

Trag- und Verformungsverhalten von Bauwerken aufgrund von Probelastungen

Autor(en): **Schmidt, Horst**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **46 (1983)**

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-35836>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Trag- und Verformungsverhalten von Bauwerken aufgrund von Probelastungen

Strength Evaluation of Structures with Load Tests

Essais de charge et comportement des structures

Horst SCHMIDT

o.Prof. Dr.-Ing.
Technische Universität
Dresden, DDR



Horst Schmidt, geboren 1927, promovierte 1960 an der Technischen Universität Dresden. Er war als leitender Ingenieur im Industriebau an der Errichtung vieler Vorhaben und speziell an der Entwicklung des Stahl- und Spannbeton-Fertigteilbaues beteiligt. Seit 1976 ist er ordentlicher Professor für Festigkeitslehre und experimentelle Baumechanik.

ZUSAMMENFASSUNG

Im ersten Teil des Beitrages werden allgemeine Probleme einer Probelastung wie zweckmäßiges Belastungsdiagramm, Bestimmung der Höchstlast, geeignete Meßdaten und eine Auswertungsmethode behandelt. Im zweiten Teil wird die durchgeführte Probelastung an einer alten Stahlbetondeckenkonstruktion in einem Industriebetrieb beschrieben.

SUMMARY

The first part of this paper describes in general the problems of a load test such as an appropriate load diagram, determination of the maximum load, suitable measuring data as well as an evaluation method. The second part describes a test loading which was carried out on an old reinforced concrete floor in an industrial plant.

RESUME

Le rapport traite des problèmes généraux d'un essai de charge, comme le diagramme de charge, la détermination de la charge maximale, des données mesurées et une méthode d'interprétation des mesures. Il décrit un essai de charge réalisé dans une entreprise industrielle sur une ancienne construction avec des dalles en béton armé.



1. ALLGEMEINES ZUR PROBEBELASTUNG

Die genaue Kenntnis über das Trag- und Verformungsverhalten eines existierenden Bauwerkes ist stets dann ein dringendes Erfordernis, wenn sich durch objektive langzeitige Einwirkungen, durch subjektiv bedingte Fehler oder durch außergewöhnliche Ereignisse (Feuer, Explosion, Erdbeben) bedeutende Abweichungen von den der Berechnung und Bemessung bei der Projektierung zugrunde gelegten Annahmen eingestellt haben. Ein weiterer Grund für dieses Erfordernis können vorgesehene wesentliche Veränderungen der Nutzungsbedingungen eines vorhandenen Bauwerkes sein. In Ländern mit einer relativ umfangreichen alten Bausubstanz tritt das Bedürfnis zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens bestehender Bauwerke in zunehmender Breite auf, um die vorhandenen Baukonstruktionen im Zuge der allgemeinen entwicklungsbedingten Rekonstruktion und Modernisierung der baulichen Anlagen weiterhin rationell nutzen zu können.

Vielfach kann eine analytische Untersuchung mit den Mitteln der theoretischen Baumechanik an einem Gedankenmodell mit Berücksichtigung der eingetretenen Veränderungen zu einem befriedigenden Ergebnis führen, wenn die real vorhandenen geometrischen Maße der Konstruktion, Baustoffeigenschaften, Baugrundverhältnisse und Einwirkungen ausreichend genau bekannt sind. Praktisch lassen sich aber die genannten Parameter in manchen Fällen nur näherungsweise bestimmen, wie z.B. die genaue Lage der Bewehrung im Beton, das in Wirklichkeit wirkende statische System, die Druckfestigkeit des Betons im gesamten Bauwerk, die Verformungseigenschaften der Erdstoffe u.a.; so daß dann oft eine experimentelle Erprobung der realen Baukonstruktion zur Einschätzung der weiteren Trag- und Nutzungsfähigkeit durchgeführt wird.

Bei einer experimentellen Erprobung, bei welcher die vorhandene Baukonstruktion nicht zerstört oder geschädigt werden darf, tritt als Problem die Festlegung beurteilungsfähiger Kriterien für das Ende einer solchen Probelastung auf. Bekanntlich findet vor oder mit dem Erreichen der Traglast, die einen definierten Erschöpfungszustand einleitet, stets eine wesentliche plastische Verformung an den meist-beanspruchten Querschnitten statt oder es kommt in Ausnahmefällen zu einem Spröbruch. Beides muß bei einer Probelastung eines Bauwerkes unbedingt vermieden werden. Somit stellt sich die komplizierte Frage: "Bis zu welcher Größe kann die Probelastung gesteigert werden, ohne die künftigen Trageigenschaften des bestehenden Bauwerkes zu beeinträchtigen aber gleichzeitig deren reale Traglast sicher einschätzen zu können, um alle Reserven der Tragfähigkeit für die künftige Nutzung zu erschließen"?

In der DIN 1045 war bis zum Jahre 1971 ein Abschnitt zur Probelastung enthalten 1, der eine teilweise Antwort auf diese Frage geben sollte. Als höchste Probelast sollte die 1,5fache Verkehrslast aufgebracht werden. Die fixierte Bedingung, daß die bleibende Durchbiegung höchstens $\frac{1}{4}$ der gemessenen Gesamtdurchbiegung betragen darf, konnte nicht aufrechterhalten werden, da Untersuchungen 2 gezeigt hatten, daß mit diesem Kriterium "allein keinesfalls Schlüsse auf eine ausreichende Sicherheit der Konstruktion begründet werden können".

Für Probelastungen an biegebeanspruchten Bauteilen werden in den Amerikanischen Stahlbetonbestimmungen [3] u.a. folgende Forderungen erhoben. Die höchste Probelast soll äquivalent der 1,19fachen Eigengewichtslast plus der 1,45fachen Verkehrslast entsprechen. Als allgemeines Kriterium gilt, daß unter der Probelast keine sichtbaren Beweise für das Versagen der Konstruktion auftreten. Als solche Beweise werden z.B. unzulässige Risse und Durchbiegungen angesehen, die die Sicherheit der Konstruktion nicht mehr gewährleisten. Falls derartige "visible evidence of failure" nicht auftreten, soll die größte Durchbiegung den Wert von $l^2/20\ 000 \cdot t$ (l =Stützweite, t =Dicke des Bauteiles) möglichst nicht überschreiten. Gemessen wird die maximale Durchbiegung nachdem die höchste Probelast 24 Stunden aufgelegt ist.

Probelastungen ermöglichen eine Gegenüberstellung gerechneter und gemessener Werte, woraus Einschätzungen über bestimmte elastische oder plastische Eigenschaften, über die Steifigkeit einzelner Bauteile u.a. abgeleitet werden können. Die Zuverlässigkeit derartiger Formänderungsvergleiche hängt stark von der Beschaffenheit der geprüften Konstruktion ab. Bei Stahlkonstruktionen sind die Verhältnisse in der Regel klarer, so daß nachfolgend besonders auf Stahlbetonkonstruktionen eingegangen wird. Grundsätzlich sollte davon ausgegangen werden, daß die Beurteilung der Tragfähigkeit aufgrund einer experimentellen Erprobung auf dem gleichen Sicherheitskonzept fußt, welches einer theoretischen Berechnung nach den gültigen Bauvorschriften zugrunde liegt. Im folgenden werden deshalb entsprechend der Berechnungsmethode nach Grenzzuständen die Einflußparameter getrennt betrachtet.

Bei der Probelastung eines bestehenden Bauwerkes oder Bauwerkteiles kann davon ausgegangen werden, daß die wirkliche Größe der Eigenlasten mitwirkt, daß das real existierende statische System die Aufnahme und Weiterleitung der Einwirkungen gewährleistet und daß die vorhandenen Baustoffe mit ihren konkreten Eigenschaften beteiligt sind. Somit muß die während der experimentellen Erprobung ermittelte Einwirkung, die von dem geprüften Bauwerk oder Bauteil ohne bleibende Schädigung aufgenommen wurde, zur Bestimmung künftiger zulässiger Einwirkungen nicht durch Teilsicherheitsbeiwerte, die die Schwankungen im Eigengewicht, die vereinfachten Annahmen für das statische System und die stochastischen Eigenschaften der Baustoffe berücksichtigen, reduziert werden.

In der Regel werden auch die künftigen Einwirkungen stochastische Größen bleiben, so daß der zutreffende mittlere Lastfaktor n_{tot} bei der Bestimmung der zulässigen Verkehrsnormlast $adm\ F$ zu berücksichtigen ist. Mit der bei der Probelastung bestimmten maximalen Lastgröße $obs\ F$ (ohne Eigenlast), bei der noch keine bleibende Schädigung auftrat, ergibt sich die dem Bauwerk oder Bauwerksteil mit Sicherheit zumutbare Last, die als "im Experiment ermittelte Normlast" bezeichnet werden soll zu

$$adm\ F \leq \frac{obs\ F}{n_{tot}} \quad (1)$$

Die Eintragung der Probelastung erfolgt in Laststufen. Erfahrungsgemäß empfiehlt sich von der vorgesehenen Normlast $ser\ F$ einen Anteil von 20 % bis zu 0,8 $ser\ F$ und darüber einen Anteil von 10 % oder kleiner als Laststufengröße entsprechend Bild 1 zu benutzen.

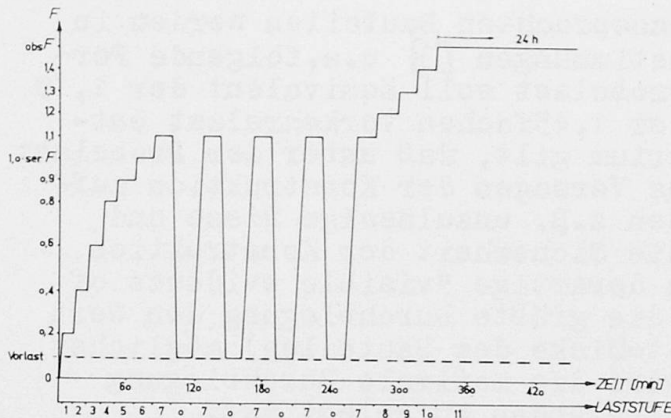


Bild 1 Zweckmäßige Belastungsfolge einer Probebelastung

Die viermalige Ent- und Belastung zwischen der versuchsbedingten Vorlast und der 1,1fachen Normlast $ser F$, qualifiziert den Kurzzeitversuch, weil die dabei gemessenen zunehmenden oder gleichbleibenden Verformungen wertvolle Meßdaten zur Auswertung beitragen. Hierzu kann auf die Tatsache verwiesen werden, daß das Verhältnis der nach Ent-

lastung bleibenden Verformung f_{bl} zur Gesamtverformung f_{ges} unter Belastung $\rho = f_{bl}/f_{ges}$ für die jungfräuliche Belastung wesentlich größer als für die folgenden Belastungen ist, wie auch Röbert [2] nachgewiesen hat.

Die maximale Lastgröße der Probebelastung $obs F$ wird zweckmäßig unmittelbar während der Probebelastung festgelegt. Als Orientierung sollte in Anwendung von (1), mit einem Zuschlag in Form des Faktors k_D , der die Dauerlasteinflüsse kompensiert, und einer eingeschätzten vorhandenen höheren Tragfähigkeit gegenüber der näherungsweise gerechneten von ca. 15 % folgende Größe für die Auslegung der Belastungsmöglichkeit während der Probebelastung gewählt werden:

$$obs F_{\text{geschätzt}} = 1,15 \sum_{i=1}^{i=n} k_{Di} \cdot n_i \cdot ser F_i \quad (2)$$

Die Summe ist dann erforderlich, wenn Normlasten $ser F_i$ mit unterschiedlichen Lastfaktoren n_i der Probebelastung zugrunde gelegt werden müssen. Für den Faktor k_D können folgende Werte angenommen werden

n	1,1	1,2	1,3	1,4
k_D	1,21	1,11	1,03	1,0

Damit ergibt sich der mittlere Lastfaktor in (1) zu

$$n_{\text{tot}} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} k_{Di} n_i F_i}{\sum_{i=1}^{i=n} F_i} \quad (3)$$

In Sonderfällen wird es möglich sein, in (3) die in Vorschriften (z.B. in [4]) festgelegten Lastfaktoren n_i zu reduzieren, wenn mit dem künftigen Nutzer eindeutige und rechtlich verbindliche Festlegungen vereinbart werden können, daß die Normlasten durch geeignete Maßnahmen niemals überschritten werden.

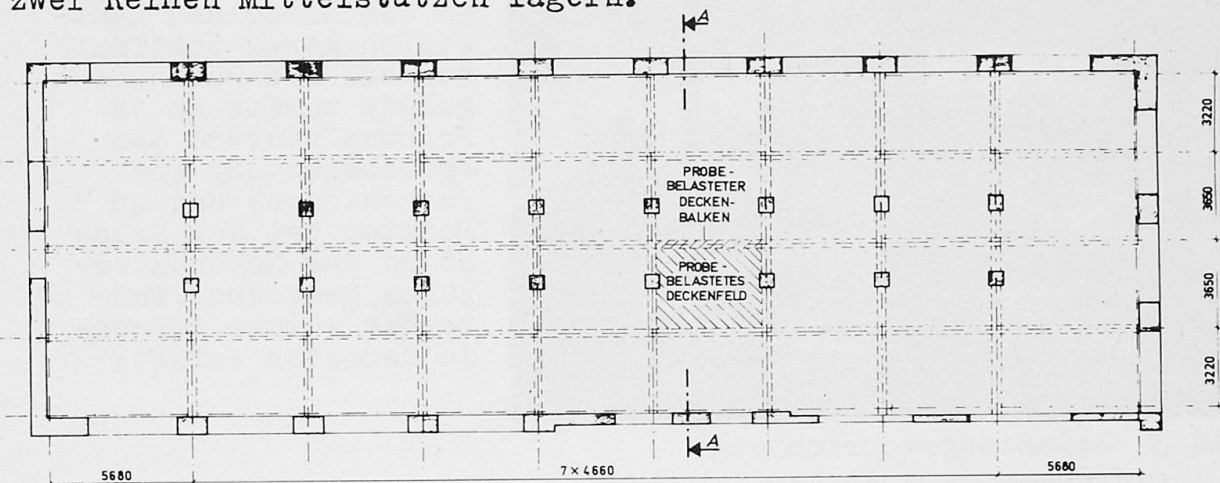
Während der Probebelastung sollen möglichst viele Meßdaten unmittelbar zur Beurteilung der Tragfähigkeit und insbesondere zur Bestimmung der maximalen Lastgröße $obs F$ erfaßt und bewertet werden. Hierzu zählen Verschiebungsmessungen in Form von Durchbiegungen, Verdrehungen, Setzungen sowie Dehnungsmessungen an freigelegten Bewehrungsstählen und am Beton der Druckzone in ausgezeichneten Querschnitten sowie die Aufnahme des sich verändernden Rißbildes und der größten Rißweite. Erfahrenen Fachkräften gelingt es in



der Regel, aus den für jede Laststufe bereitstehenden Meßdaten während der Probelastung die richtigen Schlußfolgerungen für eine weitere Laststeigerung oder den Abbruch der Probelastung zu ziehen. So lassen sich z.B. aus der Linearität oder Nichtlinearität der Verformungen entscheidende Aussagen ableiten. Aus den absoluten Größen der gemessenen Dehnungen kann unter Beachtung der bereits durch die Eigenlasten vorhandenen Spannungen näherungsweise auf die Größenordnung der unter der entsprechenden Laststufe vorhandenen Spannung geschlossen werden. Weiterhin sind das Rißbild und die Rißweiten wichtige Entscheidungskriterien, aus welchen sich die Frage des Abbruchs der Probelastung beantworten läßt.

2. BEISPIEL EINER PROBELASTUNG

In einem Industriebetrieb in Dresden machte sich infolge einer geplanten technologischen Veränderung eine Aussage über den baulichen Zustand und die weitere Tragfähigkeit einer in den Jahren 1922/23 ausgeführten Stahlbetondeckenkonstruktion erforderlich. Diese Deckenkonstruktion, im Grundriß 13,75 x 44 m, besteht aus einer 14 cm starken Deckenplatte mit 40 cm hohen, 25 cm breiten Neben- und 68 cm hohen, 30 cm breiten Hauptunterzügen, die auf zwei Reihen Mittelstützen lagern.



SCHNITT A - A

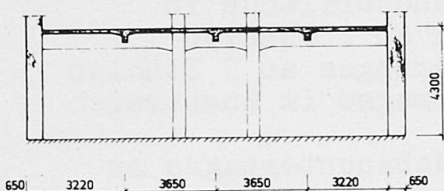


Bild 2 Grundriß und Schnitt der geprüften Deckenkonstruktion

Eine rechnerische Untersuchung erbrachte kein befriedigendes Ergebnis, weil die Betonqualität (es konnten keine brauchbaren zylindrische Prüfkörper

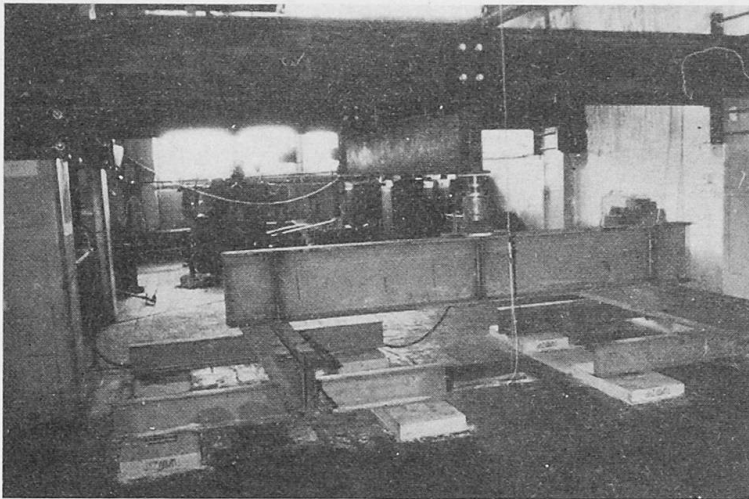
erbohrt werden) nicht ausreichend genau bestimmt werden konnte. Mit der vertretbaren Annahme, daß trotz einer relativ geringen Betonfestigkeit für alle Teile der Deckenkonstruktion die gleiche Ausführungsqualität vorausgesetzt werden kann, wurde vom Verfasser vorgeschlagen, die Tragfähigkeit dieser Deckenkonstruktion durch eine Probelastung eines ausgewählten Decken- und eines Nebenunterzugfeldes zu ermitteln und mit den dabei gewonnenen Meßergebnissen die Tragfähigkeit der nicht direkt probelasteten Teile der Konstruktion durch Berechnung nachzuweisen.

Unter Beachtung der rechnerischen Untersuchung, einer möglichst



geringen Störung der in diesem Gebäude laufenden Produktion und einer einfachen Ausführung der Belastungsvorrichtung mit gesicherter Aufnahme der Reaktionskräfte wurde ein Mittelfeld der über 4 Felder durchlaufenden Deckenplatte und der Abschnitt des dieses Deckenfeld mittragenden Nebenunterzuges (siehe Bild 2) für die Probebelastung ausgewählt.

Zur Krafterzeugung diente ein hydraulischer Heber mit einer größtmöglichen Kraft von 400 kN. Über mehrere statisch bestimmt gelagerte I-Träger wurde die gesamte Einzelkraft in 8 Kräfte für die Deckenfelddbelastung bzw. in 4 Kräfte für die Nebenunterzugbelastung aufgespalten. Die Eintragung dieser aufgeteilten Kräfte in die Stahlbetonkonstruktion erfolgte über in Sand gelagerte Hartholzplatten. Als Widerlager dienten vier I-Träger, die ihre Reaktionskräfte über mittels Schrauben an die Stahlbetonstützen angeklebte L-Profile durch Reibung abgaben. Das in Querrichtung an die Widerlagerträger angeschraubte I-Profil erlaubte, den Hydraulikheber sowohl in Deckenfeldmitte als auch in der Mitte des Nebenunterzugfeldes anzuordnen. Im Bild 3 ist die Belastungsvorrichtung in Anwendung für das Deckenfeld zu erkennen.



Mit einer eingebauten Kraftmeßdose konnte die jeweils wirkende Kraft in den einzelnen Laststufen genau bestimmt werden. Die Durchbiegungen wurden an 12 Punkten während der Probebelastung des Deckenfeldes und an 7 Punkten bei der Belastung des Nebenunterzuges gemessen. Weiterhin wurden folgende Meßdaten erfaßt:

Bild 3 Belastungsvorrichtung

- Stahldehnungen an der Längsbewehrung in Deckenfeldmitte an drei freigelegten Stählen
- Betonstauchungen an der freigelegten Betonoberfläche in Deckenfeldmitte in Tragrichtung der Decke an 2 Punkten
- Stahldehnungen in Feldmitte des Nebenunterzuges an 3 Stählen
- Stahldehnungen am Auflager des Nebenunterzuges im Zugbereich an 2 Stählen
- Betonstauchungen im Auflagerbereich des Nebenunterzuges an 3 Punkten
- Aufnahme des Rißbildes unter jeder Laststufe

Der vorhandene Fußbodenaufbau mit 30 mm Klinker, 35 mm Mörtelbett, 30 mm Schutzestrich, 1 Lage PVC-Folie und 30 mm Ausgleichestrich ergibt eine Flächenlast von $2,69 \text{ kN/m}^2$. Mit der 14 cm Stahlbetondecke ($3,36 \text{ kN/m}^2$) beträgt somit das Deckeneigengewicht $6,05 \text{ kN/m}^2$. Der Auftraggeber wünschte für die künftige Nutzung eine Verkehrsnormlast von 6 kN/m^2 .

Von seiten der Staatlichen Bauaufsicht wurde unter Berücksichtigung von möglichen Abweichungen der Eigengewichtslasten in den

nicht probebelasteten Bauteilen ein Lastfaktor $n_g = 1,2$ und für die Verkehrslast ein Lastfaktor $n_v = 1,5$ (einschließlich der Dauerlasteinflüsse) gefordert. Außerdem sollte die ungünstigste Laststellung auf die durchlaufenden Konstruktionen Beachtung finden.

Die anzustrebende höchste Einzelprobelast auf das $3,65 \times 4,66$ m große Deckenfeld ergab somit

$$F_D = (0,2 \cdot 6,05 + 1,09 \cdot 1,5 \cdot 6) \cdot 3,65 \cdot 4,66 - 5,4 = 182 \text{ kN}$$

mit dem Eigengewichtsanteil der Belastungseinrichtung von $5,4$ kN und dem Faktor $1,09$ für die Simulierung einer Belastung des übernächsten Deckenfeldes.

Aus der rechnerischen Untersuchung konnte unter Beachtung der geringen Betonfestigkeit geschlußfolgert werden, daß die Überschreitung der Biegedruckfestigkeit des Betons im Auflagerbereich für die Nebenunterzüge den Erschöpfungszustand einleiten wird. Deshalb wurde zur Erzeugung eines großen Stützenmomentes das dem probebelasteten Feld des Nebenunterzuges benachbarte Feld mit einer zeitweiligen ruhenden Verkehrslast in Form von Ziegelstapeln von $5,46 \text{ kN/m}^2$ belastet.

Als Faktor für die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung für das Stützenmoment ergab sich:
$$k = \frac{0,114 \cdot n_v \cdot F \cdot l^2}{0,054(n_v \cdot F \cdot l^2 + 5,46 \cdot l^2)} \approx 1,3$$

und damit die anzustrebende Probelast auf das Nebenunterzugfeld $F_N = (0,2 \cdot 6,05 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot 6,0) \cdot 3,65 \cdot 4,66 + 0,2 \cdot 1,56 \cdot 4,66 - 5,4 = 2,16 \text{ kN}$ mit dem Eigengewicht des Nebenunterzuges von $1,56 \text{ kN/m}$.

Nach Aufbringen einer versuchsbedingten Vorlast wurden die Laststufen ähnlich dem Bild 1 realisiert. Bei der Probelastung des Deckenfeldes wurde die Höchstlast von $200,5 \text{ kN}$ mit der elften Laststufe nach reichlich 5 Stunden erreicht und aus Zeitgründen nur 70 Minuten gehalten. Die letzte Ablesung der Meßwerte erfolgte 15 Stunden nach der Entlastung. Für den Nebenunterzug wurde ebenfalls mit 11 Laststufen in knapp 6 Stunden die Höchstlast von 206 kN erreicht und eine Stunde gehalten. Die letzten Ablesungen fanden hier 14 Stunden nach Entlastung statt.

Unter der letzten Laststufe wurden in Deckenfeldmitte maximale Stahldehnungen von $0,41 \text{ ‰}$ gemessen. Durch lineare Interpolation konnte damit die bereits vor der Probelastung vorhandene Stahldehnung von $0,20 \text{ ‰}$ berechnet werden. Die Stahlspannungen $\sigma_s = (0,41 + 0,20) \cdot 2,1 \cdot 10^2 = 128 \text{ N/mm}^2$ liegen damit noch weit unter der anzunehmenden Streckgrenze von 220 N/mm^2 . Aus den gemessenen Stahldehnungen am Nebenunterzug wurden folgende Gesamtstahlspannungen unter der Höchstlast von 206 kN ermittelt:

$$\sigma_{s\text{Feld}} = 60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s\text{Stütze}} = 98 \text{ N/mm}^2$$

Die gemessenen Betonstauchungen (unter Höchstlast $0,293 \text{ ‰}$ in Deckenfeldmitte und $0,225 \text{ ‰}$ am Auflager des Nebenunterzuges) erlauben bekanntlich nur eine sehr grobe Abschätzung der vorhandenen Betondruckspannungen. Eine vereinfachte Gleichgewichtsbetrachtung mit den gemessenen Stahldehnungen und Betonstauchungen in Deckenfeldmitte und Vergleiche gemessener mit berechneter Durch-



biegungen zeigten, daß der vorhandene Elastizitätsmodul des Betons etwa 8000 bis 12000 N/mm² beträgt. Somit konnte nach [5] mit ausreichender Sicherheit eine Betonklasse Bk 5 für die rechnerische Untersuchung der übrigen Teile der Deckenkonstruktion angenommen werden.

Die größten Durchbiegungen betragen in Deckenfeldmitte 4,2 mm und im Feld des Nebenunterzuges 3,5 mm. Die Zunahme bei Laststeigerung zeigte bis zur Höchstlast noch nahezu linearen Verlauf

Insgesamt konnten bei beiden Erprobungen keine Beweise für ein Versagen unter den Höchstlasten erkannt werden, obwohl von einer weiteren Laststeigerung, insbesondere bei der Probelastung des Nebenunterzuges, Abstand genommen wurde, weil aus der Einschätzung aller Meßergebnisse geschlußfolgert werden konnte, daß schon eine weitere Lasterhöhung zu bleibenden Schäden an der Konstruktion führen kann.

Aus der höchsten Probelast auf das Deckenfeld obs $F_D = 200,5$ kN wurde folgende im Experiment ermittelte Normlast $adm F$ ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{obs } F_D &= 200,5 = (0,2 \cdot 6,05 + 1,09 \cdot adm F) \cdot 3,65 \cdot 4,55 - 5,4 \\ adm F &= 6,66 \text{ kN/m}^2 > 6,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

die 11 % über der gewünschten Verkehrsnormlast liegt. Aus der Probelastung des Nebenunterzuges ergab sich jedoch nur eine Größe für $adm F$ von

$$\begin{aligned} \text{obs } F_N &= 206 = (0,2 \cdot 6,05 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot adm F) \cdot 3,65 \cdot 4,66 + 1,45 - 5,4 \\ adm F &= 5,71 \text{ kN/m}^2 < 6,0 \text{ kN/m}^2, \end{aligned}$$

die 5 % kleiner als die gewünschte Verkehrsnormlast ist. Unter Beachtung einer Plastizierung der Betondruckzone über dem Auflager, die eine Momentenumlagerung bewirkt, konnte jedoch insgesamt als Verkehrsnormlast für die geprüfte Deckenkonstruktion 6 kN/m² zugelassen werden.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] DIN 1045 (Fassung November 1959) § 7 Probelastung
- [2] RÖBERT, S., Kritische Einschätzung der Probelastung an Stahlbetonbiegeträgern nach DIN 1045, § 7. Bauplanung-Bautechnik, Heft 9 und Heft 10 1958
- [3] ACI Standard 318-77
- [4] TGL 32274/03 Lastannahmen für Bauwerke-Verkehrslasten
- [5] TGL 33403 Betonbau - Festigkeits- und Formänderungskennwerte - verbindlich ab 1.1.1981