



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

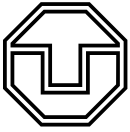
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 43



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**9. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**9. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE
UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 43

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller
Prof. Dr.-Ing. Bernd W. Zastra

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 65 68

Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer
Korrekturen: Angela Heller
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan
Titelfoto: Sabine Wellner, bearbeitet von Sven Hofmann

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf www.qucosa.de.

Redaktionsschluss: 31. August 2017

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, 21. September 2017

ISSN 1613-6934

Inhalt

Vorwort <i>Silke Scheerer, Torsten Hampel</i>	5
Willy Gehler als Protagonist der experimentellen Bauwerksuntersuchung <i>Oliver Steinbock</i>	7
Das Potenzial thermo-mechanischer Messungen für die Werkstoffcharakterisierung <i>Volker Wetzka, Franziska Pannasch</i>	23
Detektierung von Betonschäden an schwer zugänglichen Bauwerken mittels Thermografie <i>Helena Eisenkrein-Kreksch, Florian Bavendiek</i>	39
Messtechnische Bewertung des Zustandes des spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahles des U-Bahnhofs Poccistraße in München <i>Hermann Weiher, Katrin Runtemund, Christian Glomp</i>	49
Baubegleitende Zustandsüberwachung von Brücken <i>Max Käding, Marc Wenner, Steffen Marx</i>	63
Messtechnische und teilweise fotooptische Erfassung von Formänderungen an ertüchtigtem und nicht ertüchtigtem Bruchsteinmauerwerk unter Labor- und Praxisbedingungen <i>Sabine Koch, Axel Dominik, Jessica Klinkner, Clara-Maria Nocker, Domenika Baronesse von Kruedener, Pascale Dominik</i>	75
Untersuchungen im Rahmen der geplanten Ertüchtigung zweier Pfeiler des St.-Marien-Doms Zwickau <i>Michael Kühn, Peter Schöps</i>	93
Bewertung der Restlebensdauer von Spannbetonbrücken durch Koppelfugenmonitoring an Praxisbeispielen <i>Dirk Sperling, Hauke Schmidt</i>	113
Ludwig-Erhard-Anlage Frankfurt a. M. – Belastungsversuche zum Nachweis der Tragfähigkeit historischer Rippendecken <i>Peter Braun, Gunter Hahn, Gerd Kappahn, Edyta Wünsch</i>	123
Durchführung von Belastungsversuchen an einbetonierten Ankerschienen in Spannbetonbindern <i>Marco Tschötschel, Bente Ebsen</i>	135
Der Löwenhof in Dortmund – Experimentelle Statik zum Erhalt historischer Eisenbetondecken <i>Martin Gersiek, Marc Gutermann, Friedhelm Löschmann, Marcus Patrias</i>	143

Sportstätten mit weitgespannten Hallendächern – Sicherstellung der Tragfähigkeit unter Schneelast durch bauwerksdiagnostische Untersuchungen, Nachrechnung, Belastungsuntersuchung und Monitoring <i>Robert Herold, Elke Reuschel, Peter Bauer</i>	157
Belastungsversuche an einer historischen Eisenbahn-Gewölbebrücke <i>Gregor Schacht, Jens Piehler, Erik Meichsner, Steffen Marx</i>	169
Erweiterte Strukturabbildung von Brücken mit adaptiven mathematischen Modellen zur Lösung aktueller noch ungelöster Probleme <i>Klaus Brandes, Petra Kubowitz, Werner Daum, Detlef Hofmann, Frank Basedau</i>	183
Messtechnische Bewertung der dynamischen Tragfähigkeitsreserven eines Probenbühnenbodens der Semperoper Dresden <i>Tino Kühn, Marcus Hering, Heiko Wachtel, Sabine Wellner</i>	189
Untersuchungen des Otto-Mohr-Laboratoriums an historischer Bausubstanz in und um Dresden <i>Sabine Wellner, Silke Scheerer, Torsten Hampel</i>	207
Übersicht KID-Hefte	215

Ludwig-Erhard-Anlage Frankfurt am Main – Belastungsversuche zum Nachweis der Tragfähigkeit historischer Rippendecken

Peter Braun¹, Gunter Hahn², Gerd Kapphahn³, Edyta Wünsch⁴

Zusammenfassung: Die ehemalige Oberpostdirektion in Frankfurt a. M. soll einer neuen Nutzung als Wohngebäude zugeführt werden. Unter Berücksichtigung der Auflagen der Denkmalschutzbehörden soll dabei das Palais der Kaiserlichen Oberpostdirektion weitestgehend erhalten bleiben. An dem Gebäude wurden seit seiner Errichtung im Jahre ca. 1907 bereits umfangreiche Umbaumaßnahmen durchgeführt. Um die weiteren baulichen Eingriffe so gering wie möglich zu halten, sollen die vorhandenen Deckensysteme auch für die neue Nutzung in größtmöglichem Umfang erhalten bleiben. Ziel ist es demnach, die Bestandsdecken für eine nachhaltige und langfristige Nutzung als Wohnimmobilie nachzuweisen. Während für die Deckenbereiche, die in den 1950er und 1980er Jahren hergestellt wurden, Bestandsunterlagen vorhanden sind, liegen über die historischen Decken aus dem Jahr 1907 keine belastbaren Angaben hinsichtlich der rechnerischen Tragfähigkeit vor. Teilbereiche der Decken aus den 1950er Jahren erhalten höhere Lasten, welche nach den aktuellen Vorschriften rechnerisch ebenfalls nicht nachweisbar sind. Diese Kenntnislücken sollen mithilfe von Belastungsversuchen geschlossen werden.

Summary: Load tests for verifying the structural safety of historic ribbed slabs. *The building of the former postal directorate in Frankfurt am Main, Germany, is subjected to commercial-to-residential conversion. Due to monument protection requirements, the existing palace of the imperial postal directorate needs substantially to be preserved. Since the construction in 1907, the building has already been reconstructed. In order to minimize the necessary modifications of the building envelope, the existing ceilings will be maintained to a large extent for the new occupancy. Consequently, the structural safety of the existing slabs has to be verified for a sustainable long-term usage as parts of a residential building. Whereas documents exist for the slabs that have been built in the 1950s and 1980s, no reliable information is available concerning the structural design of the slabs originating from the construction in 1907. Moreover, a part of the slabs from the 1950s is subjected to higher loads. Also in the case of these elements, structural safety is not verifiable according to the current design codes. The knowledge gaps are to be filled by conducting load tests.*

1 Baugeschichte und geplantes Nutzungskonzept

Das Ensemble der Frankfurter Postbauten mit seinen bestehenden Gebäuden wurde im März 2015 von der CG Gruppe erworben, um hier ein neues Wohnquartier für das Frankfurter

1 Dipl.-Ing., Schüssler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Frankfurt a. M.

2 Dipl.-Ing. (FH), Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH, Markkleeberg

3 Dr.rer. nat., Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH, Markkleeberg

4 Dipl.-Ing., Edyta Wünsch Ingenieure, Heidelberg



Bild 1: Palais der Oberpostdirektion um 1907

Foto: aus [1]

Westend zu erschaffen. Es erfolgt eine grundlegende Umgestaltung, bei welcher das denkmalgeschützte Palais der Kaiserlichen Oberpostdirektion erhalten werden soll. Dieses wurde ca. 1907 als dreigeschossiges Gebäude mit einfach unterkellertem Gebäudegürtel und nicht unterkellertem Innenbereich errichtet (Bild 1).

Etwa 1954 erfolgten eine Aufstockung um zwei weitere Obergeschosse im Gebäudegürtel und der Ersatz des hohen historischen Daches durch ein flaches ohne Nutzung des Dachgeschosses sowie wahrscheinlich die Beseitigung von Kriegsschäden.

1988 wurde der aktuelle Zustand mit dem vollständigen Rückbau und der Neuerrichtung des Innenbereiches (Rondell, Querriegel und Sitzungssaal, Unterkellerung), Rückbau des flachen Daches an Ost- und Westflügel und Ersatz durch Tonnendächer mit Nutzung des Dachgeschosses hergestellt.

2017 haben die Entkernungs- und Rückbaumaßnahmen begonnen. Das oberste Geschoss (Tonnendach) und der 1988 errichtete Innenbereich werden komplett rückgebaut. Ein neues Dachgeschoss (Staffelgeschoss) wird errichtet. Insbesondere die späteren Überbauungen der historischen Innenhöfe werden im Wesentlichen zurückgebaut und durch einen Arkadengang ersetzt, von dem aus die neugeschaffenen Appartements jeweils unabhängig erschlossen werden. Im Nordflügel entsteht eine Gruppe ruhiger, nach Süden zum Arkadenhof orientierter



Bild 2: Gebäude nach dem Umbau in der 1950er Jahren

Foto: aus [1]



Bild 3: Neuplanung als Wohngebäude

Foto: CG Gruppe

Appartements. Die Aufstockung aus den 1990er Jahren wird durch ein Penthouse-Geschoss ersetzt. Auf Ebene des bestehenden Kellergeschosses wird eine Tiefgarage für Fahrräder und PKW angelegt. Insgesamt sollen 164 Wohneinheiten mit 9012 m² Nutzfläche entstehen (Bilder 2, 3).

2 Bestandsanalysen

2.1 Vorhandene Deckensysteme

Im Bestandsgebäude sind auf Grund der im Abschnitt 1 beschriebenen Geschichte des Gebäudes verschiedenste Deckensysteme aus unterschiedlichen Epochen anzutreffen. Diese können gegliedert nach ihrer Bauzeit in drei Gruppen eingeteilt werden:

1. Ursprüngliche historische Decken (ca. 1907). Es handelt sich hierbei grundsätzlich um auf Mauerwerkswänden bzw. Stahlträgern aufliegende Stahlbetonrippendecken in den oberen Geschossen (Bild 4) und Kappendecken im Untergeschoss (Bild 5).



Bild 4: Historische Rippendecken mit Wechsel in der Spannrichtung
Foto: Gerd Kapphahn



Bild 5: Belastungsversuch an den Kappendecken über UG
Foto: Gerd Kapphahn



Bild 6: Rippendecke, Baujahr um 1950
Foto: Gerd Kapphahn

2. Decken aus den 1950er Jahren. Es wurden neben einigen Deckenergänzungen infolge Kriegsschäden vornehmlich die Decken der Aufstockung neu errichtet. Diese wurden als Stahlbeton-Rippendecken ausgeführt (Bild 6).

3. Decken aus den 1990er Jahren. In den 1990er Jahren wurden auf Grund diverser Ersatz- bzw. Ergänzungsneubauten große Eingriffe in das Bestandsbauwerk erforderlich. Die Decken wurden als Flach- bzw. Unterszugsdecken hergestellt.

Da für die später in den 1950er und 1990er Jahren gebauten Decken Bestandsunterla-

gen mit den maßgebenden Informationen zu Geometrie, Baustoffgütern und Lastansätzen vorlagen, konnte für diese Decken auf weiterführende zerstörende Untersuchungen verzichtet und die Nachweise der Deckentragfähigkeit über Schnittgrößenvergleiche bzw. Neuberechnungen nach aktueller Normung erfolgreich geführt werden. Lediglich Teilbereiche der Rippendecken aus den 1950er Jahren konnten auf Grund deutlich höherer Lasten nicht rechnerisch nachgewiesen werden.

Für die historischen Decken wurden keine Unterlagen zur Bestandsstatik vorgefunden. Ein Nachweis der Tragfähigkeit über Lastvergleiche war somit wegen des unbekanntes ursprünglichen Lastansatzes nicht möglich. Zur weiteren Beurteilung der Tragfähigkeit wurden deshalb die im Abschnitt 2.2 beschriebenen Bauteiluntersuchungen durchgeführt.

2.2 Visuelle und zerstörende Untersuchungen

Zunächst wurden alle Deckensysteme einer visuellen Überprüfung unterzogen. Auf Grund der fast durchgehenden Nutzung ohne Leerstandzeiten und negative Witterungseinflüsse sind die Deckensysteme aus allen Epochen in einem guten Erhaltungszustand.



Bild 7: Bewehrungseisen aus der historischen Rippendecke

Foto: Gerd Kappahn

Für die historischen Rippen- und Kappendecken wurden exemplarisch in jeweils einem Deckenfeld Bohrkerne zur Bestimmung der Betondruckfestigkeiten entnommen. Gemäß der Auswertung nach [2] kann der Beton der Rippendecken der Festigkeitsklasse eines C16/20 zugeordnet werden. Der Ist-Wert der Prüferie der Kappendecke lag unter dem Soll-Wert der Festigkeitsklasse eines C8/10.

An den Rippendecken wurden zusätzlich zwei Rippen aufgeschnitten, um die Anzahl und Lage der Bewehrungseisen sowie deren Zugfestigkeit bestimmen zu können. Als Biegezugbewehrung wurde jeweils ein glattes, exzentrisch liegendes Bewehrungseisen ohne ausreichende Betondeckung vorgefunden (Bild 7). Eine Bügelbewehrung oder sonstige konstruktive Bewehrung wurden nicht festgestellt. Die Zugfestigkeit wurde im Versuch zu $f = 378$ bzw. 387 N/mm^2 bestimmt [1].

2.3 Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen

Die Untersuchungen der historischen Rippendecken haben ergeben, dass sich diese zwar in einem guten Zustand befinden und die Materialien akzeptable Festigkeiten besitzen, aber ein bauaufsichtlich genehmigungsfähiger Nachweis der Tragfähigkeit nach aktueller Normung, insbesondere im Hinblick auf die konstruktive Durchbildung, nicht erbracht werden kann.

Auf Grund der großen Deckenflächen und des guten Zustandes der Decken wurde deshalb beschlossen, die Tragfähigkeit mittels Belastungsversuchen nachzuweisen. Die Auslegung der Belastungsversuche erfolgte auf die aktuellen Lastansätze als Ziellasten.

2.4 Radarmessungen

Zur Vertiefung der visuell und zerstörend gewonnenen Ergebnisse sowie zur Absicherung der Stichprobe für die Belastungsversuche wurden ergänzend Radaruntersuchungen durchgeführt. Diese Messungen haben den Vorteil, dass sie mit relativ geringem Aufwand von der Deckenoberseite aus durchgeführt werden können und z. B. Unterhangdecken, Verkleidungen oder die Brandschutzbeflockung nicht entfernt werden müssen.

Außerdem können repräsentative Vergleichsgrößen wie:

- Deckenstärken,
- Stärke des Fußbodenaufbaus,
- Abstände Stahlträger (Trägerhöhen),
- Deckentyp,
- Tiefenlage, Anzahl und Abstand der Bewehrungen (von oben)

etc. gewonnen werden. Insbesondere für die Rippendecken bietet sich als Vergleichsgröße die Tiefe der unteren Bewehrungslage in den Rippen an.

In den Bildern 8 bis 10 sind verschiedene Radarbilder aus dem Objekt von den unterschiedlichen Deckensystemen exemplarisch dargestellt. Sie zeigen die Radargramme einer Massivdecke sowie einer Rippendecke, letztere mit jeweils um 90° gedrehten Scanrichtungen. Die roten und grünen Markierungen zeigen Schichtgrenzen, Bewehrungen bzw. Stahlprofile an.

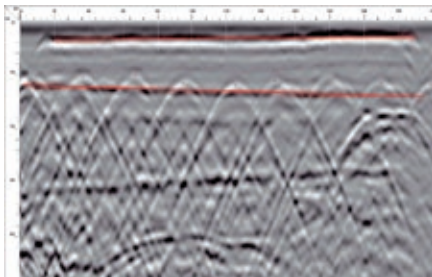


Bild 8: Radarscan einer Massivdecke
Grafik: Gerd Kapphahn

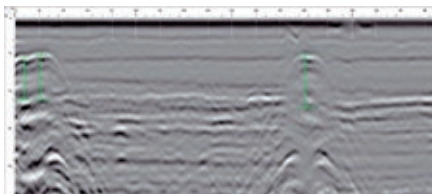


Bild 9: Radarscan einer historischen Rippendecke
Grafik: Gerd Kapphahn

Die blaue Linie in Bild 10 markiert die Oberkante der Rippenbögen. Impulsradarmessungen sind sehr gut geeignet, zerstörungsfrei die Verteilung unterschiedlicher Deckensysteme in einem Gebäude zu ermitteln, weil ein Wechsel sowohl im Aufbau als auch in der Spannrichtung einfach erkennbar ist. Für eine sichere Interpretation der Radargramme sind allerdings gelegentliche, lokal begrenzte Inspektionsöffnungen hilfreich.

Es wurden insgesamt 135 Linienscans angefertigt, von denen sich meist zwei (in Längs- und in Querrichtung) auf einen Deckenbereich beziehen. Damit beträgt der Messumfang ca. 65 Deckenbereiche und ergibt einen guten Überblick über das gesamte vorhandene Tragsystem.

Jeder Scan erfasst den Deckenbereich über mehrere Meter, so dass Schwankungsbreiten in den Schichtdicken und Tiefenlagen, im Gegensatz zu punktuellen Messungen, erfasst werden. So ist aus den Scans direkt erkenn-

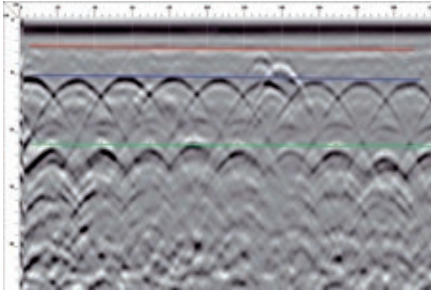


Bild 10: Radarscan einer historischen Rippendecke (Scanrichtung um 90° gedreht)
Grafik: Gerd Kapphahn

bar, dass sowohl die einzelnen Schichtdicken als auch Tiefenlagen der Eisen in einem Untersuchungsbereich (Messstrecken von 5 bis 10 m) um bis zu ca. ± 2 cm schwanken. Weiter findet ein relativ häufiger Wechsel der Spannrichtungen statt (siehe z. B. Bild 4). Die Spannweiten betragen für die historischen Rippendecken maximal 2,7 m. Der Rippenabstand beträgt immer 25 cm. Ihre Ausbildung ist im Gebäude im Wesentlichen identisch.

In den ehemaligen Flurbereichen wechseln sowohl die Deckenarten als auch Spannrichtungen relativ häufig. Dabei spannen die Massivdecken meist in Querrichtung, die historischen Rippendecken meist in Flurlängsrichtung. An den Flurenden sind oft zusätzliche Stahlprofile (längs und quer) zur Aussteifung vorhanden. Die Massivdecken haben Spannweiten zwischen 2,2 und 2,5 m. Die geringsten Deckenstärken liegen bei 8,0 cm. Die Trägerabstände der Kappendecken liegen zwischen 1,2 und 1,6 m.

Aufgrund der Radarmessungen und der festgestellten Schwankungen innerhalb einzelner Tragsysteme und Bereiche können die für die Belastungsversuche ausgewählten Deckenbereiche als repräsentativ für die im Gebäude vorhandenen Tragkonstruktionen angesehen werden.

3 Belastungsversuche in situ

Die Belastungsversuche wurden auf die neue Nutzung mit folgenden Lastannahmen abgestimmt.

<input type="checkbox"/> Ständige Last	g_1 wirkt bereits beim Versuch (vorhandener Estrich wurde entfernt)
<input type="checkbox"/> Ausbaulast	$g_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$
<input type="checkbox"/> Verkehrslasten	Kategorie A (Wohnen) $1,50 \text{ kN/m}^2$ Trennwandzuschlag $0,80 \text{ kN/m}^2$ Summe $q = 2,30 \text{ kN/m}^2$

Die Testlasten ergeben sich aus den Sicherheitsfaktoren gemäß [5, 6], wobei noch Sicherheitsfaktoren für Materialstreuungen und die Übertragung auf ungeprüfte Bereiche von jeweils 1,1 eingefügt wurden.

3.1 Auswahl der Stichprobe

Basierend auf den Ergebnissen der Voruntersuchungen [3] und den Radarmessungen [4] wurden drei Untersuchungsstandorte ausgewählt und an jeweils übereinanderliegenden Deckenbereichen Belastungsversuche durchgeführt (Bild 11). Damit wurden die hauptsächlich

vorhandenen Deckensysteme mit ihren herstellungsbedingten Schwankungen statisch relevanter Parameter, wie Bewehrungslage, Gesamt- und Spiegelstärke etc., geprüft. Die obere, nichttragende Schicht des Fußbodenaufbaus wurde entfernt, so dass die Messungen an der Rohdecke stattfinden. Lediglich an einer Decke war noch eine weitere Estrichlage (mit Trennfolie) vorhanden. Eine Verfälschung der Messergebnisse durch eine ungewollte mittragende Wirkung kann somit ausgeschlossen werden.

In Tabelle 1 sind die Untersuchungsbereiche für die Belastungsversuche zusammengefasst.

Tabelle 1: Versuchsumfang, Zusammenfassung der Testbereiche

Standort Position		Maße [m]	Prüfumfang	Max. Testlast [kN]
Standort 1				
Decke über	UG	8,96 × 5,38	4 Einzelfelder (Kappen), $\Sigma \sim 31,8 \text{ m}^2$ Kappendecke	2 × 131,3
	EG		Deckenfeld $\sim 48,2 \text{ m}^2$ Rippendecke	398,1
	1. OG			
	2. OG			
Standort 2				
Decke über	UG	9,18 × 5,38	2 Einzelfelder (Kappen) $\Sigma \sim 17,3 \text{ m}^2$ Kappendecke	142,9
	EG		Deckenfeld $\sim 49,4 \text{ m}^2$ Rippen-, Massivdecke	408,0
	2. OG	9,28 × 5,62	Deckenfeld $\sim 52,2 \text{ m}^2$ Rippen-, Massivdecke	431,2
	3. OG	9,34 × 5,73	Deckenfeld $\sim 53,5 \text{ m}^2$ Rippendecke	441,9
Standort 3				
Flurdecke über	UG	6,85 × 2,20	Deckenstreifen $\sim 15,1 \text{ m}^2$ Kappendecke, Spannrichtung quer ¹⁾	124,7
	EG		Deckenstreifen $\sim 15,1 \text{ m}^2$ Rippendecke, Spannrichtung längs ¹⁾	
	1. OG	6,85 × 2,53	Deckenstreifen $\sim 17,3 \text{ m}^2$ Massivdecke, Spannrichtung quer ¹⁾	142,9
	3. OG		Deckenstreifen $\sim 17,3 \text{ m}^2$ Rippendecke Bj.: 1950, Spannrichtung quer ¹⁾	

¹⁾ Die Spannrichtung bezieht sich auf die Gebäudelängsachse.

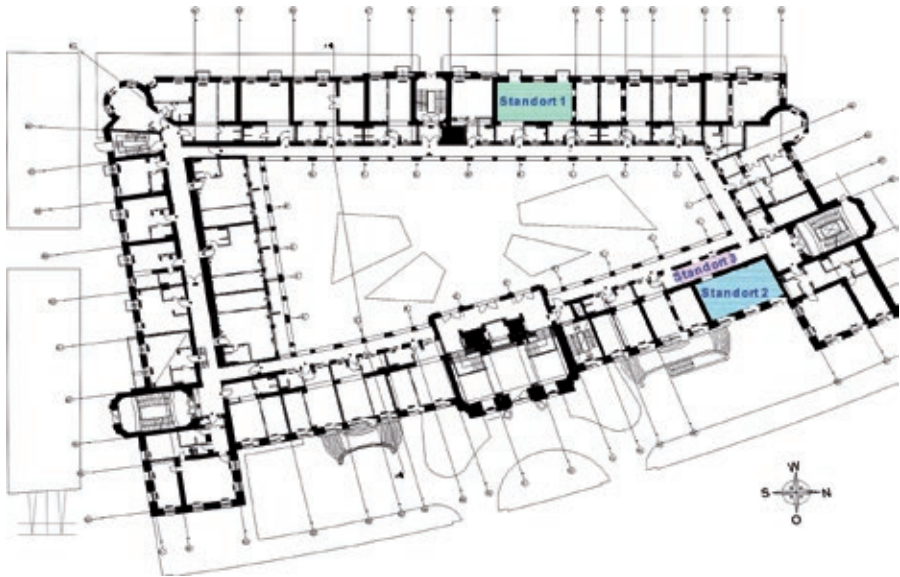


Bild 11: Grundriss des zukünftigen Wohngebäudes mit Standortauswahl für Belastungsversuche
Zeichnung: Gunter Hahn

3.2 Versuchsplanung und Aufbau

Die Versuchslasten wurden über ein mobiles, modulares Belastungssystem als quasi Flächenlast aufgebracht, wobei die Lage der Lastverteilungshölzer mit einer Lasteinleitungsfläche von je $0,2\text{ m} \times 0,8\text{ m}$ der Rippenspannrichtung angepasst wurde (Bilder 12 und 13). Die Belastung erfolgte über vier, durch den Ölfluss gesteuerte Hydraulikzylinder. Die Rückverankerung der Belastungsrahmen fand in den aufgehenden Mauerwerkswänden statt. Gemessen wurden neben den eingetragenen Kräften die Deckendurchbiegungen.

3.3 Versuchsergebnisse

Bei den Kappendecken über UG wurden jeweils zwei benachbarte Felder inklusive Randfeldern belastet. Es stellt sich ein im Wesentlichen linear elastisches Tragverhalten ein. Die Verformung der Stahlträger beträgt max. $1,9\text{ mm}$, d. h. $\approx 1/2800$ unter Ziellast.

Bei den Decken über EG, 1. OG und 2. OG handelt es sich um historische Rippendecken. Es wurden jeweils 3 benachbarte Felder gleichzeitig belastet. Dieser Deckentyp entspricht dem originalen, hauptsächlich vorhandenen Deckensystem. Die maximale Durchbiegung unter Ziellast liegt zwischen 4 und 5 mm und ist damit kleiner als $\approx 1/1000$. Die Last-Verformungskurven bleiben auch hier bis zur Ziellast nahezu linear.



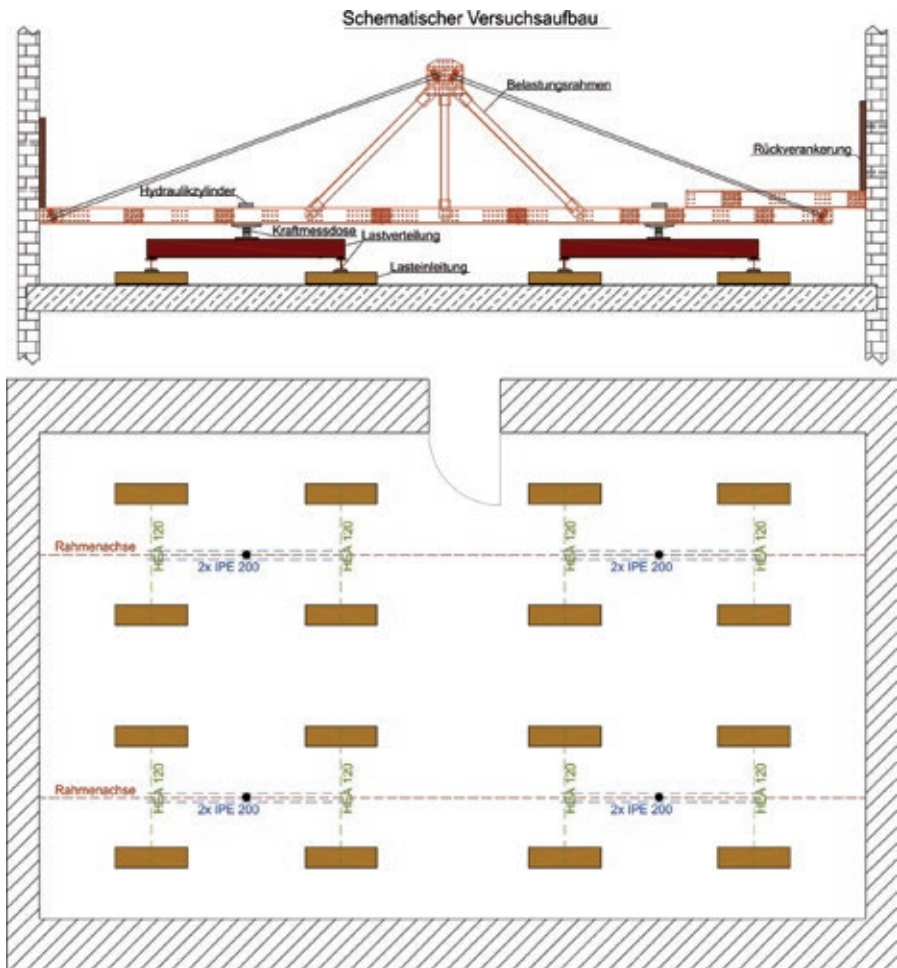
links:

Bild 12: Versuchsaufbau mit Lasteinleitung und Messbezugsbasis

Foto: Gerd Kappahn

unten:

Bild 13: Versuchsaufbau für eine Rippendecke, schematisch Zeichnung: Gunter Hahn



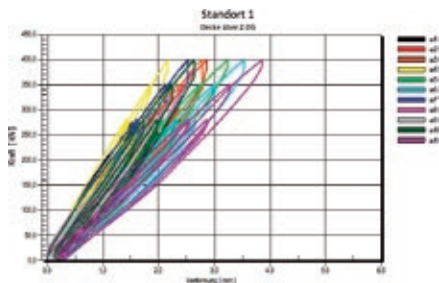


Bild 14: Kraft-Verformungsdiagramm
Grafik: Gerd Kapphahn

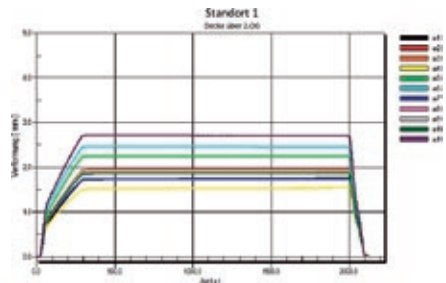


Bild 15: Zeitversuch bei Gebrauchslast
Grafik: Gerd Kapphahn

Am Standort 2 sind unterschiedliche Deckensysteme vorhanden (s. Tabelle 1). Bei der Decke über 3. OG handelt es sich um eine Rippendecke aus den 1950er Jahren, bei den Decken über EG bis 2. OG um Mischsysteme aus Massiv- und Rippendecken. Allen Decken gemeinsam ist, dass die gemessenen Durchbiegungen deutlich kleiner als $\approx 1/1000$ sind.

Auch am Standort 3 handelt es sich um unterschiedliche Deckensysteme (vgl. Tabelle 1). Das Last-Verformungsverhalten ist auch hier bis zur Ziellast, bei insgesamt geringen Verformungswerten, nahezu linear.

Im Zeitversuch stellt sich bei allen Deckensystemen Verformungskonstanz ein. Nach Entlastung gehen die bleibenden Verformungen im Rahmen der Messgenauigkeit gegen Null zurück. Die Schwankungsbreite der Maximalverformungen liegt bei den Rippendecken zwischen 2,8 und 3,6 mm. Beispiele für die erzeugten Kraft-Verformungsdiagramme bzw. Zeitversuche bei Gebrauchslast zeigen die Bilder 14 und 15.

4 Zusammenfassung

Es wurden an insgesamt 13 Deckenbereichen Belastungsversuche durchgeführt. Daraus resultiert eine Gesamttestfläche von ca. 430 m². Die angestrebten Lasten gemäß den Lastannahmen konnten uneingeschränkt und problemlos aufgebracht werden. Bezogen auf die zukünftige Gesamtnutzfläche von 9021 m² betrug der Untersuchungsumfang knapp 5 %.

Durch die umfangreichen Voruntersuchungen (visuell und Impulsradar) ist sichergestellt, dass die material- und verarbeitungsbedingten Schwankungen in der Ausführung durch die Auswahl der Testbereiche abgedeckt werden. Insbesondere die Impulsradarmessungen stellen eine schnelle und zerstörungsfreie Methode dar, um einen Überblick über das Gebäude hinsichtlich wichtiger Parameter, wie verwendete Deckentypen, Schichtdicken, Spannrichtungen und Bewehrungsabstände, zu bekommen.

Aufgrund der Auswahl der Testbereiche, der Ergebnisse der Voruntersuchungen [3, 4] sowie der bei den Belastungsversuchen gewonnenen Messwerte wird eine Übertragung der positiven Ergebnisse auf nicht geprüfte Bereiche im Gebäude für zulässig gehalten.

Literatur

- [1] Gesellschaft für Deutsche Postgeschichte e.V., Bezirksgruppe Hessen/Frankfurt am Main (Hrsg.): Hundert Jahre Oberpostdirektion Frankfurt am Main 1867–1967. Hessische Postgeschichte (1967) 12/13.
- [2] DIN EN 13791: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007, Ansatz B.
- [3] Testconsult Ingenieurgesellschaft für Bauwerksprüfung mbH: Baustoffuntersuchungen. Prüfbericht 003/2016, 2016.
- [4] ifem GmbH: BV Ludwig-Erhard-Anlage Frankfurt, Impuls-Radarmessungen zur Systemidentifikation. 2016.
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 2000.
- [6] DIN EN 1990/NA:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter.