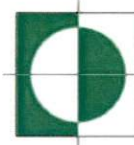


Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 1

Gutachten über den statischen Zustand Tanzhaus Donauwörth

- Bauwerk:** Tanzhaus Donauwörth
Reichsstraße 34
86609 Donauwörth
- Eigentümer:** Große Kreisstadt Donauwörth
Rathausgasse 1
86609 Donauwörth
vertreten durch [REDACTED] Stadtbauamt
- Auftrag:** Stellungnahme zur Gesamt-Tragwerkssituation mit Sanierungsvorschlägen und Kostenschätzung für die Tragwerksertüchtigung, sowie Beurteilung der Feuerwiderstandsdauer der tragenden Bauteile und vorhandenen Trennwände.
- Auftragsdatum:** 05.04.2019
- Berichtsabschluss:** 22.07.2019
- Berichtumfang:** 37 Seiten
- Anhang:** 6 Anhänge zu aktuellen Untersuchungen und vergangenen Untersuchungsberichten



Abb.1_Südansicht Tanzhaus

Inhaltsverzeichnis

1. Veranlassung	3
2. Verwendete Unterlagen / Beurteilungsgrundlagen.....	4
3. Beschreibung des Tragwerks	5
4. Bewertung der Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile	6
5. Bewertung Feuerwiderstandsdauer der vorhandenen nichttragenden Trennwände mit Brandschutzanforderung.....	11
6. Zustand Dachkonstruktion von Außen	14
7. Tragwerkszustand im Außenbereich / Bewertung der Abdichtungssituation... 	17
8. Tragwerk Allgemein	22
9. Tragwerkszustand im Bereich Dachspitz - Innenbereich.....	24
10. Tragwerkszustand im EG, 1.OG, 2.OG - Innenbereich	30
11. Kostenschätzung für die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen zum Erhalt des Tragwerkszustands	32
12. Tragwerkszustand und Sanierungsvorschlag zu den Tiefgaragen	33
13. Zusammenfassung	36



1. Veranlassung

Die Stadt Donauwörth beauftragte das Büro Kandler Ingenieure mit der Durchführung einer Bauerkundung und der Erstellung eines Gutachtens über die gesamte Tragkonstruktion des Tanzhauses Donauwörth. Dabei werden die bereits erfolgten Untersuchungen zur Tiefgarage und im Bereich des Merkurplatzes aus den vergangenen Jahren in die Gesamtbeurteilung miteinbezogen. Zudem soll eine Beurteilung bzw. Einstufung der tragenden Bauteile in die Feuerwiderstandsdauer erfolgen.

Hinsichtlich der Tragwerksbeurteilung handelt es sich dabei um eine „eingehende Überprüfung“ im Sinne der Empfehlungen des Leitfadens durch das Bayerische Staatsministerium des Innern. Danach erfolgt eine Einstufung des Tragwerks bezüglich dem Gefährdungspotenzial und den Schadensfolgen. Mit der Einstufung in die Kategorie 2 wird die genannte Überprüfung im Abstand von 12-15 Jahren empfohlen. Bei der „eingehenden Überprüfung“ werden durch eine besonders fachkundige Person (nach 4.3 in [B3]) im Regelfall alle maßgeblichen, auch die schwer zugänglichen maßgeblichen Bauwerksteile, handnah auf Schädigung überprüft. Dabei können auch stichprobenartige Materialuntersuchungen notwendig werden.

Im Bereich der Tiefgarage wurden bereits umfangreiche Baustoffuntersuchungen erstellt. Zudem wurde in diesem Zusammenhang für das 1. und 2.UG bereits eine Kostenschätzung für die Sanierungsarbeiten durch das Sachverständigenbüro [REDACTED] ausgearbeitet. Im weiteren Berichtsverlauf wird auf den Instandsetzungsbericht durch das Sachverständigenbüro [REDACTED] noch näher eingegangen.

Im Bereich des Merkurplatzes liegen ebenfalls Untersuchungsergebnisse über den Zustand der Stahlbetonbauteile vom Dezember 2018 vor.

Die im Zusammenhang mit diesem Bericht angeordneten Baustoffuntersuchungen beziehen sich zum einen auf die tausalzbelasteten Stahlbetonbauteile im Außenbereich, die bisher noch nicht untersucht wurden. Dabei wurden im Wesentlichen die Chloridionenkonzentration im Beton untersucht.

Zum anderen wurden im Gebäudeinnenbereich von EG bis 2.DG stichprobenhafte Materialuntersuchungen zur Überprüfung der Karbonatisierungstiefe aufgrund des fortgeschrittenen Gebäudealters, zur Messung der vorhandenen Betondeckungen für die Einstufung der Feuerwiderstandsdauer, sowie zur stichprobenhaften, zerstörungsfreien Überprüfung der Betondruckfestigkeit durchgeführt. Zudem wurde im Bereich der Sargdeckelkonstruktion die Dachhaut stichprobenhaft geöffnet, um die Unterkonstruktion bzw. den Aufbau beurteilen zu können.

Mit den Ergebnissen aus den Baustoffuntersuchungen und den Ergebnissen aus den Ortsbeachtungen werden die tragwerksrelevanten Schadstellen dokumentiert und bewertet. Die erforderlichen tragwerksrelevanten Sanierungsmaßnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit des Gebäudes werden in Verbindung mit einer Kostenschätzung aufgelistet.

Anmerkung: Die Bauteile wurden stichprobenhaft frei gelegt und untersucht. Im Zuge einer Entkernung des Gebäudes können noch weitere Schadstellen zum Vorschein treten, welche unter Umständen einen höheren Sanierungsaufwand nach sich ziehen können.



2. Verwendete Unterlagen / Beurteilungsgrundlagen

Von der Stadt Donauwörth bzw. vom Staatsarchiv Augsburg, liegen uns folgende Unterlagen vor:

- [U1] Dipl.-Ing. Robert Haug: Donauwörth, München. Statische Berechnung für den Neubau Tanzhaus in Donauwörth.
- [U2] Dipl.-Ing. Robert Haug, Donauwörth, München. Statische Ausführungspläne zu einem Teil der Bauteile
- [U3] Architekt Hans Fill, Donauwörth.
Eingabeplanung und Tekturplanung für den Neubau Tanzhaus in Donauwörth.

Folgende Beurteilungsgrundlagen wurden verwendet:

- [B1] DIN EN 1991 – Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke.
- [B2] Schneider Bautabellen für Ingenieure, 22. Auflage, Werner Verlag 2016
- [B3] Bayerisches Staatsministerium des Innern
Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen
durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten
Fassung September 2006
- [B4] DIN EN 1992 – Eurocode 2, Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
- [B5] DIN 4102-4 1965; Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4
- [B6] DIN 4102-4 1994; Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4
- [B7] DIN 4102 Blatt 4; Februar 1970; Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen.
- [B8] Weber Matthias, 2. Juli 2018; Tiefgarage Tanzhaus Donauwörth, Schäden an Betonbauteilen – Betoninstandsetzung und Oberflächenschutzsysteme, Leistungskataloge mit Kostenschätzung.

3. Beschreibung des Tragwerks

Das Tanzhaus besteht aus zwei Tiefgaragengeschosse, einem Erdgeschoss und zwei Obergeschossen. Im Bereich des Daches sind zwei Geschoße ausgebaut.

Die äußeren Abmessungen betragen ca. 20,80 x 44,0 m. Die Unterkante der Fundamente liegt etwa auf -7,25; die Oberkante Erdgeschoßboden auf $\pm 0,00$; die Traufhöhe etwa auf +11,50 und der First etwa auf +27,0 m.

Das vorliegende Gebäude stellt den Wiederaufbau des aus dem 14. Jahrhundert stammenden Tanzhauses dar, das im April 1945 zerstört und zunächst durch ein Provisorium ersetzt wurde.

Als Gründung liegt eine Flachgründung mit Einzel- und Streifenfundamenten vor.

Die Dachkonstruktion ist in Ihrem oberen Teil aus einem unverschieblichen Kehlbalkendach konzipiert und steht auf einer sargdeckelförmigen Stahlbetonkonstruktion, welche von Plattenbalkenrahmen mit 2,70 m Achsabstand gebildet werden.

Gemäß den Angaben aus der Bestandsstatik wurde das übrige Gebäude beim Wiederaufbau so geplant, dass im Innenbereich sämtliche tragenden Bauteile aus Stahlbeton ausgeführt wurden und das gesamte Ziegelmauerwerk im Bereich der Innenwände nur als Ausfachung dient. Im Bereich von großen Spannweiten wurden Plattenbalken aus Ortbeton und Fertigteilen im Saalbereich hergestellt. In den meisten Fällen wurden die Geschossdecken als Stb.-Flachdecken in Verbindung mit Ortbetonunterzügen realisiert.

Nähere Hinweise zum Konstruktionstyp der einzelnen Deckensysteme in Verbindung mit den maximalen Nutzlasten, können dem Anhang 3 entnommen werden.

Aus den statischen Bestandsunterlagen kann zudem entnommen werden, dass sich im Laufe des Planungszeitraumes kleinere Änderungen ergaben, zu denen eine Nachtragsstatik erstellt wurde. Dabei erhöhte man im Wesentlichen die Anzahl der Achsen quer zur Gebäudelängsrichtung von 8 auf 9 Achsen bei gleicher Gebäudelänge und veränderte die Abstände der Längsachsen unter Beibehaltung der Anzahl der Achsen und Vergrößerung der Gebäudebreite um 0,25 m. Die entsprechenden Änderungen der Stützweiten und Einflussbreiten untersuchte die Nachtragsstatik dementsprechend. Diese Nachberechnung wurde, wie auch die gesamten statischen Unterlagen und Ausführungspläne, durch den Prüfsachverständigen Herrn Dipl.-Ing. [REDACTED] zum Zeitpunkt des Baus geprüft und freigegeben. Die vorliegenden Positionspläne stimmen weitgehend mit der vorliegenden Bestandssituation überein.

4. Bewertung der Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile

Im Rahmen dieses Gutachtens hat auch eine Einstufung der Feuerwiderstandsdauer der tragenden Bauteile zu erfolgen. Da es derzeit kein gültiges Brandschutzkonzept für das Gesamtgebäude gibt, sollte der Ist-Stand bzw. die max. Feuerwiderstandsdauer der Tragkonstruktion der vorhandenen Konstruktion ermittelt werden.

Im Rahmen dessen werden die Ergebnisse auch mit dem Vorabzug des Brandschutzkonzepts durch das Büro Weldishofer vom 11.04.2019 und den darin gestellten Anforderungen betrachtet. Da zum Zeitpunkt dieses Berichtsabschlusses noch kein geprüftes Brandschutzkonzept vorlag, wird auf den Bearbeitungsstand vom 11.04.2019 zurückgegriffen.

Zudem werden die bestehenden nichttragenden, raumabschließenden Trennwände, welche durch den Bearbeitungsstand des Brandschutzkonzepts vom 11.04.2019 eine Brandschutzanforderung erhalten haben, entsprechend des Brandwiderstandes bewertet.

Hierzu kann die zum damaligen Zeitpunkt gültige Brandschutznorm: DIN 4102-4 (Ausgabe 1970-02) und die Betonnorm DIN 1045 (Ausgabe 1959-11) als Beurteilungsgrundlage herangezogen werden.

Die DIN 4102 (Ausgabe 1970) definiert Betondeckungen, im Gegensatz zu heutigen Normen, in denen der Achsabstand der Bewehrung zur Betonoberfläche betrachtet wird.

Für die Deckenbereiche der Plattenbalkendecken ist teilweise keine Einordnung gem. DIN 4102-4 (Ausgabe 02.1970) möglich, so dass die Beurteilung gem. DIN 4102-4 (Ausgabe 1981) erfolgt.

Da keine Bestandsunterlagen für einen Brandschutznachweis vorhanden sind, kann auch nicht nachvollzogen werden, welche brandschutztechnischen Anforderungen bereits zum Bau an die tragenden Bauteile gestellt wurden.

Bauteil 01:

System: - Stahlbetonflachdecke mit Stb.-Unterzügen mit $b \geq 40\text{cm}$, durchlaufendes System
Deckenspiegel mit $h=22\text{cm}$, durchlaufendes System

Einbauorte: - Decke über 2.KG,
- Decke über 1.KG,
- Decke über EG,

Anforderungen für F90-Eigenschaft gem. DIN 4102 (Ausgabe 1970-02):

Unterzüge: Breite $\geq 40\text{cm}$ Betondeckung allseitig $\geq 15\text{mm}$
→ Die geforderte Betondeckung ist gem. Bew.-Plan mit 15mm erfüllt.

Deckenplatte: Höhe $\geq 100\text{mm}$, Betondeckung unten $\geq 10\text{mm}$
→ Die geforderte Betondeckung ist gem. Bew.-Plan mit 15mm erfüllt.

Anmerkung:

Im Bereich der Unterzüge Decke über EG konnte die erforderliche Betondeckung, zusätzlich der Angaben aus den vorhandenen Bewehrungsplänen, über eine Bau-

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 7

teiluntersuchung an den Untersuchungsstellen U9 + U11 (Messergebnisse siehe Anhang 4) sichergestellt werden. Lediglich an der Untersuchungsstelle U9 wurde die geforderte Betondeckung von 15mm vereinzelt unterschritten, was unter Berücksichtigung eines Vorhaltemaßes von 5mm nicht weiter bedenklich ist.

Bauteil 02:

System: - Plattenbalkendecke mit Stb.-Unterzügen $b \geq 25\text{cm}$; $h=58\text{cm}$, Einfeldsystem
Deckenspiegel mit $h=12\text{cm}$, Mehrfeldsystem

Einbauort: - Decke über 1.OG (Bereich Foyer),
- Decke über 2.OG (Bereich Gaststätte)

Anmerkung:

Aufgrund der mäßigen Zuordenbarkeit der vorhandenen Plattenbalken, bzw. Unterzüge in der DIN 4102, Ausgabe 1970-02, erfolgt die brandschutztechnische Bewertung mit einer neueren Ausgabe, der DIN 4102-4 von 1981-03:

Anforderung für F90-Eigenschaft gem. DIN 4102-4 (Ausgabe 1981-03):

Unterzüge Breite $\geq 25\text{cm}$, Betondeckung allseitig $\geq 20\text{mm}$, vorh. Bügel = $\varnothing 12\text{mm}$, Längseisen= $\varnothing 18\text{mm}$, $n \geq 4\text{Stck.}$
→ Gem. Tabelle 5_Zeile 1.3 sind die geforderten Achsabstände (unterseitig $u \geq 40\text{mm}$, seitlich $u_s \geq 50\text{mm}$ aufgrund Biegeradius des Bügels) für die F90-Eigenschaft erfüllt.

Anforderung für F90-Eigenschaft gem. DIN 4102-4 (Ausgabe 1970-02):

Deckenplatte Höhe $\geq 100\text{mm}$, Betondeckung unten $\geq 10\text{mm}$
→ Die geforderte Betondeckung ist gem. Bew.-Plan mit 15mm erfüllt.

Anmerkung:

Im Bereich der Unterzüge Decke über OG im Foyer-Bereich konnte die erforderliche Betondeckung, zusätzlich der Angaben aus den vorhandenen Bewehrungsplänen, über eine Bauteiluntersuchung an den Untersuchungsstellen U13 + U14 (Messergebnisse siehe Anhang 1) überprüft werden. Dabei zeigen die Messergebnisse für den Unterzug der Untersuchungsstelle U13 im Mittel ca. 13mm auf. Berücksichtigt man ein Vorhaltemaß für Einbautoleranzen mit den damals üblichen 5mm, dann werden die geforderten Überdeckungsmaße aus baupraktischer Sicht eingehalten.

Bauteil 03:

System: - Plattenbalkendecke mit Stb.-Unterzügen $b = 18\text{cm}$; Einfeldsystem
Deckenspiegel mit $h=12\text{cm}$

Einbauort: - Decke über 2.OG (Bereich Saal)

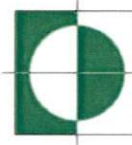
Anmerkung:

Aufgrund der mäßigen Zuordenbarkeit der vorhandenen Plattenbalken, bzw. Unterzüge in der DIN 4102, Ausgabe 1970-02, erfolgt die brandschutztechnische Bewertung mit einer neueren Ausgabe, der DIN 4102-4 von 1981-03:

Vor-Ort-Erkundung:

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 8

Wegen nicht vorhandenen Bestandsunterlagen zur Plattenbalkendecke im Saalbereich, wurden Vor-Ort-Untersuchungen durchgeführt.

Ergebnisse der Vor-Ort-Untersuchung:

Bügel $\varnothing 6\text{mm}$

Längseisen 2lagig, je Lage 2x $\varnothing 25\text{mm}$ Betonrippenstahl

Achsabstand Längseisen seitlich: 35,5mm

Achsabstand Längseisen unten: 42,0mm

Breite Stb.-Balken: 180,0mm

Auswertung:

Mittlerer Achsabstand der Bewehrung: $u_m = (4,91 \cdot 42\text{mm} + 4,91 \cdot 35,5\text{mm}) / (4 \cdot 4,91) = 38,8\text{mm}$

→ Gem. DIN 4102-4 (1981-03), Tabelle 5, Zeile 1.2.1 **kann** max. die Anforderung **F60** mit einer geforderten mittleren Betondeckung von 35mm **erfüllt werden**.



Abb. 2: Freigelegte Bewehrung einer Stahlbetonrippe

Bauteil 04:

System: - Stahlbetonflachdecke $h \geq 24\text{cm}$, Einfeldsystem, 1-achsig gespannt

Einbauort: - Decke über 1.OG (Bereich Achse A-B/3-9)

Anforderung für F90-Eigenschaft gem. DIN4102-4 (Ausgabe 1970-02):

Deckenplatte Höhe $\geq 100\text{mm}$, Betondeckung unten $\geq 30\text{mm}$,
vorh.-Betondeckung: 10mm

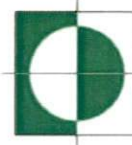
→ Die geforderte Betondeckung kann gem. Bew.-Plan aufgrund des Einfeldsystems **nicht erfüllt** werden.

Aus diesem Grund erfolgt die Betrachtung der Anforderungen für F30-Eigenschaft gem. DIN4102 (Ausgabe 1970-02):

Deckenplatte Höhe $\geq 60\text{mm}$, Betondeckung unten $\geq 10\text{mm}$.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 9

→ Die Anforderung für die F30-Eigenschaft wird gem. dem Bewehrungsplan erfüllt.

Bauteil 05:

System: - Stahlbetonflachdecke $h \geq 22\text{cm}$, Mehrfeldsystem, 1-achsig gespannt

Einbauort: - Decke über 2.OG (Bereich Achse A-B/1-9)
- Decke über 1.OG (Bereich Achse A-B/1-3)

Anforderung für F90-Eigenschaft gem. DIN4102-4 (Ausgabe 1970-02):

Deckenplatte Höhe $\geq 100\text{mm}$, Betondeckung unten $\geq 10\text{mm}$

→ Die geforderte Betondeckung wird gem. Bew.-Plan mit 10mm erfüllt, insbesondere aufgrund des Mehrfeldsystems, welche sich durch die Einspannung in die benachbarten Deckenfelder einstellen kann.

Bauteil 06:

System: - Plattenbalkendecke mit Stb.-Unterzügen $b \geq 40\text{cm}$, beidseitig eingespannt.
Deckenspiegel mit $h=16\text{cm}$, Mehrfeldsystem

Einbauort: - Decke über 1.DG,
- Decke über 2.DG,

Anforderungen für F90-Eigenschaft gem. DIN 4102 (Ausgabe 1970-02):

Unterzüge: Breite $\geq 40\text{cm}$ Betondeckung allseitig $\geq 15\text{mm}$

→ Die geforderte Betondeckung wird gem. Bew.-Plan mit 25mm erfüllt.

Anforderung Deckenplatte: Höhe $\geq 100\text{mm}$, Betondeckung unten $\geq 10\text{mm}$

→ Die geforderte Betondeckung wird gem. Bew.-Plan mit 10mm erfüllt.

Bauteil 07:

System: - Stahlbetonwände

Einbauort: - TH-Wände, Aufzugsschachtwände,
- Wand in Achse B im 1.KG, 1.OG, 2.OG
- Außenwandpfeiler im EG
- Außenwände im 1. und 2.KG

Anmerkung:

Da in der DIN4102-1970-02 keine konkreten Angaben über die geforderte Betondeckung der Bewehrungseisen festgestellt werden kann, wird als Bewertungsgrundlage für eine F90-Eigenschaft die DIN 4102-4 (Ausgabe 1981-03) herangezogen.

Anforderung gem. Tabelle 37, Zeile 1.3.2.1 für eine 50%ige Ausnutzung

Wände Achsabstand Bewehrung $\geq 25\text{mm}$; Wanddicke $\geq 140\text{mm}$.

→ Die entsprechenden Anforderungen werden gem. den vorliegenden Bewehrungsplänen mit einer Betondeckung von mind. 2,0cm erfüllt.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**Statisches Gutachten Seite 10

Bauteil 08:

System: - Stahlbetonstützen

Einbauort: - Stützen im 2.KG, 1.KG, EG
- Stützen im 1.OG (Achse D/2 + D/3 + C/3)
- Stützen im 2.OG (Achse D/2 + D/3 + C/3)

Anforderungen für F90-Eigenschaft gem. DIN 4102 (Ausgabe 1970-02):

Stb.-Stützen Bewehrungsanteil $\leq 3\%$, Betongüte mindestens B225, Dicke $\geq 24\text{cm}$; Betondeckung der Stahleinlagen mindestens 15mm.

→ Die entsprechenden Anforderungen werden gem. den vorliegenden Bewehrungsplänen erfüllt.

Anmerkung:

Im Zuge der Betonuntersuchung wurde an einer EG-Stütze, Untersuchungsstelle U10 (Messergebnisse siehe Anhang 1) die vorhandene Deckung mit den Vorgaben verifiziert. Die Messergebnisse liegen dabei im Mittel bei 18mm Betondeckung und damit über den geforderten 15mm.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die tragenden Bauteile im Wesentlichen die Anforderung an die Feuerwiderstandsdauer F90 erfüllen. Ausgenommen davon ist die 1-Feld-Decke im Bereich der Küche über dem 1.OG, welche lediglich R30-Eigenschaften besitzt, sowie die „weit gespannte“ Plattenbalkendecke über dem Saal, die anstatt der geforderten R90-Eigenschaft nur die Widerstandsdauer R60 erfüllen kann. Die geforderte zusätzliche mechanische Eigenschaft an verschiedene Wände kann zum Teil nicht erfüllt werden.

5. Bewertung Feuerwiderstandsdauer der vorhandenen nichttragenden Trennwände mit Brandschutzanforderung.

Für die tragenden Stb.-Wände wurde im vorherigen Punkt bereits festgestellt, dass der geforderte Widerstand REI 90 erfüllt wird.

Mit dieser Anforderung werden mitunter auch Anforderungen an den Raumabschluss der nichttragenden Wände gestellt. Dies kann mit einer kraftschlüssigen Mörtelfuge zwischen oberster Steinreihe und UK der Rohdecke als erfüllt angesehen werden. In den Tiefgaragen bestehen diesbezüglich keine Bedenken, da der obere Wandanschluss sichtbar ist und keine Bedenken hinsichtlich des Wandanschlusses bestehen. Im Erdgeschoss und den Obergeschossen ist die Prüfung des Wandanschlusses der Trennwände im Bereich der abgehängten, nicht einsehbaren Decken noch erforderlich. Im Bereich der Trennwand der großen Saaltreppe konnte durch eine stichprobenartige Untersuchung festgestellt werden, dass die Trennwand lediglich in den Bereich der abgehängten Decke geführt wurde und keinen oberen Wandanschluss an die Rohdecke besitzt.

Die nachfolgende Bewertung der bestehenden Trennwände mit Brandschutzanforderung wird geschossweise beschrieben.

Für die entsprechend dem Brandschutzkonzept erforderlichen, noch nicht vorhandenen, Trennwände kann keine Bewertung erfolgen, da die geplante Materialität derzeit noch nicht festgelegt ist. Die entsprechenden Anforderungen an die Wände sind im Brandschutzkonzept festgelegt.

2. Kellergeschoss:

Die vorhandenen Stb.-Wände erfüllen gem. DIN4102-1970-02 die entsprechenden REI-90-Anforderungen, siehe oben. Zudem erfüllen diese Wände im Bereich des Bestandstreppenhauses die geforderte Anforderung der mechanischen Beanspruchung.

Die vorhandenen Trennwände mit Brandschutzanforderung F90 können gem. DIN4102-1970-02 die Anforderung erfüllen: mindestens 115mm dick aus Steinen gem. DIN 105 aus Hochlochziegeln A, vollfugig mit Mörtel nach DIN 1053 gemauert.

Da für eine verputzte 11,5cm starke Mauerwerkswand mit Hochlochziegeln B die DIN4102-1970-02 keine Angaben liefert, wird für diese Bewertung die DIN4102-4-1994-03 herangezogen. Demnach wird für ein Leichtlanglochziegel, Wanddicke 11,5cm, beidseitig verputzt mit Putz nach DIN18550-Teil2, bereits die F90-Anforderung erreicht.

1. Kellergeschoss:

Die brandschutztechnische Bewertung entspricht den Ausführungen wie sie zum 2. Kellergeschoss beschrieben wurden.

Erdgeschoss:

Die vorhandenen Trennwände erhalten gem. dem vorliegenden Brandschutzkonzept die erf. Feuerwiderstandsdauer F-90. Die vorhandenen gemauerten Trennwände erfüllen gem. den Ausführungen für das 2. Kellergeschoss diese Anforderungen.

Die geforderte zusätzliche mechanische Beanspruchung wird im Bereich der bestehenden Stb.-Wände erreicht.

Die geforderte mechanische Beanspruchung des vorliegenden Brandschutzkonzepts der Trennwand am Treppenhaus Süd, Wand parallel zu Achse C, kann aufgrund einer Wandstärke von ca. 12cm nicht nachgewiesen werden.

Die geforderte mechanische Beanspruchung für die vorh. Mauerwerkswand in Achse 3 kann gem. DIN4102-4_2004-Tabelle 45 als erfüllt betrachtet werden, da es sich um eine beidseits verputzte Wand mit $d \geq 17,5\text{cm}$ handelt.

Wie beschrieben ist an sämtlichen oberen Wandabschlüssen der nichttragenden Trennwände mit Brandschutzanforderungen, der Raumabschluss zur Unterkante Rohdecke noch zu prüfen. Gegebenenfalls kann dies mit einer kraftschlüssigen Mörtelfuge zur Rohdecke hergestellt werden. Alternativ sind seitliche Stahlwinkel gem. DIN4102-4_1994 anzubringen.

1. Obergeschoss:

Die vorhandenen Trennwände erhalten gem. dem vorliegenden Brandschutzkonzept die erf. Feuerwiderstandsdauer F-90. Die vorhandenen gemauerten Trennwände erfüllen gem. den Ausführungen für das 2. Kellergeschoss diese Anforderungen.

Die im Brandschutzkonzept geforderte mechanische Beanspruchbarkeit für einen Teil der Trennwände betrifft die vorh. Stb.-Wände mit $d \geq 20\text{cm}$. Die Anforderung an die mechanische Beanspruchbarkeit kann gem. DIN4102-4_2004-11 als erfüllt betrachtet werden.

Wie beschrieben ist an sämtlichen oberen Wandabschlüssen der nichttragenden Trennwände mit Brandschutzanforderungen, der Raumabschluss zur Unterkante Rohdecke noch zu prüfen. Gegebenenfalls kann dies mit einer kraftschlüssigen Mörtelfuge zur Rohdecke hergestellt werden. Alternativ sind seitliche Stahlwinkel gem. DIN4102-4_1994 anzubringen.

2. Obergeschoss:

Die vorhandenen Trennwände mit Brandschutzanforderung REI90, gem. vorliegendem Brandschutzkonzept, erfüllen gem. den Ausführungen für das 2. Kellergeschoss diese Anforderungen.

Die im vorliegenden Brandschutzkonzept markierten Wände mit feuerhemmenden Eigenschaften in Achse B und C (einschließlich Technikraum) können die Brandschutzanforderung REI-90 erfüllen, da es sich um Stb.- und Mauerwerkswände gem. den Ausführungen für das 2. Kellergeschoss handelt.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 13

Wie beschrieben ist an sämtlichen oberen Wandabschlüssen der nichttragenden Trennwände mit Brandschutzanforderungen, der Raumabschluss zur Unterkante Rohdecke zu prüfen. Gegebenenfalls kann dies mit einer kraftschlüssigen Mörtelfuge zur Rohdecke hergestellt werden. Alternativ sind seitliche Stahlwinkel gem. DIN4102-4_1994 anzubringen.

Auch die vorhandenen Wände, welche gem. dem vorliegenden Brandschutzkonzept einer zusätzlichen mechanischen Beanspruchung ausgesetzt sind, erfüllen diese Anforderungen. Für die Erfüllung der mechanischen Beanspruchbarkeit gelten die Ausführungen zum 1. Obergeschoss.

1. Dachgeschoss:

Die vorhandenen Trennwände mit Brandschutzanforderung REI90, gem. vorliegendem Brandschutzkonzept, erfüllen gem. den Ausführungen für das 2. Kellergeschoss diese Anforderungen.

In Teilbereichen wird dabei zusätzlich eine mechanische Beanspruchbarkeit gemäß dem vorliegendem Brandschutzkonzept gefordert. Für die Bereiche der Haupttreppenhäuser Süd und Nord kann dies aufgrund der vorhandenen Stb.-Wände in Anlehnung an die Ausführungen in diesem Bericht zum 1. Obergeschoss erfüllt werden.

Die Anforderungen an die zusätzliche mechanische Beanspruchung wird jedoch im Bereich „un-genutzter Treppenraum“ aufgrund der vorhandenen Porenbetonwände mit $d \leq 24\text{cm}$ nicht erfüllt.

Die REI-90-Eigenschaft der vorh. Porenbetonwand wird dabei erfüllt. Am oberen Wandabschluss der nichttragenden Trennwände mit Brandschutzanforderungen, ist der Raumabschluss zur Unterkante Rohdecke zu prüfen. Gegebenenfalls kann dies mit einer kraftschlüssigen Mörtelfuge zur Rohdecke hergestellt werden. Alternativ sind seitliche Stahlwinkel gem. DIN4102-4_1994 anzubringen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die vorhandenen Trennwände mit Anforderungen an den Brandschutz diese erfüllen.

Die teilweise geforderte zusätzliche mechanische Eigenschaft kann nicht in jedem Fall erfüllt werden.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**Statisches Gutachten Seite 14

6. Zustand Dachkonstruktion von Außen

Am 17.06.2019 wurde mit Hilfe einer Hebebühne und dem Bauhof Donauwörth die Dachkonstruktion des Tanzhauses von außen begutachtet.

Dabei wurde an 3 Untersuchungsstellen, auf Höhe der Dachgauben und im Traufbereich, die Dacheindeckung entfernt.

Der Dachaufbau wurde dabei wie folgt vorgefunden:

- Betonsargdeckel mit geschalter Oberseite
- Konterlattung $b/h = 8/5\text{cm}$
- Dämmung zwischen Konterlattung: Mineralwolle mit $h=5\text{cm}$
- Lattung $b/h = 5/3\text{cm}$
- Eindeckung mit Kirchen-Biberschwanz Dachziegel mit gerader Kante

Feststellungen: Die Messungen für die Holzfeuchte liegen in den zulässigen Bereichen für trockenes Bauholz zwischen 11,5% und 16% Feuchtegehalt.

Die Biberschwanz-Dachziegel befinden sich in einem allgemein guten Zustand (Nasen sind nur leicht verwittert und noch nicht brüchig)

- Jedoch:
- Die Dachziegel besitzen entgegen dem heutigen Standard jeweils nur eine Nase.
 - Im Bereich der Dachgauben wurden die Dachplatten zugeschnitten und mit Nägeln fixiert, die zum Teil schon sehr stark korrodiert sind und teilweise schon abgebrochen sind. Aufgrund des vorhandenen Schneefanggitters unterhalb kann ein Abrutschen der Platten auf die öffentlichen Verkehrswege verhindert werden. Dies stellt jedoch keine Dauerlösung dar.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de



**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 15



Abb. 3: Dachaufbau im Bereich Sargdeckel



Abb. 4: Gekürzte Biberschwanzplatte mit stark korrodierten Nagel

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 16



Abb. 5: Ansicht Dachfläche im Traufbereich

Zusammenfassend befindet sich die Dachkonstruktion von Außen, hinsichtlich tragwerksrelevanter Punkte in einem guten Zustand. Für eine weitere Nutzung von ca. 50 Jahren ist jedoch eine Ertüchtigung aus bauphysikalischen, und dämmtechnischen Gründen zu empfehlen.

7. Tragwerkszustand im Außenbereich / Bewertung der Abdichtungssituation.

Für die Beurteilung des Zustandes der Außenwände, sowie zur Bewertung der Abdichtungssituation, wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

Bereits im Dezember 2018 wurde vorab die Abdichtungssituation und die gegebene Tausalbelastung im Bereich des Merkurplatzes geprüft. Die Tiefgarage im 2.KG ragt dabei in den Bereich des Merkurplatzes hinein. Die Tiefgarage im 1.KG ragt ebenfalls um die Breite des vorhandenen Gehwegs über die Vorderkante der Außenwand der darüber liegenden Geschosse. Der vollständige Bericht hierzu ist dem Anhang 2 zu entnehmen.

Die Zusammenfassung des damaligen Berichtes lautet wie folgt:

Im Bereich des erhöhten Gehwegs erfolgt die Entwässerung derzeit unregelmäßig, seitlich über die vorstehende Stahlbetondecke. In diesem Bereich sollte mittelfristig die Abdichtung unterhalb des Gehwegbelags in Verbindung mit einem stirnseitig angebrachten Tropfblech erfolgen, damit vor allem im Winter das chloridhaltige Tauwasser über eine geregelte Wasserführung auf den Pflasterbelag des Merkurplatzes abtropfen kann und durch die dort befindliche Straßenrinne entwässert wird.



Abb. 6: Gehweg mit Überstand. Wasserschlieren deuten auf die mangelnde Entwässerung des oberseitigen Gehwegs.

Zudem ist im Sinne der Dauerhaftigkeit des Bauwerks kurzfristig ein geeignetes Beschichtungssystem entlang der StB.-Wand am Merkurplatz anzubringen und gem. DBV-Merkblatt „Parkhäuser und Tiefgaragen“ bis zur vorhandenen Abdichtung unter Gelände zu führen. Aufgrund der geringen Betondeckung ist im besonderen Maße auf ein intaktes Schutzsystem der Wand zu achten. Zudem ist die Dringlichkeit dadurch gegeben, als dass es sich hierbei um tragende StB.-Bauteile der Tragstruktur des Tanzhauses handelt, wie bereits in unserem Bericht vom 02.10.2018 beschrieben wurde.

Eine Abschätzung der erforderlichen Sanierungskosten, welche sich auf die Dauerhaftigkeit der Bestandsstruktur in diesem Bereich bezieht, erfolgt zusammenfassend mit anderen Maßnahmen in einer Kostenschätzung im weiteren Verlauf dieses Berichts, bzw. ist dem Anhang 5 zu entnehmen.

Im Zuge von weiteren Betonuntersuchungen wurden durch das Ingenieurbüro IBB – Ingenieurgesellschaft für Baustofftechnik und Begutachtung mbH - die Beton- und erforderlichen Laboruntersuchungen durchgeführt. Die entsprechenden Messergebnisse sind dem Anhang 1 zu entnehmen. Die entsprechende Auswertung der Messergebnisse erfolgt in diesem Bericht auf den Seiten 20ff.

Die Lage der entsprechenden Untersuchungsstellen im Bereich EG wurde durch das IB Kandler festgelegt und kann der Grundrisskizze unten entnommen werden.

Zur Bestimmung der Chloridionenkonzentration des Betons wurden Betonbohrmehlproben im Trockenbohrverfahren mit Bohrdurchmesser 22mm von der Betonoberfläche ausgehend in je 1,5cm-Schritten bis in eine Tiefe von 4,5cm entnommen. Die Analyse der Proben erfolgte mittels potentiometrischer Titration gemäß DIN EN 14629.

Diese Messungen sind insbesondere aussagekräftig bzgl. der Bewertung der Erforderlichkeit und des Umfangs einer möglichen Betonsanierung der betreffenden Stahlbetonbauteile im Außenbereich.

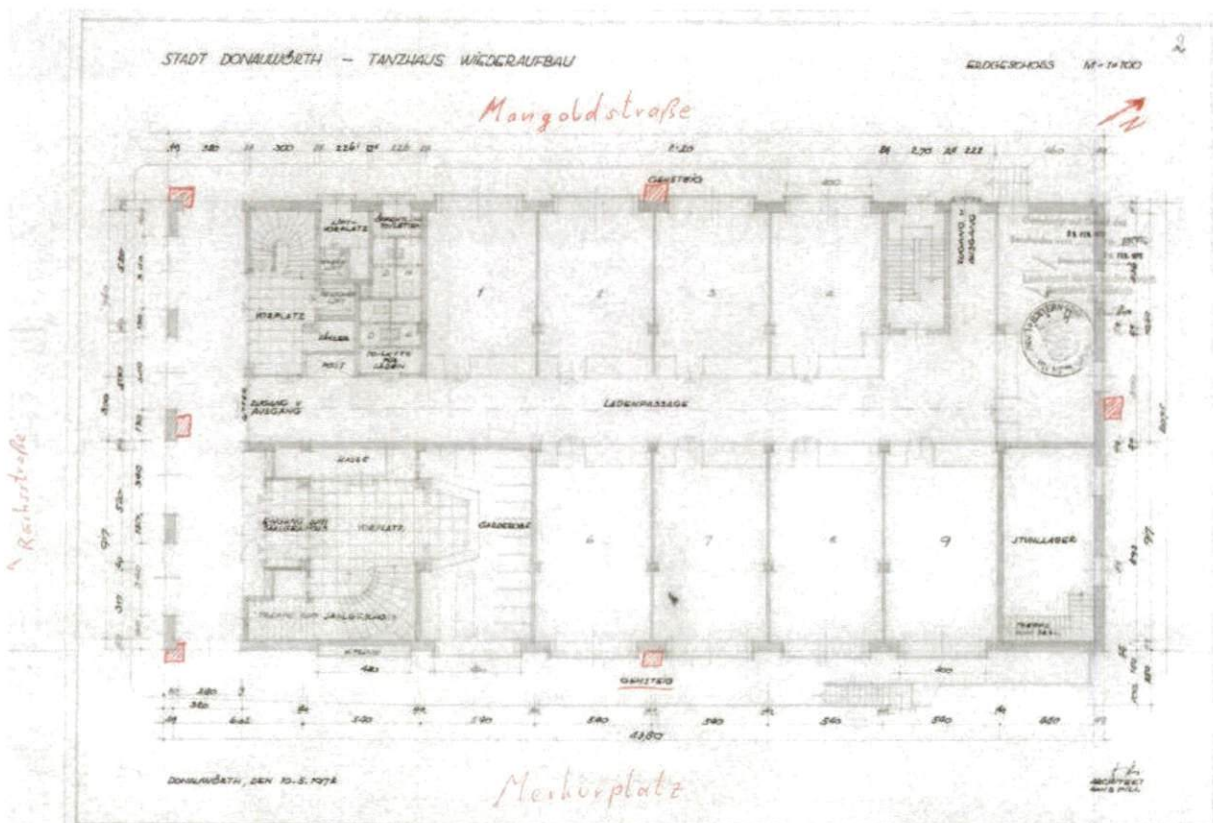


Abb. 7: Grundriss-Übersicht Untersuchungsstellen Außen

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 19

Im Bereich des Arkaden-Gangs parallel zur Reichsstraße ragen die Tiefgaragengeschosse bis zur Vorderkante der Arkadenstützen. Folgender Aufbau konnte im Bereich Arkadengang, sowie im Bereich „Gehsteig“ entlang des Merkurplatzes festgestellt werden.

Arkadengang:

- ca. 3cm Pflasterbelag
- ca. 3cm Splitschüttung
- ca. 3cm Schutzbeton
- 1lagig bituminöse Abdichtung
- 3cm Dämmplatte
- 1lagig bituminöse Dampfsperre
- Rohbetondeckenplatte

Gehweg:

- ca. 3cm Pflasterbelag
- ca. 3cm Splitschüttung
- ca. 3cm Schutzbeton
- 3lagig bituminöse Abdichtung
- Rohbetondeckenplatte



Abb. 8: Aufbau im Außenbereich im Bereich der überpflasterten Stahlbetondecken der Tiefgarage.

Beim Entfernen der obersten Abdichtungsebene musste festgestellt werden, dass die vorhandene Dämmebene teils stark durchfeuchtet war. Offensichtlich funktioniert jedoch die zusätzliche Abdichtungsebene unterhalb der Dämmschicht, also direkt auf der Rohbetondecke, da bislang keine Feuchtigkeitsschäden in der Tiefgarage bekannt sind. Jedoch weisen die Abdichtungsbahnen teils sehr poröse Eigenschaften auf.

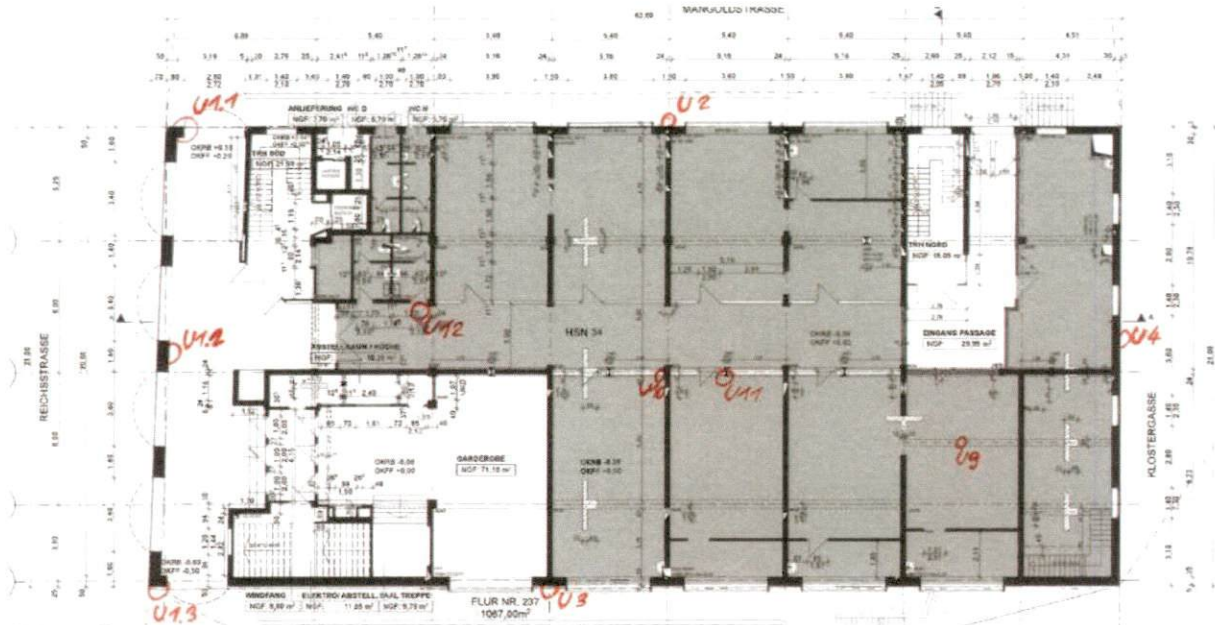


Abb. 9: Grundrissübersicht der Untersuchungsstellen im EG

Folgende Betonuntersuchungen wurden im Außenbereich aufgrund der vorhandenen Tausalzbelastung durchgeführt: U1.1; U1.2; U1.3; U2; U3; U4.

Die vollständige Ergebnisdokumentation durch die „Ingenieurgesellschaft für Baustofftechnik und Begutachtung mbH, IBB“ ist dem Anhang 1 zu entnehmen.

Bewertung der Chloridionenkonzentration der aufgelisteten Untersuchungsbereiche im Außenbereich:

Nach der Instandsetzungsrichtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton 2001 liegt für schlaff bewehrte Stahlbetonbauteile der kritische Chloridgehalt bei 0,5 Massen-%.

Die Chloridionenkonzentration wurde an den verschiedenen Messstellen jeweils an Geländeoberkante, 30cm über Gelände, sowie 30cm unter Geländeoberkante (bzw. auf der vorh. überbauten Stahlbetondecke) gemessen. Nachfolgend werden jeweils die Messstellen mit den höchsten Chloridionenkonzentrationen bewertet.

Pfeiler U1.1: → 30cm über GOK:

In der Entnahmetiefe von 0-1,5cm wurden 0,69%, bei 1,5-3cm wurden 0,11% und bei 3-4,5cm wurden 0,28% gemessen. Durch die Messung der vorhandenen Betondeckung in diesem Bereich von mind. 40mm inkl. 20mm Putz sind die Messergebnisse in der Entnahmetiefe von 3-4,5cm maßgebend, da sich in dieser Tiefe der Bewehrungsstahl befindet. Die vorhandene Konzentration von 0,28% liegt dabei unter dem kritischen Chloridgehalt von 0,5 Massen-%.

Pfeiler U1.2: → GOK:

In der Entnahmetiefe von 0-1,5cm wurden 0,39%, bei 1,5-3cm wurden 0,11% und bei 3-4,5cm wurden 0,08% gemessen. Die Messung der vorhandenen Betondeckung in diesem Bereich ergab mind. 35mm inkl. 22mm Putz. Die Bewehrung befindet sich daher im Bereich von 3-4,5cm,

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 21

was hinsichtlich der gemessenen Chloridionenkonzentration von 0,08 Massen-% einen unbedenklichen Wert darstellt.

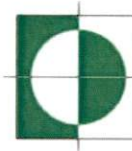
Pfeiler U1.3: → 30cm über GOK:

In der Entnahmetiefe von 0-1,5cm wurden 0,77%, bei 1,5-3cm wurden 0,21% und bei 3-4,5cm wurden 0,05% gemessen. Die Messung der vorhandenen Betondeckung in diesem Bereich ergab mind. 32mm inkl. 22mm Putz. Der maßgebende Messwert für die Chloridionenkonzentration liegt dabei nahezu im Bereich von 1,5-3cm. Die vorhandene Konzentration in diesem Bereich mit 0,21% kann noch als unbedenklich eingestuft werden.

Zusammenfassend kann beurteilt werden, dass die derzeitigen Ergebnisse aus der Vor-Ort-Untersuchung noch keine aufwändige Betonsanierung erforderlich machen. Jedoch wird kurz- bis mittelfristig ein geeigneter Schutz der Betonbauteile dringend empfohlen, da sich bei weiterer Tausalzeinwirkung und den vorhandenen geringen Betondeckungen Schäden an der Bewehrung ergeben, was eine aufwändige Betonsanierung zur Folge hat, die kostenmäßig um einiges höher als ein entsprechendes Schutzsystem ausfällt, welches dann zusätzlich erforderlich ist.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**Statisches Gutachten Seite 22

8. Tragwerk Allgemein

Am 10.04.2019 erfolgte zusammen mit dem zuständigen Hausmeister, [REDACTED] der Stadt Donauwörth, ein Rundgang, in dem bereits sämtliche einsehbare Tragwerksteile im Innenbereich handnah begutachtet werden konnten.

Im Anschluss erfolgten weitere Ortserkundungen mit diversen Detailuntersuchungen, um einen Gesamtüberblick über den aktuellen Tragwerkszustand zu erhalten.

Das Tragwerkssystem im Dachbereich lässt sich wie folgt zusammenfassen:

Die Dachkonstruktion ist im 1. + 2. Dachgeschoss aus einem unverschieblichen Kehl balkendach konzipiert und besteht aus einer sargdeckelförmigen Stahlbetonkonstruktion, welche von Plattenbalkenrahmen mit 2,70 m Achsabstand gebildet werden. Das Deckentragwerk überspannt dabei die gesamte Gebäudebreite. Der ungedämmte Dachspitz wurde aus Holz mit einem Kehl-sparrendach ausgeführt.

Das Tragsystem der Geschosse im 1. + 2. Obergeschoss, sowie im Erdgeschoss lässt sich wie folgt zusammenfassen:

Im 1. OG wurden die Bereiche von Foyer und Saal mit Stb.-Plattenbalkendecken überspannt. Im Bereich der Nebenräume sind Stb.-Flachdecken vorhanden. Die Lastweiterleitung erfolgt über die vorhandenen Stb.-Innenwände, die Außenwände und auf den vereinzelt Stb.-Innenstützen.

Im EG, 1. KG + 2. KG sind im Wesentlichen Stb.-Flachdecken vorhanden, welche sich auf Stb.-Unterzüge ablasten. Die Lastweiterleitung erfolgt über die vorhandenen Stb.-Innenstützen, die Außenwände und den vereinzelt Stb.-Innenwänden.

Die Gründung besteht laut den Bestandsunterlagen aus einer Flachgründung mit Einzel- und Streifenfundamenten.

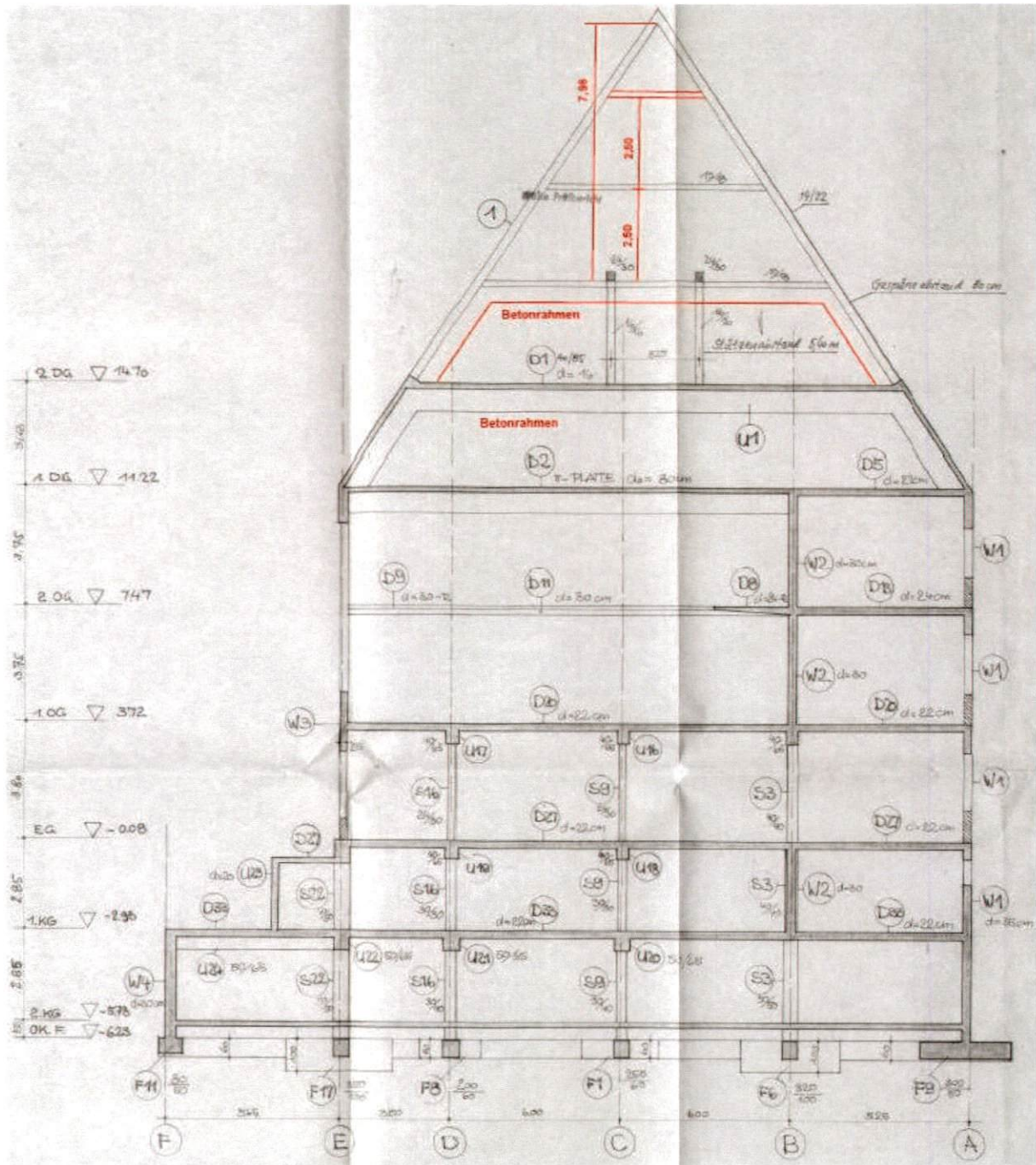


Abb. 10: Querschnitt Bestandspositionsplan mit Ergänzungen

Die Grundrisse mit den entsprechenden Deckentragsystemen können auch dem Anhang 3 entnommen werden.

9. Tragwerkszustand im Bereich Dachspitz - Innenbereich

Zusammen mit einem Zimmerer des Bauhofs wurde der gesamte Dachspitz begangen und handnah geprüft.

Vereinzelt wurden Messungen zur Holzfeuchte durchgeführt. Die Ergebnisse lagen in den zulässigen Bereichen für trockenes Bauholz zwischen 11,5% und 16% Feuchtegehalt.

Im Bereich Kehlsparrendach über den Stb.-Decken handelt es sich um einen ungedämmten Dachraum. Eine zweite Entwässerungsebene im Sinne einer Unterspannbahn unterhalb der vorhandenen Dacheindeckung ist nicht vorhanden. Es konnten keine erheblichen Feuchtigkeitseintritte bzw. -schäden festgestellt werden. Lediglich im Bereich der Lüftungsgaube befanden sich, aufgrund der größeren Dachplattenabstände im Übergangsbereich zur Gaube, Ansammlungen von Federn. Da jedoch keine Kot-Ablagerungen zu erkennen waren, kann im Moment nicht davon ausgegangen werden, dass Vögel im Bereich des Dachraums Unterschlupf finden, bzw. sich dauerhaft aufhalten. Im Zuge der Begehung wurden keine Vögel im Dachraum angetroffen. Möglicherweise werden die Federn aus dem naheliegenden Storchennest in den Dachraum eingebracht, oder die Lücken zwischen den Dachplatten werden von kleineren Vogelarten für Nistplätze genutzt.

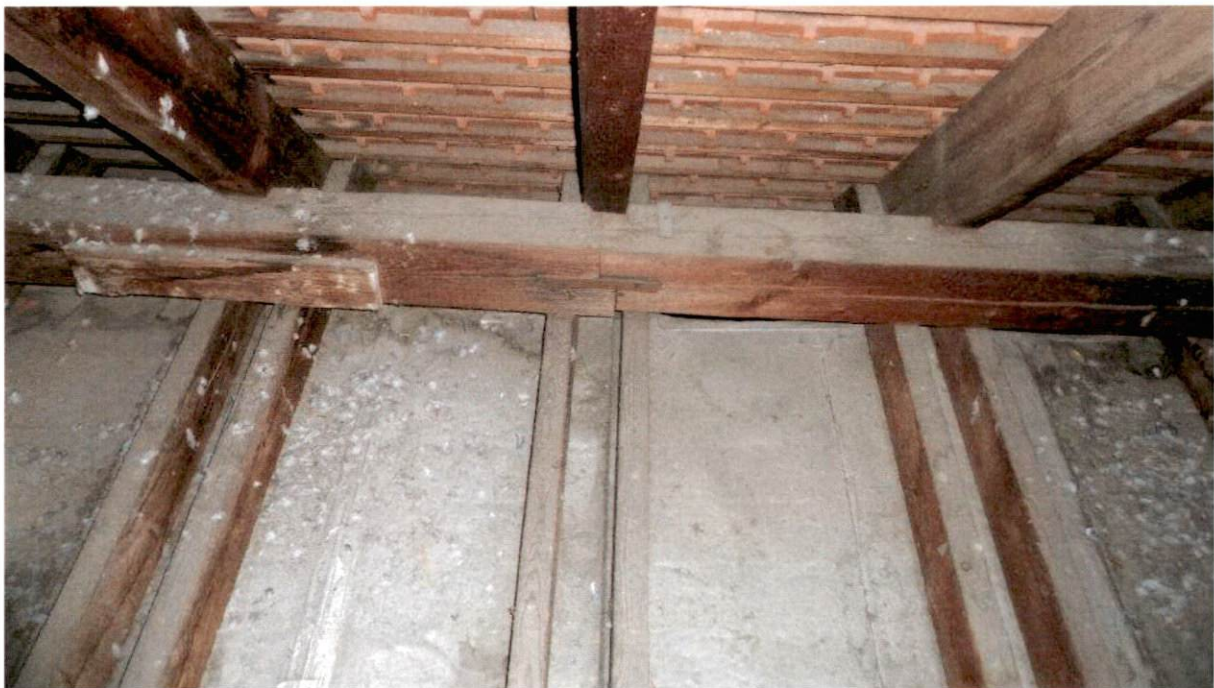


Abb. 11: Dachspitz mit Federn im Anschlussbereich der Lüftungsgaube

Für die Dachkonstruktion ergibt sich daraus keine weitere Beeinträchtigung.



Im oben genannten Übergangsbereich zu den Lüftungsgauben sind Verfärbungen an den Dachsparren, Dachlatten und der Pfette zu erkennen, die auf einen Wassereintritt hindeuten. Die Messungen zur Holzfeuchte ergaben keine bedenklichen Werte. Die gute Durchlüftung des Dachraums sorgt offensichtlich für eine zeitnahe Trocknung nach einem Wassereintritt.

Auf der Abbildung kann man zudem die geschnittenen Dachplatten erkennen, welche aufgrund der fehlenden Nase nur mit einem Nagel an der Dachlatte eingehängt sind. In diesem Bereich sind diese Nägel offensichtlich noch eher intakt als im Bereich des Sargdeckels. Da es sich um blanke Nägel handelt, können diese stark korrodieren und abbrechen und somit die Dachplatten abrutschen, wie es im Bereich der Dachgauben des 1. DG bereits der Fall ist.

Abb. 12: Feuchtigkeitsspuren im Dachspitz, Befestigung der geschnittenen Dachplatten



Abb. 13: Knotenpunkt Sparren mit Kehlbalkenanschluss

Die Verbindungen von Kehlsparrn zu Dachsparren weisen teilweise Klaffungen durch Verdrehung der Holzquerschnitte auf, wie in der Abbildung oben zu erkennen ist, was sich offensichtlich auf Schwindprozesse des Holzes in der Zeit nach dem Einbau zurückführen lässt. Für die Gesamtstabilität des Dachstuhls ergeben sich daraus jedoch keine statischen Bedenken.

Im 1. und 2. Dachgeschoss wurde, wie bereits erwähnt, eine Sargdeckelkonstruktion ausgeführt. Die Stahlbetonrahmen verlaufen dabei vom Fußpunkt aus mit der Neigung des Daches, und auf Deckenhöhe horizontal auf die gegenüberliegende Seite und symmetrisch wieder in Dachneigung zum Fußpunkt. Darauf befindet sich die Stahlbetonplatte die dem Verlauf der Stahlbetonrahmen folgt. Diese Konstruktion geht über das 1. und 2. Dachgeschoss.

Zunächst wird auf die derzeitigen Rissbildungen in den beiden Dachgeschossen eingegangen:



Abb. 14: Rissverlauf unterhalb Stahlbetonrahmen im Dachgeschoss

Durch das ausgeführte Tragsystem in den Dachgeschossen sind sämtliche Wände als nichttragende Trennwände ausgeführt, mit Ausnahme der aussteifenden Stb.-Wände im Bereich der Treppenhäuser. Durch das verhältnismäßig „weit gespannte“ Tragsystem im Dachgeschoss, sowie der darunter befindlichen „weit gespannten“ Saaldecke kommt es zwangsläufig zu Durchbiegungen. Die meist nichttragenden Wände besitzen keinen beweglichen Anschluss im Bereich der Decken, bzw. Stahlbetonrahmen. Daher kann an sämtlichen massiven Trennwänden in den Dachgeschossen ein Riss entlang der Deckenkonstruktion festgestellt werden, der jedoch keinen Einfluss auf das tragende System hat.



Abb. 15: Rissverlauf einer nichttragenden Trennwand senkrecht zum Stahlbetonrahmen

Der hier abgebildete Rissverlauf begründet sich auf die Ursachen, wie sie oben bereits erwähnt wurden.

Im Bereich der Gipskartontrennwände sind diese Rissbilder ebenfalls erkennbar, jedoch mit deutlich dezenteren Rissverlauf, da die Bewegungen mit dieser Wandausführung besser aufgenommen werden können.

Die beschriebenen Rissverläufe entlang der nichttragenden Trennwände werden somit durch die erwartungsgemäßen Durchbiegungen der Tragkonstruktion hervorgerufen. Sie sind, abgesehen der optischen Beeinträchtigung, nicht auf Schäden an der Tragkonstruktion der Dachgeschosse zurückzuführen.

Im 2. Dachgeschoss, in der die Stahlbetonkonstruktion in großen Teilen ohne Beplankung frei einsehbar ist, können teils Rissverläufe parallel zur Deckenspannrichtung festgestellt werden, wie in den Abbildungen unten zu erkennen ist.

Die Rissbreiten liegen in der Größenordnung von ca. 0,3mm vor. Über die Gebäudelänge von ca. 44,0m sind in den Dachgeschossen keine Gebäudefugen erkennbar. Da Fugenausbildungen bei massiven Gebäuden nach Gebäudelängen von ca. 35m empfohlen werden, sind die vorhandenen Risse auf das Schwind- und Kriechverhalten des Stahlbetons zurückzuführen. Da die Stahlbetonplatte keiner Witterung oder sonstigen Einflüssen von Außen z.B. Tausalz ausgesetzt ist und sich im geschützten „Innenbereich“ befindet, sind die derzeitigen Rissbilder unter statischen Gesichtspunkten nicht weiter als bedenklich einzustufen.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 28

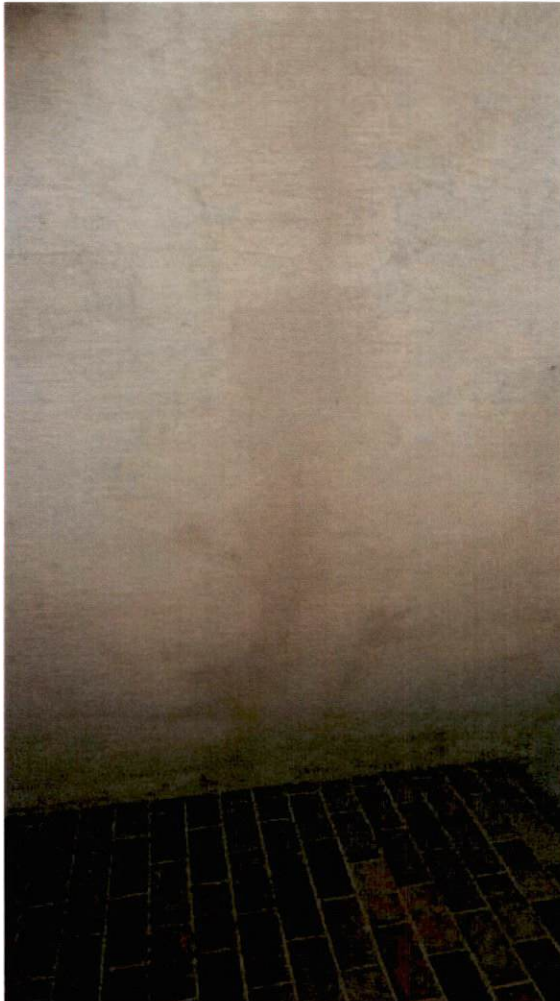


Abb. 16: Vertikalriss Stb.-Platte in Dachschräge

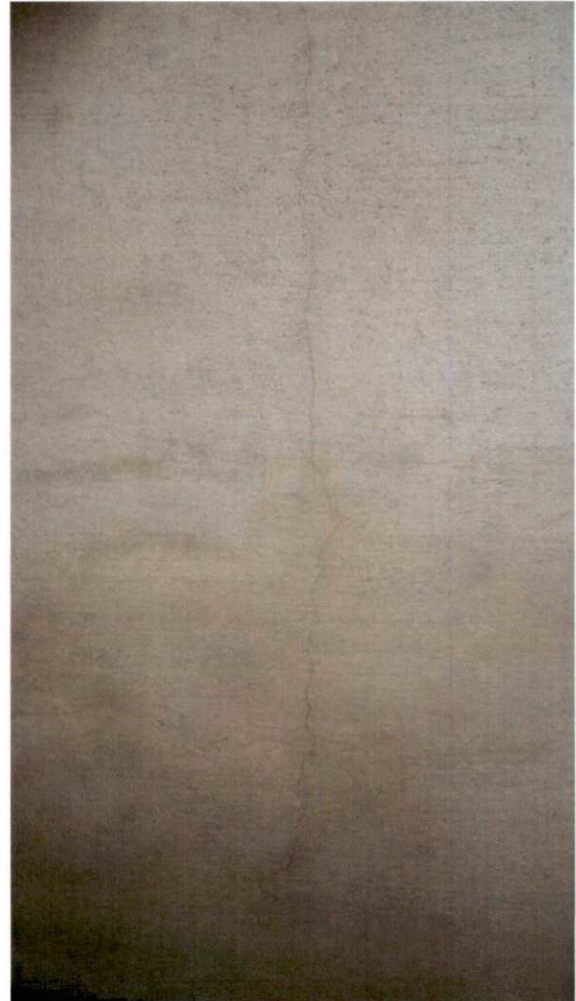


Abb. 17: Vertikalriss Stb.-Platte in Dachschräge

Bewertung der Karbonatisierungstiefe und der Betongüte im Bereich des Daches:

Im Zuge von detaillierten Betonuntersuchungen wurden stichprobenartig Betonuntersuchungen durchgeführt, um Aussagen über die Karbonatisierungstiefe, Betondeckung und Betongüte zu erhalten.

Die Messergebnisse, siehe auch Anhang 1, lagen hinsichtlich der Karbonatisierungstiefe bei ca. 4 – 11mm. Im Vergleich zu den gemessenen Werten der Betondeckung mit ca. 16 -23mm kann darauf geschlossen werden, dass mit Berücksichtigung der Bauzeit vor ca. 45 Jahren sich die Karbonatisierung im Beton nur sehr langsam fortsetzt und die Stahleinlagen sich somit unter Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit des Gebäudes weiterhin im geschützten alkalischen Milieu des Betons befinden.

Die stichprobenhaften, zerstörungsfreien Untersuchungen zur Betondruckfestigkeit ergaben Werte die nach Aussage von [REDACTED] Fa. IBB, in etwa einer Betondruckfestigkeitsklasse eines C 35/45 entsprechen. Dies deutet auf eine deutliche Überfestigkeit des Betons hin, da aus

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 29

den Bestandsunterlagen geplante Betongüten von Bn250 für den Dachbereich hervorgehen, was nach derzeitiger Norm einem Beton C 25/30 entsprechend würde. Folglich sind die gemessenen Werte der Betondruckfestigkeit um 2 Klassen höher als die geplante Betondruckfestigkeit gemäß den Bestandsunterlagen.

Außer einer evtl. stärkeren Anfälligkeit des Betons bzgl. Schwindrissen, wirkt sich die Überfestigkeit des Betons nur positiv auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks aus.

Zusammenfassend kann beurteilt werden, dass sich die Tragkonstruktion des gesamten Dachspitzes in einem sehr guten Zustand befindet. Vorhandene Risse stellen lediglich optische Mängel dar, welche vorwiegend aufgrund der gewöhnlichen Durchbiegung der Tragkonstruktion entstanden sind. Im Falle einer Sanierung sind hier bewegliche Wandanschlüsse im Bereich Wandkopf erforderlich.

10. Tragwerkszustand im EG, 1.OG, 2.OG - Innenbereich

Für die tragende Stahlbetonkonstruktion im EG, 1. und 2. OG wurden ebenfalls stichprobenhafte Betonuntersuchungen durchgeführt. Dabei wurden, wie bereits in den Dachgeschossen, die Karbonatisierungstiefe des Betons, die Betondeckung der Stahleinlagen, sowie die Druckfestigkeitsklasse mittels Rückprallhammer untersucht.

Nachfolgend werden die Messergebnisse bewertet. Die gesamten Messwerte können der Anlage 1 entnommen werden.

Da in diesen Geschossen nahezu sämtliche Betonbauteile verkleidet sind, wurden stichprobenartig Öffnungen für die Betonuntersuchungen geschaffen, bzw. konnten an manchen Stellen vorhandene Revisionsöffnungen der Unterdecken für die Zugänglichkeit zur Tragkonstruktion genutzt werden.

Nach handnaher Sichtung der einsehbaren Bereiche des Tragwerks in den beschriebenen Geschossen, liegen keine Hinweise vor, welche auf Schäden in der Tragkonstruktion hinweisen würden.

Bewertung der Karbonatisierungstiefen und der Betongüten

Die Untersuchungsergebnisse durch die Fa. IBB werden wie folgt bewertet:

Im EG wurden 4 Untersuchungsstellen, 2x Unterzug, 1x Decke, 1x Stütze, zur Feststellung der Karbonatisierungstiefe vorgenommen. Die Karbonatisierung lag lediglich bei max. 9mm. Die Betondeckungen an diesen Stellen schwanken von ca. 16 – 25mm.

Im 1. und 2. Obergeschoss wurde an 6 Untersuchungsstellen die Karbonatisierungstiefe festgestellt. Die Lage der entsprechenden Untersuchungsstellen kann dem Anhang 1 entnommen werden.

An der Untersuchungsstelle U13 (Unterzug Decke über 1.OG im Bereich Foyer) ergab sich dabei eine Karbonatisierungstiefe von 9 – 13mm. Die gemessene Betondeckung an dieser Stelle wies einen Mittelwert von 14,1mm auf. Daraus kann abgelesen werden, dass sich die Bewehrungseinlagen derzeit noch im geschützten alkalischen Milieu des Betons befinden. Im Interesse der Dauerhaftigkeit ist evtl. durch nähere Untersuchungen festzustellen, inwieweit der Deckenbereich durch ein geeignetes Beschichtungssystem vor dem Kohlendioxid der Luft zu schützen ist, um eine evtl. Korrosion des Bewehrungsstahls bei fortschreitender Karbonatisierung zu verhindern. In Anbetracht des Gebäudealters von ca. 45 Jahren bestehen mittelfristig keine Bedenken.

An den übrigen Untersuchungsstellen, U14 – U20, erreichen die Messwerte der Karbonatisierungstiefe maximal eine Tiefe von 7mm. In Anbetracht der gemessenen Betondeckungen in diesen Bereichen von mind. 14mm bestehen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit des Gebäudes keine Bedenken, sodass die Bewehrung auch in Zukunft durch das alkalische Milieu des Betons vor Korrosion geschützt ist.

Die Stichproben zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit mit dem Rückprallhammer, erreichen durchgehend Werte, die mindestens nach derzeitigem Standard einer Betongüte von

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 31

C 30/37 entsprechen würden. Die in den Bestandsplänen definierte Betongüte entspricht nach heutiger Norm einem C 25/30. Damit liegt eine leichte Überfestigkeit im Bestand vor.

Zusammenfassend wird beurteilt, dass keine Schäden der Tragkonstruktion vorhanden sind. Im Foyer-Bereich, Decke über 1.OG, liegen die Werte der Karbonatisierungstiefe nahe am Bereich der Bewehrung. Eine mittelfristige Überprüfung der Karbonatisierungstiefe wird daher vorgeschlagen, um zu gewährleisten, dass sich der Bewehrungsstahl im geschützten alkalischen Milieu befindet. Zudem kann durch eine stichprobenhafte Freilegung der Bewehrung eine mögliche Korrosion des Bewehrungsstahls festgestellt werden. Eine sofortige Maßnahme ist aufgrund der langsam fortschreitenden Karbonatisierung nicht erforderlich.

11. Kostenschätzung für die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen zum Erhalt des Tragwerkszustands

Die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen im Innenbereich der Tiefgaragen, zusammen mit der damit erstellten Kostenschätzung, werden unter diesem Punkt NICHT aufgelistet und sind, wie unter Punkt 1 erwähnt, dem Bericht durch das Sachverständigenbüro [REDACTED] im Anhang 6 zu entnehmen.

Für die Stb.-Außenwände, -Pfeiler, und der Überbauung im Bereich Merkurplatz und Arkadengang werden im Anhang 5 die entsprechenden Maßnahmen näherungsweise aufgelistet.

Zu den angenommenen Maßnahmen und Kosten ist zu erwähnen, dass es sich um eine Kostenschätzung handelt, bei der es noch zu Abweichungen in der Größenordnung von bis zu 30% kommen kann.

Die in beiliegender Kostenschätzung im Anhang 5 aufgelisteten Sanierungsmaßnahmen werden im Wesentlichen wie folgt beschrieben:

- Entfernung Pflaster auf allen 4 Gebäudeseiten einschl. Gehweg am Merkurplatz
- Aushub 3seitig bis 1,50m Tiefe mit entspr. Arbeitsraum
- Aushub am Merkurplatz mit Freilegung der überbauten Tiefgaragendecke
- Aufbringung neue Abdichtung auf den überbauten Tiefgaragendecken
- Alle Stb.-Außenwände von 60cm unter GOK bis 60cm über GOK Putz abspitzen.
- Untergrundspachtel und Schutzsystem aufbringen
- Anbringung Tropfblech im Übergangsbereich, Angleich an Bestandsputz der Fassade
- Wiederverfüllung und Wiederherstellen des ursprünglichen Pflasterbelags.

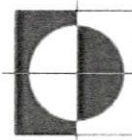
Die Kostenschätzung berücksichtigt die erforderlichen Beschichtungsmaßnahmen zum Schutz des Betons vor Chlorideinwirkung im Außenbereich, in Verbindung mit empfohlenen Abdichtungsmaßnahmen im Bereich der überbauten Decken im Sinne der Bauerhaltung, für eine weitere Gebäudenutzung von etwa 50 Jahren.

Nicht enthalten sind dabei angemessene und übliche Wartungs- und Instandhaltungsaufwendungen. Zudem wurden weitergehende Maßnahmen für die Fassade in Bezug zu Wärmeschutz und Optik nicht weiter berücksichtigt. Ebenso wird keine nachträgliche Abdichtung der Kelleraußenwände in Ansatz gebracht, da es zum einen aufgrund der trockenen Tiefgarage derzeit keinen Anlass dazu gibt und zum anderen die entsprechende Freilegung außen bis zur Bodenplatte nur mit einem Baugrubenverbau zu realisieren wäre, was in keinem Verhältnis steht.

Um die Dauerhaftigkeit des Gebäudes zu gewährleisten wird mittelfristig auch die Erneuerung der Dacheindeckung, ein Austausch diverser Fenster oder eine Fassadensanierung zur Schließung von kleineren Putzrissen etc. erforderlich werden, um Schäden an der Gebäudestruktur vorzubeugen. Da es sich hierbei jedoch nicht um Ertüchtigungsmaßnahmen des Tragwerks aufgrund vorliegender Schäden, sondern vielmehr um gewöhnliche Maßnahmen der Bauerhaltung handelt, werden derlei Kosten nicht in die beiliegenden Kostenschätzungen berücksichtigt.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de



**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 33

12. Tragwerkszustand und Sanierungsvorschlag zu den Tiefgaragen

Anmerkung:

Für die hier genannte und zitierte Untersuchung wurde der Stadt Donauwörth vom Urheber das Einverständnis zur Online-Publikation nicht erteilt.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de



**Kandler
Ingenieure**

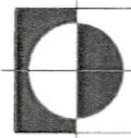
Statisches Gutachten Seite 34

Anmerkung:

Für die hier genannte und zitierte Untersuchung wurde der Stadt Donauwörth vom Urheber das Einverständnis zur Online-Publikation nicht erteilt.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de



**Kandler
Ingenieure**

Statisches Gutachten Seite 35

Anmerkung:

Für die hier genannte und zitierte Untersuchung wurde der Stadt Donauwörth vom Urheber das Einverständnis zur Online-Publikation nicht erteilt.



13. Zusammenfassung

Die brandschutztechnische Beurteilung der entsprechenden Bauteile mit Anforderungen gem. dem vorliegenden Bearbeitungsstand des Brandschutzkonzeptes vom 11.04.2019 durch das Büro Weldishofer, kann wie folgt zusammengefasst werden:

Die tragenden Bauteile erfüllen im Wesentlichen die gestellte Anforderung der Feuerwiderstandsdauer R90. Ausgenommen davon ist die 1-Feld-Decke im Bereich der Küche über dem 1.OG, seitlich des Saales, welcher R30-Eigenschaften zugewiesen werden können, sowie die „weit gespannte“ Plattenbalkendecke über dem Saal, die anstatt der geforderten R90-Eigenschaft lediglich die Widerstandsdauer R60 erfüllen kann.

Die nichttragenden Bestandswände mit Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer können durchgehend mit R90-Eigenschaften erfüllt werden. Die teils gestellte zusätzliche mechanische Eigenschaft an nichttragende Wände kann nur zum Teil erfüllt werden.

Die Holzbau-Dachkonstruktion, ist hinsichtlich tragwerksrelevanter Punkte in einem guten Zustand. Für eine weitere Nutzung von ca. 50 Jahren ist jedoch eine Ertüchtigung aus bauphysikalischen, und dämmtechnischen Gründen zu empfehlen.

Der Zustand der Tragkonstruktion im Außenbereich ist bis auf geringe Risserscheinungen in der Fassade in einem guten Zustand.

Im chloridbelasteten Sockelbereich ergab die Betonuntersuchung, dass dringend ein geeignetes Schutzsystem für die Dauerhaftigkeit der Betonbauteile aufzubringen ist. Eine aufwendige Betonsanierung ist nach den durchgeführten, stichprobenhaften Betonuntersuchungen derzeit noch nicht erforderlich.

Zudem wird empfohlen die überpflasterten Tiefgaragendecken, welche teils über den Gebäudegrundriss im EG hinausragen, oberseitig neu abzudichten.

Die vorhandene Stb.-Sargdeckelkonstruktion im 1. und 2. Dachgeschoss befindet sich in einem sehr guten Zustand. Die vorhandenen Risse im Anschlussbereich der Trennwände zur Tragkonstruktion stellen lediglich optische Mängel dar, welche vorwiegend auf die zu erwartenden Durchbiegungen der Tragkonstruktion zurückzuführen sind.

Für die Tragkonstruktion in den Geschossen EG, 1.OG, 2.OG konnten durch stichprobenhafte Bauteilöffnungen und Betonuntersuchungen ebenfalls keine Schäden festgestellt werden. Im Foyer-Bereich, Decke über 1.OG, liegen die Werte der Karbonatisierungstiefe in der Nähe der vorhandenen Bewehrungseinlagen. Mittel- bis Langfristig ist hier eine erneute Überprüfung zu veranlassen. Bedenken zur Bewehrungskorrosion bestehen derzeit nicht.

Aufgrund der oben genannten, empfohlenen Schutz- und Abdichtungsmaßnahmen, wurde eine Kostenschätzung, siehe Anhang 5 erstellt, die sich im Wesentlichen auf die Tragwerkserhaltung und Erneuerung der Abdichtungssituation im Außenbereich beschränkt.

Peter Kandler

Diplomingenieur (FH) – Baumeister
Beratender Ingenieur im Bauwesen
Scheiplstr. 4, 86609 Donauwörth
Tel. 0906-705709-0
Fax. 0906-705709-20
E-Mail: info@ib-kandler.de

**Kandler
Ingenieure**Statisches Gutachten Seite 37

Eine Ausarbeitung zur Sanierung der Tiefgaragengeschosse wurde am 2. Juli 2018 durch das Sachverständigenbüro [REDACTED] erstellt. Im Anhang 6 ist die entsprechende Ausarbeitung durch das Sachverständigenbüro [REDACTED] mit einer Kostenschätzung, welche zwei verschiedenen Leistungskataloge beinhaltet, beigelegt.

Die im Zuge zahlreicher Ortsbesichtigungen erstellten Detailfotos wurden gesammelt auf der beiliegenden CD-Rom abgelegt.

Mit freundlichen Grüßen

Dipl.-Ing. (FH) [REDACTED]
[REDACTED]

Dipl.-Ing. (FH) Peter Kandler
Beratender Ingenieur im Bauwesen
[REDACTED]

Anhänge:

- Anhang 1: Betonuntersuchung IBB vom 04.07.2019.
- Anhang 2: Untersuchungsbericht zum Merkurplatz vom 05.12.2018.
- Anhang 3: Bericht Deckennutzlasten vom 13.11.2017.
- Anhang 4.1: Vorabzug Brandschutznachweis (Textteil), Bearbeitungsstand vom 11.04.2019.
- Anhang 4.2: Vorabzug Brandschutznachweis (Plan), Bearbeitungsstand vom 11.04.2019.
- Anhang 5: Kostenschätzung Betoninstandsetzung im Außenbereich, vom 22.07.2019.
- Anhang 6: Kostenschätzung Betoninstandsetzung Tiefgaragen, vom 02.07.2018.