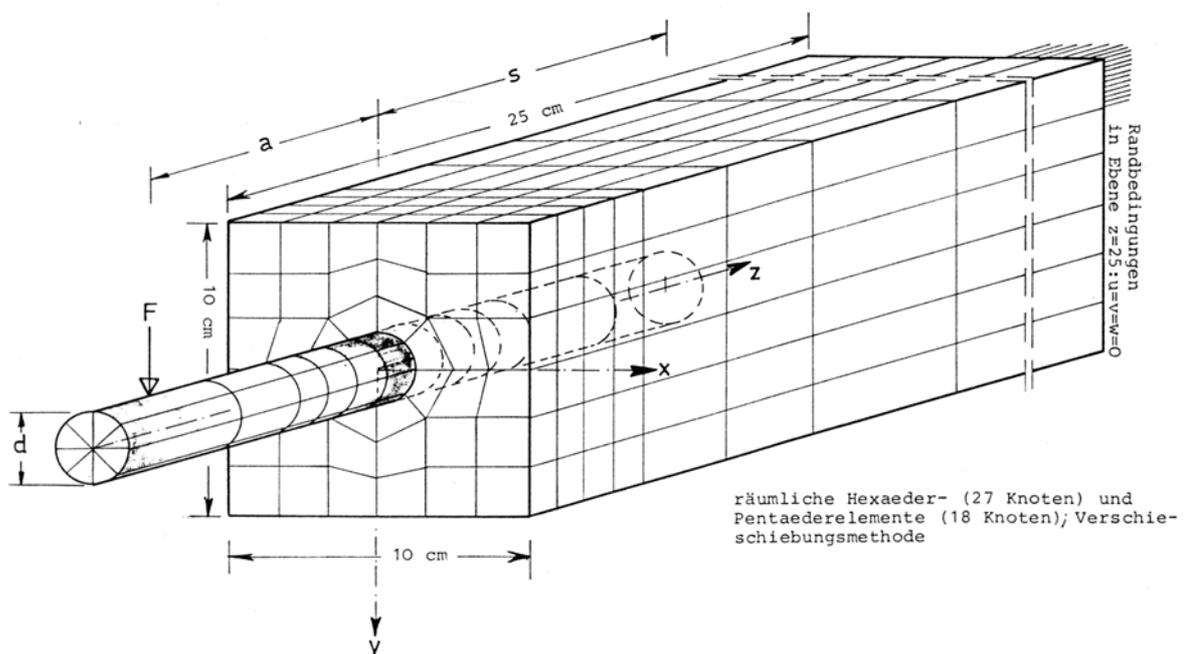


Abb. 2.11: FE-Struktur des Betonbalkens mit eingebundenem Rundstahl /15/

Mit diesem System konnten die Spannungen im Beton an der Einspannstelle des Stahles im Betonquader berechnet werden. In den Untersuchungen wurden diese Druckspannungen in Abhängigkeit von der Dicke und der Einbindelänge der Rundstähle ermittelt. Abb. 2.12 zeigt qualitativ die Spannungen und Einsenkungen in Abhängigkeit vom Verhältnis der Einbindelänge zum Durchmesser des Stahles.

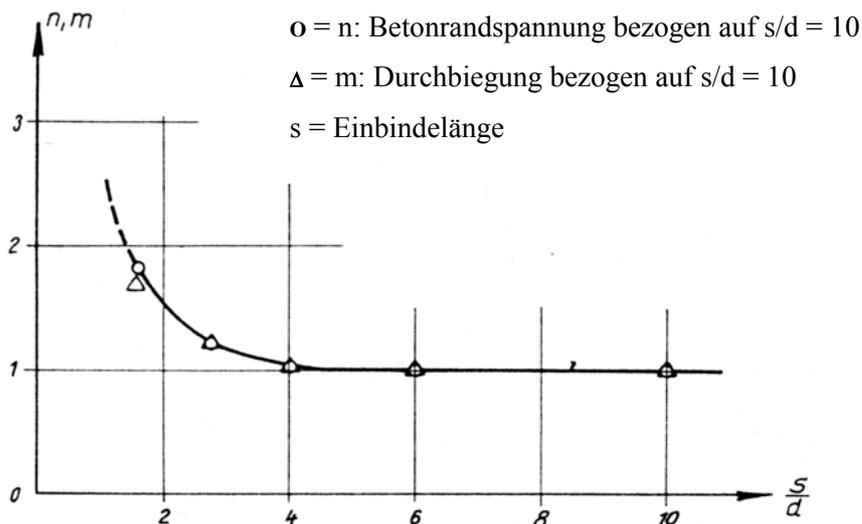


Abb. 2.12: Qualitative Druckspannungen und Einsenkungen am Fugenrand in Abhängigkeit von der Dicke und Einbindelänge des Rundstahles /15/

Es zeigt sich wiederum, dass die in den Beton abgeleiteten Druckspannungen bei großen Einbindelängen etwa gleich groß sind. Nimmt das Verhältnis von Einbindelänge s zu Dübelstärke d jedoch ab, so steigt ab einem Verhältnis s/d von etwa 4 die Betonpressung stark an. Auf den Betonstraßenbau bezogen bedeutet dies, dass bei einem Dübel Durchmesser von 25 mm Dübeleinsbindelängen von 100 mm und größer keine erhöhten Spannungen auf den Beton übertragen werden. Eine Dübeleinsbindelänge in den Beton von weniger als 100 mm steigert aber die Beanspruchung des umgebenden Betons. Dies deckt sich im wesentlichen auch mit dem vertikalen Betondruckspannungsverlauf auf Basis der Theorie des elastisch gebetteten Balkens nach Friberg (Ziffer 2.4.1.1). Abweichend zur Praxis wurde bei diesem FE-Modell allerdings die Beschichtung des Dübels vernachlässigt.

2.4.2 Abweichungen der Dübellage in vertikaler Richtung

Die wohl am häufigsten auftretende Abweichung der Dübellage von der Sollage ist das Absacken der Dübel von der Querschnittsmitte in tiefere Bereiche. Bei den heutigen modernen Gleitschalungsfertigern werden die Dübel im Regelfall automatisch in den bereits verdichteten Unterbeton eingerüttelt. Meistens wird in einem zweiten Arbeitsgang auf den Unterbeton frisch auf frisch eine dünnere Lage Oberbeton aufgebracht, die ebenfalls mit Innenrüttlern oder Außenrüttlern auf einem Rüttelrahmen verdichtet wird. Diese Verdichtungsenergie regt den frischen Beton zu Schwingungen an. Bei Innenrüttlern geht man davon aus, dass der Bereich um die Rüttelflasche herum bis zu einer Entfernung vom 10-fachen Flaschenrüttlerdurchmesser beim Eintauchen der Flaschenrüttler in den Beton angeregt wird. Nimmt man die bei den Gleitschalungsfertigern üblichen Flaschendurchmesser von 72 mm an, so kann man davon ausgehen, dass beim Verdichten der zweiten Lage auch der komplette Unterbeton nochmals verflüssigt wird. Dabei ist aber der Dübel bereits im Unterbeton eingedrückt und schwimmt

frei im steifen Medium Beton. Durch das Rütteln verflüssigt sich der relativ steife Beton mit einer Wichte von etwa 24 kN/m^3 , so dass der schwere Stahl mit einer Wichte von $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ absacken kann. Diese Zusammenhänge sind den verantwortlichen Personen auf den Baustellen durchaus bekannt und führte im Baubetrieb dazu, dass die Dübel zunächst etwas höher gesetzt werden, damit sie sich nach dem nochmaligen Verdichten in der richtigen Lage befinden. Aufgrund diverser betrieblicher Störungen im Bauablauf kommt es aber immer wieder vor, dass entweder die Konsistenz des Betons in einem Maße schwankt, das eine gleichmäßige Dübellage nicht gewährleistet oder der Einbau mit dem Gleitschalungsfertiger im alltäglichen Baubetrieb Schwankungen unterworfen ist. Hierbei muss man in erster Linie darauf achten, dass sich die Einbaugeräte mit gleichmäßiger Geschwindigkeit bewegen und somit die Zeit konstant bleibt, die dem Dübel zum Absacken während der zweiten Verflüssigung verbleibt. Blicke ein Gleitschalungsfertiger mit eingeschalteten Rüttelflaschen oder Außenrüttlern beim Einbau der zweiten Lage über einer Querscheinfuge mit eingerüttelten Dübeln stehen, so könnten die Dübel durch die lange Einwirkungsdauer theoretisch bis an die Unterseite der Betondecke gerüttelt werden.

Durch die Verwendung von Dübelhaltern kann das Problem abgesackter Dübel vermindert werden. Aber auch bei dieser Bauweise können zu tief liegende Dübel vorgefunden werden. Als Hauptursache dafür sind Verdrückungen der Dübelhalter beim Einbau zu nennen. Eine Fixierung der Dübel entlang einer kompletten Querscheinfuge stört den Bauablauf vor den Einbaugeräten insofern erheblich, als diese Einbauten vor dem Fertiger nicht mehr überfahren werden können und somit die Materialanlieferung erschweren. Dies führt im allgemeinen dazu, dass die Dübelhalter erst kurz vor dem Gleitschalungsfertiger auf der Unterlage montiert werden. Wird vor den Einbaugeräten aber der Beton angeliefert, so muss darauf geachtet werden, dass die Betonmasse beim Abladen oder Verteilen die Lage der Dübel nicht mehr verändert. Es ist durchaus denkbar, dass im relativ rauen Baustellenalltag hier gewisse Unzulänglichkeiten auftreten können.

In einem in Ziffer 2.4.1.2 angeführten Forschungsvorhaben /10/ ist ein Versuch mit einer Betonplatte mit Dübelanordnungen durchgeführt worden, die in der Höhenlage von der eigentlichen Solllage abwichen (Abb. 2.9). In diesem Dauerversuch mit über 2 Mio. vertikalen Belastungen und einer Hohlraum unter der Last entlang der Fuge, sind selbst bei einer minimalen Betonüberdeckung von 40 mm keine Schäden im Fugenbereich aufgetreten. Diese Dübel lagen 5,75 cm unter der Querschnittsmittelpunkt bei einer Deckendicke von 22 cm. Die nach den ZTV Beton zugelassenen Toleranzen von 20 mm wurden bei dieser Versuchsanordnung erheblich überschritten. Es wurde festgestellt, dass die Auermittigkeit in vertikaler Richtung sich nur in unerheblichem Maße auf das Verformungsverhalten der Betonplatte im Fugenbereich auswirkte. Hinzu kam, dass auch bei dieser Versuchsanordnung relativ ungünstige Randbedingungen vorlagen, da die gesamte Rissverzahnung fehlte und die Fugen zudem während der Versuchsdurchführung bis zu 5 mm geöffnet waren. Nicht zu unterschätzen war auch die ungünstige Randbedingung einer auf einer Länge von 30 cm hohlliegenden Platte an der Fuge.

2.4.3 Schräglage der Dübel

Die Funktionsweise von Dübeln zeichnet sich dadurch aus, dass ein Dübel Querkräfte überträgt, gleichzeitig aber horizontale Bewegungen in Längsrichtung der Dübelachse zulässt. Eine Bewegungsmöglichkeit in Längsrichtung setzt aber voraus, dass die Dübel bezüglich ihrer Bewegungsrichtung keine Schräglage aufweisen, sondern parallel zur Bewegungsrichtung der Betonplatten liegen. Diese Überlegungen führten schon sehr früh zu der Befürchtung, dass durch einen schrägen Einbau von Dübeln die gewünschte Wirkungsweise verloren geht und statt der Bewegungsmöglichkeit in Längsrichtung der Dübel sich zu einer Verankerungsbewehrung entwickelt. Diese Befürchtung in Verbindung mit unterschiedlichen, vereinzelt auftretenden Schäden an den Querscheinfugen der Betondecken führte im Jahre 1980 zu einem vom Bundesministerium für Verkehr initiierten Forschungsprogramm, das vom Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München durchgeführt wurde /1/. Dabei hat man an mehreren Probekörpern Ausziehversuche an einbetonierten Dübeln durchgeführt, um die Auswirkungen der Schräglage auf die Ausziehkräfte zu erhalten. Die mit einer Kunststoffbeschichtung versehenen oder auf ganzer Länge bituminös beschichteten Dübel wiesen in den Probekörpern Schräglagen von 0 mm bis 40 mm bezogen auf ihre Gesamtlänge von 500 mm auf. Damit sich beim Auseinanderziehen der Probekörper keine parallele Verschiebung zur Schräglage einstellen konnte, hat man je Versuchskörper zwei gegeneinander geneigte Dübel mit der gleichen Schräglage eingebaut (Abb. 2.13).

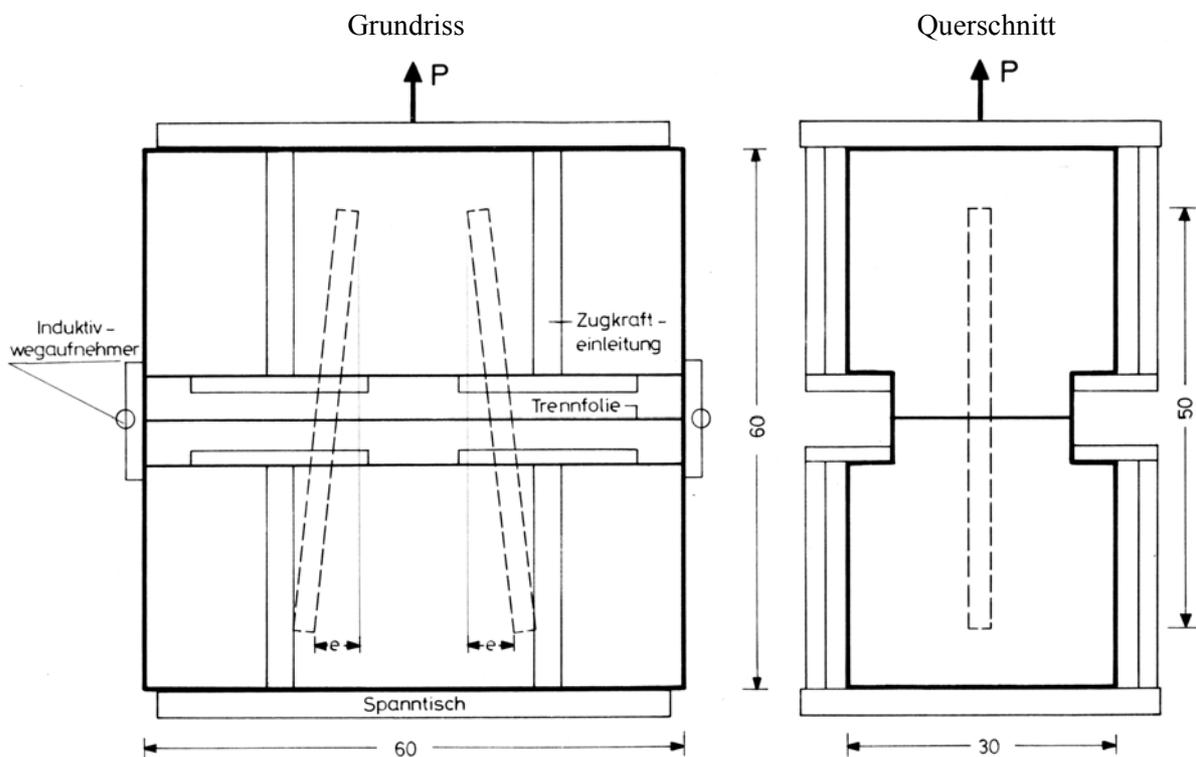


Abb. 2.13: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Ausziehkräfte bei schrägliegenden Dübeln /16/

Im Ergebnis zeigten sich signifikante Unterschiede zwischen den beiden Beschichtungsarten, die dazu führten, dass für die kunststoffbeschichteten Dübel eine zulässige Schräglage von 20 mm und für bituminös beschichtete Dübel 10 mm Schräglage bezogen auf die Gesamtlänge des Dübels von 500 mm toleriert wird.

Auch aus den USA liegen Untersuchungen über die Problematik der Schräglage von Dübeln in Betonfahrbahndecken vor /7/, /17/. Dort wurden die zulässigen Toleranzen in den jeweiligen Bundesstaaten unabhängig voneinander festgelegt. Diese zulässigen Abweichungen betragen in früheren Empfehlungen 6 mm bezogen auf die dort übliche Dübellänge von 460 mm, wobei in den neueren Empfehlungen mittlerweile größere Toleranzen zugelassen wurden. Untersuchungen im US Bundesstaat Indiana haben an bis zu 13 mm weit geöffneten Fugen eine Schräglage der Dübel von 39 mm, bezogen auf die Dübellänge von 460 mm, als durchaus zulässig ergeben. Über die Lagegenauigkeit von Dübeln bezüglich ihrer Schräglage wurden Untersuchungen angeführt, wonach 60 % aller maschinell eingerüttelten und 40 % der auf Dübelhaltern gesetzten Dübel die zulässigen Toleranzgrenzen überschritten.

2.5 Erkenntnisse aus der Literaturrecherche

Bereits seit mehreren Jahrzehnten werden Untersuchungen über die Auswirkungen unterschiedlicher Dübellagen bei Betondecken durchgeführt. Im Vordergrund stand in erster Linie das Problem der Schräglage von Dübeln, die durch ihre schräge Einbindung in den Beton zu einer Verankerung der beiden Platten über die Fuge hinweg führen. Die durchgeführten Untersuchungen und Erfahrungen in der Praxis zeigen, dass bei einer Begrenzung der Schräglage auf 20 mm, bezogen auf die Dübellänge, Rissbildungen im Beton vermieden werden.

Die Einhaltung der Höhenlage der Dübel innerhalb der zulässigen Abweichungen ist im Hinblick auf die noch bis vor kurzem relativ geringen Festigkeitsanforderungen an zementgebundene Tragschichten, verbunden mit möglicher Erosion der Tragschichten, von besonderer Bedeutung. Mögliche Hohllagen steigern die Beanspruchungen der Querscheinfugen und erfordern eine ausreichende Betonüberdeckung zwischen Dübelunterseite und Unterseite der Betondecke. Liegen bei hohlliegenden Betonplatten die Dübel zu tief, so können Schäden an den Fugen auftreten.

Aber auch die dritte Möglichkeit der Dübelneigung durch eine Verschiebung des Dübels senkrecht zur Fuge kann zu einer erhöhten Beanspruchung der Betondecke führen. Die zu dieser Problematik veröffentlichten Untersuchungen basieren auf unterschiedlichen Verfahren. Die Untersuchungen von Friberg unter Anwendung der Bettungsmodultheorie machen deutlich, dass die Druckkräfte, die vom Dübel in den Beton abgegeben werden, ausschließlich in den ersten Zentimetern neben der Fuge wirksam werden. Dies lässt durchaus die Frage zu, ob eine längere Dübeleinbindelänge benötigt wird, um die Querkraftübertragung zu gewährleisten. Ebenso zeigten die Berechnungen mit der Methode der

Finiten Elemente erst bei Dübeleinbindelängen unter 100 mm eine Steigerung der Beanspruchung des den Dübel umgebenden Betons. Diese Berechnungen sind exemplarisch an einem Modell aus dem Hochbau konzipiert worden, genüchten aber hinsichtlich der Betonbeanspruchung im dübelnahen Bereich den gleichen Anforderungen wie die im Betonstraßenbau zur Anwendung gelangenden Querscheinfugenkonstruktionen. Die Auswertung der Literatur lässt den Schluss zu, dass Dübeleinbindelängen außerhalb des in den Toleranzgrenzen aufgeführten Mindestwertes von 200 mm durchaus eine dauerhafte Funktion der Querscheinfugen gewährleisten können.

3 Theoretische Untersuchung

Im Rahmen einer theoretischen Untersuchung wurde der Einfluss der Dübeleinbindelänge auf das Tragverhalten einer Querscheinfugenkonstruktion betrachtet. Mit Hilfe numerischer Rechenverfahren sollte primär der dübelnahe Bereich näher durchleuchtet werden. Die Methode der Finiten Elemente ermöglicht es, durch eine feine Strukturierung Detailbereiche komplexer Tragsysteme zu erfassen. Dabei ist ein System zu wählen, das im Hinblick auf die Plattenabmessungen und Dübelgröße einer hinreichend genauen Untersuchung des Dübelbereiches genügt.

3.1 Allgemeines zur Methode der Finiten Elemente

Beim Rechenmodell nach der Methode der Finiten Elemente (FE) wird die zu untersuchende Struktur in endlich viele Elemente mit endlicher Größe zerlegt. Daraus ergibt sich ein Strukturnetz mit endlich vielen gemeinsamen Knotenpunkten, an denen Kräfte und Verformungen übertragen werden. Mit diesen diskreten Zustandsgrößen wird unter Grundlage des aus der Statik bekannten Weggrößenverfahrens das mechanische Verhalten des Gesamtsystems näherungsweise beschrieben. Basierend auf dem Weggrößenverfahren werden Verschiebungsansätze aufgestellt, mit dem Ziel, die gesuchten unbekanntenen Verformungsgrößen zu berechnen [18]. Dazu wird für jedes Finite Element eine Steifigkeitsmatrix aufgestellt, die wiederum Teil einer Gesamtsteifigkeitsmatrix ist, aus der das gesamte Tragwerk zusammengesetzt ist. Daraus wird ein Gleichungssystem gebildet, das die gesuchten Verformungen und Kräfte in den Knoten oder Elementen liefert. Die Berechnung nichtlinearer Systeme erfordert eine iterative Lösung der Gleichungssysteme.

Für die Untersuchung kam das FE-Programm der Fa. SOFISTIK zum Einsatz. Es besteht aus mehreren Programmteilen, mit deren Hilfe die einzelnen Programmabläufe separat angesteuert werden. Zunächst wurde mit dem Programmteil GENF das statische System generiert. Dazu zählen die Abmessungen, die Festhaltungen, die unterschiedlichen Materialien und die Eingabe der Lasten. Mit der numerischen Festlegung der Geometrie und Belastungen in GENF wurde anschließend der Programmteil ASE gestartet. Das Unterprogramm ASE ermöglicht die Schnittkraft- und Eigenwertermittlung des Tragwerkes unter Belastung. Die Ergebnisse und Strukturen aus GENF und ASE konnten mit dem Zeichenprogramm GRAF graphisch ausgegeben werden. Für die Generierung des Plattentragwerks ist zusätzlich das Unterprogramm MONET zur Anwendung gekommen. MONET ist ein graphisch interaktives Programm zur Eingabe und Konstruktion von Systemen für statische Berechnungen. Es ist ähnlich einem CAD-Programm aufgebaut, das über eine Hilfskonstruktion aus Geometrielinien das statische System erzeugt, welches aus endlich vielen Elementen besteht.

Grundsätzlich ist zunächst die optimale Form der Generierung für die entsprechende Problematik zu klären. Mit der Berechnungsmethode der Finiten Elemente lassen sich zweidimensionale (2D) und

dreidimensionale (3D) Elemente erzeugen. Der Nachteil der zweidimensionalen Generierung von Betonkörpern, wie sie im Betonstraßenbau verwendet werden, liegt darin, dass dabei nur die maximalen Zug- und Druckspannungen an der Unter- bzw. Oberseite der Betondecke aufgrund einer senkrechten Verkehrslast auf der Betonplatte ermittelt werden. Zur Bestimmung der Auswirkungen unterschiedlicher Dübeleinsbindelängen ist aber weniger die Ober- oder Unterseite der Betondecke maßgebend, sondern die Schädigung des Deckensystems geht vom dübelnahen Bereich des Betons aus. In den zweidimensionalen Tragwerken können außerdem keine Fugenkonstruktionen simuliert werden. Eine Querscheinfuge kann nur durch Kopplung von zwei Scheiben erzeugt werden, für die ein Kopplungsfaktor vorgegeben werden muss. Dieser Kopplungsfaktor entspricht dem Wirksamkeitsindex von Querscheinfugen, der sich aus dem Verhältnis der Platteneinsenkungen des belasteten und unbelasteten Fugenrandes ergibt. Die Dübeleinsbindelänge könnte demnach nur über ein Abschätzen der jeweiligen Wirksamkeitsindices in die Berechnung eingehen. Wird aber die Betonplatte aus 3D-Elementen erzeugt, so kann die Generierung auch des sehr diffizilen Bereiches in Dübelnähe verbessert werden. Hierbei werden für die Elemente unterschiedliche Materialien für den Dübelstahl, die Dübelbeschichtung und den Beton verwendet. Der Nachteil der dreidimensionalen Betrachtung der Fugenkonstruktion liegt darin, dass die Generierung des Tragsystems sich als sehr aufwendig erweist und nur durch eine entsprechende Anzahl von Elementen richtig dargestellt wird. Für die Finiten Elemente ist bei einer Generierung von Volumenelementen die optimale Elementform ein kubisches Würfelement, das allseits gleiche Kantenlängen besitzt. Das FE-Programm SOFISTIK gibt vor, dass plattige oder langgestreckte Quader mit Kantenverhältnissen größer 5:1 vermieden werden sollen und bricht den Rechenvorgang sogar ab, wenn das Kantenverhältnis eines Quaders 10:1 übersteigt. Daraus wird ersichtlich, dass die Elementierung einer Betonplatte aus dem Straßenbau mit einer Länge von 5 m und einer Untersuchung des Dübelbereiches mit einem Dübeldurchmesser von 25 mm sehr fein gegliedert sein muss und aufwendige Berechnungen mit sich bringt. Hinzu kommt der Einfluss der 0,3 mm dicken Kunststoffbeschichtung auf das Tragverhalten einer Querscheinfuge mit kurzer Dübeleinsbindelänge. Für die Generierung des Systems ist daher stets zu beachten, dass ein Kompromiss zwischen vielen und kleinen Elementen mit aufwendigen Berechnungen und grober Elemententeilung mit Reduzierung der Genauigkeit gefunden werden muss.

3.2 Finite Elemente am Modell des kurzen Balkens

Zunächst wurde in der numerischen Betrachtung mit der Methode der Finiten Elemente der Einfluss unterschiedlicher Dübeleinsbindelängen an Querscheinfugensystemen mit reduzierten Plattenabmessungen untersucht. Die Untersuchung erfolgte an prismatischen Balken mit einer Länge von 100 cm bei einer Breite von 25 cm und einer Höhe von 24 cm. Die Balken wurden durch eine 3 mm breite Fuge in zwei Teile getrennt, welche mit dem Dübel verbunden waren. Das statische System beruht auf

der Annahme eines Balkens auf elastischer Bettung, der durch eine Fuge in zwei Teile getrennt ist und zur Übertragung der Querkräfte mit einem Dübel verbunden wird (Abb. 3.1).

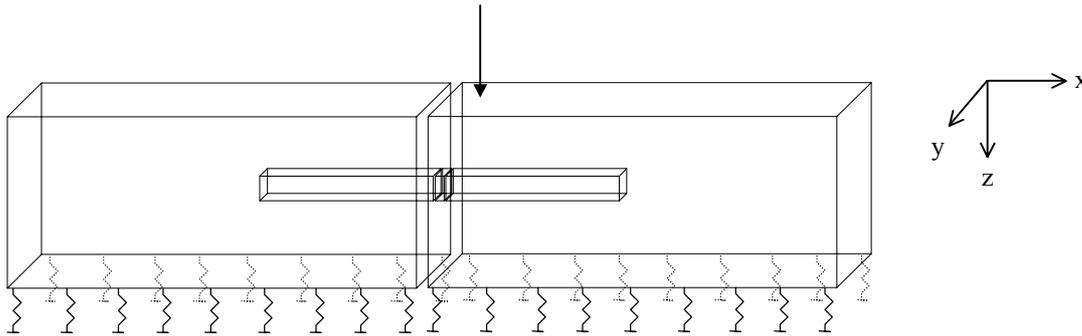


Abb. 3.1: Modell des elastisch gebetteten Balkens auf Federn

Die Bettung des Balkens auf Federn symbolisiert die elastischen Eigenschaften der Unterlage einer Betondecke. In der Systemgenerierung wird für die Auflagerung des Betonbalkens ein Bettungsmodul von $k = 0,1 \text{ N/mm}^3$ angesetzt. Der Bettungsmodul $k \text{ [N/mm}^3\text{]}$ ist eine Proportionalitätskonstante zwischen Vertikalspannung $\sigma_z \text{ [N/mm}^2\text{]}$ und Einsenkung $y \text{ [mm]}$.

$$k = \frac{\sigma_z}{y}$$

Die Bettung gibt eine Lagerungsbedingung des Balkens in z-Richtung vor. Bei 3D-Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente müssen jedoch noch weitere Festhaltungen eingeführt werden, um eine Verschieblichkeit des Systems in allen Richtungen auszuschließen. Daher wurden die beiden Balkenhälften an den äußeren Rändern im oberen Bereich zusätzlich gegen eine Verschieblichkeit in x- und y-Richtung gehalten. Einen wesentlichen Schritt bei der Systemfestlegung bildet die Strukturierung des Betonbalkens in die einzelnen Elemente des FE-Netzes. Im Querschnitt des Dübelbalkens wurden nach außen größer werdende Viereckselemente generiert, die in Längsrichtung Abmessungen von 10 bis 40 mm haben. In unmittelbarer Dübelnähe entstanden somit kubische Elemente mit 10 bis 20 mm Kantenlänge. Dieses Netz erscheint fein genug, um den Bereich an der Fuge für kurze Dübeleinbindelängen genauer zu untersuchen. Da der Bereich in Dübelnähe ausschlaggebend für ein Versagen bei zu kurzer Dübeleinbindelänge ist, wurden in der Umgebung des Dübels kleinere Elemente erzeugt, die mit zunehmender Entfernung vom Dübel größer wurden. (Abb. 3.2).

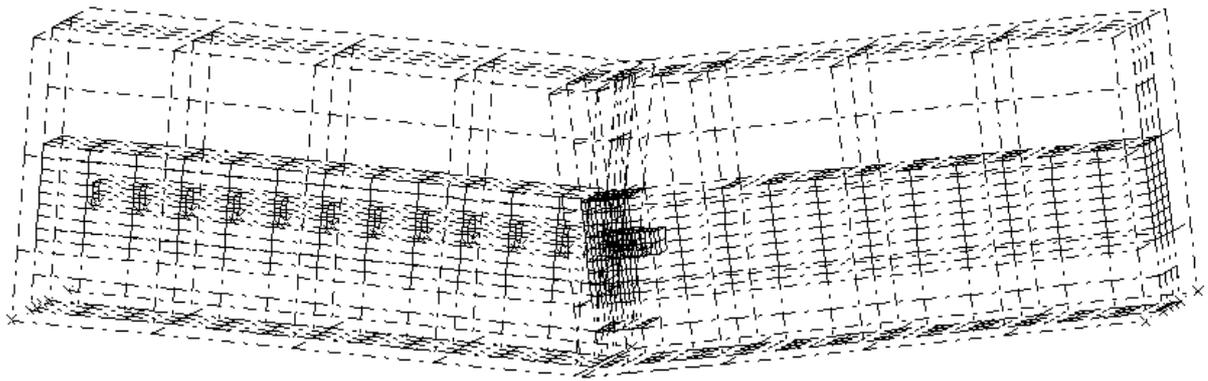
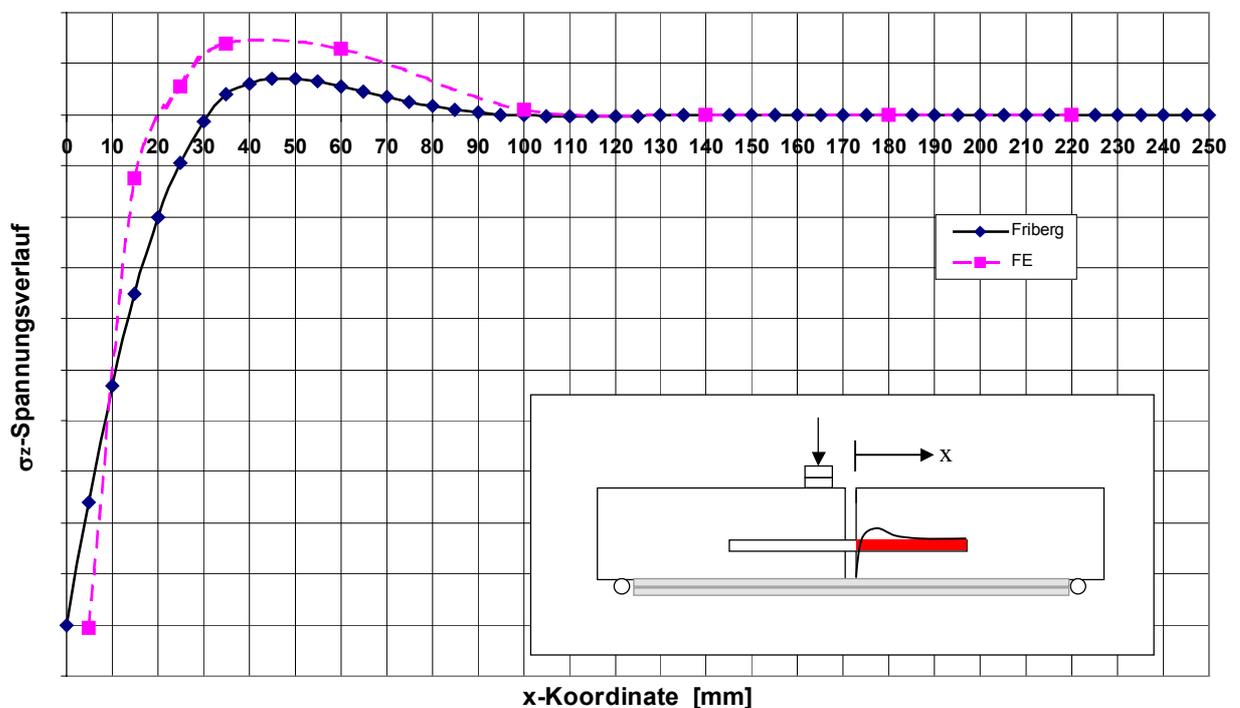


Abb. 3.2: Elementnetz für kurze Betonbalken auf Federn

Ein Problem ergab sich bei der Generierung der 0,3 mm dicken Kunststoffbeschichtung des Dübels. Um das Abmessungsverhältnis der Kantenlängen nicht zu überschreiten, müssten hierfür sehr viele kleine Elemente erzeugt werden, die einen enormen Rechenaufwand zur Folge hätten. Geht man bei der Hochdruckpolyäthylenbeschichtung von einem E-Modul von 1000 N/mm² aus /19/, so kann für diese Schicht in Abhängigkeit von der Schichtdicke auch eine Feder generiert werden. Diese Feder hat den Vorteil, dass sie zwischen Dübel und Beton den Verbund löst und somit für den Dübel im umgebenden Beton eine freie Bewegungsmöglichkeit schafft. Die Bettung des Dübels im Beton durch die gewählte Federsteifigkeit entspricht den Materialverhältnissen der Beschichtung.

Abb. 3.3: Qualitativer σ_z -Spannungsverlauf eines Dübels im Beton

Die im Unterprogramm ASE berechneten Ergebnisse liefern Knotenverformungen und Knotenkräfte. Mit diesen lassen sich am Betonbalken mit reduzierten Abmessungen Einsenkungen und Spannungen ausgeben. Werden für die Betonbalkenhälften die üblichen Materialeigenschaften eines Betons B 35 und die Modellierung rechteckiger Dübel mit 25 mm Höhe und Breite angenommen, ergibt sich bei einer Belastung des linken Betonbalkens mit 10 kN Einzellast ein qualitativ ähnlicher Verlauf der vertikalen Druckspannungen (Abb. 3.3), wie er bereits von Friberg bekannt ist (Ziffer 2.4.1.1). Der etwas ausgeprägtere Kurvenverlauf mit der FE-Berechnung ergibt sich aufgrund der getroffenen Belastungsannahmen. Qualitativ können jedoch beide Spannungsverläufe als gleichwertig angesehen werden.

Mit der Methode der Finiten Elemente lassen sich auch die Einsenkungen an jedem beliebigen Knoten ermitteln. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden für das generierte System jeweils die Einsenkungen links und rechts der Fuge für die verschiedenen Einbindelängen ausgegeben. Der absolute Wert der Einsenkung ist in erster Linie von der Größe der aufgebrachten Last und der gewählten Bettung der Betonbalken abhängig. Trägt man die absoluten Einsenkungen der Fugenränder in Abhängigkeit von der Einbindelänge an, so wird bei den Einsenkungen deutlich, dass erst Dübeleinsenkungen unter 100 mm zu einem Ansteigen der absoluten Fugeneinsenkungen führen. Hieraus lässt sich erkennen, dass die Steifigkeit einer Fugenkonstruktion bei großen Einbindelängen (größer 100 mm) unabhängig von der Dübeleinsenkung ist (Abb. 3.4).

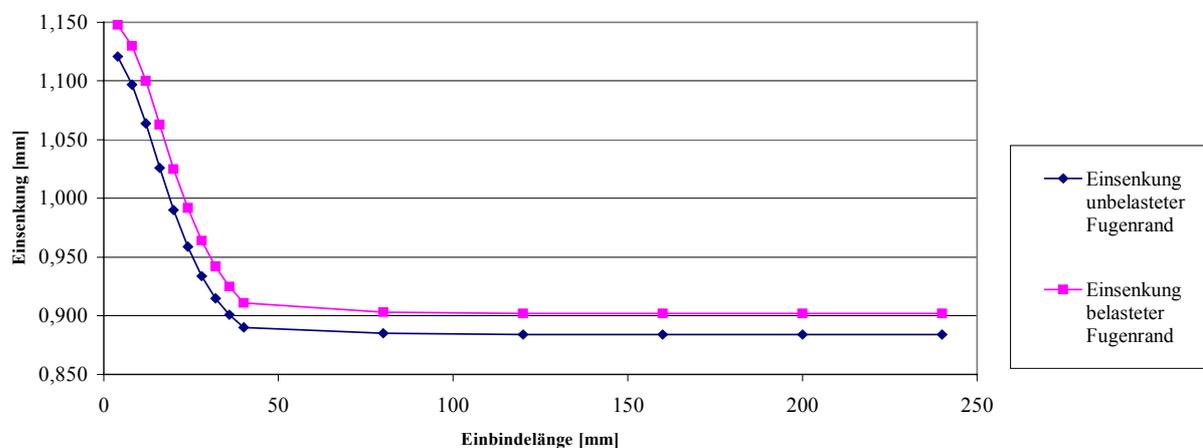


Abb. 3.4: Einsenkung am Fugenrand in Abhängigkeit von der Einbindelänge des Dübels

Die Wirksamkeit einer Querscheinfuge wird im allgemeinen mit Hilfe des Wirksamkeitsindex beschrieben. Der Wirksamkeitsindex ergibt sich aus dem Einsenkungsverhältnis zwischen belasteter und unbelasteter Plattenseite, wobei W mit der Formel nach Sutherland und Teller /6/ wie folgt definiert ist:

$$W = \frac{2 \cdot y_{nb}}{y_{nb} + y_b} \cdot 100 [\%]$$

y_{nb} : Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes

y_b : Einsenkung des belasteten Fugenrandes

Je kleiner die Differenz zwischen den beiden Einsenkungen ist, umso größer ist die Wirksamkeit der Querscheinfugenkonstruktion. Trägt man den Wirksamkeitsindex in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge an, so zeigt sich auch hier ein konstanter Verlauf des Wirksamkeitsindexes bei Einbindelängen größer etwa 80 mm (Abb. 3.5).

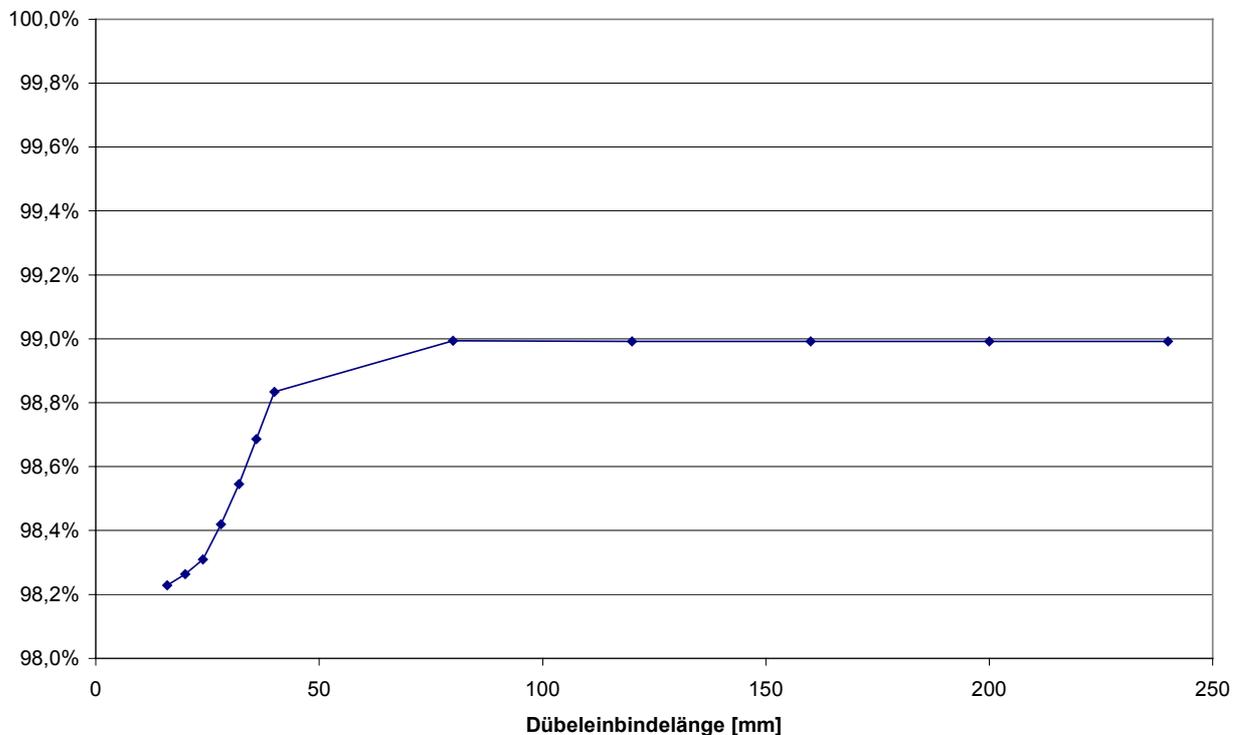


Abb. 3.5: Wirksamkeitsindex in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge

Eine Reduzierung der Einbindelänge unter 80 mm liefert nach Berechnungen mit der FE-Methode einen Abfall des Wirksamkeitsindex von 99 % auf etwa 98 %. Hierzu sei angemerkt, dass die FE-Berechnung eine rein statische Messgröße liefert, ohne dass in dem Belastungsbild dynamische Effekte berücksichtigt werden. Es wird dabei auch nicht berücksichtigt, ob der den Dübel umgebende Beton die singular sehr großen Druckkräfte aufnehmen kann. Diese Untersuchungen sollen lediglich eine Tendenz aufzeigen. Die Berechnungen am Modell des kurzen Betonbalkens zeigen aber sehr deutlich, dass Unterschiede in der Beanspruchung der Querscheinfugenkonstruktion erst ab Dübeleinbindelängen unter etwa 100 mm erkennbar sind. Größere Dübeleinbindelängen führen nach diesen Untersuchungen zu keinen Veränderungen in der Wirksamkeit der Querscheinfuge.

3.3 FE - Modellierung einer Querscheinfugenkonstruktion mit nahezu realen Plattenabmessungen

Aufbauend auf dem Finite-Elemente-Modell des kurzen Balkens wurde ein FE-Modell entwickelt werden, das etwa realen Plattenabmessungen entspricht, trotzdem aber im Bereich um den Dübel her-

um sehr fein untergliedert ist, um die Einbindelänge der Dübel variieren zu können. Das Problem bei der Generierung einer Betonplatte mit Finiten Elementen liegt in der relativ großen Abmessung des gesamten Modells mit einem sehr kleinen Bereich, den es zu untersuchen gilt. Das Erzeugen von vielen kleinen Finiten Elementen führt sicherlich zu sehr guten Ergebnissen im Dübelbereich, führt aber auch dazu, dass eine große Anzahl an Elementen erzeugt wird, die außerhalb des zu untersuchenden Bereiches liegen, aber trotzdem zur Lösung der gesamten Gleichungssysteme mitgerechnet werden müssen. Da diese Arbeit vom PC übernommen wird, ist zunächst der überflüssige Rechenaufwand von untergeordneter Bedeutung. Stellt man sich nun aber vor, dass eine 5 mal 5 m große Betonplatte in gleich große Würfelemente mit einer Kantenlänge von 1 cm unterteilt wird, so ergäbe dies bei der dreidimensionalen Elementierung eine Elementmenge von 6,25 Mio. Finiten Elementen. Das eingesetzte Rechenprogramm kann theoretisch 100.000 Elemente erzeugen, wobei die derzeit üblichen PCs für eine Elementmenge von 5.000 Bric-Elemente bei der nichtlinearen Berechnung mit iterativen Lösungsansätzen bis zu 10 Stunden an Rechenzeit benötigen. Das Verhältnis von Elementmenge zu Rechenzeit steigt allerdings nicht linear, sondern quadratisch an. Dies bedeutet, es muss stets an Elementen gespart werden, um die Rechenzeiten so gering wie möglich zu halten. Unter dieser Prämisse und der Vorgabe, die Dübeleinbindelänge im Zentimeterbereich zu verändern, entstand ein FE-Netz, das mit zunehmendem Abstand vom Dübel immer gröber wurde. Eine Generierung der FE-Struktur mit der gewöhnlichen Eingabe des Systems im Texteditor als nummerierte Punkte im globalen Koordinatensystem ermöglicht nur bedingt oder unter Eingabe vieler Punkte von Hand eine Veränderung der Knotenabstände mit zunehmender Entfernung vom Dübel. Das erfordert den Einsatz des Unterprogramms MONET der Fa. SOFISTIK. Damit ließen sich einzelne Scheiben räumlich zeichnen, welche das Programm unter Zugrundelegung der zeichnerischen Eingabe in ein numerisches FE-Gebilde umwandelt, das von den weiteren Unterprogrammen berechnet werden kann. In MONET werden Bausteine gezeichnet, die sich in beliebiger Häufigkeit kopieren und vervielfältigen lassen. Für diese Bausteine, die sich zum einen in der Scheibendicke unterscheiden und zum anderen durch eine gröbere Elementierung mit zunehmendem Abstand von der Fuge auszeichnen, galt es eine Elementstruktur im Querschnitt zu wählen, welche die vorgegebene Prämisse der Elementminimierung gewährleistet. Die Ausgangslage für die Einteilung der Querschnittsstruktur bildet der Dübel, welcher in einem 25 cm breiten Balken eingebettet wurde. Um eine ungünstige Höhenlage des Dübels zu simulieren, wurde der Dübel, gemäß den nach den ZVT Beton zulässigen Abweichungen, um 2 cm zu tief eingebaut. Bei der Elementierung können nur Dreiecks- und Viereckselemente erzeugt werden. Runde Körper müssen durch Vielecke angenähert werden. Dies hätte aber wieder eine sehr kleine Rasterung zur Folge. Daher wurde der Dübel im Querschnitt als Quadrat mit einer Kantenlänge von 25 mm angenähert. Diese Vereinfachung der Dübelform in der Generierung des FE-Netzes führt zu einer über die Dübelbreite konstanten Druckspannungsverteilung im Beton, was für die Idealisierung eines runden Dübels nicht ganz korrekt ist. Eine exakte Betrachtung der maximalen Druckspannungen im Beton mittig unter oder über dem runden Dübel ergibt lokal eine Erhöhung der über die Dübelbreite konstant ange-

nommenen Druckspannung. Dieses Problem ist z.B. bei den Lochleibungsspannungen im Stahlbau bekannt. Hier liegt die tatsächliche Lochleibungsspannung um den Faktor 1,27 über der rechnerisch angenommenen linearen Spannungsverteilung.

Bezogen auf die Druckspannungen, die vom runden Dübel in den Beton eingeleitet werden, liegt die tatsächliche maximale Druckspannung, wie sie in Ziffer 2.4.1.1 angegeben ist, annähernd um diesen Faktor höher. Die durch die rechteckige Elementierung erniedrigten Druckspannungen bewegen sich an der Fugenstirnfläche unter Berücksichtigung der Spannungserhöhung am runden Dübel noch im linear elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton, so dass keine Plastifizierungen des Betons bei ausreichender Dübeleinbindelänge auftreten. Dies wird durch die Beobachtungen beim Versuch im Großprüfstand bestätigt (Ziffer 5). Eventuelle lokale plastische Verformungen im Beton bei sehr kurzen Dübeleinbindelängen bleiben zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse für die Betrachtung der Auswirkungen unterschiedlicher Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der Querscheinfuge unberücksichtigt. Um den Dübel herum befindet sich die Beschichtung mit einer Dicke von 0,3 mm, die unter Einhaltung der zulässigen Kantenverhältnisse eines Volumenelementes von 10:1 zu maximal zulässigen Scheibendicken von 3 mm führen würde. Aus diesem Grund wurde die Beschichtung durch Federn ersetzt, welche die Verformungseigenschaften des Kunststoffüberzuges besitzen. Die Federn übertragen die Kräfte in die Betonelemente, die ebenso nach dem maximal zulässigen Seitenverhältnis erzeugt wurden (Abb. 3.6).

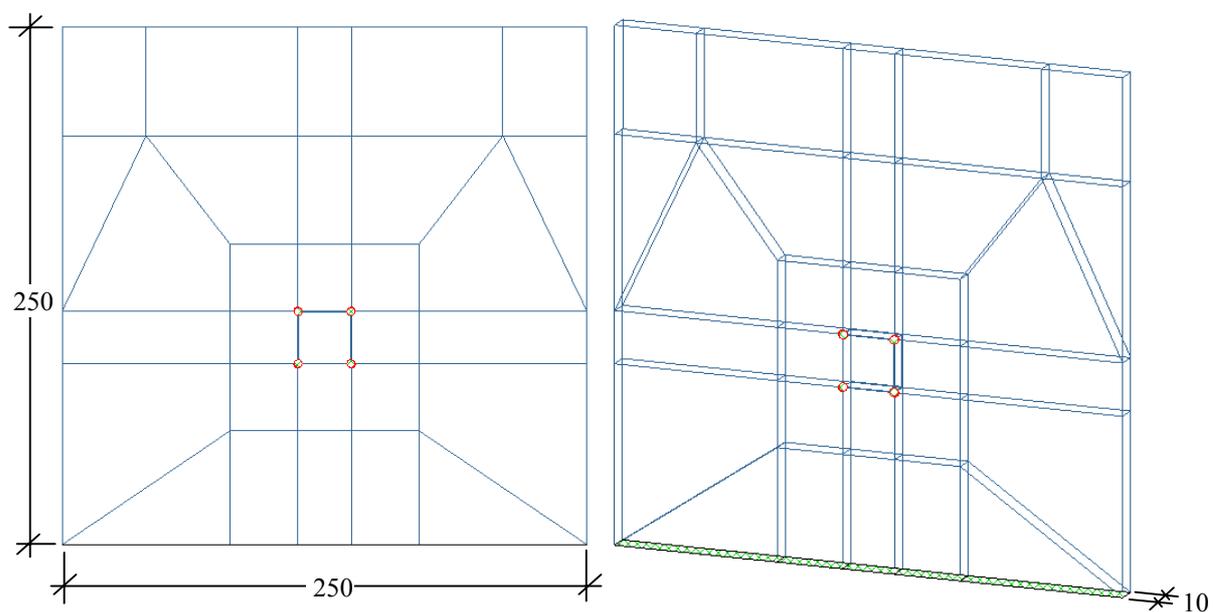


Abb. 3.6: Elementeinteilung im Querschnitt direkt an der Fuge

Diese Elementeinteilung erscheint relativ aufwendig, ergab sich aber aufgrund der einzuhaltenden Seitenverhältnisse bei einer Scheibendicke von 10 mm. Die dünnen Scheiben kamen lediglich an der Fuge auf einer Länge von 10 cm zum Einsatz. Im Bereich bis zum Dübelende wurden Scheiben mit der Dicke von 20 mm erzeugt, die schon eine einfachere Elementierung im Querschnitt zuließen. Nach

dem Ende des Dübels, das in der planmäßigen Lage bei einer Einbindelänge von 25 cm liegt, wurde schrittweise nochmals die Elementierung verändert, so dass zunächst im Querschnitt noch 5 Elemente generiert wurden, die nach weiteren wenigen Zentimetern sogar in ein Element übergehen. Das schrittweise Vergrößern der Elemente erfolgte deshalb, damit möglichst vielen Knoten der feinen Elementierung wiederum Knoten einer gröberen Einteilung gegenüberstehen. Da die Kräfte nur von den Knoten übertragen werden, würden andernfalls viele Knoten ohne Bezug zur benachbarten Scheibe vorhanden sein und somit die Genauigkeit der Ergebnisse reduzieren. Aus den Abbildungen 3.6 und 3.7 ist die stufenweise Vergrößerung der Elemente mit zunehmenden Abstand von der Fuge in Längsrichtung des Dübels zu erkennen. Die Verfeinerung der Elementierung in Richtung der Querschnittsfuge spart viele Volumenelemente ein, die bei der Berechnung einen hohen Rechenaufwand verursachen würden, deren Ergebnisse aber von untergeordneter Bedeutung sind und nicht ausgewertet wurden.

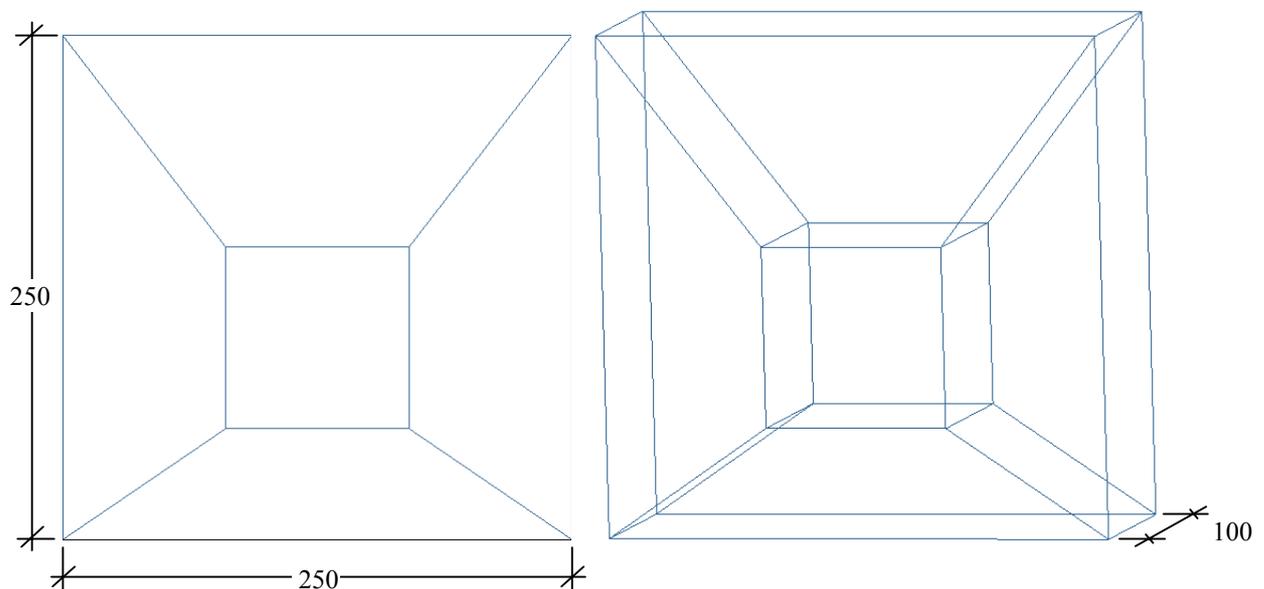


Abb. 3.7: Elementeinteilung im Querschnitt in größerem Abstand von der Fuge ohne Dübel

Diese einzelnen Querschnittsscheiben wurden entsprechend häufig hintereinander kopiert, wodurch sich Systeme mit Dübeleinsbindelängen von 10 mm bis 240 mm erzeugen ließen. Damit erhielt man einen Dübelbalken mit einer Länge von 3,25 m, der exakt der Plattenlänge entspricht, die im Großversuch erstellt werden konnte (Ziffer 5.1.3). Abb. 3.8 zeigt den Innenbereich eines generierten Betonbalkens mit einer Dübeleinsbindelänge von 240 mm und der sehr feinen Elementierung der FE-Struktur um den Dübel herum. Im Anschluss an diesen Innenbereich folgen die groben Elemente, die am Balkenende im Querschnitt nur noch aus einem Volumenelement bestehen. Mit der gewählten Rasterung erhielt man je Dübelbalken nun noch etwa 800 Volumenelemente, die sich aus etwa 1800 Oberflächenelementen bildeten und ca. 130 Federelemente.

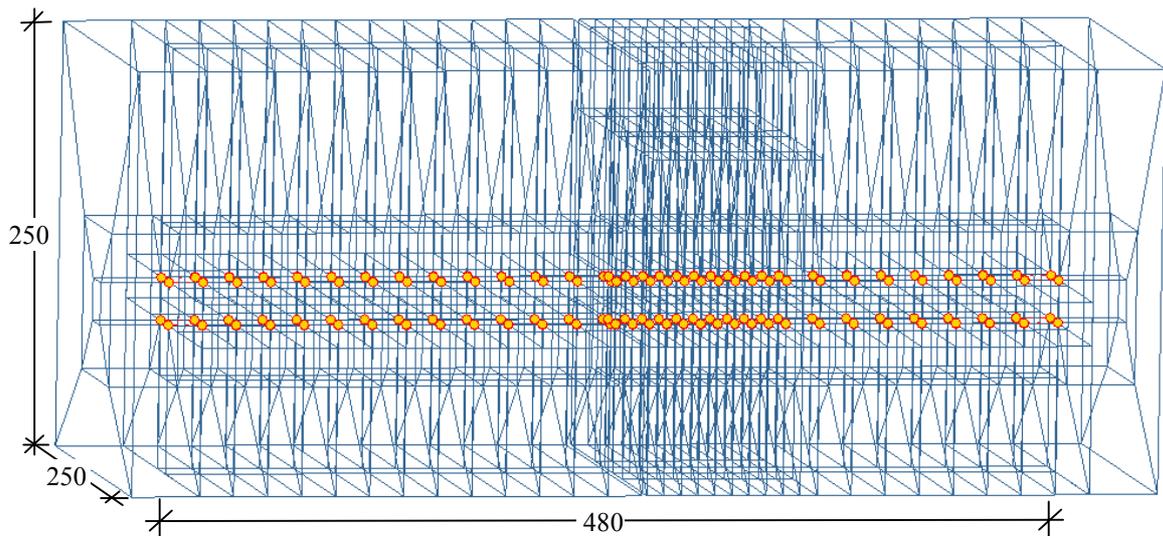


Abb. 3.8: FE-Struktur im Innenbereich mit mittigem Dübel bei 240 mm Einbindelänge

Abbildung 3.9 zeigt die Struktur eines kompletten Dübelbalkens in Längsrichtung.

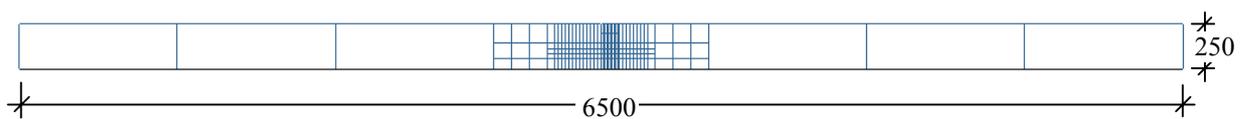


Abb. 3.9: Elementeinteilung in Balkenlängsrichtung

Die immer noch relativ große Anzahl an Finiten Elementen ist aus Abb. 3.10 ersichtlich. Diese Balken wurden für jede Dübeleinsbindelänge einzeln erstellt.

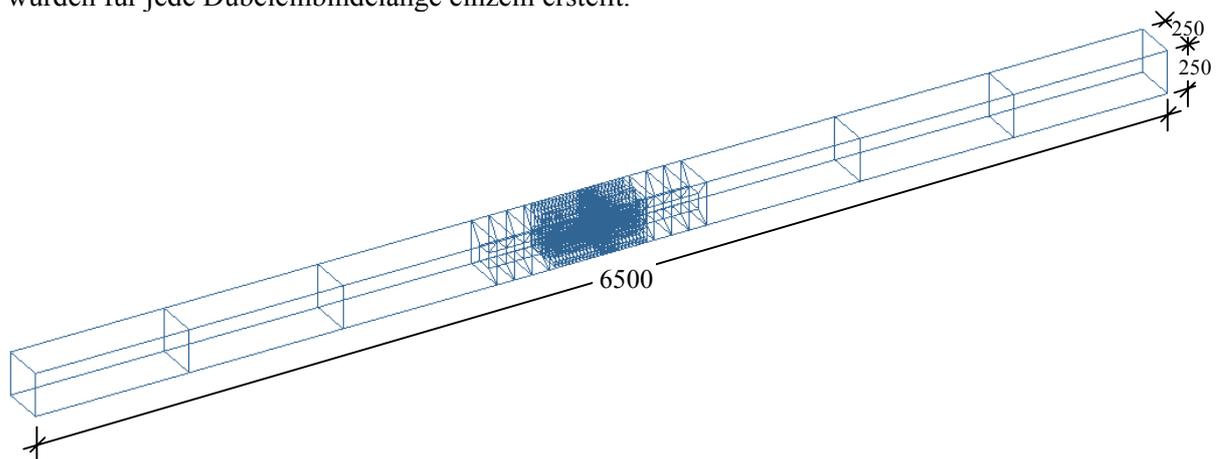


Abb. 3.10: 3D-Struktur eines Dübelbalkens

Kopiert man diesen Balken mehrmals nebeneinander, so ließen sich zwei komplette Betonplatten erstellen, die mittig eine 3 mm breite Fuge besitzen und durch Dübel im Abstand von 25 cm miteinander verbunden sind. Beim Modellversuch kam eine Querscheinfugenkonstruktion mit 12 Dübel zum Einsatz, die sich durch eine 12-fache Aneinanderreihung der Dübelbalken simulieren ließ.

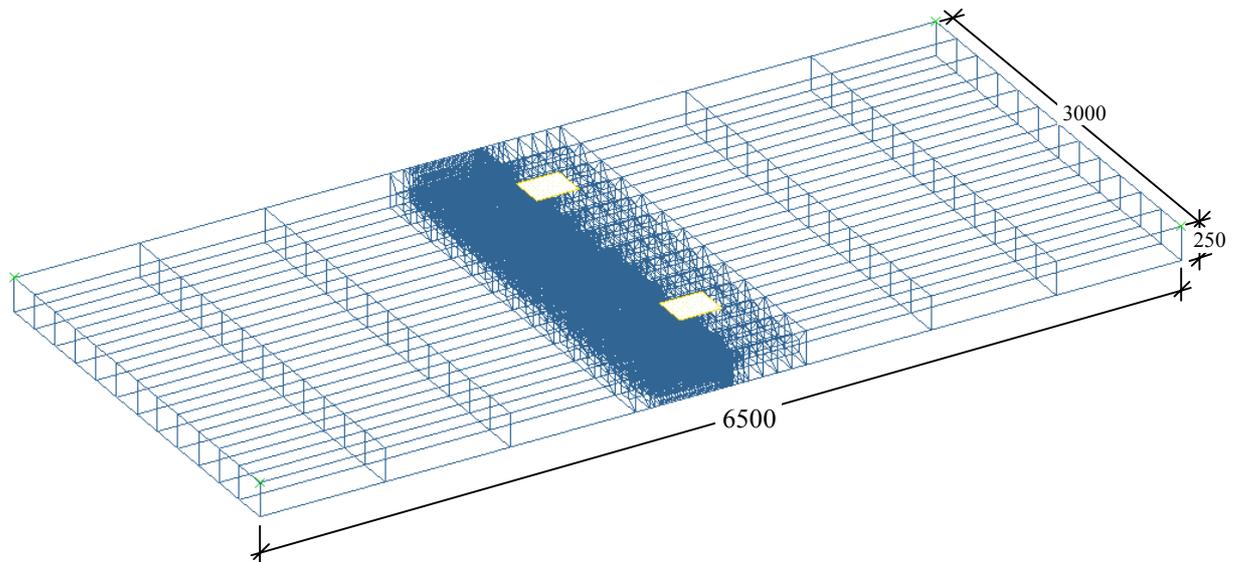


Abb. 3.11: FE-Struktur einer Betonplatte mit 12 Dübeln und Belastung

Das generierte Elementnetz besteht damit aus etwa 10.000 Volumenelementen, etwa 20.000 Oberflächenelementen und ca. 1.500 Federelementen (Abb. 3.11). Dies hätte zu Rechenzeiten von 1 bis 2 Tagen geführt, verbunden mit einer benötigten Speicherkapazität, die herkömmliche PCs kaum vorweisen können. Daher war für die Berechnung der Betonplatte eine weitere Modifizierung des Gesamtsystems notwendig. Geht man bei der Belastung der Querschnittkonstruktion von einer symmetrischen Systembeanspruchung aus und erzeugt man eine Betonplatte mit symmetrischen Verhältnissen, so kann die komplette Betonplatte mittig durch Einführen von Randfixierungen in ein symmetrisches System halbiert werden. Das bedeutet, es wurden nur noch sechs Dübelsbalken nebeneinander kopiert. Die mittig erzeugten Festhaltungen ermöglichen zum einen eine vertikale Verformung der Platte in z-Richtung, verhindern aber zum anderen eine horizontale Verschiebung der Knoten in x-Richtung entlang der Fuge. So ist in Betonplattenmitte eine horizontale Tangente an der Unter- und Oberseite der Betonplatte senkrecht zur Dübellschneise entlang der Fuge gewährleistet, wie sie auch bei einer symmetrischen Belastung der gesamten Betonplatte eintreten würde. Die Abbildungen 3.12 und 3.13 zeigen das halbierte System mit den Festhaltungen am Symmetrierand und der Belastungsfläche über dem dritten Dübel.

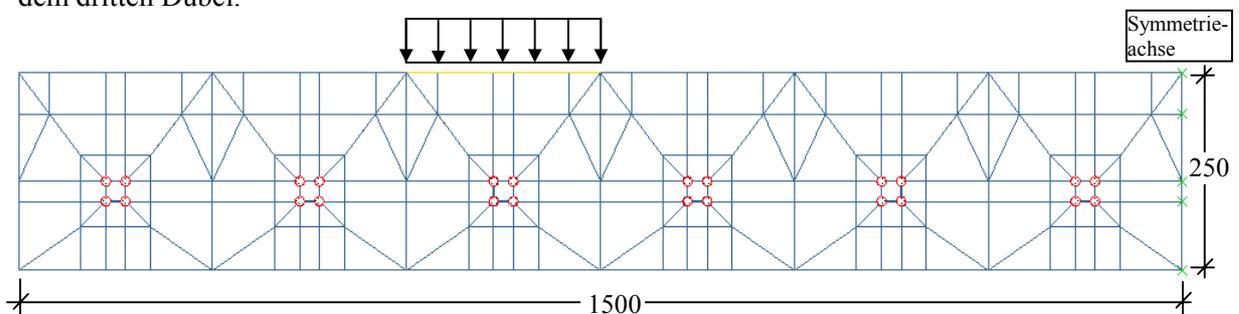


Abb. 3.12: Querschnitt durch symmetrische Platte mit Festhaltungen am rechten Rand in der Symmetrieachse und Belastungsfläche über Dübel 3

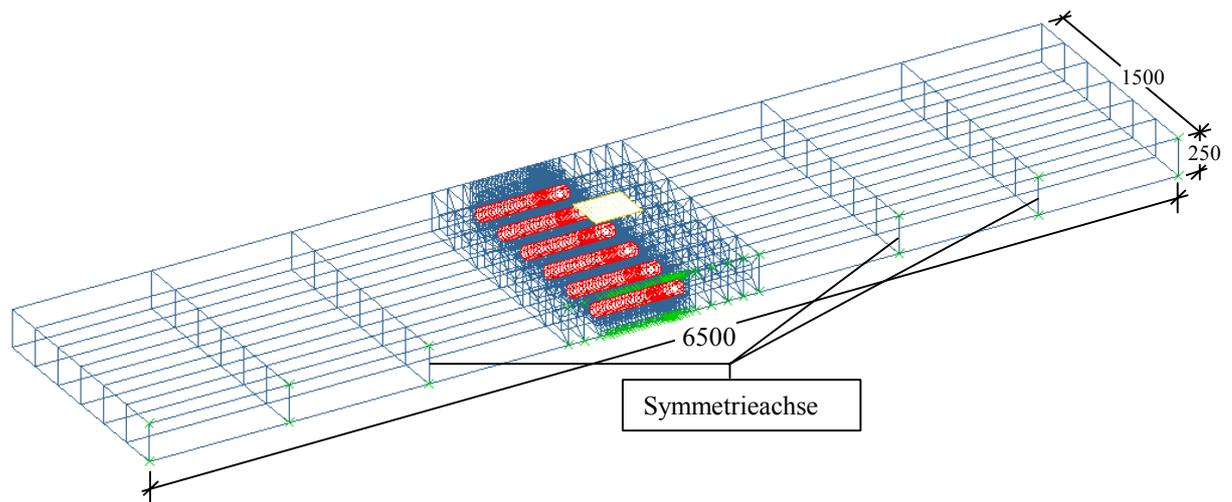


Abb. 3.13: 3D-Darstellung der halbierten Betonplatte

Die Strukturen des Systems wurden im Zeichenprogramm MONET erstellt. MONET wandelt mit dem Befehl „Datensätze erzeugen“ die zeichnerische Eingabe in einen numerischen Zahlencode um, der Grundlage für das Rechenprogramm ASE ist. ASE berechnet die Schnittkräfte und Eigenwerte von Finiten Elementen Strukturen. Die Ergebnisse aus ASE werden von einem weiteren Unterprogramm ANIMATOR aufgenommen, das pulsierend die Verformungen bei wiederkehrender Belastung graphisch darstellt. Die Animation der Verformungen gibt einen wertvollen Hinweis über die Plausibilität der Rechenergebnisse. Damit können aber auch Standbilder (Abb. 3.14 bis 3.16) erzeugt werden, welche die Verformungen von Dübel und Beton bei etwa 1000-facher Überhöhung deutlich machen.

Wichtig für die Plausibilität der Ergebnisse ist das Abheben der Ränder, wie es später auch im Versuch festgestellt wurde (Ziffer 5.5.4). Das Übergreifen der oberen Fugenränder stellt keinen Programmfehler dar, sondern ergibt sich aus der stark überhöhten Darstellung der Verformungen.

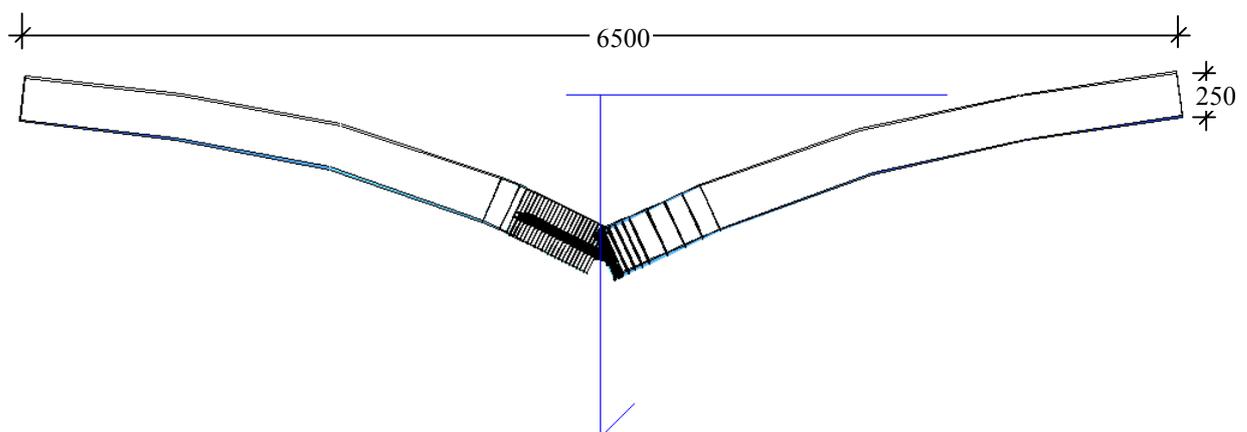


Abb. 3.14: Längsschnitt am belasteten System mit einer Dübeleinsbindelänge von 40 mm

Im Querschnitt des halbierten Systems befindet sich auf der rechten Seite die Symmetrieachse der Betonplatte. Sehr deutlich ist die horizontale Tangente am rechten Rand der symmetrischen Betonplatte erkennbar (Abb. 3.15). Ferner fällt die Verformung des Betonkörpers unterhalb der Last ins Auge, die mittig über dem dritten Dübel von links steht. Die Verformungen wurden ebenfalls mit etwa 1000-facher Überhöhung dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass die Einsenkungen in Querrichtung nur um wenige hundertstel Millimeter differieren.

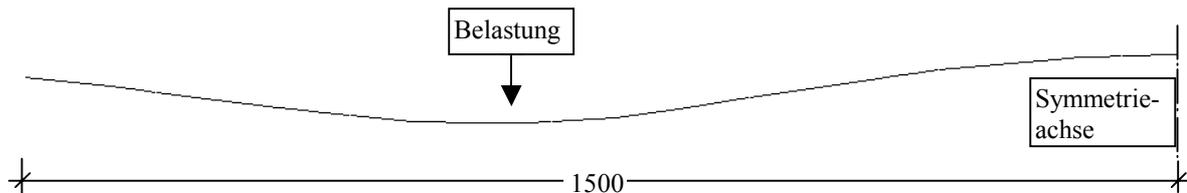


Abb. 3.15: Biegelinie der Betonplatte an der Unterseite längs der Fuge

In der dreidimensionalen Darstellung des verformten Systems fällt auf, dass die Biegelinie in Längsrichtung wesentlich ausgeprägter ausfällt als in Querrichtung. Die etwas polygonale Biegelinie der Betonplatte an den Plattenenden liegt an den relativ großen Elementen am Plattenende, beeinflussen aber nicht die Beanspruchung des Dübelbereiches (Abb. 3.16).

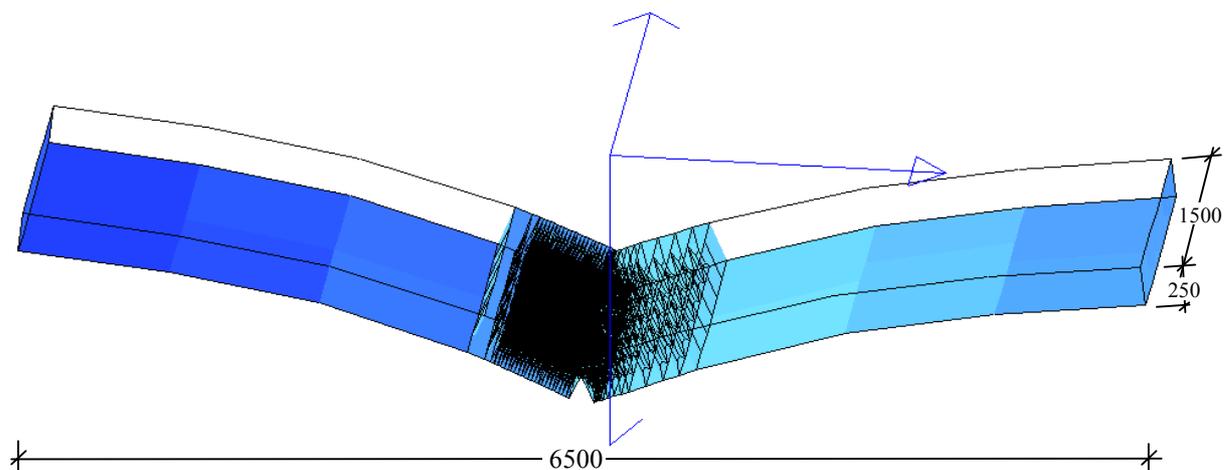


Abb. 3.16: 3D-Darstellung des belasteten Systems mit einer Dübeleinbindelänge von 40 mm

3.4 Auswertung der Rechenergebnisse der FE-Plattenberechnung

Für die Auswertung der Ergebnisse war es notwendig, eine geeignete Form der Datenausgabe zu erzeugen. SOFISTIK bietet hier ein weiteres Unterprogramm GRAF an, das auf graphischen Wege Ergebnisse darstellt. Dieses Programm wurde zunächst für die zweidimensionale Ergebnisdarstellung von statischen Systemen erstellt und ist mit den gestiegenen Anforderungen an die FE-Programme auf

die dritte Dimension erweitert worden. Dabei sind allerdings noch sehr viele Darstellungsmöglichkeiten nicht bearbeitet, welche die Programmautoren für zukünftige Versionen in Aussicht stellen. Mit GRAF kann man sich für jede beliebige Stelle des FE-Netzes den Wert der Verformungen und Schnittgrößen anzeigen lassen.

3.4.1 Verformungen am belasteten System

Zunächst wurden die vertikalen Bewegungen des Dübels 3 relativ zum Beton ausgegeben. Der Dübel 3 ist der Dübel mit der höchsten Beanspruchung, da die Lasteinleitung direkt oberhalb dieses mittleren Dübels erfolgt. In Abb. 3.17 ist die Relativbewegung zwischen Dübel und Beton vergleichsweise mit 40 mm und 160 mm Einbindelänge entlang der Dübellängsachse dargestellt, wobei die Last auf der Seite mit der kurzen Dübeleinbindelänge steht. Das linke Diagrammende markiert die Fuge mit einer 3 mm großen Öffnung durch die der Dübel hindurchgeht und die Last auf die linke unbelastete Betonplatte überträgt. Ähnlich dem Verformungsverlauf des Dübels aus Ziffer 2 zeigt sich auch bei der Berechnung mit der FE-Methode, dass bei der größeren Dübeleinbindelänge die vertikale Druckspannungseinleitung in den ersten Zentimetern erfolgt. Später schlägt die Biegelinie auf die negative Seite durch und läuft schließlich gegen null aus. Im Vergleich dazu zeigt ein Dübel mit nur 40 mm Einbindelänge kaum eine Verbiegung in Längsrichtung. Hier bewegt sich der Dübel an der Fuge relativ zum Beton nach oben, während das Dübelende sich relativ zum Beton nach unten bewegt. Im Vergleich zum Dübel mit einer Dübeleinbindelänge von 160 mm nimmt die Verschiebung an der Fuge um etwa ein Drittel zu. Es stellt sich sehr deutlich heraus, dass die vertikalen Druckspannungen hauptsächlich in den ersten Zentimetern neben der Fuge eingeleitet werden.

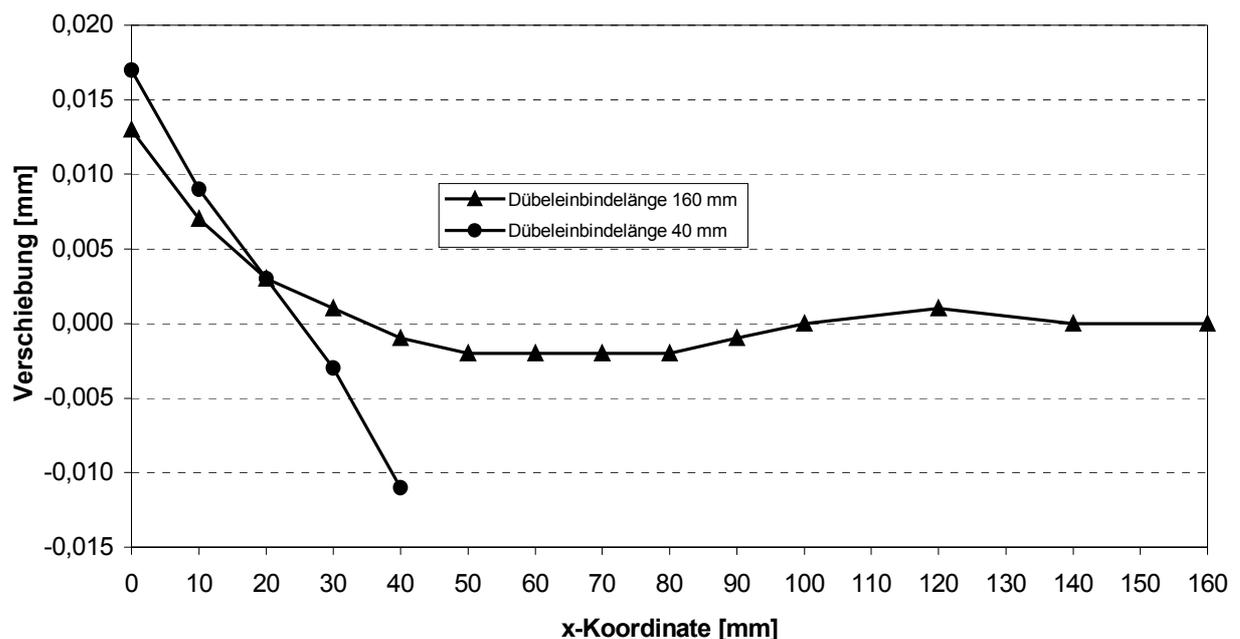


Abb. 3.17: Vertikaler Dübelverformungsverlauf relativ zum Beton nach FE

Für sehr kurze Dübeleinbindelängen reduziert sich der Lasteinleitungsbereich der Druckspannungen in den Beton, und es erhöht sich die Verformung des Dübels relativ zum Beton direkt an der Fuge.

Betrachtet man die absoluten Einsenkungen der belasteten Betonplatte am Fugenrand in Abhängigkeit von der Einbindelänge des Dübels, so sind die Ergebnisse etwa mit den Versuchen an den Probekörpern mit reduzierten Abmessungen in Länge und Breite vergleichbar (Ziffer 4.2). Hierzu werden die vertikalen Einsenkungen der Knoten herausgefiltert, die auf der Oberseite der Betondecke direkt unter der Belastung liegen. Abbildung 3.18 zeigt die vertikalen Einsenkungen in Abhängigkeit von der jeweiligen Einbindelänge der sechs Dübel auf der rechten belasteten Betonplattenseite. Streuungen in den Rechenergebnissen liegen an der iterativen Berechnung mit sehr kleinen Elementen, was dazu führt, dass die Restkräfte in einem gewissen Maß schwanken und damit die Iterationsanzahl der unterschiedlichen Systeme differiert.

Als Ergebnis kann festgestellt werden, dass die absoluten Einsenkungen an der Fuge mit kurzen Einbindelängen relativ groß sind und mit zunehmender Einbindelänge abnehmen. Ab einer Dübeleinbindelänge von etwa 100 mm bleibt der Wert der Fugeneinsenkung etwa gleich. Dies zeigt, dass größere Einbindelängen als 100 mm keine Veränderung in der Wirksamkeit der Querscheinfuge mit sich bringen.

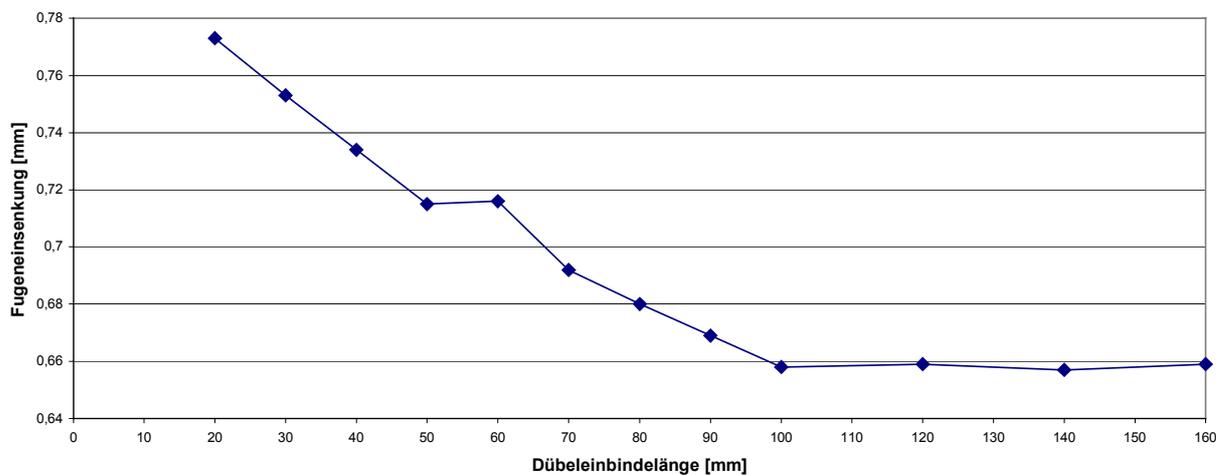


Abb. 3.18: Maximale Fugeneinsenkung der belasteten Betonplatte in Abhängigkeit von der Einbindelänge

Die berechnete Fugeneinsenkung von ca. 0,7 mm ist etwa doppelt so groß wie die in der Praxis auftretende Fugeneinsenkung. Ein wesentlicher Grund dafür ist die im FE-Modell reduzierte Plattenlänge von 3,25 m, wobei an den Plattenenden sogar eine Abhebung auftritt.

Neben der absoluten Einsenkung an der Fuge wurde ferner die Relativbewegung zwischen den beiden Fugenrändern ausgewertet. Die Relativbewegung als Differenz der Einsenkung des belasteten und des unbelasteten Plattenrandes ist Grundlage für die Bestimmung des Wirksamkeitsindex einer Quer-

scheinfuge. Als Maß für die Wirksamkeit der Querkraftübertragung gilt der Wirksamkeitsindex W mit der Formel nach Sutherland und Teller /6/.

$$W = \frac{2 \cdot y_{nb}}{y_{nb} + y_b} \cdot 100 [\%]$$

y_{nb} : Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes

y_b : Einsenkung des belasteten Fugenrandes

Die Relativbewegungen an den Fugenrändern führen bei Dübeleinbindelängen größer 100 mm zu einem Wirksamkeitsindex von etwa 98 % und bei einer Dübeleinbindelänge von 20 mm von etwa 97 %. Betrachtet man ausschließlich den Wirksamkeitsindex der statisch belasteten Querscheinfuge, so ist ein Abfall der Querkraftübertragung bei kürzer werdender Dübeleinbindelänge nur in geringem Umfang zu erkennen, wobei eine Abnahme der Relativbewegungen von lediglich 0,02 mm zu berücksichtigen ist (Abb. 3.19). Trägt man die Relativbewegungen zwischen belasteter Betonplatte und unbelasteter Plattenseite in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge an, so kann auch hier festgestellt werden, dass Dübeleinbindelängen größer etwa 100 mm keine Veränderungen in den Berechnungsergebnissen liefern, während Einbindelängen unterhalb von 100 mm zu einem Ansteigen der Relativbewegungen führen.

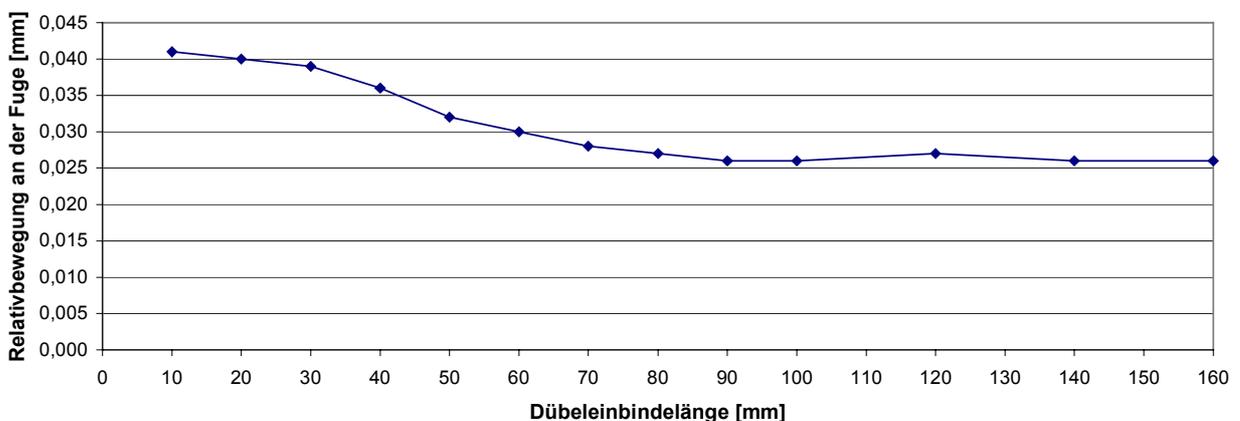


Abb. 3.19: Vertikale Relativbewegungen zwischen linkem und rechtem Fugenrand in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge

Bei der Betrachtung der Relativbewegungen der beiden Fugenränder gilt es jedoch den Absolutwert der Verformungsgröße zu berücksichtigen. In früheren Untersuchungen wurde an bestehenden Betondecken die relative vertikale Fugen- bzw. Rissrandbewegung unter einem überrollenden 5 t-Rad mit dem modifizierten Benkelman-Balken gemessen /20/. Nach den gesammelten Erfahrungen aus Messungen an Fugen von insgesamt über 10 km Länge Richtungsfahrbahn, sollte die relative vertikale Fugenbewegung einen Wert von 0,10 mm nicht überschreiten. Vergleicht man die an bestehenden

Stecken auftretende vertikale Relativbewegung der beiden Fugenränder mit den Ergebnissen aus der Berechnung nach der Methode der Finiten Elemente, so kann man feststellen, dass selbst sehr kurze Dübeleinbindelängen bei einer rein statischen Belastung zu keinem Überschreiten der zulässigen Relativbewegungen führen. Allerdings wird anhand der FE-Berechnung nur eine einmalige Belastung des Systems erzeugt und die Verformung ausgegeben. In situ führt aber die große Anzahl an Überrollungen der Querscheinfugenkonstruktion zu einem Ansteigen der vertikalen Relativbewegungen der beiden Fugenränder und damit zu einer Reduzierung des Wirksamkeitsindex. Mit der FE-Berechnung wird lediglich der Einfluss der Dübeleinbindelänge bei einer einmaligen Belastung erfasst. Es ist ein eindeutiges Ansteigen der Verformungen bei Dübeleinbindelängen unterhalb 100 mm zu erkennen.

3.4.2 Spannungen am belasteten System

Das FE-Programmmodul GRAF bietet die Möglichkeit, Spannungsverläufe in der Betondecke graphisch auszugeben. Da im vorliegenden Fall besonderes Augenmerk auf den Beton in unmittelbarer Dübelnähe zu legen ist, gilt es neben den Verformungen auch den räumlichen Spannungszustand zu berücksichtigen. Durch die Querkraftübertragung der Dübel von der belasteten Betonplatte auf die unbelastete Seite, müssen diese Querkraften im Dübel als vertikale Druckkräfte vom Beton in den Dübel eingeleitet werden. Diese Einleitungsfläche wird umso kleiner, je kleiner die Dübeleinbindelänge wird. Eine kleinere Dübeleinbindelänge führt zu einer höheren Flächenpressung am Übergang zwischen Dübel und Beton und damit zu höheren Spannungen im den Dübel umgebenden Beton. Die Spannungen werden sowohl im Koordinatensystem als Spannungen in x-, y- und z-Richtung ausgegeben, als auch als räumliche Hauptspannung.

3.4.2.1 Spannungen in vertikaler Richtung

Da die Belastung der Betondecke in vertikaler Richtung (z-Richtung) wirkt, tritt am Übergang von Beton zum Stahl in z-Richtung eine sehr hohe Spannung auf. Diese Spannung wird in der Berechnung als σ_z -Spannung ausgegeben. Es muss zwischen den Spannungsverläufen rechts der Fuge mit von außen einwirkender Last und links der Fuge mit einer über die Dübel eingeleiteten Belastung unterschieden werden. Abbildung 3.20 zeigt im Querschnitt durch die Betonplatte rechts der Fuge in 10 mm Abstand von der Fuge die vertikale Spannungsverteilung einer Betonplatte mit 40 mm Dübeleinbindelänge. Über dem Dübel 3 ist der Lasteinleitungsbereich zu erkennen. Die Dübel sind mit Federn gekoppelt im Beton beweglich gelagert und erhalten an dieser Stelle eine Relativverschiebung gegenüber dem Beton nach oben. Dadurch wird der Beton oberhalb der Dübel auf Druck beansprucht. Die im Beton unterhalb der Dübel auftretende Zugspannung resultiert aus der gewählten Elemententeilung. Am realen System sind diese Zugspannungen nicht vorhanden und bleiben daher in der weiteren Auswertung der Spannungen unberücksichtigt. Der Querschnitt durch die symmetrische Beton-

platte zeigt die unterschiedliche Beanspruchung der einzelnen Dübel. Die Druckspannung über Dübel 3 ist bedingt durch die Nähe zur Lasteinleitung am größten. Mit zunehmendem Abstand von der Last in Querrichtung nehmen die σ_z -Spannungen ab. Dabei übernehmen die fünf mittleren Dübel den Hauptteil der zu übertragenden Querkraft.

Bedingt durch die gewählten Plattenabmessungen steht die Lastachse im Abstand von 675 mm neben dem freien Plattenrand. Damit befinden sich neben der Last bis zum Plattenrand lediglich noch zwei weitere Dübel. In Richtung Plattenmitte sind neben der Last noch 3 Dübel angeordnet. Abb. 3.20 zeigt deutlich, dass der platteninnere Dübel neben der Symmetrieachse die geringste Beanspruchung in z-Richtung erfährt. Die Druckspannungen über dem plattenäußeren Dübel sind größer als über dem innenliegenden Dübel. Der letzte Dübel an der Plattenaußenseite weist bei der untersuchten Platte einen Achsabstand von 125 mm vom Plattenrand auf. Es stellt sich die Frage, welchen Einfluss dieser Dübelrandabstand auf die Beanspruchung der Betondecke ausübt. Geht man davon aus, dass die nach oben wirkende Gegenkraft zur Einsenkung am unbelasteten Fugenrand relativ gleichmäßig über den Querschnitt an der Unterseite einwirkt, so würde ein größerer Randabstand des äußeren Dübels zum Plattenrand eine höhere Beanspruchung der Dübel an Plattenrand bewirken. In einer Vergleichsrechnung wurde das vorliegende FE-Modell am Plattenrand um 125 mm verbreitert, was dazu führte, dass der letzte Dübel im Abstand von 250 mm vom Plattenrand liegt. In Anlage 3.1 ist zum Vergleich mit Abb. 3.20 rechts der Fuge mit 10 mm Abstand von der Fuge die Verteilung der Vertikalspannungen σ_z einer Betonplatte mit 40 mm Dübeleinbindelänge dargestellt, wobei der Dübelrandabstand auf 250 mm vergrößert wurde. Die Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente liefert keine größere Beanspruchung des Dübels an der Außenseite, da offensichtlich die geringeren Einsenkungen mit zunehmendem Abstand von der Last dazu führen, dass keine Zunahme in der Querkraftübertragung am äußeren Dübel feststellbar ist. In diesem Zusammenhang entsteht nach den theoretischen Erkenntnissen keine erhöhte Beanspruchung der Querscheinfuge aufgrund einer Verdübelung mit einem höheren Randabstand. Die Regelung der ZTV Beton StB-93 /3/ mit einem aus einbautechnischen Gründen festgelegten Randabstand des Dübels von 25 cm führt demnach zu keinen ungünstigeren Beanspruchungen gegenüber den früheren Regelungen mit kleineren Randabständen bis herab zu 7,5 cm. Voraussetzung dafür ist allerdings, dass die Belastung nicht direkt am Rand der Betonplatte eingeleitet wird, was in der Praxis einer Befahrung des äußeren freien Fahrbahnrandes entspräche.

Diese Spannungsverteilung lässt sich auch für die unbelastete Seite erstellen. Hier geht die Last von den Dübeln in den umgebenden Beton, indem die Dübel sich relativ zum Beton nach unten bewegen und eine Druckspannung unterhalb der Dübel im Beton erzeugen. Unterhalb der Dübel ist deutlich die Lastausbreitung der vertikalen Beanspruchung in die Unterlage zu sehen. Die größte Beanspruchung ergibt sich ebenfalls unter Dübel 3 (Abb. 3.21).

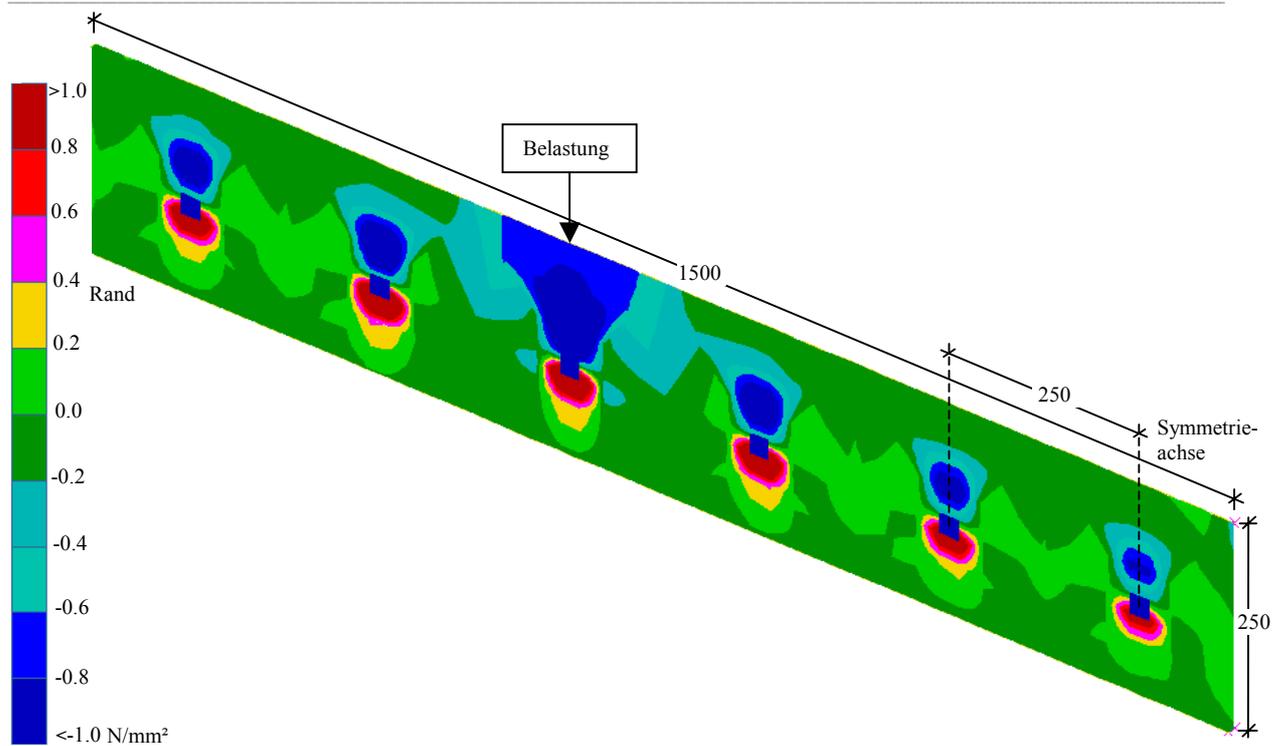


Abb. 3.20: Verteilung der Vertikalspannungen σ_z im Querschnitt in 10 mm Abstand von der Fuge auf der belasteten Betonplattenseite (40 mm Dübeleinbindelänge)

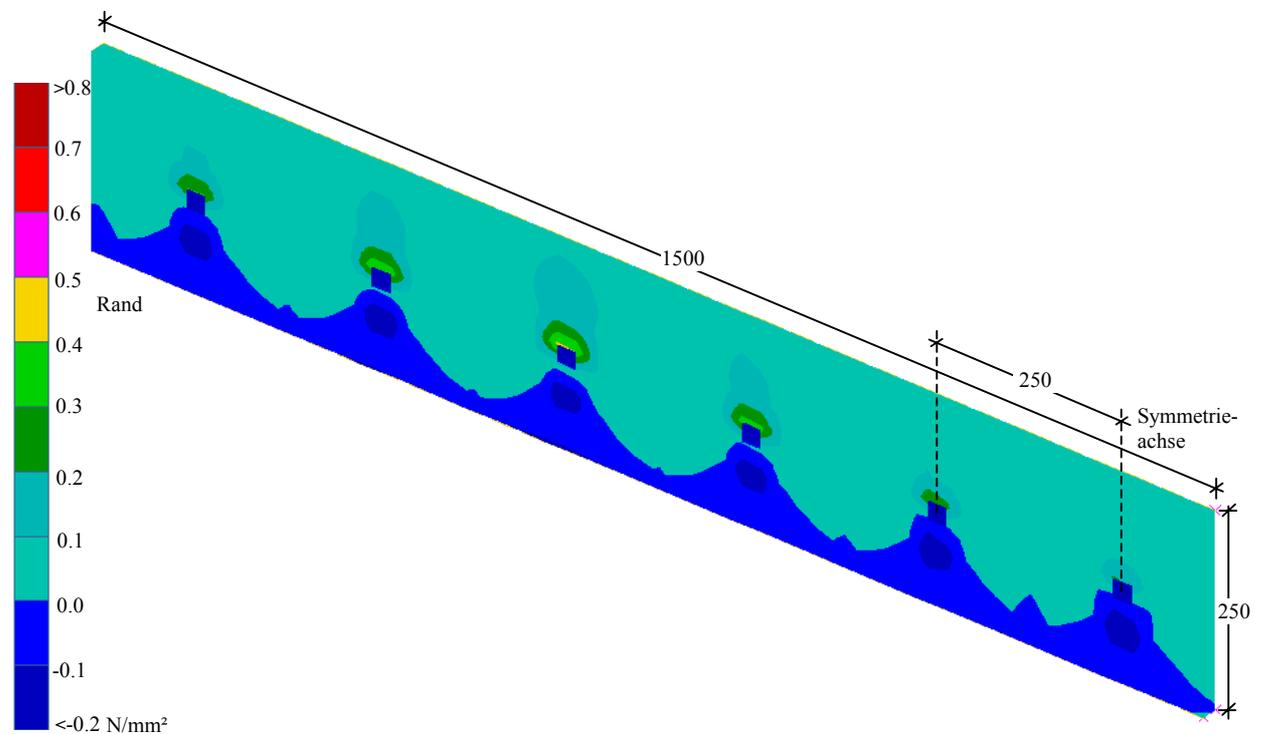


Abb. 3.21: Verteilung der Vertikalspannungen σ_z im Querschnitt in 30 mm Abstand von der Fuge auf der unbelasteten Betonplattenseite (40 mm Dübeleinbindelänge)

3.4.2.2 Berechnung der Hauptspannungen

Neben den Spannungen im Koordinatensystem, die insbesondere als vertikale Druckspannungen in z-Richtung von Interesse sind, werden die räumlichen Hauptspannungen näher untersucht. Die räumlichen Hauptspannungen stellen einen Spannungszustand dar, in welchem die Schubspannungen zu null werden, indem die drei zueinander senkrechten Schnittrichtungen entsprechend gewählt werden. Die diesen Schnittrichtungen zugeordneten Normalspannungen sind die Hauptspannungen des räumlichen Spannungszustandes σ_{21} , σ_{22} , σ_{23} . Bei der Berechnung mit der FE-Methode werden die drei Hauptspannungen σ_I , σ_{II} und σ_{III} ausgegeben. Hierbei stellt σ_I die größte Hauptzugspannung dar und ist damit die maßgebende Größe für die Beanspruchung des Betons einer verdübelten Querscheinfuge, da die größten Druckspannungen weit unter dem kritischen Bereich liegen, jedoch die Zugspannungen zu eventuellen Rissen im Beton führen können. Die σ_I -Hauptzugspannung liegt beliebig im Raum und bewirkt die größte Beanspruchung des dübelnahen Betons. Deshalb wird im Folgenden diese Spannung näher betrachtet.

Eine Berechnung der gewählten Plattenkonstruktion mit einer regulären Dübeleinsbindelänge führt bei den Hauptspannungen unter den sehr ungünstigen Randbedingungen einer endlichen Platte und der elastischen Bettung zu einer maximalen Hauptzugspannung in unmittelbarer Fugennähe von 2 N/mm^2 . Diese Spannung ergibt sich im Beton direkt über dem Dübel an der Fugenstirnfläche. Dies erscheint für eine statische Belastung relativ hoch, wenn man berücksichtigt, dass die ZTV Beton für den Straßenbeton eine Biegezugfestigkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ fordern. Die zulässige Biegezugfestigkeit reduziert sich bei vielfacher Überrollung auf eine Dauerbiegezugfestigkeit nach dem Smith'schen Schaubild auf den halben Wert, was einer Dauerbiegezugfestigkeit von $2,75 \text{ N/mm}^2$ entspricht. Zunächst sieht dies durchaus so aus, als wären die Reserven für auftretende Unwägbarkeiten sehr gering. Dem muss jedoch entgegengehalten werden, dass die errechnete Einsenkung an der Fuge mit einem Wert von $0,7 \text{ mm}$ etwa doppelt so hoch ist, wie sie in der Praxis gemessen wird. Eine geringere Einsenkung der Fuge führt somit auch zu einer geringeren Hauptzugspannung im dübelnahen Betonbereich. Ferner tritt diese Spannung nur direkt an der Fuge auf und nimmt mit zunehmendem Abstand von der Fuge deutlich ab (Abb. 3.22). In etwa 20 mm Abstand von der Fuge beträgt die Hauptzugspannung nur noch $1,6 \text{ N/mm}^2$ und nimmt im weiteren Verlauf auf etwa $0,2 \text{ N/mm}^2$ ab. Daraus sieht man, dass die großen Spannungen nur in einem sehr kleinen Bereich direkt an der Fuge auftreten. Der Hauptzugspannungsverlauf über dem Dübel zeigt weiterhin, dass die Spannungen mit größer werdendem Abstand von der Fuge stark abnehmen und nach etwa 100 mm ein gleichbleibendes Spannungsniveau halten. Ein Vergleich der Hauptzugspannungen über dem Dübel bei einer Einbindelänge von 40 mm mit einer Querscheinfuge und vorschriftgerechter Dübellage macht deutlich, dass die maximalen Spannungen um etwa ein Drittel anwachsen und die Gefahr der Rissbildung im Beton in unmittelbarer Fugennähe erhöhen. Jedoch muss auch hier bei der Betrachtung des Absolutwertes berücksichtigt werden, dass die

Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente am gewählten System, das lediglich den realen Plattenabmessungen angenähert werden kann, eine sehr hohe Verformung der Platte und damit sehr hohe Spannungen im Beton ergibt.

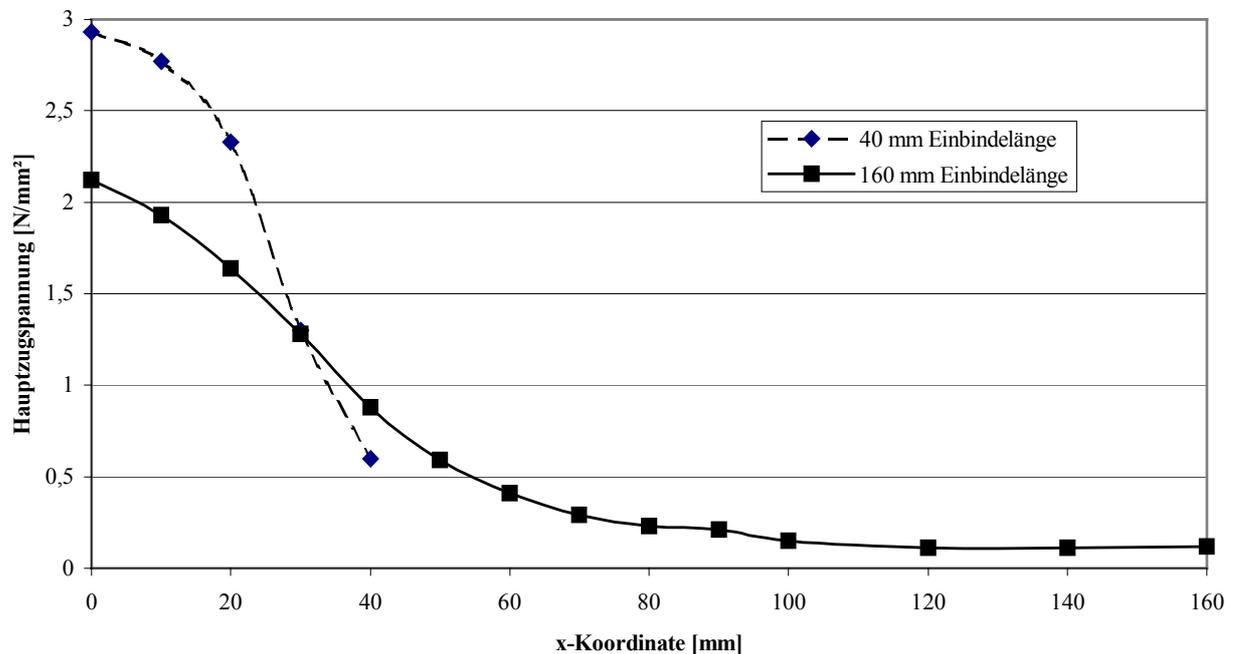


Abb. 3.22: σ_I -Hauptzugspannungen im Beton direkt über dem Dübel am belasteten Plattenrand entlang eines Dübels mit 40 mm und 160 mm Einbindelänge

Es lässt sich aber klar feststellen, dass die größere Dübeleinsenkung kleinere Hauptzugspannungen hervorruft, gegenüber der relativ kurzen Dübeleinsenkung von 40 mm.

3.4.2.3 Hauptzugspannungen in Abhängigkeit von der Dübeleinsenkung

Unter Berücksichtigung dieser Aspekte wurden in einer weiteren Berechnungsabfolge die σ_I -Hauptspannungen an der Fuge in Abhängigkeit von der Dübeleinsenkung berechnet. Die gewählte Querschnittsfugenkonstruktion wird wieder mit einer Last von 50 kN direkt an der Fuge belastet und es werden die Ergebnisse für die Hauptspannungen im Betonelement über dem Dübel ausgegeben. Als maßgebender Dübel wird wiederum der Dübel 3 gewählt, der sich mittig unterhalb der Lastachse befindet. Diese Berechnung wird jeweils für eine Querschnittsfugenkonstruktion mit gleichen Dübeleinsenkungen innerhalb der ganzen Fuge durchgeführt. Die Einbindelängen werden in den einzelnen Berechnungen von 10 mm bis 240 mm variiert. Damit kann in Abhängigkeit von der Dübeleinsenkung die Hauptzugspannung am Betonelement über dem Dübel direkt an der Fuge angetragen werden. Diese Spannung ist die absolut größte Zugspannung, die im gesamten dübelnahen Bereich auftreten kann. Aus Abb. 3.23 ist ersichtlich, dass eine kurze Dübeleinsenkung zu einer sehr hohen Zugbeanspruchung im Beton an der Fuge führt und mit größer werdender Einbindelänge sich asymptotisch

einem bestimmten Wert annähert. Dabei fällt auf, dass die Beanspruchung des Betons mit zunehmender Dübeleinbindelänge bis etwa 50 mm linear abnimmt und ab einer Dübeleinbindelänge von etwa 80 mm sich auch bei größerer Einbindelänge nicht mehr verändert. Aus dieser theoretischen Erkenntnis könnte man ableiten, dass eine Dübeleinbindelänge von 80 mm denselben Anforderungen genügt, wie eine Querscheinfuge mit absolut mittiger Dübellage.

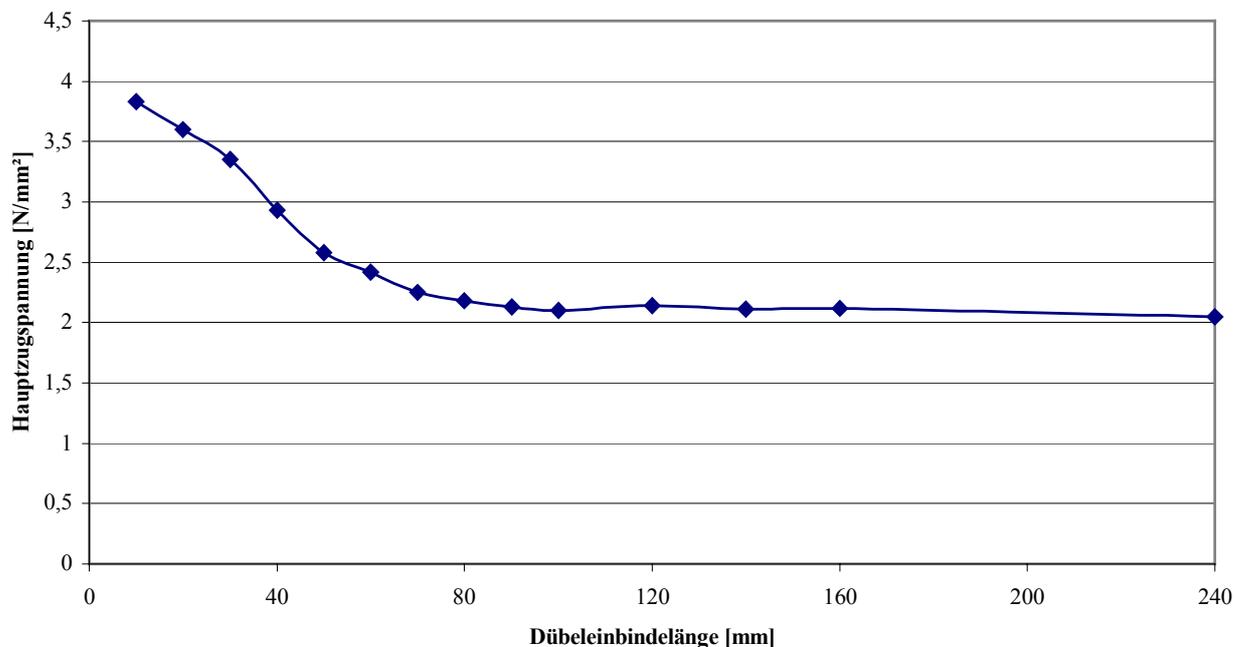


Abb. 3.23: Hauptzugspannungen im Betonelement oberhalb des Dübels direkt an der Fuge in Abhängigkeit von der Einbindelänge der Dübel einer Querscheinfuge

3.4.2.4 Wirkungsrichtung der Hauptspannungen

Bei den Hauptzugspannungen stellt sich die Frage, in welche Richtung diese Spannungen auftreten und zu welcher Art von Rissen zu große Hauptzugspannungen führen. Bei der Berechnung der Betonplatten können mit dem Programmmodul GRAF die Hauptspannungen als Striche in ihrer Wirkungsrichtung dargestellt werden. Die Länge der Striche stellt dabei die Größe der Spannung dar. Da aber im vorliegenden Fall ein dreidimensionaler Spannungszustand zu berücksichtigen ist, kann die Hauptspannung in ihrer Richtung nur als Strich im Raum dargestellt werden, der bei einer zweidimensionalen Präsentation zu Täuschungen führen kann. Für die Betrachtung der Spannungsrichtung muss daher ein günstiger Beobachterstandpunkt gewählt werden, der die dreidimensionale Richtungsangabe verständlich macht. Abb. 3.24 zeigt die Hauptspannungsrichtungen der Betonelemente an der Fuge auf der belasteten Seite der Querscheinfugenkonstruktion. Aus dem System wurde eine 10 mm dicke Scheibe herausgeschnitten, die in der Dicke aus einem Finiten Element besteht und somit nicht mehrere Richtungen übereinander legt. Über dem Dübel, über welchem auch die Last steht, bildet sich eine

völlig horizontale Hauptspannungsrichtung quer zur Fahrbahnlängsachse aus. Dies bedeutet, dass die hohe Druckbeanspruchung des Betons über dem Dübel zu einer Querdehnung des Betons senkrecht zur Dübellängsrichtung führt. Daraus lässt sich bei einem Überschreiten der zulässigen Zugspannung über dem Dübel folgern, dass eventuell auftretende Risse aufgrund einer Überbeanspruchung des Fugenbereiches senkrecht zur Spannungsrichtung entstehen und damit als Längsrisse in der Betondecke sichtbar werden.

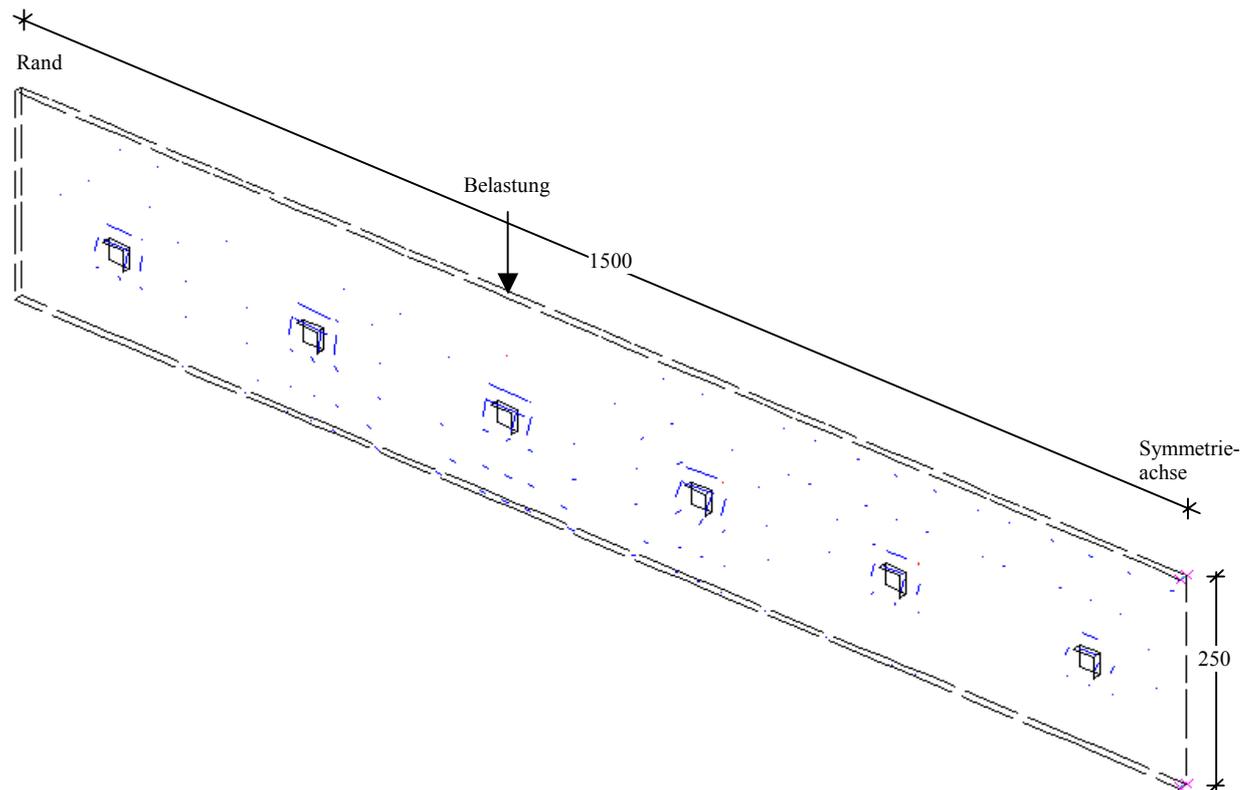


Abb. 3.24: Hauptspannungsrichtungen in den ersten Betonelementen an der Fuge auf der belasteten Seite bei einer Dübeleinbindelänge von 160 mm

3.4.2.5 Berücksichtigung von zusätzlichen Spannungen

Neben den Zugspannungen im dübelnahen Betonbereich aus der Abtragung der Querkräfte vom Beton in den Dübel treten weitere Spannungen aus Verkehrslast, temperaturbedingter Verwölbung, gleichmäßiger Abkühlung der Betondecke und Schwinden des Betons auf. Mit Hilfe von vereinfachten Rechenverfahren wurde dafür die Größenordnung dieser unter ungünstigen Randbedingungen zusätzlich auftretenden Spannungen ermittelt. Das in der FE-Berechnung gewählte Deckensystem ist bei den nachfolgend aufgeführten Rechenverfahren beibehalten worden.

3.4.2.5.1 Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke

Bei der Berechnung des gewählten Betondeckensystems wird auf der beanspruchenden Seite eine Verkehrslast mit einer Größe von 50 kN als Radlast angesetzt. Diese Belastung der Betondecke direkt an der Querscheinfuge führt zu einer relativ hohen Hauptzugspannung in Querrichtung im Beton oberhalb des Dübels und zu einer Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke. Die Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke lässt sich auch mit dem Rechenverfahren nach Westergaard berechnen /24/. Bei den Belastungen wird zwischen den Lastfällen Plattenmitte und Plattenrand unterschieden. Bei verdübelten Querscheinfugen mit einem hohen Wirksamkeitsindex kann für die Spannungsberechnung am Fugenrand vom Lastfall Plattenmitte ausgegangen werden. Die Formel zur Berechnung der Biegezugspannung einer Betondecke an der Unterseite lautet für den Lastfall Plattenmitte /25/:

$$\sigma_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

wobei

E = Elastizitätsmodul des Betons	34.000 [N/mm ²]
h = Dicke der Betondecke	250 [mm]
$a = \sqrt{\frac{Q}{p \cdot \pi}}$ = Belastungskreishalbmesser	[mm]
p = Kontaktdruck	0,7 [N/mm ²]
Q = Radlast	50.000 [N]
$b = \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h$ für $a < 1,724 \cdot h$	[mm]
$b = a$ für $a > 1,724 \cdot h$	[mm]
k = Bettungsmodul	0,1 [N/mm ³]
μ = Querdehnzahl des Betons	0,16

Dabei wird ein linearer Spannungsverlauf in der Betondecke in Ansatz gebracht. Für die gewählten Parameter ergibt sich mit der Berechnung nach Westergaard eine Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke von 0,9 N/mm². Der Spannungsverlauf über die Dicke der Betondecke ist in Abb. 3.25 dargestellt.

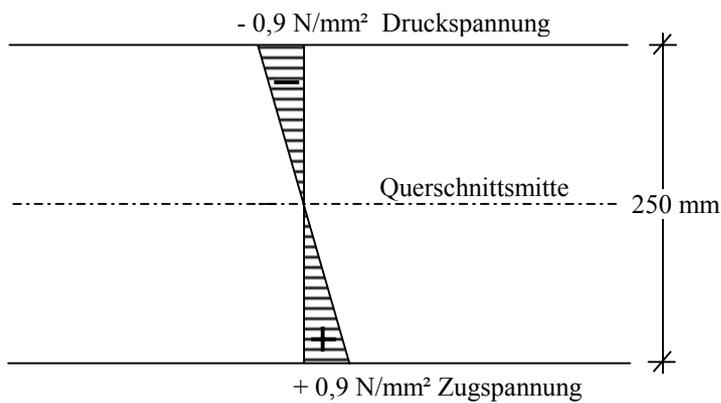


Abb. 3.25: Linearer Spannungsverlauf über die Dicke einer 250 mm dicken Betondecke auf elastischer Bettung nach Westergaard längs der Fuge (Querrichtung)

Berücksichtigt man neben dem Spannungsverlauf nach Verfahren Westergaard die zusätzlichen Spannungen im Betonquerschnitt in unmittelbarer Fugennähe aus der FE-Berechnung, so tritt zum einen eine Spannkonzentration direkt über dem Dübel und zum anderen ein Biegezugspannungsmaximum an der Unterseite der Betondecke auf.

In Längsrichtung geht die Hauptzugspannung sowohl über dem Dübel, als auch an der Unterseite der Betondecke gegen null, da bedingt durch die freie Bewegungsmöglichkeit der Betonplatte in Längsrichtung direkt an der Fuge keine Spannungen in Längsrichtung auftreten können. In Querrichtung tritt über dem Dübel eine Hauptzugspannung durch die Lasteinleitung der zu übertragenden Querkraft vom Beton in den Dübel auf. Ebenso ergibt sich aber am Fugenrand eine Zugspannung an der Unterseite in Querrichtung aus der eingeleiteten Verkehrslast gemäß der linearen Spannungsverteilung nach Westergaard. Dies führt aber im Regelfall zu keinen Problemen, da die größeren Hauptzugspannungen in Querrichtung aus der Lastübertragung in Dübelnähe und somit in Querschnittsmitte auftreten, wobei die Spannungen nach Westergaard aus der Belastung durch die Verkehrslast an der Unterseite der Betondecke auftreten.

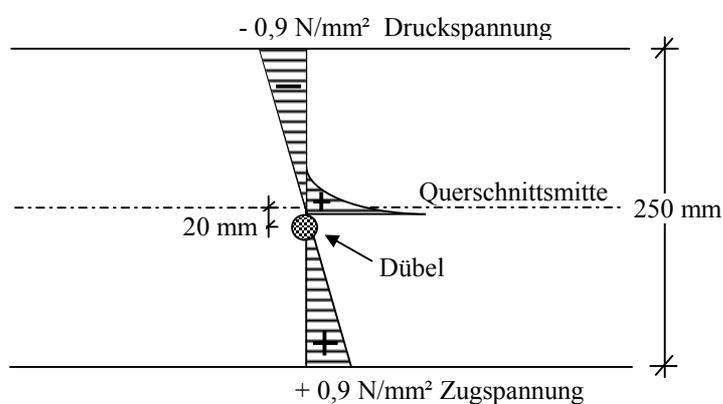


Abb. 3.26: Symbolisierte Darstellung der einzelnen Spannungen im Querschnitt in unmittelbarer Fugennähe längs der Fuge (Querrichtung)

Aus Abb. 3.26 wird ersichtlich, dass die Beanspruchung des Betons im Bereich oberhalb des Dübels nicht in Konflikt mit der Biegezugbeanspruchung an der Unterseite der Betondecke kommt. Die Biegebeanspruchung des Betons führt sogar oberhalb der Nullspannungslinie zu einer Biegedruckspannung im Beton. Damit reduziert sie durch die Einleitung der zu übertragenden Querkraft über dem Dübel die Hauptzugspannung aus der Betonbeanspruchung. Dies gilt sowohl für in der Höhenlage vorschriftsmäßig eingebaute Dübel mit der Dübelachse in Querschnittsmitte, als auch für Dübel, die eine gemäß ZTV Beton-StB 93 /3/ zulässige Abweichung nach unten von 20 mm aufweisen.

Problematisch wird dieser Aspekt jedoch für Querscheinfugen, an welchen die Dübel, z.B. durch die nachträgliche Verdichtung des Unterbetons beim Einbau der Oberbetonschicht, stark nach unten abgesackt sind. Für diesen Fall überlagert sich die linear ansteigende Biegezugbeanspruchung der Betondecke in Richtung Betondeckenunterseite mit der Hauptzugspannung über dem Dübel aus der Querkraftableitung vom Beton in den Dübel (Abb. 3.27). Die auftretende Hauptzugspannung bei mittlerer Dübellage kann in erster Näherung mit der Biegezugspannung, die je nach Tiefenlage der Dübel bis zu 75 % des Maximalwertes von $0,9 \text{ N/mm}^2$ erreichen kann, überlagert werden. Dies würde im vorliegenden Fall eine zusätzliche Beanspruchung von etwa $0,7 \text{ N/mm}^2$ bedeuten. Der volle Biegezugspannungswert tritt nur an der Unterseite der Betondecke auf und kann selbst bei einem völligen Absacken des Dübels nicht erreicht werden, da der Dübel eine Dicke von 25 mm aufweist und die Biegezugspannung entsprechend zu reduzieren ist. Damit wäre die tatsächliche Zugbeanspruchung des Betons in Querrichtung bei zu tief eingebauten Dübeln wesentlich höher als im Regelfall.

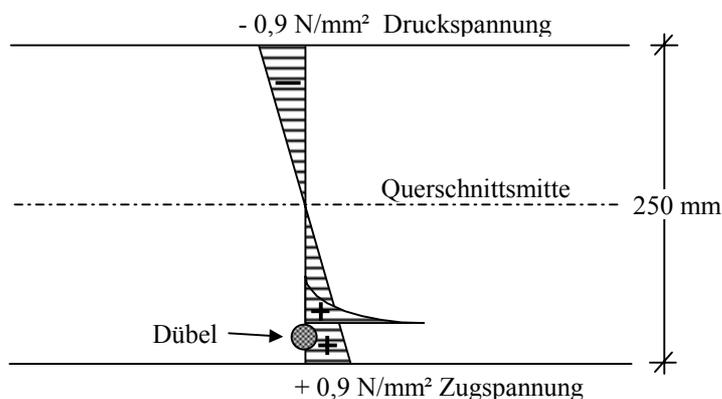


Abb. 3.27: Symbolisierte Darstellung der einzelnen Spannungen im Querschnitt in unmittelbarer Fugennähe bei zu tief liegenden Dübeln längs der Fuge (Querrichtung)

Auf der anderen Seite der Fuge kann das Absacken des Dübels zu einer Überlagerung der beiden Spannungsmaximalwerte führen, wenn man berücksichtigt, dass bei voll wirksamer Querkraftübertragung am unbelasteten Fugenrand unter dem Dübel die gleichen Hauptzugspannungen auftreten, wie am belasteten Fugenrand über dem Dübel.

3.4.2.5.2 Biegezugspannungen aus temperaturbedingter Verwölbung der Betondecke

Bisher wurde zusätzlich zur Hauptzugspannung lediglich der lineare Spannungsverlauf an der Fuge aus der Verkehrslast bei zu tief liegenden Dübeln berücksichtigt. Bei Betondecken treten aber unter anderem auch Spannungen aus Temperatureinflüssen auf. Diese ergeben sich zum einen aus einer über den Querschnitt gleichmäßigen Abkühlung der Betondecke (Ziffer 3.4.2.5.3) und zum anderen aus einer Verwölbung der Betondecke aufgrund eines auftretenden Temperaturgradienten zwischen der Temperatur an der Oberseite und der Unterseite der Betondecke.

Der Temperaturgradient erzeugt ebenfalls eine lineare Spannungsverteilung im Querschnitt der Betondecke und führt bei einer Erwärmung der Betondecke an der Oberseite (positiver Temperaturgradient) zu weiteren Biegezugspannungen an der Unterseite und Biegedruckspannungen an der Oberseite der Betondecke. Diese temperaturbedingten Spannungen aus Verwölbung der Betondecke aufgrund des Temperaturgradienten werden im Betonstraßenbau auch als „Wölbspannungen“ bezeichnet. Die Spannungen lassen sich wie folgt berechnen /25/:

$$\sigma_w = \frac{1}{1-\mu} \cdot \frac{h \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha \cdot E \quad \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

wobei

h = Dicke der Betondecke	250	[mm]
Δt = Temperaturgradient	0,09	[K/mm]
μ = Querdehnzahl des Betons	0,16	
E = Elastizitätsmodul des Betons	34.000	[N/mm ²]
α = Temperaturdehnzahl des Betons	0,000012	[1/K]

Da im Betonstraßenbau im Regelfall Plattenlängen und -breiten kleiner 5 m verwendet werden, darf bei der Ermittlung der Biegezugspannung aus Verwölbung von der reduzierten Spannung ausgegangen werden. Diese ergibt sich zu /25/:

$$\sigma_w'' = \left[\frac{L - 400}{0,9 \cdot \text{krit } l} \right]^2 \cdot \sigma_w \quad \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

wobei

L = Länge der Betonplatte	[mm]
krit l = kritische Plattenlänge	[mm]
σ _w = ungestörte „Wölbspannung“	[N/mm ²]

Bei der Berechnung der „Wölbspannungen“ am Plattenrand entlang der Querscheinfuge ist für die Plattenlänge die Breite der Betonplatte einzusetzen. Daraus ergibt sich in Fugenrandmitte eine maximal auftretende reduzierte „Wölbspannung“ von 0,8 N/mm². Mit abnehmendem Abstand zur Längsscheinfuge werden in zunehmendem Maße auch diese Spannungen aus Verwölbung kleiner. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Auflagerbreite der Betondecke und eines Radabstandes von ca. 1 m von der Längsscheinfuge kann diese „Wölbspannung“ unter dem LKW-Rad auf etwa den halben Wert in einer Größenordnung von 0,4 N/mm² an der Unterseite der Betondecke reduziert werden.

Für den Fall einer in der Höhenlage ordnungsgemäßen Dübellage spielt die zusätzliche Temperaturspannung unter der Belastungsfläche nur eine untergeordnete Rolle als zusätzliche Betonbeanspruchung in Bereich oberhalb des Dübels. Dabei gilt es zudem zu berücksichtigen, dass die „Wölbspannungen“ nicht ständig auftreten, sondern nur an vereinzelt Tagen mit hohen Temperaturunterschieden, was dazu führt, dass bei der Bemessung von Betondecken die temperaturbedingten Spannungen aus Verwölbung nur während 5 % der Nutzungszeit voll wirksam angesetzt werden.

Eine Zugspannungsüberlagerung gemäß Abbildung 3.27 am Plattenrand ist lediglich bei zu tief liegenden Dübeln zu berücksichtigen. Hier addiert sich zu der Zugbeanspruchung des Betons oberhalb des Dübels aus der Querkraftübertragung vom Beton in den Dübel und der linearen Spannungsverteilung nach Westergaard noch ein linearer Biegezugspannungsanteil aus dem Verwölben der Betondecke dazu. Dies kann unter ungünstigen Randbedingungen zu einer kritischen Beanspruchung des Betons in Querrichtung oberhalb der Dübel führen.

3.4.2.5.3 Zugspannungen aus Abkühlung der Betondecke

Neben der Biegezugbeanspruchung der Betondecke aus den unterschiedlichen Temperaturen zwischen Ober- und Unterseite der Betondecke können auch zentrische Zugspannungen aus einer gleichmäßigen Temperaturänderung über die gesamte Dicke der Betondecke auftreten. Im Hinblick auf die bei Straßen begrenzte Breite einer Betonfahrbahn von maximal 15,25 m kann von einer nur durch Reibung behinderten Beweglichkeit in Querrichtung der durch die verankerten Längsfugen unterteilten Betonfahrbahn ausgegangen werden /26/. Bei einer Abkühlung der Betondecke ergibt sich eine durch Reibung in der Bodenfuge aktivierte maximale Zugspannung in der Symmetrieachse der Betondecke. Die Größe der aktivierten Zugspannung kann mit folgender Formel berechnet werden /26/, /27/:

$$\max \sigma_R = \gamma \cdot \mu \cdot \frac{B}{2} \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

wobei

γ = Wichte des Betons 0,000024 [N/mm³]

μ = Reibungsbeiwert; für die wiederholte Bewegung kann $\mu = 0,8$ gesetzt werden /25/, /27/

B = Breite der zugfest gekoppelten Fahrbahn [mm]

Im untersuchten System ergibt sich damit für eine Betondecke auf ungebundener Tragschicht bei einer Breite der Betondecke von 15,25 m in der Mitte der Richtungsfahrbahn eine gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Zugspannung in Querrichtung von $0,15 \text{ N/mm}^2$ (Abb. 3.28).

Dieser Wert tritt aber lediglich in der Mitte der Richtungsfahrbahn auf. Demzufolge kann der schon sehr niedrige Wert noch weiter reduziert werden, wenn man davon ausgeht, dass diese Spannung nicht zwangsläufig mit der Zugbeanspruchung des Betons oberhalb des Dübels aus der Druckkraftübertragung vom Beton in den Dübel zu überlagern ist, da letztere lediglich unter der Lastachse eines Rades auftritt. Bei dreistreifigen Richtungsfahrbahnen einer Bundesautobahn wird der weitaus größte Anteil des Schwerverkehrs über den Hauptfahrstreifen abgewickelt, wo noch nicht das Maximum der Zugspannungen durch die Abkühlung auftritt. Daraus ist erkennbar, dass bei Betrachtung der Beanspruchungen des Betons in Dübelnähe eine gleichmäßige Abkühlung der Betondecke nur unwesentlichen Einfluss auf die gesamten Biegezugspannungen im Beton ausübt.

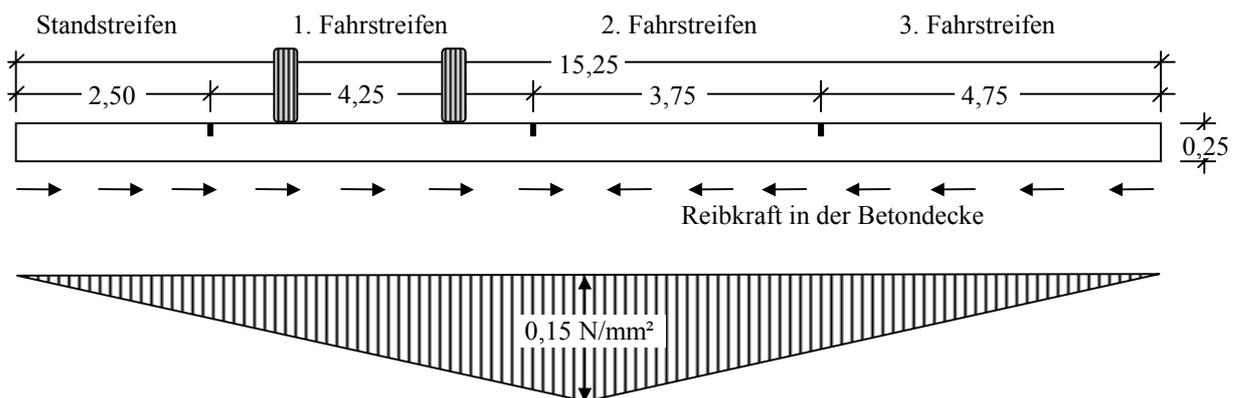


Abb. 3.28: Querschnitt einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn mit Verlauf der zentrischen Zugspannungen bei einer gleichmäßigen Abkühlung der Betondecke

3.4.2.5.4 Spannungen durch Schwinden des Betons

Das Schwinden des Betons entsteht durch das Schwinden des Zementsteins. Das Schwindmaß ist in erster Linie abhängig vom Anteil des Zementsteins im Beton, d. h. von der Zementmenge und vom Wassergehalt [28]. Beim Abbinden der Betondecke wird dem Beton Feuchtigkeit entzogen, was zu einer Volumenverringerung und damit zu einem Schwinden des Betons führt. Würde dies gleichmäßig verteilt über den Querschnitt auftreten, so brächte das Schwinden des Betons im Straßenbau kaum Probleme mit sich. Da aber eine Betondecke an der Unterseite weniger schnell austrocknet, als dies an der freien Oberfläche des Betons der Fall ist, kann eine Austrocknen der Betonoberfläche kurz nach

dem Betonieren zu gravierenden Schäden in Form von Schwindrissen führen. Aus diesem Grund wird im Vorschriftenwerk eine Nachbehandlung der Betondecke gefordert, die ein frühzeitiges Austrocknen des oberflächennahen Betons verhindert. Bei einer sorgfältigen Bauausführung wird das Problem der Schwindrissgefahr an der Oberfläche auf ein Minimum reduziert.

Im dübelnahen Betonbereich kann das Schwinden des Betons ebenfalls zu einer Spannungssteigerung im Beton führen. Besonders die einlagige Bauweise mit automatisch eingerüttelten Dübeln ist der Gefahr ausgesetzt, dass über dem Dübel durch das Betonschwinden Zugspannungen im Beton entstehen. Bei der einlagigen Bauweise mit maschinell eingerüttelten Dübeln wird zunächst der Beton verdichtet und in seine Form gebracht. Erst hinterher werden mit vibrierenden Dübelzangen in den vollständig verdichteten Beton die Dübel in die gewünschte Tieflage eingedrückt. Die dadurch entstandenen Löcher im verdichteten Beton werden anschließend nur noch von der Querglättbohle mit feinem Mörtel verschlossen. Dieser sehr feinkörnige Mörtel mit hohem Wasseranteil führt zu hohen Spannungen in diesem Bereich, die durch das Schwinden des zementreichen Betons entstehen. In Anlage 3.2 ist ein Bohrkern dargestellt, der aus einer einlagig hergestellten Betondecke entnommen wurde. Dabei ist deutlich der hohe Anteil Feinmörtel über dem Dübel zu erkennen, der in diesem Fall zu Schwindrissen im Beton und sogar zu einem Absacken des Betons an der Oberfläche über dem Dübel führte.

In Zusammenhang mit den Auswirkungen unterschiedlicher Dübeleinbindelängen auf den Betonbereich in unmittelbarer Dübelnähe sei darauf hingewiesen, dass die Druckspannungen, die vom Beton in den Dübel eingeleitet werden müssen, zu hohen Hauptzugspannungen in Querrichtung führen. Verstärkt sich diese lokale Spannungskonzentration mit einer über dem Dübel sich befindenden Feinmörtelschicht, die zusätzliche Spannungen im Beton durch Schwinden erzeugt, so steigt die Gefahr der Rissbildung im Beton oberhalb des Dübels deutlich an. Daher gilt es, diese spannungsfördernden Einflüsse auf ein Minimum zu reduzieren, was im Fall der Dübeleinbindelänge für die durch die zu übertragende Querkraft erzeugte Spannung ab einer Dübeleinbindelänge von ca. 100 mm gegeben ist.

3.4.2.6 Spannungsüberlagerung im dübelnahen Bereich

Bei der Beurteilung der Spannungszustände im Beton in unmittelbarer Dübelnähe gilt es zu berücksichtigen, dass viele unterschiedliche Spannungszustände auftreten können, die sich unter Umständen sehr ungünstig überlagern können. Neben den hohen Hauptzugspannungen über den Dübeln, die bei der Druckkrafteinleitung in den Dübel zur Übertragung der Querkraft entstehen, kommen bei einer ordnungsgemäßen Bauausführung nur noch geringe Temperaturspannungen beim gleichmäßigen Abkühlen der Betondecke hinzu. Dies kann selbst bei mittlerer Dübellage verstärkt werden, sollte über den Dübeln sich sehr feinkörniger Beton mit hoher Schwindneigung befinden. Beides reicht mögli-

cherweise schon aus, dass beim Übertragen der Querkraft die dabei auftretende Zugspannung vom Beton nicht mehr aufgenommen werden kann und sich ein Längsriss über dem Dübel einstellt.

Für den Fall, dass die Dübel zu tief eingebaut werden, kommen hierbei noch Biegezugspannungen aus dem Verwölben der Betondecke quer zur Fahrtrichtung hinzu, die aufgrund unterschiedlicher Temperaturen an Ober- und Unterseite der Betondecke auftreten, sowie der Anteil der in Richtung Betondeckenunterseite linear zunehmenden Biegezugbeanspruchung aus der Verkehrslast. Bei zu tief liegenden Dübeln ist daher umso mehr eine Dübeleinbindelänge notwendig, die nicht eine größere Hauptzugspannung in Querrichtung der Betondecke aufgrund einer zu geringen Dübeleinbindung mit sich bringt.

Der Spannungsproblematik im Beton oberhalb der Dübel kann bei zu tief liegenden Dübeln durch einen Verbund von Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht entgegengewirkt werden. Durch den Verbund von Betondecke und HGT befindet sich die Spannungsnulllinie nicht mehr in Querschnittsmitte der Betondecke, sondern wandert in tiefere Bereiche ab. Bei den herkömmlichen Betonoberbauvarianten, wie sie auch in den RStO /30/ vorzufinden sind, liegt unter Annahme eines vollen Verbundes zwischen Betondecke und Tragschicht die Spannungsnulllinie zwischen der Querschnittsmitte des Betons und der Betonunterseite. Liegt unter der Verbundannahme ein Dübel zu tief, so befindet er sich im Bereich der Spannungsnulllinie. Die Spannungskonzentration oberhalb des Dübels, die bei der Einleitung der zu übertragenden Querkraft in den Dübel entsteht, ist somit etwa im Bereich der Spannungsnulllinie. Damit haben zusätzliche Spannungen aus der Verwölbung der Betondecke oder aus der Verkehrslast keinen so gravierenden Einfluss auf den gesamten Spannungszustand im Beton oberhalb des Dübels.

3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse der theoretischen Untersuchung

Die theoretische Betrachtung der Auswirkung unterschiedlicher Dübeleinbindelängen auf die Beanspruchung der Querscheinfugenkonstruktion führt zu einer klaren Tendenz in den Ergebnissen.

Bei Verwendung der Finite Elemente Methode zur Diskretisierung von Bauteilen wurde zunächst eine räumliche Struktur von vielen kleinen Elementen erzeugt, die im zu untersuchenden Bereich möglichst fein gegliedert war. An diesen räumlichen Volumenelementen mit jeweils acht Eckknoten konnten Verformungen und Spannungen ausgegeben werden.

Sowohl die Generierung eines kurzen Balkens mit einem innenliegenden Dübel als auch einer ganzen Betonplatte mit einer Querscheinfuge führt zu qualitativ gleichen Rechenergebnissen. Beim kurzen Balken mit einem Dübel ist eine Zunahme der Verformungen und somit der Spannungen im Beton in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge erst bei Einbindelängen kürzer 80 mm festzustellen.

Bei der FE-Untersuchung einer ganzen Betonplatte mit nahezu realen Plattenabmessungen ist ein signifikantes Ansteigen der Beanspruchung der Querscheinfuge mit abnehmender Dübeleinbindelänge zu erkennen. Diese Erkenntnisse stützen sich auf die Beanspruchung der Querscheinfuge unter Berücksichtigung rein vertikal verlaufender Druckspannungen, die durch die Querdehnung des Betons zu lokal sehr hohen Hauptzugspannungen führen können. Diese Hauptzugspannungen im Bereich über den Dübeln treten senkrecht zur Dübellängsachse auf und sind identisch mit den in Querrichtung auftretenden Zugspannungen. Eine Betrachtung der Hauptzugspannungen entlang eines Dübels mit einer ausreichenden Dübeleinbindelänge zeigt, dass die Hauptzugspannungen über dem Dübel bis zu einem Abstand zur Fuge von etwa 100 mm sehr gleichmäßig verlaufen. Mit zunehmender Annäherung an die Querscheinfuge steigen jedoch diese Hauptzugspannungen an. Dies erweckt den Eindruck, dass für die Einleitung der zu übertragenden Querkraft nur der Bereich innerhalb der ersten 100 mm von der Fuge maßgebend ist. Die Berechnung der Hauptzugspannungen direkt an der Fuge in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge ergab, dass Dübeleinbindelängen größer 100 mm gleiche Hauptzugspannungen an der Fuge ergeben. Mit abnehmender Einbindelänge steigen aber diese Zugspannungen deutlich an. Das bedeutet, dass aufgrund der theoretischen Betrachtung Dübeleinbindelängen von 100 mm und größer anzustreben sind.

Diese großen Zugspannungen treten direkt über dem Dübel im Beton auf und liegen somit etwa in der Spannungsnulllinie einer Betondecke auf ungebundener Tragschicht. Das bedeutet, dass zusätzliche Beanspruchungen der Betondecke aufgrund von Temperaturspannungen etc. keine Auswirkungen auf den Bereich über dem Dübel haben, da die Annahme einer linearen Spannungsverteilung über den Querschnitt aus Verkehrslast und Temperaturbeanspruchung zu hohen Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke führt und der Spannungsnullpunkt in Querschnittsmitte der Betondecke liegt. Werden aber die Dübel beim Erstellen der Betondecke zu tief eingebaut, so kann eine Überlagerung der linear nach unten ansteigenden Biegezugspannung mit der lokalen Zugbeanspruchung des Betons über dem Dübel bei der Übertragung der Querkraft zu einer Spannungskonzentration und damit zu einer Überbeanspruchung des Betons am belasteten oder unbelasteten Fugenrand führen.

4 Versuche im Labor an kleinen Probekörpern

Die Ergebnisse der theoretischen Betrachtung sollten anhand von Laborversuchen bestätigt werden. Zur Eingrenzung des relevanten Bereiches der zulässigen Dübelverschiebung senkrecht zur Fuge wurden zunächst Versuche an kleinen Probekörpern durchgeführt. Ziel dieser Vorversuche mit pulsierender Belastung am Fugenrand war ein Herantasten an den kritischen Bereich der erforderlichen Dübel-einbindelänge, der dann im Großversuch (Ziffer 5) näher untersucht werden sollte. In mehreren Versuchsreihen mit unterschiedlichen Höhenlagen und Dübeleinbindelängen wurde geklärt, welche Abweichungen von der vorgeschriebenen Dübellage senkrecht zur Fuge aufgrund von Laborversuchen zugelassen werden können, ohne dass es zu nennenswerten Schäden am Dübel oder umgebenden Beton kommt. Die Messungen erfolgten an insgesamt neun Probekörpern, die unterschiedliche Dübel-einbindelängen bei variierender Höhenlage der Dübel aufwiesen (Anlage 4.1 und 4.2)

4.1 Versuchsaufbau

Die Versuche erfolgten in mehreren Versuchsreihen an prismatischen Probekörpern mit einer Länge von 100 cm bei einer Breite von 25 cm und einer Höhe der Betonbalken von 24 cm (Abb. 4.1 und Abb. 4.2).

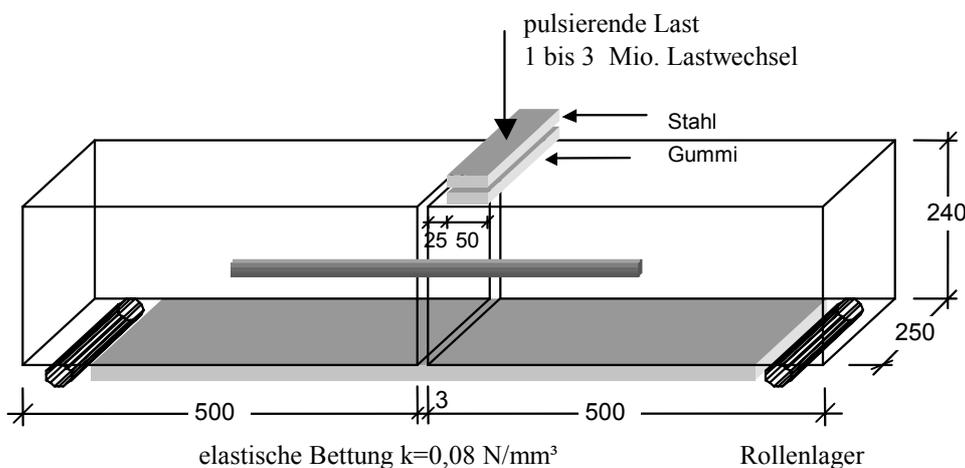


Abb. 4.1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für die Vorversuche

Aufgelagert wurden die Probekörper auf einer elastischen Bettung, welche die elastischen Eigenschaften der darunter gelegenen Schichten annäherte. Hierfür kamen Gummimatten zum Einsatz, die unter die kleinen Probekörper gelegt wurden. Zur Bestimmung der elastischen Eigenschaften wurden von den quadratischen Gummimatten mit der Kantenlänge $l = 250$ mm und einer Dicke von 12 mm bzw. 24 mm Kraft-Weg-Diagramme aufgezeichnet (Anlage 4.3). Anhand der daraus resultierenden Federkennlinien ließ sich der Bettungsmodul an der Unterseite der Betonbalken bestimmen.

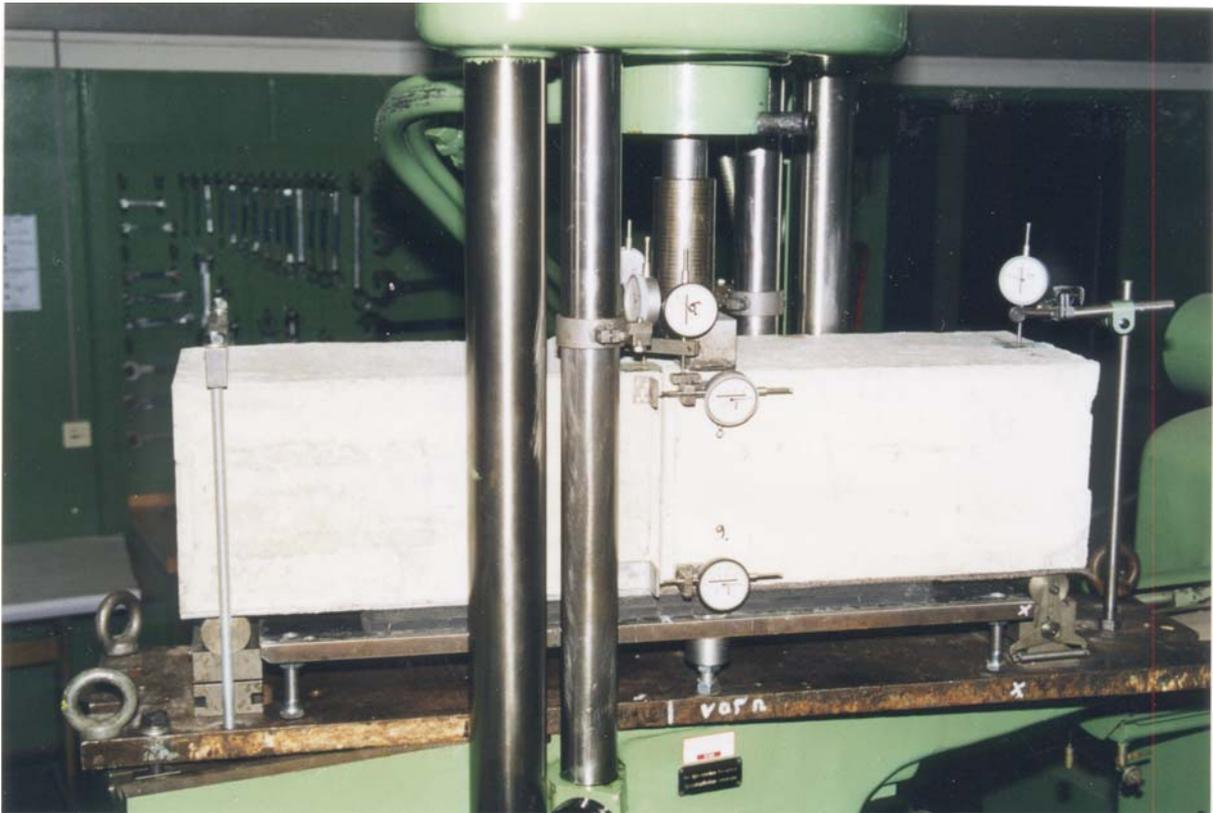


Abb. 4.2: Versuchstand mit Anordnung der Messuhren und Lagerung des Betonbalkens

Zusätzlich zur elastischen Bettung wurden am Ende der Betonbalken mit einem Randabstand von 40 mm Rollenlager angebracht, die einer definierten Randauflagerung genügten. Es war zwar zu vermuten, dass diese Lager im Regelfall nicht belastet werden, da bei einem „Einknicken“ des Dübels im Fugenbereich die Balkenenden abheben, jedoch wurden die Einsenkungen im Fugenbereich durch die beiden sicherheitshalber angebrachten Rollenlager nicht beeinträchtigt. Im Falle einer Beanspruchung der Rollenlager unter Belastung hätte die direkte Auflagerung am Balkenende eine definierte Biege- und Scherbeanspruchung im Fugenbereich erzeugt.

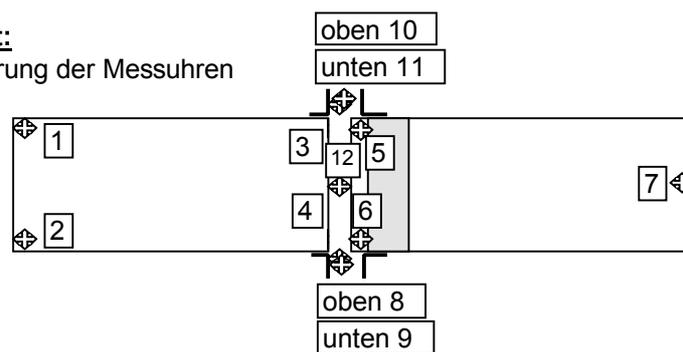
Die Lasteinleitung erfolgte als schmale Streifenlast am Fugenrand der Betonbalkenhälfte mit der kürzeren Einbindelänge des Dübels. Die Streifenlast reduzierte ein Verdrehen der Probekörper aus unsymmetrischer Belastung oder ungleichmäßiger Auflagerung. Da die Oberflächen der Betonbalken gewisse Unebenheiten aufwiesen, wurde unter dem Prüfzylinder auf den Beton eine dünne Gummimatte und darauf die lastverteilende Stahlplatte gelegt. Auf dieser Belastungsfläche wirkte eine sinusförmige Belastung, die von einer hydraulisch gesteuerten Prüfmaschine aufgebracht wurde. Als Belastungsgeschwindigkeit wurde eine Frequenz von 3 Hz gewählt. Die Vorversuche wurden zunächst mit einer Oberlast von 10 kN begonnen und je nach Fortgang der Versuche evtl. weiter gesteigert. Die Unterlast war aus prüftechnischen Gründen auf 1 kN festgelegt.

An den Betonbalken wurden Verformungen mittels 12 Messuhren mit der Genauigkeit von 1/100 mm gemessen (Abb. 4.3). Die Verformungen wurden sowohl bei statischer als auch dynamischer Belastung aufgezeichnet.

Die Messuhren zeigten die Einsenkungen der Fugenränder links und rechts der Fuge und die Verformungen am äußeren oberen Ende der Betonbalken. Um ein eventuelles Kippen der Probekörper feststellen zu können, wurden jeweils zwei Messuhren entlang der Fuge angebracht. An den Seitenflächen der Fuge wurden zusätzlich das Öffnen und Schließen der Fuge gemessen. Durch das „Einknicken“ des Dübels konnte im oberen Fugenbereich ein Fugenschließen und im unteren Bereich ein Öffnen des Fugenspaltes gemessen werden. Auch diese Verformungen wurden sowohl am linken als auch am rechten Seitenrand der Betonkörper registriert. Um die vertikale Bewegung des Dübels relativ zum umgebenden Beton messen zu können, wurde durch ein Bohrloch oder eine Aussparung im Fugenbereich mit Durchmesser 25 mm eine Messuhr mit Messbasis an der oberen Betonfläche eingesetzt. Dadurch konnte die Relativbewegung zwischen Dübel und Beton gemessen werden. In Abb. 4.3 ist schematisch die Anordnung der Messuhren und deren Nummerierung dargestellt.

Draufsicht:

Nummerierung der Messuhren



Ansicht:

Nummern der vorderen Messuhren

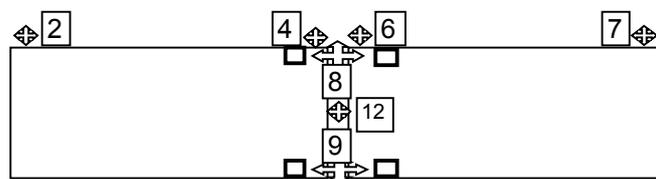


Abb.4.3: Anordnung und Nummerierung der Messuhren

4.2 Auswertung der Messgrößen

Die Auswertung der Messgrößen aus den Vorversuchen erfolgte versuchsbegleitend. Dadurch war es möglich, Erkenntnisse aus den ersten Probekörpern in den weiteren Fortgang der Versuchsdurchführung einfließen zu lassen. Die Verformungen bei statischer und dynamischer Be- bzw. Entlastung

wurden in Abhängigkeit von der Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel in ein vorgegebenes Formblatt eingetragen (Anlage 4.4). Mit Hilfe dieser Aufzeichnungen konnten Grafiken erstellt werden, welche Schwingweiten, bleibende Verformungen ohne Belastung, Verformungsdifferenzen zwischen Oberlast und ohne Belastung und die Verformungen bei Oberlast mit zunehmender Lastwechselzahl darstellen (Anlage 4.5 und 4.6).

Bei den ersten Versuchskörpern mit Dübeleinsenkungen auf der belasteten Seite von 160 mm bis 40 mm lag man bei einer Oberlast von 25 kN hinsichtlich der Querkraftübertragung sehr auf der sicheren Seite. Die vom Hydraulikzylinder aufgetragene Druckkraft am rechten Teil des Versuchsbalkens wurde bei etwa gleicher Einsenkung und gleichen Auflagerungsbedingungen links und rechts der Fuge jeweils halb in die rechte und linke Betonbalkenhälfte eingeleitet. Dadurch ergab sich bei 25 kN Oberlast eine relativ hohe maximale Dübelbeanspruchung und eine theoretische Querkraftübertragung von 12,5 kN entsprechend einem Wirksamkeitsindex der Querschnittsfuge von 100 %.

Abweichend zum Betondeckenoberbau auf Autobahnen ist die Einsenkung der Fugenkonstruktion jedoch bei den kleinen Versuchskörpern mit absoluten Einsenkungen von ca. 3 mm um das Zehnfache größer. Aus früheren Forschungsarbeiten /31/ ist bekannt, dass die Fugeneinsenkung einer Querschnittsfuge mit guter Querkraftübertragung bei einer durchschnittlichen Oberbauausführung maximal etwa 0,3 mm beträgt. Die reduzierten Abmessungen der kleinen Probekörper hatten zur Folge, dass durch die Versuchskörperbreite von nur 250 mm die Plattentragwirkung verloren ging und damit die Last mit erhöhten Bettungsspannungen in die Unterlage eingeleitet wurde und somit zu größeren Einsenkungen führte. Die großen Fugeneinsenkungen der kurzen Betonbalken führten dazu, dass es an den äußeren Enden der Balkenhälften sogar zu Abhebungen kam. Das „Einknicken“ der beiden Betonbalkenhälften führte zu einer hohen Biegebeanspruchung des Dübels. Daher wurde bei den ersten Versuchskörpern mit einer vollflächig elastischen Bettung der Betonbalken überwiegend die Dauerbiegebeanspruchung der Dübel getestet. Die Einflüsse der Scherbeanspruchung traten in den Hintergrund, da der Momenteneinfluss überwog und die Verbiegung des Dübels zu den Abplatzungen am Beton im Fugenbereich führte.

Es lag also nahe, die Versuchseinrichtung dahingehend zu modifizieren, dass die Betonbalken in erster Linie auf Abscheren an der Fuge geprüft werden. Dies erfolgte durch das Wegnehmen der elastischen Auflagerung der linken Betonbalkenhälfte, wofür eine Stahlplatte untergelegt wurde. Durch die beinahe starre Auflagerung der Versuchskörper 6 bis 9 wurde das Problem der starken Biegebeanspruchung des Dübels eliminiert und die Querkraftübertragung wurde zum primären Versuchsparameter.

Ein Versagen der Probekörper durch einen Stahlbruch trat mit der neuen Versuchsanordnung nicht mehr auf. Es stellte sich heraus, dass auch Oberlasten von 25 kN, die fast ausschließlich als Querkraft über den Dübel in die benachbarte Balkenhälfte eingeleitet wurden, zu keinem Betonversagen führten. Selbst eine Einbindelänge von 40 mm bei einer relativ niedrigen Betondruckfestigkeit von ca.

30 N/mm² reichte aus, um insgesamt 4 Mio. Lastwechsel mit Oberlasten bis zu 25 kN aufzunehmen. Gravierende Schäden an den Fugenflächen der Versuchsbalkenhälften konnten nicht festgestellt werden (Anlage 4.7).

Als Ergebnis der Versuche an den kleinen Probekörpern stellte sich überraschenderweise heraus, dass selbst sehr kurze Einbindelängen bei der gewählten Versuchsdurchführung keine Schäden am Beton hervorriefen. In den Vorversuchen wurden minimale Einbindelängen bis zu 40 mm untersucht, was ganz erheblich unter der geforderten Einbindelänge von 200 mm liegt. Dies bestätigt die in der theoretischen Betrachtung gewonnene Erkenntnis, dass Dübeleinbindelängen größer etwa 100 mm keine Veränderungen in der Wirkung der Fugenkonstruktion hervorbringen.

5 Versuch im Großprüfstand

Aufbauend auf die Ergebnisse der Vorversuche an den Betonbalken mit jeweils einem Dübel wurde ein Versuch im Großprüfstand vorgenommen, mit dem Ziel, die Auswirkungen reduzierter Dübeleinbindelängen unter Einfluss der Plattentragwirkung zu untersuchen. Dazu wurde eine Betondecke mit verdübelter Querscheinfuge auf einer definierten Unterlage unter Zwischenschaltung eines Geotextils an etwa reale Plattenabmessungen angeglichen und das Langzeitverhalten der Fugenkonstruktion durch sinusförmig einwirkende Belastungen betrachtet.

5.1 Versuchsaufbau

Im Großprüfstand des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München ist es möglich, Betondeckensysteme zu untersuchen, die im wesentlichen dem Aufbau bestehender Autobahnen entsprechen. Für eine realitätsnahe Konzeptionierung des Straßenaufbaus vom Unterbau ausgehend, der im Labor einer Stahlbetondecke entspricht, war es aber teilweise notwendig, die Steifigkeiten der einzelnen Oberbauschichten geringfügig zu verändern, so dass die Auswirkungen auf die zu untersuchende Betondecke der Praxis entsprachen.

5.1.1 Bestehender Versuchsaufbau

Der vorhandene Aufbau des Großprüfstandes, der bereits als Grundlage für verschiedenste Untersuchungen im Betonstraßenoberbau diente, besteht aus einem ca. 80 cm dicken Unterbau aus einem Kies-Sand-Gemisch, das auf einer 100 cm dicken Stahlbetondecke aufgelagert ist. Um ungünstige Untergrundverhältnisse zu erzielen, wurden in etwa 15 cm Tiefe Hartschaumplatten eingelegt. Dies ergibt auf der Oberseite der Kiestragschicht einen Verformungsmodul des Unterbaus E_{V2} von ca. 30 N/mm². Über der Kiestragschicht befindet sich eine hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) mit einer Dicke von 15 cm. Die HGT mit Größtkorn 32 mm, die nach den Richtlinien der ZTVT-StB 86 /32/ hergestellt wurde, wies bei einem Zementgehalt von 5 Gew.-% an den Probekörpern im Alter von 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 12,9 N/mm² auf. Darüber liegt ein Geotextil mit der Bezeichnung „BETOTEX 514 R“ der Fa. Naue Fasertechnik mit einem Flächengewicht von 500 g/m². Dabei handelt es sich um ein synthetisches Filtervlies aus Stapelfasern, das in der alkalischen Umgebung des Betons beständig und unempfindlich gegen Nässe ist. Erfahrungen aus großflächigen Einsätzen im Autobahnbau lagen bereits vor /33/. Auf dem Geotextil liegt eine 22 cm dicke Betondecke der Festigkeitsklasse B 35 nach ZTV Beton-StB 78 /34/, die mit Rissen durchsetzt ist. Sie kann als entspannte Betondecke oder HGT mit Strukturrissen angesehen werden. In der Mitte dieser Betondecke befindet sich eine Querscheinfuge mit konventioneller Verdübelung. Die Fuge war geschlossen und zeigte bei Belastung eine gute Querkraftübertragung. Direkt über dieser Fuge wurde die Fuge der neuen Beton-

decke angebracht. Die Abmessungen des bestehenden Versuchsaufbaues betragen in der Länge 7,6 m bei einer Breite von 3,7 m. Zusätzlich ist in der alten Betondecke eine Querneigung von 2,5 % vorhanden (Anlage 5.1).

Zur Bestimmung der Gleichmäßigkeit des vorhandenen Versuchsaufbaus war es notwendig, an verschiedenen Stellen die Tragfähigkeit des bestehenden Systems zu untersuchen. Vor Beginn der Betonierarbeiten für die neue Betonplatte wurden daher Belastungsversuche auf der bestehenden Betondecke durchgeführt. In der Mitte der 7,6 m langen Betondecke wurde eine Messbasis quer über die gesamte Breite der vorhandenen Befestigung eingerichtet. Die Messbasis hatte als Bezugspunkt die ausreichend steife Stahlbetondecke der Versuchshalle. Als Widerlager für die Belastungsversuche dienten Querträger, die sich über dem Versuchstand befanden und mit dem Hallenboden verankert waren (Anlage 5.2). Über die Breite des bestehenden Fahrbahnaufbaus wurden zwei Belastungsversuche durchgeführt. Die Anordnung der Belastungsflächen und Messuhren ist in Abb. 5.1 dargestellt. Die Belastung und Aufzeichnung der Verformungen erfolgten voneinander unabhängig getrennt an den beiden Belastungsstellen.

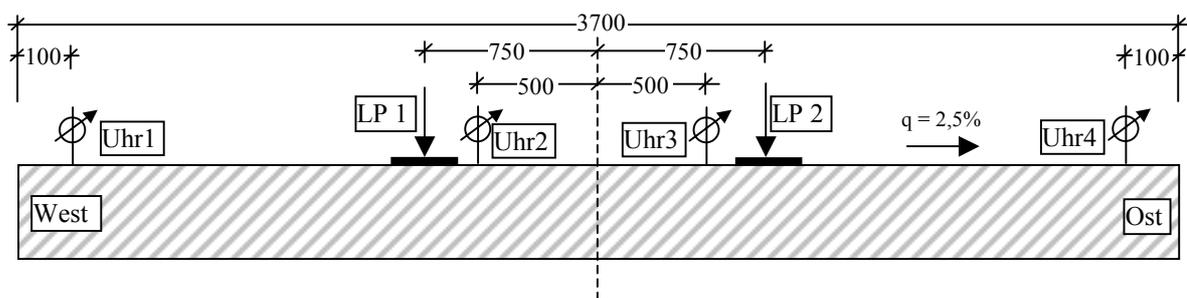


Abb. 5.1: Anordnung der Belastungs- und Messeinrichtungen zur Bestimmung des Tragverhaltens der Unterlage

Die beiden Belastungsflächen LP 1 und LP 2 mit 300 mm Durchmesser wurden nacheinander mit linear steigenden Lasten bis 100 kN beaufschlagt. Nach 10 Belastungen wurden an den Messuhren 1 bis 4 die Verformungen in Abhängigkeit von der aufgetragenen Last aufgezeichnet. Die Verformungen durch die beiden Belastungsversuche nahmen etwa linear mit steigender Belastung zu (Anlage 5.3). Aus den vier Messuhren, die entlang der bestehenden Querscheinfuge angebracht waren, konnte eine Biegelinie quer zur Betondecke angetragen werden (Anlage 5.3). Da die beiden Belastungsflächen LP 1 und LP 2 symmetrisch angeordnet waren, zeigt die Überlagerung der Biegelinien aus den Einzelbelastungen der jeweiligen Lastplatten die Tragfähigkeit des vorhandenen Versuchsaufbaus. Daraus wird ersichtlich, dass die Westseite des bestehenden Prüfstandes etwas steifere Untergrundverhältnisse aufweist als die Ostseite. Diese Unterschiede in der Steifigkeit des bestehenden Versuchsaufbaus sind bei der Beurteilung der Messergebnisse aus dem anschließenden Dauerversuch im Großprüfstand zu berücksichtigen.

5.1.2 Geotextil

Zwischen dem bestehenden Versuchsaufbau und der neuen Betondecke wurde ein Geotextil aus Polypropylenfasern mit einem Flächengewicht von 500 g/m^2 eingelegt. Da die vorhandene, mit Rissen durchsetzte Betondecke an der Oberfläche vielfach raue Stellen besitzt, hat man zunächst oberflächlich raue Stellen oder Betonabplatzungen mit einem Reparaturmörtel ausgeglichen. Damit wurde eine ebene Auflagerung erreicht und es wurden Ungleichmäßigkeiten an der Unterseite der neuen Betondecke vermieden. Diese Ungleichmäßigkeiten in der Dicke der neuen Betondecke könnten sich zum einen unvorteilhaft für die Auswertung der Versuchsergebnisse auswirken, zum anderen wäre durch die Unebenheiten eine gewisse Verzahnung der beiden Betonplatten entstanden. Genau das aber musste verhindert werden, da die Versuche im Großprüfstand sowohl bei geschlossener Fuge, als auch bei geöffneter Fuge durchgeführt wurden. Das eingebaute Geotextil kann somit auch als Trennfläche angesehen werden. Ferner bewirkte das Geotextil eine gleichmäßige Auflagerung der neuen Betondecke auf dem bestehenden Versuchsaufbau und brachte zusätzlich eine elastische Zwischenschicht. Je größer die elastischen Verformungen der Betondecke wurden, desto größer wurden die Beanspruchungen an der Fuge und somit für die einzelnen Dübel.

5.1.3 Herstellen der Betonplatte

Auf den bestehenden Aufbau wurde unter Zwischenschaltung des Geotextils die neue Betonplatte betoniert. Zunächst wurde auf der bestehenden Betondecke eine konventionelle Holzschalung errichtet (Anlage 5.4). Die Abmessungen der neuen Betondecke betragen $6,5 \text{ m}$ in der Länge bei $3,25 \text{ m}$ Breite. Als Dicke der Betondecke waren ursprünglich 24 cm vorgesehen, die aber beim Betonieren nicht eingehalten wurden und es entstand eine gleichmäßige Deckendicke von 25 cm . Abb. 5.2 zeigt die Abmessungen der Betondecke.

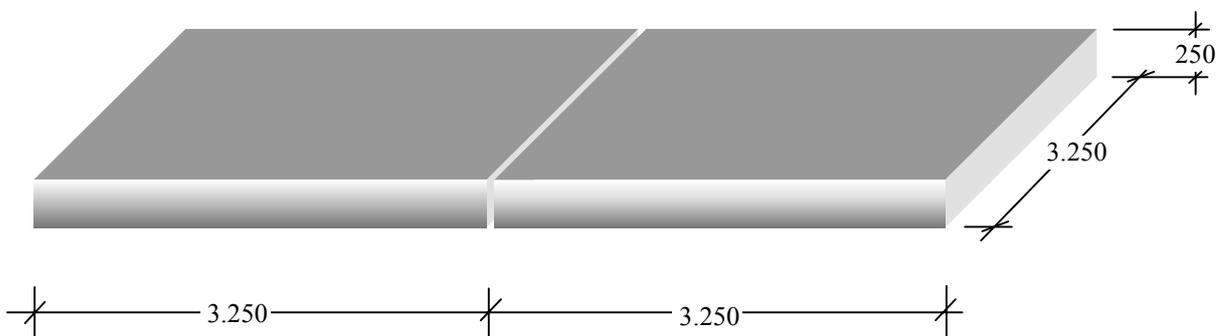


Abb. 5.2: Abmessungen der neuen Betondecke

Das Betonieren wurde von einer Baufirma übernommen, wobei man den Beton von einer Transportbetonmischanlage bezogen hat. In einem Trommelmischer wurde der Beton bis zur Prüfhalle gefahren,

dort in einen Betonkübel übergeben und mit dem Hallenkran an die Einbaustelle transportiert. Dabei wurde sorgfältigst darauf geachtet, dass keine Entmischungen im Beton auftraten. Die Verdichtung des Betons geschah mit einem Innenrüttler \varnothing 72 mm bei einer Unwuchtfrequenz von 50 Hz. Die Betondecke wurde mit einer Holzbohle abgezogen und zur Verbesserung der Ebenheit an der Oberfläche abschließend von Hand nachgearbeitet (Anlage 5.5). Nach dem Fertigstellen der Oberfläche wurde auf die frische Betondecke eine Folie gelegt, die ein vorzeitiges Austrocknen der Betondecke verhindern sollte. Diese Art der Nachbehandlung der Betondecke wird in der Praxis aus hauptsächlich baupraktischen Gründen zwar selten angewandt, stellt jedoch nach Ziffer 2.5.4.3.3 der ZTV Beton-StB 93 eine gängige Möglichkeit der Nachbehandlung von Betondecken dar.

5.1.4 Betoneigenschaften

Der Beton stammte aus dem Transportbetonmischwerk in München-Freimann der Firma BLG-Transportbeton GmbH & Co. KG. Nach Lieferschein wurden 6,0 m³ Beton B 35 mit der Konsistenz KS und 22 mm Größtkorn geliefert. Sand 0 / 4 und Kies 4 / 8 stammten aus dem Kieswerk Aschheim der Schöndorfer GmbH & Co. KG. Der Moräneedelsplitt der Kornfraktion 11 / 22 wurde von der Firma Krontaler & Co. aus dem Werk Pulling geliefert. Die Zusammensetzung der Zuschläge ergab sich aus 35 Gew.-% Sand, 17 Gew.-% Kies und 48 Gew.-% Splitt. Die Sieblinie lag somit im Bereich zwischen den Körnungslinien A und B der DIN 1045. Die Zuschläge waren nach DIN 4226 Teil 4 bzw. den RG Min-StB güteüberwacht und erfüllten somit die Anforderungen der ZTV Beton. Dort wird unter Ziffer 2.4.1.1 bei einschichtiger Herstellung der Betondecke für die Körnung über 8 mm ein Mindestanteil von 50 Gew.-% gebrochenem Zuschlag gefordert, was nach der verwendeten Sieblinie mit 48,9 Gew.-% annähernd erreicht wurde. Der Gesamtanteil an Mehlkorn und Feinstsand (Anteil kleiner 0,25 mm) lag inklusive Zement bei 444 kg/m³ und somit knapp unter dem zulässigen Maximalwert von 450 kg/m³. Die geringen Abweichungen bei den Anforderungen an den Grobzuschlag waren in Anbetracht des hohen Zementgehaltes und somit einer zu erwartenden hohen Druckfestigkeit von unwesentlichem Einfluss für die Versuchsdurchführung und die zu erwartenden Versuchsergebnisse.

Der für den Beton verwendete Zement war ein Portlandhüttenzement, bestehend aus Portlandzementklinker mit relativ hohem Hüttsandanteil, der Festigkeitsklasse 32,5 R mit schneller Festigkeitsentwicklung und dem Kurzzeichen CEM II / B-S 32,5 R nach DIN 1064-1. Er stammte aus dem Werk Kiefersfelden der Firma Heidelberger Zement. Bei den derzeit hergestellten Betonfahrbahnen wird im Regelfall zwar ein Portlandzement CEM I verwendet, es kann jedoch nach dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau des Bundesministeriums für Verkehr Nr. 18/1998 /35/ vom 21. Oktober 1998 auch ein Portlandkompositzement verwendet werden. Im vorliegenden Fall war zur Betonierzeit im Transportbetonwerk nur ein CEM II vorhanden, weshalb diese Art zur Anwendung gelangte. Der Ze-

mentgehalt wurde gemäß einer vorliegenden Eignungsprüfung des Transportbetonmischwerkes mit 350 kg/m^3 gewählt und lag damit über dem Mindestwert von 340 kg/m^3 nach Ziffer 2.4.2.3 der ZTV Beton-StB 93 /3/. Bei einem gewählten Wassergehalt von 157 l/m^3 ergab sich somit ein w/z-Wert von 0,45. Zusätzlich wurden dem Beton bereits im Werk $1,3 \text{ kg/m}^3$ Luftporenbildner und am Einbauort $3,5 \text{ kg/m}^3$ Fließmittel zugegeben.

Zur Kontrolle der Betonqualität wurde an der Einbaustelle Beton entnommen und im Rahmen einer Eigenüberwachungsprüfung für die Herstellung von 3 Probekörpern verwendet. Es wurden Würfel mit der Kantenlänge 20 cm auf einem Rütteltisch hergestellt (Anlage 5.6) und gemäß den Prüfvorschriften zunächst 7 Tage im Wasser gelagert und anschließend 21 Tage an der Luft getrocknet. Die Prüfung der Probekörper erfolgte von der Gesellschaft für Baustoffprüfung und Qualitätssicherung IBQ in Gröbenzell. Dort wurden die Betonwürfel vermessen, gewogen und abgeglichen. Die Druckfestigkeitsprüfung an den Probekörpern im Alter von 28 Tagen ergab eine mittlere Druckfestigkeit von 47 N/mm^2 bei einer mittleren Betonrohddichte von $2,47 \text{ kg/dm}^3$. Die Druckfestigkeiten deckten sich etwa mit den Ergebnissen der vom Transportbetonmischwerk durchgeführten Eignungsprüfung, die eine mittlere Druckfestigkeit von 45 N/mm^2 ergab. Abweichend zur Eigenüberwachungsprüfung wurde bei der Eignungsprüfung jedoch eine mittlere Rohddichte von $2,38 \text{ kg/dm}^3$ bei einem Luftgehalt von 5 Vol.-% gemessen. Leider wurde an der Einbaustelle der LP-Gehalt nicht überprüft; da aber auch hier ein LP-Mittel zugegeben wurde, sind keine großen Abweichungen im Luftgehalt zu erwarten. Auffallend war allerdings, dass der Beton an der Einbaustelle eine etwas rötliche Farbe vorwies, die zunächst nicht erklärbar schien. Eine Rücksprache mit dem zuständigen Prüflabor des Transportbetonherstellers ergab, dass die Zuschlagsilos vorher mit dem Schwerzuschlag Hämatit gefüllt waren, was noch zu geringen Restmengen in den Silos führte. Die Silos wurden geleert, mit Sand gereinigt und dann erst mit der neuen Zuschlagssorte beaufschlagt. Der Laborleiter schloss jedoch nicht aus, dass noch geringe Restmengen und Abrieb von dem rötlichen Schwerzuschlag im Silo verblieben sind. Dies führte zu der etwas rötlichen Farbe des Frischbetons und spiegelte sich auch in den Ergebnissen der Betonrohddichte wider, die mit $2,47 \text{ kg/dm}^3$ relativ hoch war, was auf einen geringen Anteil an Schwerzuschlag zurückzuführen ist. In Anbetracht der günstigen Einbaubedingungen im Labor und des zu berücksichtigenden Vorhaltemaßes entsprach der eingebaute Beton durchaus der Qualität eines Straßenbetons der Betonfestigkeitsklasse B 35 mit einer geforderten mittleren Würfeldruckfestigkeit von 40 N/mm^2 .

5.1.5 Verdübelung

Ziel des Großversuches war, die zulässige Abweichung der Dübellage in Längsrichtung der Betondecke festzustellen. Daher musste eine Dübelanordnung gewählt werden, die Aufschlüsse über die zulässigen Toleranzen geben konnte. Aufgrund der theoretischen Untersuchungen und der Erkenntnisse aus den Versuchen an den kleinen Probekörpern (Ziffer 3 und 4) war davon auszugehen, dass bei Dübel-

einbindelängen von 12 cm bis 25 cm keine gravierenden Unterschiede in den Einsenkungen und somit in den Spannungen der Betondecke zu erwarten sind. Erst Dübeleinbindelängen von 4 cm und 8 cm zeigten in den Vorversuchen ein Anwachsen der Einsenkungen, verglichen mit größeren Einbindelängen. Es stellte sich aber die Frage, welche der beiden Dübeleinbindelängen für den Versuch im Großprüfstand gewählt werden sollte, oder ob es eine Möglichkeit gab, mehrere unterschiedliche Einbindelängen anhand einer einzigen Versuchsanordnung zu prüfen und eventuell miteinander zu vergleichen. Bereits vorangegangene Untersuchungen von Eisenmann /6/ und Petri /4/ zeigten, dass etwa 75 % der Querkräfte, die von den Dübeln in die Nachbarplatte übertragen werden, durch die Dübel im Umkreis von 90 cm von der Lastachse übertragen werden. Daher war es also nicht notwendig, Platten mit sehr vielen Dübeln zu erstellen, sondern es reichte aus, sich auf die wenigen Dübel in unmittelbarer Nähe des Lasteinleitungsortes zu konzentrieren.

Ferner war es wünschenswert, innerhalb einer Versuchsanordnung verschiedene Dübeleinbindelängen zu untersuchen, um eine Vergleichbarkeit der Systeme zu erhalten. Es bot sich also an, die 3,25 m breite Betonplatte bezüglich der Dübelanordnung in zwei Hälften zu unterteilen. Bei einem Dübelabstand nach ZTV Beton StB-93 /3/ von 25 cm ergaben sich über die Breite der Betonplatte 12 Dübel und ein Abstand der äußersten Dübel zum Fahrbahnrand von ebenso 25 cm. Die Systemhalbierung führte dazu, dass der westliche Teil 6 Dübel mit einer Einbindelänge von 4 cm erhielt und auf der östlichen Seite der Betonplatte 6 Dübel mit einer Dübeleinbindelänge von 8 cm eingebaut wurden. Mit den gewählten Einbindelängen lag man in dem Bereich, der sich bei den Vorversuchen als interessant herausgestellt hatte.

Nach den Ergebnissen aus Ziffer 3 und 4 war zu erwarten, dass auf der Seite mit 4 cm Dübeleinbindelänge bei ausreichend häufiger Belastung ein Versagen der Querscheinfuge eintritt, während die Seite mit einer Einbindelänge von 8 cm wesentlich geringere Verformungen liefern sollte und auch bei ungünstigen Randbedingungen noch zu keinen nennenswerten Schäden an der Fugenkonstruktion führt.

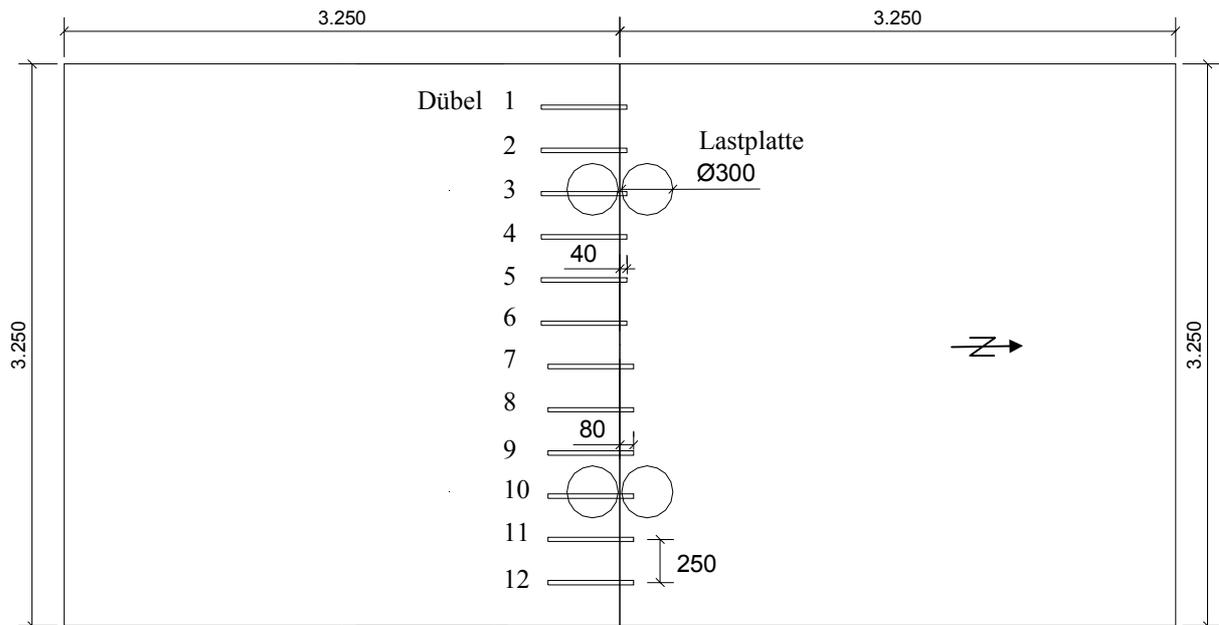


Abb. 5.3: Anordnung der Dübel und Belastungsflächen für den Versuch im Großprüfstand

Diese Anordnung der Dübel entlang der Fuge bedurfte allerdings einer Belastung der Betonplatte, die nicht in der Mitte angreift, sondern auf jeder der beiden Systemhälften möglichst über einem Dübel. Eine Belastung mit einem Abstand von 75 cm zwischen der Lastachse und dem freien Betonplattenrand bewirkte, dass die Last über den Dübeln 3 und 10 stand und gleichzeitig die 6 relevanten Dübel einer gewählten Dübeleinbindelänge zur Querkraftübertragung herangezogen wurden (Abb. 5.3). Für beide Belastungsflächen ergab sich damit an der Fuge ein Abstand von 1,75 m. Dies entspricht etwa auch dem Radabstand auf der Achse eines Fahrzeugs.

In den ZTV Beton sind zulässige Abweichungen für die Schräglage und in der Höhenlage angegeben. Um zusätzliche Einflüsse im Versuch ausschließen zu können, wurde auf die zulässige Abweichung in der Schräglage der Dübel verzichtet. Die tolerierbaren Abweichungen in der Höhenlage wurden jedoch bewusst erzeugt. Bei der Betondeckenherstellung tritt im Regelfall ein Absacken des Dübels nach unten auf, wenn entweder die Konsistenz des Betons sehr stark schwankt oder keine kontinuierlichen Rüttelzeiten im Oberbeton erreicht werden können. Daher sollten die Dübel im Großversuch planmäßig 20 mm zu tief eingebaut werden. Zur Gewährleistung einer exakten Höhenlage kamen vom Dübelhersteller mitgelieferte Dübelhalter zum Einsatz, wie sie auch bei der einlagigen Bauweise verwendet werden. Diese Dübelhalter gewährleisteten einen Abstand von der Unterseite der Betondecke zur Dübelachse von 100 mm, was der halben geplanten Betondeckendicke von 120 mm minus der zulässigen Abweichung von 20 mm entsprach. Bei der Herstellung der Betondecke wurde jedoch eine mittlere Deckendicke von 250 mm eingebaut, was zu einer weiteren Verschlechterung der Höhenlage führte. Im vorliegenden Fall betrug daraufhin die Abweichung der Höhenlage nach unten 25 mm, womit für den Versuch ungünstige Randbedingungen vorlagen.

Die eingebauten Dübel wurden aus der Serienproduktion entnommen und entsprechen den allgemeinen Anforderungen nach Ziffer 2.4.1.6 der ZTV Beton-StB 93 /3/. Die Dübel mit einem Durchmesser von 25 mm bestanden aus glattem Rundstahl und waren auf der gesamten Länge von 500 mm mit einer mindestens 0,3 mm dicken Kunststoffbeschichtung versehen. Die Dübelenden wiesen keine Grat- und eine glatte Oberfläche der Beschichtung auf. Die Farbe der Beschichtung war bei den Dübeln 1 bis 11 grau, nur Dübel 12 besaß eine rote Kunststoffbeschichtung, zurückzuführen auf eine Nachlieferung. Die Materialeigenschaften der beiden Beschichtungen waren jedoch laut Auskunft des Herstellers identisch.

Die Querscheinfuge wurde nach dem Erhärten des Betons durch zwei mit eingebaute ölhydraulische Kapselpressen zum Reißen gebracht. Ein Kerbschnitt wurde nicht ausgeführt. Diese Kapselpressen bestanden aus einem Metallrohr, das flachgedrückt und an den beiden Enden abgedichtet wurde. Eine entsprechende Ölkupplung machte das Aufspreizen der beiden hintereinander im Beton liegenden flachgedrückten Stahlrohre möglich und führte zu einer gesteuerten Rissbildung an der gewünschten Stelle. Die Kapselpressen waren jeweils 1,35 m lang und im flachen Zustand 46 mm hoch. Etwa entsprechend der Tiefe des in der Praxis ausgeführten Kerbschnittes von $0,3 \cdot h$ lag die Unterseite der Kapselpresse 72 mm unter der Oberseite der Betondecke. Grund für die gewählte Tiefenlage war zum einen die Übereinstimmung mit der Fugenkerbschnitttiefe, womit auch die Höhe des verbleibenden Rissquerschnittes und damit der Fläche mit Rissverzahnung der Realität entsprach. Zum anderen durften die Kapselpressen nicht zu tief liegen, da ein Ausbau nach dem Öffnen der Fuge nicht möglich war. Es war zu erwarten, dass die pulsierende Belastung der Fugenkonstruktion mit teilweise extrem kurzen Dübeleinbindelängen zu Betonausbrüchen über den Dübeln führt. Wäre die Kapselpresse in der Nähe der Dübel gelegen, so wäre dadurch der Ausbruchquerschnitt beeinträchtigt worden. Daher galt es die Unterseite der Kapselpresse möglichst weit von der Dübeloberkante weg in Richtung der Betondeckenoberfläche zu legen. Als Kompromiss der Überlegungen erschien die gewählte Lage der Kapselpresse von der Oberseite der Betondecke bis in eine Tiefe von 72 mm sinnvoll (Anlage 5.6).

Ein weiteres Problem stellte die Anordnung der Dübelhalter dar. Durch die in den frischen Beton mit eingebauten Kapselpressen wurde die 6,5 m lange und 3,25 m breite Betondecke in zwei gleichgroße, etwa quadratische Einzelplatten unterteilt, mit einer Fuge, die im Verlauf der Versuchsdurchführung weiter geöffnet werden konnte. Im Regelfall werden bei Verwendung von Dübelhaltern diese mittig unter der später geschnittenen Querscheinfuge eingelegt, um eine exakte Dübellage unter der Fuge zu erreichen. Die Querstäbe der Dübelhalter sind mittig durch entsprechende Einkerbungen sowie nachgiebige Ausbildungen so konstruiert, dass hierdurch die Rissbildung im Bereich der Fuge bei vor-schriftsmäßiger Dübellage nicht behindert wird. Durch die stark abweichende Dübellage im Versuch hätten jedoch die Querstäbe der Dübelhalter wie eine Ankerbewehrung im Bereich der zu öffnenden Fuge gewirkt. Aus diesem Grund wurden die Dübelhalter exzentrisch zur Fuge komplett in die südli-

che Platte gelegt und nur der auskragende Dübelteil ragte über die Fuge hinweg in die nördliche Platte ein (Anlagen 5.6 und 5.7).

5.1.6 Risserzeugung mit den Kapselpressen

Für den Versuch im Großprüfstand wurde in einem Arbeitsgang die gesamte Betonplatte mit der Größe 6,5 m mal 3,25 m betoniert. Die im geplanten Fugenbereich eingebauten Kapselpressen sollten eine gezielte Risssteuerung bewirken, indem man bereits im jungen Beton die Fuge durch das Aktivieren der Pressen zum Reißen gebracht hat. Um eine exakte Rissöffnung bestimmen zu können, wurden in den frischen Beton an der Fuge zwei Messbolzen miteingebaut, anhand derer mit einem Setzdehnungsmessgerät die Bewegung an der Fuge mit der Genauigkeit von 1/100 mm gemessen werden konnte. Die beiden Messbolzen wurden jeweils am östlichen und westlichen Plattenrand über die Fuge hinweg mit einem Abstand von ca. 250 mm angebracht (Abb. 5.4). Mit dem Setzdehnungsmessgerät INVAR 2500 konnte die Abstandsänderung der Messbolzen bestimmt werden.

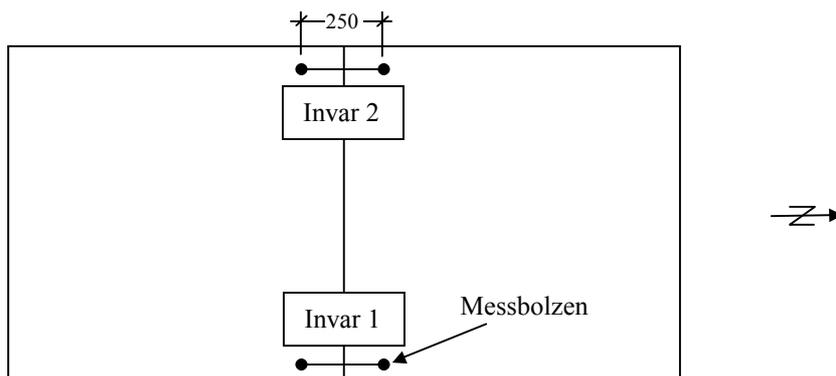


Abb. 5.4: Anordnung der Messbolzen zur Messung der Rissöffnung

Die Nullmessung erfolgte am Nachmittag des Betoniertages bei einem Betonalter von ca. 4 h und leicht angesteifter Betonoberfläche. 3 Tage nach Herstellung der Betondecke wurde der Riss erzeugt. Dazu mussten die beiden Kapselpressen an eine Hydraulikpresse angeschlossen werden. Langsam wurde der Öldruck in den Kapselpressen gesteigert und gleichzeitig kontrolliert, ob an der Oberfläche entweder ein sichtbarer Riss auftrat oder die Setzdehnungsmessgeräte ein Öffnen der Fuge anzeigten.

5.2 Messtechnische Ausrüstung

Die Verformungen des Deckensystems unter vertikaler Belastung wurden mit Induktivwegaufnehmern, Messuhren und Dehnmessstreifen gemessen. Die Messuhren zur Bestimmung der Absoluteinsenkungen wurden entlang der Fuge und senkrecht zur Fuge angebracht. Die Messuhren 1 bis 14 nahmen die Einsenkungen entlang der Ränder der gerissenen Querscheinfuge auf, indem jeweils südlich

und nördlich des Risses Messuhren mit der Skalenteilung 1/100 mm angebracht wurden. Damit konnten die Querbiegelinie und die absolute Einsenkungsdifferenz der beiden Plattenränder ermittelt werden. Zur Aufzeichnung der Längsbiegelinie mit Querscheinfugenkonstruktion in der Mitte der Platte wurden jeweils außerhalb der Belastungsflächen im östlichen Bereich die Messuhren 15 bis 22 und auf der westlichen Seite die Messuhren 23 bis 30 angebracht (Abb. 5.5). Als Messbasis für die Messuhren 1 bis 30 diente ein massiver Stahlrahmen, der auf Stahlstützen befestigt war, die wiederum auf der Stahlbetondecke der Prüfhalle standen. Eine dynamische Anregung der Messbasis bei der pulsierenden Belastung des Großprüfstandes konnte innerhalb des gewöhnlich messbaren Bereiches ausgeschlossen werden. Zusätzlich wurde über die Fuge hinweg die Relativbewegung der beiden Plattenränder zueinander mit den Messuhren 31 und 34 mit 1/1000 mm Skalenteilung gemessen. Die Uhren wurden abgelesen und die Werte in vorbereiteten Tabellen niedergeschrieben. Die Auswertung der Messuhrenableesungen erfolgte mit einem Tabellenkalkulationsprogramm.

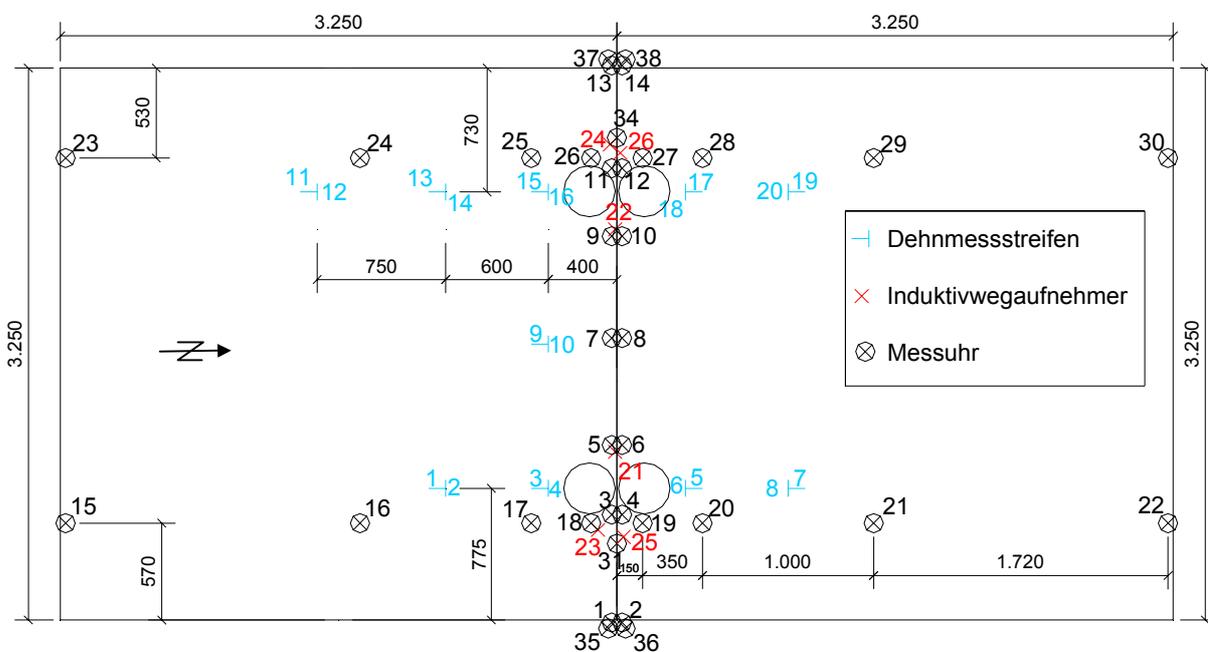


Abb. 5.5: Anordnung und Nummerierung der Messuhren, Induktivwegaufnehmer und DMS

Ferner wurden Induktivwegaufnehmer vom Typ W 10 der Fa. Hottinger-Baldwin angebracht, bei denen sich durch die Bewegung eines metallischen Taststiftes in einer Spule die Induktivität der Spule ändert. Die Änderung wird über eine Brückenschaltung gemessen und zu einer Weggröße umgerechnet. Die Ablesegenauigkeit liegt im Bereich von 1/10000 mm. Das Messen mit Induktivwegaufnehmern hat folgende Vorteile: große Genauigkeit, automatische Erfassung der Messwerte, Messungen unter statischer und dynamischer Belastung und die Möglichkeit der Geberanbringung an schwer zugänglichen Messstellen /36/. Die Induktivwegaufnehmer 21 und 22 erfassten zusätzlich zu den Messuhren 31 und 34 die Relativbewegung der beiden Plattenränder an der Querscheinfuge. Die Induktiv-

wegaufnehmer 23 und 24 waren am Messbasisrahmen befestigt und zeigten zur Kontrolle der Messuhrenablesungen die tatsächlichen Einsenkungen der Betondecke im Abstand von ca. 10 cm von der Fuge. Eine bislang unbekannte Messgröße lieferten die Induktivwegaufnehmer 25 und 26, die eine Relativbewegung zwischen Dübeloberseite und Betondeckenoberseite gemessen haben. Hierfür wurde im erhärteten Beton über den Dübeln 2 und 11 ein Loch mit einem Durchmesser von 10 mm gebohrt, das die Dübeloberfläche freilegte. In dieses Loch wurde ein verlängerter Messpin eingesetzt und mit einer Feder niedergehalten, um auch bei dynamischen Bewegungen den Kontakt zur Dübeloberseite zu garantieren.

Mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) vom Typ 100/120 LY 41 der Fa. Hottinger-Baldwin mit einer Länge von 100 mm wurden die Dehnungen an der Betondeckenoberseite gemessen. Die DMS gehören zu den wichtigsten und genauesten Längenmessverfahren, die aus einem dünnen elektrischen Leiter bestehen, der mäanderförmig auf einem dünnen Trägermaterial befestigt und allseitig nach außen isoliert ist. Im Regelfall werden die DMS direkt auf den geschliffenen Beton aufgeklebt. Damit wird die Längenänderung des Betons durch den Kleber und Träger auf den elektrischen Leiter übertragen, dessen Längenänderung zu einer Querschnittsveränderung führt und damit eine Änderung des elektrischen Widerstandes bewirkt /36/. Als Messprinzip wird der Zusammenhang zwischen der Dehnung (relative Längenänderung) eines elektrischen Leiters und seiner relativen Widerstandsänderung benutzt.

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \frac{\Delta l}{l}$$

Hierfür wird ein Proportionalitätsfaktor k benötigt, der die „Steilheit“ des DMS angibt /37/. Der k -Faktor ist eine Materialkonstante des DMS, die vom Hersteller angegeben wird. Bei den verwendeten DMS lag der k -Faktor bei 2,05. Um einen mehrdimensionalen Spannungszustand zu erfassen, wurden an jeder Stelle jeweils zwei DMS rechtwinklig zueinander angeordnet, wodurch sowohl Längs- als auch Querdehnungen gemessen werden konnten. Die Anordnung der 20 DMS ermöglichte es, die Dehnungen entlang der Fuge in Querrichtung anzutragen und zusätzlich im Lasteinleitungsbereich die Längsdehnungen bei einer Dübeleinsbindelänge von 4 cm und 8 cm zu registrieren.

Die Verformungen und Dehnungen wurden sowohl bei statischer als auch dynamischer Belastung aufgezeichnet. Die Ablesungen unter statischer Belastung erfolgten zunächst ohne Belastung der Betonplatte. Daraufhin wurden die beiden Betonplatten abwechselnd mit der Oberlast beaufschlagt und die Messuhren wieder abgelesen. Mit Hilfe der EDV wurde das statische Be- und Entlasten aufgezeichnet. Zusätzlich konnten während der pulsierenden Belastung die Schwingweiten an den Messuhren abgelesen und Aufzeichnungen unter dynamischer Belastung der DMS und Induktivwegaufnehmer festgehalten werden. Die Schwingweite gibt die Verformungsdifferenz zwischen Ober- und Un-

terlast an. Die mit Induktivwegaufnehmern und Dehnmessstreifen gemessenen elektrischen Größen wurden durch Trägerfrequenzmessbrücken ML 55 in Verbindung mit der Anzeige- und Bedieneinheit AB 22 der Fa. Hottinger-Baldwin verstärkt. Die Einstellungen der Messverstärkereinheit (AB 22 und ML 55) erfolgten mit Hilfe der entsprechenden Software der Fa. Hottinger-Baldwin "MGC Plus Assistent" und "Catman 2.2" von einem PC aus, der über eine Ethernetverbindung bzw. eine serielle oder parallele Schnittstelle den Transfer der Steuer- und Messdaten mit der Verstärkereinheit vollzog. Die Messsignale wurden mit einer Abtastrate von 100 Hz erfasst und auf der Festplatte oder einem anderen Speichermedium des PC abgelegt, als ASCII-Dateien gespeichert und konnten so entweder mit einer speziellen Software der Fa. Hottinger-Baldwin (HBM-Software) oder den üblichen Microsoft-Applikationen weiterverarbeitet und ausgewertet werden.

5.3 Belastungsvariationen

Die ZTV Beton sehen vor, dass bei stark belasteten Straßen in den Querscheinfugen einer Betondecke Dübel und in den Längsscheinfugen Anker eingebaut werden. Die Belastung der Versuchseinrichtung war so zu konzipieren, wie sie beim Überrollen von Querscheinfugen auftritt. Jedoch wäre ein Überrollen im Überrollprüfstand sehr zeitaufwendig und hätte zu keinen großen Lastwechselzahlen geführt. Auch die Plattenabmessungen waren nicht auf die Größe eines am Prüfamnt vorhandenen Überrollprüfstandes reduzierbar, wenn eine sinnvolle Anzahl an Dübeln und der Einfluss der Plattentragwirkung der Betondecke mit beachtet werden sollte. Es galt daher eine Versuchsvorrichtung aufzubauen, die möglichst wirklichkeitsgetreu im Großprüfstand des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München das Überrollen der Querscheinfuge durch ein LKW-Rad simuliert. Langwierige Überlegungen verbunden mit vielen Rücksprachen der Hersteller von Steuerungsgeräten für Prüfzylinder führten zur einer in München erstmals eingesetzten Reihenschaltung von zwei Prüfzylindern, die voneinander zeitabhängig gesteuert wurden. Diese beiden Zylinder drückten auf Stahlquerträger, die zu beiden Seiten der Fuge die Druckkräfte über je zwei kreisrunde Gummizwischenlagen mit einem Durchmesser von 300 mm in die Betondecke ableiteten. Der Abstand der beiden Lastflächenmittelpunkte eines Stahlquerträgers betrug 1,75 m, was als Abstand der beiden Räder einer Achse angesehen werden kann. Die Stahlquerträger stellten demnach die Achse des Fahrzeuges dar. Die kreisrunden Belastungsflächen reichten bis an die Querscheinfuge heran, die durch den bereits vorhandenen Riss an der Betondeckenoberfläche deutlich zu sehen war (Anlage 5.8). Ein Sicherheitsabstand der Lastflächen von ca. 20 mm vom Fugenrand wurde aber dennoch vorgesehen. Die Belastungsflächen lagen exakt über den Dübeln 3 und 10 (Abb. 5.3) und führten bei mittiger Lage der Prüfzylinder zu gleichen Beanspruchungen der Fugenkonstruktion für die unterschiedlichen Dübeleinbindelängen von 4 cm und 8 cm.

Das Problem lag in der Entwicklung einer Zylindersteuerung, die bei feststehenden Belastungsflächen ein Überrollen der Fugenkonstruktion praxisnah simuliert. Die neu angeschaffte Steuerungstechnik ermöglichte es, den ersten Prüfzylinder zu belasten und, abhängig von der Laststellung des ersten Zylinders, zu jeder beliebigen Zeit den zweiten Prüfzylinder zu bedienen. Um zu einer wirklichkeitsähnlichen Belastung der Fuge mit zwei Lasteinleitungsflächen links und rechts der Fuge zu gelangen, musste bei einer Fahrt von links nach rechts zunächst eine lineare Belastungssteigerung der linken Belastungsfläche bis zur ganzen Radlast vorgenommen werden. Bei voller Last wird die Position des Rades direkt an der Fuge auf der linken Platte simuliert. Der Lastübergang von der linken Platte auf die rechte Betonplatte geschah steuerungstechnisch insofern, als die Last des linken Prüfzylinders linear weggenommen und gleichzeitig die Last des rechten Prüfzylinders gesteigert wurde. Eine Überlagerung der linken und rechten Prüfzylinderlasten ergab eine gleichbleibende konstante Oberlast, die der Radlast entsprach. War der linke Prüfzylinder entlastet und der rechte Prüfzylinder unter voller Belastung, so stand das Rad rechts der Fuge. Daraufhin wurde der rechte Prüfzylinder wieder linear entlastet, was dem Wegrollen des Rades entsprach. Der linke Prüfzylinder blieb währenddessen unbelastet. Diese Belastungsfolge entsprach etwa der Überrollung eines Rades und begann wieder mit der Belastung des linken Prüfzylinders zu einem Zeitpunkt, als beide Prüfzylinder mit der Unterlast beaufschlagt waren (Abb. 5.6).

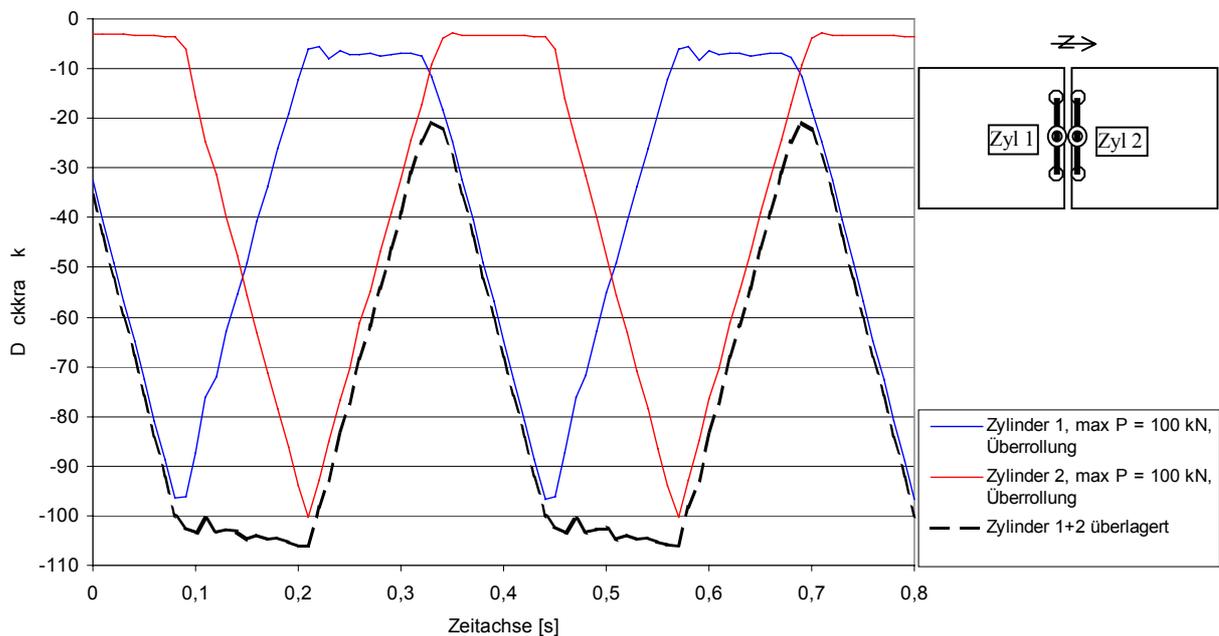


Abb. 5.6: Laststeuerung der beiden Prüfzylinder bei der Simulation des Überrollens der Querscheinfuge mit einer 100 kN Achse

Aus versuchstechnischen Gründen konnte die Unterlast der beiden Zylinder nicht bis 0 kN reduziert werden, da sonst eine Entlastung der Belastungsflächen aufgetreten wäre und bei lastabhängiger Zylindersteuerung die Prüfzylinder sehr schnell abheben könnten und schlagartige Belastungen erzeugt

hätten. Aufgrund der sehr hohen Lasten und der hohen Belastungsfrequenz konnte auch die Oberlast von jeweils 100 kN nicht genau angesteuert werden, sondern musste mit gewissen Differenzen hingenommen werden. Als Widerlager zur Einleitung der Lasten diente ein massiver Stahlträgerrahmen der Prüfhalle, der jedoch aufgrund seiner elastischen Materialeigenschaften bei einer Belastungsfrequenz von 2,78 Hz in starkem Maße zum Schwingen angeregt wurde. Die Summe der beiden Lasten aus Zylinder 1 und 2 zeigt, dass die maximale Achslast des simulierten Belastungsfahrzeuges von 100 kN etwa eingehalten wurde. Die relativ konstante Oberlast von 100 kN wurde etwa 0,12 s gehalten, was der Zeit entspricht, die das Rad zum Überfahren der Fuge benötigt. Nimmt man einen Kontaktdruck des LKW-Reifens von $p = 0,7 \text{ N/mm}^2$ an, so erhält man einen Belastungskreisradius a der Belastungsfläche von

$$a = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}} = \sqrt{\frac{50.000}{\pi \cdot 0,7}} = 150,8 \text{ mm}.$$

Aus der Größe des Belastungskreisdurchmessers und der konstanten Lasteinwirkungszeit von 0,12 s ergibt sich eine Geschwindigkeit des überfahrenden LKW von $V = 9 \text{ km/h}$. Diese Geschwindigkeit erscheint zunächst relativ niedrig, führt aber zu sehr ungünstigen Beanspruchungen, da bei niedrigen Frequenzen keine erhöhte Steifigkeit aufgrund eines dynamischen E-Moduls auftritt.

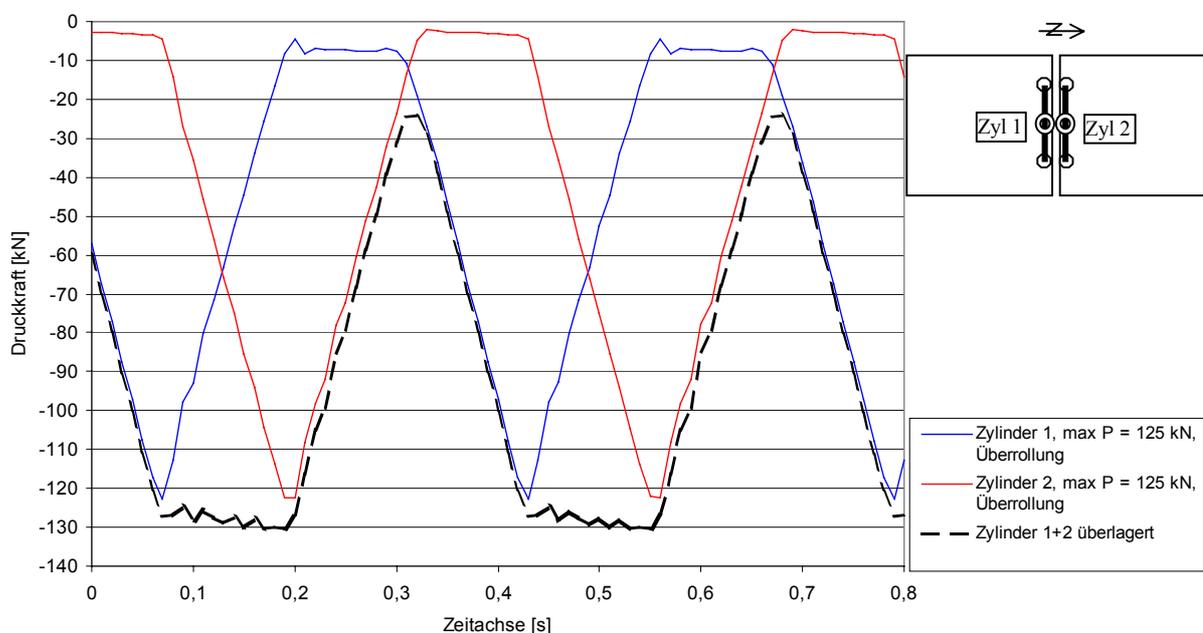


Abb. 5.7: Laststeuerung der beiden Prüfzylinder bei der Simulation des Überrollens der Querscheinfuge mit einer 125 kN Achse

In einer zweiten Versuchsphase wurde lediglich die Oberlast der beiden Prüfzylinder auf 125 kN erhöht, womit ein dynamischer Zuschlagsfaktor an der gesamten Lastachse von 1,25 eingerechnet bzw. eine 1,25-fache Überladung der 10 t-Achse berücksichtigt wurde (Abb. 5.7). In Deutschland ist für die zwillingsbereifte Antriebsachse eines Fahrzeuges die 11,5 t-Achse zugelassen, in Frankreich wird mit 13 t-Achsen gefahren. Mit der Steigerung der Oberlast auf 125 kN trug man somit auch einer zukünftig möglichen Erhöhung der Achslasten Rechnung.

Die theoretische Betrachtung der Dübelbeanspruchung zeigt, dass bei der Belastung des linken Prüfzylinders erst die linke Platte nach unten gedrückt wurde und die Dübel mit steigender Last auf Abscheren beansprucht wurden, bis bei Erreichen der Oberlast die maximale Scherbeanspruchung des Dübels vorlag und somit eine maximale Beanspruchung des dübelnahen Betons auftrat. Zu diesem Zeitpunkt stieg bereits die Last des rechten Prüfzylinders bei abfallender linker Zylinderkraft an und reduzierte die Scherbeanspruchung des Dübels bis zu dem Zeitpunkt, bei dem sich die rote und blaue Linie kreuzen, was einer Laststellung ohne Querkraftübertragung entspricht. Dann stieg die Beanspruchung wieder mit geändertem Vorzeichen, so dass die Einsenkung der rechten Platte durch das „Mitziehen“ der linken Platte aufgrund der Querkraftübertragung vermindert wurde. Dies entsprach auch der tatsächlichen Beanspruchung des Dübels.

Eine schärfere Scherbeanspruchung stellt eine weitere Lastkombination, genannt „Wechselast“, dar, mit welcher der Großversuch am Ende der Versuchsdurchführung beaufschlagt wurde (Abb. 5.8).

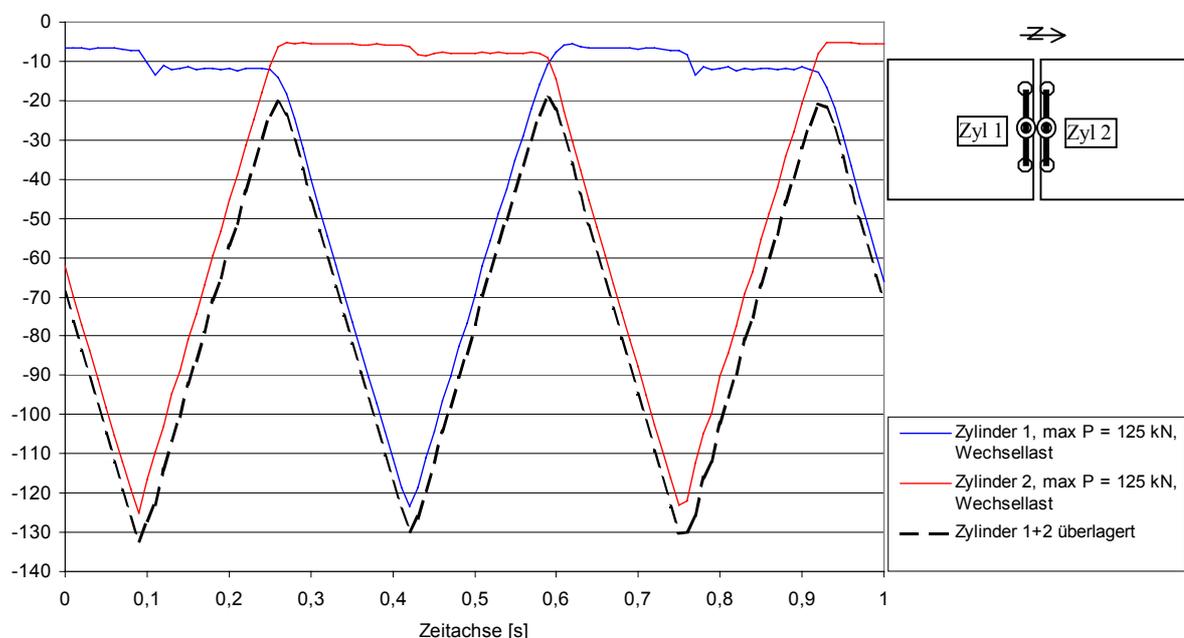


Abb. 5.8: Laststeuerung der beiden Prüfzylinder bei der Simulation einer Wechselast an der Querscheinfuge mit einer 125 kN Achse

Diese Wechsellast brachte jeweils eine Belastung der linken Platte mit einer vollen Querkraftübertragung durch die Dübel auf die rechte Platte. Nach dem Wegnehmen der gesamten Last auf der linken Seite wurde die rechte Betonplatte belastet, was zu einer Querkraftübertragung durch die Dübel auf die linke Platte führte. Auch diese Lastkombination wurde mit der relativ hohen Achslast von 125 kN gefahren. In der Praxis bedeutet eine derartige Belastung, dass ein Fahrzeug auf der linken Seite bis an die Fuge heranrollt und sofort mit gleicher Geschwindigkeit wieder wegfährt. Anschließend passiert gleiches rechts der Fuge. Dieses Heranrollen erfolgt einmal von links, einmal von rechts, ohne dass dabei die Fugenkonstruktion überfahren wird. Für die Dübel und die damit verbundene Querkraftübertragung stellt dies die schärfste Beanspruchung dar.

5.4 Versuchsdurchführung und Beschreibung der einzelnen Versuchsphasen

Die Versuchseinrichtung mit Querscheinfuge in der Mitte des Betonplattenaufbaues wurde bei der Versuchsdurchführung mehreren Belastungsvariationen (Ziffer 5.3) bei unterschiedlichen Fugenöffnungsweiten unterzogen. Die Aufzeichnung der Messgrößen erfolgte nicht kontinuierlich, sondern die Prüfzylinder wurden immer wieder angehalten, um neben den punktuellen Aufzeichnungen bei dynamischer Belastung auch Ablesungen der Messuhren bei statischer Belastung durchführen zu können. Jede Versuchsphase begann mit einer Nullmessung und endete mit einer Schlussmessung. Dazwischen wurden je nach Größe der zu erwartenden Verformungssteigerung mehrere Messreihen unter statischer und dynamischer Belastung aufgezeichnet. Bei jeder Messung wurden insgesamt 38 Messuhren abgelesen, 20 DMS und 6 Induktivwegaufnehmer registriert. Die Ablesung der Messuhren unter dynamischer Belastung gibt die Verformung bei Oberlast und Unterlast an. Die Differenz der beiden Messwerte entspricht der Schwingweite der jeweiligen Messuhr. Bei den Messuhrenablesungen unter statischer Belastung wurden zunächst alle Messuhren bei vollständiger Entlastung der Belastungsflächen abgelesen. Daraufhin wurden einmal der linke Prüfzylinder und anschließend der rechte Prüfzylinder mit der Oberlast beaufschlagt und jeweils alle Messuhren abgelesen. Die Dehnungsmessungen und induktiven Wegmessungen erfolgten elektronisch über einen bestimmten Zeitraum als dynamische Messung. Bei der Aufzeichnung unter statischer Druckkraft wurde jeweils während des Belastens und Entlastens durch die beiden Prüfzylinder gemessen und in gesonderten Dateien gespeichert.

5.4.1 Fugenüberrollung bei geschlossener Fuge mit 100 kN Oberlast

Zunächst wurde die Fugenkonstruktion im jungen Beton durch zwei eingebaute Kapselpressen zum Reißen gebracht. Aufgrund von Temperaturspannungen und Betonschwinden entstand zwar eine messbare Rissweite; es kann jedoch von einer annähernd „geschlossenen Fuge“ ausgegangen werden.

Die geschlossene Fuge besaß zum einen durch die Verdübelung der Fugenkonstruktion und zum anderen wegen der noch voll wirksamen Rissverzahnung der beiden Plattenränder einen hohen Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung. Diese voll wirksame Rissverzahnung ist bei Betonstraßen in den ersten Jahren der Liegedauer vorwiegend in den Sommermonaten vorhanden, wenn aufgrund der temperaturbedingten Ausdehnung der Betondecke die Fuge geschlossen ist. Die Versuche begannen bei „geschlossener Fuge“ mit einer Rissöffnung von im Mittel 0,57 mm an der Oberseite der Betondecke. Da die Rissweite zunächst ohne Belastung durch die Prüfzylinder gemessen wurde, war davon auszugehen, dass keine großen Verwölbungen der Platte vorlagen und die Rissöffnung über die Dicke der Betondecke etwa gleich groß war. Eine Rissöffnung dieser Größenordnung tritt im Betonstraßenbau sehr häufig auf und darf als Fugenkonstruktion mit Rissverzahnung angenommen werden. Die Belastung erfolgte als Überrollungssimulation mit 100 kN Oberlast. In der ersten Versuchsphase wurden insgesamt 1,69 Mio. Überrollungen der Fugenkonstruktion aufgebracht und mehrere Messwertaufzeichnungen unter statischer und dynamischer Belastung durchgeführt.

5.4.2 Fugenüberrollung bei geöffneter Fuge mit 100 kN Oberlast

In den Wintermonaten und nach längerem Schwinden öffnet sich in situ die Fuge und die Querkraftübertragung erfolgt unter Umständen nur noch von den Dübeln. Der Übergang der Querkraftübertragung auf die Dübel geschieht nicht plötzlich, da die Rissverzahnung allmählich abnimmt (immer weniger Rissspitzen haben noch Kontakt zur Nachbarfläche). Die Rissspitzen werden dabei abgeschliffen. Am Ende der Liegedauer einer Betondecke sind die Rissflanken der beiden Plattenseiten im Regelfall relativ stark abgeschliffen und die Querkräfte werden auch bei geschlossener Fuge hauptsächlich durch die Dübel übertragen. Die Wintermonate sind für die Dübelbeanspruchung der ungünstigste Zustand.

Zum Öffnen der Fuge wurden die beiden Kapselpressen wieder an die Hydraulikpressen angeschlossen, was bei langsamer Drucksteigerung in den Kapselpressen eine gleichmäßige Öffnung der Fuge mit sich brachte. Nach dem Ablassen des Öldruckes in den Hydraulikpressen wurde die Rissweite gemessen. Im Mittel betrug die Rissöffnung an der Oberseite der Betondecke nach dem Öffnen 3,2 mm. Die Belastung entsprach der Überrollungssimulation der Fuge bei einer Achslast von 100 kN. In dieser Versuchsphase wurden weitere 1,87 Mio. Überrollungsvorgänge aufgebracht und über die Versuchsdauer verteilt 11 Messungen durchgeführt.

5.4.3 Fugenüberrollung bei geöffneter Fuge mit 125 kN Oberlast

Nach insgesamt 3,56 Mio. Lastwechseln aus den beiden ersten Versuchsphasen waren keine Schäden oder gravierende Veränderungen bei den Messwerten erkennbar, die auf ein Versagen der Verdübe-

lung hindeuten würden. Auf der sicheren Seite liegend wurden bei einer Fugenöffnung von über 3 mm bisher 1,89 Mio. Überrollungen simuliert.

Um eine Lockerung der Dübeleinbindung oder größere Relativbewegungen an der Fuge zu erhalten, wurde die Oberlast auf 125 kN gesteigert, was einer 12,5 t-Achse entspricht und mit einer gesteigerten Achslast begründbar ist. Die Fugenöffnung blieb unverändert und es wurden weitere 1,66 Mio. Überrollungen aufgebracht. Die Versuchsphase wurde anhand von 6 Messreihen dokumentiert. Von Beginn der Versuchsphase bis zum Ende nach insgesamt 5,22 Mio. Überrollungen der Fuge konnten zwar Verformungszunahmen in den Messgrößen erkannt werden, zurückzuführen auf die erhöhte Oberlast, eine gravierende Dübellockerung oder ein Versagen der Querscheinfuge trat aber nicht auf.

5.4.4 Wechsellast bei geöffneter Fuge mit 125 kN Oberlast

Ein Überdenken der vorhandenen Laststeuerung im Hinblick auf eine Verschärfung der Fugenbelastung führte zu einer wechselseitigen Belastung der beiden Prüfzylinder mit 125 kN Oberlast. Diese Belastung war zwar nicht praxisrelevant, steigerte aber die Beanspruchung der Dübel. 3,08 Mio. Belastungen durch die beiden Druckzylinder brachten gewisse Steigerungen der Verformungen mit sich, führten aber immer noch zu keinem Versagen oder zu Ausbrüchen an der Betondecke. Im Verlauf der vierten Versuchsphase erfolgten neun vollständige Messwertaufzeichnungen. Nach insgesamt 8,3 Mio. Lastwechseln wurde der Versuch beendet.

5.5 Auswertung der Versuchsergebnisse

Für die Ergebnisdarstellung wurden jeweils die ersten und letzten Messungen der jeweiligen Versuchsphasen verwendet. Bei den Messungen unter dynamischer Belastung wurde die Simulation der Fugenüberrollung nach 5,22 Mio. Belastungen eingestellt und eine wechselseitige Last aufgebracht. Diese Wechsellast fällt aber in den Zeit-Weg-Diagrammen mit dynamischer Belastung durch einen stark unterschiedlichen Kurvenverlauf auf, weshalb bei Versuchsende nach 8,3 Mio. Belastungen erneut für kurze Zeit die Belastungsabfolge zur Erzeugung einer Fugenüberrollung mit der 125 kN Achse eingestellt wurde. Dieser Kurvenverlauf bei Versuchsende ist dem Verlauf aus den vorangegangenen Versuchsphasen ähnlich und zeigt eventuelle Veränderungen in den Messgrößen zwischen 5,22 Mio. und 8,3 Mio. Lastwechseln.

5.5.1 Absolute Einsenkungen im Fugenbereich

Mit Hilfe der induktiven Wegaufnehmer 23 und 24 wurden die absoluten Einsenkungen ca. 10 cm südlich (links) der Fuge gemessen. Der Geber 23 befand sich im östlichen Teil der Platte bei einer Dübeleinbindelänge von 8 cm und der Geber 24 im westlichen Teil mit einer Dübeleinbindelänge von 4 cm (Abb. 5.5). Wurde die Last des rechten Prüfzylinders (Zylinder 2) linear mit einer Geschwindigkeit von 10 kN/s von 0 kN auf 100 kN gesteigert, so erhielt man eine mittlere Einsenkung von 0,50 mm bei 8 cm Dübeleinbindelänge und von 0,47 mm bei 4 cm Einbindelänge. Ähnlich verhielt es sich bei der Belastung mit 125 kN. Auch hier war die Einsenkung im östlichen Bereich mit 8 cm Dübeleinbindelänge mit im Mittel 0,57 mm größer als bei 4 cm Einbindelänge mit einer Einsenkung von durchschnittlich 0,53 mm (Anlage 5.9). Die Unterschiede in den Absoluteinsenkungen sind auf die unterschiedlichen Auflagerungsbedingungen der Betonplatte zurückzuführen. Der östliche Bereich mit 8 cm Dübeleinbindelänge brachte etwa eine um 0,06 mm größere Einsenkung durch die weichere Bettung dieser Plattenseite (Ziffer 5.1.1). Zu- oder Abnahmen der absoluten Einsenkungen im Laufe der Versuchsdauer sind nicht zu erkennen. Die geringfügigen Schwankungen der Messergebnisse sind ebenso auf die Auflagerungsbedingungen der neuen Betondecke zurückzuführen. Zu Beginn der ersten und der zweiten Versuchsphase sind um etwa 0,05 mm größere Einsenkungen gemessen worden, als dies am Ende der jeweiligen Phase der Fall war. Ausschlaggebend dafür dürfte zu Beginn ein gewisses „Einfahren“ der Prüfkörper mit anfänglichen Setzungen der Betonplatte gewesen sein, was durch die Lagerung auf dem Geotextil erklärbar ist.

Vor der zweiten Versuchsphase wurde die Fuge geöffnet. Durch das Auseinanderschieben der beiden Betonplattenhälften kam es zunächst zu geringfügigen Abhebungen der gesamten Betonplatte, was sich mit fortdauernder Versuchsdurchführung wieder relativierte. Auffallend gleichmäßig zeigten sich die Einsenkungen unter statischer Belastung sowohl am Geber 23 als auch am Geber 24 bei einer Oberlast von 125 kN. Die auftretenden Schwankungen bewegten sich im Rahmen der Messgenauigkeit von $\pm 0,01$ mm und sind somit vernachlässigbar (Anlage 5.9).

Ähnliche Eigenschaften zeigen die Zeit-Weg-Diagramme aus den Verformungsmessungen unter dynamischer Belastung. Die Schwingweiten waren aufgrund der hohen dynamischen Belastung und der tatsächlich vorhandenen Unterlast zwar etwas geringer, zeigten aber ebenso keine gravierenden Veränderungen in den Messgrößen mit zunehmender Versuchsdauer. Die Schwierigkeit beim Erstellen der Verformungskurven lag darin, dass jede Messwertaufzeichnung bei einer anderen Zylinderdruckkraft begann und somit für ein aussagekräftiges Diagramm in der Zeitachse zu synchronisieren war. Bei der Auswertung war der Startpunkt der Lastkurven bei jeder Messung so zu wählen, dass beide Prüfzylinder sich im Bereich der Unterlast befanden. Als auffallend stellte sich noch heraus, dass beim Übergang der Last von der linken auf die rechte Platte die Einsenkungen der linken Platte am Fugenrand etwas geringer wurden, was sich aus der Relativbewegung der beiden Fugenränder zueinander

ergab. Deutlicher zeigte sich dies bei der Wechsellast. Hier lieferte die Belastung durch den linken Prüfzylinder wenige hundertstel Millimeter größere Einsenkungen als die Belastung der rechten Seite. Ferner stellte sich heraus, dass die relative Bewegung der beiden Fugenränder auf der westlichen Seite mit 4 cm Dübeleinsbindelänge (Geber 24) stärker ausgeprägt war, als bei einer Dübeleinsbindelänge von 8 cm (Anlage 5.10).

5.5.2 Relativbewegung zwischen linkem und rechtem Fugenrand

Zur Beurteilung der Wirksamkeit einer Fugenkonstruktion und deren Querkraftübertragung wird in der Praxis häufig die Bewegung der beiden Plattenränder an der Fuge herangezogen. Als Maß für die Wirksamkeit der Querkraftübertragung wurde der Wirksamkeitsindex W mit der Formel nach Sutherland und Teller eingeführt /6/.

$$W = \frac{2 \cdot y_{nb}}{y_{nb} + y_b} \cdot 100 [\%]$$

y_{nb} : Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes

y_b : Einsenkung des belasteten Fugenrandes

Bei einem Wirksamkeitsindex von 100 % entspricht die Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes der des belasteten Fugenrandes und somit beträgt die Querkraftübertragung 50 %. Ein Wirksamkeitsindex von 0 % entspricht auch einer Querkraftübertragung von 0 % und somit einer Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes von null. In Abhängigkeit von der Einsenkung des freien Plattenrandes nach Westergaard und dem Wirksamkeitsindex kann die Einsenkung am Rand einer verdübelten Fuge folgendermaßen bestimmt werden /38/.

$$y_{\text{Fuge}} = y_{\text{Rand}} \cdot \left(1 - \frac{W}{200}\right)$$

Im Großversuch wurden neben den absoluten Einsenkungen an der Fuge auch die Relativbewegungen der Fugenränder gemessen. Dieser Wert entspricht der Differenz zwischen der Einsenkung des belasteten und unbelasteten Fugenrandes. Je höher diese Differenz gemessen wird, umso schlechter ist der Wirksamkeitsindex der Fugenkonstruktion und damit die Querkraftübertragung.

Geber 21 gab die Relativbewegung an der Ostseite der Fuge bei 8 cm Dübeleinsbindelänge an, während mit Geber 22 die westliche Plattenseite mit 4 cm Einbindelänge gemessen wurde. Die Belastungsaufzeichnungen der Messgrößen unter statischer Belastung von Geber 21 mit 8 cm Dübeleinsbindung lie-

ferten unmittelbar nach dem Öffnen der Fuge auf ca. 3 mm sehr kleine Relativbewegungen mit maximal 0,036 mm. Dieser größte Wert der relativen Platteneinsenkung der rechten Platte gegenüber der linken Platte bei Belastung rechts der Fuge trat nach 1,69 Mio. Belastungen direkt nach dem Öffnen der Fuge auf. Nach 8,3 Mio. Belastungen betrug die Relativbewegung zwischen der Unterlast 0 kN und der Oberlast 125 kN aufgrund von Anpassungseffekten nur noch 0,007 mm. Auch hier zeigt sich, dass durch das Öffnen der Fuge die Auflagerungsbedingungen zunächst verändert wurden und somit zu ungünstigeren Ergebnissen führten. Allgemein war jedoch keine Zunahme der Relativbewegung mit steigender Überrollungszahl vorhanden und somit ist auch keine Verschlechterung des Wirksamkeitsindex einer Querscheinfugenkonstruktion mit einer Dübeleinsbindelänge von 8 cm nach 8,3 Mio. Lastwechseln erkennbar (Anlage 5.11).

Ein anderes Ergebnis bringt die Auswertung von Geber 22 bei statischer Belastung des rechten Prüfcylinders und einer Dübeleinsbindelänge von 4 cm. Zu Beginn der Versuchsdurchführungen ergaben sich sowohl bei der größeren als auch bei der kürzeren Dübeleinsbindelänge Relativbewegungen von etwa 0,02 mm. Nach der Fugenöffnung stieg auf der Seite mit 4 cm Einbindelänge das Maß auf 0,035 mm an. Auch hier dürfte die Ursache in den veränderten Auflagerungsbedingungen liegen. Im Unterschied zu Geber 21 stieg aber die Relativbewegung an der Fugenkonstruktion mit 4 cm Dübeleinsbindelänge mit zunehmender Lastwechselzahl weiter an. Bei einer statischen Oberlast von 125 kN konnten nach 3,56 Mio. Überrollungen Verformungsdifferenzen von 0,041 mm gemessen werden, die nach 8,3 Mio. Belastungen der Fugenkonstruktion auf 0,073 mm anstiegen. Dies entspricht einem Wirksamkeitsindex von 94 %. Trotz sehr kleiner Verformungen zeigt sich deutlich eine Zunahme der Relativbewegung an der Fuge mit zunehmender Lastwechselzahl (Anlage 5.11).

Diese Erkenntnisse konnten auch aus den Messwertaufzeichnungen unter dynamischer Belastung abgelesen werden. Geber 21 (8 cm Dübeleinsbindelänge) lieferte nach dem gesamten Prüfdurchgang bei einer Oberlast von 125 kN eine Schwingweite von etwa 5/1000 mm. Diese Schwingweite war zu Beginn des Versuches selbst bei der geringeren Oberlast geringfügig höher, was mit den Auflagerungsbedingungen der Platte zusammenhing. Die Relativbewegungen unter dynamischer Belastung von Geber 22 (4 cm Dübeleinsbindelänge) zeigen die Zunahme der Messwerte mit fortschreitender Versuchsdurchführung. Die Schwingweite der Relativbewegung unter dynamischer Belastung ist vergleichbar mit der Messung unter statischer Belastung und lag am Ende des Versuches bei etwa 0,08 mm bei einer Oberlast von 125 kN (Anlage 5.12).

5.5.3 Relativbewegung zwischen Dübel und Oberseite Betonplatte

Zur Bestimmung der Dübelbewegung relativ zum umgebenden Beton waren spezielle Vorkehrungen zu treffen. Im Abstand von ca. 2 cm von der Fuge wurde auf die Dübel 2 und 11 eine senkrechte Bohrung mit 10 mm Durchmesser eingebracht, die von der Betonoberseite bis zur Dübeloberseite reichte.

Beim Bohren war darauf zu achten, dass ein Anbohren des Dübels weitgehend vermieden wurde und nur die Beschichtung des Dübels entfernt wurde. Die Schwierigkeit beim Bohren lag darin, dass die Dübellage sehr exakt eingemessen werden musste, sich beim Betoniervorgang keine Horizontalverschiebungen der Dübel ergaben und die Bohrung völlig senkrecht anzubringen war.

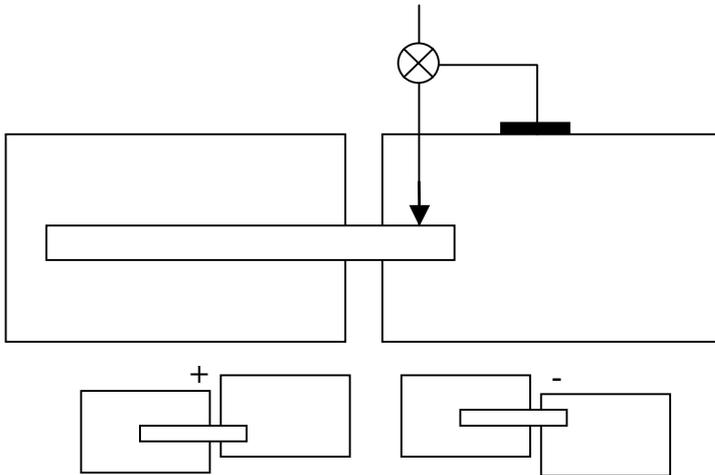


Abb. 5.9: Messeinrichtung für Induktivwegaufnehmer 25 und 26

Die Bohrung erfolgte mit flacher Bohrkronen, damit dort eine möglichst plane Oberfläche des Dübels erzeugt werden konnte. Auf diese Oberfläche wurde ein Induktivwegaufnehmer aufgesetzt, der zusätzlich mit Federn niedergehalten wurde, um bei den Verformungen unter dynamischer Belastung keine Abhebungen der Berührungspunkte zwischen Induktivwegaufnehmer und Stahloberfläche zu erhalten. Als Messbasis für die Relativbewegung diente die Betonoberfläche der rechten Plattenhälfte. Somit erhielt man die relative Bewegung zwischen Betonoberfläche und plangebohrter Oberfläche am kurzen Ende des in die rechte Platte einkragenden Dübels (Abb. 5.9). Geber 25 registrierte die Relativbewegungen am Dübel 11 bei einer theoretischen Einbindelänge von 8 cm. Die statische Belastung der rechten Platte lieferte negative Messwerte, was einer Verkürzung des Weges zwischen rechter Plattenoberseite und Dübeloberfläche entsprach. Die Messgrößen lagen zwar in einer Größenordnung von wenigen tausendstel Millimetern, jedoch zeigt Anlage 5.13 eine Zunahme der Relativbewegung mit steigender statischer Belastung. Auffallend waren die Verformungen zu Beginn der Versuchsreihe, die annähernd Werte erreichten, wie sie auch nach 5,22 Mio. Belastungswechseln gemessen wurden. Bei einer statischen Belastung der rechten Plattenseite von 125 kN bewegte sich der Dübel relativ zu Betonoberfläche dabei 0,003 mm nach oben. Berücksichtigt man eine Dicke der Kunststoffbeschichtung von 0,3 mm, so kann man davon ausgehen, dass die gemessenen Werte auf eine Verdrückung entsprechend 1 % der Dicke der Kunststoffbeschichtung im Bereich nahe der Fuge zurückzuführen sind. Veränderungen über die Dauer des Versuches waren im Rahmen der Messgenauigkeit und der Versuchsrandbedingungen nicht zu erkennen.

Sehr viel ausgeprägter ließ sich dieses „Lockern“ des Dübels am Dübel 2 mit theoretisch 4 cm Einbindelänge feststellen. Hier lagen die Relativbewegungen bei statischer Belastung der rechten Plattenseite von zu Beginn 100 kN bei etwa 0,01 mm und stiegen mit steigender Lastwechselzahl auf ca. 0,03 mm bei Versuchsende an, jedoch mit einer statischen Oberlast von 125 kN. Diese Verformungen waren um etwa den 10-fachen Wert höher als beim Dübel mit 8 cm Einbindelänge, betrug aber immer noch nur etwa 10 % der Dicke der Beschichtung, die sowohl an der Dübeloberseite als auch an der Unterseite des Dübels verdrückt werden konnte. Durch die kürzere Einbindelänge kam es zu höheren Druckspannungen im Kunststoff und somit zu höheren Verformungen (Anlage 5.13). Die Zunahme der Relativbewegung mit steigender Belastungsanzahl ist auf die elastisch-plastischen Materialeigenschaften der Kunststoffbeschichtung zurückzuführen, die zu einer bleibenden Verdrückung des Kunststoffes führten. Ein Ausbrechen oder lokales Versagen des Betons im den Dübel umgebenden Bereich hätte zu wesentlich größeren Verformungen geführt. Die graphische Darstellung der Messergebnisse von Geber 25 und 26 aus dynamischer Belastung zeigt im wesentlichen ähnliche Verformungsverläufe wie bei statischer Belastung. Bei Geber 26, der die Relativbewegung zwischen Dübel und Beton bei einer Einbindelänge von 4 cm lieferte, fiel bei der wechselseitigen Belastung am Ende des Versuches auf, dass die Belastung rechts der Fuge etwas größere Relativbewegungen erzeugte, als die Belastung der linken Plattenhälfte (Anlage 5.14). Die unterschiedlichen Relativbewegungen zeigen, dass eine Belastung derjenigen Seite mit der kürzeren Dübeleinbindelänge größere Verformungen hervorruft und somit zu einer rascheren Schädigung führt. Aus diesem Grund wurde für die Messwertaufzeichnung unter statischer Belastung im Regelfall nur die Belastung der rechten Plattenhälfte mit der kürzeren Dübeleinbindelänge dargestellt.

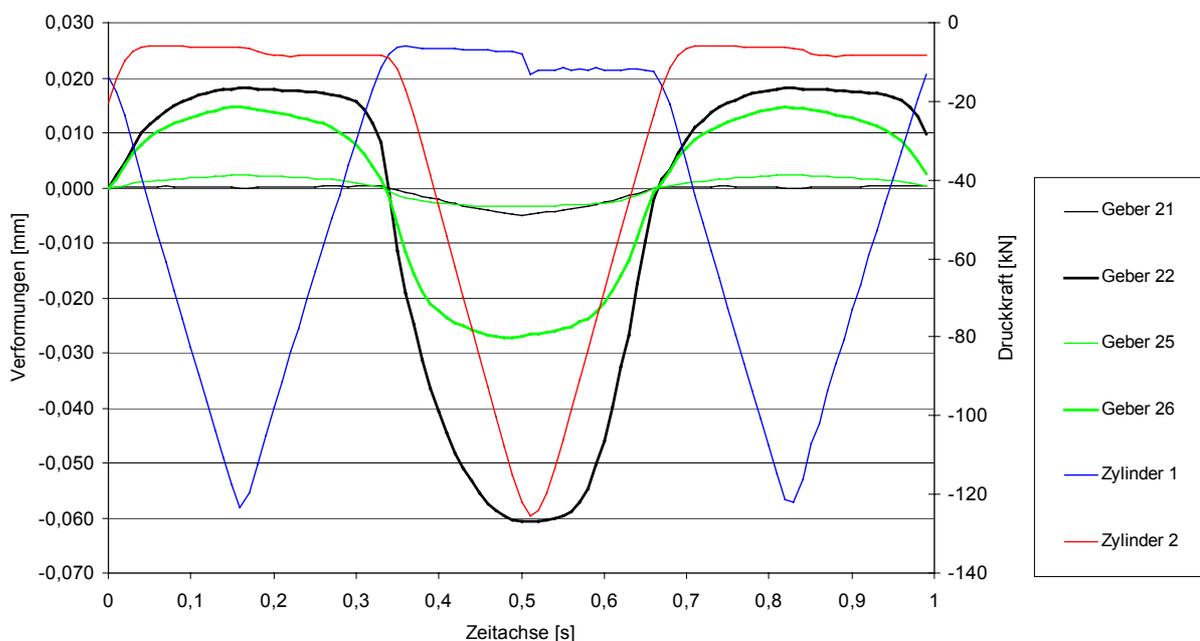


Abb. 5.10: Vergleich der Verformungen nach 8,3 Mio. Belastungen bei wechselseitiger dynamischer Belastung mit 125 kN Oberlast. Messergebnisse bei 4 cm (Geber 22,26) und 8 cm (Geber 21,25) Einbindelänge

Abbildung 5.10 zeigt einen Vergleich der Verformungen nach 8,3 Mio. Belastungen bei wechselseitiger Belastung. Die rote und blaue Linie markieren die Steuerung der beiden Prüfzylinder, die anderen Linien lassen den Unterschied der Verformungen nach identischer Belastungshäufigkeit erkennen. Sowohl die vertikalen Relativbewegungen der beiden Fugenränder, als auch die Relativbewegung zwischen Dübel und Beton fiel bei der kürzeren Einbindelänge wesentlich ausgeprägter aus als dies bei der theoretischen Einbindelänge von 8 cm der Fall war.

Es ist also festzustellen, dass größere Dübeleinbindelängen zu geringeren Relativbewegungen an der Fugenoberseite bzw. zwischen Dübel und Beton führen. Geringere Bewegungen bedeuten geringere Spannungen im umgebenden Beton und somit eine größere Sicherheit gegen ein Lockern oder Ausbrechen des Dübels im Beton.

5.5.4 Platteneinsenkungen

Mit Hilfe zahlreicher Messuhren entlang mehrerer Messachsen war es möglich, die Biegelinien in Längs- und Querrichtung anzutragen. In Längsrichtung lässt die Biegelinie der beiden Betonplattenhälften sehr schön den Versatz an der mittig angeordneten Querscheinfuge bei einer absoluten Einsenkung von etwa 0,5 mm erkennen. Es ist jedoch zu beachten, dass alle Werte aus Messuhrenablesungen unter statischer Belastung resultieren, die im Rahmen der Messgenauigkeit zu betrachten sind. Die Messuhren, die mit einer Genauigkeit von 0,01 mm abgelesen werden, führen zu einem theoretischen Ablesefehler von dem doppelten Wert. In Kenntnis dieser Maßabweichungen sind auch die Einsenkungslinien zu betrachten. Ferner zeigt die Biegelinie in Längsrichtung ein geringfügiges Verwölben der Betonplatte unter statischer Belastung. Die beiden Plattenenden hoben unter der statischen Last um 0,1 bis 0,15 mm ab. Diese Abhebung resultierte aus der vollflächig elastischen Bettung und der geringen Länge der Betonplatte. In Abb. 5.11 ist der Verlauf der Einsenkungen in Längsrichtung bei einer Dübeleinbindelänge von 8 cm dargestellt. Die dünnen Linien ergeben sich aus den Belastungen mit einer Last von 100 kN, während die Oberlast von 125 kN zu den dicker dargestellten Biegelinien führt. Über die Dauer des Versuches hinweg sind keine Zunahmen den absoluten Platteneinsenkungen feststellbar.

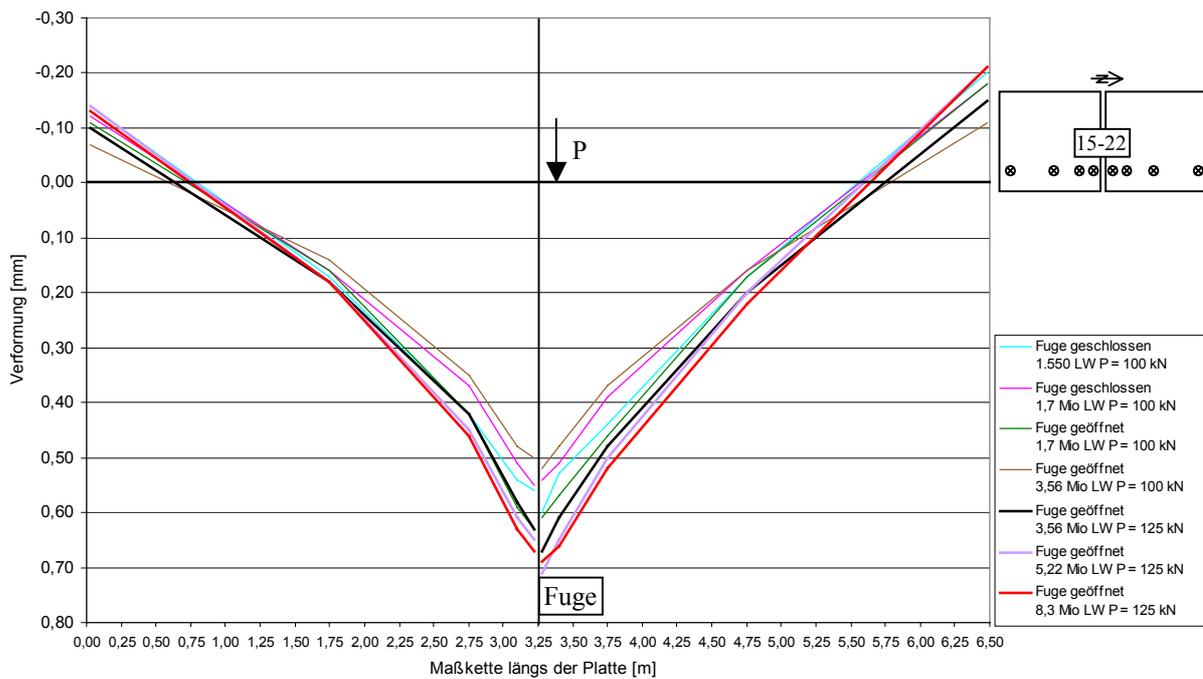


Abb. 5.11: Längsbiegeline aus den absoluten Verformungen an den Messuhren 3,4 und 15 bis 22 bei 8 cm Dübeleinbindelänge und statischer Belastung des rechten Prüfzylinders mit 100 kN bzw. 125 kN Oberlast

An den Fugenrändern wurden jeweils links und rechts der Fuge in geringem Abstand Messuhren angebracht, welche die Darstellung einer Querbiegeline parallel zur Fuge ermöglichten (Abb. 5.12).

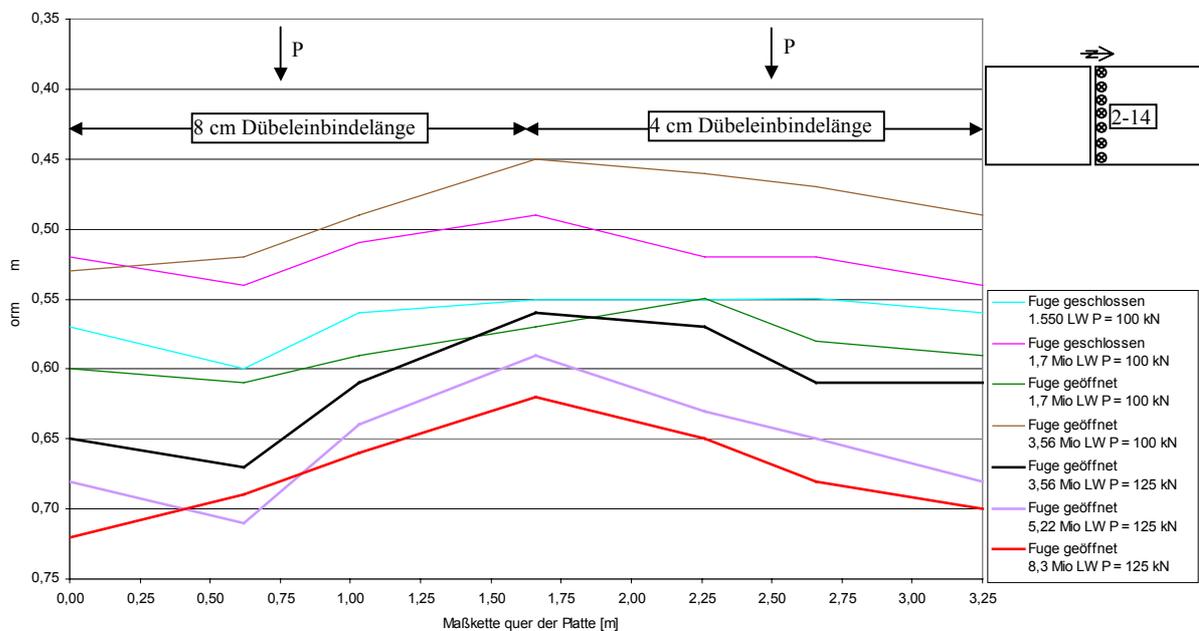


Abb. 5.12: Querbiegeline am belasteten Fugenrand (Messuhren 2 bis 14 rechts der Fuge) bei statischer Belastung des rechten Prüfzylinders mit 100 kN bzw. 125 kN Oberlast

Zunächst fällt auf, dass die absoluten Einsenkungen auf der Seite mit der größeren Dübeleinbindelänge größer waren als bei der Einbindelänge von 4 cm. Die Begründung dafür war aber in den unterschiedlichen Auflagerungsbedingungen zwischen östlicher und westlicher Plattenseite zu finden (Ziffer 5.5.1). Ein Zusammenhang mit der Dübeleinbindelänge lag nicht vor. Die leichte Zunahme der absoluten Einsenkungen rechts der Fuge mit steigender Lastwechselzahl bei Belastung der rechten Platte steht in Zusammenhang mit der größeren Relativbewegung der beiden Fugenränder zueinander mit fortschreitender Versuchsdauer. Durch die geringere Wirksamkeit der Querkraftübertragung an der Fuge nahm die von den Dübeln auf die linke Plattenseite übertragene Querkraft ab, und es wurde mehr Last von der belasteten Plattenseite in den Untergrund abgegeben. Damit nahm auch die Einsenkung auf der belasteten Fugenseite zu, was in den Ergebnissen der Biegelinie quer zur Fuge zu sehen ist.

5.5.5 Dehnungen an der Oberseite der Betonplatte

An der Oberfläche der Betonplatten wurden in Längs- und in Querrichtung Dehnmessstreifen angebracht, um die Dehnungen aufgrund der Belastung der Betondecke zu bestimmen und daraus unter der vereinfachten Annahme eines zweiachsen Zustandes nach dem Hooke'schen Gesetz die Spannungen in Längs- und Querrichtung anzugeben. Anlage 5.16 zeigt den Dehnungsverlauf an der Oberfläche der Betondecke aus den in Längsrichtung angebrachten Dehnmessstreifen mit den ungeraden Nummern 11 bis 19 bei einer statischen Belastung des rechten Prüfzylinders von 100 kN bzw. 125 kN Oberlast und fortschreitender Versuchsdauer. Man sieht, dass die Laststeigerung auf 125 kN zu größeren Dehnungen an der Oberfläche der Betondecke führte und in etwa 1 m Abstand von der Fuge an der Oberfläche die größten Zugspannungen auftraten. Der Dehnungsverlauf wurde nur an wenigen Punkten aufgenommen und am jeweiligen Plattenende zu null angesetzt. Die Darstellung der Dehnungslinien basiert auf einer ausgerundeten Verbindung der Messpunkte. Anzumerken sind weiterhin die größeren Dehnungen an der rechten Betonplattenhälfte, zurückzuführen auf die größeren Verformungen der Betondecke an der rechten Plattenhälfte.

Bestimmt man sich aus den Dehnungen die fiktive einaxiale Spannung in Längsrichtung, so ergibt sich bei Ansatz eines E-Moduls des Betons von 34.000 N/mm^2 eine maximale Biegezugspannung in Längsrichtung von ca. $0,4 \text{ N/mm}^2$ bei einer statischen Belastung der rechten Platte von 100 kN.

Der Dehnungsverlauf an der Betonplattenoberseite links der Fuge ist in Anlage 5.16 dargestellt. Sie zeigt die Dehnungen in Querrichtung an der Betonplattenoberfläche, gemessen mit den DMS 4,10 und 16 links der Fuge bei einer statischen Belastung mit dem rechten Prüfzylinder. Es stellte sich heraus, dass die Lastenleitungen rechts der Fuge in großem Maße als Querkraft über die Fuge hinweg abgetragen wurden und die Lastenleitungsflächen auch auf der unbelasteten Seite deutlich zu erkennen sind. Unter den Belastungsflächen ergaben sich erwartungsgemäß in Querrichtung Druckspannungen

an der Oberfläche, während sich in Plattenmitte an der Oberfläche Zugspannungen ausbildeten. Die Dehnungen in Plattenmitte in Querrichtung erreichten etwa Größenordnungen wie in Längsrichtung und sind für einen zweiaxialen Spannungszustand zu überlagern. Es ließ sich aber feststellen, dass selbst bei Überlagerung der Spannungsrichtungen die Hauptzugspannungen an der Oberfläche der Betondecke immer kleiner 1 N/mm^2 waren und damit keine nennenswerte Beanspruchung der Betondecke darstellten. Ein Versagen der Betondecke würde demnach erwartungsgemäß nicht von der Oberfläche der Betondecke ausgehen.

5.6 Dokumentation der Querscheinfugenkonstruktion nach Versuchsende

Nach Beendigung der Versuchsdurchführung und einer 8,3 Mio.-fachen Belastung der Querscheinfugenkonstruktion hat man die beiden Betonplatten auseinander gepresst und die Fugenstirnflächen untersucht. Zum Trennen der Betonplatten wurden am östlichen und westlichen Betonplattenrand über die Fuge hinweg zwei ölhydraulische Druckzylinder angebracht, welche die beiden Betonplatten gegenseitig auseinander drückten (Anlage 5.17). Damit wurden die Dübel auf der Seite mit der kürzeren Einbindelänge freigelegt. Zur besseren Aufnahme der beiden Fugenstirnflächen konnten mit Hilfe des Hallenkranes die Plattenhälften einzeln angehoben werden (Anlage 5.17).

5.6.1 Vermessen der Betonplatte

Erst nach dem Trennen der beiden Betonplattenhälften war es möglich, die tatsächlich vorhandene Dübeleinbindelänge zu bestimmen. Beim Betonieren der Betonplatte wurden mit Hilfe einer Schnur die Dübel exakt eingerichtet. Der Riss in der Fugenkonstruktion wurde durch zwei Kapselpressen erzeugt, die über der theoretischen Plattenmitte in den frischen Beton eingedrückt wurden. Tatsächlich hatten aber auch die Kapselpressen einen geringen Fehler in der Lage, so dass sich nicht die angestrebten 4 cm oder 8 cm Dübeleinbindelänge ergaben. Zudem gilt es zu beachten, dass ein gesteuerter Riss an der Oberfläche der Betondecke zwar einen quer zur Platte geraden Rissverlauf bot, über die Dicke der Betondecke aber einen natürlichen Rissverlauf aufwies. Dieser natürliche Rissverlauf führte bei einem Größtkorn von 22 mm zu einer Abweichung des theoretischen Rissverlaufes im Zentimeterbereich über die Dicke der Betondecke. Die Aufnahme der durch den natürlichen Rissverlauf sich ergebenden Dübeleinbindelängen (Tab. 5.1) zeigt deutlich, dass die wirklichen Dübeleinbindelängen sogar noch kleiner waren, als vorgesehen.

Dübel- Nummer	Dübelauskragung aus der Fugenstirnfläche					Dicke Beton	OK Beton – Dübelachse
	oben	unten	west	ost	Mittelwert		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	32	30	31	39	33	251	156
2	23	26	23	34	27	250	155
3	50	36	30	41	39	250	156
4	29	35	38	35	34	250	160
5	17	28	30	20	24	251	153
6	15	24	24	15	20	249	154
7	64	67	70	62	66	250	153
8	67	71	71	66	69	249	152
9	70	62	64	67	66	248	149
10	69	72	70	63	69	248	155
11	64	83	77	65	72	242	147
12	60	76	70	64	68	246	144

Tab. 5.1: Maße an der freigelegten Fugenstirnfläche

Statt der angestrebten 40 mm Dübелейeinbindelänge auf der westlichen Seite der Betonplatte erhielt man durch den natürlichen Rissverlauf eine mittlere Einbindelänge der ersten sechs Dübel von 30 mm. Die Ostseite der Platte wies nach dem Vermessen der Dübel eine tatsächliche mittlere Dübелейeinbindelänge von 68 mm statt der angestrebten 80 mm auf. Die verkürzte Dübелейeinbindelänge auf der belasteten Plattenhälfte führte allerdings zu ungünstigeren Randbedingungen und somit zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen. Die Dicke der Betondecke lag mit Ausnahme von einer lokalen Erhebung der Unterlage bei Dübel 11 durchwegs im Bereich von 250 mm.

Diese Messergebnisse zeigen, dass die angestrebten Dübелейeinbindelängen geringfügig unterschritten wurden, was in erster Linie auf eine um ca. 10 mm versetzte Lage der Kapselpressen zurückzuführen ist. Der Einfluss des natürlichen Rissverlaufes über die Dicke der Betondecke hinweg sollte sich im Mittelwert über die Gesamtzahl der Dübel annähernd ausgleichen. Die Höhenlage der Dübel ist mit einer nach ZTV Beton zugelassenen Einbautoleranz von 20 mm unterhalb der Querschnittsmitte festgelegt worden. Durch die Erhöhung der Dicke der Betondecke um 10 mm auf 250 mm verschob sich der angestrebte Abstand zwischen Oberkante Beton und Dübelachse von 140 mm auf 145 mm. Die tatsächlich vorhandene Höhenlage (Tab. 5.1) betrug im Mittel 153 mm, was bedeutet, dass die Dübel noch etwas tiefer lagen und somit ebenfalls auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse lieferten. Die durchschnittlich 8 mm tiefer als vorgesehen liegenden Dübel beeinflussten die Untersuchungen nur sehr gering und spiegeln die Abweichungen in der Höhenlage der Dübel in der Praxis wider, welche im Regelfall eher zu tief als zu hoch eingebaut werden.

5.6.2 Betrachtung der Rissfläche der südlichen Platte

Zur besseren Aufnahme der Fugenstirnfläche an der südlichen Platte mit den Dübellöchern wurde mit Hilfe des Hallenkranes die südliche Plattenhälfte angehoben (Anlage 5.18). Es fiel auf, dass bei der Rissentstehung die Zuschläge im wesentlichen aus dem Betongefüge herausgebrochen sind. Dies deutete auf eine relativ frühe Rissentstehung hin, zu einem Zeitpunkt, wo die Festigkeitsentwicklung des Betons noch nicht sehr weit fortgeschritten war, und somit nur vereinzelt Zuschlagskörner auseinanderbrachen, hauptsächlich aber die Zuschläge aus ihrem Korngefüge herausgebrochen wurden. Die Betonoberfläche wies einige lockere Stellen auf. Diese Lockerungen dürften beim Öffnen der Fuge und Auseinanderdrücken der Platten entstanden sein. Die Innenflächen der freiliegenden Dübellöcher waren mit wenigen Luftporen unter den Dübeln auffallend glatt. Bei der Einzelaufnahme der Dübellöcher (Tab. 5.2) fiel auf, dass sogar über den Dübeln 2 und 11, die senkrecht angebohrt wurden, keine Schäden am umgebenden Beton aufgetreten sind.

Dübelloch zu Dübelnummer	Beschreibung
1	keine Luftporen
2	2 Luftporen unten \varnothing 3 mm und \varnothing 5 mm, Bohrloch zum Messen der Relativbewegungen sichtbar, zwischen Bohrloch und Fuge bleibt der Beton unbeschädigt bei einer Restdicke von 8 mm (Abb. 5.13), kein Betonausbruch sichtbar
3	keine Auffälligkeiten
4	im unteren Bereich haftet im Bohrloch ein Stück Kunststoffbeschichtung (ca. 3 x 3 mm)
5	sehr geringe Lochtiefe, im unteren Bereich geht der Fugenriss durch eine Luftpore
6	im unteren Bereich Luftpore \varnothing 5 mm
7	keine Auffälligkeiten
8	im unteren Bereich Luftpore \varnothing 4 mm, unten haftet im Bohrloch ein Stück Kunststoffbeschichtung (ca. 3 x 5 mm)
9	im unteren Bereich Luftpore \varnothing 5 mm
10	im Bohrloch an der Oberseite eine etwas raue Oberfläche, Beschichtung abgelöst
11	Luftpore an der Unterseite (ca. 2 x 4 mm), Bohrloch zum Messen der Relativbewegungen sichtbar, zwischen Bohrloch und Fuge bleibt der Beton unbeschädigt bei einer Restdicke von 23 mm (Abb. 5.14), kein Betonausbruch sichtbar
12	im unteren Bereich an der Fugenrissflanke Luftpore (ca. 3 x 10 mm),

Tab. 5.2: Beschreibung der einzelnen Dübellöcher (südliche Platte)

Dies ist insofern besonders erwähnenswert, als es sich hierbei um diejenigen Dübel handelt, die von der Oberseite aus angebohrt wurden, um die Relativbewegungen zwischen Oberseite der Betondecke und Dübel zu messen. Dieses Bohrloch führte aber dazu, dass zwischen Riss und Bohrloch an der Oberseite der Dübellöcher die Einbindelänge reduziert wurde und die vertikalen Druckkräfte hauptsächlich über die noch verbleibenden schmalen Stege in die Dübel abgegeben wurden (Abb. 5.13 und 5.14).

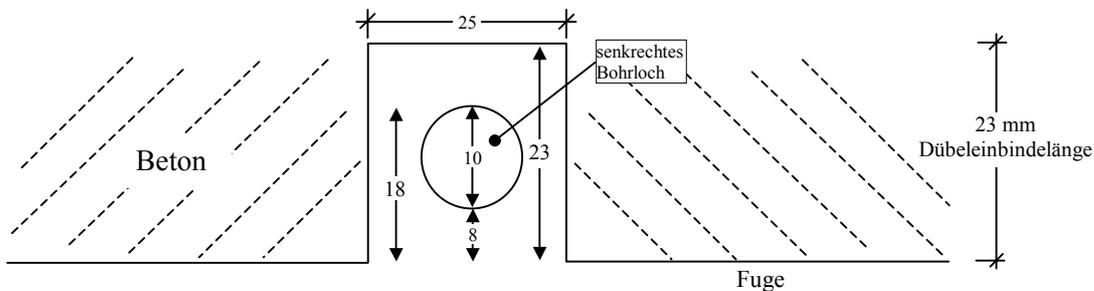


Abb. 5.13: Vermaßung der Oberseite des Dübelloches von Dübel 2

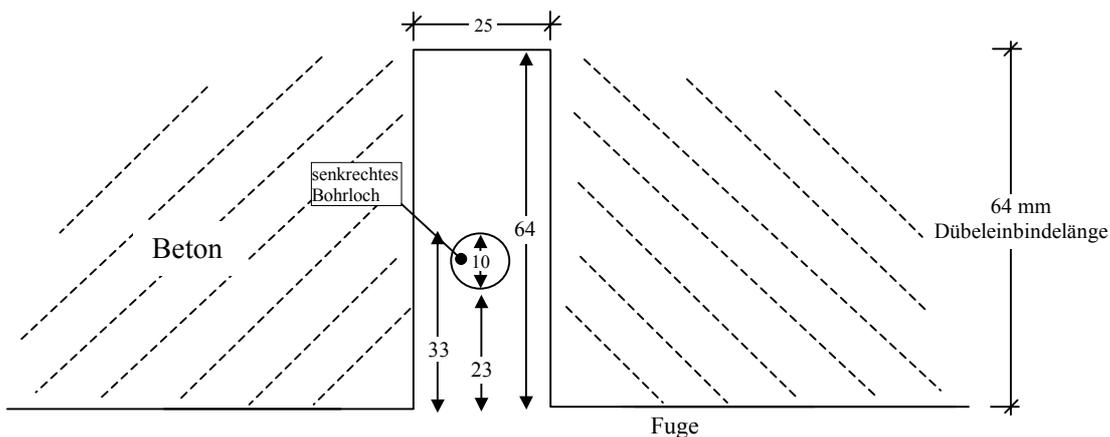


Abb. 5.14: Vermaßung der Oberseite des Dübelloches von Dübel 11

Diese kurzen Stege wiesen keine Schäden auf und trugen selbst nach millionenfacher Querkraftübertragung an der Fugenkonstruktion zu keiner Lockerung des Dübels im umgebenden Beton bei (Anlage 5.19 und 5.20). Dies ist umso erstaunlicher, wenn man berücksichtigt, dass gerade über dem Dübel vom Beton die vertikalen Druckkräfte in den Dübel eingeleitet wurden.

In diesem Zusammenhang ist es weiterhin nicht verwunderlich, dass auch bei Dübeln mit extrem kurzen Einbindelängen, wie z. B. Dübel 6, am Dübelloch keine Überbeanspruchungen des Betons festzustellen waren (Anlage 5.18). Dieses Dübelloch hatte eine mittlere Einbindelänge von 20 mm und an der Oberseite sogar nur 15 mm. Für Dübel 6 muss aber beachtet werden, dass hier wesentlich weniger Querkraft übertragen wurde, da dieser Dübel einen Abstand zum Belastungsmittelpunkt von 0,75 m aufwies und die nächsten Dübel eine Einbindelänge von ca. 70 mm hatten. Zusammenfassend stellten sich jedoch wenig Beschädigungen der Rissflächen bei extrem kurzen Dübeleinbindelängen heraus.

5.6.3 Betrachtung der Rissfläche der nördlichen Platte

Im einem zweiten Schritt wurde die Platte mit den Dübellöchern wieder abgelassen und ebenfalls mit dem Hallenkran die andere Betonplattenhälfte hochgehoben. Somit waren die freiliegenden Dübel für die Betrachtung leicht zugänglich (Anlage 5.21). Auch hier ließen sich an den Fugenstirnflächen einige lockere Stellen feststellen. Aber auch diese Lockerungen dürften beim Öffnen der Fuge und Auseinanderdrücken der Platten entstanden sein. Die Besichtigung und Detailaufnahme der einzelnen Dübelenden beschränkte sich im wesentlichen auf Art und Umfang der Beschädigung der Kunststoffbeschichtung (Tab. 5.3).

Dübelnummer	Besonderheiten
1	dickes Ende (s. Seite 90), unbeschädigt
2	dickes Ende, Bohrloch für Geber 26 ca. 3 mm tief, Beschichtung vor dem Bohrloch eingerissen, Stirnbeschichtung an der runden Kante gerissen aber anhaftend, Bohrung fast mittig auf den Dübel aufgetroffen (Anlage 5.23)
3	dünnes Ende (s. Seite 90), Verdrückungen und Einrisse der Beschichtung am Ende (ca. 5 mm), Beschichtung liegt auf den ersten 10 mm ohne Verbund locker auf Dübel
4	dünnes Ende, unten Beschichtung auf ca. 20 mm gelöst, hängt aber noch im oberen Bereich auf der westlichen Seite am Dübel
5	dickes Ende, fast unbeschädigt, Viertelriss an runder Kante zu Stirnbeschichtung (oben-west)
6	dünnes Ende, leichte Einrisse an den ersten 3 mm (oben-west)
7	dickes Ende, unbeschädigt
8	dickes Ende, im unteren Bereich zur westlichen Seite hin ca. 50 mm Beschichtung lose ohne Verbund, oben jedoch anhaftend, Stirnbeschichtung hängt nach unten
9	dickes Ende, erste 2 mm beschädigt, Stirnbeschichtung halb gelöst
10	dünnes Ende, auf 50 bis 60 mm Beschichtung völlig abgetrennt
11	dickes Ende, mit Bohrloch, das mittig ca. 5 mm in den Dübel eindringt, die ersten 2 mm der Beschichtung sind beschädigt, Risse an der Kante zur Stirnbeschichtung (Anlage 5.23)
12	dünnes Ende, rote Beschichtung (gleiches Material), Beschichtung auf den ersten 3 mm beschädigt

Tab. 5.3: Beschreibung der freiliegenden Dübelenden (nördliche Platte)

Dabei fiel zunächst ins Auge, dass die Beschichtung der Dübel sehr häufig Verdrückungen aufwies, beschädigt oder sogar ganz abgelöst war. Im Rahmen der Versuchsdurchführung gilt es jedoch zu

beachten, dass das Öffnen der Fuge nicht langsam und kontinuierlich erfolgte, sondern relativ rasch mit von außen einwirkenden Kräften die beiden Platten zunächst um 3 mm auseinandergeschoben wurden, was durch die Reibungskräfte eine gewisse Vorspannung auf die Beschichtung brachte. Daraufhin wurden weitere millionenfache Überrollungen mit relativ hoher Dübelbeanspruchung eingeleitet, ohne dass zwischenzeitlich eine Entspannung in der Beschichtung durch das in der Praxis auftretende Öffnen und Schließen der Fuge aus den täglichen Temperatureinwirkungen stattfinden konnte. Dies führte unweigerlich unter der hohen Dübelbeanspruchung zu starken Zugkräften in der Beschichtung und somit zu einer teilweisen Beschichtungsablösung. Nach dem Ende der Versuchsdurchführung wurden die beiden Platten durch an der Außenseite angebrachte hydraulische Pressen vollständig auseinandergedrückt. Auch hier wurden über die Reibung große Zugkräfte in die Kunststoffbeschichtung eingeleitet, was mit hoher Wahrscheinlichkeit auch zu den Ablösungserscheinungen an den auskragenden Dübeln führte (Anlage 5.22). Wenig verwunderlich ist, dass alle Dübel in der nördlichen Plattenhälfte verblieben und aus der Seite mit der kurzen Einbindelänge herausgezogen wurden. Die Beschichtung der Dübel erfolgt im vertikalen Zustand der Dübel. Da das Kunststoffmaterial bei der Erhärtung noch am Dübel etwas nach unten läuft, ist die Beschichtung an dem unteren Dübelende etwa 0,1 mm dicker als am oberen Ende. Die Seite mit der dickeren Beschichtung hat zudem eine beschichtete Stirnfläche. Um eine natürliche Zufallsverteilung der Dübelrichtung zu erhalten, wurden die Dübel beim Einbau in die Platte unterschiedlich eingesetzt, was jedoch auf das Öffnen der Fugen keinen Einfluss hatte. Aufgrund der recht unterschiedlichen Einbindelängen des Dübels auf der linken und rechten Seite der Fuge, haftete der Dübel nicht von vornherein in der Plattenhälfte mit der dickeren Beschichtung, sondern die Dübel verblieben in der Platte mit der langen Einbindelänge. Dies begünstigte aber die Rissbildung in der Kunststoffbeschichtung am Ende des Dübels und am Übergang zur Stirnflächenbeschichtung. Folgerungen auf zu hohe Beanspruchungen der Dübel wegen lokal verletzter Kunststoffbeschichtungen konnten nicht gezogen werden.

5.7 Zusammenfassung des Großversuches

Aufbauend auf den Versuchsergebnissen aus den Vorversuchen an kleinen Probekörpern und der theoretischen Betrachtung mit der Methode der Finiten Elemente wurde im Großprüfstand am Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der TU München ein Großversuch mit etwas reduzierten Plattenabmessungen durchgeführt. Die Betonplatte mit einer Länge von 6,50 m und einer Breite von 3,25 m wurde in der mittig angeordneten Querscheinfuge mit Dübeln versehen, die planmäßig eine extreme Verschiebung senkrecht zur Fuge erhielten. Die Fuge wurde mit in den Frischbeton eingebauten Kapselpressen zum Reißen gebracht, womit die gewünschte Einbindelänge von 4 cm bzw. 8 cm erreicht werden sollte. Ziel dieses Versuches war es herauszufinden, ob bei dieser aufgrund der theoretischen Untersuchung mit einer stärkeren Beanspruchung versehenen Fugenkonstruktion eine ausreichende Querkraftübertragung vorhanden ist. Durch die symmetrische Dübelanordnung auf der westlichen

Seite mit 4 cm Dübeleinbindelänge und im östlichen Bereich mit 8 cm Einbindelänge konnte direkt verglichen werden, welche Auswirkungen die reduzierte Einbindelänge auf die Fugenkonstruktion mit zunehmender Lastwechselzahl hat.

Nach dem Erhärten der Betondecke wurden die Belastungszyylinder aufgesetzt, die durch eine symmetrische Anordnung links und rechts der Fuge bei entsprechender Steuerung eine Überrollung der Fugenkonstruktion simulierten. Die Versuchsdurchführung gliederte sich in vier Versuchsphasen, beginnend mit einer Fugenüberrollung bei nahezu voll geschlossener Fuge, die für Phase 2 nach 1,69 Mio. Überrollungen auf 3,2 mm geöffnet wurde. In Versuchsphase 3 wurde die Oberlast von 100 kN auf 125 kN gesteigert. Nach insgesamt 5,22 Mio. Überrollungssimulationen wurde schließlich noch die Steuerung der Belastungszyylinder so verändert, dass eine wechselseitige Belastung erzeugt wurde. In jeder Versuchsphase wurden mehrere Messreihen aufgezeichnet, die sowohl bei statischer als auch dynamischer Belastung erfolgten. Sowohl in der ersten Versuchsphase (geschlossene Fuge) als auch in der zweiten Versuchsphase (Fuge 3,2 mm geöffnet) blieben die Messgrößen relativ konstant. Erst die Steigerung der Belastung auf 125 kN brachte eine proportionale Zunahme in den Verformungen, die aber in erster Linie auf die gesteigerte Last zurückzuführen sind; selbst nach 5,22 Mio. simulierten Überrollungen zeigte die Fugenkonstruktion keine Anzeichen eines Versagens. In der vierten Versuchsphase (wechselseitige Belastung links und rechts der Fuge) wurde die Querkraftübertragung verschärft und nach 8,3 Mio. Belastungen wurde der Dauerversuch beendet.

In der detaillierten Auswertung der Relativbewegungen zwischen linker und rechter Betonplattenhälfte sind gegen Ende des Versuches nach 8,3 Mio. Lastwechseln trotz der sehr kleinen Messwerte große Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Dübeleinbindelängen zu erkennen. Während bei einer Dübeleinbindelänge von, wie sich hinterher herausstellte, tatsächlich 68 mm die Relativbewegungen mit steigender Belastungshäufigkeit kaum zunahmten, veränderten sich die Messwerte auf der anderen Seite mit 30 mm tatsächlicher Dübeleinbindelänge in durchaus messbaren Größenordnungen.

Gleiches galt auch für die Relativbewegung zwischen Dübel und Beton. Auch hier stieg die Bewegung bei der kurzen Einbindelänge an, während sie im anderen Fall beinahe unverändert blieb. Die Ursachen dafür dürften in bleibenden Verformungen der Beschichtung zu finden sein, was wiederum nicht auf eine Beschädigung des umgebenden Betons schließen lässt. Auch ließ sich bei der visuellen Zustandserfassung der Rissflanken feststellen, dass am Beton keine Schäden aufgetreten sind, die aufgrund der millionenfachen Überrollung der Fugenkonstruktion hätten entstehen können. Dies war umso erstaunlicher, wenn man berücksichtigt, dass die tatsächlich vorhandene Dübeleinbindelänge im Mittel bei 30 mm lag, und manche Dübel sogar nur 20 mm einbanden. Sogar die sehr schlanken Stege über den Dübeln, die durch das Anbohren der Dübel von oben an der Fuge entstanden, blieben unverletzt und zeigten keine Ausbrüche oder sonstige Beschädigungen, selbst nach einer sehr aggressiven

und häufig einwirkenden Belastung. Die Untersuchungsergebnisse zeigen auch unter den sehr ungünstigen Randbedingungen ein gutes Langzeitverhalten der Betondecke.

Dem muss man allerdings entgegenhalten, dass die Versuche ohne Einwirkung von Witterungseinflüssen und ohne Vorhandensein von Wasser in den Fugen erfolgten. Würde Wasser in undichte Fugenkonstruktionen eindringen, so könnten Erosionserscheinungen unter dem Beton Hohllagen und damit zusätzliche Beanspruchungen erzeugen. Auch die fehlenden horizontalen Fugenbewegungen aus den temperaturbedingten Plattenbewegungen wurden im Großversuch nicht simuliert, womit die Dauerhaftigkeit der Fugenkonstruktion zusätzlich negativ beeinflusst worden wäre.

6 Zusammenfassung

6.1 Beschreibung der Aufgabenstellung

Fahrbahndecken aus Beton werden zur Vermeidung einer wilden Rissbildung infolge von Schwinden und temperaturbedingten Spannungen durch Fugen in einzelne Platten unterteilt. Dazu werden an der Oberseite der noch jungen Betondecke Kerben eingebracht, die an der gewünschten Stelle zu einer Rissbildung des Betons führen. Diese Scheinfugen zeichnen sich durch eine Querkraftübertragung sowohl infolge Rissverzahnung, als auch infolge der in den frischen Beton eingerüttelten Dübel aus. Die Dübel sollen auch bei der im Laufe der Liegedauer einer Betondecke abnehmenden Rissverzahnung noch eine ausreichende Querkraftübertragung gewährleisten. Dazu ist eine bestimmte Lage der Dübel im Beton notwendig. In den ZTV Beton-StB 93 sind derzeit zulässige Abweichungen in der Höhe, Schräge und senkrecht zur Fuge angegeben. Die zulässigen Toleranzen der Höhenlage und der Schräglage wurden aufgrund früherer Forschungsarbeiten festgelegt. Die Auswirkung einer Verschiebung der Dübel senkrecht zur Fuge ist jedoch für den Betonstraßenbau bisher nicht näher untersucht worden, so dass auch die diesbezüglichen Anforderungen in den ZTV Beton empirisch begründet sind.

Unzulänglichkeiten in der Dübeleinbindelänge können mehrere Ursachen haben. Bei den Gleitschalungsfertigern der heutigen Generation werden die Dübel zumindest bei der zweilagigen Bauweise im Regelfall in den frischen Beton eingerüttelt. Da sich die heutigen Einbaugeräte mit Geschwindigkeiten bis zu 5 cm pro Sekunde bewegen können, ergeben sich durch das meist manuelle Auslösen des Dübelsetzers gewisse Abweichungen von der Solllage. Nach dem Einrütteln ist im Regelfall am Fahrbahnrand im Bereich der Mitte der Dübellänge eine Markierung notwendig, an der sich der Fugenschneider zu orientieren hat. Auch hier können die Markierungen nicht exakt angebracht worden sein, bzw. auch der Fugenschneider kann eventuell abweichend von der markierten Stelle den Kerbschnitt ausführen. Die Breite der Fugenmarkierung und der nicht absolut vertikale Rissverlauf über den Betonrestquerschnitt sind weitere mögliche Fehlerquellen für abweichende Dübellagen senkrecht zur Fuge. Die Auswirkung entsprechend kürzerer Einbindelängen der Dübel auf die Beanspruchung einer Betondecke im Fugenbereich ist im Rahmen dieser Forschungsarbeit untersucht worden.

6.2 Untersuchungsmethode

Zunächst wurde eine Literaturrecherche durchgeführt, die aufzeigen soll, welche Untersuchungen zu diesem Thema bereits veröffentlicht sind.

Im Rahmen der theoretischen Untersuchungen wurde mit der Methode der Finiten Elemente ein FE-Netz erzeugt, das durch eine entsprechend feine Strukturierung imstande ist, Detailbereiche komplexer

Tragsysteme mit hinreichender Genauigkeit zu erfassen. Dabei wurden sowohl kleine Probekörper mit nur einem Dübel als auch ein FE-System generiert, das in den Abmessungen realen Betonplatten nahe kam und im Großprüfstand nachgebildet werden konnte. Wichtig für die Beurteilung der Auswirkungen unterschiedlicher Dübeleinbindelängen ist eine dreidimensionale Betrachtung. Bei der Generierung der Finiten-Elemente-Struktur wurde eine möglichst kubische Elementierung angestrebt, was eine schrittweise Verfeinerung des Elementnetzes mit sich brachte, um die Rechenbarkeit der Systeme mit herkömmlichen Computern zu gewährleisten. Die FE-Netze ermöglichten die Berechnung der Verformungen und Spannungen in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge. Neben den Spannungsverläufen entlang eines in den Beton eingebetteten Dübels sollten insbesondere die Hauptzugspannungen in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge ermittelt werden. Dabei stellte sich die Frage, in welcher Richtung diese Hauptzugspannungen auftreten und ob eventuell weitere Spannungen aus Temperatureinflüssen oder Schwinden des Betons eine Erhöhung der Betonbeanspruchung im Fugenbereich in Dübelnähe bewirken.

Ferner wurden im Labor kleine Probekörper mit unterschiedlichen Einbindelängen unter Dauer-schwingbeanspruchung getestet, um sinnvolle Randbedingungen für einen aufwendigen Großversuch mit annähernd realen Plattenabmessungen festlegen zu können. Dabei hat man insgesamt 9 Betonprobekörper mit einer Gesamtlänge von 100 cm bei einer Breite von 25 cm und einer Höhe von 24 cm geprüft. Die Probekörper hatten mittig eine 3 mm breite Fuge und waren nur mit einem innenliegenden Dübel miteinander verbunden. Zunächst wurden die Probekörper auf elastischer Bettung gelagert und rechts der Fuge mit einer mit 3 Hz pulsierenden Last beaufschlagt. Dadurch wurde in den Dübeln vorwiegend Biegung erzeugt. Die Oberlast ist in jeweils 2 Versuchsphasen von 10 kN auf 25 kN gesteigert worden. Bei den letzten drei Probekörpern wurde die linke Betonbalkenhälfte starr auf einer Stahlplatte gelagert, um die Scherbeanspruchung im Dübel zu verstärken. In mehreren Versuchsreihen wurden neben der Dübeleinbindelänge auch die Höhenlage des Dübels und die Betondruckfestigkeit variiert. Unter millionenfacher Lasteinwirkung ist die Veränderung der Einsenkung im Fugenbereich und der Relativbewegung zwischen Dübel und Betonoberfläche registriert worden.

Aufbauend auf der theoretischen Betrachtung und den Versuchen an den kleinen Probekörpern wurde der Versuch im Großprüfstand konzipiert. Auf einer bestehenden Unterlage, entsprechend einem herkömmlichen Straßenaufbau aus Frostschuttschicht und HGT, wurde unter Zwischenschaltung eines Geotextils zur Aktivierung einer hohen Biegebeanspruchung eine neue Betondecke mit den Abmessungen 6,5 m x 3,25 m (Istdicke 25 cm) mit verdübelter Querscheinfuge aufgebaut. Aufgrund der Erkenntnisse aus den Vorversuchen sollten die Dübeleinbindelängen, die eine Veränderung des Tragverhaltens der Querscheinfuge bewirken, in einem Bereich von weniger als etwa 10 cm liegen. Um innerhalb einer Versuchsanordnung verschiedene Dübeleinbindelängen untersuchen zu können, wurde die 3,25 m breite Betonplatte bezüglich der Dübelanordnung in zwei Hälften unterteilt. Bei einem Dübelabstand in Querrichtung von 25 cm ergaben sich für die Breite der Betonplatte 12 Dübel. Die

Systemhalbierung führte dazu, dass der westliche Teil der Betonplatte sechs Dübel mit einer Einbindelänge von 4 cm erhielt und der östliche Teil der Betonplatte sechs Dübel mit einer Einbindelänge von 8 cm. Die Dübel lagen jeweils etwa 3 cm unterhalb der Querschnittsmitte und damit 1 cm unterhalb des zugelassenen Bereiches nach ZTV Beton StB-93. Diese Versuchsanordnung wurde mit insgesamt vier Topflasten belastet. Links und rechts der Fuge standen in 1,75 m Abstand jeweils zwei kreisrunde Topflasten, die quasi zwei Achsen entsprachen. Über den beiden Achsen befanden sich ebenfalls links und rechts der Fuge die beiden Prüfzylinder. Über einen gekoppelten Steuerungsmechanismus konnten beide Prüfzylinder in Abhängigkeit von der Laststellung des jeweiligen anderen Zylinders angesteuert werden. Damit war es möglich, eine praxisnahe Überrollung der Fuge mit einer realen Achslast zu simulieren. Diese Belastung wurde millionenfach bei geschlossener und geöffneter Fuge eingeleitet. Dabei wurden mit Induktivwegaufnehmern, Messuhren und Dehnmessstreifen die Verformungen gemessen und aufgezeichnet. Durch Erhöhung der Achslast von 100 kN auf 125 kN und eine Veränderung der „Fugenüberrollung“ wurde die Beanspruchung der Querscheinfuge zusätzlich verschärft. Bis zum Versuchsende wurden insgesamt 8,3 Mio. Lastwechsel aufgebracht.

6.3 Untersuchungsergebnisse

Die Literaturrecherche zeigt, dass Untersuchungen zum Thema Dübellage bei Betondecken bereits vor mehreren Jahrzehnten durchgeführt wurden. In den dreißiger Jahren hat Friberg Berechnungsergebnisse veröffentlicht, die aufbauend auf der Bettungsmodultheorie verdeutlichen, dass die Druckkräfte, die vom Dübel in den Beton abgetragen werden, in den ersten Zentimetern von der Fuge entfernt eingeleitet werden. Erste Berechnungen mit der FE-Methode von Utescher und Herrmann zeigen eine Steigerung der Beanspruchung des den Dübel umgebenden Betons bei Dübeleinbindelängen von weniger als 10 cm. Diese Untersuchungen erfolgten jedoch nicht für den Einsatz von Dübeln im Betonstraßenbau, sondern wurden zur Thematik scherkraftbeanspruchter Betonfertigteile angestellt. Dementsprechend wurde die im Straßenbau auftretende oftmalige Lastwiederholung nur ungenügend berücksichtigt. Die Auswertung der Literatur ließ jedoch erwarten, dass Dübeleinbindelängen, die geringfügig unter den in den ZTV Beton StB-93 aufgeführten Mindestwerten von 200 mm liegen, durchaus eine dauerhafte Funktion der Querscheinfugen gewährleisten können.

Die theoretische Betrachtung unterschiedlicher Dübeleinbindelängen führte zu einer klaren Tendenz in den Ergebnissen. Sowohl die FE-Struktur der kurzen Balken als auch die Elementierung der ganzen Betonplatte führte zu der Erkenntnis, dass selbst bei außermittiger Lage der Dübel im Querschnitt, entsprechend den zulässigen Toleranzen im technischen Regelwerk, Dübeleinbindelängen von 100 mm und mehr relativ gleiche Fugeneinsenkungen, Dübelverformungen und vertikale Spannungsverteilungen im Querschnitt der Betondecke mit sich bringen. Wird die Dübeleinbindelänge aber reduziert, so lässt sich ein signifikantes Ansteigen der Beanspruchung der Querscheinfuge mit kürzer

werdender Dübeleinbindelänge erkennen. Eine Betrachtung der Hauptzugspannungen entlang eines Dübels mit der vorgeschriebenen Dübeleinbindelänge zeigt, dass die Hauptzugspannungen über dem Dübel bis zu einem Abstand zur Fuge größer etwa 100 mm sehr gleichmäßig sind. Mit zunehmender Annäherung an die Querscheinfuge steigen jedoch diese Hauptzugspannungen an. Demnach ist für die Einleitung der zu übertragenden Querkraft nur der Bereich innerhalb der ersten 100 mm von der Fuge verantwortlich. Die Berechnung der Hauptzugspannungen direkt an der Fuge in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge ergab, dass Dübeleinbindelängen größer 100 mm gleiche Hauptzugspannungen an der Fuge ergeben. Mit abnehmender Einbindelänge steigen aber diese Zugspannungen deutlich an. Das bedeutet, dass aufgrund der theoretischen Betrachtung Dübeleinbindelängen größer 100 mm anzustreben sind. Diese großen Zugspannungen im Beton treten direkt über dem Dübel im Beton auf und liegen somit etwa in der Spannungsnulllinie einer gewöhnlichen Betondecke auf ungebundener Tragschicht. Dies bedeutet, dass zusätzliche Beanspruchungen der Betondecke aufgrund von Temperaturspannungen etc. keine Auswirkungen auf den Bereich über dem Dübel haben, da die Annahme einer linearen Spannungsverteilung über den Querschnitt aus Verkehrslast und Temperaturbeanspruchung zu hohen Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke führen und der Spannungsnullpunkt in Querschnittsmitte der Betondecke liegt. Werden aber die Dübel beim Erstellen der Betondecke zu tief eingebaut, so kann eine Überlagerung der linearen Biegezugspannungen mit der lokalen Zugbeanspruchung des Betons über dem Dübel bei der Übertragung der Querkraft zu einer Spannungskonzentration und damit zu einer Überbeanspruchung des Betons führen. In diesem Zusammenhang ist es wichtig, dass nicht noch zusätzliche Steigerungen der Zugspannungen in Querrichtung aufgrund einer zu kurzen Dübeleinbindelänge auftreten können, indem die tatsächliche Dübeleinbindelänge auf der kurzen Seite unter einen theoretisch ermittelten Wert von etwa 100 mm fällt.

Die Ergebnisse der Dauerversuche mit den kleinen Probekörpern verdeutlichen, dass die Beanspruchung des Dübels und umgebenden Betons in starkem Maße von der Konzeption des Versuchsaufbaus abhängig ist. Die Auflagerung der kurzen Betonbalken auf einer elastischen Bettung führte zu sehr hohen Einsenkungen der Fuge und damit zu einer sehr starken Biegebeanspruchung des Dübels. Dabei wurde der Dübel zwar auch auf Abscheren beansprucht, jedoch überwog eine große Momentenbeanspruchung. Dementsprechend trat zum Teil ein Versagen des Prüfkörpers durch Dauerbruch des Dübelstahles ein, nicht dagegen durch Überbeanspruchung des umgebenden Betons. Eine Modifizierung der Versuchseinrichtung, die hauptsächlich zu einer Scherbeanspruchung des Dübels führte, brachte selbst bei Dübeleinbindelängen von nur 40 mm keine gravierenden Schäden am Beton zum Vorschein, woraus auf eine unzureichende Einbindelänge des Dübels geschlossen werden könnte.

Der Dauerversuch im Großprüfstand zeigt die Unterschiede zwischen den verschiedenen Dübeleinbindelängen in den Relativbewegungen zwischen den beiden Betonplatten links und rechts der Fuge. Während bei einer Dübeleinbindelänge von tatsächlich 68 mm, wie sich nach dem Vermessen der Betonplatten herausstellte, die Relativbewegungen mit steigender Belastungshäufigkeit kaum zunah-

men, veränderten sich die Messwerte auf der anderen Seite der Betonplatte mit nur 30 mm Dübeleinbindelänge stark. Zu berücksichtigen ist allerdings, dass die Messwerte lediglich von 0,02 mm auf 0,07 mm anstiegen und somit in ihren Absolutwerten sehr klein waren. Gleiches gilt auch für die Relativbewegung zwischen Dübel und Betonoberfläche. Auch hier stieg die Bewegung bei der kurzen Einbindelänge mit zunehmender Lastwechselzahl an, während sie im anderen Fall beinahe unverändert blieb.

Nach Beendigung des Dauerversuches wurden die Rissflanken der Fugen augenscheinlich untersucht. Am Beton waren keine Schäden aufgetreten, welche durch die millionenfache „Überrollung“ der Fugenkonstruktion entstanden sind. Dies ist umso erstaunlicher, da die tatsächlich vorhandene Dübeleinbindelänge auf der einen Betonplattenhälfte im Mittel bei 30 mm lag und manche Dübel sogar nur 20 mm einbanden. Sogar die sehr schlanken Stege über den Dübeln, die durch das für Messzwecke durchgeführte Anbohren der Dübel von oben an der Fuge entstanden, blieben unverletzt und zeigten keine Ausbrüche. Dem muss man allerdings entgegenhalten, dass die Versuche ohne Einwirkung von Witterungseinflüssen und ohne Vorhandensein von Wasser in den Fugen erfolgt sind. Auch horizontale Fugenbewegungen aus temperaturbedingten Plattenbewegungen wurden im Großversuch nicht simuliert, wodurch die Dauerhaftigkeit der Fugenkonstruktion negativ beeinflusst würde.

6.4 Folgerungen für die Praxis

Bei der Beurteilung von Rissen im Dübelbereich ist zu berücksichtigen, dass allein die Geometrie des Dübels etwa 10 % Schwächung des Restbetonquerschnittes zur Folge hat. Bei besonders hohen Beanspruchungen der Betondecke im Fugenbereich, z. B. infolge von Hohllagen oder bei nicht qualitätsge rechter Einbettung der Dübel im Beton, ist es nicht verwunderlich, dass Risse zwar von den Dübeln ausgehen, nicht aber durch eine unzulässige Dübellage begründet sind. Auf zusätzlich ungünstige Einflüsse des Einrüttelns der Dübel und der daraus eventuell resultierenden Qualitätsreduzierung des Betons in den Rüttelnarben wird hingewiesen; dieses Problem kann durch eine sorgfältige Bauausführung vermieden werden. Die zulässige Abweichung der Dübellage senkrecht zur Fuge beträgt gemäß dem derzeit gültigen technischen Regelwerk 50 mm, was zu einer minimal zulässigen Einbindelänge von 200 mm führt. Die theoretischen Untersuchungen und die durchgeführten Laborversuche zeigen, dass erst Dübeleinbindelängen von weniger als 100 mm eine Erhöhung der Beanspruchung der Querscheinfugenkonstruktion zur Folge haben. Zu berücksichtigen ist, dass bei den Laborversuchen Witterungseinflüsse und oftmals wiederholte Fugenbewegungen infolge Temperaturänderungen nicht simuliert wurden. Bei den theoretischen Untersuchungen wurden zusätzliche Beanspruchungen aus zulässigen Schräglagen nicht berücksichtigt. In der Praxis sind bei der Herstellung von Betondecken gewisse Unwägbarkeiten nicht zu vermeiden. Dazu zählt in erster Linie, dass zum Zeitpunkt des Kerbschnittes die exakte Lage der Dübel nicht mehr bekannt ist. Jede Markierung ist mit gewissen Abweichun-

gen behaftet. Toleranzen können weiterhin beim Schneiden der Fugen entstehen. Bei in Längsrichtung leicht quer stehenden Betondeckenfertigern oder an Stellen, an denen das Fugenmuster von dem gewöhnlichen Raster abweicht, erfordert es von allen Beteiligten ein hohes Maß an Sorgfalt bei der Kennzeichnung und Ausführung des Fugenschnittes. Bei bis zu 15 m breiten Betondecken führt schon ein sehr kleiner Schräglaufwinkel des Fertiglers zu einem Versatz der Fugenenden an den beiden Fahrbahnrandern von einigen Zentimetern.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Untersuchungen erscheint es gerechtfertigt, die zulässige Abweichung der Dübellage senkrecht zur Fuge auf ± 75 mm zu erhöhen, entsprechend einer Mindesteinbindelänge von theoretisch 175 mm. Auch bei einem über den Restquerschnitt der Betondecke freien Rissverlauf, der zwar durch den Kerbschnitt gesteuert wird, im unteren, nicht geschnittenen Bereich der Betondecke aber immer noch um einige Zentimeter verspringen kann, ist damit noch ein ausreichendes Mindestmaß an Dübeleinbindelänge vorhanden. Die Untersuchungsergebnisse zeigen weiter, dass die in den ZTV Beton geforderte Dübellänge von 500 mm voll ausreichend für ein gutes Langzeitverhalten der Betondecke ist.

7 Literaturverzeichnis

- / 1 / Eisenmann, J., Leykauf, G.: Auswirkung von schräg liegenden Dübeln auf den Ausziehstand. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 290, Teil I, Herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, 1980
- / 2 / Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton-StB 91, Ausgabe 1991. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, FGSV Verlag, Köln, 1991
- / 3 / Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton-StB 93, Ausgabe 1993. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, FGSV Verlag, Köln, 1993
- / 4 / Petri, B.: Beanspruchungsreduzierung von Betonfahrbahnplatten infolge Querkraftübertragung in Fugen. Die Straße, 30 (1990) Heft 2, S. 58-60
- / 5 / Eisenmann, J., Birmann, D.: Messungen an Betondecken mit wärmedämmenden und verstärkten, hydraulisch gebundenen Tragschichten. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 301, Herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, 1980
- / 6 / Eisenmann, J., Deischl, F.: Experimentelle Ermittlung von Fugenbewegungen unter Verkehr. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 220, Teil I, Herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, 1976
- / 7 / Tayabji, S., Okamoto, P.: Field Evaluation of Dowel Placement in Concrete Pavements. Transportation Research Record 1110, TRB, National Research Council, Washington, D.C., S. 101-109, 1987
- / 8 / Friberg, B.: Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. Transactions, ASCE Vol. 105, S. 1076-1116, 1940
- / 9 / Cziesielski, E., Friedmann, M.: Tragfähigkeit geschweißter Verbindungen im Betonfertigteilbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 346, S. 9-48, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1983
- / 10 / Forschungsbericht: Querkraftübertragung an Fugen mit außermittiger Dübellage. Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 1096 vom 30. Januar 1985 (nicht veröffentlicht)
- / 11 / Paschen, H.: Das Bauen mit Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonfertigbauteilen, in: Beton-Kalender 1975, II. Teil, S. 575-745, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1975
- / 12 / Panzer, S.: Querkraftübertragung von Dollen in Stahlbetonfertigteilen. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1997
- / 13 / Eligehausen, R., Mallée, R., Rehm, G.: Befestigungstechnik, in: Beton-Kalender 1997, 86. Jahrgang, Teil II, S. 609-753, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1997

- / 14 / Davids, W., Turkiyyah, G., Mahoney, J.: EverFE Rigid Pavement Three-Dimensional Finite Element Analysis Tool. Transportation Research Record 1629, TRB, National Research Council, Washington, D.C., S. 41-49, 1998
- / 15 / Utescher, G., Herrmann, H.: Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Beton eingespannter Rundstahldollen aus nichtrostendem austenitischem Stahl. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 346, S. 49-64, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1983
- / 16 / Forschungsbericht: Auswirkung von schräg liegenden Dübeln auf den Auszieh Widerstand. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 796 vom 01. September 1977 (nicht veröffentlicht)
- / 17 / Tayabji, S.: Dowel Placement Tolerances for Concrete Pavements. Transportation Research Record 1062, TRB, National Research Council, Washington, D.C., S. 47-54, 1986
- / 18 / Sofistik GmbH: Handbuch Sofistik, Version 1/99, Oberschleißheim, 1998
- / 19 / Produktprospekt der Fa. Brentzel, Fischbach, 1978
- / 20 / Leykauf, G.: Neue Techniken für die Verstärkung und Erhaltung von Fahrbahnbefestigungen, XX. Weltstraßenkongress, Montreal, 1995
- / 21 / Berger, J.: Technische Mechanik für Ingenieure, Band 2: Festigkeitslehre. Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 1994.
- / 22 / Gross, D., Hauger, W., Schnell, W., Wriggers, P.: Technische Mechanik, Band 4: Hydromechanik, Elemente der Höheren Mechanik, Numerische Methoden. 2. Auflage, Springer Verlag, Darmstadt, 1995
- / 23 / Holzmann, G., Meyer, H., Schumpich, G.: Technische Mechanik, Teil 3: Festigkeitslehre, 7. durchgesehene Auflage. Teubner Verlag, Stuttgart, 1990
- / 24 / Westergaard, H.M.: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads 25 (1926), Nr. 2, S. 25-35.
- / 25 / Eisenmann, J., Leykauf, G.: Betonkalender 1987, Teil II, Bau von Verkehrsflächen. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1987
- / 26 / Eisenmann, J.: Bedeutung und konstruktive Ausbildung von Fugen in Betonstraßen. Straße und Autobahn 1983, Heft 8, S. 317 – 320.
- / 27 / Springenschmid, R., Sonnewald, P.: Einfluss des Verbundes zwischen Betonfahrbahnen und hydraulisch gebundenen Tragschichten auf die Rissempfindlichkeit. Straße und Autobahn 1985, Heft 10, S. 407 – 412.
- / 28 / Eisenmann, J., Leykauf, G.: Hochwölbung der Plattenränder von Betonfahrbahnen. Ursachen, Berechnungsverfahren, Folgerungen. Straße und Autobahn 1991, Heft 10, S. 565 – 570.
- / 29 / Forschungsbericht: Zustands-Erfassung der Betondecke BAB A 2 Berlin-Hannover am Werder Dreieck. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 1751 vom 07. Oktober 1998 (nicht veröffentlicht)

-
- / 30 / Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen – RStO 86, ergänzte Fassung 1989, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.
- / 31 / Birmann, D.: Einfluss hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken - Experimentelle und theoretische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Randbelastung - . Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 35, 1981
- / 32 / Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, ZTVT StB 86, Ausgabe 1986. Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, FGSV Verlag, Köln, 1986
- / 33 / Forschungsbericht: Erforschung des Langzeitverhaltens eines neuartigen Deckensystems mit Geotextil-Einlagen zur flächenhaften Entwässerung. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 1213 vom 11. November 1987 (nicht veröffentlicht)
- / 34 / Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton 78, Ausgabe 1978. Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, FGSV Verlag, Köln, 1978
- / 35 / BMV – Allgemeines Rundschreiben Nr. 18/1998: Zemente für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton (Straßenbauzemente), Bonn, 1998
- / 36 / Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Band 1, 2. neubearbeitete und erweiterte Auflage, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1977
- / 37 / Leykauf, G.: Umdrucke zur Vorlesung Experimentelle Oberbauforschung, Ausgabe 1997. Lehrstuhl für Bau von Landverkehrswegen, TU München, 1997
- / 38 / Forschungsbericht: Experimentelle Ermittlung von Fugenbewegungen unter Verkehr. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 564 vom 10. April 1975 (nicht veröffentlicht)

8 Anlagenverzeichnis

Ziffer 1 Einführung

Anlage 1.1 Darstellung der Dübellage einer Fuge, festgestellt anhand einer zerstörungsfreien Messung

Anlage 1.2 Darstellung der Dübellage einer Fuge, festgestellt anhand einer zerstörungsfreien Messung

Ziffer 2 Literaturlauswertung

Anlage 2.1 Dübelbiegelineien nach der Berechnung mit einem Durchlaufträgerprogramm

Ziffer 3 Theoretische Untersuchung

Anlage 3.1 Verteilung der Vertikalspannungen im Querschnitt einer Betonplatte

Anlage 3.2 Bohrkerne mit hohem Feinmörtelanteil über dem Dübel und Schwindrissen

Ziffer 4 Vorversuche

Anlage 4.1 Schematische Darstellung der Probekörper 1 bis 4

Anlage 4.2 Schematische Darstellung der Probekörper 5 bis 9

Anlage 4.3 Federkennlinien

Anlage 4.4 Formblatt zur Niederschrift der Verformungsmessgrößen

Anlage 4.5 Verformungen unter statischer Belastung Probekörper 3

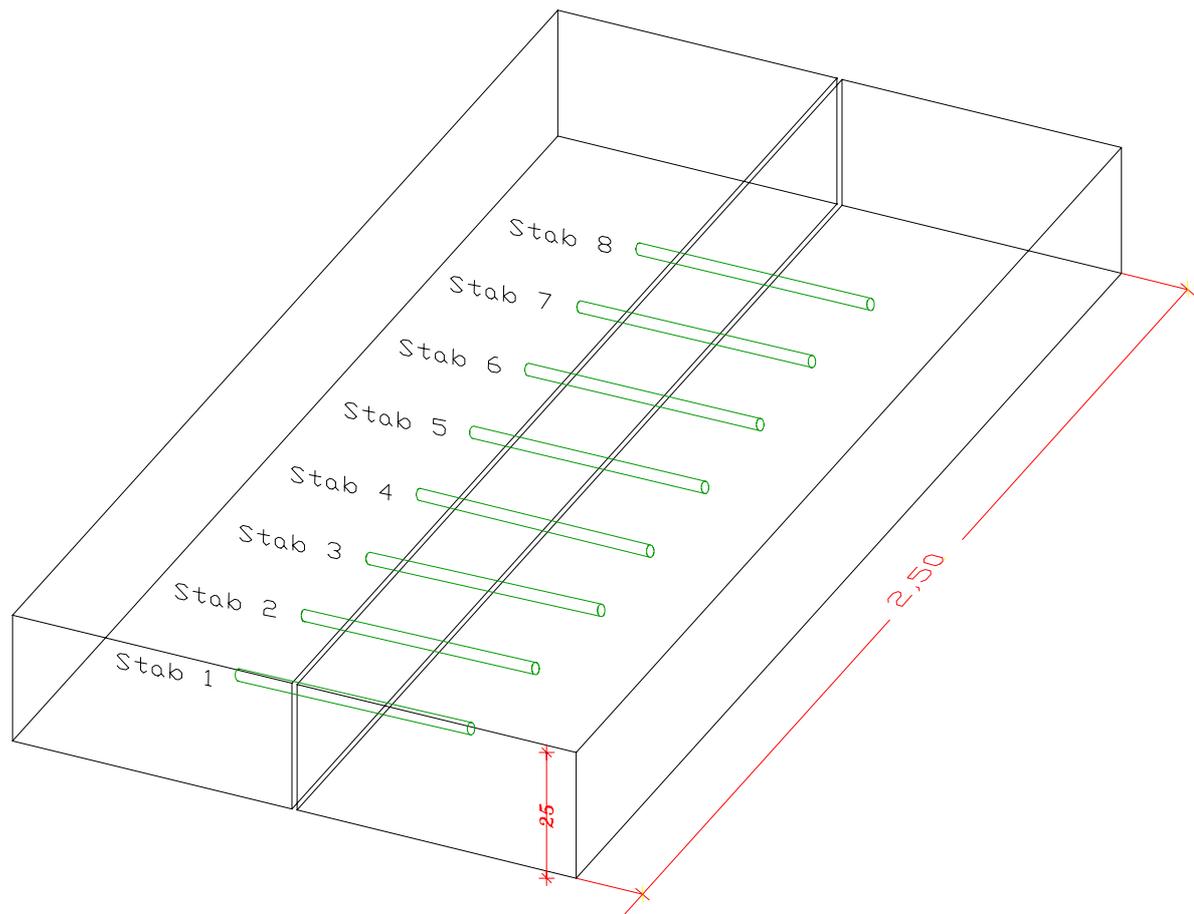
Anlage 4.6 Verformungen unter statischer und dynamischer Belastung Probekörper 3

Anlage 4.7 Oberfläche, Ausbruchkegel Probekörper 3

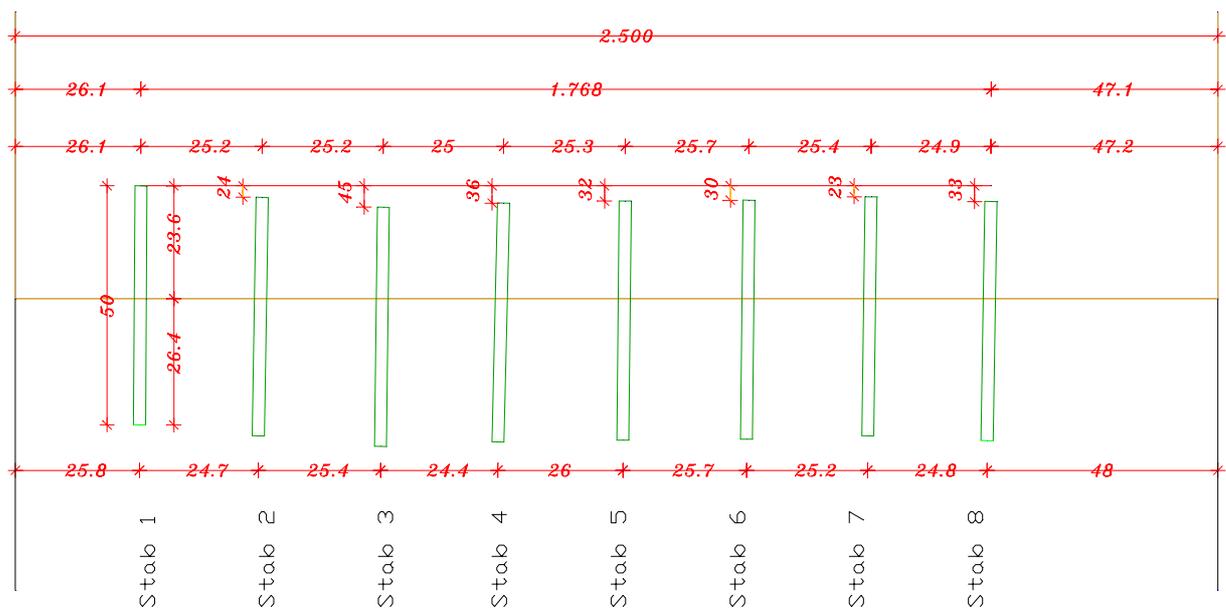
Ziffer 5

Großversuch

- Anlage 5.1 Skizze des bestehenden Versuchsaufbaus
- Anlage 5.2 Prüfung der Untergrundverhältnisse des bestehenden Versuchsaufbaus
- Anlage 5.3 Verformungsmessgrößen am bestehenden Versuchsaufbau
- Anlage 5.4 Betonierarbeiten am Versuchsstand
- Anlage 5.5 Herstellen einer geeigneten Betonoberfläche
- Anlage 5.6 Betonprüfung, Fugendetail
- Anlage 5.7 Einmessen der Dübel
- Anlage 5.8 Anordnung der Belastungsflächen
- Anlage 5.9 Absoluteinsenkungen bei linear ansteigender Belastung
- Anlage 5.10 Absoluteinsenkungen bei dynamischer Belastung
- Anlage 5.11 Relativbewegung am Fugenrand bei linear ansteigender Belastung
- Anlage 5.12 Relativbewegung am Fugenrand bei dynamischer Belastung
- Anlage 5.13 Relativbewegung Dübel-Beton bei linear ansteigender Belastung
- Anlage 5.14 Relativbewegung Dübel-Beton bei dynamischer Belastung
- Anlage 5.15 Querbiegelinie
- Anlage 5.16 Dehnungsverlauf in Längs- und Querrichtung
- Anlage 5.17 Hydraulikzylinder und Fugenstirnfläche der südlichen Betonplatte
- Anlage 5.18 Fugenstirnfläche der nördlichen Betonplatte, Dübelloch 6
- Anlage 5.19 Dübelloch 2
- Anlage 5.20 Detail Dübelloch 2
- Anlage 5.21 Abgehobene nördliche Plattenhälfte
- Anlage 5.22 Dübel 5 und Dübel 10
- Anlage 5.23 Dübel 2 und Dübel 11



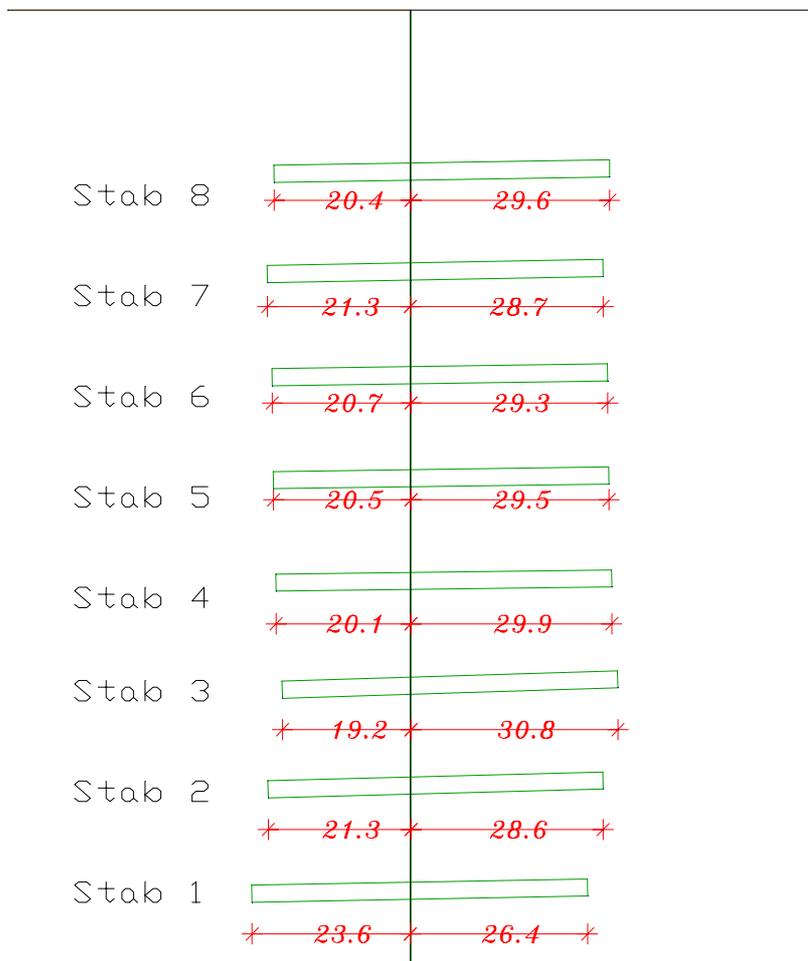
Isometrische Darstellung der Dübellage an einer Querscheinfuge im Standstreifen, festgestellt anhand einer zerstörungsfreien Messung



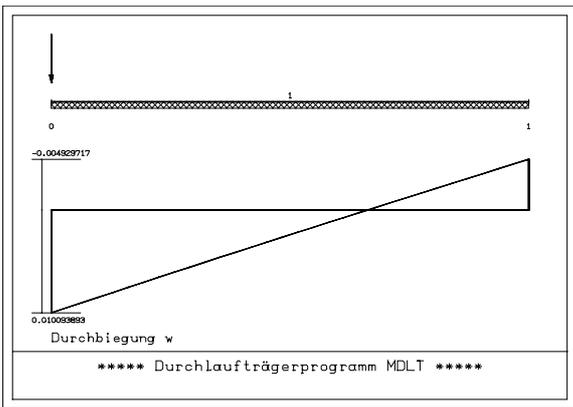
Draufsicht der Dübellage an einer Querscheinfuge im Standstreifen, festgestellt anhand einer zerstörungsfreien Messung

Seitenansicht

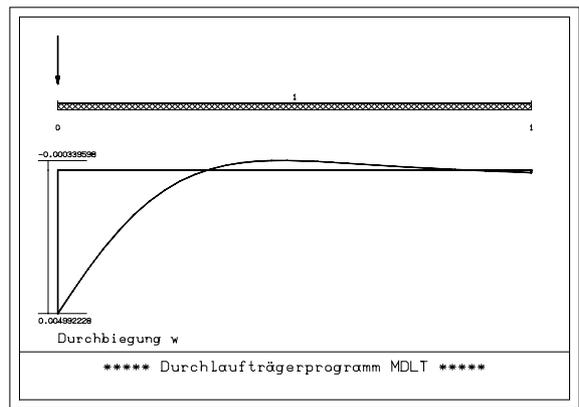
(höhenversetzt um 15 cm)



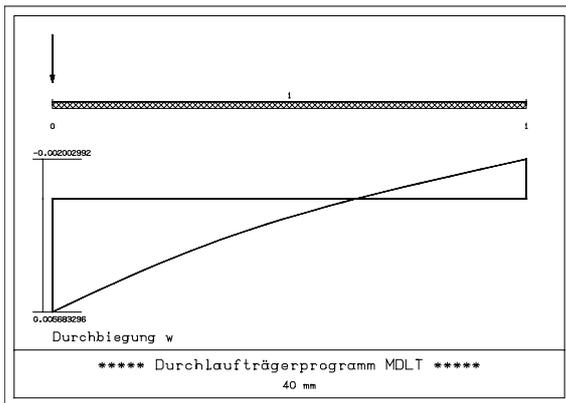
Seitenansicht der Dübellage mit höhenversetzter Darstellung der hintereinander liegenden Dübel, festgestellt anhand einer zerstörungsfreien Messung



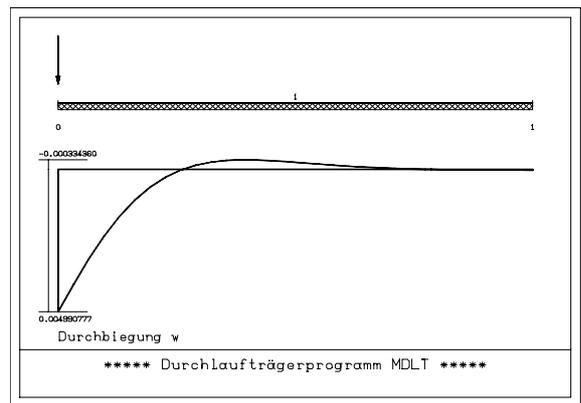
20 mm Dübellänge



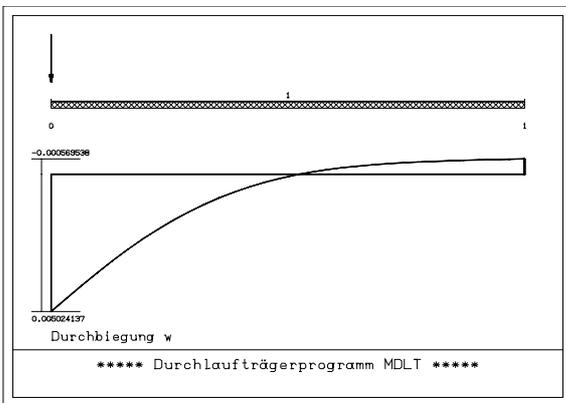
100 mm Dübellänge



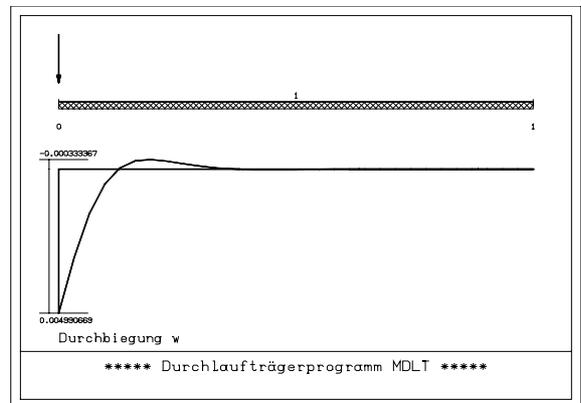
40 mm Dübellänge



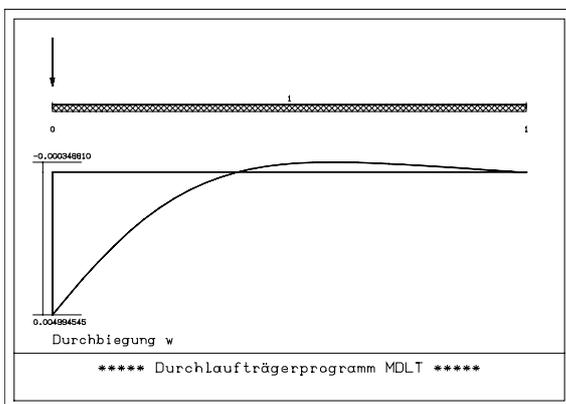
120 mm Dübellänge



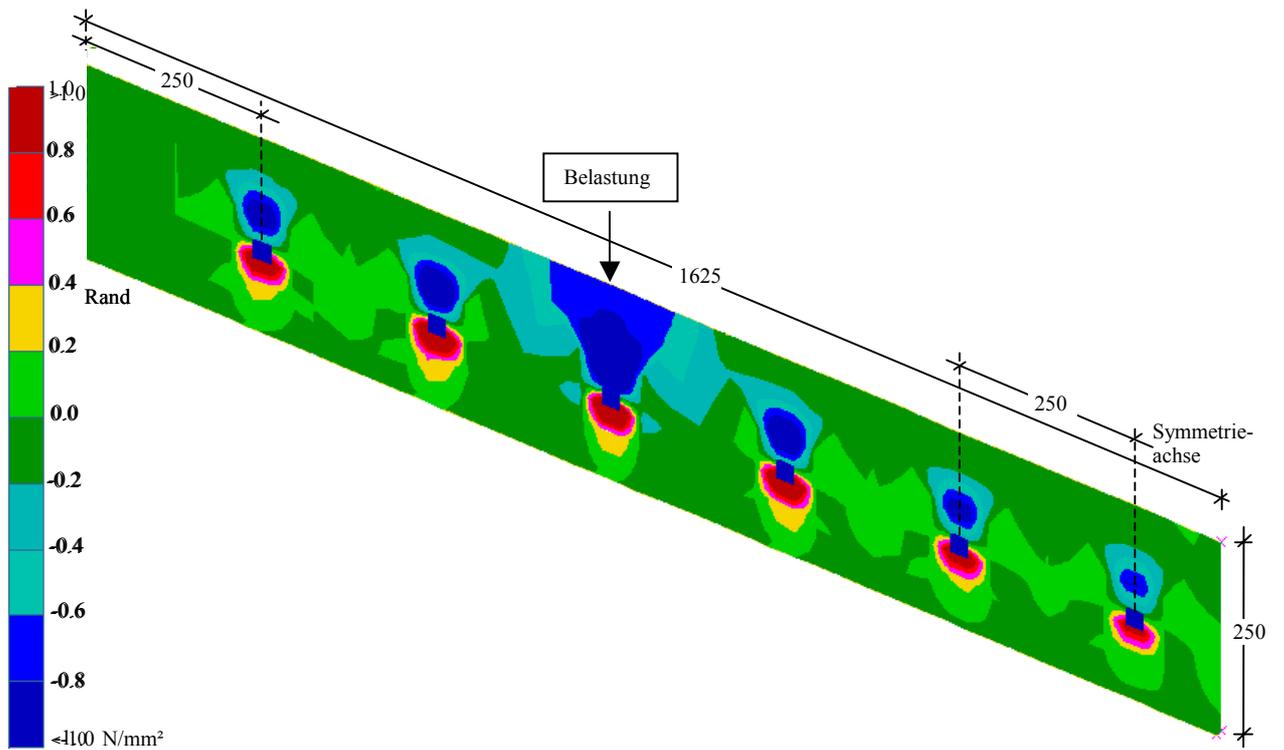
60 mm Dübellänge



250 mm Dübellänge



80 mm Dübellänge



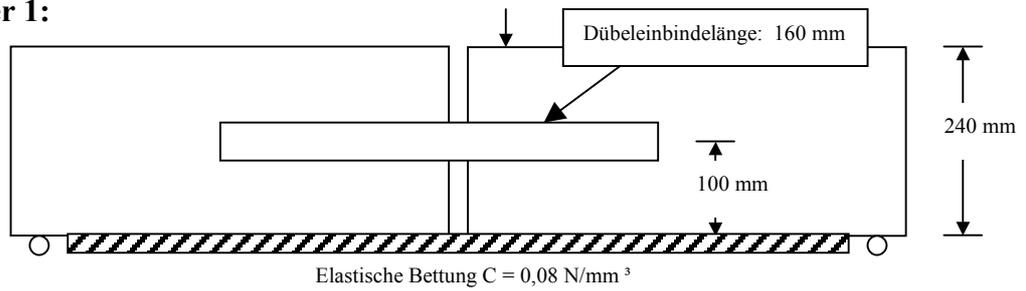
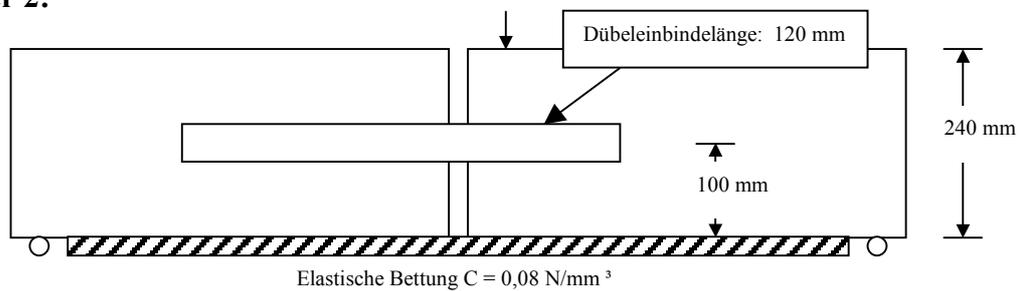
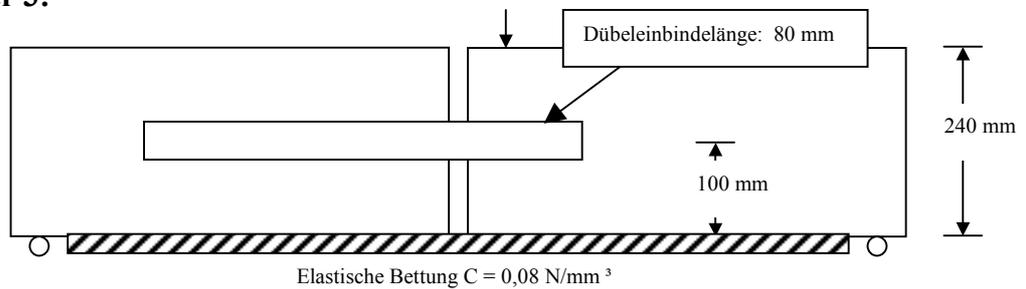
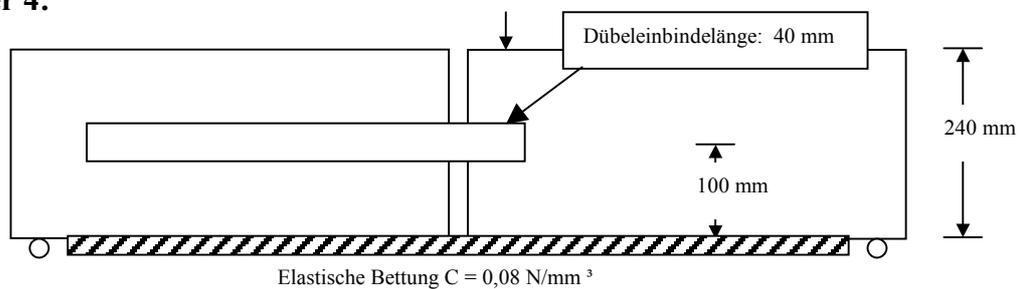
Verteilung der Vertikalspannungen σ_z im Querschnitt in 10 mm Abstand von der Fuge auf der belasteten Betonplattenseite (40 mm Dübeleinsbindelänge) und einem Randabstand des äußersten Dübels von 250 mm



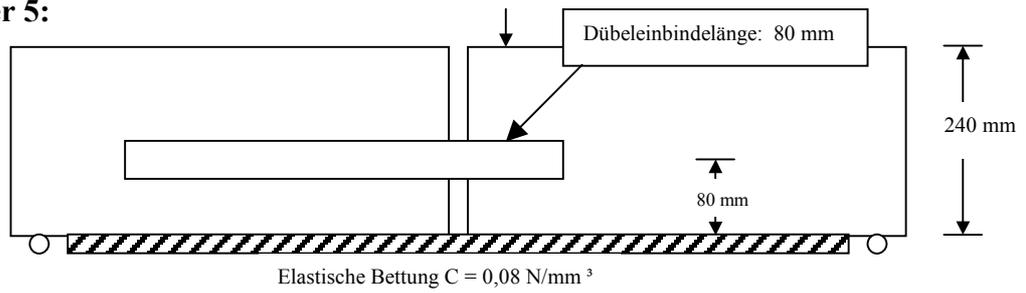
Bohrkern aus einlagiger Betondecke mit mittiger Dübellage /29/



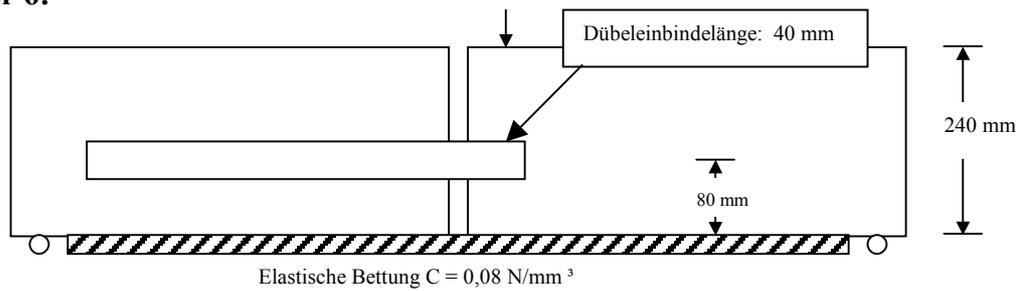
Detailaufnahme des oben dargestellten Bohrkerne. Über dem Dübel sind deutlich die durch das Einrütteln der Dübel veränderte Struktur des Betons und die Schwindrisse im Beton zu erkennen /29/.

Probekörper 1:**Probekörper 2:****Probekörper 3:****Probekörper 4:**

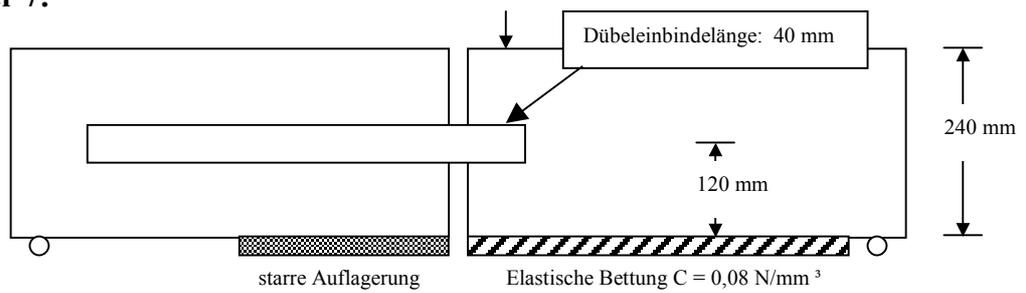
Probekörper 5:



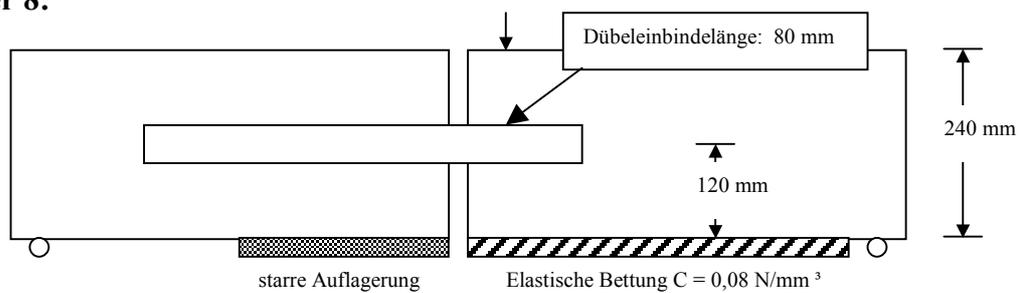
Probekörper 6:



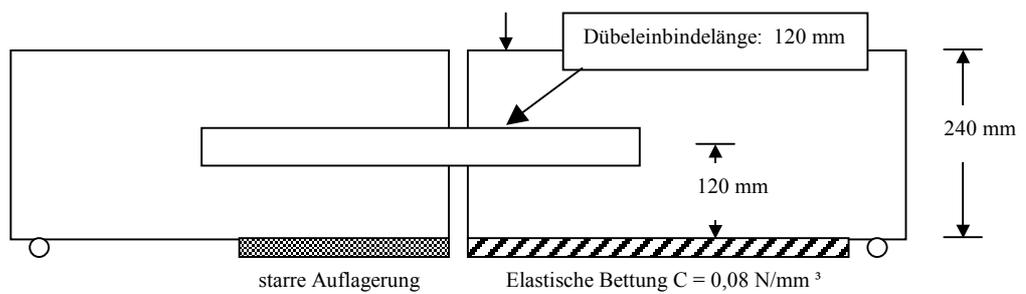
Probekörper 7:

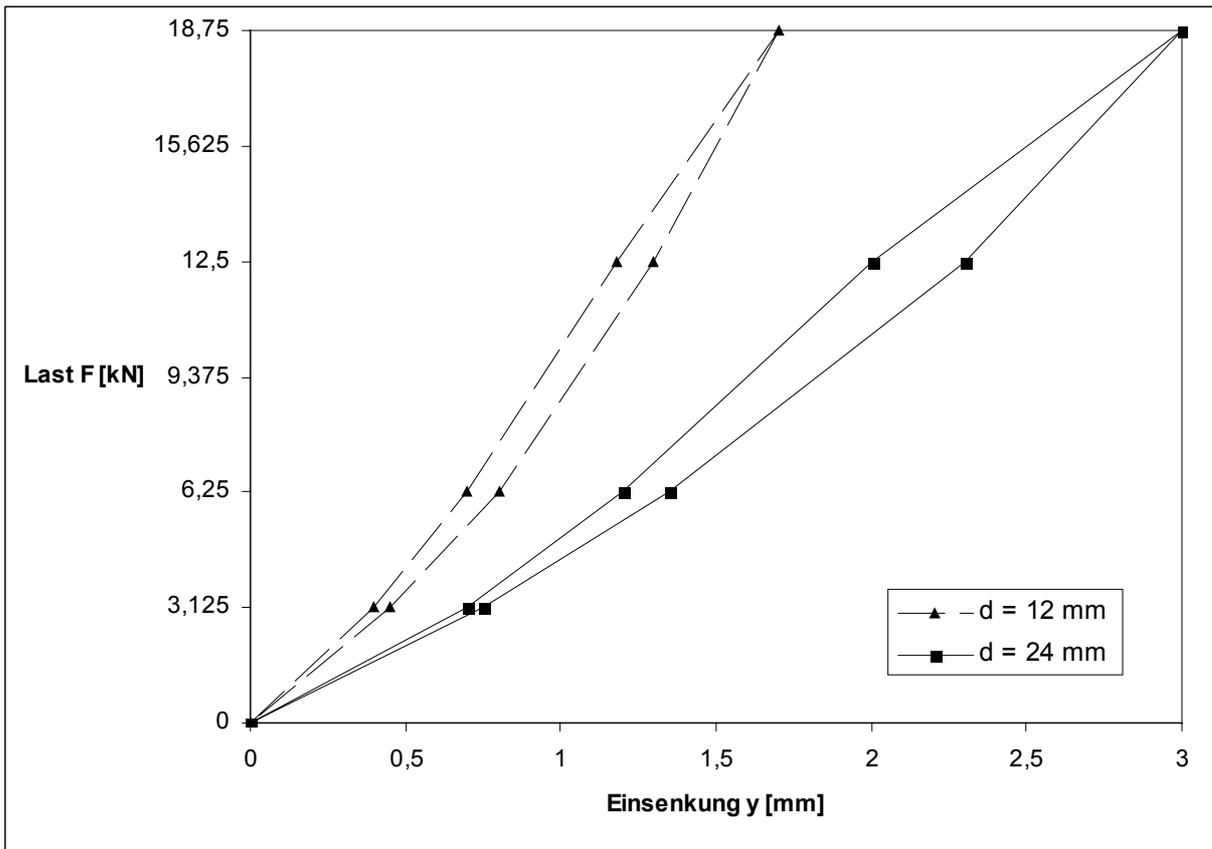


Probekörper 8:



Probekörper 9:

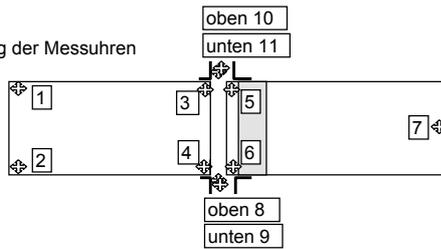




Federkennlinien an Gummimatten der Größe 250 x 250 mm bei der 10. Be- und Entlastung

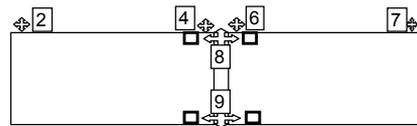
Draufsicht:

Nummerierung der Messuhren



Ansicht:

Nummern der vorderen Messuhren

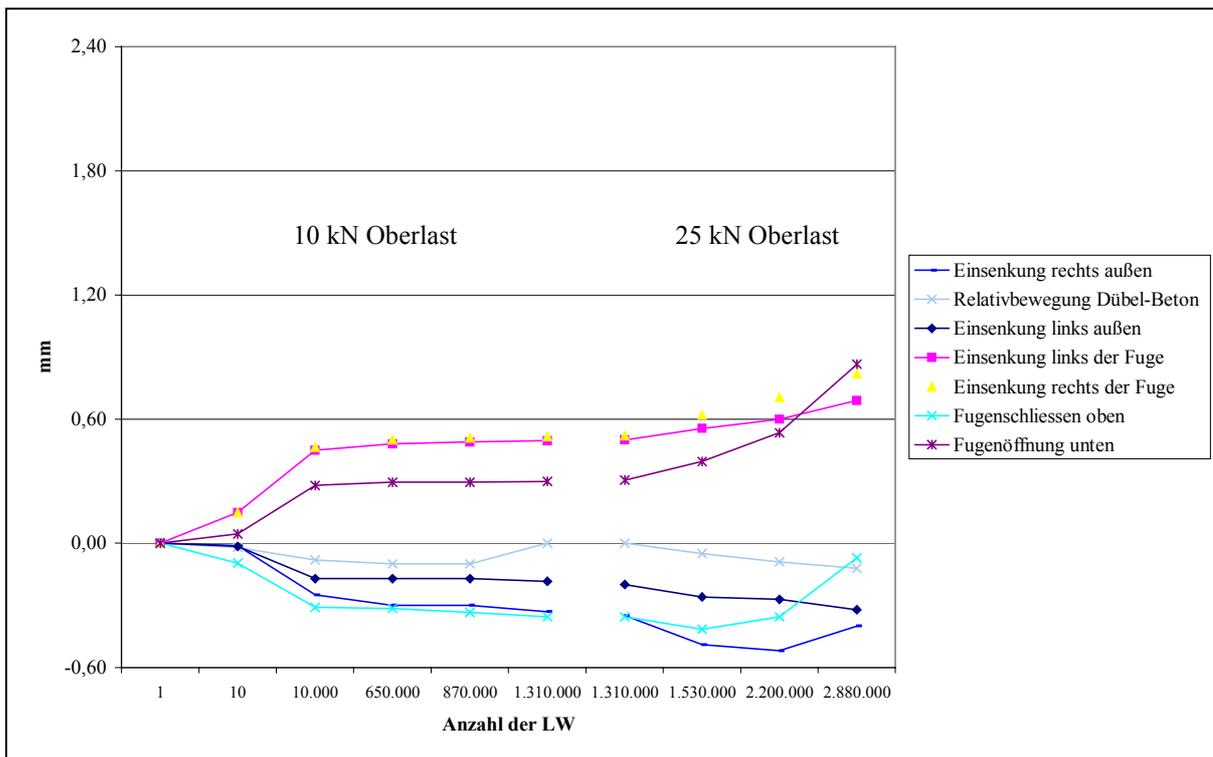


Dübeleinbindelänge: 160 mm Probekörper-Nr.: 1 Prallhammer-Messung (nach Vers.) 29 N/mm²

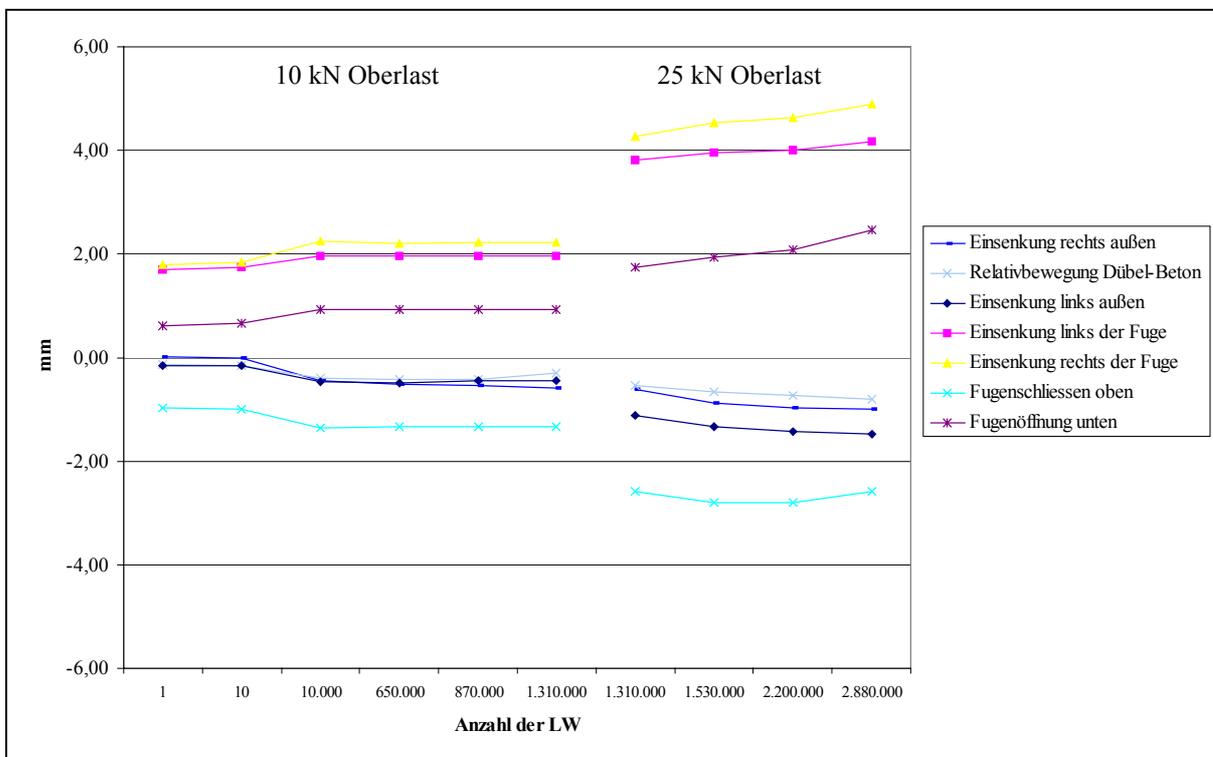
Belastungsfrequenz: 3 Hz Unterlast: 1 kN Oberlast: 10 bzw. 25 kN

Datum	Anzahl LW	Last [kN]	Messuhr-Nummer											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
21.07.98	1	0	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1	10	-0,111	0,063	1,83	2,04	1,95	2,07	0,001	-1,02	0,67	-1,00	0,68	
21.07.98	10	0	-0,030	0,010	0,09	0,13	0,11	0,13	0,005	-0,05	0,05	-0,06	0,04	
	10	10	-0,102	0,072	1,83	2,06	1,96	2,09	0,002	-1,02	0,69	-1,01	0,68	
Schwing- weite	10	1	-0,046	0,035	0,50	0,60	0,56	0,62	0,001	-0,28	0,20	-0,30	0,19	
	10	10	-0,106	0,056	1,78	2,01	1,90	2,03	0,015	-0,99	0,67	-0,97	0,66	
21.07.98	10.000	0	-0,036	0,019	0,14	0,18	0,15	0,18	0,008	-0,07	0,07	-0,09	0,06	
	10.000	10	-0,112	0,054	1,86	2,08	2,00	2,12	0,003	-1,02	0,70	-1,03	0,69	
Schwing- weite	10.000	1	-0,035	0,028	0,54	0,64	0,60	0,64	0,005	-0,30	0,22	-0,31	0,20	
	10.000	10	-0,118	0,072	1,81	2,03	1,93	2,05	0,017	-1,00	0,68	-0,99	0,67	
22.07.98	200.000	0	-0,053	0,003	0,15	0,22	0,20	0,23	0,005	-0,09	0,09	-0,10	0,07	
	200.000	10	-0,142	-0,006	1,89	2,12	2,04	2,16	0,000	-1,04	0,71	-1,04	0,71	
Schwing- weite	200.000	1	-0,055	-0,015	0,55	0,66	0,62	0,66	-0,005	-0,30	0,23	-0,32	0,22	
	200.000	10	-0,140	0,030	1,82	2,05	1,95	2,09	0,004	-1,00	0,69	-0,99	0,69	
24.07.98	650.000	0	-0,039	-0,059	0,13	0,23	0,19	0,24	-0,034	-0,09	0,10	-0,12	0,08	
	650.000	10	-0,108	0,040	1,95	2,15	2,09	2,18	-0,036	-1,07	0,70	-1,03	0,74	
Schwing- weite	650.000	1	-0,066	0,037	0,51	0,59	0,58	0,61	-0,020	-0,27	0,23	-0,30	0,20	
	650.000	10	-0,117	0,005	1,83	2,04	1,97	2,09	0,035	-1,01	0,69	-0,99	0,68	
27.07.98	1.330.000	0	-0,033	0,051	0,23	0,20	0,24	0,26	-0,142	-0,12	0,05	-0,05	0,12	
	1.330.000	10	-0,171	-0,049	1,97	2,16	2,07	2,28	-0,154	-1,14	0,69	-1,01	0,79	
Schwing- weite	1.330.000	1	-0,090	-0,016	0,58	0,71	0,61	0,79	-0,101	-0,34	0,25	-0,34	0,25	
	1.330.000	10	-0,141	0,024	1,88	2,11	1,94	2,24	-0,129	-1,08	0,71	-1,02	0,74	
	1.330.000	20	-0,316	-0,134	3,02	3,29	3,22	3,47	-0,171	-1,69	1,17	-1,70	1,13	
	1.330.000	30	-0,982	-0,736	4,33	4,76	4,71	4,83	-0,229	-2,63	1,77	-2,57	1,77	
	1.330.000	40	-0,414	-0,039	4,80	5,37	4,88	5,31	-0,005	-2,71	1,86	-2,58	1,93	
	* auf 0 gestellt	1.330.000	0	0,137	-0,091	0,39	0,55	*	*	-0,142	-0,24	0,20	-0,20	0,23
	1.330.000	50	-0,291	-0,069	5,26	5,93	5,74	5,64	-0,136	-2,70	2,30	-2,58	2,39	
	1.330.000	60	-0,505	-0,061	6,57	7,30	7,36	7,50	-0,130	-2,50	3,95	-2,45	4,02	
	1.330.000	70	-0,902	-0,422	7,89	8,73	9,10	9,29	-0,148	-2,20	5,95	-2,45	5,66	
	1.330.000	0	-1,047	-0,479	0,80	1,57	0,65	1,13	-0,102	1,15	3,50	1,08	3,44	
28.07.98	1.330.000	0	-1,050	-0,480	0,80	1,57	0,65	1,13	-0,100	1,15	3,50	1,08	3,44	
	1.330.000	25	-3,570	-3,110	4,70	5,47	5,68	5,68	1,220	-1,33	5,28	-1,52	5,10	
Schwing- weite	1.330.000	1	-1,320	-0,700	1,05	2,00	1,05	1,50	0,450	1,02	3,45	1,35	3,40	
	1.330.000	25	-3,660	-3,100	4,40	5,21	5,35	5,45	1,700	-1,22	5,10	-1,00	4,90	
29.07.98	1.500.000	0	-1,300	-0,820	0,90	1,62	0,73	1,27	0,150	0,88	3,26	0,77	3,14	
	1.500.000	25	-3,780	-3,290	4,61	5,47	5,71	5,57	1,620	-1,48	4,98	-1,68	4,75	
Schwing- weite	1.500.000	1	-1,350	-0,900	1,40	2,10	1,30	1,75	0,450	0,78	3,30	0,68	3,22	
	1.500.000	25	-3,800	-3,250	4,30	5,15	5,22	5,45	1,670	-1,33	4,90	-1,52	4,62	
31.07.98	2.000.000	0	-1,330	-0,870	0,90	1,64	0,75	1,30	0,170	0,87	3,24	0,79	3,12	
	2.000.000	25	-3,800	-3,380	4,60	5,47	5,67	5,63	1,630	-1,47	4,92	-1,72	4,81	
Schwing- weite	2.000.000	1	-1,350	-0,900	1,40	2,10	1,30	1,75	0,450	0,78	3,30	0,68	3,22	
	2.000.000	25	-3,800	-3,250	4,30	5,15	5,22	5,45	1,670	-1,33	4,90	-1,52	4,62	
03.08.98	2.700.000	0	-0,650	-0,450	0,68	0,60	0,71	0,75	2,450	-1,08	0,45	6,33	7,10	
	2.700.000	25	-6,650	-5,950	4,60	5,70	7,05	6,90	0,500	-3,00	5,55	-1,05	7,75	
Schwing- weite	2.700.000	1	-0,900	-0,300	0,80	1,05	0,90	1,10	0,500	-1,08	0,10	-0,60	7,40	
	2.700.000	25	-7,200	-6,600	4,10	5,50	6,60	6,60	2,300	-3,65	5,30	6,40	8,80	

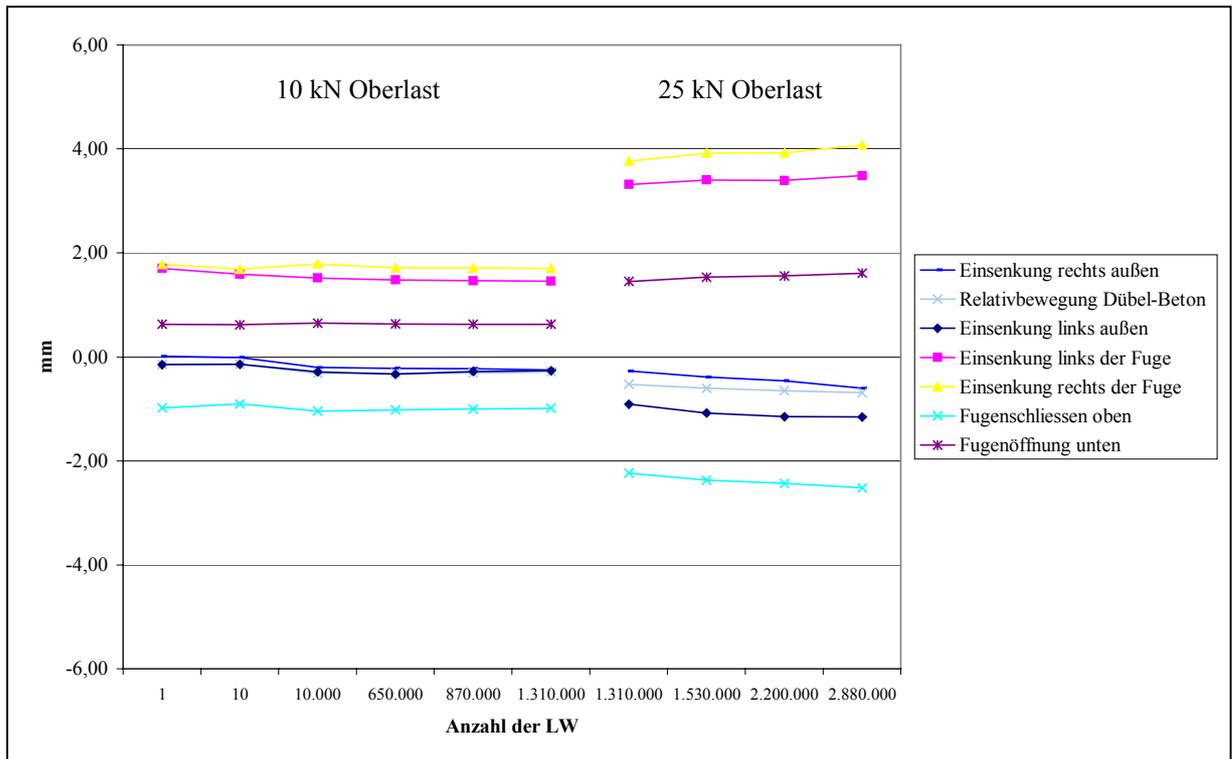
Formblatt zur Niederschrift der Verformungsmessgrößen bei Versuchsdurchführung (Probekörper 1)



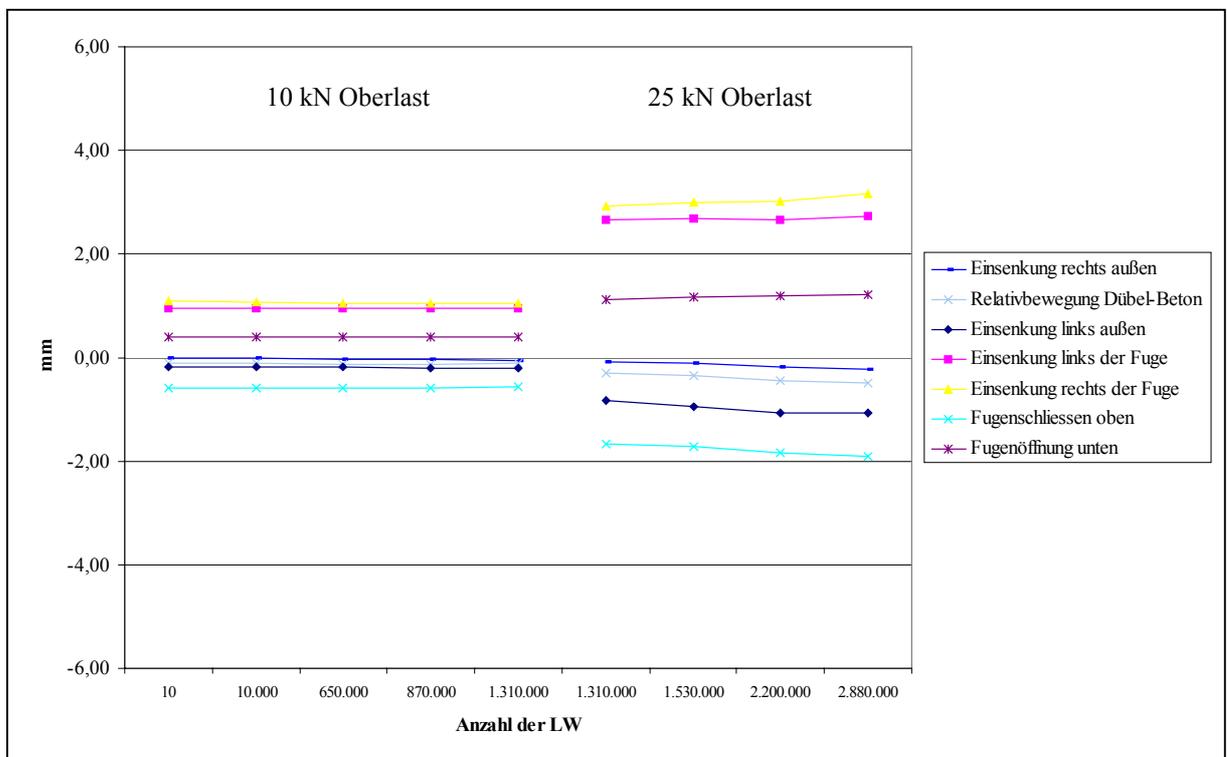
Bleibende Verformungen (ohne Belastung) bei Probekörper 3 mit 80 mm Dübeleinsenkungslänge in Abhängigkeit von der aufgetragenen Anzahl der Lastwechsel



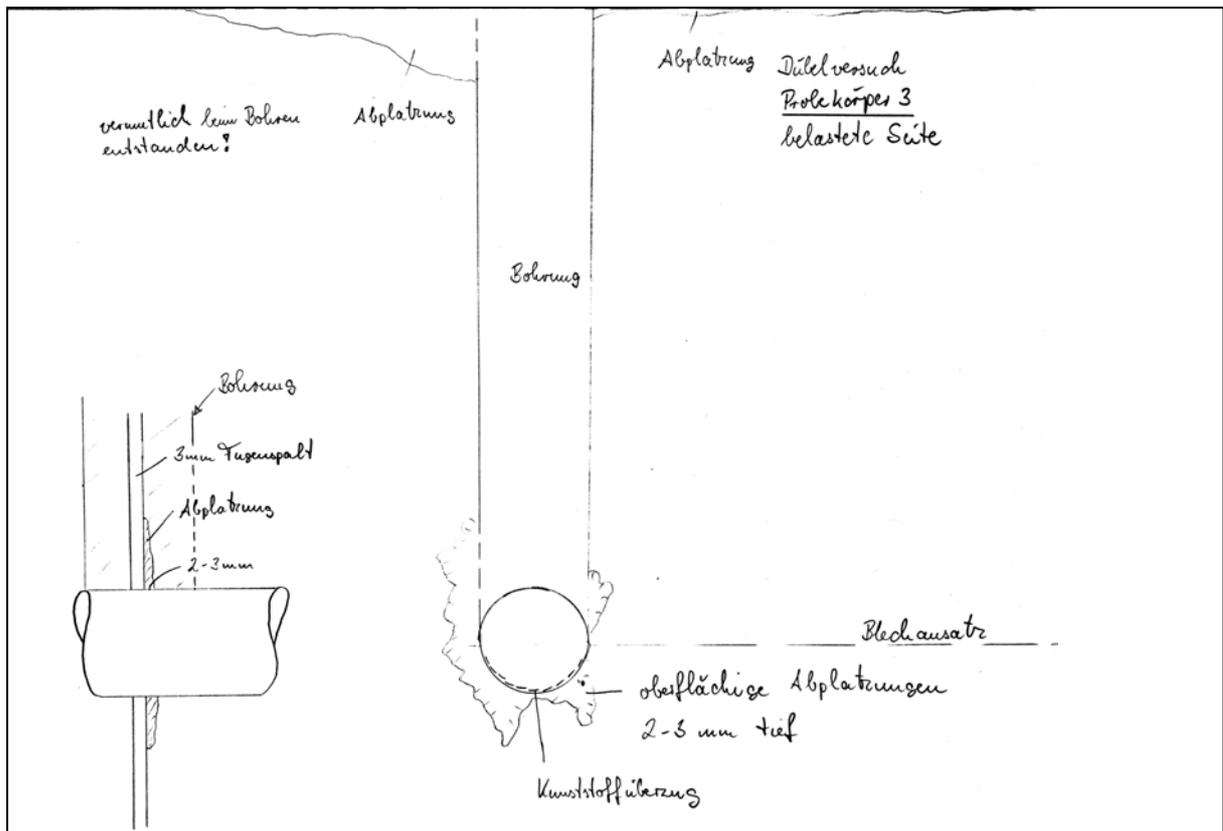
Verformungen unter statischer Oberlast für Probekörper 3 mit 80 mm Dübeleinsenkungslänge in Abhängigkeit von der aufgetragenen Anzahl der Lastwechsel



Differenz der Verformungen zwischen statischer Oberlast und ohne Belastung bei Probekörper 3 mit 80 mm Dübeleinsenkung in Abhängigkeit von der aufgetragenen Anzahl der Lastwechsel



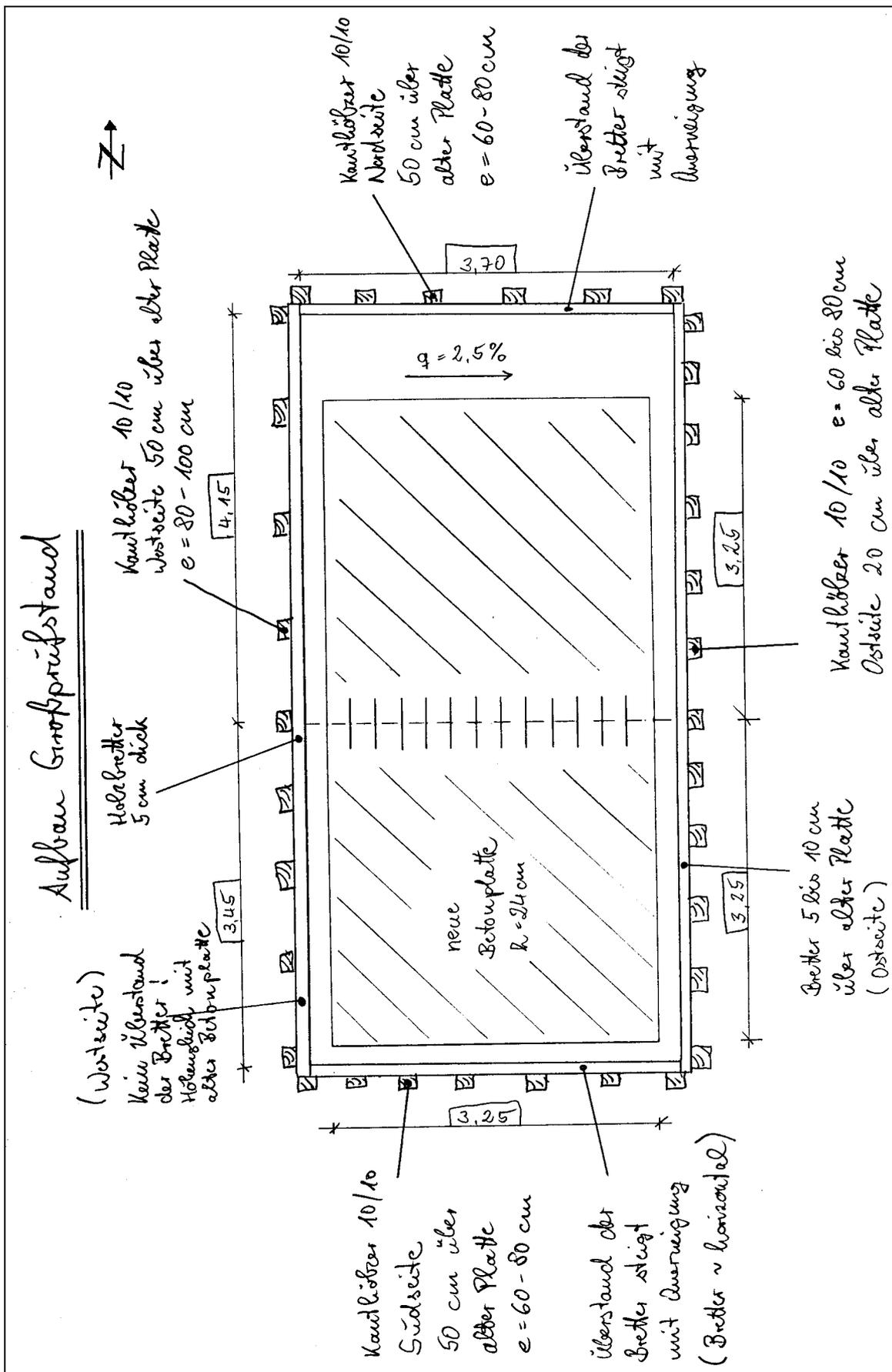
Schwingweite der Verformungen unter dynamischer Belastung zwischen Ober- und Unterlast bei Probekörper 3 mit 80 mm Dübeleinsenkung in Abhängigkeit von der aufgetragenen Anzahl der Lastwechsel



Schematische Darstellung der Betonoberfläche von Probekörper 3 mit 80 mm Dübeleinsenlänge nach Versuchsende



Betonoberfläche der Fuge der belasteten Balkenhälfte nach Versuchsende bei Probekörper 3 mit 80 mm Dübeleinsenlänge. Nur oberflächliche Abplatzungen mit geringer Tiefe.



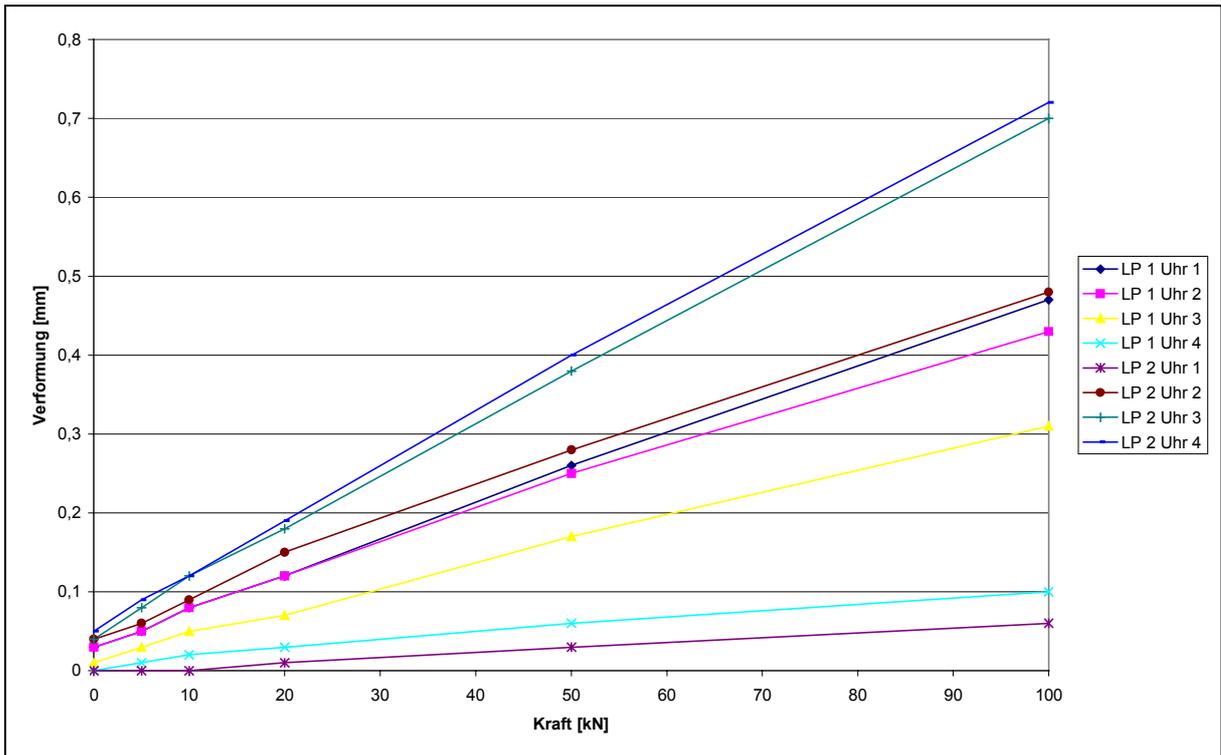
Skizze über bestehenden Versuchsaufbau im Großprüfstand mit Angabe der Abmessungen in der Draufsicht



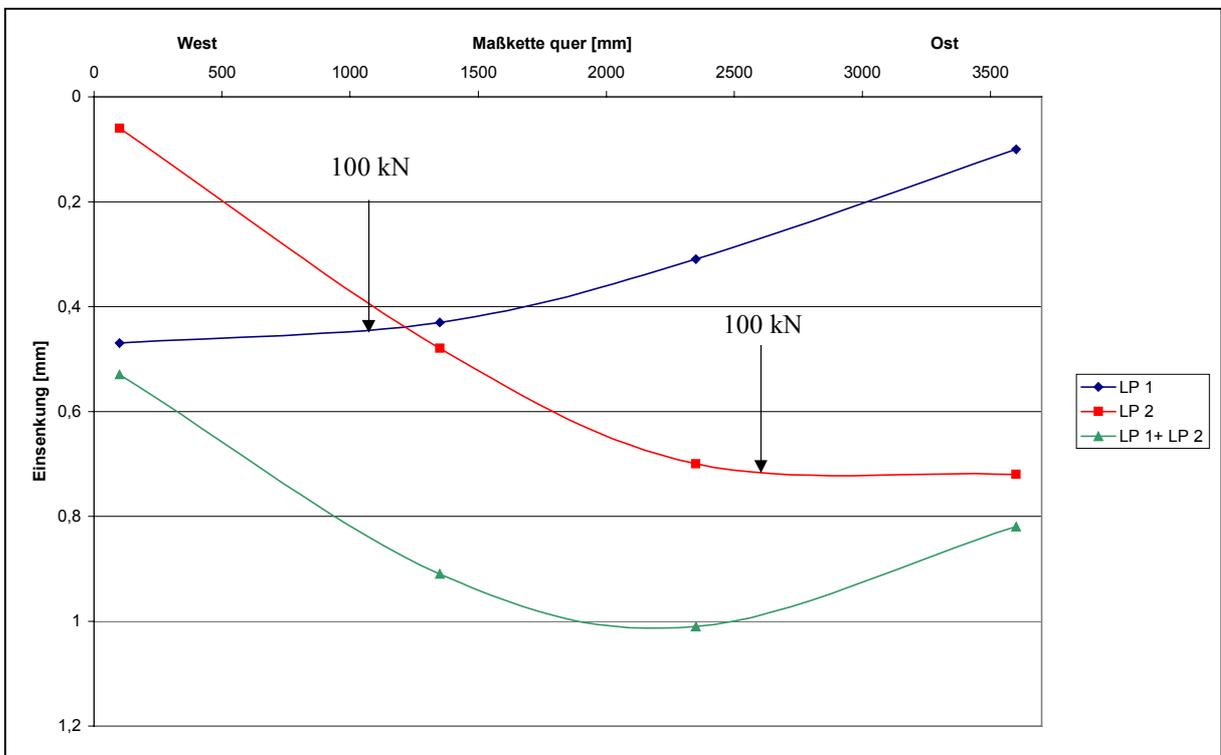
Draufsicht auf bestehende Betondecke mit Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Untergrundsteifigkeit



Belastungsplatte mit Gummiunterlage und Messbasis mit Messuhren zur Bestimmung der Untergrundsteifigkeit des bestehenden Versuchsaufbaus



Verformungsverlauf bei Belastung des bestehenden Versuchsaufbaus (Belastungsversuch)



Einsenkung des bestehenden Versuchsaufbaus in Plattenmitte bei Belastung mit jeweils 100 kN durch die beiden Lastflächen



Erstellen der Schalung für die neue Betondecke



Einbringen des Betons mit Betonkübel und Verdichten mit Innenrüttler



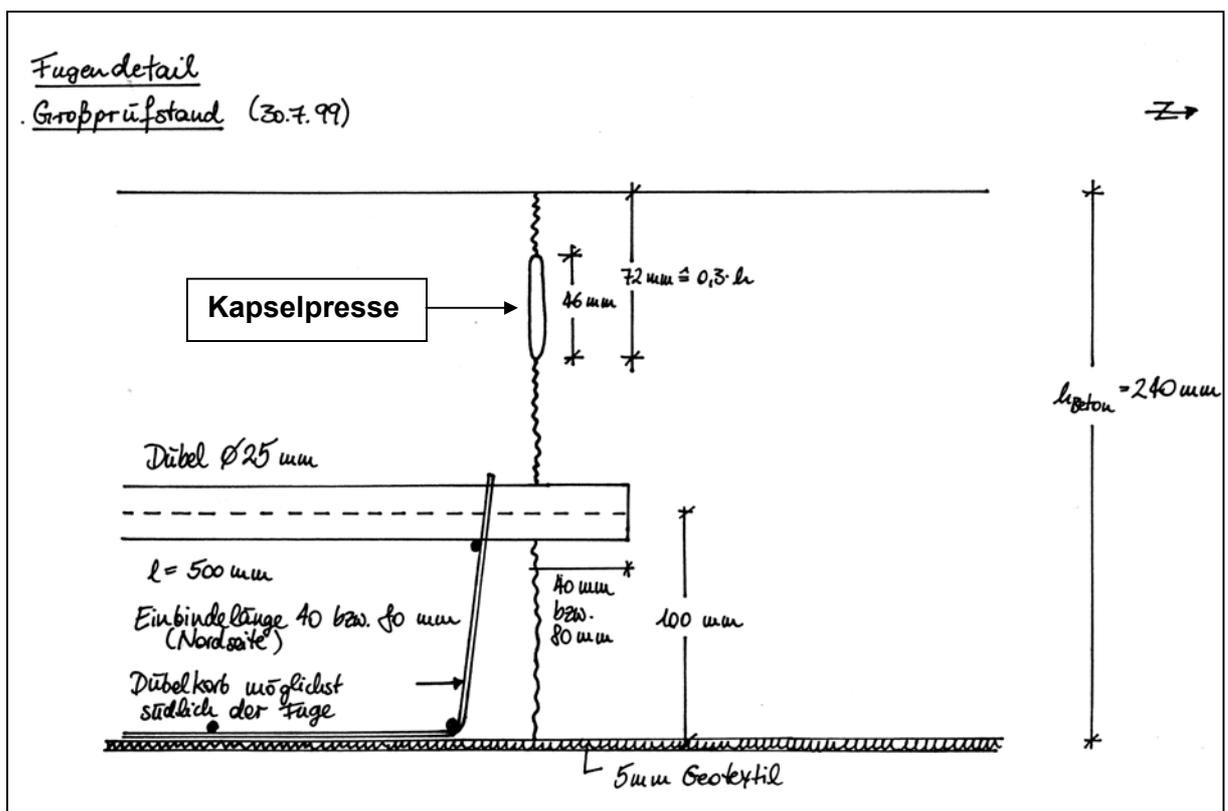
Abziehen des frischen Betons mit einer Bohle



Nacharbeiten der Betonoberfläche von Hand



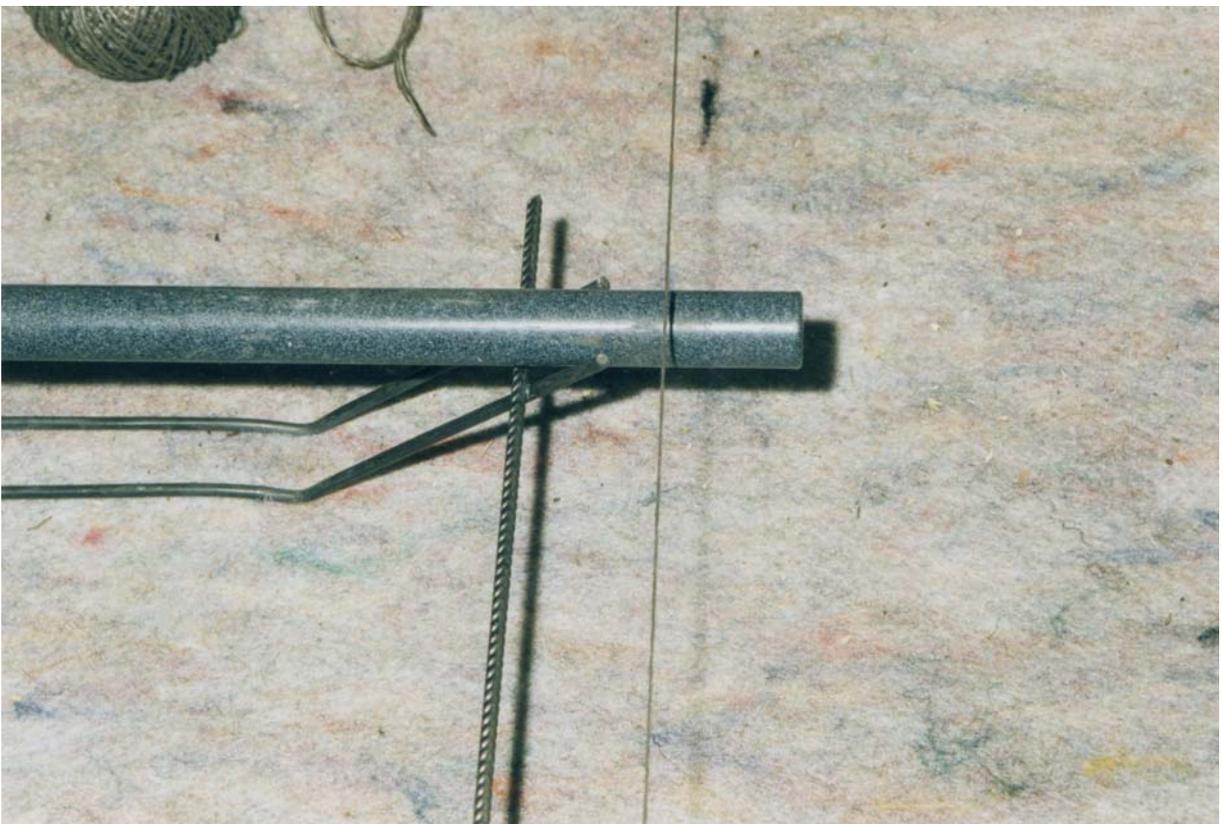
Herstellen der Probekörper im Rahmen der Eigenüberwachungsprüfung



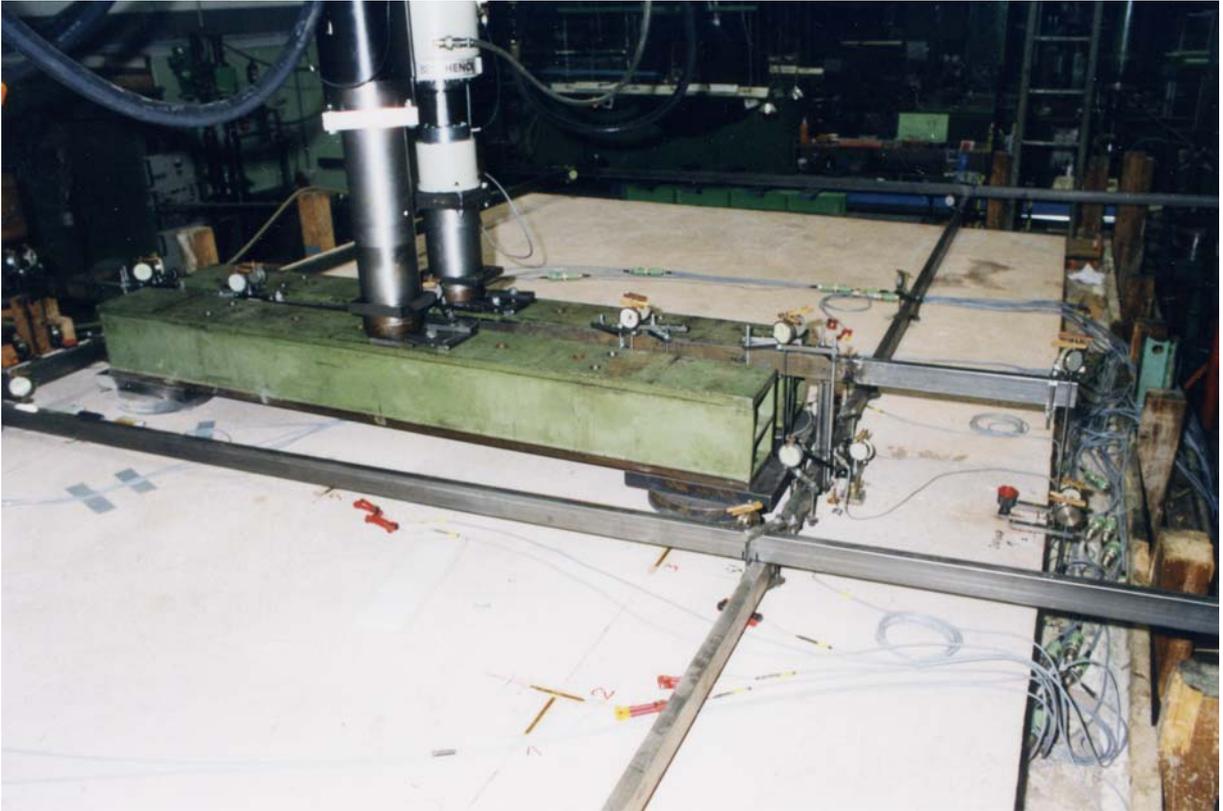
Skizze über Fugendetail mit Lage der Kapselpresse und seitlich angeordneten Dübelhaltern



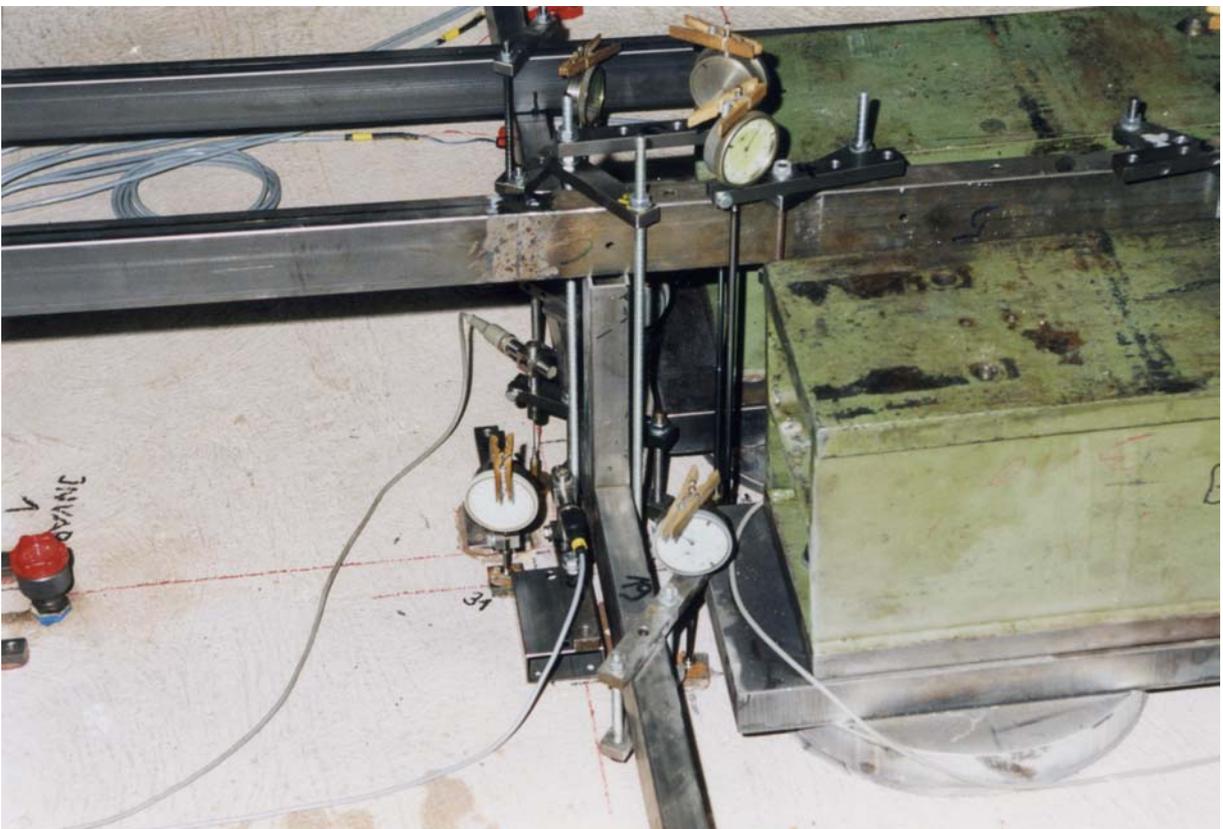
Einmessen und Fixieren der Dübel



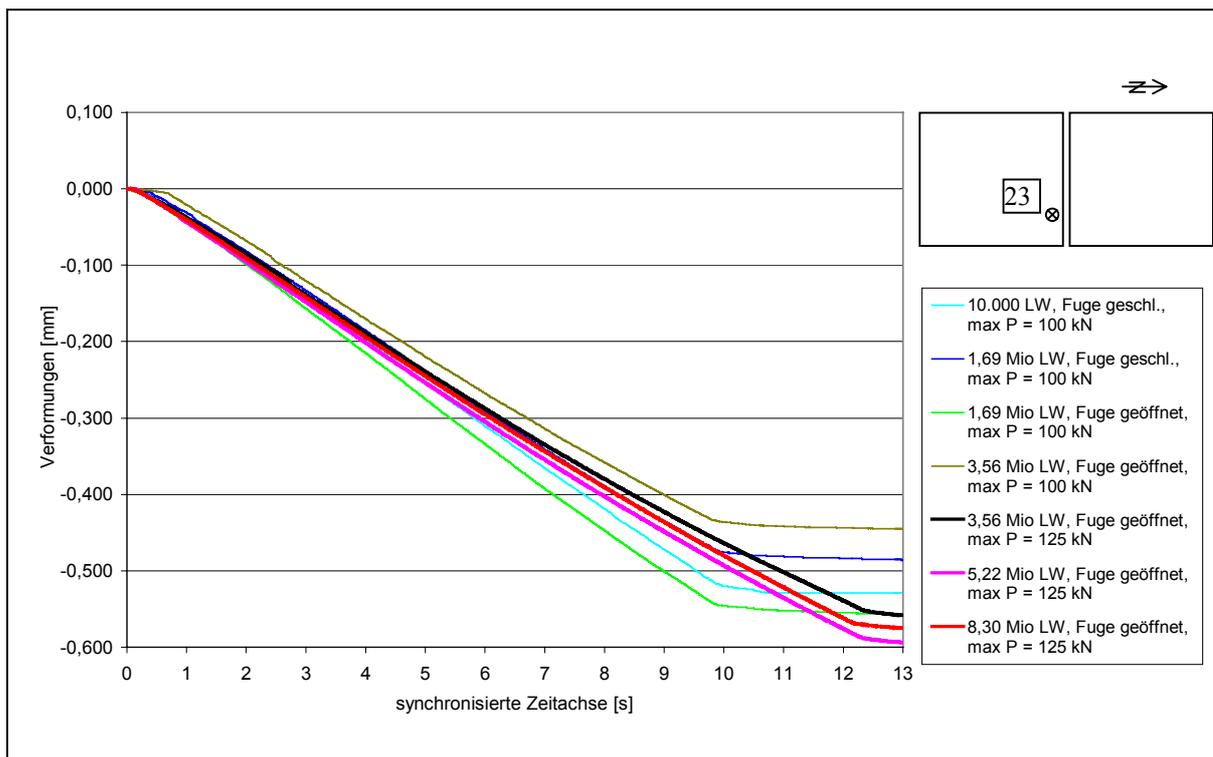
Herstellen der exakten Dübellage in Höhe und Längsrichtung



Anordnung der beiden Belastungsachsen an der Fugenkonstruktion

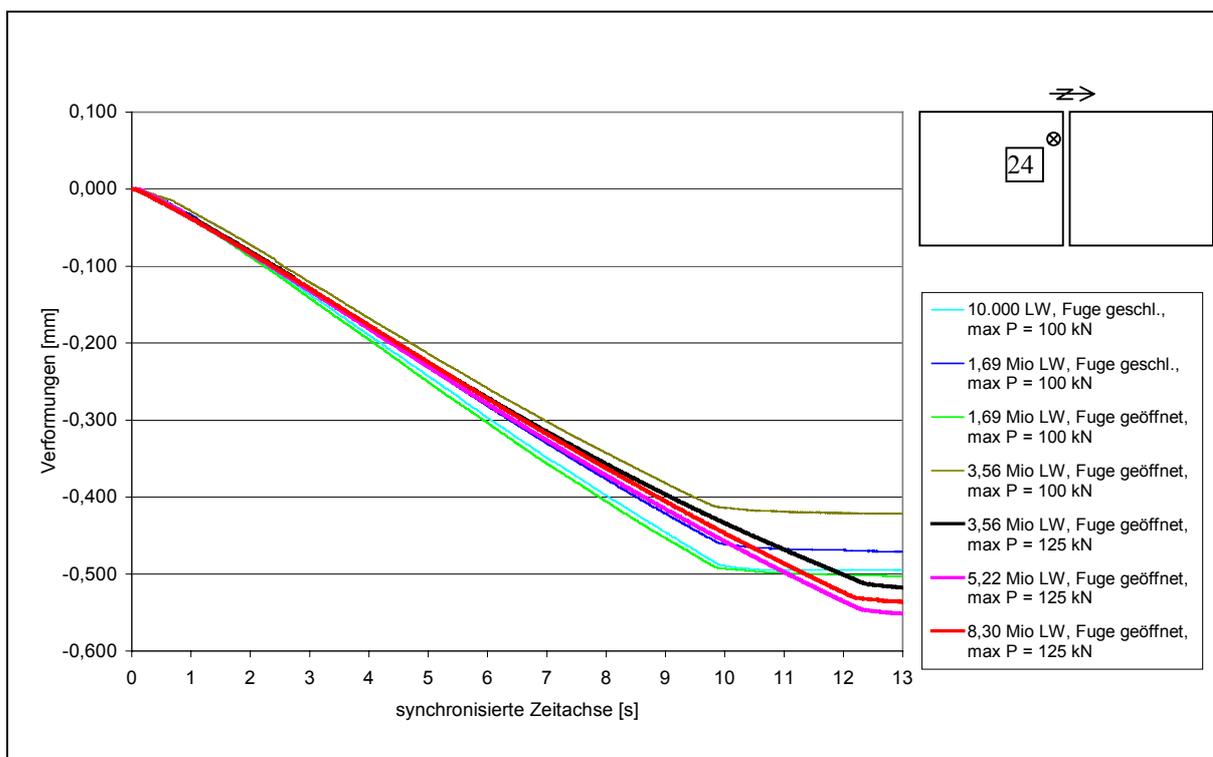


Auflage der Querträger auf Stahlplatten mit Gummiunterlage



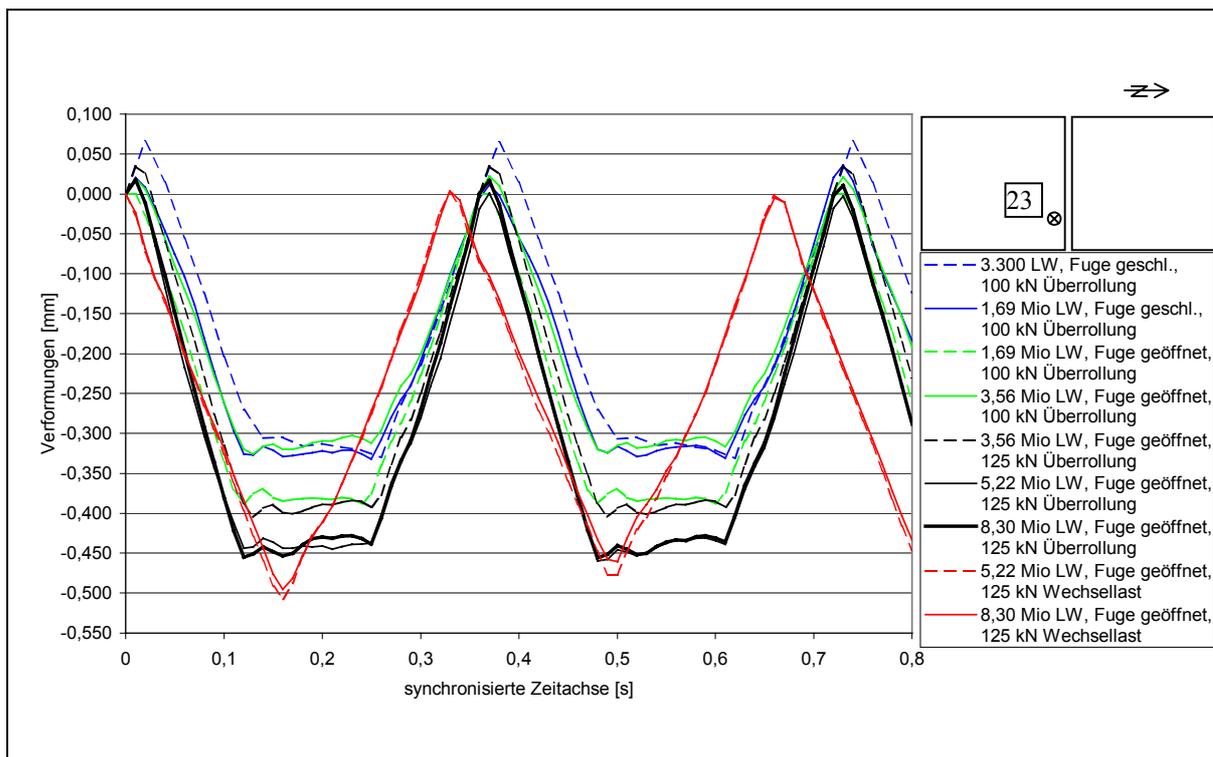
Geber 23

Absoluteinsenkung 100 mm links (südlich) der Fuge bei 8 cm Einbindelänge und 48 cm Randabstand
 Linear ansteigende Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) von 0 kN auf 100 kN bzw. 125 kN



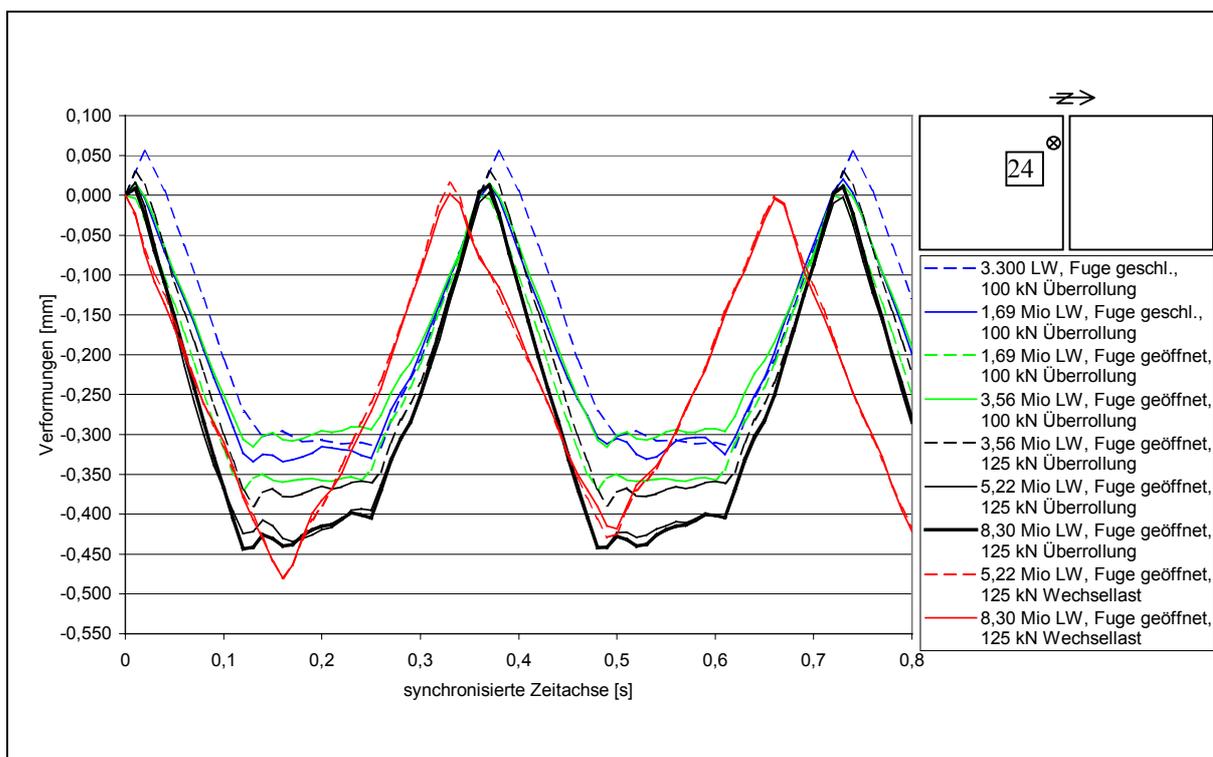
Geber 24

Absoluteinsenkung 70 mm links (südlich) der Fuge bei 4 cm Einbindelänge und 41 cm Randabstand
 Linear ansteigende Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) von 0 kN auf 100 kN bzw. 125 kN



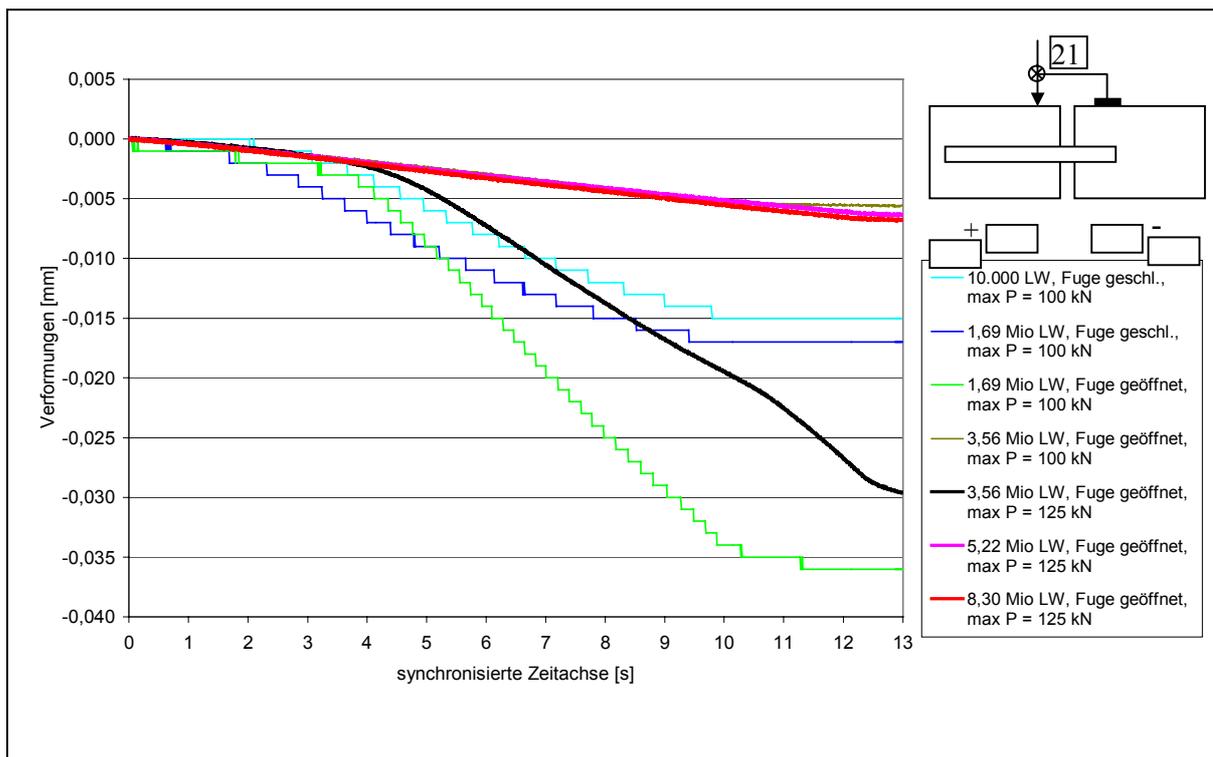
Geber 23

Absoluteinsenkung 100 mm links (südlich) der Fuge bei 8 cm Einbindelänge und 48 cm Randabstand
 Dynamische Belastung; Startpunkt: Beide Prüfzylinder befinden sich im Bereich der Unterlast



Geber 24

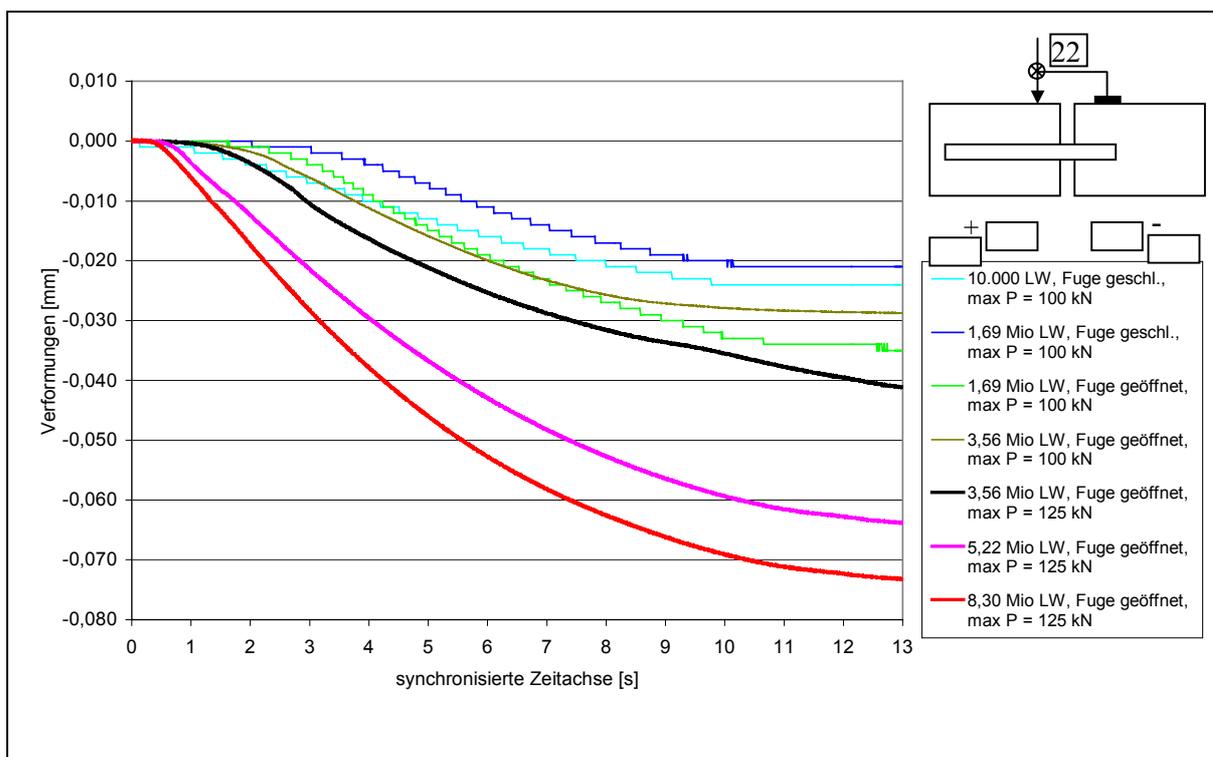
Absoluteinsenkung 70 mm links (südlich) der Fuge bei 4 cm Einbindelänge und 41 cm Randabstand
 Dynamische Belastung; Startpunkt: Beide Prüfzylinder befinden sich im Bereich der Unterlast



Geber 21

Relativbewegung zwischen linkem und rechtem Fugenrand bei 8 cm Einbindelänge

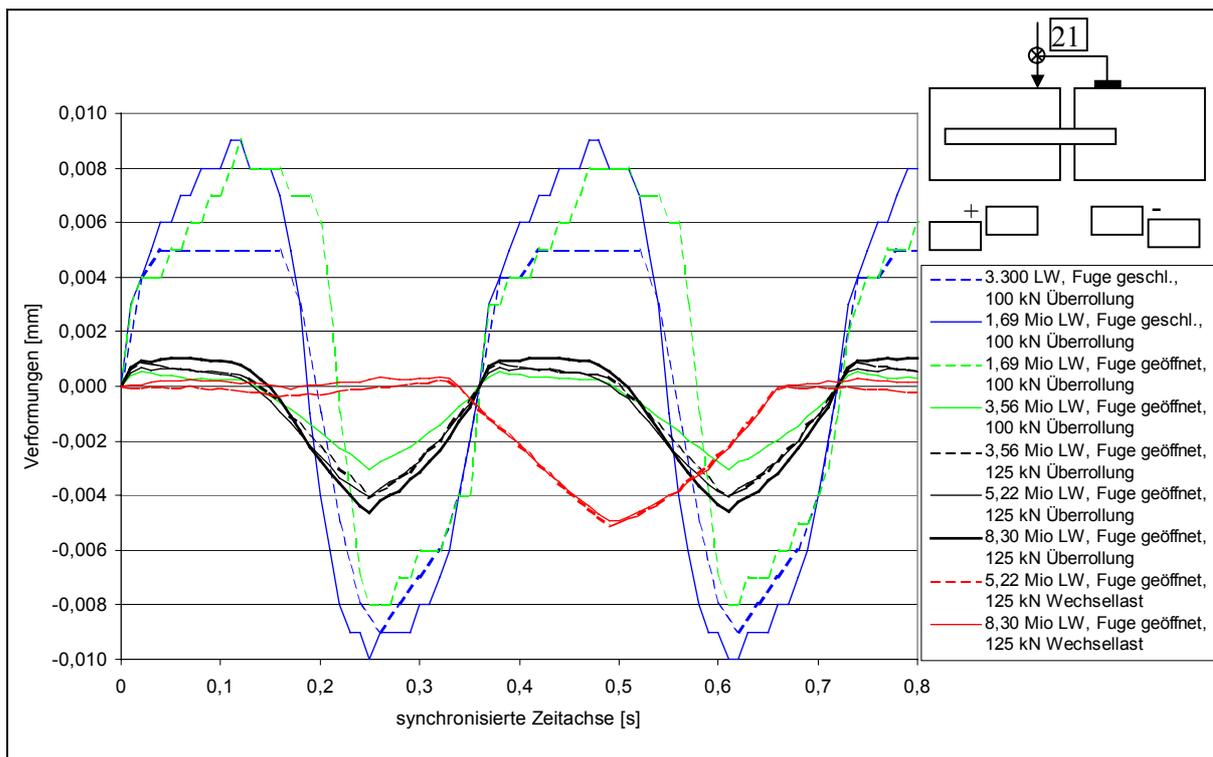
Linear ansteigende Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) von 0 kN auf 100 kN bzw. 125 kN



Geber 22

Relativbewegung zwischen linkem und rechtem Fugenrand bei 4 cm Einbindelänge

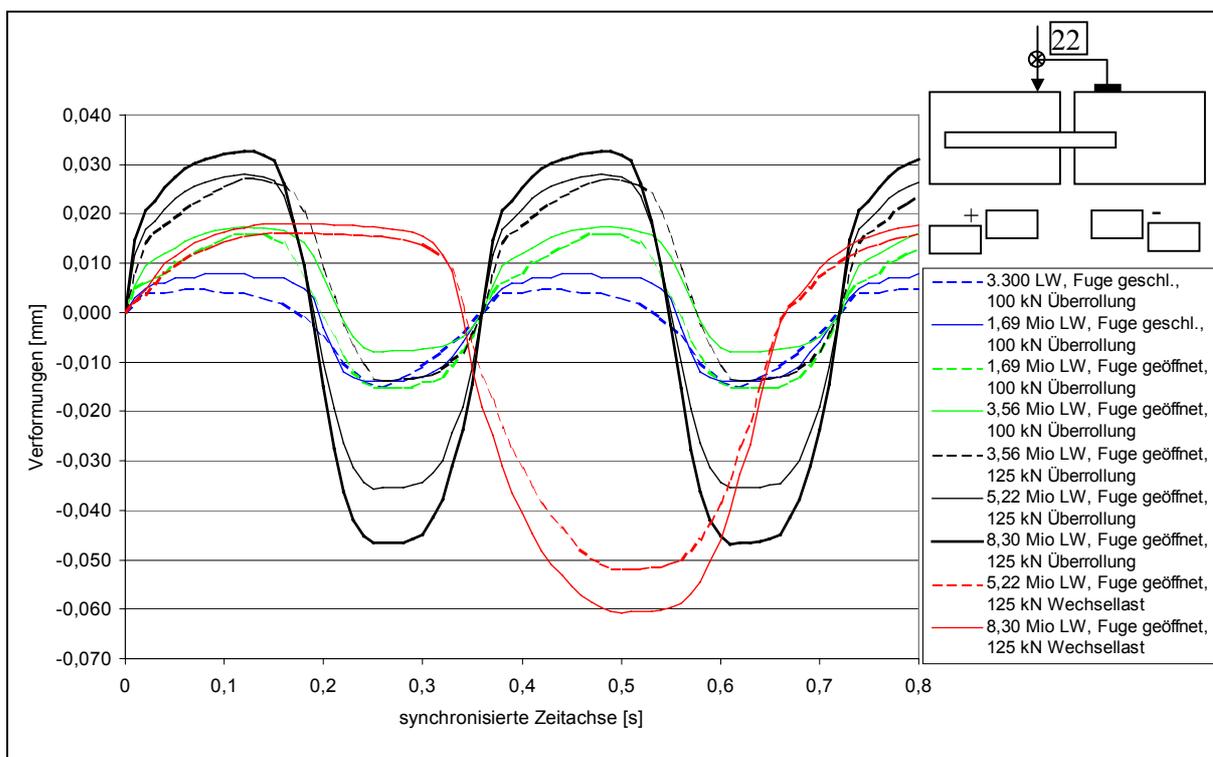
Linear ansteigende Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) von 0 kN auf 100 kN bzw. 125 kN



Geber 21

Relativbewegung zwischen linkem und rechtem Fugenrand bei 8 cm Einbindelänge

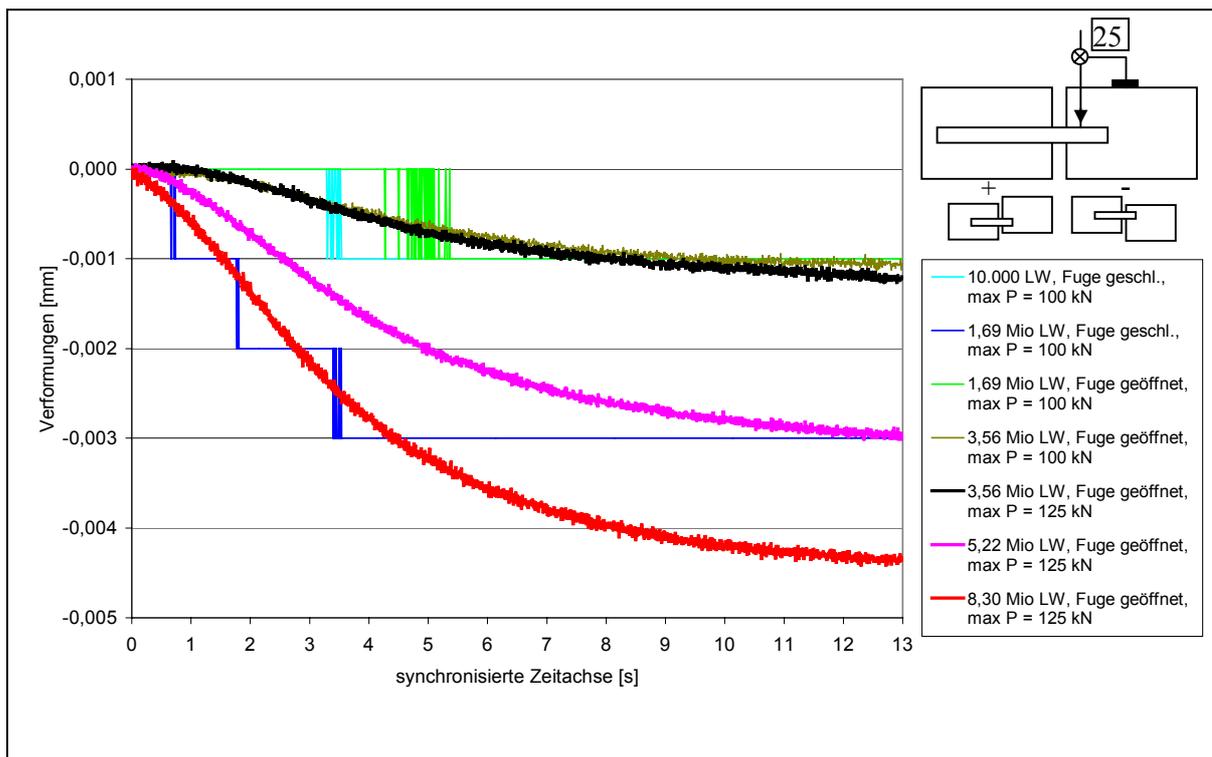
Dynamische Belastung; Startpunkt: Beide Prüfzylinder befinden sich im Bereich der Unterlast



Geber 22

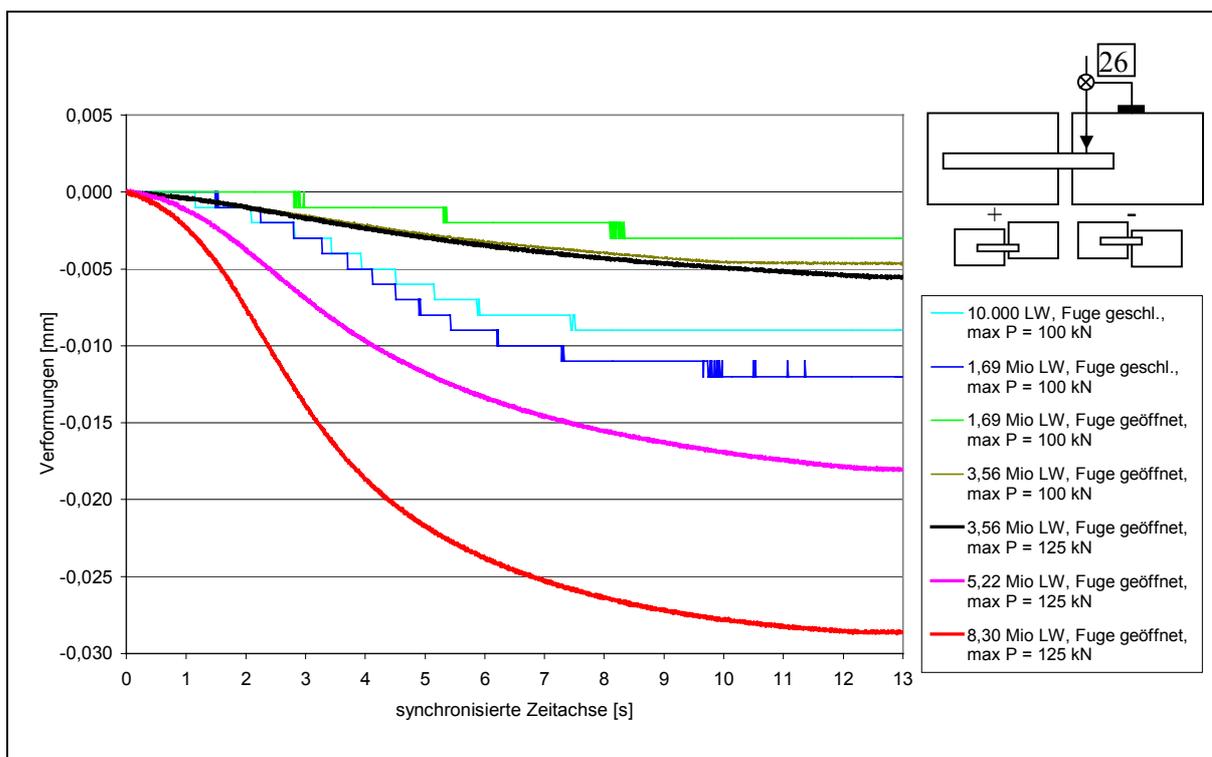
Relativbewegung zwischen linkem und rechtem Fugenrand bei 4 cm Einbindelänge

Dynamische Belastung; Startpunkt: Beide Prüfzylinder befinden sich im Bereich der Unterlast



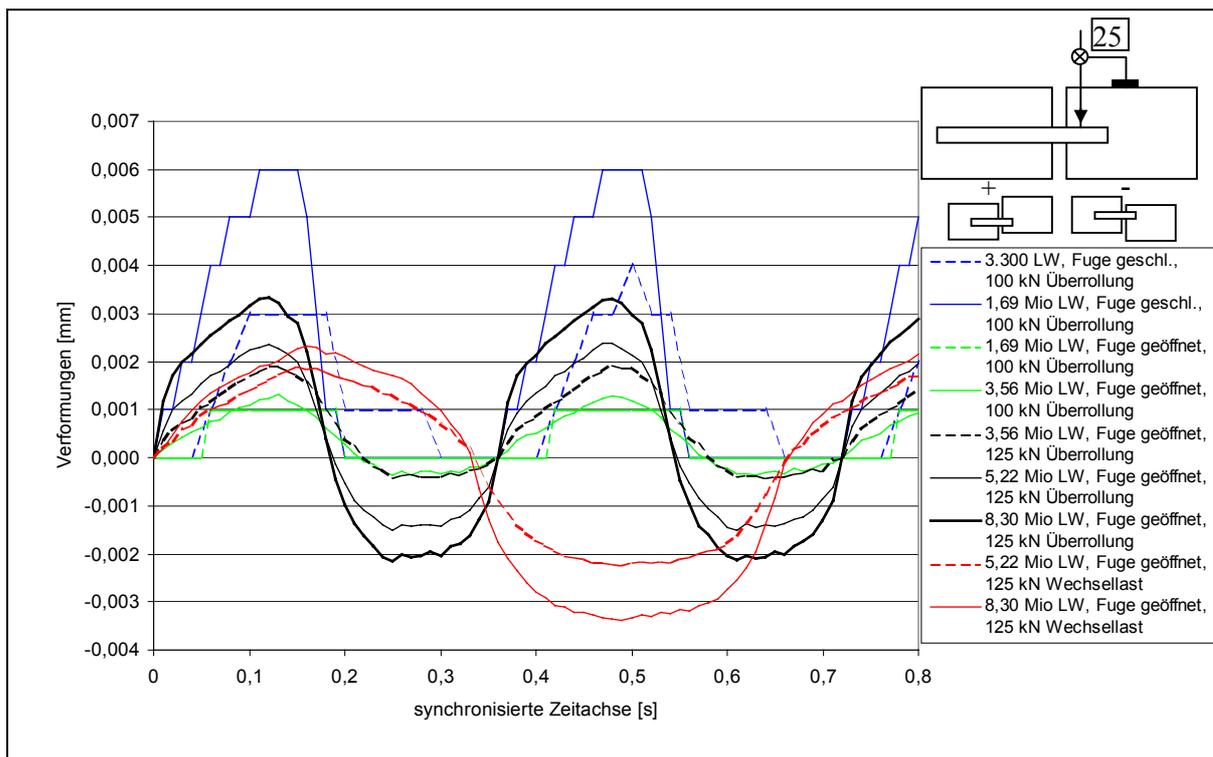
Geber 25

Relativbewegung zw. OK Dübel und OK Beton rechts der Fuge am Dübel 11 mit 8 cm Einbindelänge
 Linear ansteigende Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) von 0 kN auf 100 kN bzw. 125 kN



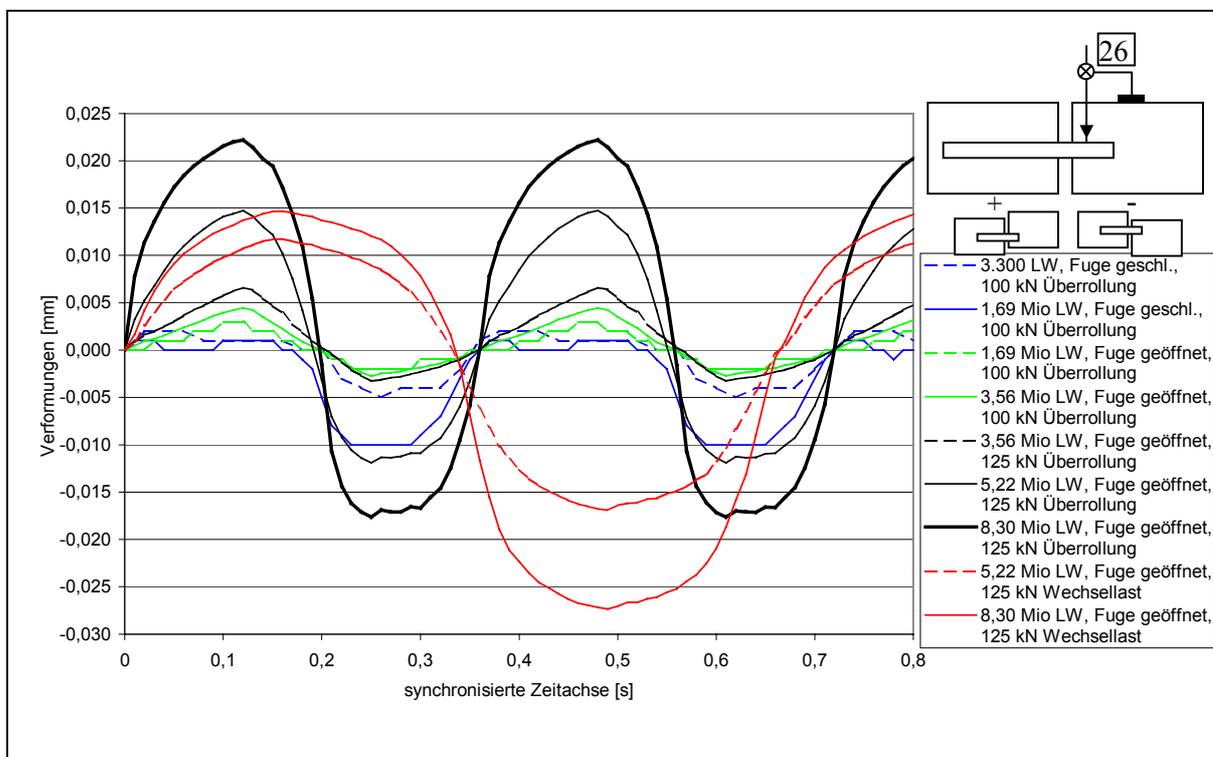
Geber 26

Relativbewegung zw. OK Dübel und OK Beton rechts der Fuge am Dübel 2 mit 4 cm Einbindelänge
 Linear ansteigende Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) von 0 kN auf 100 kN bzw. 125 kN



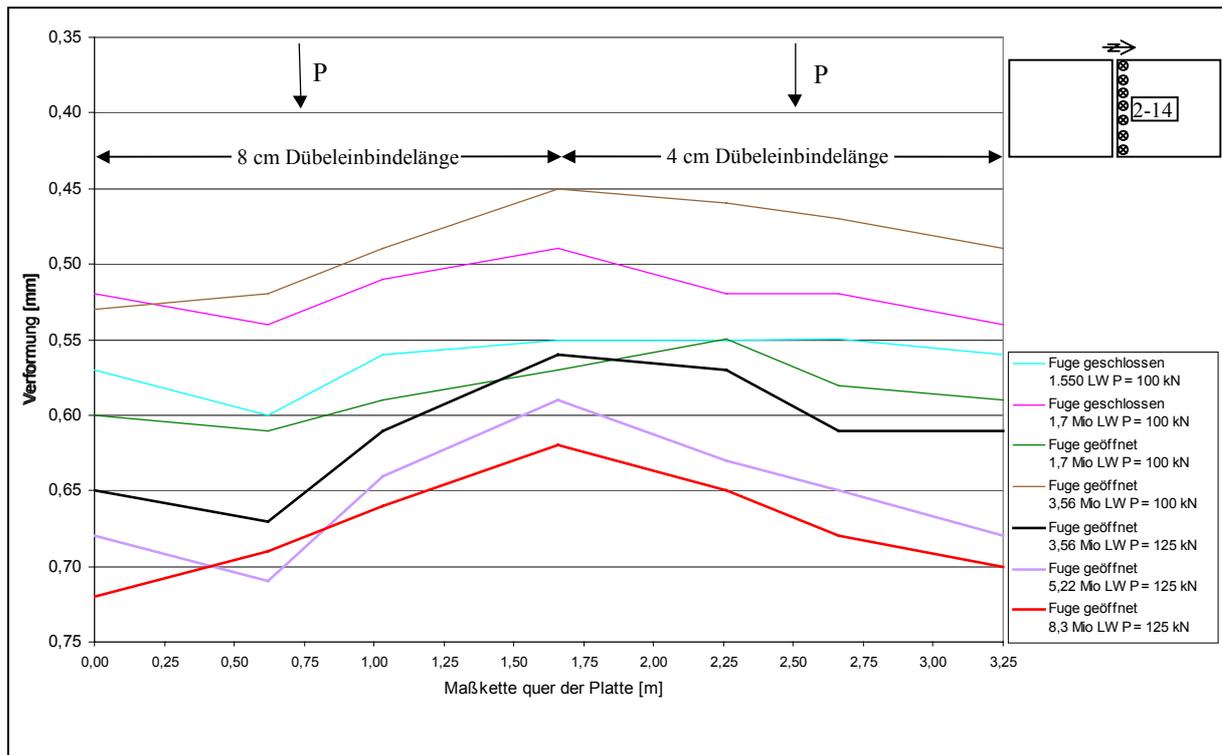
Geber 25

Relativbewegung zw. OK Dübel und OK Beton rechts der Fuge am Dübel 11 mit 8 cm Einbindelänge
Dynamische Belastung; Startpunkt: Beide Prüfzylinder befinden sich im Bereich der Unterlast

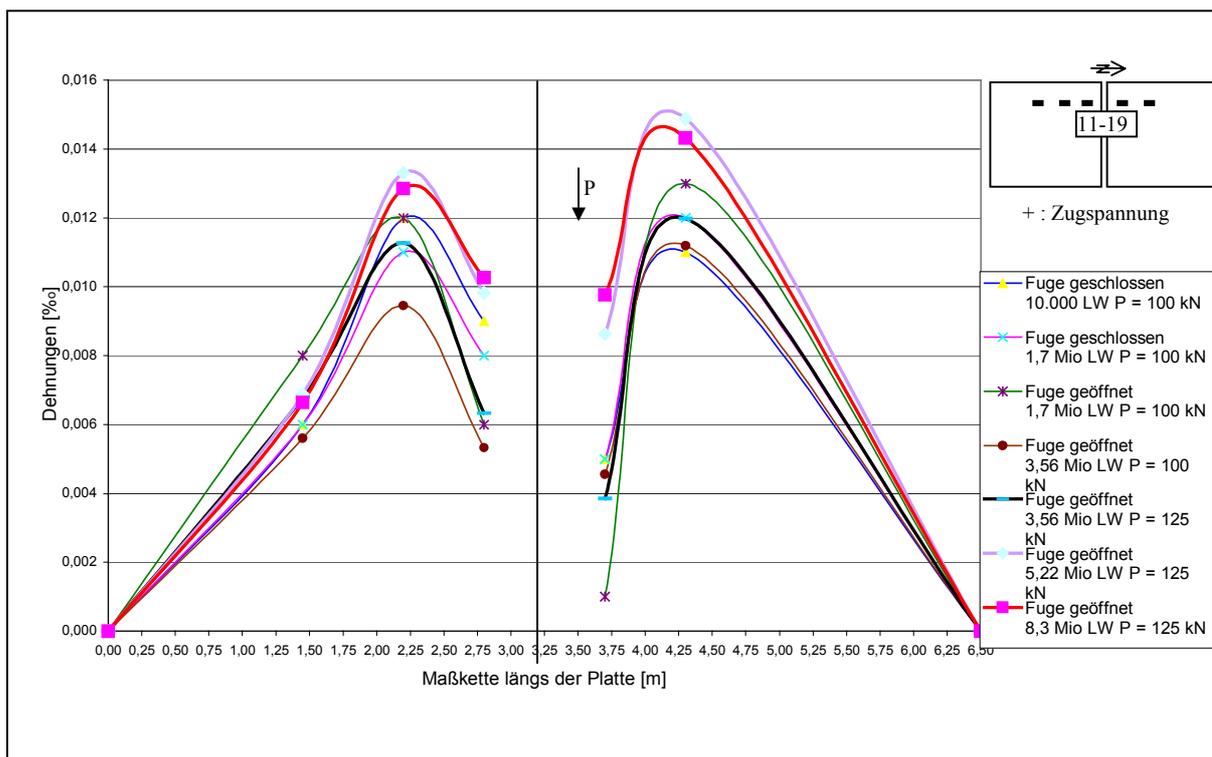


Geber 26

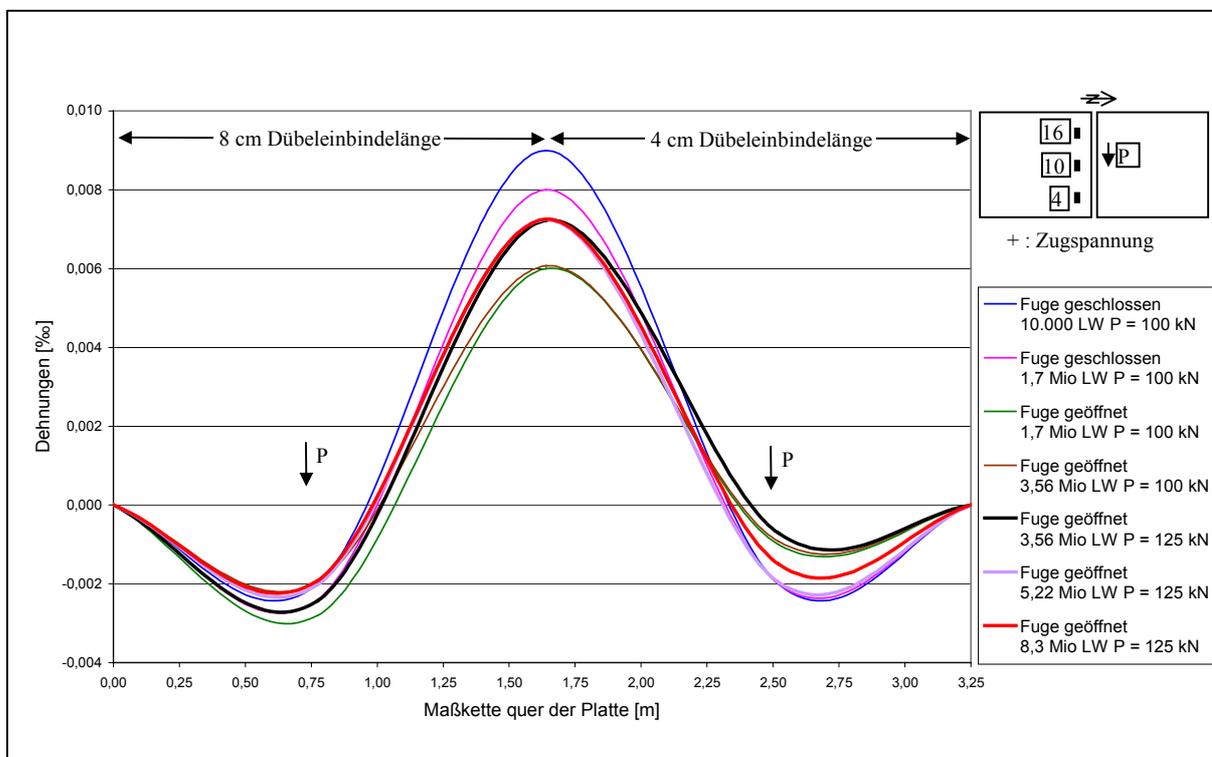
Relativbewegung zw. OK Dübel und OK Beton rechts der Fuge am Dübel 2 mit 4 cm Einbindelänge
Dynamische Belastung; Startpunkt: Beide Prüfzylinder befinden sich im Bereich der Unterlast



Querbiegeline aus den absoluten Verformungen an den Messuhren 2 bis 14 rechts der Fuge
Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) mit 100 kN bzw. 125 kN



Dehnungsverlauf in Längsrichtung an der Plattenoberseite aus den DMS 11 bis 19
Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) mit 100 kN bzw. 125 kN



Dehnungsverlauf in Querrichtung an der linken Plattenoberseite aus den DMS 4, 10, 16
Belastung des rechten Zylinders (Zyl. 2) mit 100 kN bzw. 125 kN



Hydraulikzylinder zum Öffnen der Fugenkonstruktion



Fugenstirnfläche der südlichen Betonplatte mit auskragenden Dübeln



Fugenstirnfläche der nördlichen Betonplattenhälfte mit Dübellöchern



Dübelloch 6 mit einer mittleren Dübeleinbindelänge von 20 mm



Detailaufnahme Dübelloch 2



Dübelloch 2 mit Bohrloch \varnothing 10 mm an der Oberseite für Induktivwegaufnehmer 26



Dübelloch 2 mit Rissstruktur des Betons



Dübelloch 2 mit Bohrloch an der Oberseite und nicht abgeplatzttem Steg zwischen Bohrloch und Fuge



Angehobene nördliche Plattenhälfte mit auskragenden Dübeln



Mittlere Dübeleinsenkungen von 68 mm bzw. 30 mm



Dübel 5 mit einer mittleren Einbindelänge von 24 mm



Abgelöste Beschichtung von Dübel 10



Dübel 2, der für Induktivwegaufnehmer 26 an der Oberseite angebohrt wurde



Dübel 11 mit Bohrung für Induktivwegaufnehmer 25