



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 43



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

9. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

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

**9. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE
UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 43

Herausgeber der Reihe

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

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 65 68
Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

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

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

Redaktionsschluss: 31. August 2017

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

ISSN 1613-6934

Inhalt

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

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

Untersuchungen im Rahmen der geplanten Ertüchtigung zweier Pfeiler des St.-Marien-Doms Zwickau

Michael Kühn¹, Peter Schöps²

Zusammenfassung: Der Bauzustand des Domes St. Marien Zwickau ist durch zahlreiche Um- und Erweiterungsbauten über die Jahrhunderte sowie den untertägigen Steinkohlebergbau gekennzeichnet. Die statischen Unzulänglichkeiten und die extremen Setzungen haben zu erheblichen Rissen und Schiefstellungen im Bauwerk geführt, die eine vordringliche Ertüchtigung der äußeren Stützpfeiler in den Längsachsen der Innenpfeilerreihen erfordert, um Horizontallasten auch weiterhin sicher ableiten zu können.

Ständige Langzeitmessungen der Verformungen und Überwachung der Baugrundaktivitäten begründen die Notwendigkeit statisch-konstruktiver Sicherungsmaßnahmen. Die Ertüchtigung der Strebepfeiler soll durch Erweiterungen der Bestandsfundamente, die Vergütung und Verspannung des Naturwerksteinmauerwerks und eine Anordnung von vertikalen Zuggliedern an der Pfeilerinnenseite erreicht werden.

Summary: Basic investigations for retrofitting of two pillars of the St. Marien Cathedral Zwickau. *The building history of the St. Marien Cathedral in Zwickau is characterized by numerous changes over the centuries as well as by the stone coal mining. The insufficient construction and the extreme settlements have led to significant cracks and a partial inclined structure, which demands an urgent improvement of the outer pillars in the line of the inner pillar rows, in order to be able to continue to carry horizontal loads from vaults and wind.*

Long-term measurements of displacement and surveyed ground activities justify the necessity of structural measures. The improvement of the pillars should be achieved by an enlargement of the foundation, an enhancement of the masonry strength of the existing foundations and an arrangement of vertical prestressed bars at the inside of the columns.

1 Einleitung

Der Dom St. Marien Zwickau (Bild 1) mit seiner kulturhistorischen Rolle und Baugeschichte reicht weit über die übliche Lebensdauer von Gebäuden und Bauwerken hinaus. D. h. zum einen, dass die Errichtung zu einer Zeit erfolgte, als noch keine Normen und vertieften Erkenntnisse über das Tragverhalten und die Materialien existierten, und zum anderen, dass eine Vielzahl von Umbauten und Schäden vorhanden sind. Diese sind bei der Ev.-Luth. Hauptpfarrkirche Zwickaus, seit 1935 Dom St. Marien Zwickau, besonders umfangreich.

1 Dr.-Ing., Dombaumeister, Zwickau

2 Dipl.-Ing., Jäger Ingenieure GmbH, Radebeul



Bild 1: Zwickauer Dom von Nord-Osten (Juni 2016)

Foto: Peter Schöps

Die ältere Geschichte ist vor allem durch Umbauten und Vergrößerungen gekennzeichnet, z. B. [1]. Ein Teil davon ist der Korrektur von Baufehlern geschuldet. In jüngerer Vergangenheit hat der Steinkohlebergbau, der unter der Stadt Zwickau betrieben wurde, einen erheblichen Einfluss auf das Bauwerk.

Ertüchtigungsmaßnahmen wurden in der Vergangenheit ständig durchgeführt. Gegenwärtig sind die beiden Pfeiler M1 und M2 Gegenstand umfangreicher Arbeiten, über die hier auch berichtet werden soll. Und auch zukünftig werden weitere Maßnahmen erforderlich sein.

2 Vorgeschichte

In den folgenden Abschnitten werden die maßgebenden Einflüsse und Ursachen für die erforderlichen Maßnahmen kurz erläutert. Eine ausführlichere Darstellung, vor allem des geschichtlichen Abrisses, befindet sich in der aktuellen Veröffentlichung im Mauerwerk-Kalender 2017 [2], aus der auch einige Teile übernommen wurden.

2.1 Baugeschichte

Die Kirche ist aus Naturwerkstein, vorrangig Kohlesandsteine, errichtet. Dieser stammt aus den nahegelegenen Steinbrüchen Bockwa, Cainsdorf, Planitz und Vielau. Dort wurde schon seit dem 14. Jh. der über dem ausstreichenden Rußkohleflöz anstehende, bis 20 m mächtige Sandstein gebrochen. Der Kohleanteil führt zu einer außerordentlich ungleichmäßig ausgebildeten Textur und Festigkeit.

Auch die Geometrie des Domes ist einer großen Schwankung über die Jahrhunderte unterworfen, z. B. [1]. Aus der Betrachtung der Baugeschichte wird die Komplexität des Problems deutlich. Die Nutzungsanforderungen an das Bauwerk durch eine sich immer weiter vergrößern- de Stadtbevölkerung zwangen zur stetigen Erweiterung des Kirchenraumes. Die daraus resultierenden neuen Spannungsverhältnisse in Bauteilen und Grenzflächen führten zu Lastumlagerungen oder erzeugten Bruchzustände zum Erreichen eines Spannungsausgleiches.

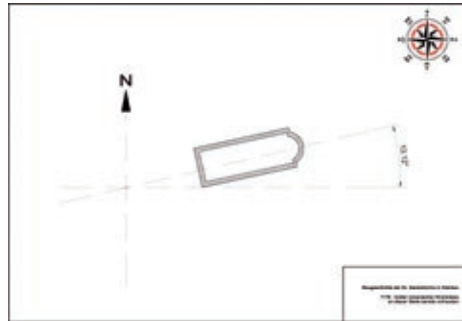


Bild 2: Erster romanischer Kirchenbau, vor 1200
Zeichnung: Michael Kühn

Wir gehen heute davon aus, dass ein erster einschiffiger romanischer Bau mit einer ungefähren Länge von 23,5 m, einer Breite von 8,50 m und halbkreisförmiger Apsis im Osten (Bild 2) im 11. Jahrhundert errichtet wurde [3], welcher, der wachsenden Einwohnerzahl der Stadt geschuldet, ständig erweitert werden musste. Dabei wurden immer außerhalb der bestehenden Bausubstanz neue Fundamente gelegt. Deutlich sind die einzelnen Bauetappen der Baugeschichte der St. Marienkirche Zwickau in Bild 3 dargestellt. Schon daraus ist zu erkennen, dass wir es bei jedem Fundament mit einem Unikat zu tun haben.

Parallel dazu sind Bauschäden dokumentiert. So stürzten Teile des 1475 vollendeten Chorraumgewölbes 1563 ein, weil offensichtlich die Strebepfeiler der Chorauswand nachgegeben hatten. Daraufhin wurde das noch vorhandene Chorraumgewölbe einschließlich der Chorrauminnenpfeiler abgetragen, die Chorauswände wurden belassen und um etwa 4 m erhöht, das Chorgewölbe wurde in neuer Disposition auf neuen Innenpfeilern hergestellt. Dabei waren die schon damals nach außen ausgewichenen Strebepfeiler belassen und zwei der vorhandenen schiefstehenden Pfeiler (heute M1 und M2) durch senkrecht innen angesetzte Halbpfeiler (heute 16 und 26) verstärkt worden.

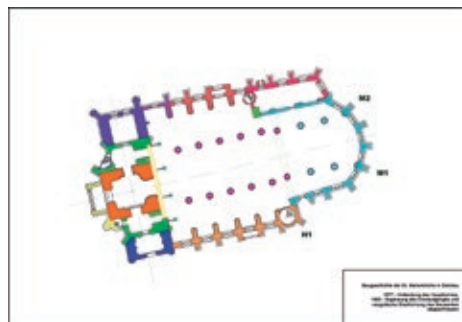


Bild 3: Bauetappen des Kirchenbaues bis 1893
Zeichnung: Michael Kühn

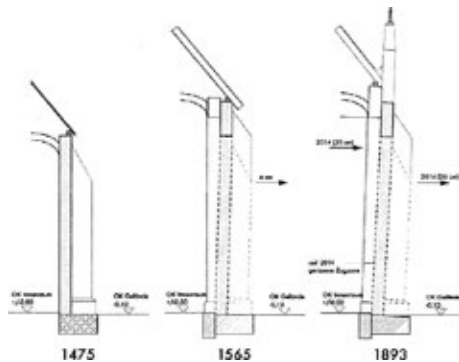


Bild 4: Verformungen an dem Pfeiler 16/M1
Zeichnung: Michael Kühn

Der Gewölbeansatz im Bauzustand 1475 war um etwa 4 m tiefer angelegt. Die Gewölbedisposition war auf 8 anstelle heute 6 Innenpfeiler konzipiert, obwohl die Strebpfeiler der Außenwand des Chorraumes am Gewölbeansatz schon nach außen nachgegeben hatten (der Pfeiler M1 um ca. 6 cm!). Dies führte 1563 zum Teileinsturz des Gewölbes. Ohne die Ursache für das Nachgeben der Strebpfeiler zu ergründen, erfolgte der Wiederaufbau sofort, trotz und unter Beibehaltung der ausgewichenen Strebpfeiler, s. a. Bild 4.

Die reduzierte Zahl an Pfeilern rächte sich schon bald; die Außenwandpfeiler wichen den Horizontalkräften der angeschlossenen Pfeilerreihen (Pendelstützen) weiter

aus. Ursächlich dafür war, wie wir heute wissen, u. a. ein völlig unzureichendes Fundament der beiden Strebpfeiler, hergestellt aus unvermörtelt angehäuften, vorwiegend Sandsteinen.

Neben Versuchen, durch verschiedene Stahlanker das Tragwerk zu stabilisieren, wurde von Oscar Mothes ein instabiles Fundament auch als Ursache für das Ausweichen der Chorpfeiler vermutet. Deshalb wurden am aufgehenden Mauerwerk und an den Sockeln der Strebpfeiler Verstärkungen aus Granitplatten verankert, um die Aufstandsfläche auf der Domscheibe (Platz vor dem Dom) zu vergrößern. Leider wurden diese Sicherungsmaßnahmen bei einer Umgestaltung des Marienplatzes leichtsinnig entfernt und so der fortschreitenden Plastizierung des Gründungskörpers Vorschub geleistet. Bei den aktuellen Sanierungsarbeiten wird der Mothes'sche Zustand wiederhergestellt.

2.2 Einfluss des Steinkohlebergbaus

Am Dom Zwickau wurde dieser ohnehin schon komplexe Prozess aus Umbauten und Sanierungen durch bergbauinduzierte Verformungen des Gründungshorizontes und daraus resultierende hydro-geologische Veränderungen überlagert. Eine Beeinflussung der Steifigkeiten wegen Durchfeuchtung und – bis zur Stilllegung der Kokereien – wegen Beaufschlagung durch hohe Schwefeldioxidwerte in der Atmosphäre sind ebenfalls zu berücksichtigen.

Der bergschadenkundliche Einfluss der Kohlegewinnung wird von Hertel in [4] ab der Jahrhundertwende vom 19. zum 20. Jahrhundert vermutet. Er beschreibt, dass ab 1900 am Höhenfestpunkt des Domes Setzungen beobachtet wurden, welche bis 1921 durchschnittlich 13 mm im Jahr betrugen. Der Abbau der Steinkohleflöze erfolgte da noch außerhalb eines für das Zwickauer Revier berechneten Grenzwinkels von 55 gon. Jedoch werden schon 1911 erste Gebäudeschäden am Dom beobachtet, die sich durch Risse im Gewölbe dokumentierten und welche nach heutiger Sicht eindeutig auf Überzugserscheinungen zurückzuführen sind. Leider wurden damals noch keine Verzerrungsmessungen durchgeführt. Ab dem Jahre 1910 wurde begonnen, auch die Pfeilerneigung durch Lotung zu bestimmen.

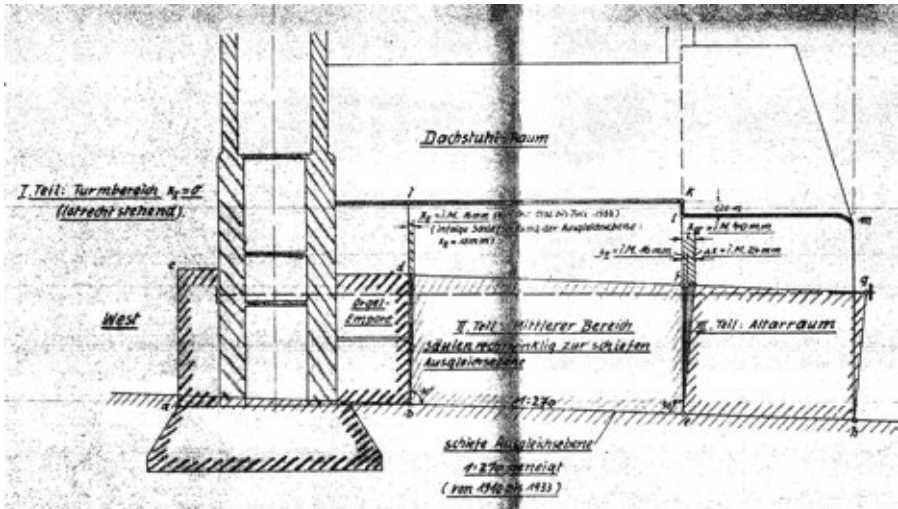


Bild 5: Schiefstellung der Pfeiler durch untertägigen Steinkohleabbau von 1910 bis 1933, Darstellung von Ausgleichsebenen nach Gehler Zeichnung: Willy Gehler [7]

Neben dem Grenzwinkel von 55 gon wurde noch ein zweiter steilerer Winkel, der Bruchwinkel, mit 70 gon angegeben. Gemäß der bergschadenkundlichen Theorie ist bei einem Abbau zwischen diesen beiden Winkel mit Überzugerscheinungen zu rechnen. D. h. durch die Scherbeanspruchungen des Untergrundes kommt es auch zu Verformungen im Gründungsbereich des Domes. Ein Abbau im inneren Kegel des Bruchwinkels würde direkt zu Setzungen am Dom führen.

Um auch den Steinkohlenabbau zwischen den beiden Winkeln zu ermöglichen – denn es waren dort 6 Flöze mit einer Gesamtmächtigkeit von 14 m erkundet worden (dies entsprach immerhin einer Menge von 13 Mio. t Steinkohle!) – sind in der Denkschrift „Zur Frage des Kohlenabbaues unter der Stadt Zwickau“ von 1912 vom Erzgebirgischen Steinkohlen-Aktienverein in Schedewitz Gutachten an den Stadtrat überreicht worden. Von diesen ist besonders dasjenige des Königlichen Bergrates Friedrich Illner vom 23.12.1911 hervorzuheben. Dieser behauptete, dass sich bei einem Abbau mit Spülversatz die Senkung an der Tagesoberfläche um 40 cm bewegen wird [5]. Doch nach erfolgtem Abbau unter dem Dom sind es 3,63 m am Höhenfestpunkt geworden.

Eine erste Auswertung der beobachteten Lotabweichungen der einzelnen Pfeiler führte zu der Vermutung, dass eine Tendenz des Auseinanderbrechens des Bauwerks zu erkennen war. Ab Beginn des 20. Jahrhunderts war damit die Beeinflussung durch den untertägigen Steinkohleabbau nachgewiesen – zunächst durch horizontale Verzerrungen wegen Überzugerscheinungen von außerhalb des Sicherheitsbereichs, dann durch abbaubedingte Setzungen. Der Bereich des sogenannten Sicherheitspfeilers unter der Stadt Zwickau, in dessen Zentrum die St. Marienkirche lag, wurde mehrfach untertägig beeinflusst.

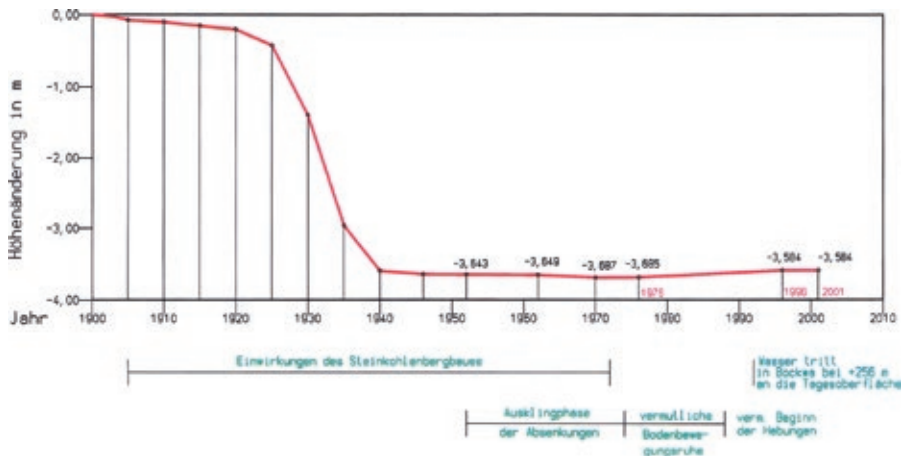


Bild 6: Bergbauinduzierte Höhenveränderungen

Grafik: Hertel nach [4]

Von Brause und Hertel wird in [6] eine abschließende Einschätzung der bergbauinduzierten Höhenveränderungen am Dom gegeben, in Bild 6 exemplarisch dargestellt für einen Punkt an der Ostseite des Domes.

Aber auch für die Nord-Süd-Richtung, so zwischen den Pfeilern H1 und H2, wurden Setzungsunterschiede festgestellt. Während sich die Setzungen des Pfeilers H1 von 1914 bis 1930 auf 1297 mm addiert haben, waren es am Pfeiler H2 nur 1258 mm. Von Gehler wurde dieses 1933 als für das Tragwerk unbedenklich eingestuft [7], da die Wandscheibe 6-H1 für eine Aussteifung ausreichen würde. Betrachtet man die Setzungen von Beginn der Messungen im Jahre 1902 an bis ins Jahr 2001, ergeben sich für den Pfeiler H1 insgesamt 3603 mm, doch für den Pfeiler H2 nur 3490 mm, also 113 mm Differenz, die bis 2015 um weitere 0,5 mm zugenommen hat.

2.3 Direkte Gründungssituation

Aus der Darstellung eines geologischen Modells [8] für den Dombereich (einschl. Oberfläche des Festgesteinshorizontes) ist die Baugrundsichtung im Bereich des Domes abzuleiten. Die Mächtigkeit der als Gründungshorizont und quartärer Grundwasserleiter im unmittelbaren Bereich des Domes fungierenden Flusskiese schwankt etwa zwischen 1,50 m und 4,50 m. Das Relief des unterschiedlich stark verwitterten bis zersetzten Festgesteinsuntergrundes ist relativ stark bewegt und weist Höhenunterschiede bis etwa 2,50 m auf. Der Festgesteinsuntergrund besteht aus verschiedenen, regellos wechsellagernden Sedimenten des Rotliegenden. Er ist vergleichsweise wenig von Trennflächen durchsetzt.

Zu den hydrogeologischen Verhältnissen wird in [9] ausgesagt, dass die Grundwasserstände am Bauwerksstandort maßgeblich anthropogen beeinflusst sind, wobei schon längerfristig eine großräumige Absenkung der natürlicherweise annehmbaren Grundwasserstände

gegeben ist. Die Gründungsverhältnisse des Bauwerks sind nach [9] an allen untersuchten Örtlichkeiten gleich. Die Bestandsfundamente sitzen auf Flusskiesen auf. Dies gilt auch für Fundamente späterer Bauepochen, die auf Altfundamenten aufsitzen, die ihrerseits auf den Flusskiesen gegründet sind.

Die untersuchten Bestandsfundamente bestehen selbst überwiegend aus unregelmäßigem Bruchsteinmauerwerk. Die Bruchsteine sind hinsichtlich Gesteinsart und Gesteinsfestigkeit sehr verschieden. Eine Vermörtelung der Bruchsteine ist nur bereichsweise gegeben. Die Verbandsfestigkeit des Bruchsteinmauerwerks ist in Frage zu stellen.

In diesem Zusammenhang ist auf Grundwasserbewegungen aufmerksam zu machen. Nachdem 1980 die Grubenwasserhaltung eingestellt wurde, setzte ein Grundwasseranstieg ein. Die damit verbundene Sättigung im Baugrund erzeugte sogar Hebungen der Tagesoberfläche. Das Wasser kann dabei durch Stofftransporte (Feinanteilaustragungen), durch Konsistenzänderung bindiger Anteile im Baugrund und durch Auslösen chemischer Vorgänge Schäden bewirken [5]. Die Fließrichtung des quartären Grundwasserleiters verläuft vom Westen kommend zum Absenkrichter Innenstadt. Durch die schon erfolgten, in diesen Grundwasserleiter hineinreichenden, versperrenden Bauwerke (Tiefgaragen) hat hier eine Einengung stattgefunden. Dies bewirkte einen Aufstau über die Gründungsebene hinaus, wodurch eine Vernässung des Sandsteinmaterials und damit verbunden eine Verringerung der Steifigkeit eingetreten ist.

2.4 Statische Untersuchungen

Neben früheren „einfachen“ ingenieurmäßigen Betrachtungen wurde in den 90er Jahren des 20. Jahrhunderts ein numerisches Stabwerkmodell von Graf/Hoffmann [10] erstellt. Hier sind bereits die Messwerte aus den Setzungen und Schiefstellungen des Gebäudes eingeflossen und hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Schnittkräfte in ausgewählten Bauteilen ausgewertet.

Entsprechend der Aufgabenstellung erfolgte die Ermittlung des Schnittkraft- und Verformungszustandes nach Elastizitätstheorie I. und II. Ordnung. Zur Erfassung einer Vorspannung, welche durch Rundstahlelemente entlang der Arkadenwände vorhanden, aber nicht im Turm verankert sind, wurde das Berechnungsmodell um ein System aus Bewehrungsstäben und Stäben zur Einleitung der Umlenkkräfte in die Pfeiler in den vergangenen Jahren ergänzt.

Für die Spannungen im Querschnitt des Pfeilers 16/M1 an der Oberfläche des Fundamentes ergeben sich aus unterschiedlichen Lastfallkombinationen anzunehmende Maximalwerte

- für Zugspannungen: 2,00 N/mm² und
- für Druckspannungen: -3,00 N/mm².

Damit wäre im Querschnitt der Sohlfuge des Pfeilers 16/M1 von einer gerissenen Zugzone auszugehen und die Druckspannung im Randbereich des Pfeilers vom Fundament würde die zulässigen aufnehmbaren Werte überschreiten.

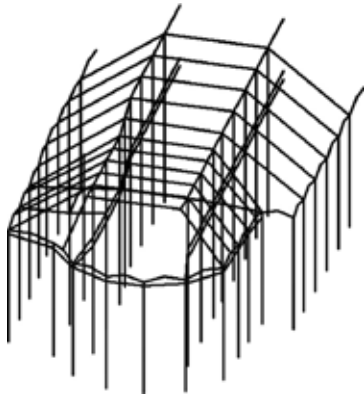


Bild 7: Stabwerkmodell Grafik aus: Statik Graf/Hoffmann [10]

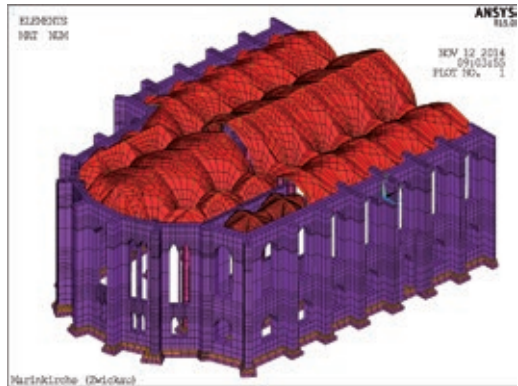


Bild 8: Volumenmodell des Kirschenschiffes (Baugrund ausgeblendet) Grafik: [11]

In Ergänzung zu den Berechnungen auf der Grundlage eines Stabwerkmodells wurde der Bereich des Pfeilers 16/M1 in einem 3D-Volumenmodell genauer untersucht [11].

Hierzu wurden zusätzlich die umliegenden Konstruktionen wie Gewölbe und Außenwände mit abgebildet. Um im Modell die verringerte bzw. nicht vorhandene Zugtragfähigkeit zu berücksichtigen, sind entsprechende Materialeigenschaften und Kontaktelemente definiert worden.

Bei dem stark exzentrisch belasteten Fundament und gleichzeitig geringer Tragfähigkeit des Fundamentes selbst führt das zu einer Verdrehung der Sohlfuge des aufstehenden Pfeilers. Dadurch plastiziert die druckbelastete Außenkante und die Exzentrizität der Resultierenden ist begrenzt, sie kann den druckbelasteten äußeren Rand nicht erreichen. In [11] wird dies als „selbstzentrierender Mechanismus“ bezeichnet. Es muss also zu einer Lastumlagerung verbunden mit einem Teilversagen des Bauteils Fundament kommen bzw. bzgl. der Schiefstellung des Pfeilers 16/M1 schon gekommen sein. Dies wird auch bei Betrachtung der Baugeschichte des Gebäudes deutlich.

3 Messungen und Überwachungen

3.1 Langzeitmessungen

Als Langzeitmessung sind hier im Wesentlichen einfache Verfahren wie die Erfassung von Schiefstellungen über Lote zu verstehen, die über mehrere Jahrzehnte auch sehr anschaulich die Veränderungen des Gebäudes dokumentieren (Bild 9).

Wegen der durch den untertägigen Steinkohlebergbau verursachten zusätzlichen Veränderung der Gründungsebenen lösten sich Rippen aus dem Netzgewölbe. Die zur Überwachung angebrachten Schnurlote zeigten 1933 eine Schiefstellung des ursprünglich senkrechten Pfeilers 16 um 8 cm, die sich bis zum heutigen Tag ständig vergrößert und mittlerweile über die Schnurlänge von 9 m 20 cm beträgt. Seit 2014 ist auch am Pfeiler 26 eine gerissene Zugzone zu beobachten.



Bild 9: Lotabweichungen seit ca. 70 Jahren

Foto: Michael Kühn

Seit Beginn des 20. Jahrhunderts wurden zu den beobachteten Bauschäden begleitende tachymetrische Messungen durchgeführt und laufend weiter qualifiziert. Im Besonderen waren dies Höhenbeobachtungen einzelner, auf Bauteilen festgelegter, meist vermarkter Punkte in der Ebene ca. 0,80 m über der jeweiligen Oberkante Fertigfußboden (OK FF), die auf einen im Landesnetz definierten Festpunkt die Höhenveränderungen dieser Punkte zueinander und gegenüber diesem Höhenfestpunkt auswiesen. Die Veränderung der NN- bzw. HNN-Höhe dieses Festpunktes wurde im Landesnetz bestimmt, letztlich auch durch in den 1990er Jahren veranlasste Reviernivellements.

Durch die Installation eines Laserlotes am Pfeiler 6 konnte die vorbeschriebene Messung zwar in ihrer zeitlichen Abhängigkeit und mit verbesserter Präzision ausgeführt und gespeichert werden, jedoch blieb die Aussage in ihrer Relativität unverändert.

Zur weiteren Verbesserung der Überwachung wurde in den vergangenen Jahren ein lokales Koordinatensystem für den Dom definiert. Dazu wurde eine Anzahl fest vermarkter Punkte in diesem System tachymetrisch bestimmt, so dass bei beliebigen Folgemessungen die Ablesungen die absoluten Veränderungen in der jeweiligen Zeitspanne angeben (siehe hierzu [12]).

Das Einbeziehen von 4 Dreifachextensometern und mehreren unterschiedlich verfilterten Grundwassermessstellen (GWM) gestattet auch belastbare Rückschlüsse auf Ursachen der jeweils aktuellen Schadensbilder. Mehrere 3-D-Rissbeobachtungsmöglichkeiten an ausgewählten kritischen Punkten ergänzen das installierte System.

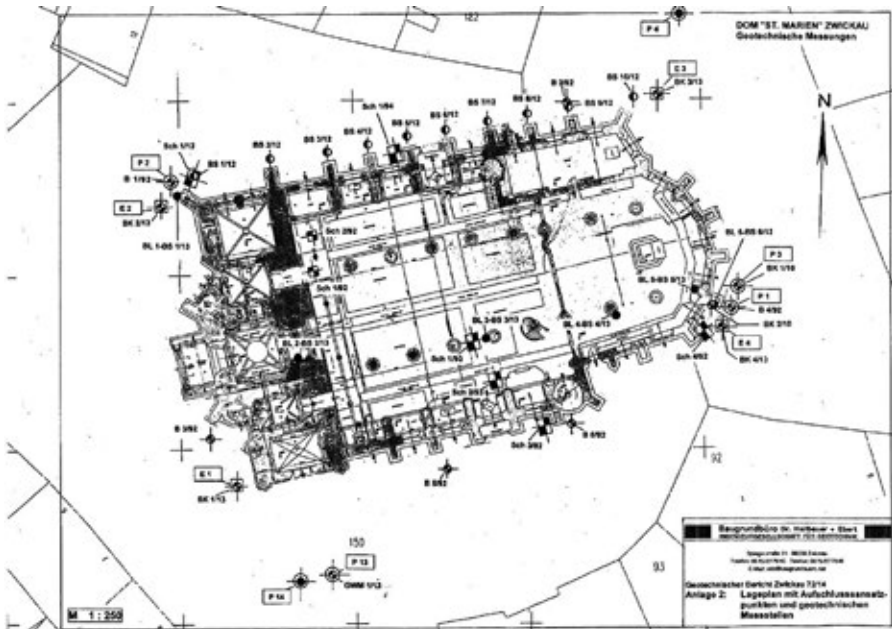


Bild 10: Lageplan mit Aufschlussansatzpunkten und geotechnischen Messstellen
Zeichnung: Baugrundbüro Dr. Hallbauer + Ebert

Mit den beschriebenen Vermarkungen und Vermessungen sowie deren Einordnung in ein räumliches Koordinatensystem wurde eine Grundlage für eine qualifizierte und quantifizierte Beurteilung des Gebäudes geschaffen. Damit können alle lage- und höhenmäßigen Verschiebungen und die Verformungen jedes Bauteils oder auch jeder Messeinrichtung in das System eingebunden werden.

Um aussagefähige Ergebnisse über die Fehlergrenzen des tachymetrischen Messverfahrens zu erhalten und damit den Bauzustand des Bauwerkes auch qualifiziert beurteilen zu können, werden weitere Messzyklen festgelegt, so auch für die Beobachtung des Grundwasserstands und die Extensometer- und Rissmessungen. Durch Weiterführen der Messreihen zu GW-Standbeobachtungen und zur GW-Dynamik lassen sich die bisher vorliegenden Aussagen in [6] und [13] qualifizieren und für den Standort Dom auswerten.

Als wichtige Kalibrierungswerte für das geologische Modell sind die Ergebnisse der markscheiderischen Messungen von Bedeutung. Zu den Höhenveränderungen wurden erste Auswertungen der Vermessungsunterlagen bis zum Jahre 1935 von Kögler [14] vorgenommen. Darin sind erstmals für den Bereich des Domes Linien gleicher Absenkung (Isokatabasen) eingeführt. In Auswertung der Bauwerkskontrollmessungen von Hertel kommt dann 1998 Fenk in seinem Abschlussbericht zu den markscheiderischen Auswertungsarbeiten, siehe [15], zu dem Ergebnis,

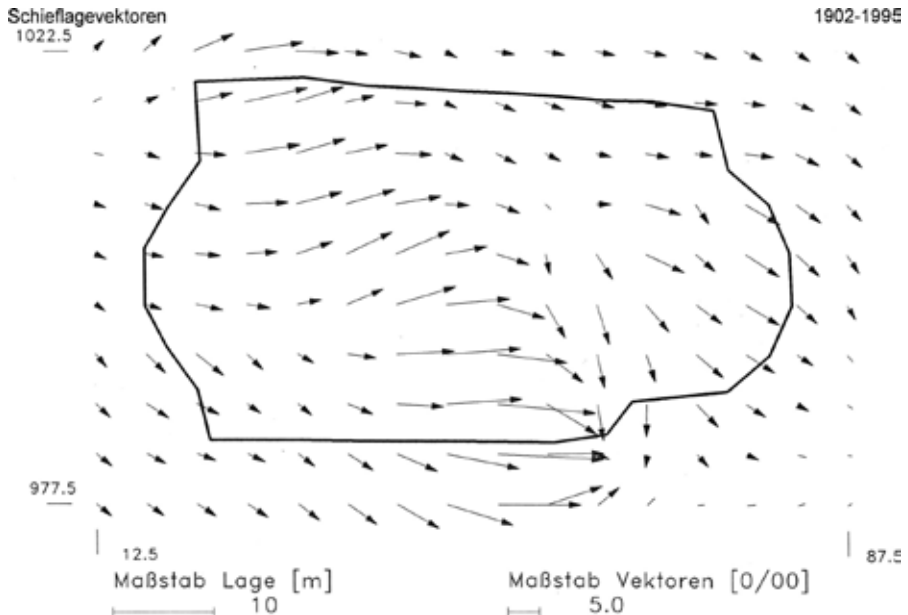


Bild 11: Schiefelage der Gründungssohle, hervorgerufen durch die Krümmung der Gründungssohle, Vektordarstellung
Grafik: Michael Kühn, nach Fenk [15]

dass die Hebungen an der Tagesoberfläche (Gründungshorizont auf den Muldenkiesen) als gesetzmäßige Zusammenhänge für das Revier Zwickau zu betrachten sind.

Die Hebung der einzelnen Punkte des nach Auflassung des Bergbaues verformten Domgrundrisses lassen sich mit einer in [15] beschriebenen Funktion nachvollziehen.

Krümmungen und Zerrungen bzw. Pressungen entstehen durch Verschiebungsanomalien. Abgeleitet aus den bergbautechnischen Regeln gelten für den Dom Zwickau (Schutzkategorie 2) folgende Verträglichkeitskategorien [15]:

- ☐ Schrägstellung der Gründungsebene: 4 ‰,
- ☐ Krümmungsradius der Gründungsebene: 10 km,
- ☐ Zerrung/Pressung: 2 ‰,

Für den Bereich der Wandscheibe 6/H1 sind demgegenüber jedoch folgende Zustände von Fenk [15] ermittelt:

- ☐ Schrägstellung der Gründungsebene: 5,94 ‰,
- ☐ Krümmungsradius der Gründungsebene: 5,27 km.

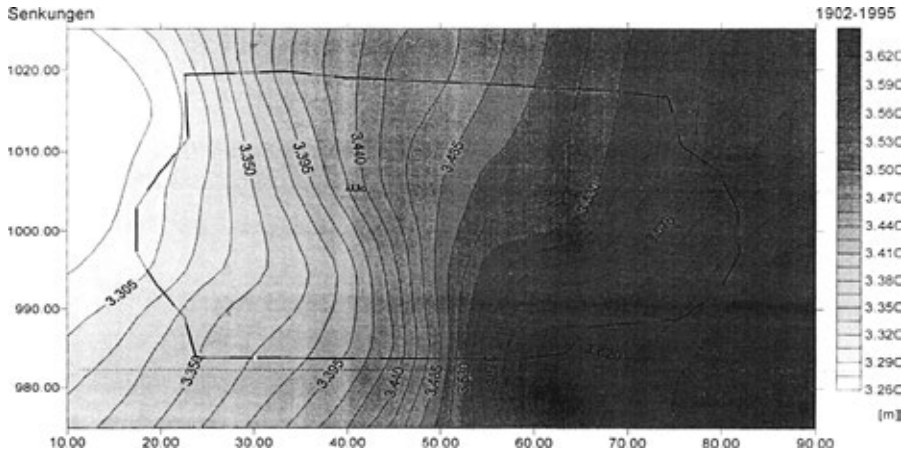


Bild 12: Isokatabasen im Bereich des Domes – Senkungen 1902 bis 1995

Grafik: aus Fenk [15]

In beiden Fällen ist eine deutliche Über- bzw. Unterschreitung der definierten maximalen Verträglichkeitswerte zu erkennen.

Neuerliche Verformungen und Rissbilder zeigen an, dass das Gleichgewicht der Kräfte nach wie vor instabil ist.

3.2 Laserscan

Als Ergänzung zu den bisher durchgeführten tachymetrischen Messungen wurden mehrere Laserscans angefertigt und zu einem Gesamtmodell zusammengesetzt. Neben dem Außenbereich, der lediglich Schwarz-Weiß aufgenommen wurde, sind der Innenbereich farbig und das Dachtragwerk ebenfalls Schwarz-Weiß erfasst worden.

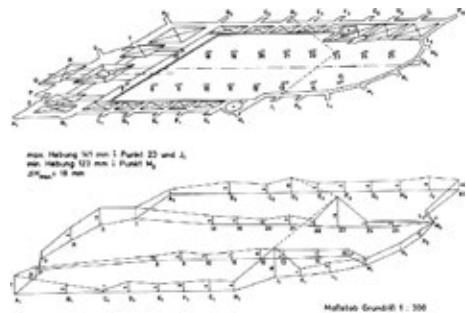


Bild 13: Hebungsdifferenz über verformtem Grundriss

Grafik: Michael Kühn, nach Fenk [15]

Für den Zwickauer Dom wurden die Laserscans mit einer Auflösung von ca. 1,0 mm durch die Volkswagen Sachsen GmbH Zwickau angefertigt. Durch die Punktwolke können beliebige Schnitte gelegt werden, z. B. für die Erstellung von aktuellen Plänen. Die Scans haben den Vorteil, dass auch Bereiche erfasst werden, die für ein konventionelles Aufmaß nur schwer zu erreichen sind. Die Laserscandaten ersetzen damit ein verformungsgerechtes Aufmaß. Die Neigung jedes einzelnen Pfeilers kann mit räumlichem Bezug bestimmt werden. Ohne zusätzlichen Aufwand lassen sich auch Krümmungen erfassen. Somit können z. B. die von der

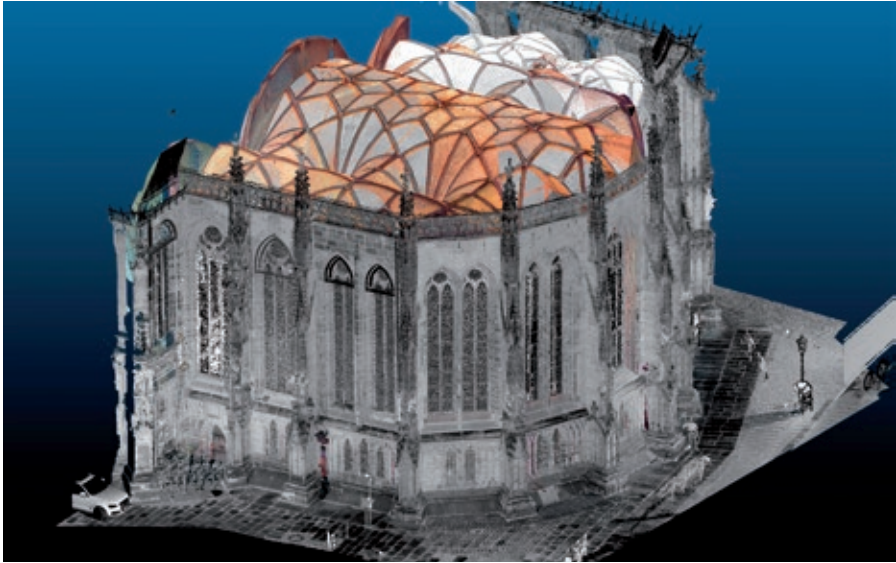


Bild 14: Verformungsgerechtes „Aufmaß“ in Form eines Laserscans Grafik: Peter Schöps

idealen Form stark abweichenden Gewölbegeometrien bei entsprechenden statischen Simulationen berücksichtigt werden. Bild 14 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt des Chorbereiches. Zur Verdeutlichung der Gewölberippen wurden die Punktwolken des Daches ausgeblendet.



Bild 15: Schnitt durch die Punktwolke mit Eintragungen des Vermessers

Zeichnung: Sven Tröger, Peter Schöps

Nach der Herstellung der Baugruben für die Fundamentertüchtigung der Pfeiler M1 und M2 erfolgte durch das Vermessungsbüro Tröger ein Aufmaß der Fundamentgeometrien. Hierbei wurden auch bisher unbekannte Innenfundamente erfasst. Zusammen mit einem aus der Punktwolke erzeugten Grundriss gelingt eine schnelle Lagebestimmung. Die archäologische Zuordnung zu einer Zeitepoche und einem Baukörper steht noch aus.

3.3 Materialeigenschaften der Fundamente

In der Vergangenheit wurden mehrfach Bestimmungen der Druckfestigkeit als Grundlage statischer Berechnungen und

Nachweisverfahren zur Standsicherheit durchgeführt. Dabei reichten die Druckfestigkeitswerte von 2,0 bis 27 N/mm² (eine genaue Zusammenstellung ist in [2] enthalten). Es wurde deutlich, dass die aus Hochbauteilen entnommenen Proben weit höhere Bruchfestigkeiten aufwiesen als die Proben aus den Fundamenten. Dies gilt unabhängig davon, ob die Probekörper aus einem Stein oder als zwei vermörtelten Steinen gewonnen wurden.

Zum Vergleich der unterschiedlichen Güten ist in Bild 16 ein 1-m-Bohrkern aus Bohrloch 6 (Pfeiler M1, oben) einem aus Bohrloch 5 (Pfeiler 16, unten) gegenübergestellt.

Die statischen Eigenschaften werden sehr stark von der Feuchte im eingebauten Zustand beeinflusst. Dies zeigten entsprechende Versuche an Proben aus dem Fundamentbereich.

Die Festigkeitswerte reichten hierbei von 2,6 N/mm² bis 12,6 N/mm².



Bild 16: Bohrkern aus Fundament Pfeiler M1 (oben) und Pfeiler 16 (unten)

Foto: Michael Kühn

Wie in [16] beschrieben wurde, sind bei den Gründungen im Zuge der Veränderung des Kirchenbaues 18 verschiedene Ausführungen zu unterscheiden. Die dokumentierten Schürfe und Fundamentbohrungen zeigen, dass sich die Qualität der Bauausführung der einzelnen Bauetappen sehr unterscheidet, dass die Fundamente auch bei erheblich größeren Lasteintragungen nicht ertüchtigt wurden und dass keinerlei Vorkehrungen getroffen worden sind, bei benachbart ausgeführten Tiefergründungen die Überlagerung der Kräfte in der Setzungsmulde zu harmonisieren.

4 Maßnahmen zur Ertüchtigung

4.1 Historische Maßnahmen

Unbeantwortet blieb zunächst die Frage nach der Ursache der Schiefstellung der Pfeiler. Die o. g. Lotmessungen und eine eigene Messung im August 1923 waren Grundlage des bereits erwähnten Gutachtens von Kögler (Freiberg). Er hat die Lotabweichungen nicht dem Steinkohlabbau, sondern für das Kirchenschiff dem Dachschieb und für den Chorraum dem „zu flachen Chorgewölbe“ zugeordnet. Daraufhin erfolgten der Einbau der zusätzlichen Sprengwerke im Dachstuhl und die untauglichen Versuche, das Chorgewölbe an die Streckbalken des Chorraumdaches zu hängen. Im weiteren Verlauf kam es zu weiteren Verformungen; Rippen aus dem Netzgewölbe des Chorraumes lösten sich und stürzten ab.

Zur Gewährleistung der Sicherheit wurde im Chorraum ein Stahlnetz unter dem Gewölbe installiert. Eine umfangreiche Dokumentation der bis 1990 im Dom vorgenommenen Maßnahmen zur statischen Sicherung in Langhaus und Chor ist in [17] enthalten.

Dieses Ausweichen der Chorauswandpfeiler wurde fortschreitend auch Ende des 19. Jahrhunderts von Oscar Mothes festgestellt, s. z. B. [1]. Nachdem Versuche gescheitert waren,

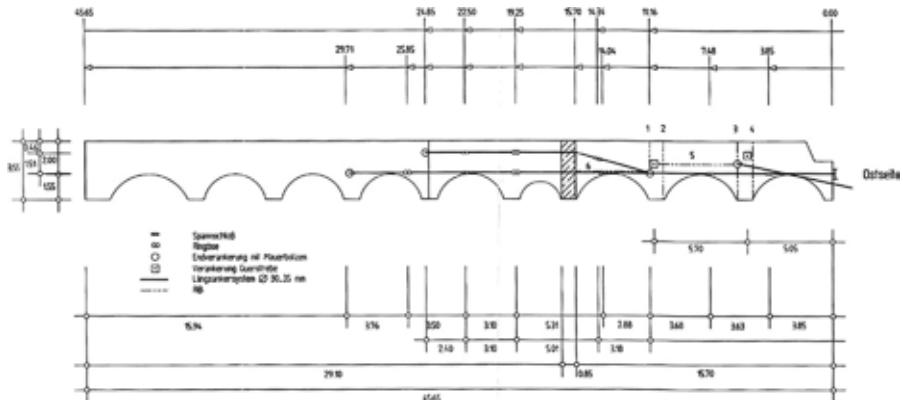


Bild 17: Ankersystem in Ost-West-Richtung nach Gutachten Mohrmann von 1900

Zeichnung: Gigla in [18]

das Ausweichen durch Verankerung der Pfeilerköpfe im Dachbereich vorzunehmen, veranlasste Mothes die gegenseitige Verspannung der Pfeilerköpfe durch einen „Schlauderkranz“ aus Flacheisen (100/30), mit Rundstahldollen in den Sandstein der Pfeilerköpfe eingebohrt und verankert sowie mit durchgehenden Rundeisenankern (Ø 30 mm) beidseitig der Arkadenwände bis etwa in die Mitte des Langhauses. Gleichzeitig wurden zur Erhöhung der Vertikallasten eine Brüstung aufgesetzt und die Pfeiler mit Fialtürmchen versehen. Diese Lösung zeigte Prof. Gehler durch seine Idee der Einführung von sogenannten Ausgleichsebenen unterschiedlicher Neigungswinkel auf [7]. Daraus konnte er schon 1933 ableiten, dass eine besondere Beanspruchung des Chorraumes durch eine starke Neigung nach Osten vorliegt. So mussten schon 1924 Zuganker im Triumphbogen und zwischen den Chorsäulen eingezogen werden. Wegen der Verflachung des Chorgewölbes drohten Gewölberippen abzustürzen, sie wurden mit Stahlbügeln bandagiert und in den Kappen verankert.

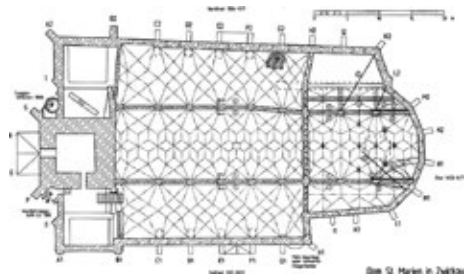


Bild 18: Ankersystem in Ost-West-Richtung

(Grundriss) nach Gutachten Mohrmann von 1900

Zeichnung: Gigla [18]

4.2 Aktuelle Vorhaben

Da die bisherigen Versuche, die beiden maßgeblichen Pfeiler zu entlasten oder zu ertüchtigen, nicht den gewünschten Erfolg erbrachten und die Schiefstellungen weiter zunahmen, sind aktuell umfangreiche Ertüchtigungen geplant.

Die Sanierungsplanung für die Pfeiler 16/M1 und 26/M2, welche besonders hoch durch den Gewölbeschub beansprucht sind, verlangte eine genauere Abbildung der Geometrie zur

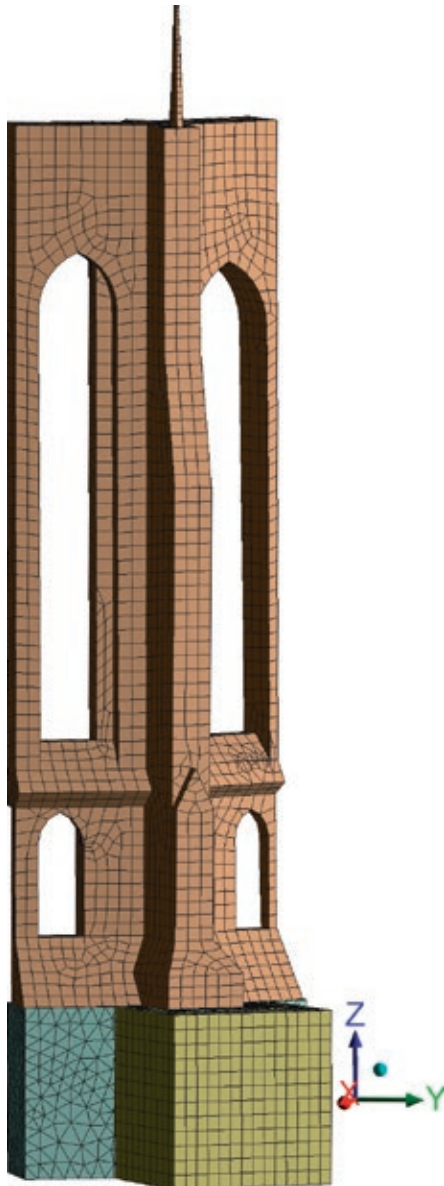


Bild 19: Teilmodell mit FEM-Netz
Grafik: Peter Schöps

besseren Ermittlung der Schnittgrößen und für die Nachweise der Spannungen und Bodenpressungen. Somit können Tragreserven besser verstanden und genutzt werden. Ergänzend zu den im Abschnitt 2.4 erläuterten Berechnungsmodellen sind Teilmodelle der beiden Pfeiler erstellt worden (Bild 19). Hierfür konnten als Grundlage die Laserscandaten verwendet werden. Die entsprechenden Teile der Punktwolke wurden eingelesen und mit Volumenkörpern manuell nachgebildet. Statisch nicht relevante Bereiche können so zur Erstellung einer sauberen Vernetzung vernachlässigt werden. Die beiden Modelle beinhalten somit auch die Schiefstellungen.

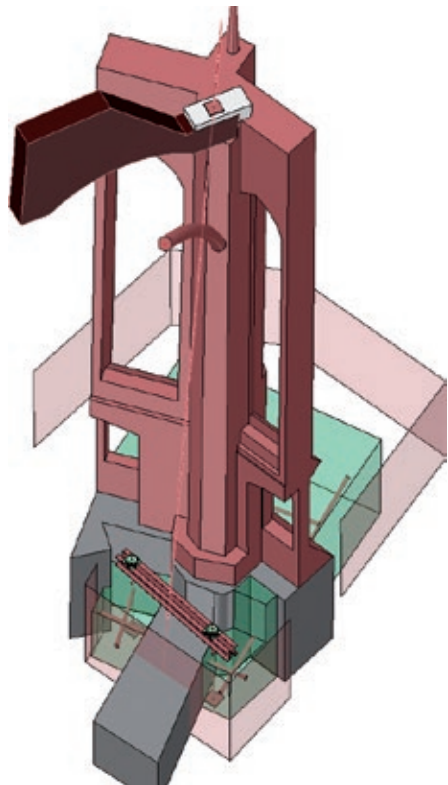


Bild 20: Gesamtansicht Pfeiler M2 mit vertikalem Zugglied
Grafik: Peter Schöps

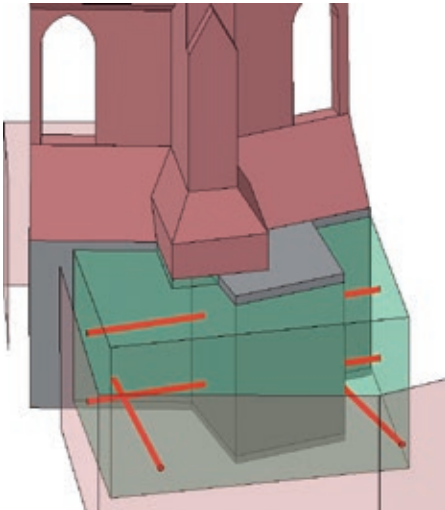


Bild 21: Detailsicht des äußeren Fußpunktes mit Spanngliedern und Stahlbetonkragen (halbtransparent)

Grafik: Peter Schöps

Im Rahmen des Standsicherheitsnachweises sind die einzelnen Lastschritte der Sanierung inkl. der temporären Stützmaßnahmen abgebildet worden.

Die Ertüchtigung besitzt mehrere Komponenten (Bilder 20 bis 22). Neben einer Vergrößerung der Gründungsfläche sollen das Bestandsfundament verfestigt und die Lage der Resultierenden im Pfeiler mit Hilfe von vorgespannten Zuggliedern etwas nach innen verschoben werden.

Um Arbeiten an den Fundamenten durchführen zu können (Bild 23), sind diese zuerst zu entlasten. Hierfür wurde eine Stützkonstruktion an beiden Pfeilern angebracht und vorgespannt (Bild 24). Anschließend wird der innere und der äußere Stahlbetonkragen zur Vergrößerung der Gründungsfläche hergestellt und darauffolgend erhalten die Bestandsfundamente eine Gefügeverbesserung durch Injektage.

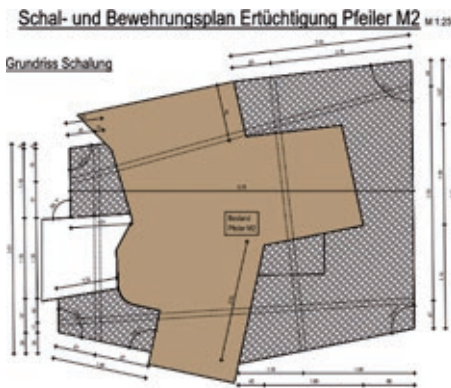


Bild 22: Pfeilerfundament mit geplanter Vergrößerung (braun = Bestandsfundament) Grafik: Peter Schöps

Neben der Vergrößerung der Fundamente ist auch ein Verspannen der Bestandsfundamente – oder besser: des alten Fundamentmauerwerks – vorgesehen. Durch den so erzeugten hydrostatischen Spannungszustand erhöht sich die für die vertikale Belastung ansetzbare Festigkeit erheblich. Zusammen mit der Spannungsreduktion ist so sichergestellt, dass der Gebrauchstauglichkeitszustand im linear-elastischen Bereich verbleibt. Weitere Schiefstellungen infolge einer Materialüberlastung sind somit ausgeschlossen.

Anschließend wird durch das Spannen des innenliegenden vertikalen Spanngliedes die Lage der Resultierenden im Pfeiler nach innen verlagert und die bisher leicht gerissene Zugzone dauerhaft überdrückt. Hierbei ist zu

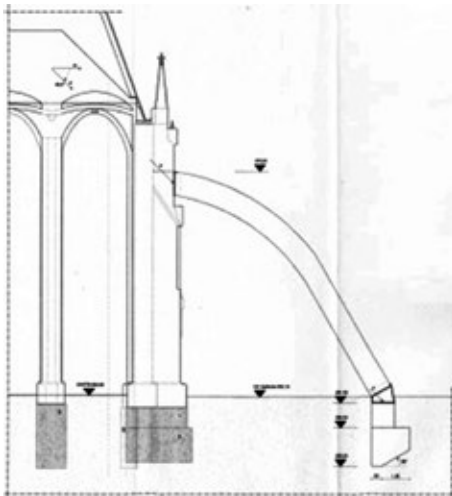
beachten, dass die temporär vorgespannte Stützkonstruktion zeitgleich entspannt wird.

Im Bild 22 – Auszug aus dem Schalplan des Pfeilers M2 – ist die geplante Vergrößerung der Fundamentfläche zu erkennen. Gestrichelt ist die Lage der Spannglieder für die Generierung



Bild 23: Bestandsfundament nach oberflächiger Reinigung

Foto: Michael Kühn



eines hydrostatischen Spannungszustandes im Bestandsfundament dargestellt. Dieser Spannungszustand ist eine weitere Komponente bei der Erhöhung der Tragfähigkeit.

5 Ausblick

Mit der Sanierung der beiden Pfeiler M1 und M2 ist die dringlichste Maßnahme am Zwickauer Dom in Angriff genommen. Durch die beschriebenen großräumigen Setzungen sind auch in anderen Bereichen weitere Risse vorhanden.

Bild 24: Temporäre Abstützungen der Pfeiler M1 und M2

Zeichnung: Michael Kühn

Aus statischer Sicht ist als nächste dringende Aufgabe die Sanierung des Pfeilers H1 anzusehen. Weitere Maßnahmen werden folgen. Auch die Überwachung der Baugrundaktivitäten infolge des Bergbaus und sich in Zukunft ändernder Grundwasserverhältnisse wird weiterlaufen. Die Langzeitmessungen sind somit noch lange nicht abgeschlossen.

Literatur

- [1] Francke, M.; Mothes, O.: Baugeschichte der Marienkirche. Zwickau: Druck von R. Zückler, 1891.
- [2] Kühn, M.: Ev.-Luth. Hauptpfarrkirche Zwickaus – seit 1935 Dom St. Marien Zwickau. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender 2017, Berlin: Ernst & Sohn, 2017, S. 161–179.
- [3] Kühn, M.: Baugeschichte der St. Marienkirche Zwickau, seit 1935 „Dom St. Marien Zwickau“. Dom St. Marien: Informationshefte (2010) 14, S. 4–16.
- [4] Hertel, K.: Steinkohlenbergbau in Zwickau, Dokumentation der geologischen Struktur und der Abbaufolgen im Gebiet des Domes St. Marien in Zwickau. Unveröffentlichter Bericht Arbeitskreis Steinkohle e.V. Zwickau, 1993.
- [5] Kühn, M.: Bericht und Lösungsvorschlag zu den statisch-konstruktiven Problemen am Dom „St. Marien“ Zwickau, Stand September 1993. Dom St. Marien: Informationshefte (1993) 4.
- [6] Brause, H.; Hertel, K.: Abschließende Einschätzung zu bergbauinduzierten Höhenveränderungen am Dom St. Marien zu Zwickau. DBU-Dokumentation, 2002.
- [7] Gehler, W.: Zweites Gutachten über die Bauschäden an der Marienkirche in Zwickau, Dresden, 1933 [Anm.: Das Gutachten liegt unvollständig als Lichtpause im Archiv der Nicolai-Kirchgemeinde Zwickau vor.].
- [8] Tröger, S.: Erstellung eines Baugrundmodells im Bereich des Domes St. Marien zu Zwickau mittels Modellierungssoftware GOCAD-SKUA. Bachelor-Arbeit, TU Bergakademie Freiberg, 2014.
- [9] Baugrundbüro Dr. Hallbauer + Ebert: Geotechnischer Bericht 72/14 Dom St. Marien. Abschlussbericht, 20.11.2014.
- [10] Graf, W.; Hoffmann, A.: Statische Voruntersuchungen im Zuge der Sanierungen am Dom St. Marien Zwickau. GHS-Baustatik GbR, Abschlussbericht, 27.4.2014.
- [11] Jäger, W.; Bakeer, T.; Schöps, P.: Untersuchungen zur Beurteilung des Schnittkraft- und Verformungszustandes des Zwickauer St. Marien Domes. Zwischenbericht, Jäger Ingenieure GmbH, 17.11.2014.
- [12] Tröger, A.: Bauwerksüberwachungsmessungen am Dom St. Marien Zwickau, Nov. 2012 bis Dez. 2013. Abschlussbericht, TU Bergakademie Freiberg, 28.2.2014.
- [13] Franke, D.; Bartl, U.: Geotechnische Stellungnahme zu Problemen von Grundwasserstandsänderungen im Bereich des Domes St. Marien zu Zwickau. Gutachten, TU Dresden – Institut für Geotechnik, 1994.
- [14] Hinweis Prof. Kögler; lag im Archiv des Vermessungs- und Ingenieurbüros U. Haller und Partner im Hause der ESTEG GmbH Zwickau vor.

- [15] Fenk, J.: Komplexuntersuchung zu Auswirkungen des ehemaligen Steinkohlenbergbaues im Raum Oelsnitz – Zwickau. LfUG, Sächsisches Oberbergamt, TU Bergakademie Freiberg, 1998.
- [16] Oelsner, N.; Stoye, W.; Walther, T.: Marienkirche und Nikolaikirche in Zwickau. Neue Erkenntnisse zur Frühgeschichte der Stadt. In: Oexle, J. (Hrsg.): Frühe Kirchen in Sachsen. Ergebnisse archäologischer und baugeschichtlicher Untersuchungen; Veröffentlichungen des Landesamtes für Archäologie mit Landesmuseum für Vorgeschichte, Bd. 23, Stuttgart: Konrad Theiss, 1994, S. 150–165.
- [17] Gigla, B.: Der Dom St. Marien in Zwickau. Die statischen Sicherungsmaßnahmen in Langhaus und Chor. Diplomarbeit, TU Braunschweig, 1992.
- [18] Gutachten Mohrmann, betreffend den baulichen Zustand der Marienkirche zu Zwickau vom 27.2.1900, Prof. Mohrmann, TH Hannover.