



Henrik Marwede, B. Eng.

**Preußische Kappendecken
Analyse der Tragstruktur auf Grundlage von Belastungstests
im Rahmen des Projekts Stadthöfe Hamburg**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Oliver Englhardt

Mitbetreuer

Dipl.-Ing. Dr.techn. Manfred Zellinger

Institut für Hochbau

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

10.01.2016

Datum



Unterschrift

Kurzfassung

Das Bauen im Bestand gewinnt immer größere Bedeutung und stellt sich für Tragwerksplaner oft problematisch dar, wenn der Bestandsschutz eines historischen Tragwerks verloren geht und ein neuer Tragfähigkeitsnachweis erbracht werden muss. So liegt für die in dieser Arbeit behandelten Preußischen Kappendecken nur ein vereinfachtes Rechenmodell vor, das erhebliche Tragreserven des Deckentyps vernachlässigt und auf Grundlage dessen kein Tragfähigkeitsnachweis für einen üblichen Ausbau- und Nutzlastansatz erbracht werden kann. Dementsprechend wird häufig auf aufwendige experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen zurückgegriffen, wenn die Tragfähigkeit eines solchen Deckensystems nachzuweisen ist.

Auf Grundlage von Messwerten aus experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen, die am Bauvorhaben „Stadthöfe Hamburg“ durchgeführt wurden, verfolgt diese Arbeit die Zielsetzung das tatsächliche Tragverhalten von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise nachzuzeichnen und einen weniger konservativen Bemessungsvorschlag auf anhand eines FEM-Modells herzuleiten. Ausgehend von einer theoretischen Tragwerksanalyse des Deckensystems werden Annahmen zum tatsächlichen Tragverhalten getroffen, das Deckensystem mittels FEM-Software modelliert und das dargestellte Tragverhalten mit den Messwerten aus den Belastungstests verglichen. Unter Berücksichtigung der Systemverformungen, Stahl- und Betonspannungen wird die FEM-Modellierung schrittweise verfeinert und ein weniger konservativer Bemessungsvorschlag skizziert.

Entgegen dem vereinfachten Berechnungsmodell können die Untersuchungen eine Verbundwirkung zwischen dem Stahlträger und dem Beton im Deckenaufbau nachweisen. Das hergeleitete FEM-Modell stellt das Tragverhalten von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise realitätsnah dar und kann Grundlage für einen Tragfähigkeitsnachweis sein. Über diese Arbeit hinausgehend wären Auswertungen größerer Datensätze von Belastungsversuchen an Preußischen Kappendecken bei einer detaillierteren Bestandserfassung der untersuchten Objekte sehr interessant, um die Ergebnisse dieser Arbeit in ein breites empirisches Fundament einzubetten.

Abstract

The discipline of building redevelopment is increasingly gaining more and more attention and challenges structural engineers when carrying capacities of historic structures have to be reassessed. The design model for vaulted ceilings, which are examined in this master's thesis, is very inaccurate. It neglects a fair amount of the actual carrying capacity and is insufficient for a global load-capacity analysis for common load assumptions. Accordingly, engineers often use experimental stress tests when carrying capacities of such ceiling systems are to be assessed.

Based on data, that derives from experimental stress tests as part of the construction project "Stadthöfe Hamburg", this master's thesis aims to outline the actual load bearing characteristics of vaulted ceilings as concrete structures and to define a more accurate design proposal that uses FEM-modelling. The study involves a theoretical analysis of the bearing structure, which sets up assumptions for a more sophisticated approach applying FEM-modelling. By Putting the FEM-models in comparison with the collected data in the experimental stress tests, regarding deformation, steel- and concrete stress, the FEM-models are gradually improved and produce a less conservative design proposal.

Opposing the existing simplified design model for vaulted ceilings, the investigation proves that steel and concrete act as a composite construction in vaulted ceilings. The load bearing characteristics can be displayed realistically by FEM-models, which can hence provide a global load-capacity analysis. Exceeding the scope of this master's thesis, an evaluation of larger data records along with more detailed surveys of the existing structures would be very interesting and could put the results on a more solid empirical foundation.

Inhalt

Kurzfassung	3
Abstract	4
1 Einleitung.....	1
2 Tragwerksplanung im Bestand	2
2.1 Besonderheiten der Bauindustrie	2
2.2 Bestandsaufnahme	3
2.3 Rechnerischer Tragfähigkeitsnachweis	5
2.4 Weitere Nachweisverfahren	7
3 Die Preußische Kappendecke	10
3.1 Entwicklungsgeschichte der Massivdecke aus Eisen, Ziegel und Beton.....	10
3.2 Gewölbte Massivdecken	12
3.2.1 Typisierung von gewölbten Massivdecken	14
3.2.2 Verwendete Materialien	17
3.2.3 Statik der gewölbten Massivdecken	20
4 Statische Beurteilung von Preußischen Kappendecken im Bestand	24
4.1 Tragfähigkeit von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise	24
4.1.1 Kappe als Schalentragwerk	24
4.1.2 Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton	30
4.1.3 Teileinspannungen der Stahlträger	31
4.1.4 Betondruckplatten	31
4.2 Nachweisverfahren	32
4.3 Schäden und Instandsetzung.....	32
5 Projekt Stadthöfe	35
5.1 Allgemeines	35
5.1.1 Geschichte.....	35
5.1.2 Umbau der Stadthöfe	36
5.2 Preußische Kappendecken in Haus C.....	39
5.2.1 Bestandsaufnahme	39
5.2.2 Systemdarstellungen	43
6 Experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen	47
6.1 Anforderungen an die Durchführung	47
6.2 Nachweisführung	47
6.3 Lastannahmen	49
6.4 Versuchsaufbau	50
6.5 Ergebnisse der experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung.....	55
7 Methodik der Modellfindung.....	59
7.1 Vorgehensweise.....	59

7.2	Vergleich der Messwerte.....	59
7.3	Tragfähigkeitsnachweis.....	61
7.4	Methodik der FEM-Modellierung	62
7.5	Systemparameter.....	63
7.5.1	Materialkennwerte.....	64
7.5.2	Geometrie.....	64
8	Modellfindung.....	65
8.1	Balkenmodelle	65
8.1.1	Vereinfachtes Bemessungsmodell	65
8.1.2	Querschnittssteifigkeitsverteilung an einfeldrigen Balkensystemen.....	68
8.2	FEM-Modelle.....	71
8.2.1	Modell 2 – Stahlträgern und Betonkappen	71
8.2.2	Modell 3 – Stahlträger, Betonkappe und Betondruckplatte.....	73
8.2.3	Modell 4 – Kappe im gerissenen Zustand	77
8.3	Ergebnisse der Studie.....	82
8.3.1	Modellierung	82
8.3.2	Bemessungsvorschlag.....	83
9	Verifizierung des entwickelten FEM-Modells.....	84
9.1	System.....	84
9.2	FEM-Modellierung.....	85
9.3	Tragfähigkeitsnachweise.....	86
9.4	Beurteilung des Systems.....	89
10	Zusammenfassung und Ausblick	90
	Literaturverzeichnis.....	92
	Abbildungsverzeichnis	94
	Tabellenverzeichnis	97

1 Einleitung

Die Idee zum Thema dieser Masterthesis entstand durch die Mitarbeit des Autors an dem Projekt „Stadthöfe Hamburg“ des Ingenieurbüros Wetzel & von Seht [1], bei dem es galt, denkmalgeschützte Preußische Kappendecken zu erhalten und ihre Tragfähigkeit im Sinne eines neuen Nutzungskonzeptes für größere Lastannahmen nachzuweisen. Die rechnerisch nachweisbare Tragfähigkeit des Deckentyps basiert jedoch auf einem stark vereinfachten Bemessungsmodell und liegt dabei deutlich unter den Erfahrungswerten aus Belastungstests. Aus diesem Grund greifen Tragwerksplaner meist auf aufwendige experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen zurück, um die Tragfähigkeit einer solchen Decke unter neu angesetzten Ausbau- und Nutzlasten nachzuweisen. Bei den Stadthöfen Hamburg wurde ebenso vorgegangen und es gelang die Tragfähigkeit für alle gewünschten Lastannahmen nachzuweisen.

Auf Grundlage der Ergebnisse aus der experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung an den Preußischen Kappendecken im Projekt „Stadthöfe Hamburg“ wird in dieser Masterthesis das Tragverhalten von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise untersucht. Dabei werden bislang nicht erschlossene Tragfähigkeitsreserven berücksichtigt mit dem Ziel den tatsächlichen Lastfluss in der Decke nachzuzeichnen eine Annäherung an ein genaueres rechnerisches Bemessungsmodell herzuleiten.

Es werden zunächst die generelle statische Beurteilung und der Umgang mit bestehenden Strukturen in der Tragwerksplanung thematisiert. Ein Überblick über die Entwicklungsgeschichte, die Konstruktion und die Bemessung von Preußischen Kappendecken wird gezeichnet, um verbaute Materialien, Bauqualität und Statik der Deckensysteme so genau wie möglich zu definieren. Im weiteren Verlauf wird der tatsächliche Lastabtrag der Systeme über FEM-Modelle nachvollzogen und Einflüsse von verschiedenen Faktoren auf die Tragfähigkeit des Systems diskutiert.

Durch die Kombination der theoretischen Randbedingungen, Erkenntnisse aus FEM-Analysen und dem Abgleich mit dem gemessenen Verformungsverhalten der Deckensysteme in den Belastungstests wird ein Bemessungsmodell entwickelt, welches dem tatsächlichen Lastabtrag entspricht und die reale Tragfähigkeit genauer erfasst als die bislang vorhandenen Bemessungsmodelle.

2 Tragwerksplanung im Bestand

2.1 Besonderheiten der Bauindustrie

Seit der industriellen Revolution erlebt der technologische Fortschritt eine rasante, gar exponentielle Entwicklung. Aus der ursprünglich zweigeteilten Einteilung in militärische und zivile Ingenieurwissenschaften ist eine fast unüberschaubare Vielzahl an verschiedenen technologischen Industriezweigen geworden, deren Produkte kontinuierlich erneuert, verbessert und schließlich technologisch überholt werden.

Parallel dazu hat auch die Bauindustrie eine enorme Entwicklung genommen, besonders durch die Implementierung der elektronischen Datenverarbeitung seit den 1970er Jahren. In der Folge ist sowohl das Niveau der Bauproduktivität als auch der Anspruch an die Qualität der Nutzung nochmals gestiegen.

Im Unterschied zu anderen Industrien sind die Produkte der Bauindustrie jedoch von einer viel größeren Lebensdauer, und alleine aufgrund ihres schieren räumlichen Volumens von riesigem Einfluss auf das Erscheinungsbild der Umwelt, in der wir leben. Gebäuden wird daher eine große kulturelle, identitätsstiftende Bedeutung beigemessen, welche sich in einem gesellschaftlichen Willen zum Erhalt von historisch wertvollen Bauwerken äußert.

Mit den prinzipiell gegensätzlichen Aspekten von höchst modernen Nutzungsqualitäten und dem Erhalt von alten Bausubstanzen geht eine große Inhomogenität hinsichtlich den sich in Gebrauch befindlichen Gebäuden einher. Es erfordert große bauingenieurliche Leistungen, um diese beiden Aspekte in Einklang zu bringen. Der bautechnischen Behandlung von bestehenden Gebäuden kommt daher eine immer größer werdende Bedeutung zu. So liegt der Anteil der Bauleistungen an bestehenden Gebäuden vom gesamten Bauvolumen in Deutschland im Jahr 2011 bei 75% [2].

Bei Bauleistungen an bestehenden Gebäuden muss dabei zwischen den Kategorien Instandhaltungen auf der einen, und Instandsetzungen/Sanierungen von Gebäuden auf der anderen Seite unterschieden werden. Während bei Ersterem der Fokus auf die Behebung von Schäden und die Wiederherstellung eines ursprünglichen, funktionsfähigen Zustandes, unter Erhalt des Bestandsschutzes gelegt wird, reichen Sanierungsarbeiten weit über die Instandhaltung hinaus. Sie beinhalten meist Modernisierungen, welche den Verlust des Bestandsschutzes mit sich bringen können.

Der Bestandsschutz sichert die Nutzung eines Gebäudes, welches zum ursprünglichen Baubeginn, auf Grundlage der damals geltenden Gesetze, genehmigt wurde bzw. genehmigungsfähig war. Er geht immer dann verloren, wenn Sanierungen den ursprünglich genehmigten Charakter eines Gebäudes bezüglich Statik oder Nutzung verändern, sodass eine Notwendigkeit entsteht, das Gebäude mit aktuell geltendem Recht in Einklang zu bringen. Im Falle einer Veränderung der Statik ist dies Aufgabe des Tragwerksplaners.

Bei der Sanierung von Altbauten ist ein Eingriff in die Statik meist unumgänglich. So kommt es vor, dass infolge neuer Raumaufteilungen tragende Elemente versetzt werden müssen und sich dadurch die statischen Systeme verändern. Durch veränderte Nutzungskonzepte erhöhen sich Verkehrslasten. Neue Fußboden- oder Wandaufbauten, die den gestiegenen bauphysikalischen Anforderungen gerecht werden, vergrößern die ständig wirkenden Lasten.

2.2 Bestandsaufnahme

Besteht die Absicht ein bestehendes Gebäude zu sanieren, wodurch der Bestandsschutz unter statischen Gesichtspunkten verloren ginge, wird ein Tragwerksplaner beauftragt eine veränderte Statik mit dem aktuell geltenden Recht in Einklang zu bringen. Zunächst muss die Tragstruktur in einer Bestandsaufnahme erfasst werden und frühzeitig die Wahl für ein erfolgsversprechendes Nachweisverfahren getroffen werden, denn eine allumfassende Bestandsaufnahme ist für den experimentellen Tragsicherheitsnachweis beispielsweise (siehe Kap. 2.4) nicht in seiner Gänze notwendig.

Das meist wirtschaftlichste und von den Behörden am ehesten genehmigte rechnerische Nachweisverfahren erfordert jedoch eine genaue Bestandsaufnahme, die im Folgenden dargelegt werden soll.

Das Ziel der Bestandsaufnahme ist die Erfassung der Tragstruktur in einer Genauigkeit, dass die Randbedingungen für einen rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis verlässlich dargelegt werden können. Zu diesen Randbedingungen zählen:

- Geometrische Abmessungen
- Im Falle von Stahlbeton: Bewehrung, nach Durchmesser und Lage
- Identifizierung statischer Systeme
- Materialkennwerte

Für den Bezug dieser Informationen stehen prinzipiell drei verschiedene Quellen zu Verfügung:

1. Statische Unterlagen des Objektes
2. Feststellen der erforderlichen Daten am Objekt
3. Allgemeine Unterlagen (Literatur) oder spezielle Fachkenntnisse

Um die Statik eines Gebäudes nachzuvollziehen, gilt es in der Bestandsaufnahme zunächst den ursprünglich geplanten Soll-Zustand des Gebäudes zu rekonstruieren und anschließend den Ist-Zustand am Objekt festzustellen. Bei ersterem dienen die statischen Unterlagen des Objektes als primäre Informationsquelle. Ergänzend dazu, oder im Falle von Unvollständigkeit der Unterlagen, ist die Sichtung von Literatur bezüglich der Baukonstruktionen und den technischen Baubestimmungen aus der entsprechenden Epoche hilfreich. So wurde die Formulierung „nach allgemein anerkannten Regeln der Technik“ in Deutschland bereits 1910 vom Reichsgericht definiert um Baustandards festzulegen, anhand derer sich bestehende Tragstrukturen, beispielsweise hinsichtlich verwendeter Materialien, analysieren lassen.

Neben dem Sammeln von Informationen aus statischen Unterlagen des Gebäudes und allgemeinen Literaturangaben ist eine Untersuchung am Objekt in jedem Fall notwendig, um entsprechende Informationen stichprobenartig zu verifizieren. In den meisten Fällen, wie zum Beispiel bei Unvollständigkeit der statischen Unterlagen, sind zudem Aufmaße und Materialprüfungen unabdingbar um notwendige Randbedingungen für einen rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis exakt bestimmen zu können.

Die Untersuchungen am Objekt sind ebenfalls schon Teil der Erfassung des Ist-Zustandes des Tragwerks, dem zweiten Teil der Bestandsaufnahme. Eine Erfassung und Bewertung von Schäden am bestehenden Tragwerk ist unerlässlich und kann maßgebend sein bei der Erarbeitung eines Lösungskonzeptes einer Sanierung. Dabei gilt es die Schäden zu erkennen, deren Ursachen zu klären und entsprechende Schlussfolgerungen daraus zu ziehen.

Als positive Begleiterscheinung einer detaillierten Bestandsanalyse eröffnet sich dem Tragwerksplaner zudem die Möglichkeit mittels Reduktionen von Teilsicherheitsbeiwerten eine Ausdehnung der rechnerisch nachweisbaren Tragfähigkeiten, wenn entsprechende Randbedingungen am Objekt zuverlässig genau festgestellt werden können. So lässt sich beispielsweise der Teilsicherheitsbeiwert von ständigen Lasten auf der Einwirkungsseite reduzieren, wenn ein genaues Aufmaß Unsicherheiten im Volumen von Baukörpern reduziert, oder sogar ausschließen kann. Genauso verhält es sich auf der Seite des Bauteilwiderstandes im Falle von vorliegenden Materialprüfungen am Objekt.

2.3 Rechnerischer Tragfähigkeitsnachweis

Die elementaren Grundpfeiler des rechnerischen Tragfähigkeitsnachweises sind die Darstellung des Systems in einem Bemessungsmodell und die Implementierung eines anerkannten Sicherheitskonzeptes.

Wie bereits erläutert, ist eine detaillierte Bestandsaufnahme des Tragwerks Voraussetzung für den rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis und Grundlage des zu wählenden Bemessungsmodells. Hierbei ist die schlichte Neubemessung des alten Bauwerks nach dem alten statischen System jedoch nicht erfolgsversprechend hinsichtlich der Erschließung von Tragreserven, weil nicht davon ausgegangen werden sollte, dass mit geringen rechnerischen Ausnutzungsgraden bemessen wurde. Zudem fließen in die vorausgehende Rekonstruktion des Tragwerks meist konservative Annahmen bezüglich der Materialfestigkeiten mit ein. Eine Neubemessung macht daher nur Sinn wenn das statische System verfeinert werden kann und mit einer computer-gestützten Berechnung genauere, bzw. verbesserte Ergebnisse erwartet werden können.

Dadurch, dass statische Berechnungen in den Zeiten vor der Einführung von Computern in der Tragwerksplanung maßgebend aus aufwendiger mathematischer Handarbeit bestanden, wurden Tragstrukturen meist in stark vereinfachten statischen Systemen abgebildet. Heutzutage zur Verfügung stehende Bemessungssoftware ermöglicht es Tragwerke sehr detailliert abzubilden und im Vergleich zu vereinfachten Handrechnungen erhebliche Verbesserungen von Ausnutzungsgraden zu erreichen.

Als Sicherheitskonzept für Neuberechnete Bestandstragwerke ist grundsätzlich jenes aus den aktuellen, bauaufsichtlich eingeführten technischen Baubestimmungen vorgeschriebene zu wählen (vgl. [3]). In Europa ist als solches ein semiprobabilistisches Zuverlässigkeitskonzept im Eurocode 0 festgelegt, welches die Versagenswahrscheinlichkeit von Bauteilen auf ein definiertes Maß begrenzt. Die dabei berücksichtigten maßgeblichen Unsicherheiten lassen sich in menschliche und technologische Unzulänglichkeiten unterscheiden. So fließen Sicherheitsbeiwerte einerseits für mögliche grobe menschliche Fehler bei Planung und Herstellung eines Tragwerks, andererseits für streuende Materialfestigkeiten in das Konzept mit ein.

Die Folgen von ersterer Unsicherheit sind meist bereits während der Bauzeit oder zu Beginn der Nutzungszeit erkennbar, sodass bei Bestandsbauten von einer deutlich kleineren Unsicherheit unter diesem Aspekt auszugehen ist. Auch die zweitgenannte Unsicherheit kann bei Bestandsbauten durch eine Materialprüfung vor Ort genauer definiert und somit begrenzt werden. Die strikte Umsetzung von bauaufsichtlich anerkannten Sicherheitskonzepten aus „Neubaunormen“ ist somit für Bestandstragwerke nicht zutreffend, bzw. die Ergebnisse solcher Bemessungen als sehr konservativ zu betrachten.

Auch in Anbetracht des steigenden Bauvolumens im Bestand wurde die Notwendigkeit einer Integration von zusätzlichen Informationen aus einer Bestandsaufnahme in das Sicherheitskonzept von „Neubaunormen“ für die Neubemessung eines Bestandstragwerks erkannt. Der Deutsche Beton- und Bautechnikverein e.V. beispielsweise hat in seiner Merkblatt-Reihe „Bauen im Bestand“ ein Konzept zur Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten erarbeitet, bei dem die Teilsicherheitsbeiwerte von vor Ort festgestellten Parametern eines Tragsicherheitsnachweises gesenkt werden dürfen bei gleichzeitigem Erhalt des definierten Sicherheitsniveaus des Eurocode 0 (vgl. DBV-Merkblatt

„Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“ [4], DBV-Heft 24 „Zuverlässigkeitsindex und Teilsicherheitsbeiwerte für das Bauen im Bestand“ [5]). Diese Konzepte sind jedoch bauaufsichtlich nicht akzeptiert und bedürfen einer Abstimmung mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde. Aufgrund dieser Lücke im Baugenehmigungsrecht, bestehen in der Praxis daher auch Genehmigungschancen für, von aktuell geltenden technischen Baubestimmungen abweichenden Nachweisverfahren, wenn diese sich auf die genannten Besonderheiten des Bauens im Bestand beziehen und entsprechend begründet werden können.

Neben den theoretischen Methoden der verfeinerten Modellierung eines Bestandstragwerks und der Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten bieten sich dem Tragwerksplaner aber auch trivialere praktische Möglichkeiten um einen rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis zu erbringen. Beispielsweise lassen sich Nutzlastansätze genauer spezifizieren und deren Verteilung auf die Flächen effizienter gestalten. Flächen können in Stell- und Verkehrsflächen unterteilt werden, wobei auf den Stellflächen dann eine Flächenlast entsprechend dem Mobiliar angesetzt wird, die geringer als die Verkehrslast auf den übrigen Flächen ausfällt [6].

2.4 Weitere Nachweisverfahren

Während die Tragfähigkeit von Neubauten fast ausschließlich rechnerisch nachgewiesen wird, sollten bei Bestandsbauten auch alternative Nachweisverfahren in Betracht gezogen werden. Wegen der unvollständigen gesetzlichen Normung bezüglich der Nachweisverfahren von Bestandsbauten wird dem Tragwerksplaner ein gewisser Spielraum in der Argumentation für eine „Tragfähigkeitsunterstellung“ eingeräumt. So stellen einerseits experimentelle Nachweiskonzepte häufig eine sinnvolle Möglichkeit zur Erbringung eines Tragfähigkeitsnachweises dar, andererseits können auch nicht-wissenschaftliche Argumentationen in manchen Fällen Aussicht auf Genehmigung haben.

Praktische Bewährung

Das Prinzip der praktischen Bewährung kann beim Umbau von Altbauten als ausreichender Nachweis anerkannt werden, wenn ein Tragwerk seine Tragfähigkeit über einen langen Zeitraum erwiesen hat, es in seinem aktuellen Zustand schädigungsfrei ist und ein zukünftiger Lastabtrag in Qualität und Quantität dem ursprünglichen nicht übertrifft. Dabei erfordert die Identifizierung von Schädigungen und dem entsprechenden Verlauf des Lastabtrages eine höchst fachkundige Bestandsaufnahme. Voraussetzungen für die Anwendung des Tragfähigkeitsnachweises nach dem Prinzip der praktischen Bewährung sind

- eine ausreichend lange Standzeit,
- keine Schädigung des Bauteils und
- keine Veränderung des Tragsystems.

Das Prinzip der praktischen Bewährung kommt häufig dann zur Anwendung, wenn ein Tragsystem unverändert bleibt, die Lastannahmen sich jedoch verändern, dabei aber nachweislich keine größeren Schnittkräfte verursachen.

Da für eine Genehmigung meist doch verlässlichere Nachweisverfahren gewählt werden, liegt die maßgebende Relevanz des Prinzips der praktischen Bewährung in der Vor- und Entwurfsplanungsphase, wenn Tragfähigkeiten von Bestandsbauteilen abgeschätzt werden müssen.

Konstruktiver Nachweis

Das konstruktive Nachweisprinzip kann als Umsetzung des Prinzips der praktischen Bewährung auf Neubauten angesehen werden. Besonders in vormodernen Zeiten, als abgesehen von der Errichtung monumentaler Bauwerke, die numerische statische Berechnung im Bauwesen noch nicht üblich war, hat das Handwerk bewährte Konstruktionen bei Neubauten als Kopien angewandt und über die Zeit hin sukzessive verbessert. Die Entwicklung solcher bewährter Baukonstruktionen führte zu einer Systematisierung und Katalogisierung, deren Befolgung einem konstruktiven Nachweis

gleichkommt. Zwar ist die Bedeutung des konstruktiven Nachweises heutzutage eher gering, dennoch finden sich auch in aktuellen bautechnischen Bestimmungen (insbesondere im Mauerwerksbau) Formulierungen wieder, die einen konstruktiven Nachweis als ausreichend erachten. So heißt es beispielsweise im Eurocode 6:

„Auf einen Nachweis der räumlichen Steifigkeiten darf verzichtet werden, wenn [...] die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind [...], in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist“ [7]

Experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen

Experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen sind bei der Tragwerksplanung im Bestand von großer Bedeutung und werden angewendet, wenn das Tragwerk mit seinen Randbedingungen nur sehr unzureichend analysiert werden kann oder die theoretische Modellbildung des Tragwerks zu ungenau ist.

Die für einen rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis erforderliche Bestandsaufnahme kann sich als sehr aufwendig und unwirtschaftlich erweisen, wenn die statischen Unterlagen eines Bestandsgebäudes mangelhaft oder gar überhaupt nicht vorhanden sind. Ein großer Vorteil der experimentellen Tragsicherheitsbewertungen besteht darin, dass die Bestandsaufnahme auf ein sehr geringes Maß, reduziert werden kann, weil einige Randbedingungen wie Materialfestigkeiten beispielsweise gar nicht erfasst werden müssen.

Besonders bei alten Konstruktionen, die ausschließlich in einer Epoche verbaut wurden, in der die Tragfähigkeit nicht rechnerisch nachgewiesen wurde, und somit auch kein Bemessungsmodell besteht, bietet sich das Verfahren an. Exemplarisch dafür stehen die in dieser Arbeit behandelten Kappendecken, deren Tragfähigkeit schon zu Zeiten ihrer größten Anwendung (um 1900 herum) experimentell nachgewiesen wurde. Dies hat, damals wie heute, den Grund, dass der Lastweg im Tragwerk nicht genau zu bestimmen und eine zuverlässige theoretische Modellierung ungenau ist. Der rechnerische Tragfähigkeitsnachweis auf Grundlage eines ungenauen Bemessungsmodells führt entsprechend zu einer unwirtschaftlichen Unterschätzung der Tragfähigkeit.

Die Modellbildung kann aber auch bei realitätsnah darstellbaren Tragwerkstypen unzulässig sein, wenn Schädigungen der Werkstoffe vorliegen oder die Konstruktion mangelhaft errichtet wurde.

Häufig ist es eine Kombination aus einer sehr aufwändigen erforderlichen Bestandsaufnahme und einer unzureichenden Modellierung des Tragwerks, die eine rechnerische Tragfähigkeitsnachweisführung unwirtschaftlich oder gar unmöglich macht. In diesen Fällen ist die experimentelle Tragsicherheitsuntersuchung eine sehr vorteilhafte Lösung zur Erbringung eines Tragfähigkeitsnachweises.

Die Durchführung von Belastungsversuchen an Betonbauwerken ist in einer Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [8] geregelt und wird bei entsprechender Ausführung von den Baubehörden als Tragfähigkeitsnachweis angesehen. Dabei müssen die Ergebnisse der Belastungstests folgende definierte Grenzwertkriterien im Grenz- und Gebrauchszustand einhalten (siehe auch DAfStb-Richtlinie [8]):

- elastisches Verformungsverhalten des Systems unter Gebrauchslast
 - grob lineare Last-Verformungs-Beziehung
 - Rückstellung der Verformung nach Entlastung (Verbleibende Verformungen zufolge Haarrissen $w \ll 0,1\text{mm}$ sind akzeptabel)
- Begrenzung der Durchbiegung unter Gebrauchslast
- nichtlineares Verhalten (Übergang in Zustand II) erst oberhalb des Gebrauchslastniveaus.
- nicht ausgeprägtes Rissbild.
- Rissweiten unter Gebrauchslast $w < 0,15\text{ mm}$

Experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen erfordern eine qualifizierte Durchführung bezüglich Messtechnik, Bautechnik und EDV und sind nur dann einzusetzen, wenn der Einsatz der Testvorrichtung schädigungsfrei geschieht und die Tragsicherheit nicht gefährdet.

Hybride Statik

Rechnerische Nachweisverfahren beruhen auf theoretischen Abstraktionen der physikalischen Wirklichkeit, wobei Randbedingungen häufig in Form konservativer Annahmen in die Analysis einfließen. Von hybrider Statik wird gesprochen, wenn jenes, in den technischen Baubestimmungen verankerte Nachweisprinzip, durch experimentelle Untersuchungen ergänzt wird. Gerade bei Tragfähigkeitsnachweisen an Bestandsbauten, wenn Randbedingungen unbekannt oder nur ungenau zu bestimmen sind, bietet sich eine hybride Statik an.

Während die Aussagekraft von rein experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen auf das jeweils direkt untersuchte Tragwerk beschränkt ist, zielen die experimentellen Untersuchungen einer hybriden Statik lediglich auf einzelne Randbedingungen ab, welche wiederum für ein gesamtes Bestandsobjekt gelten können und theoretische Randbedingungen von verschiedenen Berechnungen ersetzen.

So kann prinzipiell von hybrider Statik gesprochen werden, wenn beispielsweise Materialkennwerte am Objekt festgestellt werden und diese in ein rechnerisches Nachweisverfahren einfließen.

Ebenso ist auch das Ziel der Studie dieser Masterthesis als hybride Statik zu bewerten, in dem die Erkenntnisse aus experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen Rückschlüsse auf die Randbedingungen des Tragsystems von Preußischen Kappendecken geben sollen, welche in die Definition eines verfeinerten Bemessungsmodells einfließen.

3 Die Preußische Kappendecke

3.1 Entwicklungsgeschichte der Massivdecke aus Eisen, Ziegel und Beton

Der Beginn der Entwicklungsgeschichte von Massivdecken aus Eisen, Ziegel und Beton im deutschsprachigen Raum liegt in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts. In der Zeit davor wurden im gewöhnlichen Hochbau stets Holzkonstruktionen verbaut. Abgesehen von massiven Holzdecken (die in dieser Arbeit nicht behandelt werden) existierten bis dahin nur massive Gebäudedecken im weitesten Sinne als gemauerte Gewölbe. Solche wurden in repräsentativen Gebäude (oder auch „Gesellschaftsbauten“) wie Kathedralen oder Palästen verbaut, oder auch dort, wo erhöhte Anforderungen an die Tragfähigkeit oder an den bauphysikalischen Widerstand (Feuchtigkeit bei Kellerdecken) gestellt wurden. Jene Gewölbe lassen sich unter den Aspekten von Material- und Arbeitsaufwand, Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit mit modernen massiven Geschossdecken allerdings nicht vergleichen.

Die Holzbalkendecke stellte über Jahrhunderte hinweg die einzige relevante wirtschaftliche Lösung zum Überspannen von Räumen dar und bot auch noch bis weit ins 20. Jahrhundert hinein die günstigste Art der Geschossdecke, sofern der Rohstoff Holz ausreichend vorhanden war und die Anforderungen an Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit begrenzt waren. Zudem war die Verarbeitung des Materials Holz den Menschen seit Langem bekannt und verschiedene Ausführungsvarianten boten mitunter einen ansprechenden Schall- und Wärmeschutz.

Als Nachteile der Holzbalkendecke stellten die begrenzte Tragfähigkeit, enorme Bauteilhöhen, die Knappheit des Rohstoffes (insbesondere zu Kriegszeiten), die geringe biologische Dauerhaftigkeit (insbesondere bei Kellerdecken) und die Brandanfälligkeit (verheerende Flächenbrände in den dicht bebauten Städten) Beschränkungen in der Entwicklung des Hochbaus dar, welche schließlich mit der Einführung des Eisens als Baustoff im Zuge der Industrialisierung überwunden werden konnten.

Sowohl die Betontechnologie, als auch die Verhüttungsindustrie nahmen gegen Ende des 18., Anfang des 19. Jahrhunderts eine rasante Entwicklung und ermöglichten radikale Neuerungen im Hochbau. In der Verhüttung von Eisen gelang es durch das sogenannte Puddelverfahren (Henry Cort, 1784) Verunreinigungen im Roheisen zu entfernen und ein schmiedbares Eisen für den Hochbau zu produzieren, welches vergleichsweise schlanke Träger mit großer Tragfähigkeit ermöglichte [9].

Als erste Massivdecken aus anorganischen Materialien traten im deutschsprachigen Raum die gewölbten Massivdecken auf. Diese Decken bildeten sich aus eisernen Hauptträgern, zwischen denen ein massives Gewölbe aus Ziegelsteinen gemauert oder aus Stampfbeton gegossen wurde. Dabei beträgt die Spannweite der Gewölbekappen maximal ca. 3,0 m und die Wölblinien der Gewölbekappen beschreiben meist die Kurve des Teils eines Halbkreises, sodass man von einem Tonnengewölbe spricht. Die wahrscheinlich älteste heute bekannte gewölbte Massivdecke wurden im Rahmen einer Bauforschung der TU Berlin, unter der Federführung von Frau Prof. Dr. Sack im Denkmal "Altes Museum Berlin" von Karl Friedrich Schinkel entdeckt. Diese stammen aus der Erbauungszeit von 1824 bis 1830 [10].

Ab dieser Zeit entwickelte sich die gewölbte Massivdecke zur Standardlösung, wo Holzbalkendecken ungeeignet waren:

- Bei großen Ansprüchen an die Tragfähigkeit im Industriebau:
 - Fabriketagen
 - Werkhallen
- Bei großen Feuchteinflüssen im Wohnungsbau:
 - Kellerdecken
 - Badezimmer und Küchen

Die Entwicklung von der aufgelösten Holzbalkendecke hin zu gewölbten Massivdecken brachte also grandiose Neuerungen mit sich und doch ist der Deckentyp, unter dem Aspekt seiner vereinfachten statischen Grundlagen, eher wenig revolutionär. Demzufolge ist die Tragwirkung (bzw. –richtung) von Eisen und massiven Bauteilen noch konsequent getrennt zu betrachten – Eisenträger als Primärtragwerk in Hauptrichtung, massive Gewölbe als Sekundärsystem quer dazu.

Die gewölbten Massivdecken stellten dennoch über die längste Zeit im 19. Jahrhundert die einzige massive Geschossdecke aus anorganischen Baustoffen dar und bekamen erst gegen Ende des Jahrhunderts, mit der Verbreitung von Steineisendecken Konkurrenz. Von 1892, dem Jahr der Patentierung der sogenannten „Kleinschen Decke“, an erreichten Steineisendecken eine große Bedeutung im deutschsprachigen Raum. Sie bestehen aus, durch Eisenbänder bewehrten, Mauerziegelverbänden und erreichten eine nie zuvor dagewesene Schlankheit infolge der kombinierten Anwendung von Eisen/Stahl und druckfesten mineralischen Baustoffen entsprechend der Spannungsverteilungen im Bauteil. Die weitere Erforschung der Stahl-Beton-Verbundwirkung führte schließlich zum Siegeszug des heute noch dominierenden Massivdeckentyps, der Stahlbetondecke [11].

Nach den Pionierarbeiten im Eisenbetonbau durch den französischen Gärtner Joseph Monier oder dem Amerikaner Thaddeus Hyatt, Mitte des 19. Jahrhunderts, war es der Berliner Bauunternehmer Gustav Adolf Wayss, der zusammen mit dem Regierungsbaumeister Mathias Koenen den Eisenbetonbau nach Deutschland brachte und weiter erforschte. Wurden dem Eisenbetonbau noch gegen Ende des 19. Jahrhunderts große Zweifel entgegengebracht, erzielte der Verbundbaustoff spätestens mit dem Erbau des ersten großen Eisenbetongebäudes in Deutschland, der „Königlichen Anatomie“ in München (1905 bis 1907), bei der Wände, Decken und eine flache Kuppel in Eisenbetonbauweise errichtet wurden, eine breite Anerkennung, sodass er sich in den Folgejahren immer mehr durchsetzen konnte [12].

Auch um Gebühren für Patente zu umgehen, wurden in der Zeit um das Jahr 1900 herum eine Vielzahl an Deckentypen verbaut, die, gemäß einer Schätzung der Deutschen Bauakademie [11], bis nach dem zweiten Weltkrieg in Deutschland eine Größe von 2000 verschiedenen verbauten Deckenkonstruktionen erreichte.

3.2 Gewölbte Massivdecken

Gegenüber Geschossdecken in Holzbauweise brachten gewölbte Massivdecken bislang nicht dagewesene Qualitäten in sowohl physikalischer (Tragfähigkeit), biologischer als auch chemischer Widerstandsfähigkeit mit sich. Ihretwegen fand der Deckentyp schnell eine breite Anwendung und blieb bis ins 20. Jahrhundert hinein eine wirtschaftliche Lösung wenn Anforderungen an z.B. die Tragfähigkeit, den Feuchte- oder Feuerwiderstand groß und Holzdeckenkonstruktionen dementsprechend ungeeignet waren.

Gewölbte Massivdecken kamen bei verschiedensten Gebäudetypen zur Anwendung:

- Wohngebäuden
 - Kellerdecke mit feuchter Umgebung
 - Geschossdecke mit Badezimmern
- Tiefbau mit großen Lastannahmen
 - z.B. U-Bahnhöfe
- Industriegebäude
 - Fabriketagen, Werkhallen mit großen Anforderungen an die Tragfähigkeit
 - Produktionsstätten mit chemischer Bauteilbeanspruchung (z. B. Textilindustrie oder auch Stallungen)

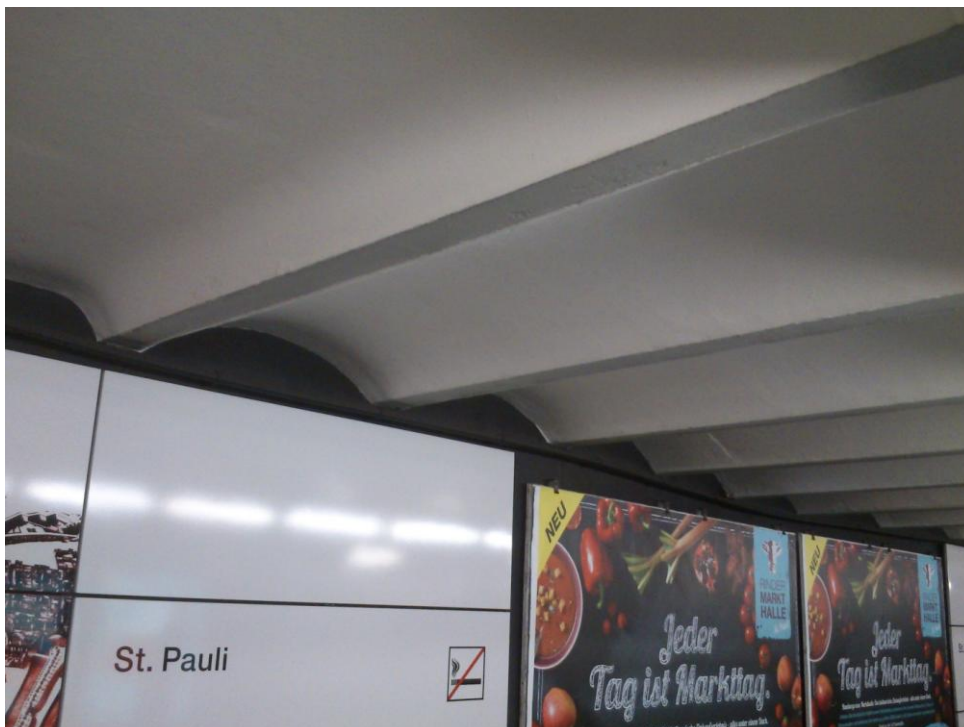


Abbildung 1 – Gewölbte Massivdecke im Hamburger U-Bahnhof St. Pauli (erbaut ca. 1910)

Gewölbte Massivdecken bestehen aus Stahlträgern, die die Hauptspannrichtung der Decke definieren. Diese Richtung ist in dieser Arbeit als x-Richtung definiert. Wie auch im Grundriss (Abbildung 2) dargestellt, spannen die Stahlträger in Wohn- und Bürogebäuden meist über

ein Feld (Spannweite L_T) und lagern auf Stirnwänden auf. Wohingegen die Gewölbe in y - (Quer-) Richtung spannen und dabei nur auf den Stahlträgern als ihre Widerlager aufliegen. Besonders bei Fabrikgebäuden oder auch bei U-Bahnhöfen kommen aber auch Durchlaufträgersysteme vor, bei denen die Stahlträger mehr als nur ein Feld überspannen. Die in y -Richtung das Deckensystem begrenzenden Wände werden als Abschlusswände bezeichnet.

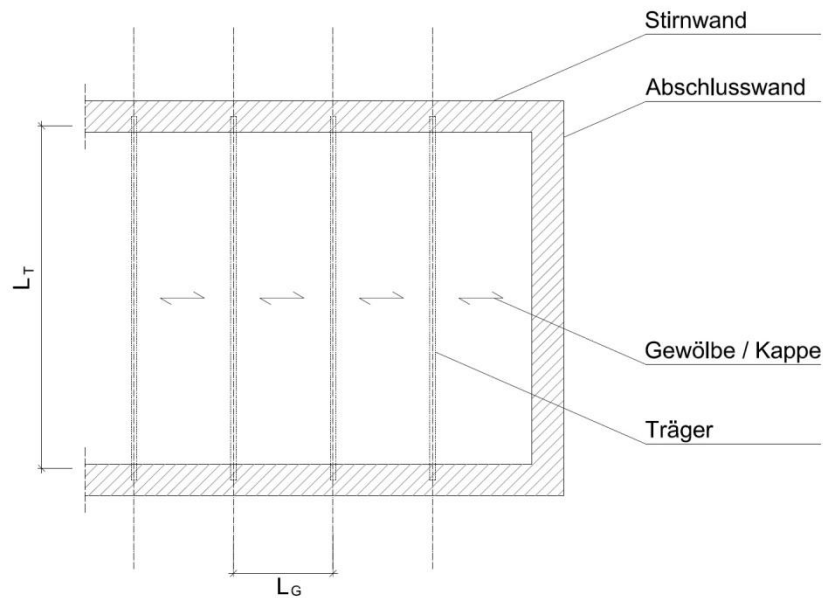


Abbildung 2 - Gewölbte Massivdecken im Grundriss, Bezeichnungen

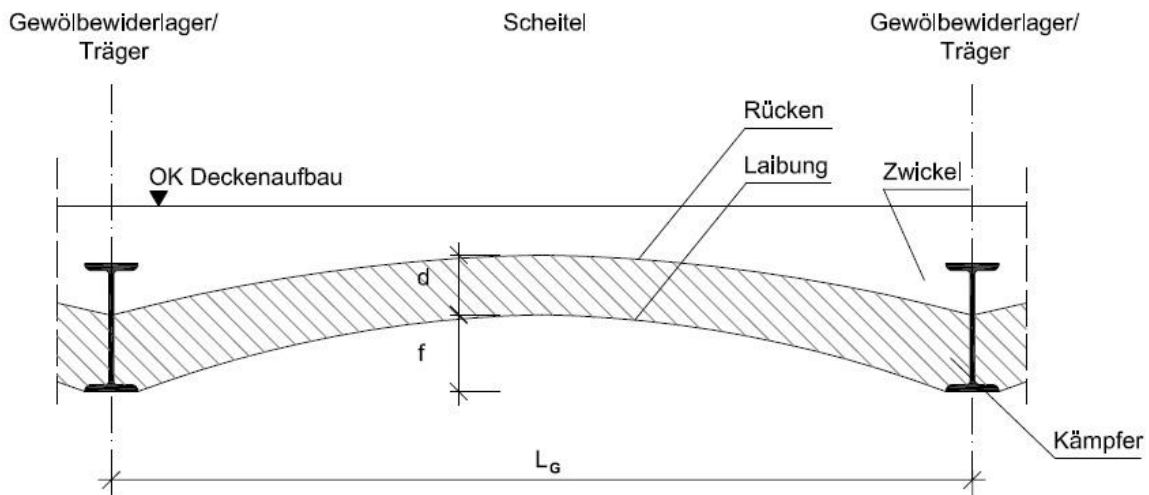


Abbildung 3 - Gewölbte Massivdecken im Querschnitt, Bezeichnungen

Die Geometrie der Gewölbe wird über die Gewölbspannweite L_G , der Stich- bzw. Pfeilhöhe f und die Kappendicke im Scheitel d definiert. Die Oberseite des Gewölbes wird bei gewölbten Massivdecken als Rücken, die Unterseite auch als Laibung bezeichnet. Der Widerlagerbereich des Gewölbes wird als Kämpfer bezeichnet und begrenzt den Zwickel nach unten hin. Der Zwickel ist für gewöhnlich mit gebundenem oder ungebundenem Material verfüllt oder hintermauert, sodass eine ebene Rohbauoberkante für den Deckenaufbau geschaffen wird. [11]

3.2.1 Typisierung von gewölbten Massivdecken

Die charakteristischen Eigenschaften von gewölbten Massivdecken liegen in dem Verbau eiserner Hauptträger, zwischen welchen anorganische Bauteile angeordnet werden. Die massiven Bauteile zwischen den Trägern sind dabei meist unbewehrt, da der Lastabtrag über die Bildung eines Gewölbes, bzw. Druckbogens quer zu den Trägern geschieht. Unter diesen Merkmalen lassen sich diese in verschiedenste Typen einteilen. Diese Typisierung unterscheidet sich bezüglich

- der Ausbildung der Gewölbe als scheinrechte oder gewölbte Konstruktionen,
- den verwendeten Baustoffen für die Gewölbe
- und dem Verhältnis zwischen Gewölbespannweite und dessen Stichhöhe.

Massivdecken zwischen eisernen Trägern, welche eine scheinrechte, ebene Form aufweisen, gelten dann als gewölbte Massivdecke, wenn der theoretische Lastabtrag von einer Ausbildung eines Gewölbes innerhalb des scheinrechten Bauteils unter Belastung ausgeht, welches seine Widerlager an den Trägern hat. Demzufolge wird das Material zwischen den Trägern nur auf Druck beansprucht und erfährt keine Biegebeanspruchungen.

Scheinrechte Kappendecken

Solche scheinrechte Kappendecken wurden meist aus geformten Hohlziegeln und Beton hergestellt. Die Ziegel sind dabei meist untereinander verzahnt oder verkeilt und Zwischenräume mit Beton verfüllt. Der Beton wurde teilweise zu einer Art Druckplatte bis über die Oberflansche der Träger vergossen, wie z.B. bei der Secura-Decke (vgl. Abbildung 4 – Secura-Decke [11]). Die Hohlziegel wurden auf einer Schalung eingebaut. Der Vorteil dieser Decken liegt in der Reduzierung des Eigengewichts durch die Verwendung von Hohlziegeln.

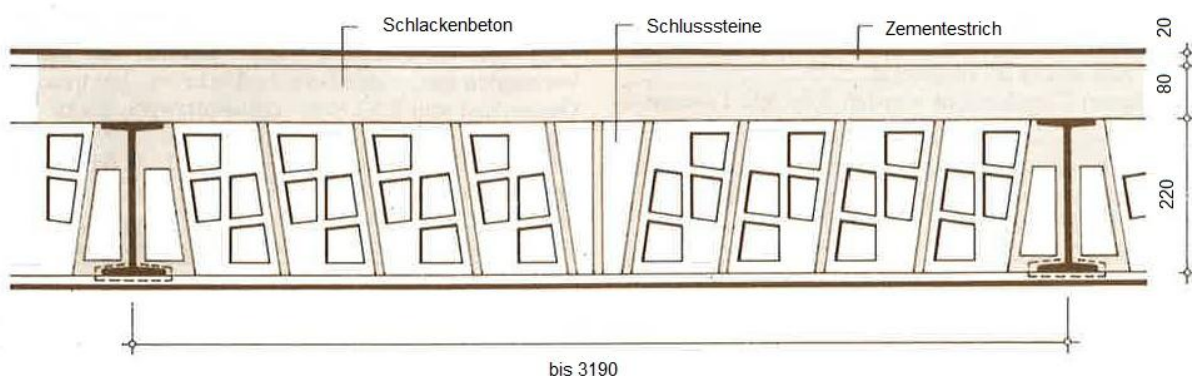


Abbildung 4 – Secura-Decke [11]

Die große Vielzahl an Patenten von scheinrechten Gewölbedecken aus Mauerwerk unterscheiden sich meist in der Form der Ziegel, bzw. Hohlziegel. Verbreitete scheinrechte Gewölbedecken aus Mauerwerk sind etwa die Rheinische Formsteindecke, die Secura-Decke oder die Förster-Decke.

Eine sehr ausgereifte Ausführung von scheinrechten Kappendecken aus Hohlsteinen und Beton wurde in der ehemaligen DDR ab den 50er Jahren des 20. Jahrhunderts verbaut. Die sogenannte Kelling-Decke (Abbildung 5) ermöglichte große Gewölbepanspannweiten zwischen den Trägern durch ein sehr geringes Eigengewicht, indem ein schlankes Betongewölbe durch eine Unterfütterung von Hohlsteinen aussteift wurde.

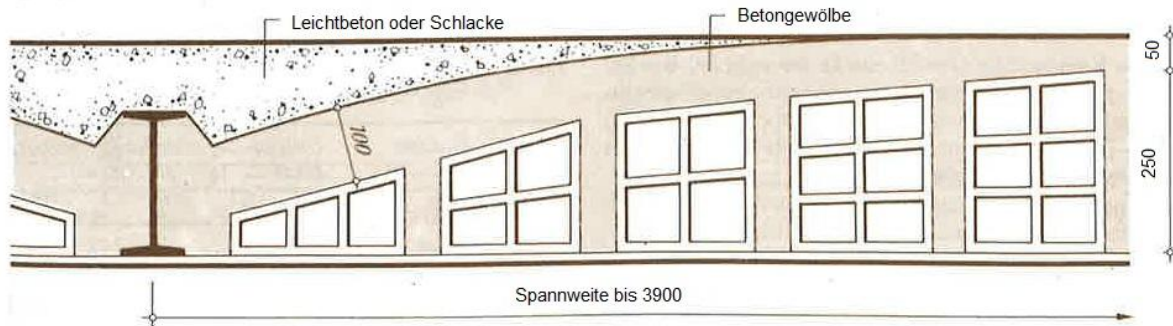


Abbildung 5 - Kelling-Decke [11]

Scheinrechte Kappen wurden ebenfalls in reiner Betonbauweise unbewehrt ausgeführt, erwiesen sich aber schnell als ineffizientes Tragwerk, aufgrund ihres großen Eigengewichtes und entsprechend kleinen zulässigen Stützweiten.

Gewölbte Kappendecken

Im Gegensatz zu scheinrechten Kappendecken definieren sich gewölbte Kappendecken durch die äußerliche Erscheinung ihres Gewölbes auf der Unterseite des Tragwerks. Diese wurden ebenfalls entweder aus Beton hergestellt oder aus Ziegeln mit einer Betonverfüllung. Im Gegensatz zu scheinrechten Deckenkonstruktionen kommen bei gemauerten Gewölben jedoch hauptsächlich Vollziegel vor, da die Druckfestigkeit in dem definierten Gewölbe von maßgebender Bedeutung ist. Maßgebend für die Tragfähigkeit von gewölbten Kappendecken ist die Gewölbepanspannweite L_G , die Gewölbedicke im Scheitel d und die Pfeil- (bzw. Stich-) höhe f .

In seiner Form mit zwei parallelen linearen Widerlagern ist das Gewölbe als ein Tonnengewölbe einzuordnen, welches in Abhängigkeit vom Verhältnis der Stichhöhe zu der Spannweite klassifiziert werden kann:

- Halbkreisförmige Tonnengewölbe $f = 0,5 \times L_G$
- Gedrückte Tonnengewölbe $f = 0,2 \times L_G$ bis $0,5 \times L_G$
- Flache Tonnengewölbe $f = \frac{L_G}{8}$ bis $\frac{L_G}{12}$

Die Definition der sogenannten „Preußischen Kappe“ oder auch „Berliner Gewölbe“, entspricht dem flachen Tonnengewölbe mit Stichhöhen kleiner 15% der Spannweite, welches aufgrund seiner geringen Bauhöhe im Wohnungsbau eine große Anwendung fand. Im Österreichischen ist die Bezeichnung Platzl bzw. Platzldecke gängig [13].

Als Preußische Kappendecke wird ein System aus solchen flachen Tonnengewölben zwischen eisernen Trägern bezeichnet.

Die Ausführungsform aus Ziegeln beinhaltet, wie auch bei scheinrechten Kappendecken, eine Auffüllung aus Beton. Hierbei wurde meist der Zwickel verfüllt um eine ebene Rohdeckenoberkante für den Aufbau zu schaffen

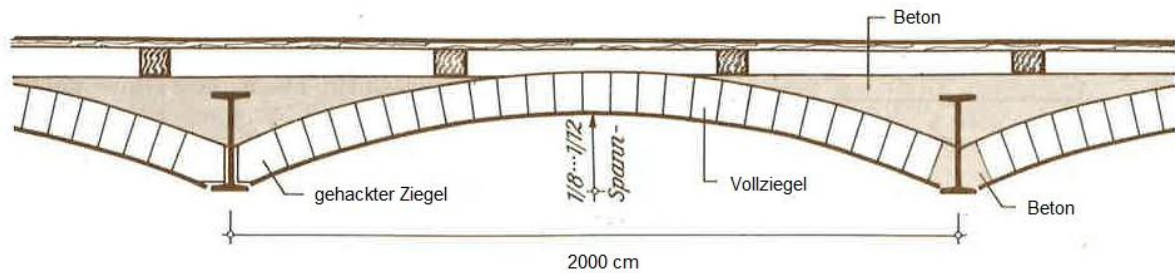


Abbildung 6 - Preußische Kappendecke aus Ziegeln zwischen eisernen Trägern [11]

Preußische Kappendecken aus Beton wurden hauptsächlich unbewehrt ausgeführt. Ausführungsformen unterscheiden sich in dem Grad der Betonverfüllung.

So wurden einerseits Preußische Kappendecken als Vollbetonquerschnitt mit einer ebenen Betonoberkante oberhalb der Trägeroberflanke verbaut, andererseits aber auch die Zwickel der Gewölbe ausgespart und mit Füllmaterial eine ebene Oberkante für den Fußbodenaufbau gebildet (Abbildung 7). Die Zwickel sind in dem Fall meist mit einer ungebundenen Schlacke verfüllt.

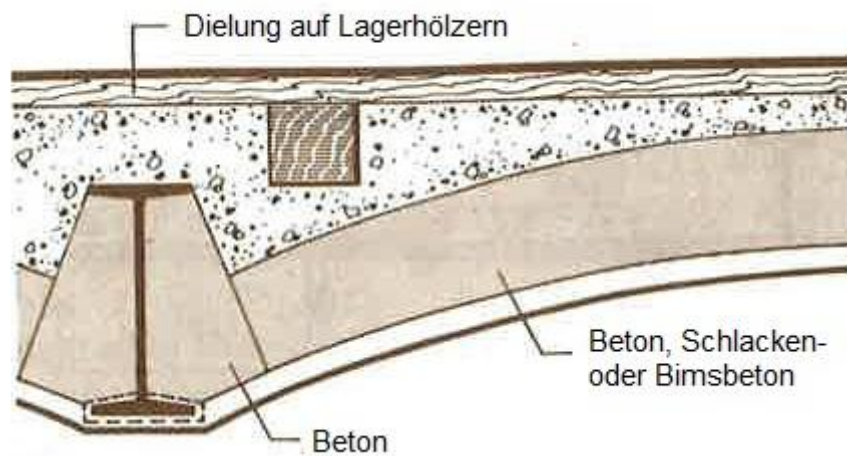


Abbildung 7 - Preußische Kappendecke aus Beton, ungebundene Zwickelverfüllung [11]

Andererseits wurden auch Preußische Kappendecken mit Vollbetonquerschnitt verbaut, teilweise sogar auch mit Eisenbewehrung. Der wegbereitende Pionier des Eisenbetonbaus, Joseph Monier, meldete sogar ein eigenes Patent für eine Kappendecke aus bewehrtem Beton im Jahre 1881 an.



Abbildung 8 - Bewehrte Betonkappendecke nach Monier, 1881 [11]

3.2.2 Verwendete Materialien

Stahl

Erst die revolutionären Errungenschaften in der industriellen Eisenverarbeitung aus dem 18. und 19. Jahrhundert ermöglichten überhaupt die Entwicklung von massiven Geschossdecken aus anorganischen Baustoffen.

Bestanden die ersten eisernen Tragwerke im Brückenbau des späten 18. Jahrhunderts noch aus *Gusseisen*-Konstruktionen, wurde durch die Einführung des Puddelverfahrens (Henry Cort 1784) die erste Entwicklungsstufe hin zu einem leistungsfähigen Hochbaustahl genommen. Im Gegensatz zu dem bisherigen Gusseisen, erreichten die nun gefertigten Schweißisen deutlich größere Zugfestigkeiten und ließen sich deutlich besser formen (walzen, schmieden, pressen). Eiserne Konstruktionen aus der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts bestanden hauptsächlich aus jenem „gepuddelten“ *Schweißisen*.

Eine wesentliche Steigerung der Produktivität in der Eisenverarbeitung und der Qualität des Werkstoffs wurde durch das Bessemer-Verfahren (Henry Bessemer, 1855) erreicht, wobei der Kohlenstoffanteil des Roheisens in flüssigem Zustand in der sogenannten Bessemer-Birne reduziert wurde. Das Verfahren wurde in den darauf folgenden Dekaden weiter verbessert (Siemens, Martin, 1864; Thomas, 1879) und der auf diese Weise produzierte Stahl in Anlehnung an das Verfahren als *Flusseisen*, bzw. *Flussstahl* bezeichnet. Besonders die möglich gewordene Verarbeitung von phosphorhaltigem Roheisen durch das Thomas-Verfahren hat den Flussstahl das Schweißisen als Baustahl im Hochbau verdrängen lassen, sodass dieser gegen Ende des 19. Jahrhunderts auch im deutschsprachigen Raum verwendet wurde. [9]

Aufgrund der vielfältigen und noch nicht ausgereiften Verfahren zur Produktion von Flussstahl zu Beginn des 20. Jahrhunderts, existierten noch keine allgemein gültigen Normierungen bezüglich Herstellung und Festigkeiten von Stahlprodukten. Die Flussstähle nach dem Thomas- und Siemens-Martin-Verfahren wiesen zwar durchgängig eine Zugfestigkeit von ca. 400 N/mm² auf, zulässige rechnerische Grenzspannungen unterscheiden sich jedoch zwischen den Produktionsstätten und zuständigen Baubehörden und liegen bei Flussstahl aus der Zeit um 1900 bei ca. 100 N/mm² [14]. Erst ab 1925 wurden mit den „Bestimmungen des preußischen Ministers für den Eisenhochbau“ normierte Stähle definiert. Die damals eingeführten Stähle St 37 (1925) und St 52 (1937) entsprechen heute den Baustählen S235 und S355.

Die maßgeblichen Entwicklungsstufen des Eisenwerkstoffes im 19. Jahrhundert brachten drei nennenswert unterschiedliche Produkte hervor, die sich in ihrer Herstellung und Materialeigenschaften voneinander unterschieden. Die zeitliche Epoche ihrer Anwendung lässt sich daher grob definieren (siehe Tabelle 1) und ermöglicht Rückschlüsse auf die Art eines Eisenbauteiles in einem Bestandsgebäude anhand des Zeitpunktes des Erbaus.

Eisenprodukt	Verwendung im Hochbau im deutschsprachigen Raum	
	Zeitraum, grob	Anwendung in der Epoche
Gusseisen	1790 bis 1825	Anfangszeit des Eisenhochbaus, Brücken
Schweißisen	1825 bis 1900	Wohnungs- und Industriebau, z.B. gewölbte Massivdecken
Flussstahl	ab 1895 [9]	Verwendung im gesamten Stahlbau, Weiterentwicklung bis heute

Tabelle 1 - verwendete historische Baustähle

Für gewölbte Massivdecken, die um das Jahr 1900 in Deutschland gebaut wurden, ist also davon auszugehen, dass bereits ein Flussstahl verwendet wurde, der in seinen Festigkeitswerten dem heutigen Stahl S235 sehr nahe kommt. Auch der Elastizitätsmodul jener alten Stähle liegt mit 210.000 N/mm² im gleichen Bereich wie jener für moderne Baustähle [14].

Beton

Die Entwicklung des modernen Betonbaus begann parallel zum Stahlbau zu Zeiten der industriellen Revolution gegen Ende des 18. Jahrhunderts. Nach den Entdeckungen des Romanzements 1796 (Parker) und des Portlandzements 1824 (Aspdin) wurde die Betontechnologie im 19. Jahrhundert sukzessive weiter erforscht, sodass dem Baugewerbe gegen Ende des Jahrhunderts bereits ein moderner, genormter Portlandzement (DIN 1164 1878) zur Verfügung stand und eine breite Anwendung fand. Bei Betonkappendecken wurde der Beton hauptsächlich unbewehrt verbaut und mittels Stampfen verdichtet. Man spricht aufgrund des Verarbeitungsverfahrens von Stampfbeton.

In der damaligen Zeit war bereits die Verwendung von Kies als Zuschlagstoff für Beton üblich, wobei mitunter auch Steinschlag aus Ziegelbruchabfällen mit beigemischt wurde. Im Gegensatz zu heute wurde damals deutlich weniger Zement im Verhältnis zum Zuschlag verwendet (1/8 bis 1/9, gegenüber 1/3 bis 1/4 heutzutage) [15], weshalb solch alte Betone eine deutlich geringere Druckfestigkeit aufweisen.

Bei Kappendecken aus Beton kam auch Bims- oder Hochofenschlackenbeton zum Einsatz. Solche Betonarten sind deutlich leichter, reduzieren damit das Eigengewicht der Decke, weisen aber auch eine kleinere Festigkeit auf.

Generell sind Betone aus dem frühen 20. Jahrhundert von minderer Qualität gegenüber heutigen Normbetonen [3] und erfordern daher eine Festigkeitsprüfung bei Neubemessung.

Mauerwerk

Bei Preußischen Kappendecken mit gemauertem Gewölbe kamen entweder Vollziegel, Hohlziegel, Schwemmsteine oder andere poröse Steine, die aus Bimssand und hydraulischem Kalk hergestellt wurden, zur Anwendung.

In historischen Literaturquellen finden sich für die Bemessung zulässige Druckspannungen der verwendeten Materialien:

Material	zul. σ
Kiesbeton	15 kg/cm ²
Bims- oder Hochofenschlackenbeton	5 kg/cm ²
Poröses Hohlziegel- oder Schwemmsteinmauerwerk	5 kg/cm ²
gewöhnliches Ziegelmauerwerk	8 kg/cm ²
Klinkermauerwerk in Zementmörtel	15 kg/cm ²

Tabelle 2 - Zulässige Druckspannungen der verwendeten Materialien für Preußische Kappendecken
[15] [16]

3.2.3 Statik der gewölbten Massivdecken

Historische Bemessung und Zulassung

Kappendecken wurden bereits in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts verbaut und hatten bis zum Jahr 1900 bereits eine große Bedeutung erlangt. Die Entwicklung von Kappendecken fällt damit chronologisch vor die Einführung der einheitlichen bautechnischen Normung im deutschsprachigen Raum, die Anfang des 20. Jahrhunderts stattfand.

So beinhalteten die ersten preußisch ministeriellen Vorschriften zur Bemessung von Eisenbetonbauteilen im ersten Jahrzehnt des 20. Jahrhunderts Anforderungen an die Ausbildung von Vollplatten, Rippendecken, „Steineisendecken“ und „eisenlosen Steindecken“. Diese mündeten 1925 in einen ersten Erlass des neu eingeführten „Ausschusses für Eisenbeton“, dessen Anforderungen sich erstmals mit jenen heute gültigen Bemessungsregeln vergleichen lassen [11] [16]. Regeln zur Bemessung und Ausbildung von Preußischen Kappendecken finden in jenen Vorschriften jedoch keine Erwähnung.

Im 19., und frühen 20. Jahrhundert wurde die Tragfähigkeit von neuen Massivdecken vor allem durch Belastungsversuche ermittelt. Das königliche Materialprüfungsamt vergab Zulassungen für verschiedene Deckentypen, die auf Ergebnissen von Probelastungen beruhten. Dabei wurden die zu untersuchenden Decken meist mit einer Versuchslast aus Eigengewicht plus doppelter Nutzlast ($q = g + 2 \cdot p$) belastet und anhand der Ergebnisse entsprechende Zulassungen erteilt. Für die Zulassung scheinrechter Kappendecken wurden diese meist bis zum Bruch belastet und ein Zehntel der Bruchlast als zulässige Nutzlast angegeben. Beispielhaft dafür sind in folgender Tabelle die maximal zulässigen Gewölbspannweiten für Betonkappen dargestellt:

Gewölbedicke [mm]	Baustoff	Gleichmäßig verteilte Gesamtlast ($q = g + p$) [KN/m ²]					
		5,0	7,5	8,0	10,0	15,0	20,0
100	Beton	-	2,83	-	2,54	2,00	1,73
120		-	-	-	2,68	2,19	1,90
150		-	-	-	3,35	2,75	2,07
100	Schlacken- beton; Bimsbeton	2,00	-	1,58	1,42	-	-
120		2,18	-	1,73	1,55	-	-
150		2,74	-	2,18	1,94	-	-

Tabelle 3 - maximal zulässige Gewölbspannweiten [m] bei einer Pfeilhöhe von 100 mm [15]

Bei der Einführung der ersten DIN-Normen hatte die Kappendecke schon derart an Bedeutung verloren, dass auf genaue Bemessungsregeln nicht mehr eingegangen wurde und man auf die bewährten Erfahrungswerte aus den Probelastungen für die Zulassungen verwiesen hat. So heißt es in der DIN 1053:1952 (Mauerwerk) lediglich: *"Bei vorwiegend ruhender Belastung [...] ist für Kappen, deren Dicke erfahrungsgemäß ausreicht (Trägerabstand bis etwa 2,50 m), ein statischer Nachweis nicht erforderlich. Die Mindestdicke der Gewölbe beträgt 11,5 cm."* [7]

Berechnungsformeln des vereinfachten Bemessungsmodells

Ein Grund für die experimentelle Beurteilung der Tragfähigkeit von Preußischen Kappendecken damals, wie heute immer noch, ist die große Ungenauigkeit des vorhandenen Bemessungsmodells des Tragwerks. Es vernachlässigt jegliche Verbundwirkungen und betrachtet Träger und Gewölbe voneinander getrennte statische Systeme, wobei die Träger als primäre und die Gewölbe als sekundäre Tragstruktur zu bezeichnen sind.

Die Berechnungsformeln dieses Bemessungsmodells sollen im Folgenden dargestellt werden.

Schnittkräfte am Gewölbe

Die Schnittkraftermittlung am Gewölbe einer Preußischen Kappendecke geschieht am unten dargestellten statischen Modell (Abbildung 9). Das unverschieblich und gelenkige Widerlager stellt die Stahlträger der Kappendecke dar und am freigeschnittenen Kappenscheitel wirkt nur eine Drucknormalkraft.

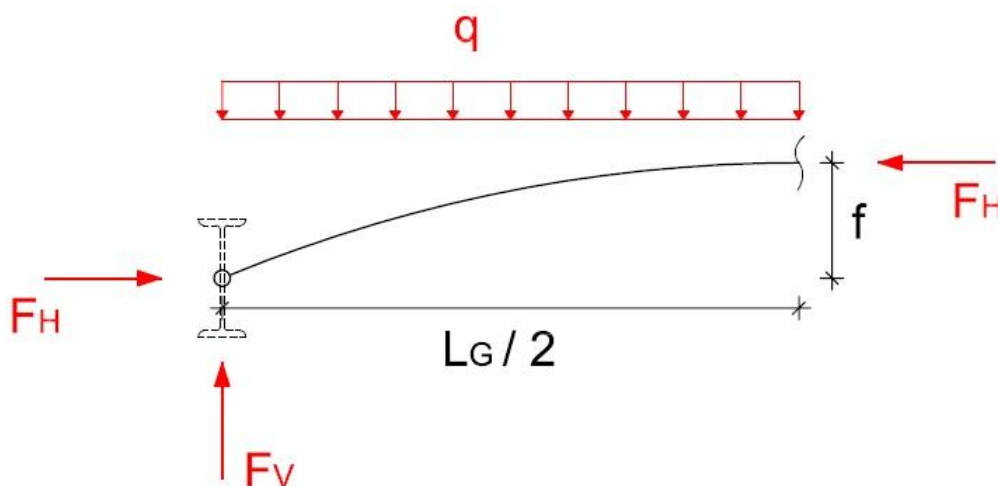


Abbildung 9 – Statisches Modell des Gewölbes einer Preußischen Kappendecke

Die Auflagerkräfte des Gewölbes F_H und F_V aus dem statischen System berechnen folgendermaßen:

$$F_H = \frac{q \cdot L_G^2}{8 \cdot f} \qquad F_V = \frac{q \cdot L_G}{2}$$

[Gl. 1 und 2 – Auflagerkräfte des Gewölbes]

Maximale Druckspannungen im Gewölbe

Für die Bemessung der Kappendicke wird eine Ausmitte der Stützlinie von $e = d/6$ zur Querschnittsachse angenommen um ungünstige Laststellungen zu berücksichtigen. Diese Ausmitte verursacht eine dreieckige Spannungsverteilung im Scheitel, mit der größten Druckspannung am Kappenrücken (siehe Abbildung 10). Die größte Druckspannung

errechnet sich demzufolge gemäß [Gl. 3 und ist maßgebend für die Bemessung der Kappendicke d.

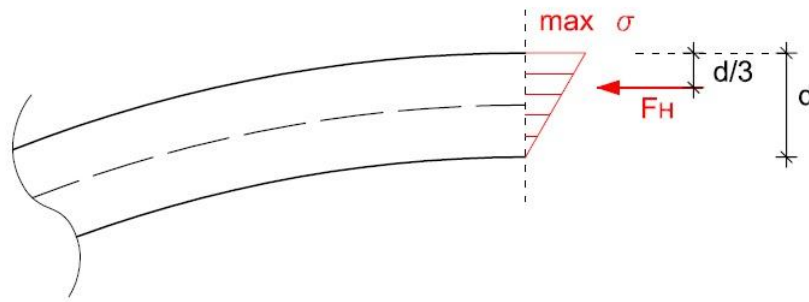


Abbildung 10 – Betonspannungen im Scheitel der Kappe

$$\max \sigma_c = \frac{F_h}{d} + \frac{F_h * \frac{d}{6}}{\frac{d^2}{6}} = 2 * \frac{F_h}{d} \quad [\text{Gl. 3 - Druckspannung am Gewölberücken}]$$

Stahlträger

Die Bemessungsschnittkräfte des Stahlträgers eines Kappendeckensystems werden am frei aufliegenden Einfeldträger ermittelt. Die Lasteinflussbreite dieses Modells ist dabei die Gewölbspannweite L_G . Die Linienlast q entspricht somit der doppelten Auflagerkraft F_V aus dem statischen System des Gewölbes.

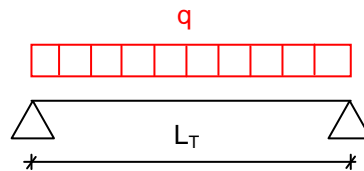


Abbildung 11 - Statisches System des Stahlträgers

Die maßgebende Spannung ergibt sich somit nach [Gl. 4 – Stahlspannung im Träger]:

$$\max \sigma_s = \frac{M}{W_y} = \frac{q * L_T^2}{8 * W_y} \quad [\text{Gl. 4 – Stahlspannung im Träger}]$$

Die Tragfähigkeit der Träger, welche die Widerlager der Gewölbe darstellen, wird nur für eine einachsige Beanspruchung, senkrecht zur starken Achse nachgewiesen. Das bedeutet, dass horizontale Lastkomponenten, zufolge einer ungleichmäßig verteilten Nutzlast auf den Gewölbefeldern, in dem Deckensystem aufgenommen werden muss.

Es ist festzuhalten, dass selbst das vereinfachte Bemessungsmodell vielen Annahmen unterliegt, somit eher ungenau ist und entsprechend große Tragreserven vermuten lässt. Dies rührt von der Komplexität der Gewölbewirkung und der biegeweichen Lagerung des Gewölbes.

Verankerung der Endfelder

Das Endfeld eines Kappendeckensystems schließt meist an einer Abschlusswand ab, auf welche es eine horizontale Last infolge des Gewölbeschubes ausübt. Wie auch Lasten aus Windeinwirkungen müssen diese über die Abschlusswände in aussteifende Querwände geleitet werden. Nachzuweisen ist dementsprechend die Biegetragfähigkeit der Abschlusswand bei einer Lasteinwirkung senkrecht auf die Wandebene. Bei massiven Mauerwerken mit großen Auflasten und einer günstigen Anordnung aussteifender Querwände kann der Horizontalschub ohne konstruktive Maßnahmen im Mauerwerk aufgenommen werden. Wenn dies nicht der Fall ist, bieten sich prinzipiell zwei unterschiedliche Lösungen an.

1) Rückverankerung der Abschlusswände in das Kappendeckensystem

Der Gewölbeschub des Endfeldes wird mittels Rundstahlankern mit dem ersten (oder auch zweiten) angrenzenden Träger der Kappendecke kurzgeschlossen. Die Rundstäbe wurden hierbei etwa mit den gleichen Abständen angeordnet wie die Träger des Deckensystems, im Mauerwerk mit einer Ankerplatte verankert und am Träger verschraubt. Bei der, aus brandschutztechnischen und ästhetischen Gründen, favorisierten Ankerlage innerhalb des Deckenquerschnitts muss der ausmittige Lastangriff am Träger berücksichtigt werden.

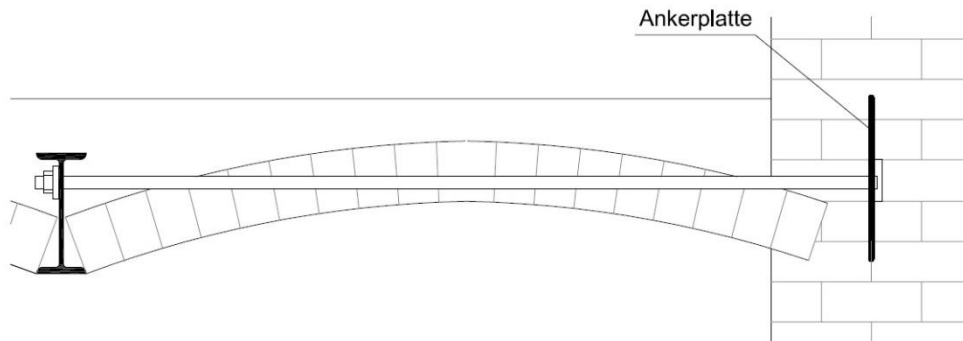


Abbildung 12 - Rückverankerung des Endfeldes eines Kappendeckensystems

2) Verstärkung der Abschlusswand mit Stahlträgern

Der Horizontalschub kann auch über eiserne Träger, welche im Mauerwerk am Gewölbewiderlager angeordnet sind, in aussteifende Querwände abgetragen werden. Dieses Prinzip ist mit dem des Ringbalkens vergleichbar. Hierbei wurden meist U-Walzprofile verwendet.

4 Statische Beurteilung von Preußischen Kappendecken im Bestand

Erfahrungsgemäß stimmt das vereinfachte Berechnungsmodell (gemäß Berechnungsformeln, Kap.3.2.3) nicht mit dem realen Tragverhalten des Deckentyps überein. In experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen werden oft Tragfähigkeiten ermittelt, die um ein Vielfaches größer sind als sich rechnerisch bemessen lässt. Um diese vernachlässigten Tragreserven von Preußischen Kappendecken genauer zu bestimmen, werden im Folgenden der Aufbau der Decken auf seine statische Funktion untersucht und dabei Beobachtungen aus der Praxis mit statischen Theorien verglichen.

Desweiteren wird der Umgang mit Preußischen Kappendecken im Bestand hinsichtlich der Erbringung des Tragfähigkeitsnachweises und Instandsetzungsmöglichkeiten erläutert.

4.1 Tragfähigkeit von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise

4.1.1 Kappe als Schalentragerwerk

Unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Gewölbewiderlager infolge vertikaler Verformungen der Stahlträger, muss die Kappe als Tonnenschale betrachtet werden.

Die Kappen der Decken lagern, anders als in dem idealisierten Gewölbemodell, auf den raumüberspannenden Stahlträgern auf, welche sich bei Belastung nachgiebig in vertikaler Richtung verhalten. Durch die Verformung der Widerlager stellt sich ein zweidimensionaler Spannungszustand ein, wobei ein Lastabtrag zusätzlich in Richtung der Gewölbeachse stattfindet. Die Kappe ist somit als Tonnenschale zu bezeichnen.

In Abhängigkeit der Abmessungen b und l sind Tonnenschalen unterschiedlich zu bewerten. Bei kurzen Tonnenschalen ist $b > l$ und die maßgebende Normalspannungsrichtung ist quer zur Gewölbeachse (Normalkräfte n_φ). Zugspannungen in Richtung der Gewölbeachse (Normalkräfte n_x) treten nur am Randträger auf.

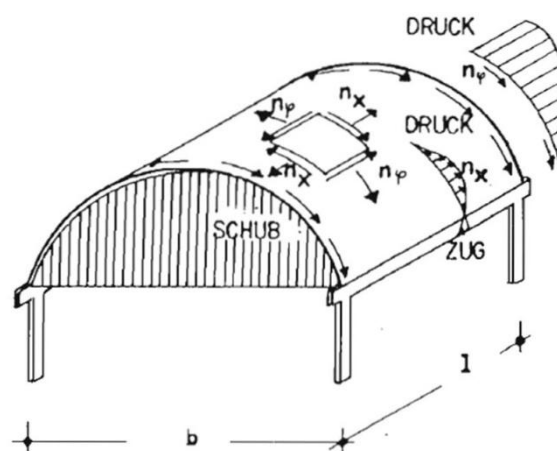


Abbildung 13 - kurze Tonnenschale [17]

Die maßgebenden Spannungsrichtungen können im Bestand sehr anschaulich über Rissbilder im Beton erkannt werden. Abhängig von der Gewölbeform und der Belastung

können sich Biegemomente um die x -Achse im Scheitel der Tonnenschale, sodass Zugspannungen an der Kappenunterseite auftreten. Übersteigen diese Zugspannungen σ_φ die Zugfestigkeit des Betons entstehen Risse im Scheitel der Kappe, wie in Abbildung 14 dargestellt.



Abbildung 14 - Gewölbedecke als kurze Tonnenschale, Riss in Gewölbeachse infolge Zugkräfte n_φ , Scheitel, Laibungsseite, Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg

Bei langen Tonnenschalen ist $b < l$ und es überwiegt die Normalspannungsrichtung in Gewölbeachse (x -Richtung). Dabei stellen sich, in Abhängigkeit des Verhältnisses l/b und der Steifigkeit des Randträgers, positive (Zug-) Normalkräfte n_x im unteren Bereich der Tonnenschale ein.

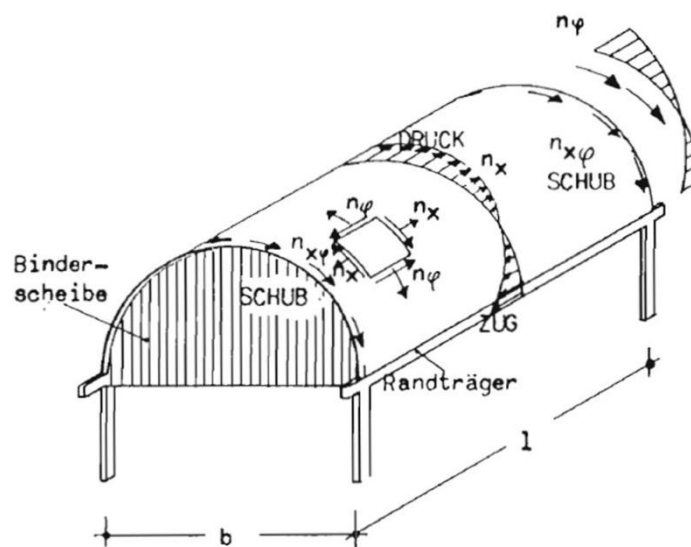


Abbildung 15 - lange Tonnenschale [17]

An den Preußischen Kappendecken im Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg ließen sich entsprechende Risse zufolge Zugspannungen im unteren Bereich der Tonnenschale ausmachen.



Abbildung 16 - Risse quer zu den Trägern im unteren Bereich der Kappe infolge Zugspannungen σ_x , Preußische Kappendecke, Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg

Bei Preußischen Kappendecken ist das Verhältnis l/b stets deutlich größer eins, sodass die Kappen des Deckentyps als lange Tonnenschalen zu bewerten sind.

Lastabtrag in langen Tonnenschalen

Um den Lastabtrag in einer langen Tonnenschale nachzuvollziehen und den Unterschied zu dem vereinfachten Berechnungsmodell, welches von einem idealen Bogenlastabtrag ausgeht, darzulegen, werden zwei Kappendeckenfelder mit unterschiedlichen Widerlagerbedingungen in FEM modelliert und qualitativ miteinander verglichen.

Die beiden Modelle sind dabei bezüglich ihrer Belastung, der Materialien und ihren Abmessungen identisch:

Lastannahme:	Einheitslast $q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
Stahlträger:	I300, $E_S = 210.000 \text{ N/mm}^2$, $L_T = 5,62 \text{ m}$
Betonkappe:	$E_{Cm} = 20.000 \text{ N/mm}^2$, $L_G = 2,02 \text{ m}$, $d = 14 \text{ cm}$, $f = 18 \text{ cm}$

Modell A stellt die Kappe zwischen zwei nachgiebigen Widerlagern als Tonnenschale dar. Die Stahlträger als Widerlager liegen auf festen Punktaulagern und sind in horizontaler y-Richtung gehalten.

Modell B stellt das vereinfachte Berechnungsmodell mit einem idealen Bogenlastabtrag dar. Dafür sind die Widerlager der Kappe in alle drei Richtungen des Raumes festgehalten.

Systeme:

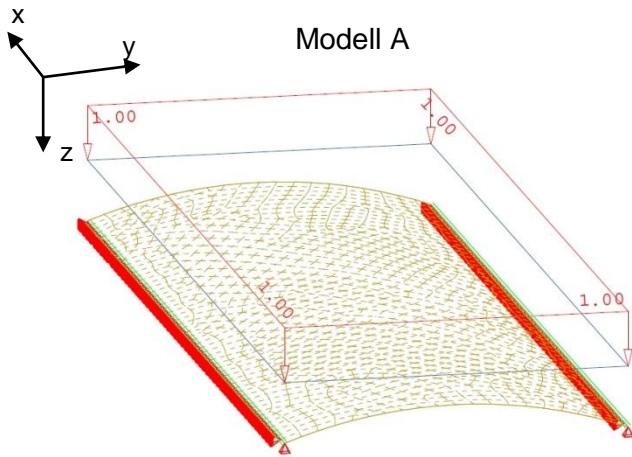


Abbildung 17 – System, Gewölbe mit Trägern als Randaufleger, gehalten in y

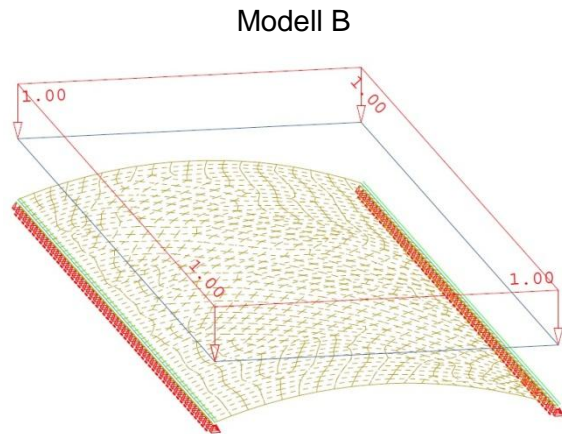


Abbildung 18 – System, Gewölbe mit fester Randauflagerung in x, y und z

Lastfluss:

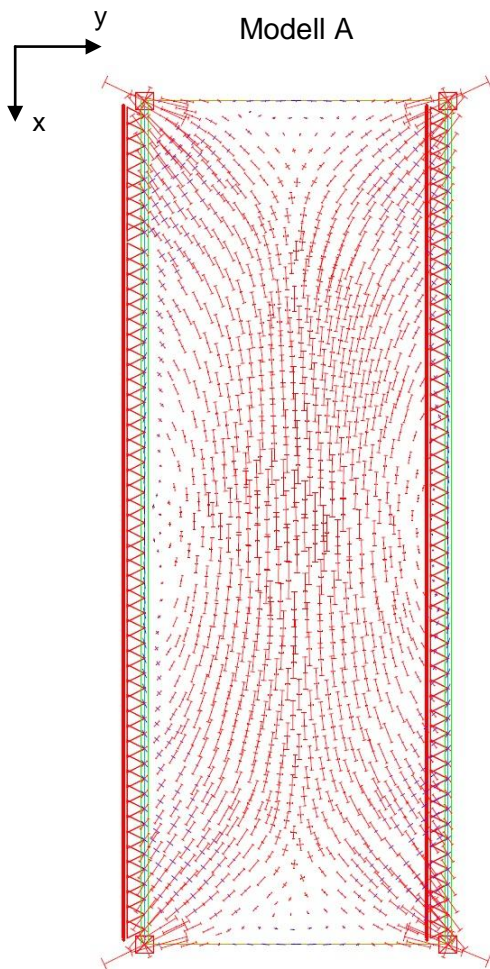


Abbildung 19 - Hauptmembrankräfte des Gewölbes mit Trägern als Randaufleger

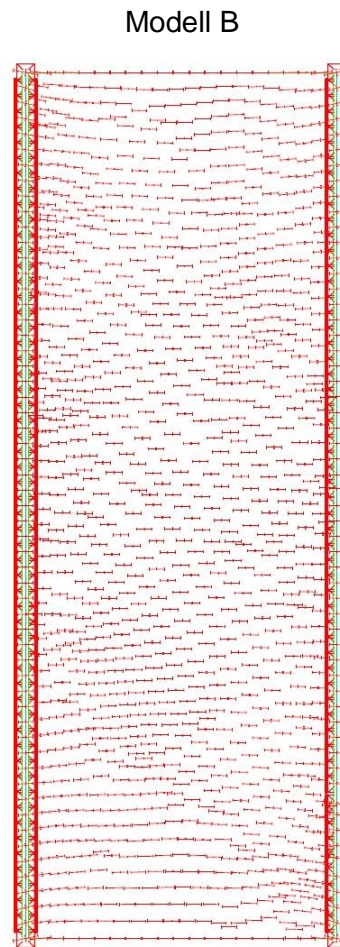


Abbildung 20 - Hauptmembrankräfte in dem Gewölbe mit starrer Randauflagerung

Das Modell B mit fester Randauflagerung stellt den typischen Kraftfluss in einem Gewölbe dar. Dabei werden eingetragene Lasten annähernd gleichmäßig als Drucknormalkräfte in die seitlichen Auflager eingeleitet. Auf dieser Annahme beruht das vereinfachte Berechnungsmodell von Kappendecken gemäß Kap. 3.2.3.

Die Vergleiche der beiden Modelle zeigen aber, dass sich die Betonkappen von Preußischen Kappendecken, aufgrund ihrer nachgiebigen Widerlagerung auf Stahlträgern (Modell A), wie eine lange Tonnenschale verhalten. Die Lasten werden nicht gleichmäßig über die Länge der Träger, quer zur Gewölbeachse (y-Richtung) als Drucknormalkräfte in die Träger eingeleitet, sondern verlaufen im Feldbereich in Gewölberichtung (x-Richtung).

Desweiteren belegen die Spannungstrajektoren in Modell A große Spannungskonzentrationen in der Betonkappe im Bereich der Trägersauflager. Bei der Begutachtung der Deckensysteme am Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg ließen sich Betonausbrüche aus den Kappen im Bereich der Trägersauflager feststellen. Unter Berücksichtigung der Spannungskonzentrationen im Auflagerbereich von Modell A lassen sich diese Schädigungen als Folge von einer Überschreitung des Druckwiderstandes des Betons interpretieren.



Abbildung 21 - Betonausbruch im Bereich eines Trägersauflagers, Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg

4.1.2 Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton

Die Gewölbe Preußischer Kappendecken in Betonbauweise sind unbewehrt ausgeführt. Der Theorie von langen Tonnenschalen zufolge sind im unteren Bereich der Kappe (Kämpfer) Zugspannungen in Gewölberichtung zu erwarten (siehe auch Abbildung 15, Kap. 4.1.1), welche in einem unbewehrten Beton nur bis zur Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} aufgenommen werden können.

Unter Berücksichtigung der Größenordnung von üblichen Ausbau- und Verkehrslasten können beschriebene Zugspannungen nicht in einem unbewehrten Beton aufgenommen werden, zumal der verbaute Beton im Gegensatz zu heutigen Betonen deutlich kleinere Festigkeitswerte aufweist. Es ist somit davon auszugehen, dass sich Zugspannungen in die Stahlträger umlagern und diese gewissermaßen die Funktion eines Bewehrungsstabes im Stahlbeton einnehmen. Unter der Voraussetzung eines Verbundes zwischen Betonkappe und Stahlträger würden sich Spannungsverteilung, Rissbildung und Dehnungszustände entsprechend der Stahlbetonbautheorie verhalten. Demzufolge gilt:

- Beton und Stahl befinden sich im Zugbereich im ungerissenen Zustand und sind als ein Zugstab mit gleichen Dehnungen zu betrachten.
- Im ungerissenen Zustand verteilt sich die Spannung entsprechend der E-Moduli auf den Stahl und den Beton.
- Bei Überschreiten der aufnehmbaren Zugspannungen reißt der Beton.
- Im Rissbereich befinden sich die Zugspannungen zur Gänze im Stahl.
- Außerhalb der Risse nähern sich die Dehnungen von Stahl und Beton wieder an.
- Einstellung eines abgeschlossenen Rissbildes, bei dem sich der Beton den Zugspannungen „ausreichend entzogen“ hat, aber dennoch mitwirkt. [18]

Der angenommene Verbund zwischen Betonkappe und Stahlträger hat bei Kappendecken keine konstruktive Ausbildung, in Form von angeschweißten Bolzen beispielsweise, er findet nur über die (glatte) Kontaktfläche an Steg und Flansch des Trägers statt. Diese Kontaktfläche ist jedoch sehr groß, da bei Preußischen Kappendecken aus Beton der gesamte Raum zwischen Oberflansch, Steg und Unterflansch ausbetoniert ist.

Zudem bestehen, aufgrund des Gewölbeschubes, Drucknormalspannungen in der Kontaktfläche von Stahl und Beton, welche eine Haftreibung bewirken. Somit vergrößern sich mögliche Verbundspannungen, infolge eines vergrößerten Reibungswiderstands.

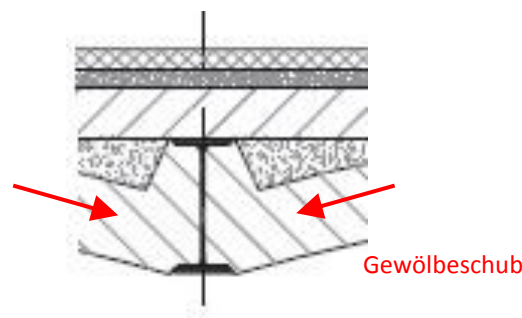


Abbildung 22 - Typischer Kappendeckenaufbau, Anschluss der Kappen, Ausbetonierte Trägerkammern

4.1.3 Teileinspannungen der Stahlträger

Die Stahlträger von Preußischen Kappendecken binden meist in Mauerwerk ein. Es ist davon auszugehen, dass die Einbindetiefe dabei generell mindestens die halbe Länge der Mauerwerksstärke beträgt. In den Auflagertaschen wurden meist Lastverteilungsplatten unter den Trägern verwendet, um die einzuleitenden Druckspannungen in das Mauerwerk zu verringern (siehe Abbildung 23). Durch die Auflast des Mauerwerks und eine gut verarbeitete Verfüllung der Auflagertasche mit Verpressmörtel ergibt sich theoretisch ein Einspannungsgrad der Stahlträger, welcher in einem verfeinerten Bemessungsmodell berücksichtigt werden kann.



Abbildung 23 - aufgestemmtes Auflager eines Stahlträgers einer Kappendecke am Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg, lastverteilende Stahlplatte

4.1.4 Betondruckplatten

Innerhalb der Vielzahl an Ausführungsformen von gewölbten Kappendecken (siehe Kap. 3.2.1) ist die Preußische Kappe in Betonbauweise mit einer Betonplatte im Fußbodenaufbau sehr verbreitet. Dabei wurde die Betonplatte als konstruktives Element zur Bildung einer ebenen Rohbauoberkante und einer gleichmäßigen Lastverteilung auf die Kappen verbaut. Wie auch die Gewölbe Preußischer Kappen wurde der betonierete Fußbodenaufbau unbewehrt ausgeführt und direkt auf die Kappenrücken und Oberflansche der Stahlträger vergossen. In den Kontaktflächen zwischen Betonplatte und Kappenrücken, sowie Trägeroberflansch können aufgrund von Verzahnung und Haftreibung Schubspannungen möglicherweise aufgenommen werden, sodass die Betonplatte als Teil eines Verbundquerschnittes wirkt. Solch ein Druckgurt würde die Querschnittssteifigkeit der Decke in ihrer Hauptspannungsrichtung enorm vergrößern.

4.2 Nachweisverfahren

Aus beschriebenen Gründen der unzureichenden Möglichkeiten einer Abbildung des Systems in einem rechnerischen Bemessungsmodell wird für die Erbringung eines Tragfähigkeitsnachweises von Preußischen Kappendecken im Bestand meist die experimentelle Tragsicherheitsuntersuchung gewählt. Neben den beschriebenen möglichen Tragreserven, die in dem vereinfachten Modell nicht berücksichtigt werden, bringt dieses Verfahren weitere Vorteile mit sich.

So müssen beispielsweise für ständige Lasten, die während der Belastungstests bereits im System vorhanden sind, keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt werden. Außerdem bedarf eine experimentelle Untersuchung keiner Berücksichtigung von möglichen Schädigungen und Fehlstellen im Material.

Den Vorteilen gegenüber steht der große Aufwand von Belastungstests und den damit einhergehenden Kosten. Darüber hinaus besteht selbstverständlich auch die Möglichkeit von negativ ausfallenden experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen, sodass ihre Anwendung immer mit einem gewissen wirtschaftlichen Risiko einhergeht.

4.3 Schäden und Instandsetzung

Die häufigste Schadensursache bei Preußischen Kappendecken ist die Korrosion der Stahlträger, die meist eine erhebliche Reduktion der Tragfähigkeit bedeutet. Das größte Ausmaß an Korrosionsschäden tritt dabei im Auflagerbereich auf, wenn die Träger in Mauerwerk einbinden. Bilden die Stirnwände von Kappendeckensystemen die Außenwand eines alten Gebäudes, sollte stets von einer beträchtlichen Feuchtigkeitsbeanspruchung im Mauerwerk ausgegangen werden und der Zustand der Trägenerauflager dahingehend überprüft werden. Dabei nimmt die Mauerwerksfeuchte mit dem Abstand zur Geländeoberkante nach oben hin ab [19]. Im Kellermauerwerk ist mit der größten Mauerwerksfeuchte zu rechnen. Da Kappendecken häufig als Kellerdecken verbaut wurden und die Kellerwände dem größten Feuchteangriff ausgesetzt sind, ist dieser Schaden häufig anzutreffen.



Abbildung 24 - Korrodiertes Trägerauflager [19]

Um das Trägerauflager einer Kappendecke freizustemmen, muss der Träger mittels Hilfsstützen abgestützt werden. Werden den Trägerauflagern zu große Korrosionsschäden attestiert, besteht die Instandsetzungsmöglichkeit einer neuen innenliegenden Abstützung (Abbildung 25). Solche nachträglichen Abstützungen werden meist in Stahlbauweise ausgeführt und erfordern eine Gründung am Stützenfuß.



Abbildung 25 - Neue innenliegende Stützung eines Kappendeckenträgers [19]

Um den Zustand von altem, außenliegenden Mauerwerk in solchen Fällen nachhaltig zu verbessern und die Trägerauflager vor weiterer Korrosion zu schützen, ist es sinnvoll, die horizontalen und vertikalen Abdichtungen des Mauerwerks zu erneuern.

Die Korrosion der Träger im Feldbereich ist meist von untergeordneter Bedeutung. Oberflächliche Korrosion an den Trägerunterflanschen kann abgeschliffen und anschließend ein Korrosionsschutz auf den Stahl aufgetragen werden.

Risse auf den Laibungsflächen von Betonkappen sind unter statischen Gesichtspunkten zu untersuchen (vgl. Kap. 4.1). Nach einer positiven statischen Untersuchung können Risse mittels Injektion verfüllt werden, um eine rissfreie Oberfläche wiederherzustellen.

5 Projekt Stadthöfe

5.1 Allgemeines

Das Projekt Stadthöfe Hamburg umfasst den Umbau eines gesamten historischen Gebäudeensembles aus dem späten 19. Jahrhundert in der Innenstadt Hamburgs, welches zu größten Teilen in seiner ursprünglichen Bausubstanz erhalten ist. Die Lage in der Innenstadt ist von herausragender Prominenz. An der Stadthausbrücke, zwischen Alster- und Bleichenfleet gelegen, befinden sich die Stadthöfe in unmittelbarer Nähe zu Jungfernstieg, Binnenalster und Rathaus auf der einen und dem neu entwickelten Stadtteil HafenCity sowie der Elbe und dem Hafen auf der anderen Seite.

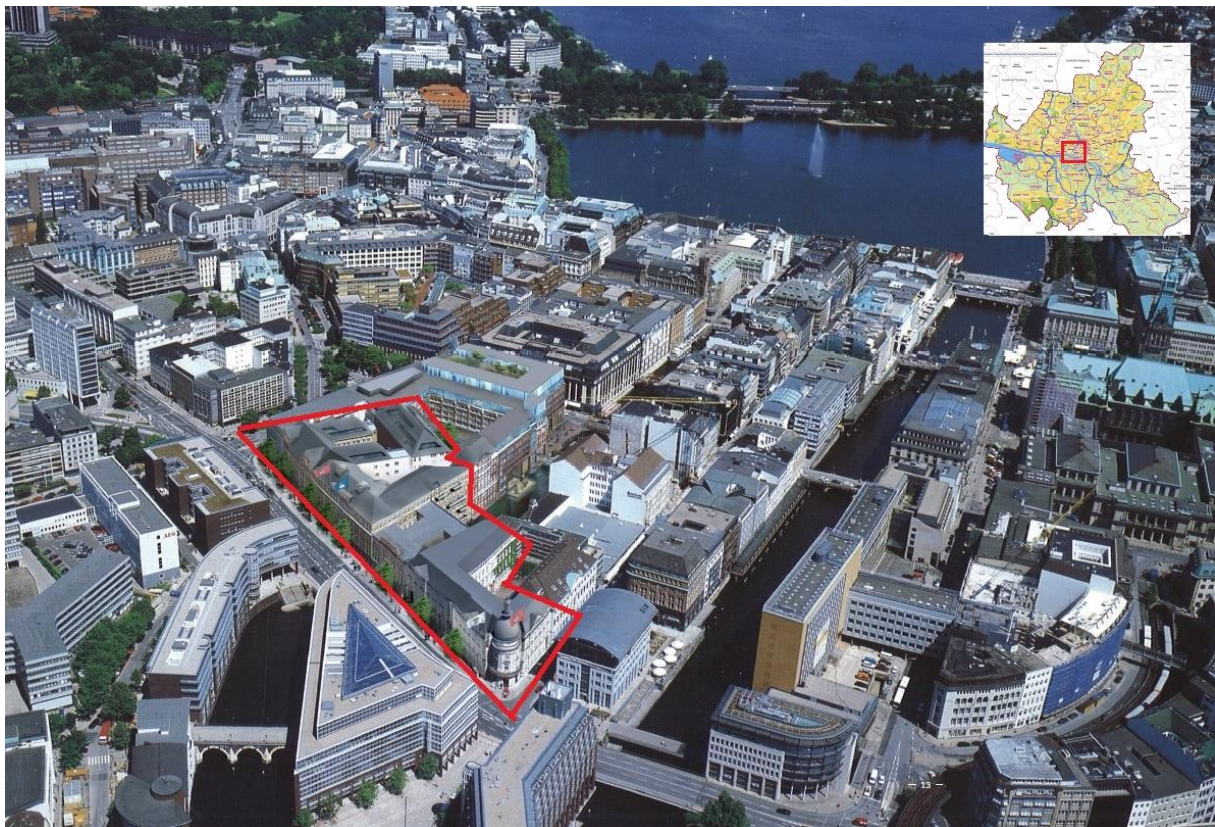


Abbildung 26 - Luftbild auf die Stadthöfe (Rendering des Entwurfes), mit Alster am oberen, Rathaus am rechten Bildrand [20; 21]

5.1.1 Geschichte

Die Gebäude der Stadthöfe wurden zwischen den Jahren 1888 und 1923 erbaut und dienten der Stadtverwaltung als Polizeibehörde, Einwohnermeldeamt und Baubehörde. In jener Zeit unterlief das Stadtzentrum Hamburgs einem großen Wandel. Der wachsenden wirtschaftlichen Bedeutung der Stadt entsprechend, verdrängten große Bürogebäude kleinere Arbeiterwohnhäuser aus der Innenstadt, neue Verkehrsachsen entstanden (Mönckebergstraße, U-Bahn-Bau) um der aufkommenden motorisierten Mobilität Genüge zu tun. Verantwortlich für den Entwurf vieler Gebäude aus dieser Zeit, und als Oberbaudirektor zu Beginn des 20. Jahrhunderts maßgeblich beteiligt an der Umgestaltung der Innenstadt, war der Hamburger Stadtplaner und Architekt Fritz Schumacher. Zum historischen Wert der

Stadthöfe trägt auch bei, dass ein Teil des Ensembles einem Entwurf Fritz Schumachers entstammt und ebenjener während seiner Zeit als Oberbaudirektor der Stadt sogar sein Büro im Brückenhaus (Haus B2) hatte.

Während viele Gebäude in der unmittelbaren Nachbarschaft den massiven Bombardierungen Hamburgs in den Jahren 1942 bis 1945 gänzlich zum Opfer fielen, überstanden die Gebäude der Stadthöfe den Krieg, wenn auch teilweise nur mit erheblichen Schäden. Die Gebäude wurden in der Nachkriegszeit wieder aufgebaut und annähernd in ihren Originalzustand zurückversetzt. Dabei wurde teilweise auf die Wiedererrichtung der Dachgeschosse verzichtet.



Abbildung 27 – Das Palaishaus an der Ecke Stadthausbrücke/Neuer Wall mit abgebrannter Kuppel, 1945 [20]

Nachdem auch die Stadthöfe in der NS-Zeit als Sitz der Polizeibehörde und Geheimdienste eine sehr düstere Epoche erlebte, bekamen die Gebäude der Stadthöfe ihre ursprünglich angedachte Nutzung zurück und dienten fortan als Sitz der Baubehörde der Freien und Hansestadt Hamburg, nun als Bundesland der Bundesrepublik Deutschland. Im Jahr 2013 folgte der Auszug der Baubehörde und das Gebäudeensemble wurde einem privaten Investor überlassen, der den ehemals unbelebten Gebäuderiegel für die Stadtbewohner zugänglich machen soll. [20] [22]

5.1.2 Umbau der Stadthöfe

Dienten die Gebäude bislang stets als Verwaltungsgebäude, sieht das neue Konzept eine Revitalisierung des Gebäudeensembles durch die Öffnung seiner Höfe zur Straße und zum Wasser hin vor. Durch die Ansiedlung von sowohl Gastronomie, Gewerbe, Hotels als auch Eigentumswohnungen soll der ehemals verschlossene Büroriegel in Zukunft einen Anschluss der lebhaften Einkaufsstraßen am Jungfernstieg an die elbnahen Stadtteile bewirken.

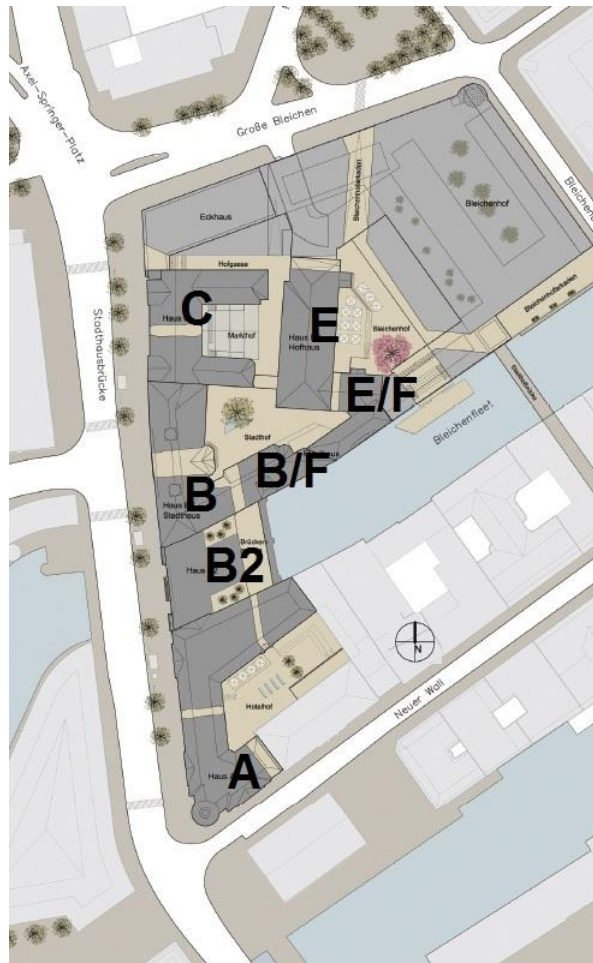


Abbildung 28 - Lageplan des Gebäudeensembles, Bezeichnung der Gebäude, Quantum Immobilien AG [20]

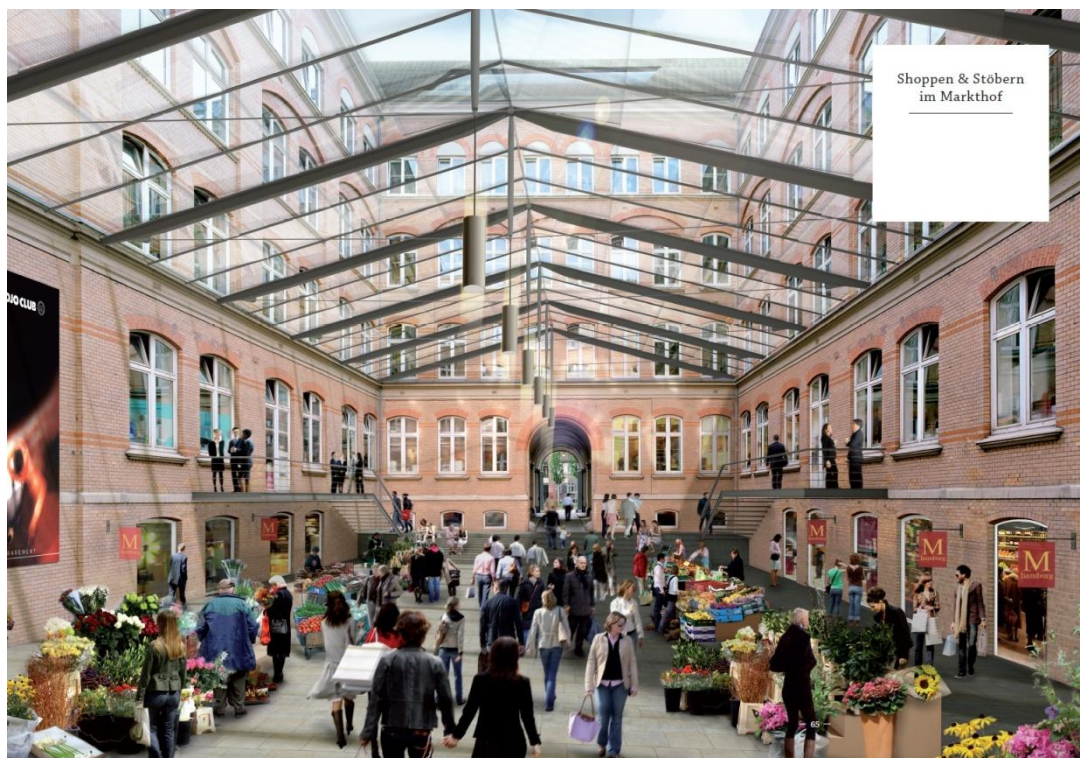


Abbildung 29 - Wiederbelebung der Stadthöfe, Quantum Immobilien AG [20]

Die neue Nutzung stellt höchste Ansprüche an die Haustechnik, Bauphysik und Statik gleichermaßen, sodass ein Abriss und Neubau der Tragstruktur die wirtschaftlichste Lösung darstellt. Gleichzeitig gilt es, einerseits das äußere Erscheinen des Ensembles, andererseits auch einzelne, als wertvoll erachtete tragende und nicht-tragende Elemente der Gebäude zu erhalten, um den historischen Charakter der Bauwerke zu bewahren. In diesem Punkt gleichen sich die Wünsche des Bauherrn mit den Anforderungen, die sich aus dem Denkmalschutz ergeben.

Zu den zu erhaltenden Elementen zählen:

- Fassaden (nicht-tragend)
- Mauerwerkswände
- Deckensysteme
- Treppenkerne
- Paternosteraufzüge

Während die Sicherung der schützenswerten Fassaden hauptsächlich den Bauablauf und die Bauverfahren beeinflusst und aus statisch-konstruktiver Sicht von geringer Bedeutung ist, stellt der zwingende Erhalt von historischen Preußischen Kappendecken innerhalb der Gebäude die Tragwerksplaner vor große Herausforderungen.

5.2 Preußische Kappendecken in Haus C

Die hier behandelten Preußischen Kappendecken befinden sich im Haus C des Gebäudeensembles der Stadthöfe (siehe Abbildung 28).

5.2.1 Bestandsaufnahme

Da ein erheblicher Teil der Bestandsaufnahme bereits in den Grundlagenermittlungen des Bauherrns durchgeführt werden muss, enthält die Arbeitsgrundlage der Tragwerksplanung meist einen erfassten Bestand.

In der Grundlagenermittlung wurden verschiedene Deckentypen in den Geschossdecken über Hochparterre, erstem und zweitem Geschoss des Gebäudes erkannt, darunter Preußische Kappendeckensysteme in Betonbauweise. Diese Spannen jeweils über ein Feld und lassen sich aufgrund unterschiedlicher Spannweiten zwei verschiedene Systeme unterscheiden. Seitens der Tragwerksplaner wurde „System 1“ mit einer Spannweite von 5,62 m und „System 3“ mit einer Spannweite von 4,00 m definiert.

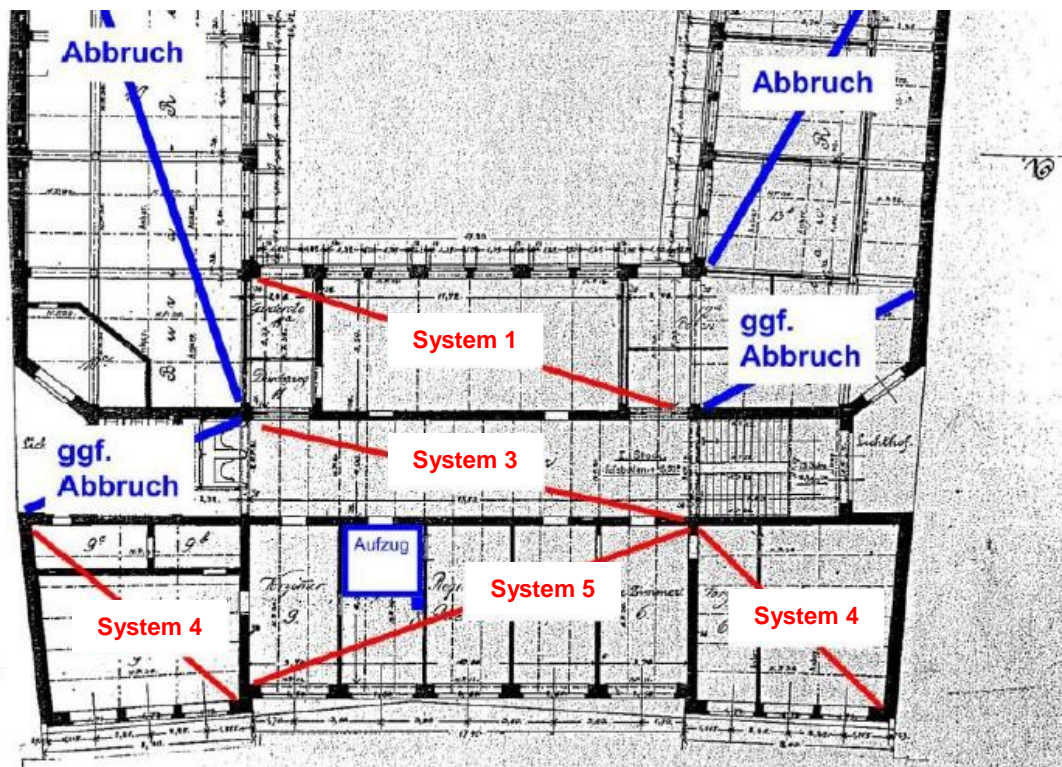


Abbildung 30 - Einteilung der zu erhaltenden Deckenfelder; Grundriss, 2.OG, Haus C; Auszug aus den statischen Berechnungen Heft 11, Teil 2, Firma Wetzels & von Seht [23]

Die in Abbildung 30 als „System 4“ und „System 5“ bezeichneten Systeme sind keine Preußischen Kappendecken und werden in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

Aus den vorhandenen Bestandsunterlagen gingen bezüglich der Kappendeckensysteme lediglich die Querschnitte der Stahlträger hervor. Weder zuverlässige Materialkennwerte noch genaue Angaben zum Aufbau der Kappendecken konnten aus den vorhandenen Bestandsunterlagen gewonnen werden.

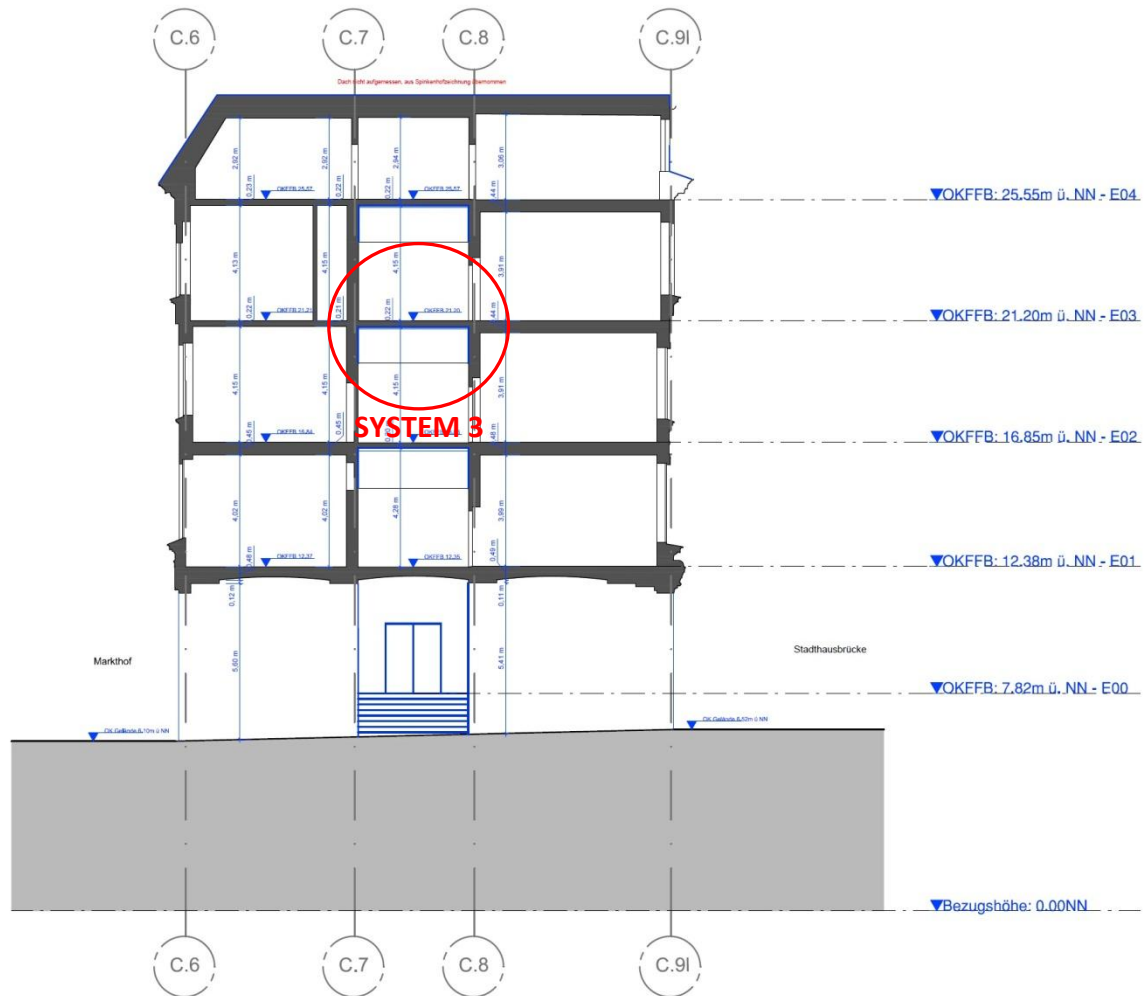


Abbildung 31 - Ausschnitt aus Schitt J-J, Stadthöfe Hamburg, Haus C, Arch. Stephen Williams, Aufmaß des Bestands, 2010 [23]

Da sich die Fußbodenbeläge in einigen Bereichen nicht von einer auf den Trägern liegenden Betonplatte lösen ließen, brach diese auf und die Decken wurden bis auf Träger und Kappen freigelegt (siehe Abbildung 32). Die Querschnittsangaben der Träger konnten so verifiziert werden. In einer vertikalen Vermessung des Bestandes (siehe Abbildung 31) konnten daher außerdem die Unter- und Oberseiten der Kappen im Scheitel erfasst werden und so die Kappendicken bestimmt werden.



Abbildung 32 - Aufgebrochener Fußbodenaufbau, Betondruckplatte

Am System 3 (siehe Abbildung 33) konnten die Fußbodenbeläge von der Betonplatte getrennt werden.



Abbildung 33 - freigelegte Betondruckplatte, System 3

Bei System 1, an dem die Betondruckplatte beim Rückbau des Fußbodenbelages zerbrach, wurde als Ertüchtigungsmaßnahme eine ca. 10 cm dicke Leichtbetonplatte auf den Trägeroberflanschen und Kappenrücken hergestellt. Diese Platte ist bewehrt und lagert mit Auflagertaschen auf den tragenden Wänden auf. Sie dient hauptsächlich der gleichmäßigen Lastverteilung auf die Kappe, bildet eine ebene Deckenoberkante und ersetzt die abgehende Druckplatte. Sie ist daher möglichst leicht konstruiert (Leichtbeton) und statisch nicht bemessen. Leichtbetonschicht wurde zeitig (mindestens 28 Tage) vor den Belastungstests hergestellt, sodass ihr Eigengewicht und ihre statische Funktion in die Ergebnisse mit einfließt.



Abbildung 34 - System 1, neu hergestellte LC-Betonplatte mit Anschlussbewehrung (links), Kappenrücken, Schlackenverfüllung und Walzprofil-Oberflansch

5.2.2 Systemdarstellungen

Aus der Bestandsaufnahme wurden die Systemparameter der Deckensysteme erfasst. Diese werden in den folgenden Tabellen sowie Abbildungen der Grundrisse und Querschnitte dargestellt.

		System 1	System 3
Walzprofil		I 300	I 140
Spannweite	L_T [m]	5,62	4,00
Trägheitsmoment	I_y [cm ⁴]	9800	573
Widerstandsmoment	W_y [cm ³]	653	82

Tabelle 4 - Parameter der erfassten Kappendeckenträger

		System 1	System 3
Spannweite	L_G [m]	2,02	1,20
Dicke im Scheitel	d [cm]	14	8
Stichhöhe	f [cm]	18	8

Tabelle 5 - Parameter der erfassten Kappen

System 1

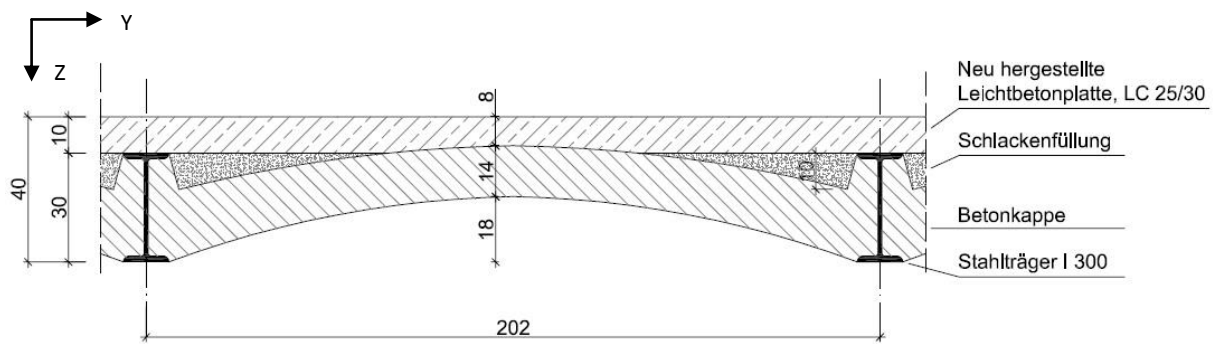


Abbildung 35 - Querschnitt des untersuchten System 1

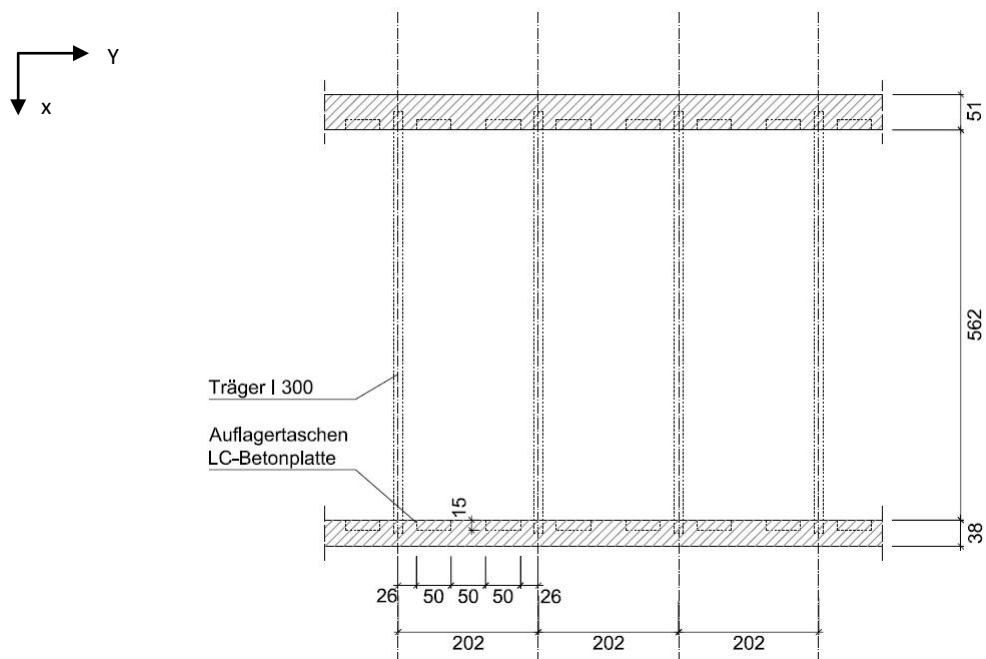


Abbildung 36 - Grundriss des untersuchten System 1



Abbildung 37 – Untersicht, System 1

System 3

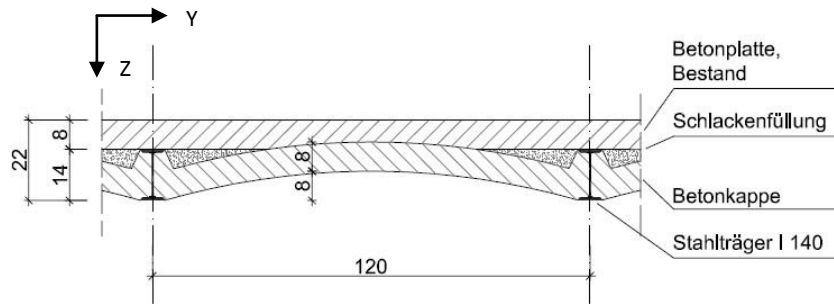


Abbildung 38 - Querschnitt von System 3

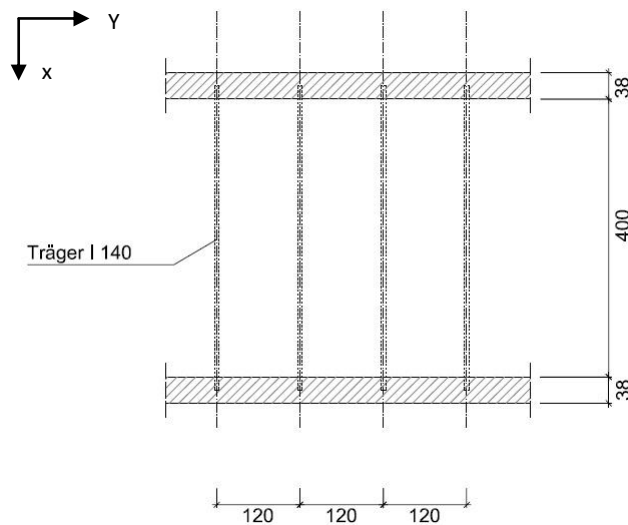


Abbildung 39 - Grundriss System 3, Bezeichnung Träger und Felder



Abbildung 40 - Untersicht, System 3

Auf Grundlage dieser erkundeten Systemangaben konnte der Tragwerksplaner mit den ihm zu Verfügung stehenden rechnerischen Methoden keinen Tragfähigkeitsnachweis für die

gewünschten Lasten erbringen. Aufgrund des augenscheinlich guten Zustandes der tragenden Elemente der Decken und der Erfahrung, dass die reale Tragfähigkeit Preußischer Kappendeckensysteme in Betonbauweise deutlich größer ist als die am vereinfachten Bemessungsmodell nachweisbare, wurde die experimentelle Tragsicherheitsuntersuchung gewählt.

6 Experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen

Die vorbereitenden Maßnahmen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung liefen in Absprache mit der ausführenden Firma IFEM [24]. So galt es die maßgebenden Deckenfelder zu identifizieren, sodass sich Ergebnisse von Belastungstests auch auf andere, nicht-untersuchte Decken übertragen lassen.

Da erfahrungsgemäß die Bauqualität von unten nach oben hin abnimmt, wurde für die experimentelle Tragsicherheitsuntersuchung die Decke über dem zweiten Obergeschoss zur Prüfung ausgewählt.

6.1 Anforderungen an die Durchführung

Für die Anerkennung von experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen von Baubehörden ist ihre Durchführung gemäß der DAfStb-Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken [8] notwendig. In dieser Richtlinie werden die Größen von aufzubringenden Versuchslasten für die Erbringung eines Tragfähigkeitsnachweises definiert. Das Sicherheitskonzept der Richtlinie entspricht dem allgemein gültigen semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzept des Eurocode 0 mit bekannten Teilsicherheitsbeiwerten. Zusätzlich dazu wird eine statistische Unsicherheit mit angesetzt. Die Ermittlung der erforderlichen Versuchslast q_{Ziel} eines experimentellen Tragsicherheitsnachweises für eine Belastung infolge Eigengewicht g_1 , Ausbaulasten g_2 und Nutzlasten q gemäß der DAfStb-Richtlinie ist im Folgenden aufgeführt:

$$q_{Ziel} = \gamma_v * \gamma_R * (\gamma_{g1} * g_1 + \gamma_{g2} * g_2 + \gamma_q * q - g_1) \quad [\text{Gl. 5 – Versuchsziellast gemäß [8]}]$$

Hierin bedeuten:

q_{Ziel}	Versuchsziellast (extern)	
g_1	ständige Last (vorhanden)	mit $\gamma_{g1} = 1,00$
g_2	Ausbaulast	mit $\gamma_{g2} = 1,35$
q	Verkehrslast	mit $\gamma_q = 1,50$
γ_v	Statistische Unsicherheit (präventiv)	$\gamma_v = 1,10$
γ_R	Bauteilwiderstand Stahl	$\gamma_R = 1,10$

Darüber hinaus sind in der Richtlinie Anforderungen an die Qualität und Quantität der zu sammelnden Daten gestellt. So müssen unterschiedliche Lastfälle simuliert und die Ergebnisse interpretiert oder im Vergleich zu definierten Grenzkriterien beurteilt werden.

6.2 Nachweisführung

Da die Richtlinie allgemein für Betontragwerke gültig ist und ihre Anwendung sich nicht auf spezifische Bauteile beschränkt, enthält sie Vorgaben für die nachzuweisenden

Tragwerksreaktionen infolge der Versuchslasten. Daher ist Beurteilung der Tragstruktur und eine Definition von kritischen Tragwerksreaktionen vor der Durchführung von experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen erforderlich. Diese Kriterien sind prinzipiell mit dem Prüfstatiker abzustimmen.

Unter Berücksichtigung des erwarteten Tragverhaltens wurden im Fall der Preußischen Kappendecken von der ausführenden Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik [24] folgende Kriterien definiert.

Kriterium	Grenzwert/Interpretation
Verformungsbegrenzung	Interpretation
Elastisches Materialverhalten	Rückstellung der Verformungen
Begrenzung der Stahlspannungen	$\sigma_s < \sigma_{zul} = 100 \text{ N/mm}^2$
Begrenzungen der Betondehnungen	$\varepsilon_C < \varepsilon_{C,lim} = 0,6 \text{ ‰}$
Relativverformungen infolge ungünstiger Laststellung	Interpretation

Tabelle 6 – Untersuchte kritische Tragwerksreaktionen

Bei der Beurteilung der gemessenen Tragwerksreaktionen ist die Definition eines zu einzuhaltenden Grenzwertes bei offensichtlich unkritischem Tragverhalten nicht zwingend erforderlich.

Um die, unter dem Aspekt der zu überprüfenden Kriterien, maßgebenden Messwerte zu erhalten, sind mehrere simulierte Lastfälle an dem System aufzubringen. Diese werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit getestet.

6.3 Lastannahmen

Die Vorgaben der Bauplanung des Bauvorhabens „Stadthöfe Hamburg“ definieren geforderte Größe der Ausbaulast sowie mindeste und eine gewünschte Größe von Nutzlasten:

Ausbaulast	$g_2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$
Mindeste Nutzlast	$q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
Wünschenswerte Nutzlast	$q_2 = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Nach [Gl. 5 berechnet sich demnach die größte eingeleitete Versuchslast aus der Simulation einer ganzflächigen Belastung (alle drei Felder) unter Ausbau und gewünschter Nutzlast im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie folgt:

$$q_{\text{Ziel}} = 1,1 * 1,1 * (11,35 * 1,35 \text{ kN/m}^2 + 1,50 * 5,00 \text{ kN/m}^2) = 11,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Versuchsfläche } A = 3 * 2,02 \text{ m} * 5,62 \text{ m} = 34,1 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{Ziel}} = 11,28 * 34,1 = 384,65 \text{ kN}$$

Die weiteren Lastfälle sind in Tabelle 7 dargestellt.

Lastfall			eingeleitete Last (ΣF_i)	aufgebrachte Flächenlast	belastete Felder
1	$g_2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$ $q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$	GZG	84,5 kN	5,87 kN/m ²	1, 2, 3
		GZT	123,3 kN	8,56 kN/m ²	
2	$g_2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$ $q_2 = 5,0 \text{ kN/m}^2$	GZG	110,6 kN	7,68 kN/m ²	1, 2, 3
		GZT	162,4 kN	11,28 kN/m ²	
3	$g_2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$ $q_2 = 5,0 \text{ kN/m}^2$	GZG	73,7 kN	7,68 kN/m ²	1, 3
		GZT	108,3 kN	11,28 kN/m ²	

Tabelle 7 - Simulierte Lastfälle in den Belastungstests am System 3

6.4 Versuchsaufbau

Um die in Kap. 6.2 beschriebenen maßgebenden Messwerte zu erhalten wurden am System die vertikalen Verformungen (w_i), Dehnungen an den Unterflanschen der Stahlträger in x-Richtung (dms_i), Dehnungen an den Unterseiten der Kappenscheitel in y-Richtung (d_i) sowie die eingeleiteten Lasten (F_i) gemessen. Die Lage dieser Messstellen an dem Kappendeckensystem ist im Messstellenplan dargestellt.

Messstellenplan DS 3

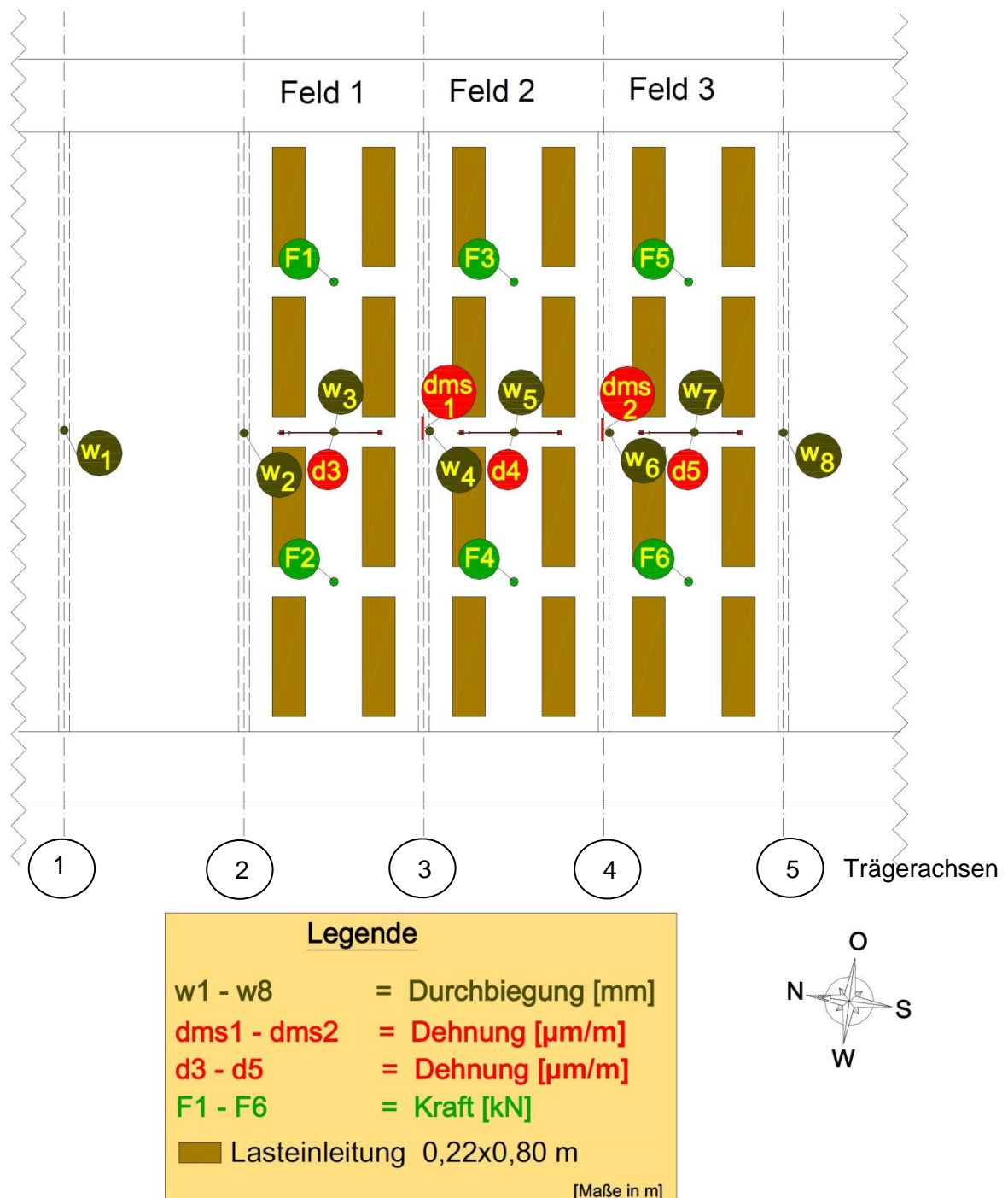


Abbildung 41 - Messstellenplan, System 3, Bauteilbezeichnungen [25]

Am Projekt Stadthöfe wurden die Versuchslasten über jeweils drei Belastungsrahmen auf eine Versuchsfläche von jeweils drei Kappenfeldern aufgetragen. Die gewählten Kappenfelder liegen jeweils mittig in der Querausdehnung des Kappendeckensystems.

Die Lasteinleitung geschah über Lagerhölzer mit einer Abmessung von 22/80 cm, die in ihrer Anordnung eine flächige Lastverteilung auf die Kappe ausreichend genau simulieren (bei System 1: Acht Lagerhölzer 22/80 cm auf einem Kappenfeld von 2,02 x 5,62 m).

Der Versuchsaufbau und die Messtechnik sind auf den Fotografien auf den folgenden Seiten veranschaulicht.

Bilder zu den Belastungstests (System 1)

Abbildung 42 - Versuchsaufbau, Belastungsrahmen mit Hydraulikzylindern und Zugstäben, 1.OG



Abbildung 43 - Widerlagerung der Belastungsrahmen am Bestand, 1.OG



Abbildung 44 - Wegaufnehmer am Gewölbe, D. ü. 2.OG



Abbildung 45 - Induktiver Wegaufnehmer und DMS am Träger, D. ü. 2.OG



Abbildung 46 - Lasteinleitung und -verteilung mit Kraftmessdosen, 3. OG



Abbildung 47 - Auflagertasche LC-Betondruckplatte, 3.OG

6.5 Ergebnisse der experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung

Nach den im Kapitel 6.2 beschriebenen Kriterien konnte für beide Systeme der Preußischen Kappendecken die Tragfähigkeit für die Ausbaulast $g_2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$ und die gewünschte Nutzlast $q_2 = 5,00 \text{ kN/m}^2$ nachgewiesen werden. Wie beschrieben, kann insbesondere bei offensichtlicher Unterschreitung von den Grenzkriterien, eine ingenieurmäßige Interpretation der Messwerte ausreichen, um die Tragfähigkeit nachzuweisen.

Weil im nachfolgenden Studienteil dieser Arbeit noch explizit auf die Messwerte aus den Belastungstests eingegangen wird, ist im Folgenden nur eine knappe Zusammenfassung der Ergebnisse dargestellt.

System 1

- Trägerverformung $\Delta w_{\max} = 1,8 \text{ mm}$ (LF2, GZT)
Bei einer Spannweite von 5,62 m entspricht die Verformung in etwa $L/3000$ und ist somit unkritisch.

- Stahldehnung $\Delta \epsilon_{s,\max} = 160 \text{ } \mu\text{m/m}$ (LF2, GZT)
Bei einem E-Modul von 210.000 N/mm^2 entspricht die Dehnung einer Spannung von $\Delta \sigma_{\max} = 34 \text{ N/mm}^2$ im GZT. Unter Berücksichtigung der zulässigen Stahlspannung $\sigma_{\text{zul}} = 100 \text{ N/mm}^2$ bei der Belastung $\Sigma(g+q)_k$ ist dieser Wert unkritisch.

- Betondehnung $\Delta \epsilon_{c,\max} = 80 \text{ } \mu\text{m/m}$ (LF2, GZT)
Die Betondehnung in Querrichtung liegt mit $\Delta \epsilon_{c,\max} = 80 \text{ } \mu\text{m/m}$ deutlich unterhalb der Grenzdehnung von $\Delta \epsilon_{c,\text{lim}} = 600 \text{ } \mu\text{m/m}$ und ist somit unkritisch.

- Relativverformung bei ungünstiger Laststellung (LF3, GZT)
Bei Belastung der Felder 1 und 3 beträgt die Verformung in Feldmitte von Feld 2 relativ zu den Nachbarträgern $< - 0,1 \text{ mm}$ und ist damit unkritisch.

System 3

- Trägerverformung $\Delta w_{\max} = 2,0 \text{ mm}$ (LF2, GZT)
Bei einer Spannweite von 4,00 m entspricht die Verformung in etwa $L/2000$ und ist somit unkritisch.

- Stahldehnung $\Delta \epsilon_{s,\max} = 210 \text{ } \mu\text{m/m}$ (LF2, GZT)
Bei einem E-Modul von 210.000 N/mm^2 entspricht die Dehnung einer Spannung von $\Delta \sigma_{\max} = 44 \text{ N/mm}^2$ im GZT. Unter Berücksichtigung der

zulässigen Stahlspannung $\sigma_{zul} = 100 \text{ N/mm}^2$ bei der Belastung $\Sigma(g+q)_k$ ist dieser Wert unkritisch.

- Betondehnung $\Delta\varepsilon_{c,max} = 80 \text{ }\mu\text{m/m}$ (LF2, GZT)

Die Betondehnung in Querrichtung liegt mit $\Delta\varepsilon_{c,max} = 100 \text{ }\mu\text{m/m}$ unterhalb der Grenzdehnung von $\Delta\varepsilon_{c,lim} = 600 \text{ }\mu\text{m/m}$ und ist somit unkritisch.

- Relativverformung bei ungünstiger Laststellung (LF3, GZT)

Bei Belastung der Felder 1 und 3 wurde keine Verformung in Feldmitte von Feld 2 relativ zu den Nachbarträgern gemessen.

Eine grafische Darstellung der Messwerte aus LF2, GZT und LF3, GZT von System 3 ist auf den folgenden Seiten zu finden.

Belastungstestergebnisse
System 3, Lastfall 2
 100fache Überhöhung der Verformungen

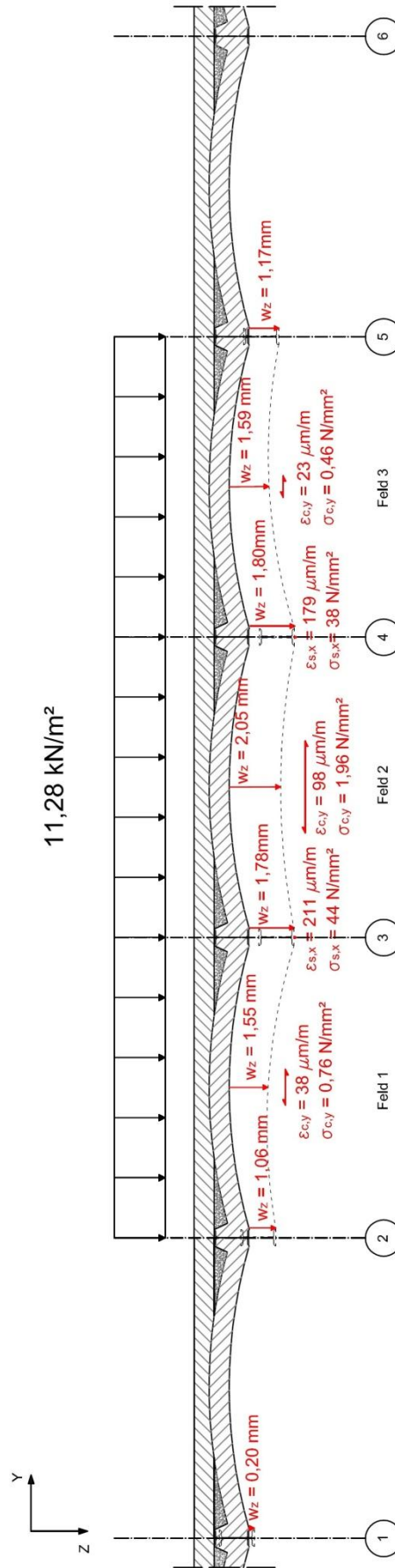


Abbildung 48 – Messwerte der experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung, System 3, Lastfall 2

**Belastungstestergebnisse
System 3, Lastfall 3**
100fache Überhöhung der Verformungen

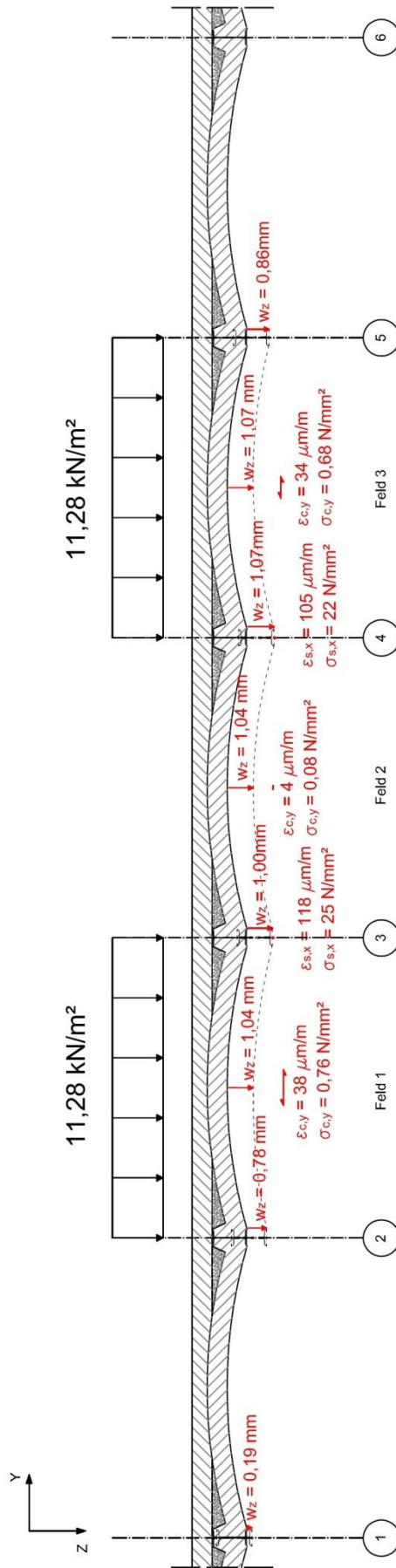


Abbildung 49– Messwerte der experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung, System 3, Lastfall 3

7 Methodik der Modellfindung

7.1 Vorgehensweise

Die in den experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen gesammelten und in den Abbildung 48 und Abbildung 49 dargestellten Messwerte dienen als Grundlage, um sich einem genaueren Bemessungsmodell anzunähern. So werden in den Untersuchungen die Tragwerksreaktionen des bestehenden vereinfachten Balkenmodells (gemäß Berechnungsformeln, Kap. 3.2.3) und anschließend die von verfeinerten FEM-Modellen mit den Messwerten verglichen. Dabei beschränken sich die Vergleiche zunächst auf den Lastfall 2, der eine Belastung von drei Kappenfeldern des Systems mit der größten Versuchslast $q_{\text{Ziel}} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ darstellt.

Eine analytische Betrachtung des vereinfachten Bemessungsmodells hinsichtlich seines Verformungs-Spannungs-Verhaltens sowie der theoretischen statischen Beurteilung von Preußischen Kappendecken (Kap. 4.1) bilden die Grundlage für die Modellfindung mittels FEM-Modellierung.

Die FEM-Modelle berücksichtigen neben den Stahlträgern zusätzlich die Betonbauteile des Deckenquerschnitts für den Lastabtrag und werden in den Untersuchungen in drei Schritten verfeinert. Neben dem Verformungs-Spannungs-Verhalten wird jedes der drei FEM-Modelle auch auf sein Systemverhalten in y-Richtung und hinsichtlich seiner Betonspannungen bewertet. Der Einfluss von Systemungenauigkeiten auf die Modellierungsgenauigkeit wird diskutiert und fließt in die Bewertung der Modelle mit ein.

Parallel zu den Vergleichen mit den Belastungstestergebnissen werden die modellierten Spannungen in Kontext eines Tragfähigkeitsnachweises gesetzt.

Auf Grundlage des verfeinerten FEM-Modelles wird ein Bemessungsvorschlag entwickelt. Die Zulässigkeit dieses Bemessungsvorschlages soll Anhand von Messwerten aus einer experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung an einem zweiten Preußischen Kappendeckensystem verifiziert werden (Kap. 9).

7.2 Vergleich der Messwerte

Bezeichnung der Messwerte

Die aufgezeichneten Verformungen und Dehnungen aus den im Messstellenplan (Abbildung 41, Kap.6.4) dargestellten Messinstrumenten werden für die Auswertung und Vergleichsführung kennzeichnend bezeichnet und indiziert. Diese Messgrößen stellten sich infolge einer Versuchslast q_{Ziel} , gemäß den Richtlinien für die Nachweisführung von experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen (siehe Kap. 6), ein. Somit enthalten die Messgrößen keine Anteile aus bereits im System vorhandenen Verformungen und Dehnungen infolge ständiger Lasten. Da es sich bei den Messwerten nicht um absolute Größen handelt, werden diese mit dem Zeichen Δ versehen.

Die Auswertung bezieht sich auf drei Messgrößen:

Δw_z vertikale Verformung der Träger in Trägermitte [mm]

$\Delta \varepsilon_s$ Stahldehnung am Unterflansch der Träger in Trägerlängsrichtung (Systemachse x), [μm/m]

$\Delta \varepsilon_c$ Betondehnung an der Unterseite der Kappen im Scheitel in Gewölberichtung (Systemachse y), [μm/m]

Zusätzlich zu den richtungs- oder materialkennzeichnenden Indizes werden die Indizes i und j vergeben, die die Bauteilnummern und Modellbezeichnungen wiedergeben. Dabei werden die gemessenen Referenzwerte aus den Belastungstests mit dem Index j=0 versehen.

So werden beispielsweise die zu vergleichenden Werte für die vertikalen Trägerverformungen des dritten Stahlträgers 3 aus den Belastungstests und einem „Modell 2“ mit $\Delta w_{z,3,0}$ und $\Delta w_{z,3,2}$ bezeichnet.

Stahlspannungen

Die gemessenen Stahldehnungen am Unterflansch des Trägers 3 $\Delta \varepsilon_{s,3,0}$ werden im Zuge der Auswertung entsprechend dem Hooke'schem Gesetz in Spannungen $\Delta \sigma_{s,3,0}$ umgerechnet. Die Voraussetzungen dafür, dass sich das Material im elastischen Zustand befindet und der E-Modul bekannt ist, sind gegeben.

Wie in Kapitel 3.2.2 beschrieben, liegt der E-Modul von dem vorliegenden Flusstahl ebenso bei 210.000 N/mm², wie auch bei modernen Baustählen.

$$\sigma = \varepsilon * E \quad \text{[Gl. 6 – Hooke'sches Gesetz]}$$

Verhältnismerte ω

Um die Abweichung einer Tragwerksreaktion aus den Modellen von dem entsprechenden gemessenen Wert aus den Belastungstests einzuordnen, wird der Verhältnismerte $\omega_{h,i,j}$ eingeführt, der eine Tragwerksreaktion im Verhältnis zu dem tatsächlich gemessenen Wert wiedergibt. Hierbei stehen die Indizes

- h für die Tragwerksreaktionen Δw_z , $\Delta \varepsilon_s$, $\Delta \varepsilon_c$,
- i für die laufende Bauteilnummer (Träger 1 bis 5 und Feld 1 bis 3) und
- j für die Nummer des Modells.

So ergibt sich beispielsweise der Verhältnismerte $\omega_{w,3,2}$ für die Verformung des Trägers 2 eines FE-Modells 3, $\Delta w_{z,3,2} = 2,55$ mm, bei einer in den Belastungstests gemessenen Verformung von $\Delta w_{z,3,0} = 1,80$ mm zu

$$\omega_{w,3,2} = \frac{\Delta w_{z,3,2}}{\Delta w_{z,3,0}} = \frac{2,55 \text{ mm}}{1,80 \text{ mm}} = 2,43 \quad \text{[Gl. 7 – Verhältnismerte } \omega \text{]}$$

Verhältnismerte ψ

Der Verhältnismerte ψ wird verwendet um die Steifigkeitsverteilung innerhalb des Querschnitts eines Modells darzustellen. Er definiert sich als das Verhältnis der Spannung am Unterflansch des Stahlträgers in Feldmitte zu der vertikalen Trägerdurchbiegung an der gleichen Stelle.

$$\psi_{3,j} = \frac{\Delta\sigma_{3,j}}{\Delta w_{z,3,j}} \left[\frac{N/mm^2}{mm} \right] \quad [\text{Gl. 8 – Verhältnismerte } \psi]$$

Dieses Verhältnis charakterisiert die Steifigkeitsverteilung innerhalb eines Querschnitts. Der Verhältnismerte $\psi_{3,0}$ aus den Messdaten der Belastungstests dient als Richtwert für die Modellfindung.

7.3 Tragfähigkeitsnachweis

Parallel zu dem beschriebenen Vergleich wird für jedes Modell ein Tragfähigkeitsnachweis für die Stahlträger zur Einordnung der Ergebnisse eines Bemessungsmodelles geführt. Wie in Kapitel 2 bereits erläutert, erfordert die rechnerische Tragfähigkeitsnachweisführung nach aktuellen technischen Baubestimmungen an historischen Bestandstragwerken eine komplexe Bestandsaufnahme, sodass an dieser Stelle auf einen Nachweis nach EC 3 verzichtet wird. Da aus dem historischen Kontext die zulässige Stahlspannung von $\sigma_{zul} = 100 \text{ N/mm}^2$ (siehe Kap. 3.2.2) als verlässlicher Grenzwert für Nachweise auf charakteristischem Lastniveau anerkannt ist, werden die Spannungen aus charakteristischen Lasten mit diesem Wert verglichen.

Um einen Nachweis auf charakteristischem Lastniveau zu führen, müssen also die eingetragenen Lasten q_{Ziel} aus dem Lastfall 2 der Belastungstests von Teilsicherheitsbeiwerten bereinigt werden und bereits enthaltene Spannungen infolge des Eigengewichts g (nicht enthalten in q_{Ziel}) überlagert werden. Dieses Eigengewicht g_k liegt bei dem betrachteten Kappendeckensystem bei circa $g_{1,k} \approx 5,00 \text{ kN/m}^2$. Die Versuchszielast q_{Ziel} errechnet sich gemäß Gleichung [Gl. 5, Kap.6.1]:

$$q_{Ziel} = \gamma_v * \gamma_R * (\gamma_{g1} * g_1 + \gamma_{g2} * g_2 + \gamma_q * q - g_1)$$

$$q_{Ziel} = 1,1 * 1,1 * (1,00 * 5,00 + 1,35 * 1,35 + 1,5 * 5,00 - 5,00) = 11,28 \text{ kN/m}^2$$

Die für einen Nachweis auf charakteristischem Lastniveau anzusetzenden Lasten ergibt sich aus der Summe aller ständigen und veränderlichen Lasten:

$$\Sigma(g + q)_k = g_{1,k} + g_{2,k} + q_k = 5,00 + 1,35 + 5,00 = 11,35 \text{ kN/m}^2.$$

Unter Berücksichtigung der Ungenauigkeit von g_k liegen die Werte von $\Sigma(g+q)_k$ und $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ zufälligerweise so nah bei einander, dass die Spannungen aus den Belastungstests oder FEM-Modellen $\Delta\sigma_s$ infolge von q_{Ziel} in etwa mit den charakteristischen Spannungen $\sigma_{E,k}$ im System aus $\Sigma(g+q)_k$ gleichgesetzt werden können.

Der zu führende Nachweis auf charakteristischem Lastniveau ergibt sich somit zu

$$\sigma_{E,k} \approx \Delta\sigma_S < \sigma_{zul} = 10 \frac{kN}{cm^2}.$$

7.4 Methodik der FEM-Modellierung

Um die Modellierung der Deckensysteme zu verfeinern werden die Systeme in der FEM-Software Sofistik [26] dreidimensional dargestellt. Hierbei werden die Elemente der Stahlträger als Strukturlinien, Betonkappen und Betondruckplatte als Flächenelemente berücksichtigt.

Um das Tragverhalten des Deckensystems aus den Belastungsversuchen zu simulieren, wird eine Modellierung der drei belasteten Felder sowie jeweils zwei weitere unbelastete am Rand als ausreichend genau erachtet. Dem Gewölbeschub der weiteren angrenzenden Kappenfeldern entsprechend, sind die Randträger der FEM-Modelle in horizontale y-Richtung festgehalten. Die Lasten werden in allen FEM-Modellen direkt auf die Kappen angesetzt.

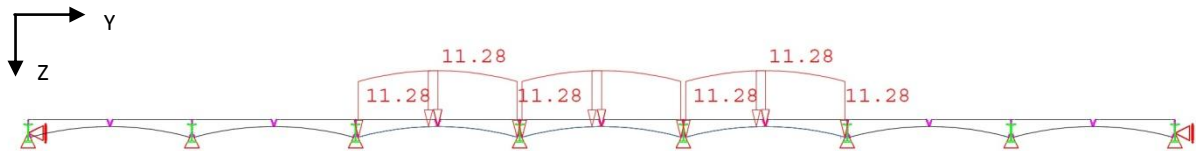


Abbildung 50 - Darstellung des FEM-Modelles mit Stahlträger, Betonkappen, Betondruckplatte und angesetzter Lasten im Querschnitt (gesamtes System)

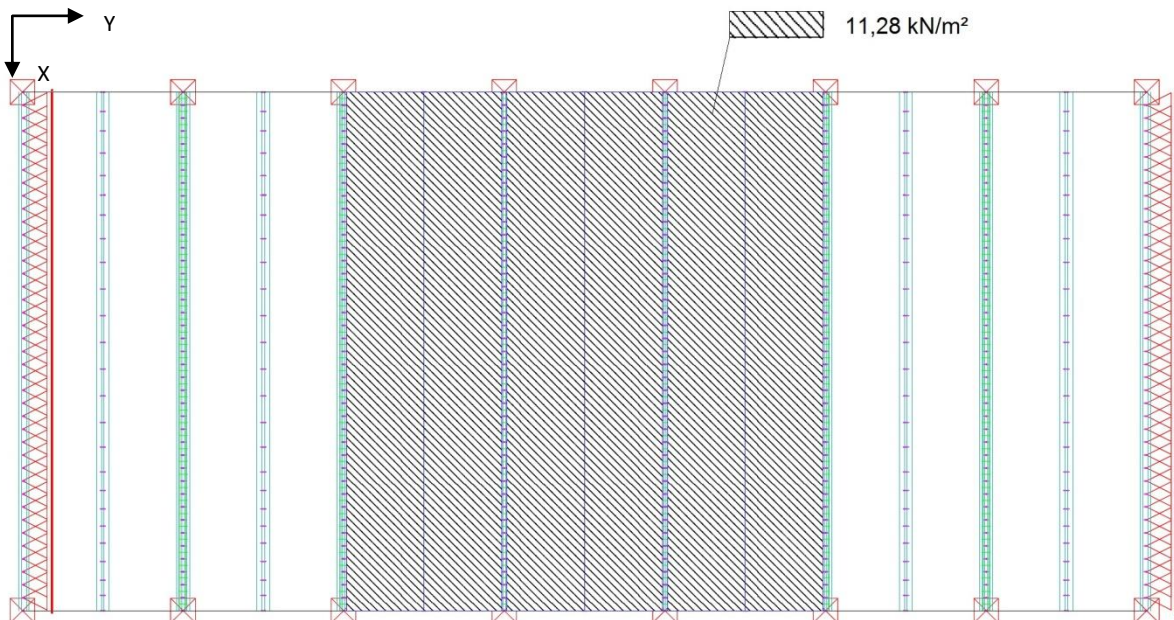


Abbildung 51 - Darstellung der prinzipiellen FEM-Modellierung im Grundriss, Lastfall 2

Das hier behandelte Kappendeckensystem ist in drei Bauteile, in Stahlträger, Betonkappen und Betonplatte, zu unterteilen. Die Stahlträger werden in FEM als Biegestäbe definiert, die Betonkappen und die Betonplatte als gewölbte, beziehungsweise als ebene Flächenelemente. Diese Strukturelemente sind über Kopplungen miteinander verbunden. Über die Kopplungen können Ausmitten simuliert werden und mit dem Sperren und

Freigeben der sechs Kopplungsbedingungen Verbund- und Einspannungsbedingungen gesteuert werden. Die Simulation einer Verbundwirkung zwischen Betonkappe oder –platte mit den Stahlträgern für den Lastabtrag in x-Richtung wird beispielsweise über die gesperrten Kopplungsbedingungen P_x und M_y definiert.

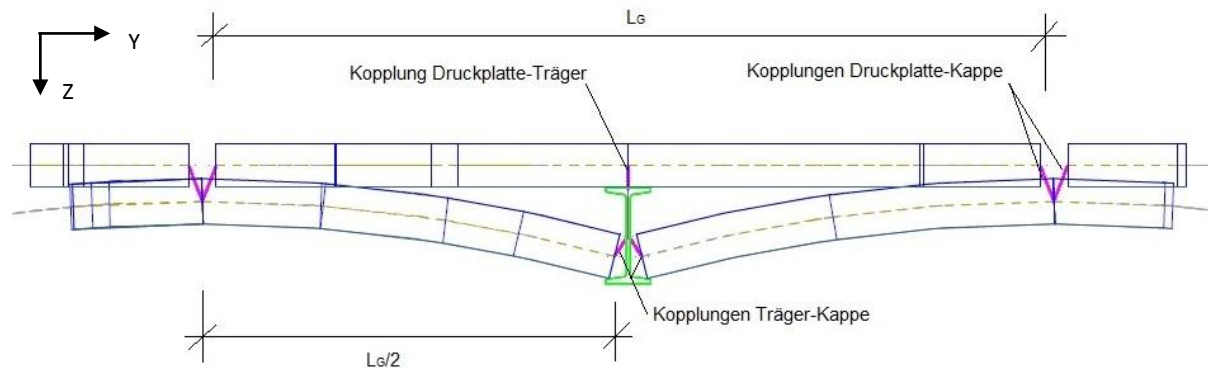


Abbildung 52 – Darstellung des FEM-Modelles mit Stahlträger, Betonkappen und Betondruckplatte im Querschnitt (Ausschnitt)

Im folgenden Text werden die Kopplungen bezüglich der verbundenen Bauteile bezeichnet::

Kopplung Druckplatte-Träger	-	P-T
Kopplung Druckplatte – Kappe	-	P-K
Kopplung Kappe – Träger	-	K-T

7.5 Systemparameter

Für das Ziel dieser Arbeit, einer Analyse des Tragverhaltens und Verfeinerung von Berechnungsmodellen von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise sind exakte Angaben zu den Systemparametern der Geometrie und Materialkennwerten wünschenswert, aber in einer absoluten Genauigkeit nicht zwingend erforderlich. So sind für die Modellfindung hauptsächlich Steifigkeitskennwerte infolge der Geometrie, dem Material (E-Moduli) und der Auflager- und Interaktionsbedingungen zwischen den maximal drei berücksichtigten Bauteilen des Deckensystems (Träger, Kappe, Aufbau) relevant. Materialfestigkeiten sind lediglich für die Führung von Tragfähigkeitsnachweisen relevant.

Die vorhandenen Daten zu den Materialkennwerten und der Geometrie enthalten Ungenauigkeiten, sodass die Modellfindung einer qualitativen Betrachtung unterliegt. Das bedeutet, dass, ein Modell hergeleitet werden soll, welches den Lastabtrag und somit auch die Steifigkeitsverteilungen in seiner Qualität realitätsnah darstellt. Der Anspruch auf eine quantitative Genauigkeit der Modellierung kann aufgrund der Ungenauigkeiten der Systemparameter nicht gegeben sein. Die Abweichung von einer idealen Modellierung sollte jedoch innerhalb der Toleranzen aus den Ungenauigkeiten der Geometrie und der Materialkennwerte liegen.

Diese Ausgangslage von grob erfassten Systemparametern der Geometrie und Materialkennwerten aus den Kapiteln „3.2.2 Verwendete Materialien“ und „5.2.1 Bestandsaufnahme“ ist im Folgenden nochmals zusammenfassend aufgeführt.

7.5.1 Materialkennwerte

Wie bereits erläutert wurden im Zuge der Bestandsaufnahme der Kappendeckensysteme am Projekt Stadthöfe Hamburg keine Materialproben genommen, sodass die Annahme von Materialkennwerten für eine FEM-Modellierung auf Literaturangaben oder Erfahrungswerten beruhen.

Stahl

Aus einschlägigen Literaturquellen geht hervor, dass auch verbaute Stähle aus der Zeit der Jahrhundertwende um 1900 ein E-Modul von 210.000 N/mm² aufweisen. Dieser Wert hat sich über die Jahre kaum verändert und wird für die Modellfindung zugrunde gelegt.

Beton

Wie aus der Literatur hervorgeht (vgl. [14]), kann ein E-Modul von 20.000 N/mm² für Betone aus der Zeit um das Jahr 1900 herum angenommen werden und so auch für die Modellfindung angesetzt werden. Es muss allerdings bedacht werden, dass der Baustoff Beton ein inhomogener ist, und der E-Modul auch bei Neubauten von Ungenauigkeiten nicht ausgenommen ist. Zudem ist bei der Alterung von Beton mit einer Verfestigung infolge Schwindeffekten zu rechnen [27]. Die Streuung des E-Modules liegt aus diesen Gründen sehr hoch.

7.5.2 Geometrie

Für die Modellfindung wird von den geometrischen Abmessungen ausgegangen, die in Kapitel 5.2.2 in Grundriss und Querschnitt dargestellt sind. Die zu Grunde gelegten Aufmaße der Deckensysteme des Bestands sind jedoch nicht direkt an den untersuchten Deckenfeldern, sondern an Deckenfeldern gleichen Typs gemacht worden. Sie sind somit nur als Stichproben zu sehen und mit einer Ungenauigkeitstoleranz zu versehen. Die Angaben zur Dicke der Betonbauteile von Kappe und Fußbodenaufbau unterliegt einer Ungenauigkeit von ca. ± 2 cm. Eine Ungenauigkeit von ca. ± 1 cm muss der Angabe der Stichhöhe zugeschrieben werden.

8 Modellfindung

8.1 Balkenmodelle

8.1.1 Vereinfachtes Bemessungsmodell

Um die Tragfähigkeitsreserven gegenüber dem vereinfachten Bemessungsmodell (Kap. 3.2.3, „Statik der gewölbten Massivdecke“) in ihrer Größe einzuordnen, wird eine überschlägige Rechnung mit den gemessenen Werten aus den Belastungstests am Träger 3 des Systems 3 verglichen. Dem vereinfachten Bemessungsmodell zufolge wird das Deckensystem auf einfeldrige Balken reduziert. Dabei werden die Kappen und der weitere Aufbau lediglich für eine gleichmäßige Verteilung der Lasten in die Stahlträger herangezogen. Demzufolge kann nur der Querschnitt des Stahlträgers für den Biege widerstand angesetzt werden.

Stahlträger

System des Trägers 3

Systemlänge $L_T = 4,00\text{m}$

Lasteinzugsbreite $L_G = 1,20\text{m}$

Querschnittswerte des Stahlträgers:

$$E_S = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_{y,1140} = 573 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,1140} = 81,9 \text{ cm}^3$$

Lastannahmen

Die Summe der charakteristischen Lasten aus Eigengewicht, gewünschten Ausbaulasten und Verkehrslasten ($g_{1,k} + g_{2,k} + q_k \approx 5,00 + 1,35 + 5,00 = 11,35 \text{ kN/m}^2$) entspricht ungefähr der Ziellast q_{Ziel} aus den Belastungstests, sodass für Vergleichsrechnungen zu den Belastungstests, als auch für die Schnittkraftermittlung für Nachweise auf Gebrauchslastniveau nur ein Lastfall betrachtet wird.

$$q_{\text{Ziel}} = 11,28 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{Ziel}} \cdot L_G = 11,28 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,20 \text{ m} = 13,54 \text{ kN/m}$$

Berechnung der Stahlspannungen und Verformungen am vereinfachten Balkenmodell

$$w_z = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad [\text{Gl. 9 – max. Verformung des Einfeldträgers unter einer Streckenlast}]$$

$$\sigma_{x,max} = \frac{M}{W_y} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot W_y} \quad [\text{Gl. 10 – max. Spannung des Einfeldträgers unter einer Streckenlast}]$$

Modell	Verformungen		Stahldehnungen			Verhältnis σ/w
	$\Delta w_{z,3}$	Verhältnis	$\Delta \varepsilon_{s,3}$	$\Delta \sigma_{s,3}$	Verhältnis	$\psi_{3,i}$
	[mm]	$\omega_{w,3}$	[$\mu\text{m/m}$]	[N/mm ²]	$\omega_{\varepsilon,3}$ [-]	[N/mm ² * 1/mm]
Test	1,78	1,00	211	44	1,00	24,9
1	37,5	21,07	1574	331	7,47	8,8

Tabelle 8 - Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 in den untersuchten Modellen im Lastfall 2

Tragfähigkeitsnachweis der Stahlträger auf charakteristischem Lastniveau

Der Tragfähigkeitsnachweis auf charakteristischem Lastniveau mit zulässigen Spannungen gemäß Kapitel 7.1 ergibt sich nach folgender Berechnung:

$$\sigma_{E,k} = \Delta \sigma_{E,k} = 37,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} > \sigma_{zul} = 10,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{E,k}}{\sigma_{zul}} = \frac{37,5}{10,0} = 3,75 > 1,00$$

Der Tragfähigkeitsnachweis für die Stahlträger nach dem vereinfachten Balkenmodell kann somit nicht erbracht werden.

Betonkappen

System der Betonkappen

Kappenspannweite $L_G = 1,20 \text{ m}$

Stichhöhe $f = 8 \text{ cm}$

Kappendicke $d = 8 \text{ cm}$

Lastannahmen

$$q_{\text{Ziel}} = 11,28 \text{ kN/m}^2$$

Schnittkraftermittlung am System der Betonkappe (siehe Abbildung 10, Kap. 3.2.3)

$$F_H = \frac{q * L_G^2}{8 * f} = \frac{11,28 * 1,20^2}{8 * 0,08} = 25,38 \text{ kN/m} \quad \text{gemäß [Gl. 1, Kap. 3.2.3]}$$

Maximale Betondruckspannung am Rücken des Kappenscheitels

$$\max \sigma_c = 2 * \frac{F_H}{d} = 2 * \frac{25,38}{0,08} = 634,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,63 \text{ N/mm}^2 \quad \text{gemäß [Gl. 3, Kap. 3.2.3]}$$

Tragfähigkeitsnachweis auf charakteristischem Lastniveau

Die zulässige Druckspannung des verbauten Stampfbetons lässt sich gemäß [15] und [16] auf $\sigma_{zul} = 15 \text{ kg/cm}^2 = 1,5 \text{ N/mm}^2$ festlegen.

$$\frac{\max \sigma_c}{\sigma_{zul}} = \frac{0,63}{1,5} = 0,42 < 1,00$$

Eine Gegenüberstellung der Betonspannungen aus dem vereinfachten Berechnungsmodell und den Messwerten aus den Belastungstests (Tabelle 9) ist ohne Bedeutung. Dem vereinfachten Bemessungsmodell zufolge stellt sich im Kappenscheitel ein dreiecksförmiger Druckspannungsverlauf (siehe auch Abbildung 10, Kap. 3.2.3) mit dem Spannungsnullpunkt an der Unterseite der Kappe, jener Punkt an dem die Messwerte in den Belastungstests genommen wurden.

Kappe	$\epsilon_{c,y}$ [$\mu\text{m/m}$]	$\sigma_{c,y}$ [N/mm^2]
1	38	0,76
2	98	1,96
3	23	0,46

Tabelle 9 – Gemessene Betondehnungen im Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$, zugehörige Spannungen

Bewertung des Berechnungsmodelles

Legte man dem Deckensystem also das vereinfachte Bemessungsmodell zugrunde, würde man die Verformungen des Systems in etwa um den Faktor 20 und die Spannungen in etwa um den Faktor 7,5 überschätzen. Die im Belastungstest gemessenen Stahlspannungen liegen somit bei nur ca. 15 % derer, die mittels des vereinfachten Bemessungsmodells ermittelt werden. In Bezug auf die Stahlspannungen könnte eine Berücksichtigung aller Tragreserven die Bemessungsspannung um 85 % reduzieren.

Das Verhältnis σ/w liegt mit $8,8 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$ deutlich unterhalb des Vergleichswertes $\psi_{3,0} = 24,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$, sodass der Ansatz sowohl von Querschnitts- als auch Systemsteifigkeitsverteilungen einer genaueren Untersuchung bedarf.

Im Gegensatz zu dem Tragfähigkeitsnachweis der Stahlträger, kann der Nachweis der maximalen Druckspannungen im Gewölbe an dem vereinfachten Berechnungsmodell erbracht werden.

8.1.2 Querschnittssteifigkeitsverteilung an einfeldrigen Balkensystemen

Aus der großen Diskrepanz der gemessenen Werte der Verformungen und der Dehnungen in den Belastungstests zu den theoretischen Werten aus dem vereinfachten Balkenmodell geht hervor, dass das vereinfachte Balkenmodell zu kleine Steifigkeiten abbildet. Darüber hinaus indiziert die Diskrepanz der ψ -Werte ($\psi_{3,0} = 24,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$ gegenüber $\psi_{3,1} = 8,8 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$) auch eine falsche Modellierung der Steifigkeitsverteilung in dem vereinfachten Balkenmodell.

Legt man die Abbildung des Kappendeckensystems als einfeldriges Balkenmodell mit frei aufliegenden Trägern zugrunde, lässt sich eine Annäherung an eine genauere Querschnittsmodellierung über eine analytische Auswertung des Verhältniswertes ψ treffen.

Aus den statischen Berechnungsformeln des frei aufliegenden Einfeldträgers für die maximale vertikale Verformung w_z und die entsprechende Spannung am unteren Rand des Querschnitts, σ_x lässt sich der Verhältniswert ψ definieren:

$$\psi = \frac{\sigma_x}{w_z} = \frac{q \cdot l^2 \cdot z_u}{8 \cdot I_y} \cdot \frac{384 \cdot E \cdot I_y}{5 \cdot q \cdot l^4} = \frac{9,6 \cdot E \cdot z_u}{l^2} \quad [\text{Gleichung 11 – der Verhältniswert } \psi \text{ am Einfeldträger}]$$

Bei einem Einfeldträger mit gleichbleibender Spannweite l und E-Modul ist der ψ -Wert demnach proportional zu dem Abstand des Querschnittsschwerpunktes zum unteren Querschnittsrand, z_u . Ausgehend von dem vereinfachten Balkenmodell bedeutet dieser Zusammenhang, dass ein asymmetrischer Querschnitt mit einem ausgeprägten, obenliegenden Druckgurt einen größeren ψ -Wert hat als ein symmetrisches I-Profil.

Zwecks einer Annäherung an ein genaueres Balkenmodell mit einer besser dargestellten Steifigkeitsverteilung innerhalb des Querschnittes werden die Spannungen und Verformungen von vier verschiedenen exemplarischen Querschnitten (Tabelle 10) in dem entsprechenden Balkenmodell mit der Spannweite $l = 4,00\text{m}$ und der eingetragenen Ziellast aus den Belastungsversuchen in LF2, $q_{\text{Ziel}} = 13,54\text{kN/m}$ (Abbildung 53) berechnet und in Tabelle 11 miteinander verglichen. Die Berechnung der Querschnittssteifigkeiten ($E \cdot I$) von Verbundträgern erfolgt mittels n-Ziffern-Verfahren und bezieht sich auch den E-Modul des Stahls.

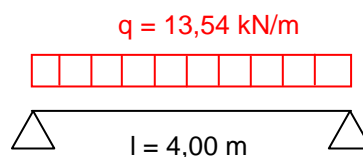


Abbildung 53 – Statisches System des vereinfachten Balkenmodells

Querschnitt		E [kN/cm ²]	I _y , bzw I _{v,y} [cm ⁴]	z _u [cm]
1	Beton, Rechteck 20/20 cm	2.100	1.3333	10,0
2	Stahlprofil I 140	21.000	579	7,0
3	Verbund - I140, Beton 40/8cm	21.000	2.160	14,0
4	Verbund - I140, Beton 60/12cm	21.000	3.913	17,4
5	Verbund - I140, Beton 120/12cm	21.000	5.055	18,5

Tabelle 10 – Querschnittswerte der vier exemplarisch untersuchten Profile

Querschnitt		w _z [mm]	σ _{s,x} [N/mm ²]	ψ _{3,j} [N/mm ² * 1/mm]	ω _{w,3,j} [-]
1	Beton, Rechteck 20/20 cm	16,1	20,3	1,3	9,1
2	Stahlprofil I 140	37,1	327,3	8,8	20,8
3	Verbund - I140, Beton 40/8cm	9,9	175,3	17,6	5,6
4	Verbund - I140, Beton 60/12cm	5,5	120,1	21,9	3,1
5	Verbund - I140, Beton 120/12cm	4,3	99,2	23,3	2,4

Tabelle 11 – Verformungen und Spannungen am Balkenmodell eines einfeldrig, frei aufliegenden Trägers

Wie bereits in der analytischen Betrachtung des ψ -Wertes eines Einfeldträgers beschrieben wurde, weisen die in Tabelle 10 und Tabelle 11 aufgeführten Verbundquerschnitte mit einem Betondruckgurt auf dem Oberflansch eines Stahlträgers größere ψ -Werte als symmetrische Querschnitte auf.

In diesem Ansatz des Vergleichs der Verhältniswerte ψ ist nur die Querschnittssteifigkeit des Balkens berücksichtigt und Systemsteifigkeiten aus möglichen Einspannungsgraden φ_Y der Trägerauflager im Mauerwerk werden vernachlässigt. Unter der Annahme, dass der Balken als Verbundquerschnitt zu betrachten ist und die Verbundquerschnittssteifigkeit des Systems $(E^*I)_V$ deutlich größer ist als jene des reinen Stahlträgerprofils $(E^*I)_S$ (siehe Abbildung 54), ist dieser Ansatz gerechtfertigt. Dadurch, dass nur die verhältnismäßig kleine Querschnittssteifigkeit des Stahlträgers von der möglichen Teileinspannung betroffen wären, reduzieren sich die Effekte aus der Teileinspannung hinsichtlich Schnittkraft- und Verformungsverläufen in einem erheblichen Maße, sodass das Auflager als vollständig gelenkig betrachtet werden kann.

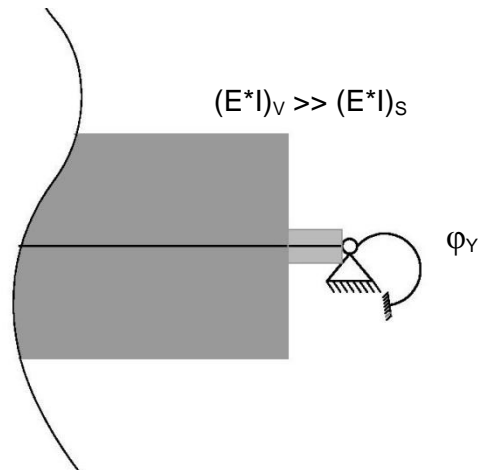


Abbildung 54 - Auflagersituation des Balkenmodelles

Die in den Belastungstests gemessenen Stahlspannungen und Verformungen ergeben einen ψ -Wert von $24,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$ (siehe Tabelle 8), welcher damit in dem Bereich der Verbundträger liegt (siehe Tabelle 11). Aus dieser Betrachtung lässt sich ableiten, dass sich die Querschnittssteifigkeit der Decke, ähnlich wie bei Verbundquerschnitten, aus einer großen Druckzone am oberen Querschnittsrand und einer kleinen Zugzone mit konzentrierten Spannungen am unteren Rand des Querschnitts zusammensetzt. Die Tragfähigkeitsreserven, welche in dem vereinfachten Balkenmodell nicht berücksichtigt werden, liegen somit möglicherweise in einem statischen Mitwirken von Betonbauteilen innerhalb des Querschnitts begründet.

8.2 FEM-Modelle

8.2.1 Modell 2 – Stahlträgern und Betonkappen

Als erste Annäherung an einen Verbundquerschnitt werden die Stahlträger und Betonkappen des Systems in einem FEM-Modell als Biegestäbe und gewölbte Flächenelemente abgebildet. Unter der Annahme, dass der Aufbau des Deckensystems statisch nicht mitwirkend ist, werden die Grenzbedingungen „vollständiger Verbund“ und „ohne Verbund“ in zwei Modellen betrachtet und gegenübergestellt.

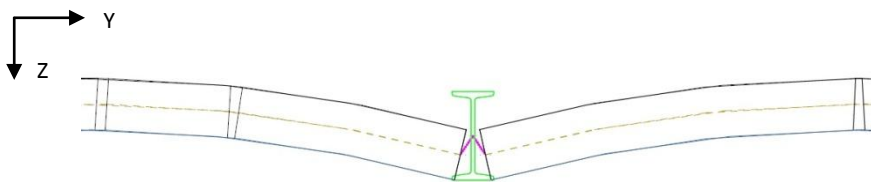


Abbildung 55 – Darstellung der Modelle 2a und 2b im Querschnitt

In Modell 2a („ohne Verbund“) werden lediglich die Kopplungsbedingungen P_Y und P_Z zwischen den gewölbten Flächenelementen und den Stahlträgern gesperrt. Eine Kraftübertragung in Trägerlängsrichtung (P_X) sowie die Momentenübertragung um die y-Achse (M_Y) sind nicht gegeben wodurch ein nicht vorhandener Verbund zwischen Beton und Stahl dargestellt wird.

Modell 2b („vollständiger Verbund“) stellt den oberen Grenzwert der Querschnittssteifigkeit von FEM-Modellen nur aus Stahlträgern und Betonkappen dar, indem alle Kopplungsbedingungen zwischen den beiden Elementen gesperrt sind.

Modell	Stahlspannungen		Stahlverformungen		Verhältnis $\Psi_{3,i} = \Delta\sigma_{s,3,j} / \Delta w_{z,3,j}$ [N/mm ² * 1/mm]
	$\Delta\sigma_{s,3,j}$ [N/mm ²]	$\omega_{s,3,j}$ [-]	$\Delta w_{z,3,j}$ [mm]	$\omega_{w,3,j}$ [-]	
Test	44		1,78		24,9
1	331	7,47	37,5	21,07	8,8
2a	65	1,47	5,20	4,02	12,5
2b	55	1,25	4,23	1,56	13,1

Tabelle 12 – Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 in untersuchten Modellen

Tragfähigkeitsnachweis auf charakteristischem Lastniveau

Für den Tragfähigkeitsnachweis auf charakteristischem Lastniveau mit zulässigen Spannungen ergibt sich bei Modell 2b eine charakteristische Spannung gemäß Kapitel 7.1 von $\Delta\sigma_s = \sigma_{E,k} = 5,5 \text{ kN/cm}^2$. Der Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Stahlspannung wäre somit erbracht:

$$\frac{\sigma_{E,k}}{\sigma_{zul}} = \frac{5,5}{10,0} = 0,55 < 1,00$$

Bewertung des Berechnungsmodelles

Die in Tabelle 12 dargestellten Stahlspannungen und –verformungen der Modelle 2a und 2b unter der Flächenlast $q_{Ziel} = 13,54 \text{ kN/m}^2$ liegen deutlich näher an den gemessenen Werten aus den Belastungstests (Modell 0) als das vereinfachte Bemessungsmodell (Modell 1). Ein Tragfähigkeitsnachweis gemäß Kap. 7.3 kann für die Modelle 2a und 2b erbracht werden, aber dennoch liegen selbst die Verformungen von Modell 2b um den Faktor 4,2 über den gemessenen Verformungen in den Belastungstests bei gleicher Belastung, sodass die Abbildung des Kappendeckensystems nicht als realitätsnah bezeichnet werden kann.

Die Größe der Abweichung von der absoluten Verformung liegt mit dem Faktor 4,2 auch außerhalb von möglichen Ungenauigkeiten der FEM-Modelle hinsichtlich Materialverhalten (E-Modul) und Bauteildicken (siehe Kap. 7.5 Systemparameter). Zudem liegt auch das Verhältnis σ/w mit ca. $13 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$ deutlich unterhalb des Vergleichswertes von $\psi_{3,0} = 24,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$, sodass davon ausgegangen werden muss, dass die Betonplatte im Fußbodenaufbau am Lastabtrag statisch mitwirkt und in einem FEM-Modell berücksichtigt werden muss.

8.2.2 Modell 3 – Stahlträger, Betonkappe und Betondruckplatte

Modellierung

Entsprechend der sehr kleinen Verformungen (LF2: $\Delta w_{z,3,0} = 1,8 \text{ mm}$) des Deckensystems ist davon auszugehen, dass der betonierte Fußbodenaufbau in einem verfeinerten FEM-Modell mit berücksichtigt werden muss.

Es ist anzunehmen, dass der betonierte Fußbodenaufbau biegeweich ist und nur als Druckgurt in Deckenspannrichtung (x-Richtung) wirkt. Darüber hinaus soll das Modell 3 einen vollen Verbund zwischen den Betonbauteilen und den Stahlträgern simulieren und damit die größtmögliche Querschnittssteifigkeit in x-Richtung abbilden.

Die Definition der in folgender Tabelle 13 und Abbildung 56 definierten Kopplungsbedingungen erwirken einen Lastabtrag in y-Richtung nur durch die Kappen und einen Lastabtrag in x-Richtung durch einen Verbundquerschnitt aus Stahlträger und den Betonbauteilen.

Kopplung	Freiheitsgrad	
	P-K	P_x, P_z, M_y
	P_y, M_x, M_z	frei
P-T	P_x, P_y, P_z, M_y	gesperrt
	M_x, M_z	frei
K-T	P_x, P_y, P_z, M_x	gesperrt
	M_y, M_z	frei

Tabelle 13 - Kopplungsbedingungen im Modell 3

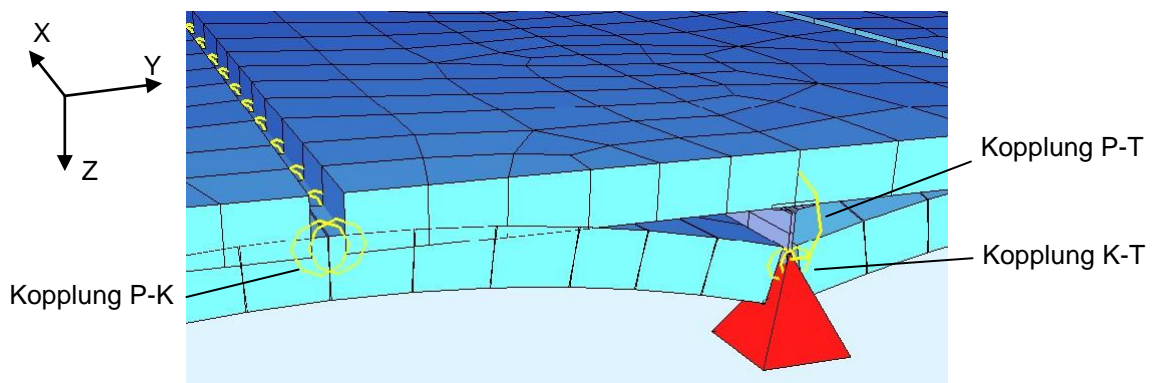


Abbildung 56 - 3D-Darstellung der FEM-Modelle aus Stahlträger (T), Betonkappen (K) und -platten (P), Auflagersituation und Kopplungen

Die Stahlspannungen und Verformungen des Trägers 3 im Lastfall 2 des Modell 3 sind im Vergleich zu den Werten aus den Belastungstests und den bereits untersuchten Modellen in Tabelle 14 aufgelistet:

Modell	Stahlspannungen		Stahlverformungen		Verhältnis $\Psi_{3,i} = \Delta\sigma_{s,3,j} / \Delta w_{z,3,j}$ [N/mm ² * 1/mm]
	$\Delta\sigma_{s,3,j}$ [N/mm ²]	$\omega_{s,3,j}$ [-]	$\Delta w_{z,3,j}$ [mm]	$\omega_{w,3,j}$ [-]	
Test	44		1,78		24,9
1	331	7,47	37,5	21,07	8,8
2b	55	1,25	4,23	2,38	13,1
3	30	0,68	2,26	1,27	13,3

Tabelle 14 - Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 in den untersuchten Modellen

Betonspannungen

Betrachtet man die Betonspannungen in x-Richtung in nachfolgenden Abbildung 57 und Abbildung 58 ist erkennbar, dass der Beton an der Kappenunterseite, insbesondere im Feldbereich (der Träger), auf Zug beansprucht ist. Dabei sind die Zugspannungen mit ca. 2,8 N/mm² im unteren Bereich der Kappen am größten und erreichen auf der Kappenunterseite selbst im Scheitel noch 1,0 N/mm². Die Spannungsverteilung entspricht damit der Theorie der Tonnenschalen, auf die in Kapitel 4.1.1 eingegangen wurde.

Die Größen der Zugspannungen sind kritisch zu betrachten, da diese möglicherweise die aufnehmbaren Zugspannungen des verbauten Betons überschreiten. Zwar lässt sich, aufgrund nicht vorhandener Materialprüfungen des Bestandsbetons, der Wert der Grenzzugspannung nicht genau definieren, mittels Vergleichswerte jedoch eingrenzen. So ist davon auszugehen, dass der verbaute Beton eine geringere Zugfestigkeit gegenüber modernen Normbetonen gemäß EC2 vorweist (siehe Kap. 3.2.2), deren mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm} \geq 1,6 \text{ N/mm}^2$ (f_{ctm} für C12/15, gemäß EC2, [27]) beträgt. Da die Zugfestigkeit des verbauten Betons unter diesem Wert liegt, können die in Abbildung 57 dargestellten Zugspannungen nicht in allen Bereichen aufgenommen werden, sodass sich eine Rissbildung und Spannungsumlagerung einstellen muss.

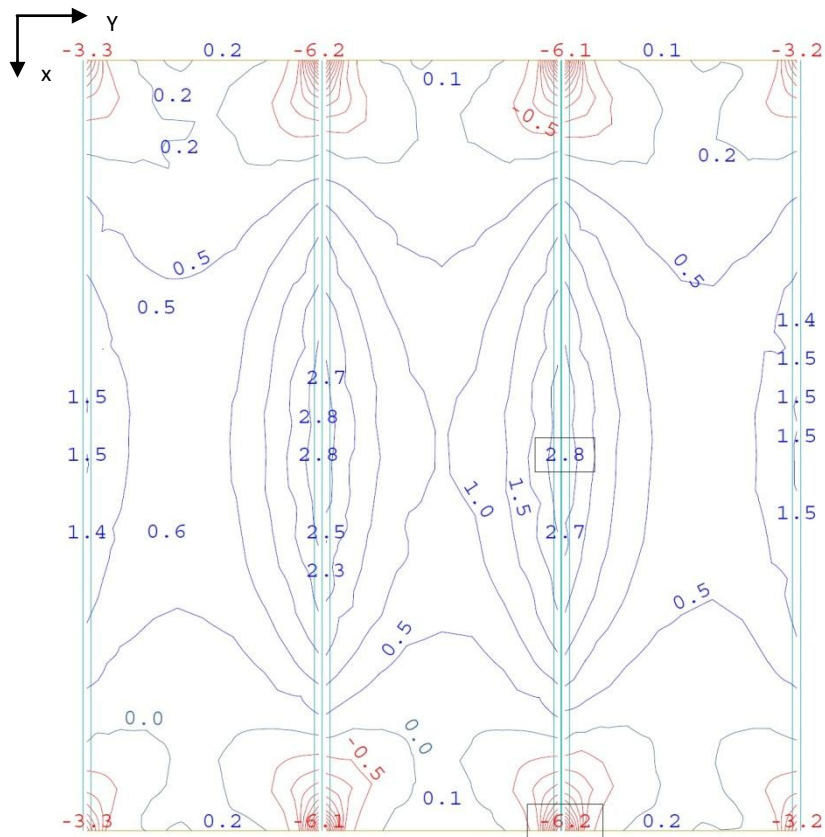


Abbildung 57 – Betonspannungen des Modells 3 in x-Richtung, $\sigma_{c,3}$ an der Unterseite der Betonkappen infolge $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$, Ausschnitt der belasteten Felder 1, 2 und 3

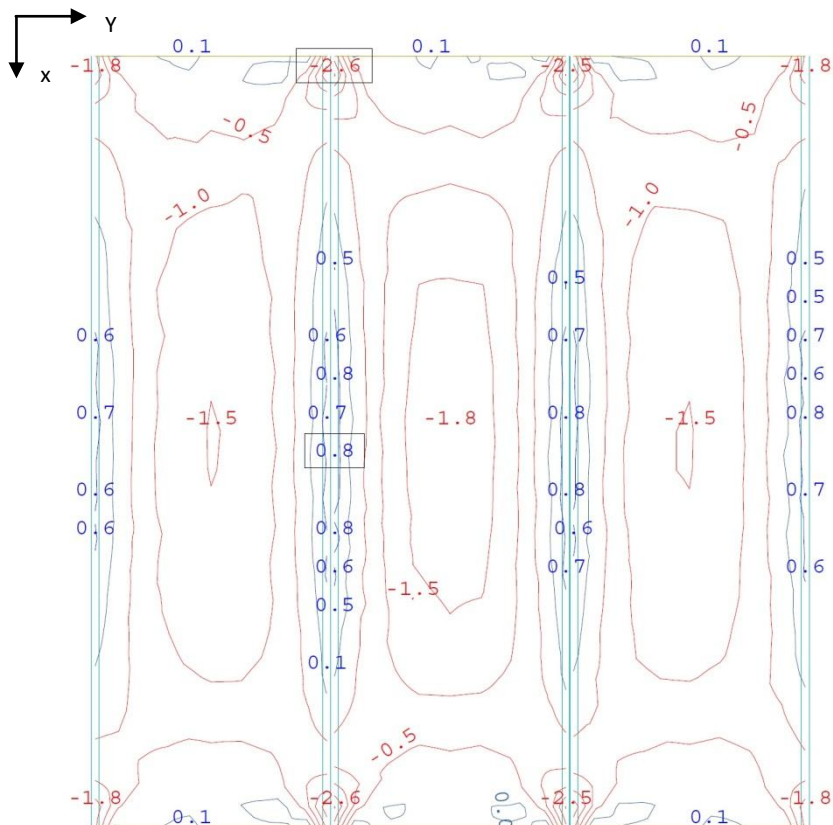


Abbildung 58 - Betonspannungen des Modells 3 in x-Richtung, $\sigma_{c,3}$ an der Oberseite der Betonkappen infolge $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$, Ausschnitt der belasteten Felder 1, 2 und 3

Unter der Annahme, dass die Betonkappen als Schalen im Verbund mit den Stahlträger wirken (siehe Kap. 4.1.1), muss sich der Beton den Zugspannungen in den Randbereichen am Anschluss an die Träger entziehen, indem er reißt. Die Zugspannungen werden zufolge dieser Theorie in die Stahlträger umgelagert.

Bewertung des Berechnungsmodelles

Die in Tabelle 14 dargestellten Stahlspannung des maßgebenden Träger 3 in Modell 3 unter der Flächenlast $q_{\text{Ziel}} = 13,54 \text{ kN/m}^2$ liegt um den Faktor 0,55 unterhalb der gemessenen Stahlspannung in dem Belastungstest. Das Modell bildet die nachzuweisenden Stahlspannungen dementsprechend zu klein ab und lässt sich als Bemessungsmodell somit nicht verwenden. Bei einem σ/w -Verhältnswert von $\psi_{3,3} = 13,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/\text{mm}$ liegt die Verformung des Trägers im Modell 3 mit $\omega_{w,3,3} = 1,27$ jedoch nah an dem gemessenen Wert, sodass der generelle Ansatz von Stahlträgern, Betonkappen und Betondruckplatte der Richtige ist.

Die Unzulänglichkeit des Modells 3 liegt in einer falsch dargestellten Spannungsverteilung innerhalb des Querschnittes. Die Abweichung des σ/w -Verhältnswertes zum Referenzwert ($\psi_{3,3} / \psi_{3,0} = 13,3/24,9 = 0,53$) bedeutet, dass die Unterflansche der Stahlträger im Modell 3 zu geringe Zugspannungen im Feldbereich erhalten. Die Zugspannungen, die die Betonkappen an ihren Anschlüssen an die Träger erfahren, sind wiederum sehr groß und vom Beton nicht aufzunehmen, sodass dieser reißen würde.

8.2.3 Modell 4 – Kappe im gerissenen Zustand

Modellierung

Um den Erkenntnissen aus dem Modell 2 Rechnung zu tragen, wird die Modellierung dahingehend verfeinert, dass die Kappen in einem gerissenen Zustand dargestellt werden. So sollen sich die gewölbten Flächenelemente den Zugspannungen in x-Richtung entziehen, und diese in die Stahlträger umgelagert werden.

Weil die Umlagerung von Zugspannungen aus gerissenen Flächenelementen in anschließende Stabelemente die Möglichkeiten der FEM-Software übersteigt, wird die Materialsteifigkeit des Kappenbetons in x-Richtung gleich null ($E_{90} = 0$) gesetzt, sodass diese nur noch quer zu den Trägern, in y-Richtung Last abtragen und Spannungen in x-Richtung komplett eliminiert werden.

Die dadurch vernachlässigte x-Spannung in den Kappenbereichen, welche ungerissen, beziehungsweise auf Druck beansprucht sind, wird durch die Kopplungsbedingung zwischen Betondruckplatte und der Betonkappe in ihrem Scheitel (Kopplung P-K) korrigiert. Die Kopplung überträgt Lasten in x-Richtung und Momente um die y-Achse, sodass das isotrope Material der Betonplatte eine Steifigkeit in Längsrichtung darstellt.

Die drei verschiedenen Kopplungen sind gleich definiert wie in Modell 3 (siehe Tabelle 13 und Abbildung 56).

Stahlspannungen und –verformungen an Träger 3

Die in Tabelle 15 aufgeführte maßgebende Spannung im Stahlträger 3 unter der Versuchslast $q_{\text{Ziel}} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ entspricht dem Wert, der in den Belastungstests gemessen wurde. Die Systemverformung liegt jedoch um den Faktor 1,7 über dem gemessenen Wert. Im Vergleich zu den vorangehend untersuchten Modellen kommt das Verhältnis σ/w_z den Messwerten sehr nahe, sodass die Steifigkeitsverteilung des Modells 4 als gute Annäherung an die Realität bezeichnet werden kann.

Modell	Stahlspannungen		Stahlverformungen		Verhältnis $\Psi_{3,i} = \Delta\sigma_{s,3,j} / \Delta w_{z,3,j}$ [N/mm ² * 1/mm]
	$\Delta\sigma_{s,3,j}$ [N/mm ²]	$\omega_{s,3,j}$ [-]	$\Delta w_{z,3,j}$ [mm]	$\omega_{w,3,j}$ [-]	
Test	44		1,78		24,9
1	331	7,47	37,5	21,07	8,8
2	55	1,25	7,16	4,02	7,7
3	30	0,68	2,26	1,27	13,3
4	53	1,02	2,79	1,66	18,4

Tabelle 15 - Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 in den untersuchten

Neben den bislang zum Vergleich herangezogenen Verformungen und Spannungen des Stahlträgers 3 liegen aus den Belastungstests Messwerte zu den Verformungen von vier weiteren Trägern im Bereich der belasteten Felder vor, sowie die Betondehnungen an der Unterseite der Kappenscheitel in den drei belasteten Feldern 1, 2 und 3. Zur Verifizierung

der realitätsnahen Abbildung des Kappendeckensystems wird das Modell 4 auf sein Systemverhalten und hinsichtlich seiner Betondehnungen überprüft.

Systemverformung

Die Annahmen zur Systemsteifigkeit in y-Richtung (quer zur Träger- und Deckenhauptspannrichtung) lassen sich über den Abgleich der Verformungen des FEM-Modells, $\Delta w_{z,i,4}$ gegenüber den gemessenen Trägerverformungen in den Belastungstests, $\Delta w_{z,i,0}$ der Träger 1 bis 5 beurteilen. Dieser Vergleich der Systemverformung ist in Abbildung 55 veranschaulicht, wobei die horizontale Achse „Träger“ die y-Achse des Systems in Trägermitte darstellt. Die belasteten Kappenfelder des Lastfalls 2 liegen zwischen den Trägern 2 bis 5.

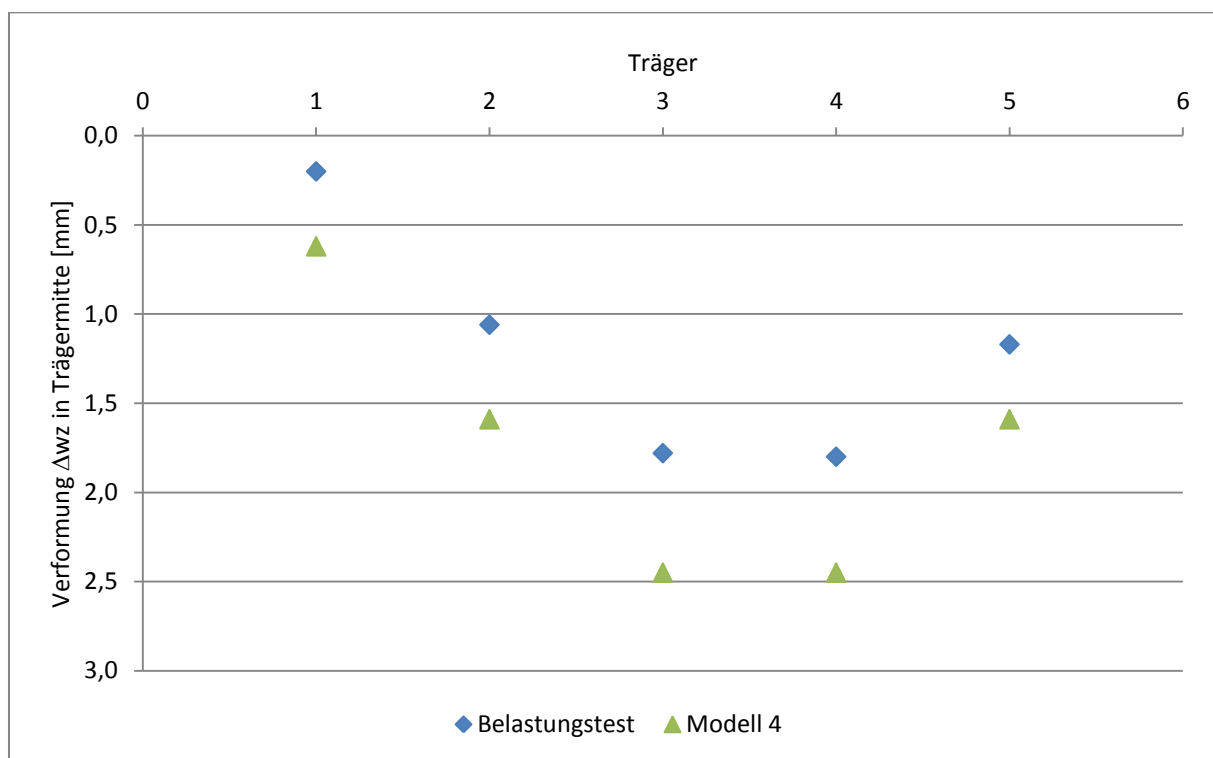
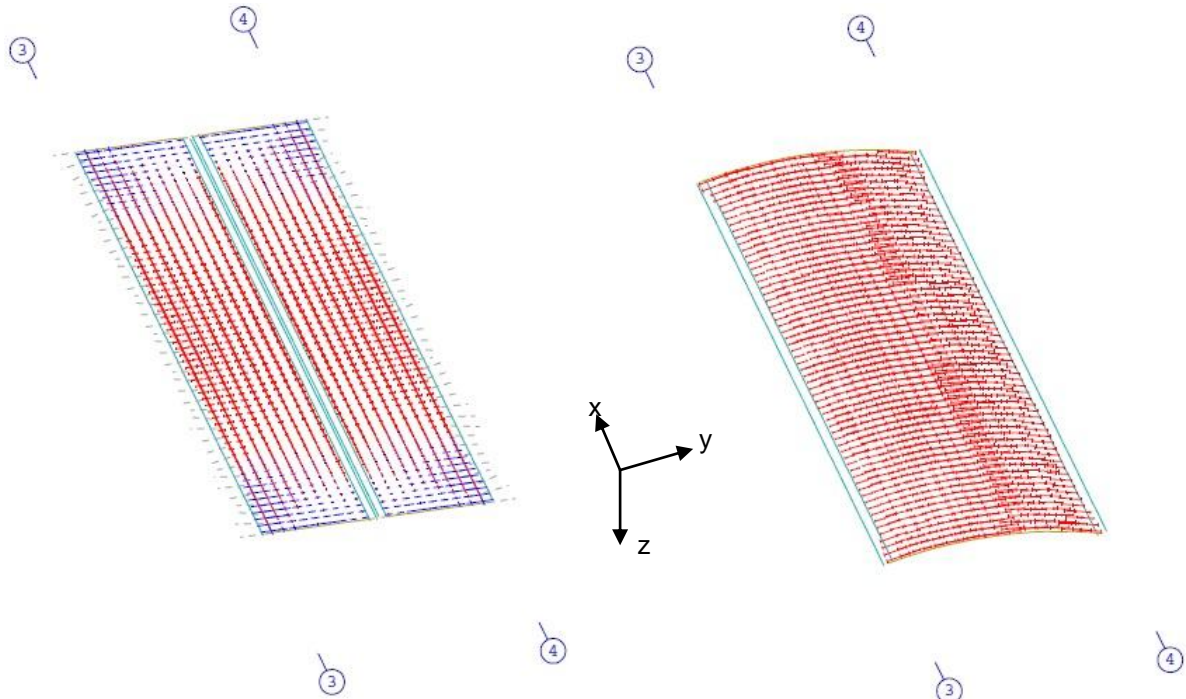


Abbildung 59 - Vertikale Verformung der Träger 1 bis 5 in Feldmitte, $\Delta w_{z,i,j}$ [mm], Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ auf allen drei Feldern 1 bis 3

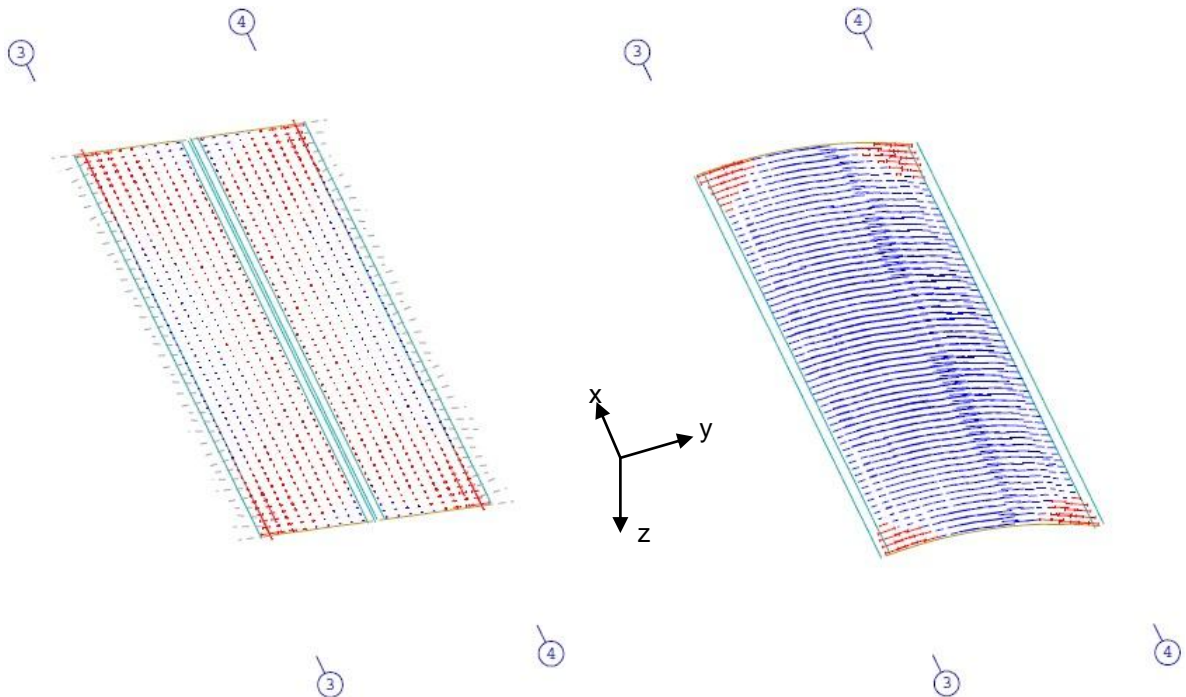
Die Darstellung der Trägerverformungen im Modell 4 und den Belastungstests in Abbildung 59 veranschaulicht eine Korrelation der beiden Datensätze bezüglich ihrer Systemverformungen in y-Richtung. Die bereits erwähnte Differenz der Verformung des Trägers 3 ($\Delta w_{z,3,4} - \Delta w_{z,3,0} = 2,44 - 1,78 = 0,66 \text{ mm}$) tritt in einem ähnlichen Maße auch bei den anderen Trägern auf. Die getroffenen Annahmen und definierten Kopplungsbedingungen (P_y , M_x) erweisen sich als zutreffend hinsichtlich des Lastabtrages in y-Richtung.

Betonspannungen

Wie in der Theorie des Modells 4 beschrieben, wird der Lastabtrag in den Betonkappen und Druckplatten differenziert modelliert. Die Abbildungen 60 bis 63 stellen diese verschiedenen Spannungsverläufe in den Betonbauteilen qualitativ dar.



Abbildungen 60, 61 – Betonspannungen am oberen Rand der Druckplatte (links) und der Kappe (rechts), Feld 2 zwischen Träger 3 und 4, Lastfall 2



Abbildungen 62, 63 – Betonspannungen am unteren Rand der Druckplatte (links) und der Kappe (rechts), Feld 2 zwischen Träger 3 und 4, Lastfall 2

Die in Abbildung 63 dargestellten Zugspannungen in y-Richtung an der Unterseite der Kappe widersprechen der Gewölbetheorie des vereinfachten Bemessungsmodells (siehe Kap. 8.1.1), da dieses nur von Druckspannung in der Kappe ausgeht. In ihrer Qualität entsprechen diese Zugspannung jedoch den Messwerten aus den Belastungstests (Abbildung 64).

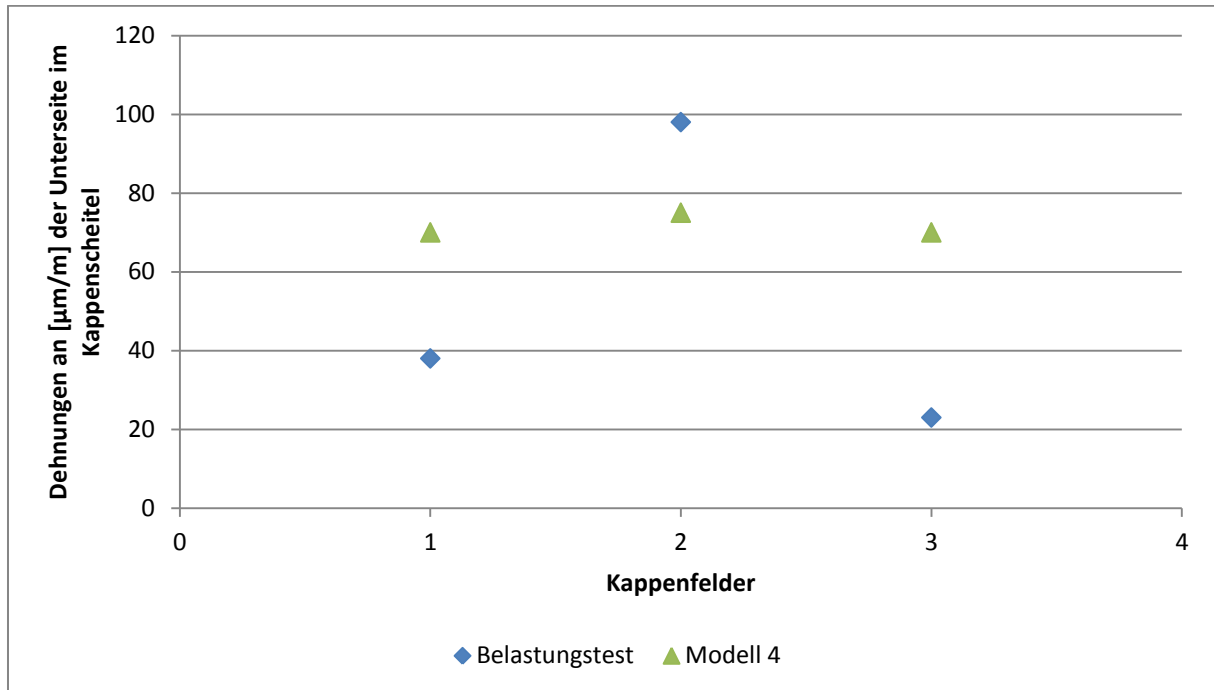


Abbildung 64 – Betondehnungen in x-Richtung im Scheitel an den Kappenunterseiten, $\Delta\varepsilon_{c,y,j}$
Kappenfelder 1 bis 3, Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$

Für die Bewertung des Modells bezüglich der Darstellung der Betonspannungen werden an die Betonspannungen des Modells und die Messwerte unter dem Lastfall 3 in Abbildung 65 miteinander verglichen. In Lastfall 3 der Belastungstests wurden nur die Felder 1 und 3 mit der Ziellast $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ belastet, während das mittige Feld 2 unbelastet blieb.

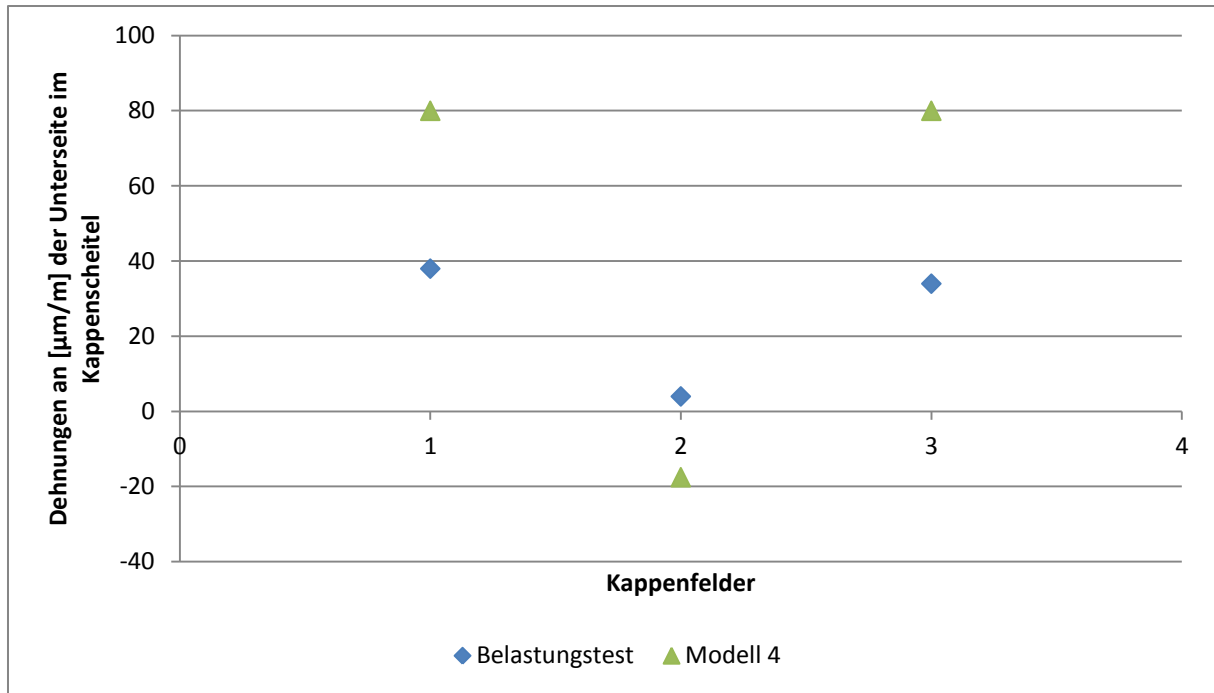


Abbildung 65 - Betondehnungen in x-Richtung im Scheitel an den Kappenunterseiten, $\Delta\varepsilon_{c,y,j}$
Kappenfelder 1 bis 3, Lastfall 3, $q_{\text{Ziel}} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ auf den Feldern 1 und 3, Feld 2 unbelastet

Die Betondehnungen des Modells 4 gleichen den Messwerten in beiden Lastfällen hinsichtlich ihrer Qualität. Die Größe der Dehnungen weicht jedoch in beiden Lastfällen von den Messwerten ab. Dies lässt auf eine falsche Darstellung der Systemsteifigkeiten in y-Richtung (quer zu den Stahlträgern) schließen.

8.3 Ergebnisse der Studie

8.3.1 Modellierung

Das in dieser Studie untersuchte Kappendeckensystem in Betonbauweise mit einer Betondruckplatte kann durch das Modell 4 hinsichtlich seines Verformungsverhaltens und den Stahlspannungen sehr realitätsnah abgebildet werden.

Demnach müssen sowohl die Stahlträger als auch Betonkappe und Betondruckplatte für den Lastabtrag in Trägerspannrichtung berücksichtigt werden. Aufgrund der großen Kontaktfläche des Stahls mit den Betonbauteilen besteht eine Haftung zwischen Beton und Stahl, dessen Spannungswiderstand die auftretenden Schubspannungen innerhalb eines Verbundquerschnittes infolge der Versuchslast q_{Ziel} aufnehmen kann.

Die Betonkappen sind dabei als Tonnenschalen zu betrachten, da die Stahlträger als ihre Widerlager eine Nachgiebigkeit in vertikale Richtung aufweisen und sich ein Lastabtrag in x-Richtung einstellt. Infolge dessen werden die Tonnenschalen in ihren Randbereichen (am Anschluss an die Träger) in x-Richtung auf Zug beansprucht, sodass der Beton reißt und die Zugspannungen in den Stahlträger umgelagert werden.

In Hauptspannrichtung (x-Richtung) ähnelt das Deckensystem in Bezug auf die Spannungsverteilung innerhalb des Querschnittes einem Verbundträger aus Stahlprofil und oben liegendem Betondruckgurt. Zugspannungen werden hauptsächlich im Stahl der Träger aufgenommen und Druckspannungen am oberen Gesamtquerschnittsrand vom Beton aus Kappe und Druckplatte

Bezüglich der Qualität von Betonspannungen in y-Richtung an der Unterseite der Kappen entspricht das Modell den Messwerten aus den Belastungstests und stellt Zugspannungen dar. Dies liegt in den sehr kleinen Stichhöhen von Preußischen Kappendecken und den nachgiebigen Widerlagern (Träger) seiner Gewölbe begründet, woraus sich eine Biegebeanspruchung in den Kappen einstellt.

Im Gegensatz zum Stahl eignet sich das FEM-Modell dagegen nicht als Grundlage für einen Tragfähigkeitsnachweis der Betonkappen. Dies liegt daran, dass der Beton ein sehr inhomogener Baustoff ist und die Materialsteifigkeiten und –festigkeiten des Bestandes nicht bekannt und nur abzuschätzen sind. Darüber hinaus ist die Darstellung der Kappe als anisotropisches Material ohne Steifigkeit in x-Richtung eine grenzwertige Idealisierung.

8.3.2 Bemessungsvorschlag

Entspricht die Konstruktion von einer bestehenden Preußischen Kappendecke der in dieser Arbeit untersuchten Preußischen Kappendecke, so lassen sich die Systemverformungen und Stahlspannungen in den Trägern mittels eines FEM-Modelles gemäß Modell 4 ermitteln. Bei ungenauen Aufmaßen des Bestandes sind für die Erbringung des *Tragfähigkeitsnachweises für die Stahlträger* dabei die geometrischen Abmessungen im Querschnitt auf der sicheren Seite liegend anzusetzen. Kleinere Abmessungen der Kappendicke, der Betonplattendicke und der Stichhöhe verursachen größere Stahlspannungen. Das Nachweisverfahren muss entsprechend des verbauten Stahls gewählt werden. Für den am Bauvorhaben vorliegenden Stahl aus der Zeit um das Jahr 1900 ist ein Stahlspannungsnachweis auf charakteristischem Lastniveau mit einer zulässigen Stahlspannung $\sigma_{zul} = 100 \text{ N/mm}^2$ üblich.

Für die Erbringung des *Tragfähigkeitsnachweises der Betonkappen* ist die Anwendung FEM-Modells für die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen nur bedingt anwendbar, da die Betonkappe sehr abstrakt modelliert wird und sich die Spannungszugspannungen an der Unterseite im Scheitel in y-Richtung aus Modell und Belastungstest in ihrer Quantität nicht decken. Dies liegt auch in der großen Ungenauigkeit der Materialkennwerte des Betons begründet.

Da der Tragfähigkeitsnachweis der Betonkappen des untersuchten Systems nach dem vereinfachten Bemessungsmodell bereits erbracht werden kann ($\frac{\max \sigma_c}{\sigma_{zul}} = 0,42 < 1,00$, siehe Kap. 8.1.1), ist die Notwendigkeit einer Nachweisführung auf Grundlage des FEM-Modells aber nicht unbedingt gegeben.

Ergänzend zu dem Nachweis der Betondruckspannungen kann das Grenzkriterium aus den experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchungen überprüft werden. Demzufolge darf die Grenzdehnung $\epsilon_{c,lim} = 0,6 \text{ ‰}$ an der Unterseite im Scheitel der Kappen in y-Richtung bei seltener Lasteinwirkungskombination gemäß EC 0 nicht überschritten werden [8]. Entsprechend der Ungenauigkeiten in der FEM-Modellierung der Betonkappen sollte die Ausnutzung dieses Kriteriums jedoch deutlich kleiner sein.

9 Verifizierung des entwickelten FEM-Modells

Um die Zulässigkeit der Modellierung von gewölbten Kappendecken nach dem entwickelten Modell 4 zu verifizieren, wird das zweite Kappendeckensystem, welches am Projekt Stadthöfe Hamburg experimentell untersucht wurde, in FEM modelliert und Vergleichsrechnungen gemäß Kap. 8 geführt.

9.1 System

Das Kappendeckensystem, welches im Zuge der Belastungstests als System 1 bezeichnet wurde (siehe Abbildung 30, Kap. 5.2.1), ist wie das in Kap. 8 behandelte System 3 in Betonbauweise und mit Druckplatte ausgebildet. Es erfüllt damit die in Kap. 8.3.2 beschriebenen Konstruktionsbedingungen für eine Modellierung in FEM gemäß Modell 4 aus Kap. 8. So sind die Kappen in Beton hergestellt, eine Druckplatte ist vorhanden und die Träger sind umschließend einbetoniert, sodass ein Verbund zwischen Beton und Stahlträger angenommen werden kann.

Es überspannt eine größere Raumweite als System 3, sodass die Abmessungen der Bauteile im Querschnitt entsprechend größer sind.

Anders als bei System 3, befindet sich der Deckenaufbau nicht in seinem Originalzustand, da die ehemalige zementgebundene Druckplatte, beim Versuch der Entfernung des Steinholzestrichs, zerbrach. Um einen lastverteilenden Fußbodenaufbau und eine ebene Oberkante der Decke wiederherzustellen, wurde der ehemalige Fußbodenaufbau entfernt und eine Leichtbetonplatte auf der Oberkante der Träger, Schlackenfüllung und Rücken der Kappenscheitel vergossen (siehe Abbildung 66). Diese ist mittig und kreuzweise bewehrt, und lagert in Auflagertaschen auf den Stirnwänden der Kappendecken mit auf.



Abbildung 66 - System 1, neu hergestellte, mittige bewehrte LC-Druckplatte mit Auflagertasche. Rechts unten: Rücken des Betonkappenscheitels, links: Lasteinleitung des Versuchsaufbaus der exp. Tragsicherheitsuntersuchungen

9.2 FEM-Modellierung

Um die das hergeleitete Berechnungsmodell aus Kap. 8 (Modell 4) zu verifizieren, wird die Preußische Kappendecke des Systems 1 gemäß Modell 4 in FEM. Die Systemparameter der Materialkennwerte und Abmessungen werden entsprechend angepasst:

Stahlträger: I300, $E_S = 210.000 \text{ N/mm}^2$, $L_T = 5,62 \text{ m}$

Betonkappe: $E_{Cm} = 20.000 \text{ N/mm}^2$, $L_G = 2,02 \text{ m}$, $d = 14 \text{ cm}$, $f = 18 \text{ cm}$

LC-Druckplatte: LC 25/30, $E_{LC,m} = 9.800 \text{ N/mm}^2$, $d = 10$

Die Auflagerung der LC-Druckplatte auf den Stirnwänden wird im Modell nicht berücksichtigt. Da von positiven Auswirkungen der Auflagerung der Druckplatte auf den Stirnwänden auf die Tragwerksreaktionen (kleinere Verformungen und Spannungen) ausgegangen werden kann, sind somit größere Verformungen im FEM-Modell gegenüber den Messwerten zu erwarten.

Wie auch zuvor werden die Verformungen des FEM-Modells mit den Verformungen aus den Belastungstests in Lastfall 2 miteinander verglichen (siehe Abbildung 67).

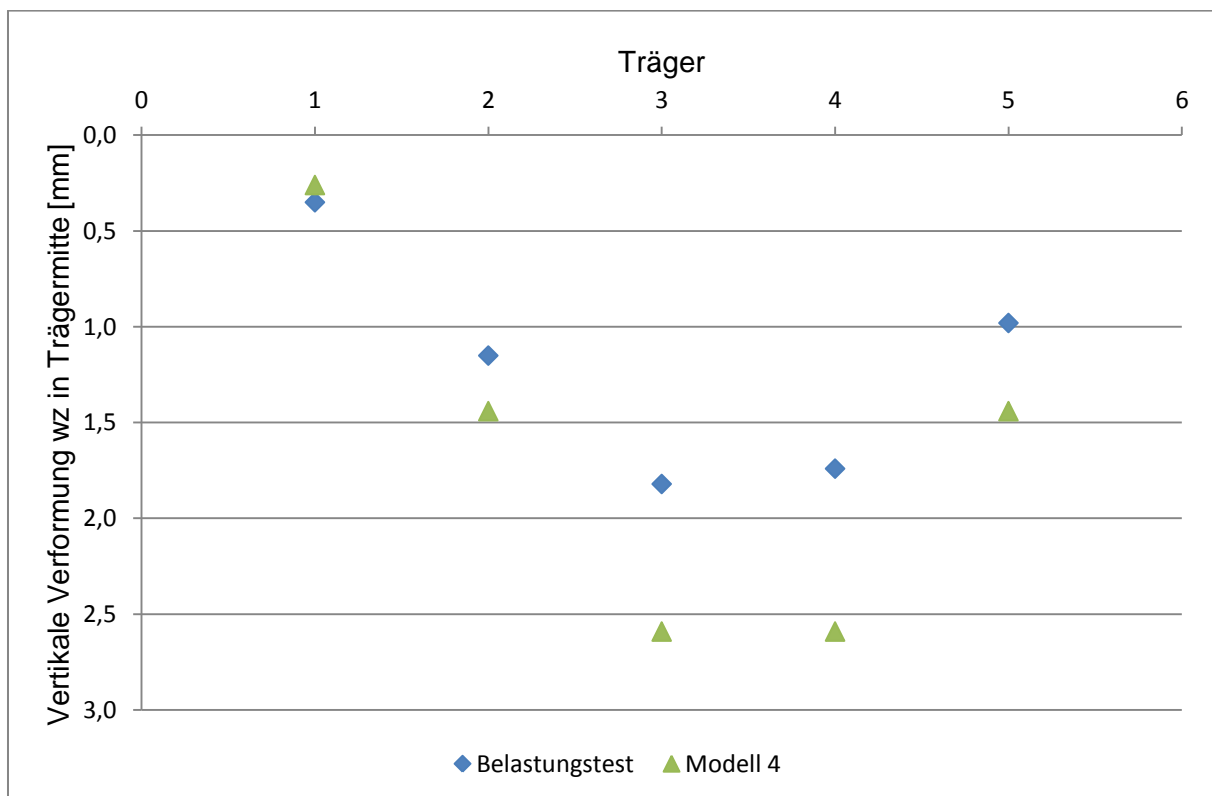


Abbildung 67 - Vertikale Verformung der Träger 1 bis 5 in Feldmitte, $\Delta w_{z,i,j}$ [mm], Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ auf allen drei Feldern 1 bis 3

Die Verformungen der Stahlträger im FEM-Modell sind größer als die gemessenen Werte in den Belastungstests und verteilen sich in einer vergleichbaren Weise über die y-Richtung (horizontale Achse in der Abbildung) des Systems.

Auch die im Modell 4 erzeugte und in Tabelle 16 aufgeführte Stahlspannung am Unterflansch des maßgebenden Trägers 3 $\Delta \sigma_{S,3}$ liegt oberhalb des entsprechenden Messwertes aus den Belastungstests.

Modell	Verformungen		Stahldehnungen			Verhältnis σ/w
	$\Delta w_{z,3}$	Verhältnis	$\Delta \varepsilon_{s,3}$	$\Delta \sigma_{s,3}$	Verhältnis	$\psi_{3,i}$
	[mm]	$\omega_{w,3}$	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[N/mm ²]	$\omega_{\varepsilon,3}$ [-]	[N/mm * 1/mm]
Test	1,82	1,00	160	34	1,00	18,5
4	2,59	1,42	181	38	1,13	14,7

Tabelle 16 – vertikale Verformung und Spannung am Unterflansch des Trägers 3, LF 2

In Anbetracht der Ungenauigkeiten der Systemparameter und der Vernachlässigung der Stirnwandauflagerung der Betondruckplatte, kann die Korrelation zwischen den vertikalen Trägerverformungen (Abbildung 67) und die kleine Differenz der Spannungen am Unterflansch (Tabelle 16) aus Belastungstest und FEM-Modell eine Bestätigung der Modellierung nach Modell 4 abgeleitet werden.

9.3 Tragfähigkeitsnachweise

Tragfähigkeitsnachweise gemäß Bemessungsvorschlag, Kap. 8.3.2:

Stahlträger gemäß FEM-Modell

Das Deckensystem 1 erfüllt die Konstruktionsbedingungen für den in Kap. 8.3.2 beschriebenen. Die Abweichung des Systems gegenüber der Preußischen Kappendecke des Systems 3, die Auflagerung der Betondruckplatte auf den Stirnwänden, wirkt sich günstig auf die nachzuweisenden Stahlspannungen aus. Durch die Vernachlässigung dieses Effektes in dem Bemessungsmodell wird der Nachweis negativ beeinflusst, sodass seine Zulässigkeit bestehen bleibt.

System

FEM-Modellierung gemäß Modell 4, Kap. 8, Systemparameter gemäß Kap. 9.2.

Lastannahmen

Lastfall 4:

Eigengewicht $g_{1,k} \approx 6,00 \text{ kN/m}^2$

Ausbaulasten $g_{2,k} = 1,35 \text{ kN/m}^2$

Nutzlasten $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma(g_k + q_k) = 6,00 + 1,35 + 5,00 = 12,35 \text{ kN/m}^2$$

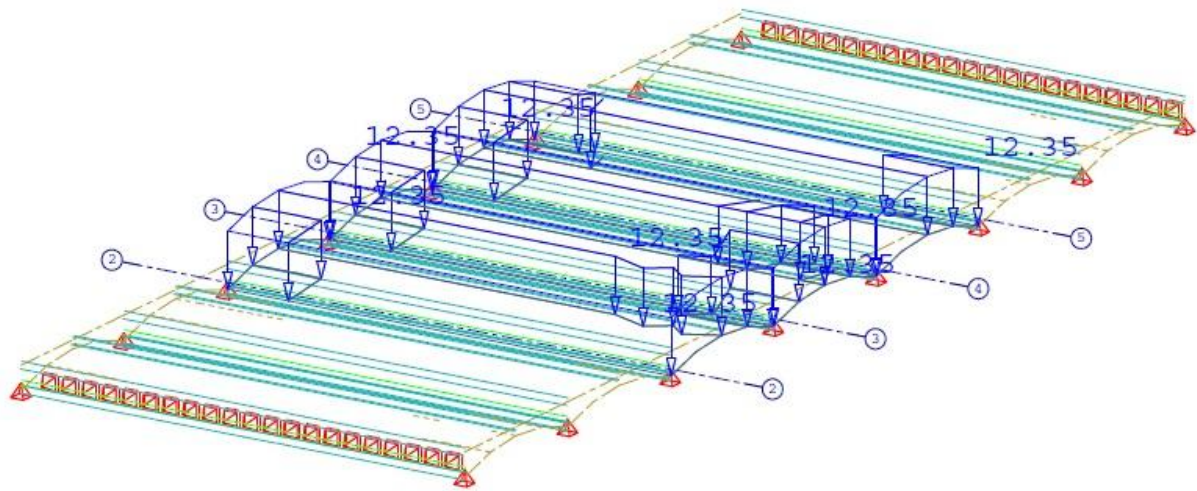


Abbildung 68 - Darstellung des FEM-Modells, Lasten [kN/m²], Lastfall 4

Bemessungsergebnisse

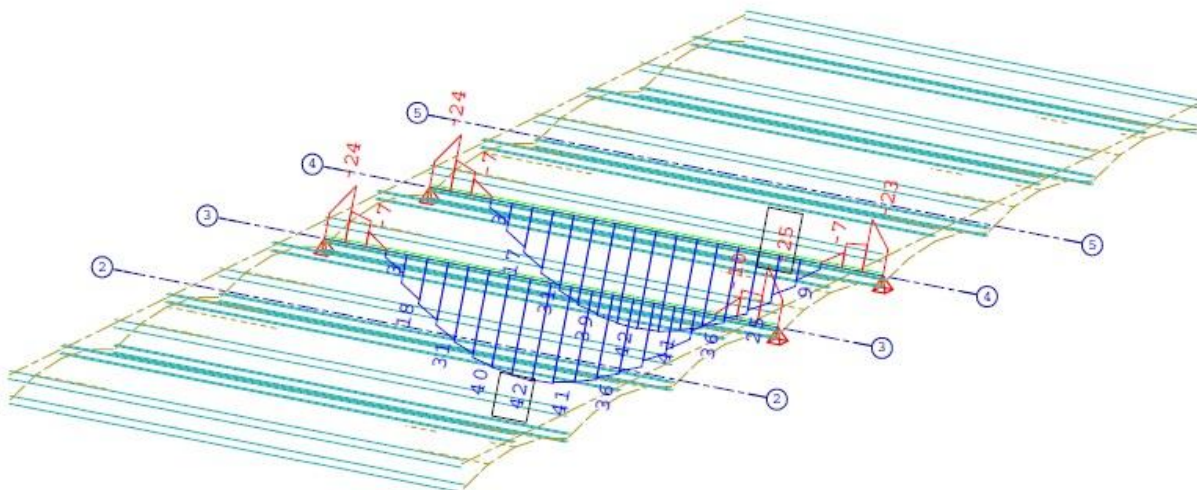


Abbildung 69 – maximale Spannungen [N/mm²] in den maßgebenden Stahlträgern 3 und 4, Lastfall 4

Für den Tragfähigkeitsnachweis auf charakteristischem Lastniveau ermittelt das Bemessungsmodell eine maximale charakteristische Spannung $\sigma_{E,k} = 4,2 \text{ kN/cm}^2$. Der Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Stahlspannung wäre somit erbracht:

$$\frac{\sigma_{E,k}}{\sigma_{zul}} = \frac{4,2}{10,0} = 0,42 < 1,00$$

Betonkappe, gemäß vereinfachtem Bemessungsmodell

System der Betonkappen

Kappenspannweite $L_G = 2,02 \text{ m}$

Stichhöhe $f = 18 \text{ cm}$

Kappendicke $d = 14 \text{ cm}$

Lastannahmen

$$\Sigma(g_k + q_k) = 12,35 \text{ kN/m}^2 \text{ (siehe S. 86)}$$

Schnittkraftermittlung am System der Betonkappe (siehe Abbildung 10, Kap. 3.2.3)

$$F_H = \frac{q * L_G^2}{8 * f} = \frac{12,35 * 2,02^2}{8 * 0,18} = 35,00 \text{ kN/m} \quad \text{gemäß [Gl. 1, Kap. 3.2.3]}$$

Maximale Betondruckspannung am Rücken des Kappenscheitels

$$\max \sigma_c = 2 * \frac{F_h}{d} = 2 * \frac{35,00}{0,18} = 388,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{gemäß [Gl. 3, Kap. 3.2.3]}$$

Tragfähigkeitsnachweis auf charakteristischem Lastniveau

Die zulässige Druckspannung des verbauten Stampfbetons lässt sich gemäß [15] und [16] auf $\sigma_{zul} = 15 \text{ kg/cm}^2 = 1,5 \text{ N/mm}^2$ festlegen.

$$\frac{\max \sigma_c}{\sigma_{zul}} = \frac{0,39}{1,5} = 0,26 < 1,00$$

Betonspannungen an der Kappenunterseite

Die größten Zugspannungen in y-Richtung auf den Kappenunterseiten liegen bei $\sigma_{c,y} = 1,0 \text{ N/mm}^2$. Bei $E_{Cm} = 20.000 \text{ N/mm}^2$ entspricht die Spannung einer Dehnung $\epsilon_{C,lim} = 0,05 \text{ ‰}$. Damit ist die Grenzdehnung $\epsilon_{C,lim} = 0,6 \text{ ‰}$ gemäß DAfStb-Richtlinie „Belastungstests an Betontragwerken“ [8] um den Faktor 1/12 unterschritten.

9.4 Beurteilung des Systems

Der Bestand der zu erhaltenden Preußischen Kappendecken am Bauvorhaben Stadthöfe Hamburg, der innerhalb des Projektes als „System 1“ bezeichnet wurde, wurde infolge von Rückbaumaßnahmen bis auf die Stahlträger und Betonkappen reduziert. Als konstruktive Maßnahme wurde auf dem Bestand eine Leichtbetonplatte ausgebildet, um eine ebene Rohbaudeckenoberkante zu schaffen. Aufgrund der hergestellten Leichtbetonplatte entspricht der Deckenaufbau den Konstruktionsvorgaben des abgeleiteten Bemessungsvorschlages in Kapitel 8. Entsprechend dieses Bemessungsvorschlages konnte die Tragfähigkeit der Stahlträger für die gewünschten Ausbau- ($g_2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$) und Verkehrslasten ($q = 5,00 \text{ kN/m}^2$) bei einer Ausnutzung von 42 % nachgewiesen werden.

Die neu hergestellte Leichtbetonplatte ist somit von großer statischer Bedeutung, da sie nachweislich die Tragfähigkeit der Decke erheblich vergrößert und kann daher als effektive Ertüchtigungsmaßnahme für Preußische Kappendecken in Betonbauweise betrachtet werden.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Preußische Kappendecken gelten als erste konstruktive Lösung für Massivdecken aus anorganischen Baustoffen. Aufgrund ihrer enormen Vorteile gegenüber Holzdecken hinsichtlich ihres physikalischen, chemischen und biologischen Widerstandes fand der Deckentyp eine breite Anwendung im ausgehenden 19. und frühen 20. Jahrhundert. Demzufolge ist der Bestand dieses Deckentyps heute noch sehr groß, erweist sich aber in der Tragwerksplanung als problematisch, wenn eine Neubemessung notwendig wird. Da das vorhandene vereinfachte Bemessungsmodell die tatsächliche Tragfähigkeit von Preußischen Kappendecken nur unzureichend darstellt, werden üblicherweise meist aufwendige experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen für die Erbringung eines Tragsicherheitsnachweises herangezogen. Erfahrungsgemäß können auf diese Weise meist Tragfähigkeiten nachgewiesen werden, die um ein Vielfaches über den theoretischen Werten aus dem vereinfachten Bemessungsmodell liegen. Im Rahmen des Bauvorhabens „Stadthöfe Hamburg“ des Ingenieurbüros Wetzels & von Seht [1], an dem der Autor als Mitarbeiter beteiligt war, wurden die Tragfähigkeit von Preußischen Kappendecken mittels experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen nachgewiesen und dabei Messwerte des tatsächlichen Tragverhaltens gesammelt.

Auf Grundlage dieser Daten und ausgehend von der Diskrepanz des vereinfachten Bemessungsmodells zu dem tatsächlichen Tragverhalten verfolgt diese Arbeit die Zielsetzung das tatsächliche Tragverhalten von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise nachzuzeichnen und einen Bemessungsvorschlag auf Grundlage eines FEM-Modells herzuleiten.

In diesem Sinne wurde die Theorie hinter dem bestehenden vereinfachten Bemessungsmodell beleuchtet und die darin nicht erfassten Tragfähigkeitsreserven identifiziert und untersucht. Aus dem Vergleich mit den Messwerten konnte ermittelt werden, dass das vereinfachte Bemessungsmodell die maßgebenden Stahlspannungen 20-fach überschätzt.

Ausgehend von einer theoretischen statischen Beurteilung von Preußischen Kappendecken wurden Annahmen für verfeinerte FEM-Modelle getroffen und diese im Vergleich zu den Messwerten aus den Belastungstests analysiert. Unter den Aspekten der vertikalen Systemverformungen, sowie den Stahl- und Betonspannung wurden insgesamt drei FEM-Modelle untersucht und dabei schrittweise eine Verfeinerung erreicht. Als Resultat dessen konnte der Lastfluss innerhalb der Decke nachgezeichnet, Tragreserven genauer benannt und ein verbesserter Bemessungsvorschlag hergeleitet werden.

Demzufolge ist bei Preußischen Kappendecken in Betonbauweise von einem wirkenden Verbund zwischen den Stahlträgern und der Betonkappe, sowie der Betondruckplatte auszugehen. In Bezug auf das vereinfachte Bemessungsmodell müsste die Abbildung der Decke als Balken einen Verbundquerschnitt aus Deckenträgern und Betondruckgurt berücksichtigen, um das Tragverhalten realitätsnah darzustellen.

Die Betonkappen sind als Tonnenschalen zu betrachten und erfahren in ihrem Scheitel eine zweiachsige Beanspruchung. In ihren unteren Randbereichen, am Anschluss an die Stahlträger sind die Kappen aufgrund von Zugspannungen in Trägerspannungsrichtung gerissen, sodass sich diese in die Stahlträger umlagern.

Sowohl die angesetzten Systemparameter als auch die Messwerte aus den Belastungstests infolge von möglichen Messfehlern sind mit Unsicherheiten behaftet, sodass eine Darstellung der Tragwerksreaktionen in ihren exakten Größen unmöglich ist. Aus diesem Grund unterliegt die Modellfindung einem qualitativen Anspruch, der Unsicherheiten berücksichtigt und mittels konservativen Annahmen von Systemparametern belastbare Bemessungsergebnisse ermitteln kann.

Durch eine nachweislich korrekte Abbildung der Stahlspannungen im FEM-Modell konnte ein Bemessungsvorschlag für die Stahlträger hergeleitet werden. Aufgrund der ungenauen Erfassung der Betonkappen in Bezug auf seine Materialeigenschaften und seiner Abbildung im FEM-Modell eignet sich dieses jedoch nicht für einen Tragfähigkeitsnachweis der Betonkappen.

Das hergeleitete FEM-Modell konnte anhand von Messdaten eines zweiten Preußischen Kappendeckensystems („System 1“) in Betonbauweise überprüft und die Eignung für die Bemessung der Stahlträger verifiziert werden. Teil dieses zweiten Kappendeckensystems ist eine nachträglich hergestellte Leichtbetonplatte auf den Oberflanschen der Stahlträger und Kappenrücken. Durch die Erfassung der statischen Wirkung solch einer Betonplatte in dem FEM-Modell lässt sich eine derartige Sanierung von Preußischen Kappendecken als wirksame Ertüchtigungsmaßnahme definieren.

Das im Rahmen dieser Arbeit hergeleitete Bemessungsmodell ist sehr aufschlussreich in Bezug auf das qualitative Tragverhalten des behandelten Deckentyps und erfüllt damit die Zielsetzung dieser Arbeit. Demnach lässt sich das Tragverhalten von Preußischen Kappendecken in Betonbauweise realitätsnah in FEM-Modellen darstellen und anhand ihrer die Tragfähigkeit nachweisen. Über diese Arbeit hinausgehend wären Auswertungen größerer Datensätze von Belastungsversuchen an Preußischen Kappendecken bei einer detaillierteren Bestandserfassung der untersuchten Objekte sehr interessant, um die Ergebnisse dieser Arbeit in ein breites empirisches Fundament einzubetten.

Die Methodik zur Erarbeitung des Bemessungsvorschlages in dieser Arbeit beinhaltet eine Substitution von unbekanntem Systemparametern durch experimentell gewonnene Erkenntnisse. Dieses Prinzip wird an bautechnischen Forschungseinrichtungen als „Hybride Statik“ bezeichnet [28] und bezieht eine immer größer werdende Bedeutung. Aufgrund des wachsenden Anteils von Bauvorhaben im Bestand, deren Bestandstragwerke nur selten unter Einhaltung von modernen bautechnischen Bestimmungen neu bemessen werden können, steigt auch die Notwendigkeit für eine weitere Integration von experimentellen Tragfähigkeitsnachweisen in die Genehmigungsverfahren der Bauaufsichtsbehörden.

Literaturverzeichnis

- [1] *Wetzel & von Seht*. Ingenieurbüro für Bauwesen. Friesenweg 5e, 22763 Hamburg.
- [2] *Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung e.V.*: DIW Wochenbericht, Ausgabe 46 / 2012. DIW Wochenbericht (2012).
- [3] *Fingerloos, F., Wörner, J.-D.*: Beton-Kalender 2015 Schwerpunkte. Bauen im Bestand Brücken. Hoboken: Ernst & Sohn 2015.
- [4] *Fingerloos, F.*: DBV-Merkblatt, Bauen im Bestand - Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile. Berlin: DBV 2013.
- [5] *Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.* (Hg.): DBV-Heft 24. Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand. Berlin: Dt. Beton- und Bautechnik-Verein 2014.
- [6] *Dartsch, B., Maniecki, G.* (Hg.): Bauen heute in alter Substanz. Historische Baubestimmungen und aktuelle Hinweise ; mit 111 Abbildungen und 168 Tafeln Tabellen. Köln: Müller 1990.
- [7] *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*: DIN EN 1996-3:2010-12 (D): Bemessung von Mauerwerksbauten (2010-12).
- [8] DAfStb-Richtlinie. Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth 2000.
- [9] *Pasternak, H., Hoch, H.-U., Füg, D.*: Stahltragwerke im Industriebau. Berlin: Ernst & Sohn 2010.
- [10] *Karbe, R.*: Historische Geschossdecken im Bestand. E-Mail. Coburg (16.01.2015).
- [11] *Ahnert, R., Krause, K. H.*: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960. zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz - Gründungen, Wände, Decken, Dachtragwerke. Berlin, München: Verlag für Bauwesen 1994.
- [12] *Kurrer, K.-E.*: Geschichte der Baustatik. Berlin: Ernst & Sohn 2002.
- [13] *Riccabona, C.*: Ausbauarbeiten. Baukonstruktionslehre. Wien: Manz [u.a.] 2009.
- [14] *Bargmann, H.*: Historische Bautabellen. Normen und Konstruktionshinweise ; 1870 bis 1960. Düsseldorf: Werner 1998.
- [15] Massive Decken zwischen eisernen Trägern. Angaben über Tragfähigkeit, Belastungen und zulässige Beanspruchung. Düsseldorf 1910.
- [16] Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Abbildungen, Zusammenstellungen, Tragfähigkeitstabellen, amtlichen und sonstigen technischen Vorschriften, Berechnungen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Später u.d.T.: Stahl im Hochbau. Düsseldorf, Berlin: Verl. Stahleisen u.a 1928.
- [17] *Institut für Hochbau, TU Graz*: Faltwerke und Schalen. Vorlesungsskript, Baukonstruktion 1. Graz 2013.
- [18] *König, G., Nguyen, V.-T.*: Grundlagen des Stahlbetonbaus. Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1. Wiesbaden u.a.: Teubner 2003.
- [19] *Haus & Grund Baubetreuung GmbH*: Kappen- und Gewölbedecken. Erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen an Stahlträgern zum Erhalt der Tragfähigkeit.
- [20] *Quantum Immobilien AG*: Die Stadthöfe Hamburg. Reiseführer. Hamburg 2008.

-
- [21] *Diplom-Geograph Ulrich Grebe*: <http://www.kartenerstellung.de>.
- [22] Hamburg: Architektur der sich wandelnden Stadt. Stadtentwicklung und Denkmalschutz. Berlin: Jovis Verl 2010.
- [23] *Wetzel & von Seht*: Statische Berechnungen Stadthöfe Hamburg. Haus C, Heft 11, Teil 2 - Deckenuntersuchung im Bestand. Projektakte 2014.
- [24] *IFEM - Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH*. Markkleeberg.
- [25] *IFEM*: Tragfähigkeitsuntersuchungen in den Stadthöfen Hamburg, Hofhaus - Haus C. Markkleeberg 23.01.2015.
- [26] Sofistik. Bruckmannring 38, D-85764 Oberschleißheim: SOFiSTiK AG.
- [27] *Holschemacher, K., Müller, T., Lobisch, F.*: Bemessungshilfsmittel für Betonbauteile nach Eurocode 2. Berlin: Ernst & Sohn 2012.
- [28] *Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen*: <http://www.hs-bremen.de/internet/de/forschung/einrichtungen/ifes/> 2015.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 – Gewölbte Massivdecke im Hamburger U-Bahnhof St. Pauli.....	12
Abbildung 2 - Gewölbte Massivdecken im Grundriss, Bezeichnungen.....	13
Abbildung 3 – Gewölbte Massivdecken im Querschnitt, Bezeichnungen	13
Abbildung 4 – Secura-Decke	14
Abbildung 5 - Kelling-Decke	15
Abbildung 6 - Preußische Kappendecke aus Ziegeln zwischen eisernen Trägern	16
Abbildung 7 - Preußische Kappendecke aus Beton, ungebundene Zwickelverfüllung	16
Abbildung 8 - Bewehrte Betonkappendecke nach Monier, 1881	16
Abbildung 9 – Statisches Modell des Gewölbes einer Preußischen Kappendecke	21
Abbildung 10 – Betonspannungen im Scheitel der Kappe	22
Abbildung 11 - Statisches System des Stahlträgers	22
Abbildung 12 - Rückverankerung des Endfeldes eines Kappendeckensystems	23
Abbildung 13 - kurze Tonnenschale	24
Abbildung 14 - Gewölbedecke als kurze Tonnenschale, Riss in Gewölbeachse.....	25
Abbildung 15 - lange Tonnenschale	25
Abbildung 16 - Risse quer zu den Trägern im unteren Bereich der Kappe.....	26
Abbildung 17 – System, Gewölbe mit Trägern als Randaufleger, gehalten in y	28
Abbildung 18 – System, Gewölbe mit fester Randauflagerung in x, y und z	28
Abbildung 19 - Hauptmembrankräfte des Gewölbes mit Trägern als Randaufleger	28
Abbildung 20 - Hauptmembrankräfte in dem Gewölbe mit starrer Randauflagerung.....	28
Abbildung 21 - Betonausbruch im Bereich eines Trägersauflagers	29
Abbildung 22 - Typischer Kappendeckenaufbau, Anschluss der Kappen	30
Abbildung 23 - aufgestemmtes Auflager eines Stahlträgers einer Kappendecke	31
Abbildung 24 - Korrodiertes Trägersauflager.....	33
Abbildung 25 - Neue innenliegende Stützung eines Kappendeckenträgers	33
Abbildung 26 - Luftbild auf die Stadthöfe	35
Abbildung 27 – Das Palaishaus an der Ecke Stadthausbrücke/Neuer Wall, 1945	36
Abbildung 28 - Lageplan des Gebäudeensembles, Bezeichnung der Gebäude.....	37

Abbildung 29 - Wiederbelebung der Stadthöfe, Quantum Immobilien AG.....	37
Abbildung 30 - Einteilung der zu erhaltenden Deckenfelder; Grundriss, 2.OG.....	39
Abbildung 31 - Ausschnitt aus Schitt J-J, Stadthöfe Hamburg, Haus C.....	40
Abbildung 32 - Aufgebrochener Fußbodenaufbau, Betondruckplatte.....	41
Abbildung 33 - freigelegte Betondruckplatte, System 3.....	41
Abbildung 34 - System 1, neu hergestellte LC-Betonplatte mit Anschlussbewehrung.....	42
Abbildung 35 - Querschnitt des untersuchten System 1.....	44
Abbildung 36 - Grundriss des untersuchten System 1.....	44
Abbildung 37 – Untersicht, System 1.....	44
Abbildung 38 - Querschnitt von System 3.....	45
Abbildung 39 - Grundriss System 3, Bezeichnung Träger und Felder.....	45
Abbildung 40 - Untersicht, System 3.....	45
Abbildung 41 - Messstellenplan, System 3, Bauteilbezeichnungen.....	50
Abbildung 42 - Versuchsaufbau, Belastungsrahmen mit Hydraulikzylindern.....	52
Abbildung 43 - Widerlagerung der Belastungsrahmen am Bestand, 1.OG.....	52
Abbildung 44 - Wegaufnehmer am Gewölbe, D. ü. 2.OG.....	53
Abbildung 45 - Induktiver Wegaufnehmer und DMS am Träger, D. ü. 2.OG.....	53
Abbildung 46 - Lasteinleitung und -verteilung mit Kraftmessdosen, 3. OG.....	54
Abbildung 47 - Auflagertasche LC-Betondruckplatte, 3.OG.....	54
Abbildung 48 – Messwerte der exp. Tragsicherheitsuntersuchungn, System 3, Lastfall 2.....	57
Abbildung 49 – Messwerte der exp. Tragsicherheitsuntersuchungn, System 3, Lastfall 3.....	58
Abbildung 50 - Darstellung des FEM-Modelles im Querschnitt (gesamtes System).....	62
Abbildung 51 - Darstellung der prinzipiellen FEM-Modellierung im Grundriss, Lastfall 2.....	62
Abbildung 52 – Darstellung des FEM-Modelles im Querschnitt (Ausschnitt).....	63
Abbildung 53 – Statisches System des vereinfachten Balkenmodells.....	68
Abbildung 54 - Auflagersituation des Balkenmodelles.....	70
Abbildung 55 – Darstellung der Modelle 2a und 2b im Querschnitt.....	71
Abbildung 56 - 3D-Darstellung der FEM-Modelle.....	73

Abbildung 57 – Betonspannungen des Modells 3 in x-Richtung, $\sigma_{c,3}$ an der Unterseite der Betonkappen infolge $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$, Ausschnitt der belasteten Felder 1, 2 und 3.....	75
Abbildung 58 - Betonspannungen des Modells 3 in x-Richtung, $\sigma_{c,3}$ an der Oberseite der Betonkappen infolge $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$, Ausschnitt der belasteten Felder 1, 2 und 3.....	75
Abbildung 59 - Vertikale Verformung der Träger 1 bis 5 in Feldmitte, $\Delta w_{z,i,j}$ [mm], Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ auf allen drei Feldern 1 bis 3.....	78
Abbildungen 60, 61 – Betonspannungen am oberen Rand der Druckplatte (links) und der Kappe (rechts), Feld 2 zwischen Träger 3 und 4, Lastfall 2	79
Abbildungen 62, 63 – Betonspannungen am unteren Rand der Druckplatte (links) und der Kappe (rechts), Feld 2 zwischen Träger 3 und 4, Lastfall 2	79
Abbildung 64 – Betondehnungen in x-Richtung im Scheitel an den Kappenunterseiten, $\Delta \varepsilon_{c,y,j}$ Kappenfelder 1 bis 3, Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$	80
Abbildung 65 - Betondehnungen in x-Richtung im Scheitel an den Kappenunterseiten, $\Delta \varepsilon_{c,y,j}$ Kappenfelder 1 bis 3, Lastfall 3, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$	81
Abbildung 66 - System 1, neu hergestellte LC-Druckplatte.....	84
Abbildung 67 - Vertikale Verformung der Träger 1 bis 5 in Feldmitte, $\Delta w_{z,i,j}$ [mm], Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$ auf allen drei Feldern 1 bis 3.....	85
Abbildung 68 - Darstellung des FEM-Modells, Lasten [kN/m^2], Lastfall 4	87
Abbildung 69 – maximale Spannungen [N/mm^2] in den maßgebenden Stahlträgern 3 und 4, Lastfall 4.....	87

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 - verwendete historische Baustähle	18
Tabelle 2 - Zulässige Druckspannungen der verwendeten Materialien für Preußische Kappendecken	19
Tabelle 3 - maximal zulässige Gewölb Spannweiten [m] bei einer Pfeilhöhe von 100 mm ...	20
Tabelle 4 - Parameter der erfassten Kappendeckenträger	43
Tabelle 5 - Parameter der erfassten Kappen	43
Tabelle 6 – Untersuchte kritische Tragwerksreaktionen.....	48
Tabelle 7 - Simulierte Lastfälle in den Belastungstests am System 3	49
Tabelle 8 - Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 in den untersuchten Modellen im Lastfall 2.....	66
Tabelle 9 – Gemessene Betondehnungen im Lastfall 2, $q_{Ziel} = 11,28 \text{ kN/m}^2$, zugehörige Spannungen.....	67
Tabelle 10 – Querschnittswerte der vier exemplarisch untersuchten Profile	69
Tabelle 11 – Verformungen und Spannungen am Balkenmodell eines einfeldrig, frei aufliegenden Trägers.....	69
Tabelle 12 – Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 (I)	71
Tabelle 13 - Kopplungsbedingungen im Modell 3	73
Tabelle 14 - Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 (II)	74
Tabelle 15 - Stahlspannungen und Verformungen an Träger 3 (III)	77
Tabelle 16 – vertikale Verformung und Spannung am Unterflansch des Trägers 3, LF 2.....	86